

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche Scientifique



**Université de Jijel**  
Faculté des Sciences et de Technologie  
Département de génie civil

**Mémoire De Master En Génie civil**  
Option : Structure

Présenté par :  
**Badreddine ARBID**  
**Mohamed BOUDEMAGH**

**Thème :**

**Etude d'une tour R+8+2 Sous-sols  
contreventée par portiques et voiles en  
zone II.a**

**Encadré par :**

**Mme. S. BOUSSAFEL**

**2019-2020**

# Remerciement

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui on voudrait témoigner toute notre gratitude.

On voudrait tout d'abord adresser toute notre reconnaissance à la directrice de ce mémoire, Madame BOUSSAFEL, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

On désire aussi remercier les professeurs de l'université de Jijel, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nous tenons à remercier spécialement nos parents respectifs, pour leur confiance et leur soutien inestimable.

.

# Dédicace

Je dédie ce travail

A mes parents

A ma famille

A mes amis surtout B.Meroua, CHEBLOUA MOHAMED et BOUDEMAGH DJO

A mes collègues

A tous ceux qui comptent pour moi,

A tous ceux pour qui me compte.

Badreddine

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

Mes parents que dieu leur procure bonne santé et longue vie

Ma sœur Manel qui m'a toujours soutenu et encouragé

Mon binôme Badreddine et également mes très chers amis  
Mohammed Chabloua et Islem Termoul qui ont contribué pour que ce  
projet soit possible.

Mohammed



# Sommaire

<b>Introduction générale</b>	1
<b>Chapitre I : Introduction générale et présentation de la structure</b>	/
I-1/ Introduction	2
I-2/ Description de projet	2
II.2-1/ Présentation architecturale	2
I-3/ Caractéristiques de l'ouvrage	3
I-4/ Présentations techniques	3
I-5/ Règlements et normes utilisées	4
I-5-1/ Indication générale sur les règles de BAEL	4
I-5-1-1/ Définition de l'état limite	4
I-5-1-2/ Etat limite ultime ELU	4
I-5-1-3/ Etat limite de service ELS	5
I-5-1-4/ Hypothèse de calcul à l'E L U	5
I-5-1-5/ Hypothèse de calcul à l'E L S	5
I-5-1-6/ La règle des trois pivots	5
I-6/ Caractéristiques des matériaux	6
I-6-1/ Béton	6
I-6-1-1/Composition du béton	6
I-6-1-2/Résistance du béton	6
I-6-1-3/ Module de déformation longitudinale du béton	7
I-6-1-4 /Coefficient de poisson	7
I-6-1-5/ Contrainte limite ultime du béton à la compression	8
I-6-1-6/ Contrainte limite de service	8
I-6-1-7/ Diagramme des contraintes- déformations	8
I-6-1-8/ Contrainte ultime de cisaillement du béton	9
I-6-1-9/ Actions et sollicitations	9
I-6-2/ L'acier	10
I-6-2-1/Caractéristiques mécaniques	11
I-6-2-2/ Contrainte limite à l'ELU	11

I-6-2-3/ Contrainte limite de service	11
I-6-2-4/ Diagramme de déformation – contrainte	12
<b>Chapitre II– Pré-dimensionnement, Evaluation et descente es Charges</b>	/
II-1/Pré-dimensionnement	13
II-1-1/ Introduction	13
II-1-2/ Pré-dimensionnement des éléments de la superstructure	13
II-1-2-1/ Dimensionnement du plancher	13
II-1-2-2/ Planchers à corps creux	13
II-1-2-3/ Planchers à dalles pleines	15
II-1-3/ Pré-dimensionnement des voiles	16
II-1-4/ Pré-dimensionnement des escaliers	18
II-1-4-1/ Escalier(1)	18
II-1-4-2/ Escalier (2)	20
II-1-5/ Pré-dimensionnement des Balcons	21
II-1-6/ Pré-dimensionnement des cabines avancé	21
II-1-7/ Pré-dimensionnement des poutres	21
II-1-7-1/ Poutres transversales (secondaires)	22
II-1-7-2/ Poutres longitudinales (principales)	22
II-1-7-3/ Poutre palière	23
II-1-7-3-1/ Poutre palière (escalier 1)	23
II-1-7-3-2/ Poutre palière (escalier 2)	24
II-1-8/ Pré-dimensionnement des poteaux	25
II.2/Evaluation des charges et des surcharges	26
II-2-1/Les planchers	26
<b>II-2-2/Les balcons</b>	27
II-2-3/Les escaliers	29
II-2-3-1/Escalier (1)	29
II-2-3-2/Escalier (2)	30
II-2-4/Les murs	31
II-3/ Descente des charges	32
II-3-1/ Poteau d'angle (B-6)	32

II-3-2/ Poteau de rive (B-1)	34
II-3-3/ Poteau central (C-4)	39
II-3-4/Dimensions des poteaux	44
<b>Chapitre III-Calcul des éléments secondaires</b>	/
III-1/ Introduction:	45
III-2/ L'acrotère :	45
III-2-1/ Introduction	45
III-2-2/ Dimensionnement	45
III-2-3/ Evaluation des charges :	46
III-2-3-1/ Détermination de l'effort due au séisme :	46
III-2-4/ Calcul des sollicitations :	46
III-2-5/Ferraillage de l'acrotère :	49
III-2-6/Vérification des contraintes :	52
III-2-6-1/Vérification de la contrainte du béton comprimé :	52
III-2-6-2/Vérification des contraintes des armatures tendus :	52
III-2-6-3/Vérification au cisaillement :	52
III-2-6-4/Armatures des répartitions :	53
III-3/ Les plancher	53
III-3-1/ Introduction :	53
III-3-2/ Plancher corps creux :	54
III-3-2-1/ Calcul des poutrelles :	54
III-3-3/Choix de la méthode de calcul	58
III-3-4/Détermination des charges agissant sur les poutrelles	59
III-3-4-1/ Plancher terrasse :	59
III-3-4-3/ Calcul des sollicitations	59
III-3-4-4/ Calcul des moments	60
III-3-4-4-1/ Plancher terrasse	60
III-3-4-4-2/ Plancher étage	63

III-3-4-5/ Calcul des efforts tranchant	66
III-3-4-5-1/ Plancher terrasse	66
III-3-4-5-2/ Plancher étage	67
III-3-4-6/ Diagrammes des efforts tranchants	68
III-3-4-6-1/ Plancher terrasse	68
III-3-4-6-2/ Plancher étage	69
III-3-5/ Calcul des armatures à L'ELU	70
III-3-5-1/ Plancher terrasse	70
III-3-5-1/ Plancher étage	74
III-3-6/ Vérification à l'E.L.U et l'E.L.S :	78
III-3-6-1/ Plancher terrasse	78
III-3-6-2/ Plancher étage	83
III-4/ La dalle de compression	89
III-5/ Plancher à dalle pleine	90
III-5-1/Introduction	90
III-5-2/Étape de calcul	91
III-5-2-1/Calcul des moments isostatiques	91
III-5-2-2/Évaluation des charges	92
III-5-2-3/Calcul des sollicitations	92
III-5-3/Calcul de ferrailage	93
III-5-3-1/Condition de non fragilité :	93
III-5-3-2/ Vérification de la condition de non fragilité :	94
III-5-3-3/Calcul de l'espacement :	94
III-5-4/Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	94
III-5-5/ Vérification à l'ELS	95
III-5-5-1/ Position de l'axe neutre	95
III-5-5-2/ Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)	95
III-5-5-3/Calcul les armatures à l'ELS	96
III-5-5-4/Vérification de la contrainte de béton	96

III-5-6/Schéma de ferrailage :	96
III-6/ Etude des balcons	97
III-6-1/ Introduction	97
III-6-2/ La cabine avancée (encastré sur 3 côtés)	97
III-6-2-1/ Caractéristique des matériaux	97
III-6-2-2/ Les charges	99
III-6-2-3/ Sollicitation de calcul	99
III-6-2-4/ Ferrailage	99
III-6-2-5/ Espacement	100
III-6-2-6/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton	100
III-6-2-7/ Vérification à l'ELS	101
III-6-2-8/Schéma de ferrailage :	102
III-6-3/Balcon:	103
III-6-3-1/ Caractéristique des matériaux	103
III-6-3-2/ Les charges :	103
III-6-3-3/ Sollicitation de calcul :	104
III-6-3-4/ Ferrailage :	105
III-6-3-5/ Espacement:	106
III-6-3-6/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :	106
III-6-3-7/ Schéma de ferrailage :	107
III-7/ Les escaliers	108
III-7-1/Définition :	108
III-7-2/Calcul volée 1 et 3 étage courant de l'escalier (1):	109
III-7-2-1/Dimensionnement et charges:	109
III-7-2-2/Calcul des sollicitations :	109
III-7-2-3/Ferrailage :	110
III-7-2-4/Vérifications de la condition de non fragilité	111
III-7-2-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU	111
III-7-2-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS	111
III-7-2-7/Vérification de la flèche	112
III-7-2-8/La flèche totale	112

III-7-2-9/Schéma de ferrailage	115
III-7-3/Calcul volée 2 étage courant de l'escalier (1):	116
III-7-3-1/Dimensionnement et charges:	116
III-7-3-2/Calcul des sollicitations :	116
III-7-3-3/Ferrailage	117
III-7-3-4/Vérifications de la condition de non fragilité	118
III-7-3-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU	118
III-7-3-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS	118
III-7-3-7/Vérification de la flèche	118
III-7-3-8/La flèche totale	119
III-7-3-9/Schéma de ferrailage	122
III-7-4/Calcul volée 1 et 3 (RDC et 1 <sup>er</sup> étage) de l'escalier (1):	122
III-7-4-1/Dimensionnement et charges:	122
III-7-4-2/Calcul des sollicitations	123
III-7-4-3/Ferrailage	124
III-7-4-4/Vérifications de la condition de non fragilité	125
III-7-4-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU	125
III-7-4-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS	125
III-7-4-7/Vérification de la flèche	126
III-7-4-8/La flèche totale	126
III-7-4-9/Schéma de ferrailage	129
III-7-5/Calcul volée 2 (RDC et 1 <sup>er</sup> étage) de l'escalier (1)	129
III-7-5-1/Dimensionnement et charges:	129
III-7-5-2/Calcul des sollicitations :	130
III-7-5-3/Ferrailage	131
III-7-5-4/Vérifications de la condition de non fragilité	132
III-7-5-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU	132
III-7-5-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS	132
III-7-5-7/Vérification de la flèche	132
III-7-5-8/La flèche totale	133
III-7-5-9/Schéma de ferrailage	136

III-7-6/Calcul volée 1 et 3 de l'escalier (2)	136
III-7-6-1/Dimensionnement et charges:	136
III-7-6-2/Calcul des sollicitations :	137
III-7-6-3/Ferraillage	138
III-7-6-4/Vérfications de la condition de non fragilité	138
III-7-6-5/Vérfications de la contrainte tangentielle à l'ELU	138
III-7-6-6/Vérfications des contraintes de béton à l'ELS	139
III-7-6-7/Vérfication de la flèche	139
III-7-6-8/La flèche totale	139
III-7-6-8/Schéma de ferraillage	142
III-7-7/Calcul volée 2 (RDC et 1 <sup>er</sup> étage) de l'escalier (2):	142
III-7-7-1/Dimensionnement et charges:	142
III-7-7-2/Calcul des sollicitations :	143
III-7-7-3/ Ferraillage de la pailasse console	143
III-7-7-4/Vérfications de la condition de non fragilité	144
III-7-7-5/Vérfications de la contrainte tangentielle à l'ELU	144
III-7-7-6/Vérfications des contraintes de béton à l'ELS	144
III-7-7-7/Vérfication de la flèche	145
III-7-7-8/Schéma de ferraillage	145
III-8/Etude de la poutre palière	145
III-8-1/Introduction :	145
III-8-2/Poutre brisée au niveau de l'escalier 2 (RDC et 1 <sup>er</sup> étage)	146
III-8-2-1/Calcul des sollicitations	146
III-8-2-2/Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :	147
III-8-2-3/Vérfication à l'E.L.U:	147
III-8-2-4/Vérfication à l'E.L.S	148
III-8-2-5/Vérfication de flache :	148
III-8-2-6/Calcul des armatures longitudinales :	149
III-8-2-7/Calcul des armatures :	149

III-8-2-8/Schéma de ferrailage	150
III-8-3/Poutre palière au niveau de l'escalier 1 (les étages)	151
III-8-3-1/Calcul des sollicitations	151
III-8-3-2/Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :	152
III-8-3-3/Vérification à l'E.L.U:	152
III-8-3-4/Vérification à l'E.L.S:	153
III-8-3-5/Vérification de flèche :	153
III-8-3-6/Calcul des armatures longitudinales :	154
III-8-3-7/Calcul des armatures :	154
III-8-3-8/Schéma de ferrailage :	156
<b>Chapitre IV : Etude de vent</b>	/
IV-1/ Introduction :	157
IV-1-1/ Application de RNV 99 :	158
IV-1-2/ La vérification de la stabilité d'ensemble :	158
IV-1-2-1/ Détermination de coefficient dynamique $C_d$ :	158
IV-1-2-2/ Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ :	158
IV-1-2-3/ Détermination de coefficient d'exposition $C_e$ :	159
IV-1-2-4/ Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :	160
IV-1-2-5/ Détermination du coefficient de pression nette $C_p$ :	165
IV-1-2-5-1/ Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ :	165
IV-1-2-6/ Calcul de la pression due au vent :	166
IV-1-2-7/ Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ :	168
IV-1-2-8/ Détermination de la force résultante $f_{frj}$ :	169



IV-2/ Conclusion :	170
<b>Chapitre VI : Etude dynamique</b>	/
V-1/ Introduction	171
V-2/ Objectifs de l'étude dynamique	171
V-3/ Choix de la méthode de calcul	171
V-3-1/ Présentation de méthode statique équivalente	171
V-3-2/ Présentation de la méthode modale spectrale	171
V-3-3/ Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme	172
V-3-4/ Choix de la méthode de calcul pour notre structure	172
V-4/ Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003	172
V-4-1/ La classification des zones sismiques	172
V-4-2/ La classification des sites	172
V-4-3/ Classification des ouvrages selon leur importance	173
V-4-4/ La classification du système de contreventement	173
V-4-5/ Régularité	173
V-4-3-1/ Régularité en plan	174
V-4-3-2/ Régularité en élévation	174
V-4-6/ Facteur de qualité Q	174
V-4-7/ Périodes associées à la catégorie du site T1 et T2	175
V-4-8/ Facteur de correction d'amortissement $\eta$	175
V-4-9/ Pourcentage d'amortissement critique :	175
V-5/ L'analyse dynamique de la structure par ETABS	176
V-5-1/ Spectre de réponse de calcule	176
V-5-2/Modélisation de la structure	177
V-5-2-1/ Description du logiciel ETABS	177
V-5-2-2/ Modélisation des éléments structuraux	177
V-5-2-3/ Modélisation de la masse	178
V-5-2-4/ Nombre de mode à prendre en compte	178
V-6/Etape de modélisation	179
V-7/La proposition de disposition des voiles	179
V-7-2/ Cas 2 : Structure en portique avec voile (architecturale)	180

V-7-2-1/ Les modes propres	181
V-7-2-2/ Période fondamentale théorique	183
V-7-3/ Cas 3 : système contreventement avec voile (proposé)	184
V-7-3-1/ Les modes propres	186
V-7-3-2/ Période fondamentale théorique	189
V-8/ Poids total de la structure	190
V-9/ Vérifications réglementaires	190
V-9-1/ Caractéristiques géométriques et massique de la structure	190
V-9-1-1/ Centre de masse	190
V-9-1-1/ Centre de rigidité (centre de torsion)	191
V-9-2/ Calcul de l'excentricité théorique	191
V-10/ Justification de l'interaction portiques voiles	192
V-10-1/ Sens longitudinal (X-X)	192
V-10-2/ Sens transversal (Y-Y)	192
V-11/ Vérification de l'effort sismique	193
V-11-1/ Coefficient dynamique (Site: S3)	193
V-11-2/ Calcul de la force sismique totale V	194
V-12/ Modélisation par brochette :	195
V-12-1/ Par la méthode statique équivalent	195
V-12-1-1/ Distribution de l'effort sismique selon la hauteur	195
V-12-1-2/ Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur	197
V-12-2/ Par la méthode dynamique	198
V-12-2-1/ Distribution de l'effort sismique selon la hauteur	199
V-12-2-2/ Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :	200
V-13/ Vérification des déplacements latéraux inters étage	201
V-14/ Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ :	203
V-15/ Justification de la stabilité au renversement :	204
V-16/ Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):	205
V-16-1/ Redimensionnement des poteaux :	205
V-17/ Conclusion :	206

<b>Chapitre VI- Ferrailage des éléments porteurs</b>	/
VI .1/ Introduction:	207
VI.2/ Ferrailage des portiques	207
VI.2.1/ Ferrailage des poutres	207
VI.2.1.1/ Combinaisons des charges	207
VI.2.1.2 / Calcul de ferrailage	208
VI.2.1.3 / Vérification de ferrailage	209
VI.2.1.4/ Vérification à L'ELU	209
VI.2.1.5/ Vérification à l'état limite de service (E.L.S)	211
VI-2-1-6/ La vérification de la flèche :	211
1VI.2.1.7/ Schéma de ferrailage	212
VI.2.2/ Ferrailage des poteaux	213
VI.2.2.1/ Introduction	213
VI.2.2.2/Calcul de ferrailage	214
VI.2.2.3/Vérification de ferrailage	215
VI.2.2.4/Vérification à l'E.L.U	215
VI.2.2.5/Vérification à l'état limite de service	218
VI.3/ Les voiles	220
VI.3.1/ Introduction	220
VI.3.2/Voiles pleins	220
VI.3.2.1/Aciers verticaux	220
VI.3.2.2/Aciers horizontaux	221
VI.3.2.3/ Règles communes	221
VI.3.2.4/ Calcul du ferrailage vertical	222
VI.3.3 /Etude des sections	222
VI.3.3.1 /Section partiellement comprimée SPC	222
VI. 3.3.2/Section entièrement comprimée SEC	223
VI.3.3.3/Section entièrement tendue SET	223
VI.4/ Ferrailage des voiles	223
VI.4.1/Calcul de ferrailage vertical	224
VI-4-1-1/Exemple de calcul	224

VI-4-2/Calcul de ferrailage horizontal :	228
VI-4-2-1/Exemple d'application	228
VI-4-3/schémas de ferrailage	229
VI.5/ Calcul d'un voile avec ouverture	232
VI.5.1/ Introduction	232
VI.5.2/ Calcul des linteaux	232
VI.5.2.1/calcul du ferrailage	232
VI.5.2.1/Choix des Barres d'aciers	233
VI.5.2.1.4/ Croquis de ferrailage	234
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b>	/
VII.1/ Introduction	235
VII.2/ Différents types des fondations	235
VII.3 /Choix du type de fondations	235
VII.3.1/Semelle isolé	235
VII-3-1 -1 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :	236
VII-3-2 /La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS	237
VII.4. Radier général	237
VII.4.1/ Introduction	237
VII.4.2/ Pré dimensionnement du radier	237
VII.4.2. 1/L'épaisseur de la dalle	237
VII.4.2.2/ Nervure	238
VII.4.2.3 /Calcul du D (débordement)	239
VII.4.2.4/ Vérification du poinçonnement	240
VII.4.2.5./Caractéristiques géométriques du radier	240
VII.4.2.6/Vérification de la stabilité du radier	241
VII.4.2.6.1/ Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales	241
VII.4.2.6.2/Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$	242
VII.4.2.6.3/Vérification de la compression sous : $G + Q \pm E$	243
VII.5/Ferrailage du radier	243
VII.5.1/ Dalle de radier	243

VII.5.1.1/ Les combinaisons de charges	243
VII.5.1.2 Ferrailage de panneau le plus sollicité	243
VII.5.1.3./Calcul des sections d'armatures E.L.U	244
VII.5.1.4/La vérification a E.L.S	245
VII.5.1.5/Calcul les armatures à l'ELS	246
VII.6/Etude de débord du radier	246
VII.6.1/ Etude de débord du radier	246
VII.7/Calcul des nervures	247
VII.7. 1/Présentation du logiciel SAFE 16.0.1	247
VII.7.2/Démarches de modélisation de notre radier	247
VII.7.3/Ferrailage longitudinal	248
VII-7-4/Les armatures transversales :	250
VII-7-5/Schéma de ferrailage :	251
VII.8/ Calcul des éléments de soutènement	252
VII.8.1/ Introduction	252
VII.8.2/Dimensionnement du voile	252
VII.8.3/Calcul de la poussée de terre	252
VII.8.4/ Calcul de la poussée due aux surcharges	253
VII.8.5/ Méthode de calcul	254
VII.8.6/ Calcul des sollicitations	254
VII.8.7/ Ferrailage du voile périphérique	254
VII.8.8/ Vérification à l'ELS	256
VII-8-9/ Schéma de ferrailage	257
VII.9 Conclusion	257
<b>Conclusion générale</b>	259

# Liste des figures

<b>CHAPITRE I</b>	/
I-1 La construction en 3D	2
I-2 Règle des trois pivots	6
I-3 Diagramme contraintes-déformation du béton	9
I-4 Diagramme Déformation -- Contrainte de l'acier	12
<b>CHAPITRE II</b>	2
II.1 : Les dimensions du plancher le plus sollicité	13
II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	14
II.3. Dimensionnement de la poutrelle	15
II.4 : Coupe transversale du plancher à dalle pleine.	16
II.5 : Coupe de voile en élévation et en plan	17
II.6 : Escalier à trois volées	18
II.7 : Escalier (1)	18
II.8 : Escalier (2)	20
II.9 : Dimensionnement d'une poutre	21
II.10 : Dimensionnement des poutres longitudinales et transversales	23
II.11 : Dimensionnement des poutres palières	24
II.12 : Dimension du poteau d'angle	32
II.13 : Dimension du poteau de rive (3 au 8 <sup>ème</sup> étage).	34
II.14 : Poteau de rive (RDC, 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage).	35
II.15 : Dimension du poteau de rive	39
II.16 : Dimension du poteau centrale (RDC et 1er étage).	39
II.17 : Dimension du poteau centrale (S-sol).	39
II.18 : Dimension du poteau centrale (étage courant).	40
II.19 : Dimension du poteau centrale	44
<b>CHAPITRE III</b>	
III.1.Schéma descriptif de l'acrotère	45
III.2. coupe transversal de l'acrotère	49
III.3.Ferraillage de l'acrotère	53

III.4. Coupe transversale du plancher à corps creux.	54
III.5. La Section de la poutrelle.	57
III.6. Poutrelle de type 01.	57
III.7. Poutrelle de type 02.	58
III.8. Poutrelle de type 03.	58
III.9. Schéma statique de poutrelle (1er type terrasse).	60
III.10. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type1)	60
III.11. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type1)	61
III.12. Schéma statique de poutrelle (2 <sup>eme</sup> type terrasse).	61
III.13. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type2)	61
III.14. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type2)	62
III.15. Schéma statique de poutrelle (3 <sup>eme</sup> type terrasse).	62
III.16. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type3)	62
III.17. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type3)	63
III.18. Schéma statique de poutrelle (1 <sup>er</sup> type étage).	63
III.19. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type1)	64
III.20. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type1)	64
III.21. Schéma statique de poutrelle (2 <sup>eme</sup> type étage).	64
III.22. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type2)	65
III.23. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type2)	65
III.24. Schéma statique de poutrelle (3 <sup>eme</sup> type étage).	65
III.25. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type 3)	66
III.26. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type 3)	66
III.27. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type1)	68
III.28. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type2)	69
III.29. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type3)	69
III.30. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type1)	69
III.31. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type2)	69
III.32. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type3)	70
III.33. Coupe de section rectangulaire et section en T.	70

III.34. Ferrailage des poutrelles.	89
III.35. Ferrailage de la dalle de compression	90
III.36. Dimension de la dalle pleine	91
III.37. Distribution des moments sur les panneaux	92
III.38. Ferrailage du travée de la dalle pleine.	96
III.39. Ferrailage des appuis de la dalle pleine.	97
III.40. Schéma de la cabine avancé encastrés sur trois côtés.	98
III.41. Ferrailage du travée de la cabine avancé.	102
III.42. Ferrailage des appuis de la cabine avancé.	102
III.43. Ferrailage de la cabine avancé encastrés sur trois côtés	103
III.44.. Schéma du balcon encastrés sur trois côtés.	104
III.45. Ferrailage de travée du balcon.	107
III.46. Ferrailage des appuis du balcon.	108
III.47. Ferrailage du balcon encastré sur trois côtés	108
III.48. Représentation du 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée	109
III.49. Schéma statique du 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée	109
III.50. La charge équivalente.	109
III.51 Ferrailage de l'escalier 1 du 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée (étage courant)	115
III.52. Représentation du 2 <sup>ème</sup> volée	116
III.53. Schéma statique du 2 <sup>ème</sup> volée	116
III.54. La charge équivalente.	116
III.55. Ferrailage de l'escalier 1 du 2 <sup>ème</sup> volée (étage courant).	122
III.56. Représentation du 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée	123
III.57. Schéma statique du 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée	123
III.58. La charge équivalente.	123
III.59. Ferrailage de l'escalier 1 du 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).	129
III.60. Représentation du 2 <sup>ème</sup> volée (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).	130
III.61. Schéma statique du 2 <sup>ème</sup> volée (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).	130
III.62. La charge équivalente du 2 <sup>ème</sup> volée (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).	130
III.63. Ferrailage de l'escalier 1 du 2 <sup>ème</sup> volée (RDC et 1 <sup>er</sup> étage).	136



III.64. Représentation de la 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée d'escalier (2).	136
III.65. Schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée d'escalier (2).	137
III.66. La charge équivalente de la 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée d'escalier (2).	137
III.67. Ferrailage de l'escalier 2 du 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée	142
III.68. Représentation du 2 <sup>ème</sup> volée, escalier 2.	143
III.69. Ferrailage de l'escalier 2 du 2 <sup>ème</sup> volée.	145
III.70. Poutre palière	145
III.71. Vue en élévation de la poutre brisée	146
III.72. La charge équivalente sur la poutre brisée	146
III.73: Ferrailage de poutre brisée (escalier 2)	150
III.74. Ferrailage de poutre brisée (escalier 2)	151
III.75. La charge équivalente sur la poutre palière.	151
III.76. Ferrailage de poutre palière (escalier 1).	155
III.77. Ferrailage de poutre palière (escalier 1).	156
<b>CHAPITRE IV</b>	/
IV.1 Action du vent	157
IV.2 Répartition de la pression dynamique	159
IV.3 légendes pour les parois verticales	161
IV.4 La répartition du vent sur les parois verticales Sens X-X	162
IV.5. La répartition du vent sur les parois verticales Sens Y-Y	162
IV.6. Légende pour les toitures plates.	163
IV.7. La distribution de Cpe sur la toiture sens X-X	164
IV.8. La distribution de Cpe sur la toiture sens Y-Y	164
IV.9. Force résultante R	169
<b>CHAPITRE V</b>	/
V.1. Diagramme de spectre en fonction de site par RPA	176
V.2. Le spectre de réponse	176
V.3. : Modélisation de la structure de tour par ETABS	178
V.4. voile architecturale	180

V.5. mode 1 T=0,751 sec	181
V.6. mode 2 T=0,663sec	182
V.7. mode 3 T=0,540sec	183
V.8. Disposition des voiles proposés.	185
V.9. mode 1 T= 0,757sec	186
V.10. mode 2 T= 0,623 sec	187
V.11 mode 3 T= 0,509 sec	188
V.12. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.	197
V.13. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y	198
V.14. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.	200
V.15. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y	201
V.16. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens : X et Y	203
<b>CHAPITRE VI</b>	/
VI.1:Schéma de ferrailage de la poutre sur appui	212
VI.2: Schéma de ferrailage de la poutre sur travée	212
VI.3: Schéma de ferrailage des poutres (Coupe).	213
VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux	219
VI.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (Coupe).	219
VI.6 : Section transversale du voile	221
VI.7: Section partiellement comprimée	223
VI.8 : Section entièrement tendue	223
VI.9 : Vue en plan des voiles existants.	224
VI.10 : Ferrailage du voile VX1	229
VI.11 : Ferrailage du voile VX2	229
VI.12 : Ferrailage du voile VX3	230
VI.13 : Ferrailage du voile VX4	230
VI.14 : Ferrailage du voile VX5	230
VI.15 : Ferrailage du voile VY1	231
VI.16 : Ferrailage du voile VY2	231
VI.17 : Ferrailage du voile VY3	231
VI.18 : Ferrailage du linteau	234

<b>CHAPITRE VII</b>	117
VII.1 Semelle isolée	236
VII.2 : Semelle filante	237
VII.3 : Schéma du radier sous SOCOTEC	241
VII.4 : Schéma du débord	246
VII.5. Schéma de ferrailage du débord de radier	247
VII.6 : Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE	248
VII.7. :Ferrailage des nervures : sur appuis	251
VII.8. :Ferrailage des nervures : sur travée	251
VII.9 : Position des voiles périphériques	252
VII.10 : Poussée de terre	252
VII.11 : Ferrailage de voile périphérique	257

# Liste des tableaux

<b>CHAPITRE I</b>	
I-1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$	11
<b>CHAPITRE II</b>	
II.1 : Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux)	26
II.2 : Charge permanente due au plancher d'étage courant (corps creux)	27
II.3 : Charge permanente due au plancher sous-sol (dalle pleine).	27
II.4 : Charge permanente due au balcon terrasse.	27
II.5 : Charge permanente due au balcon terrasse (cabine avancé).utilisées	28
II.6 : Charge permanente due au balcon étage	28
II.7 : Charge permanente de la cabine avancé.	28
II.8 : Charge permanente due aux paillasses ( RDC et 1 <sup>er</sup> étage)	29
II.9 : Charge permanente due aux paillasses (Étage courant).	29
II.10 : Charge permanente due aux paillasses (Étage courant	29
II.11 : Charge permanente due à une marche + palier	30
II.12 : Charge permanente due aux paillasses.	30
II.13 : Charge permanente due aux paillasses	30
II.14 : Charge permanente due aux paliers	31
II.15 : Charge permanente due aux murs extérieurs	31
II.16 : Charge permanente due aux cloisons	31
II.17 : Charge permanente due aux Cloison intérieures à double parois	32
II.18 : Descente des charges pour poteau d'angle (B-6).	34
II.19 : Descente des charges pour poteau de rive (B-1).	37
II.20 : Descente des charges pour poteau centrale (C-4).	41
II.21 : Dimensions du poteau central	44
<b>Chapitre III</b>	/
III.1: sollicitation due a l acrotère	47
III.2. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type1 terrasse)	60
III.3. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type 2 terrasse)	61

III.4.Les moments à l'ELU et à l'ELS (type3 terrasse)	62
III.5. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type1 étage)	63
III.6. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type2 étage)	64
III.7. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type3 étage).	65
III.8. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1 terrasse)	66
III.9. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2 terrasse)	67
III.10. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3 terrasse)	67
III.11. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1 étage)	67
III.12. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2 étage)	68
III.14. Résultats de calcul du ferrailage terrasse (type 1)	71
III.15. Résultats de calcul du ferrailage terrasse (type 2)	72
III.16. Résultats de calcul du ferrailage terrasse (type 3)	74
III.17. Résultats de calcul du ferrailage étage (type 1)	75
III.18. Résultats de calcul du ferrailage étage (type 2)	76
III.19. Résultats de calcul du ferrailage étage (type 3)	78
III.20.Vérifications à l'ELS (type1) terrasse	79
III.21.Vérifications à l'ELS (type2) terrasse	81
III.22.Vérifications à l'ELS (type3) terrasse	83
III.23.Vérifications à l'ELS (type1) étage	85
III.24.Vérifications à l'ELS (type2) étage	86
III.25.Vérifications à l'ELS (type 3) étage	88
III.26. Résultats des sollicitations à l'ELU	92
III.27. Répartition des moments fléchissant à l'ELU.	92
III.28. Résultats des sollicitations à l'ELS	92
III.29. Répartition des moments fléchissant à l'ELS	93
III.30. Résultats de Ferrailage	94
III 31. Vérification des contraintes à l'ELS	95
III.32. Ferrailage à l'ELS	96

III.33. La position des liaisons et différentes charges	98
III.34. Les résultats des efforts à l'E.L.U.	99
III.35. Les résultats des efforts à l'E.L.S	99
II.36. Résultats de ferrailage de la cabine avancé.	100
III.37. Les résultats de vérification à l'E.L.S.	102
III.38. La position des liaisons et différentes charges balcon	103
III.39. Les résultats des efforts à l'E.L.U	104
III.40. Les résultats des efforts à l'E.L.S	105
III.41. Résultats de ferrailage de balcon	105
III.42. Les résultats de vérification à l'E.L.S	107
III.43. Différent coefficients de calcul de ferrailage escalier 1 étage, volée 1et 3.	110
III.44. Résultats du calcul du ferrailage escalier 1 étage, volée 1et 3	111
III.45. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 1 étage, volée 1et 3.	112
III.46. Différents coefficients pour le calcul de la flèche escalier 1 étage, volé 1 et 3	113
III.47. Différent coefficients de calcul de ferrailage de l'escalier(1) étage, volée 2	117
III.48. Résultats du calcul du ferrailage escalier 1 étage, volée 2.	117
III.49. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 1 étage, volée 2	118
III.50: Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier 1 étage, volé 2	120
III.51. Différent coefficients de calcul de ferrailage de l'escalier 1 RDC, volé 1et 3.	124
III.52. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier 1 RDC, volé 1et 3.	124
III.53. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 1 RDC, volé 1et 3	125
III.54. Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier 1 RDC, volé 1et 3	127
III.55. Différent coefficients de calcul de ferrailage du 2 <sup>ème</sup> volée RDC	131
III.56. Résultats du calcul du ferrailage escalier du 2 <sup>ème</sup> volée (RDC et 1 <sup>er</sup> étage)	131
III.57. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, du 2 <sup>ème</sup> volée RDC	132
III.58. Différent coefficient pour le calcul de la flèche du 2 <sup>ème</sup> volée d'escalier RDC.	134
.III.59. Différent coefficients de calcul de ferrailage du 1,3 <sup>ème</sup> volée d'escalier (2).	138
III.60. Résultats du calcul du ferrailage du 1,3 <sup>ème</sup> volée d'escalier (2)	138
III.61. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, du 1,3 <sup>ème</sup> volée d'escalier (2).	139

III.62. Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier 2 du 1,3 <sup>ème</sup> volée	140
.III.63. Différents coefficients de calcul de ferrailage du 2 <sup>ème</sup> volée, escalier 2	143
III.64. Résultats du calcul du ferrailage escalier 2, 2 <sup>ème</sup> volée	144
III.65. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 2 (2 <sup>ème</sup> volée).	144
III.66. Résultats du calcul de la poutre brisée	147
III.67. Résultats du calcul de poutre palière	152
<b>CHAPITRE IV</b>	
IV.1. Définition des catégories de terrain	160
IV.2. Valeurs de Cr et Ce et de Qdyn Selon la hauteur Z	160
IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X)	161
IV.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(Y-Y)	162
IV.5. Coefficients de pression extérieur de la terrasse	163
IV.6. Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.8 Sens X-X	165
IV.7. Coefficient de pression de vent pour Cpi=-0.5 Sens X-X	165
IV.8. Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.8 Sens Y-Y	166
IV.9. Coefficient de pression de vent pour Cpi=-0.5 Sens Y-Y	166
IV.10. Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8 Sens X-X	167
IV.11. Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 Sens X-X	167
IV.12. Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8 Sens Y-Y	167
IV.13. Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 Sens Y-Y	168
IV.14. Force résultante suivant sens x-x et y-y	170
<b>CHAPITRE V</b>	
V.1. : Coefficient d'accélération de zone A	173
V.2. Classification de la structure selon le système de contreventement	173
V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.	174
V.4. Pénalité P <sub>q</sub> en fonction des critères de qualités.	175
V.5 : Valeurs de $\xi$ □ (%)	175
V.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.	179
V.7. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante1	180
V.8. Période fondamental de la structure	184

V.9. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique cas3	186
V.10. Période fondamentale de la structure	189
V.11. Poids de chaque étage	190
V.12. valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)	192
V.13. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.	192
V.14. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X	196
V.15. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y	196
V.16. La distribution de l'effort tranchant suivant X.	197
V.17. La distribution de l'effort tranchant suivant Y	198
V.18. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X	199
V.19. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y	199
V.20. La distribution de l'effort tranchant suivant X.	200
V.21. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.	201
V.22. Vérification des déplacements	202
V.23. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.X	204
V.24. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.Y	204
V.25. Vérification de la stabilité au renversement	205
V.26. Vérification de L'effort normal réduit des poteaux	205
IV.27. Vérification de L'effort normal réduit après le <i>redimensionnement</i>	206
<b>CHAPITRE VI</b>	
VI.1 : Calcul du ferrailage des poutres	209
VI.2 : Vérification du ferrailage des poutres longitudinal	209
VI.3 : Les sollicitations dues aux poteaux	214
VI.4 : Calcul du ferrailage des poteaux.	215
VI.5 : Vérification de ferrailage des poteaux	215
VI.6 : Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL	216
VI.7 : Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.	216
VI.8 : Calculs armatures transversales des poteaux.	218
VI.9 : Longueur de recouvrement poteaux	218
VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS poteaux	218
VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.	226



VI.12 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal	226
VI.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X	227
VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y	227
VI.15. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.	229
VI.16 : Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y	229
VI.17 : Le ferrailage final du linteau	234
<b>CHAPITRE VII</b>	
VII.1 : Les surfaces des semelles isolées.	236
VII.2 : Les surfaces des semelles filantes	237
VII.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$	242
VII.4. Calcul des contraintes	243
VII.5 : Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$	243
VII.6 : Les sollicitations à l'ELU	244
VII.7: Les sollicitations à l'ELS	244
VII.8 : Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU	244
VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS	245
VII.10 Ferrailage à l'ELS	246
VII.11 : Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU	248
Tableau VII.12 : Vérification à l'ELS	249
VII.13 : Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS	250
VII.14 : Les sollicitations à l'ELU	255
VII.15 : Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU	255
VII.16 : Les sollicitations à l'ELS	255
VII.17 : Vérification à l'ELS	256
VII.18 : Ferrailage à l'ELS	256

# Notations

**A, A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.

**A<sub>t</sub>** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton

**D** : Diamètre, rigidité

**E** : Module d'élasticité longitudinal, séisme.

**E<sub>b</sub>** : Module de déformation longitudinal béton.

**E<sub>i</sub>** : Module de déformation instantanée (**E<sub>vj</sub>** : Pour a l'âge de j jours).

**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>v</sub>** : Module de déformation différé **E<sub>vj</sub>** : pour chargement applique à l'âge de j jours).

**F** : force ou action générale.

**G** : charge permanente.

**Q** : surcharge d'exploitation.

**I** : moment d'inertie.

**L** : longueur ou portée.

**M** : moment de flexion le plus souvent.

**M<sub>u</sub>** : Moment a' l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment de calcul a' l'état limite de service.

**N** : effort normal.

**Q** : action ou charge variable.

**S** : section

**T, V** : effort tranchant.

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âge de j jours

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.

**d** : Hauteur utile.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale du plancher.

**h<sub>dc</sub>** : hauteur de la dalle de compression.

**L<sub>x</sub>** : Longueur maximale entre axes

**A '**  : section d'armature comprimées

**A** : section d'armature tendue

**e** : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.

**S** : espacement des armatures en général.

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

## NOMENCLATURES GRECQUES :

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier.

**α** : Angle en général, coefficient

**ε<sub>bc</sub>** : Raccourcissement relatif du béton.

**ε<sub>s</sub>** : Déformation de l'acier.

**η** : Coefficient de fissuration relative a une armature.

**θ** : Coefficient sans dimension.

**λ** : Élanement.

**ν** : Coefficient de poisson.

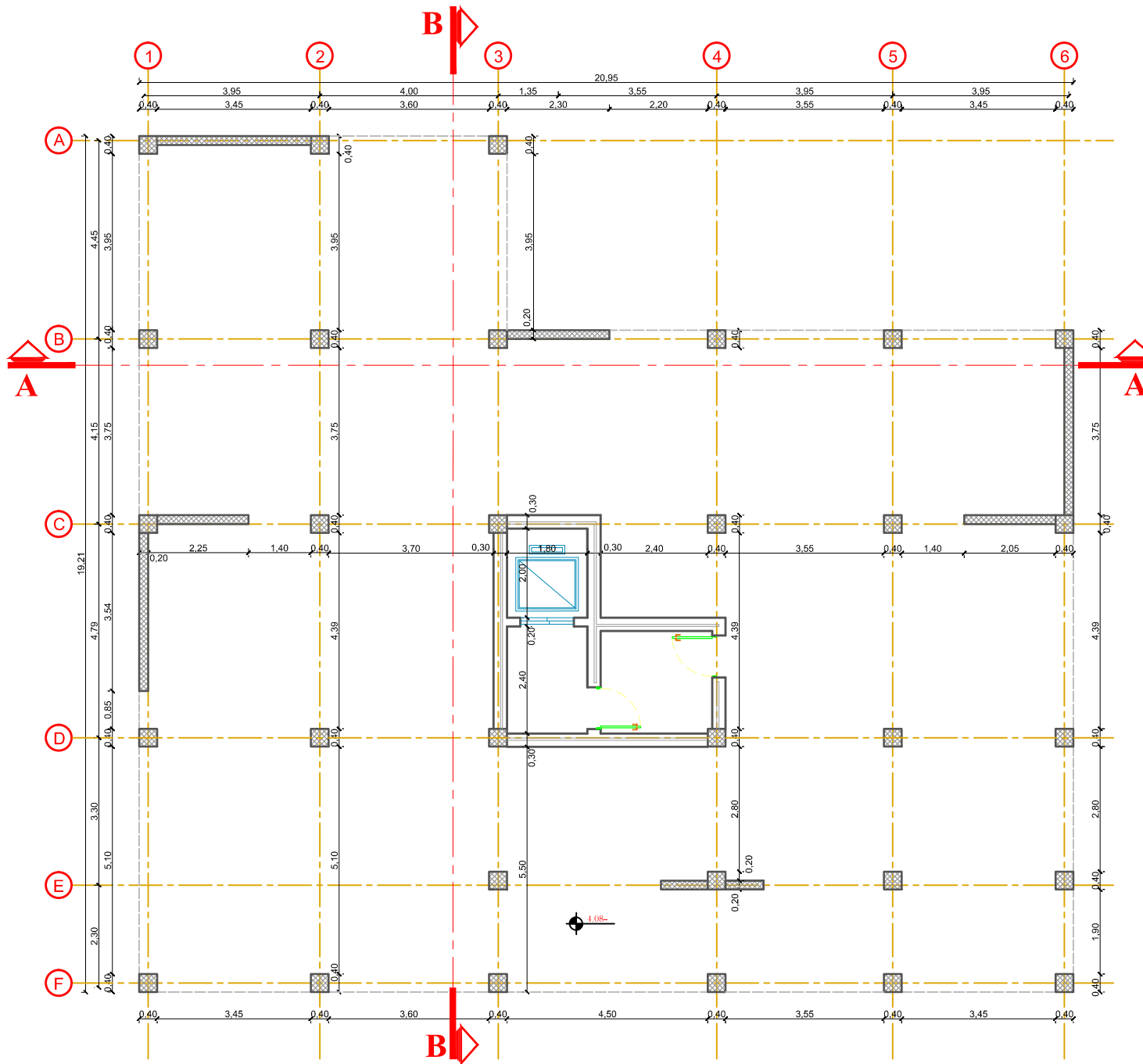
**ρ** : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.

**σ** : Contrainte normale général.

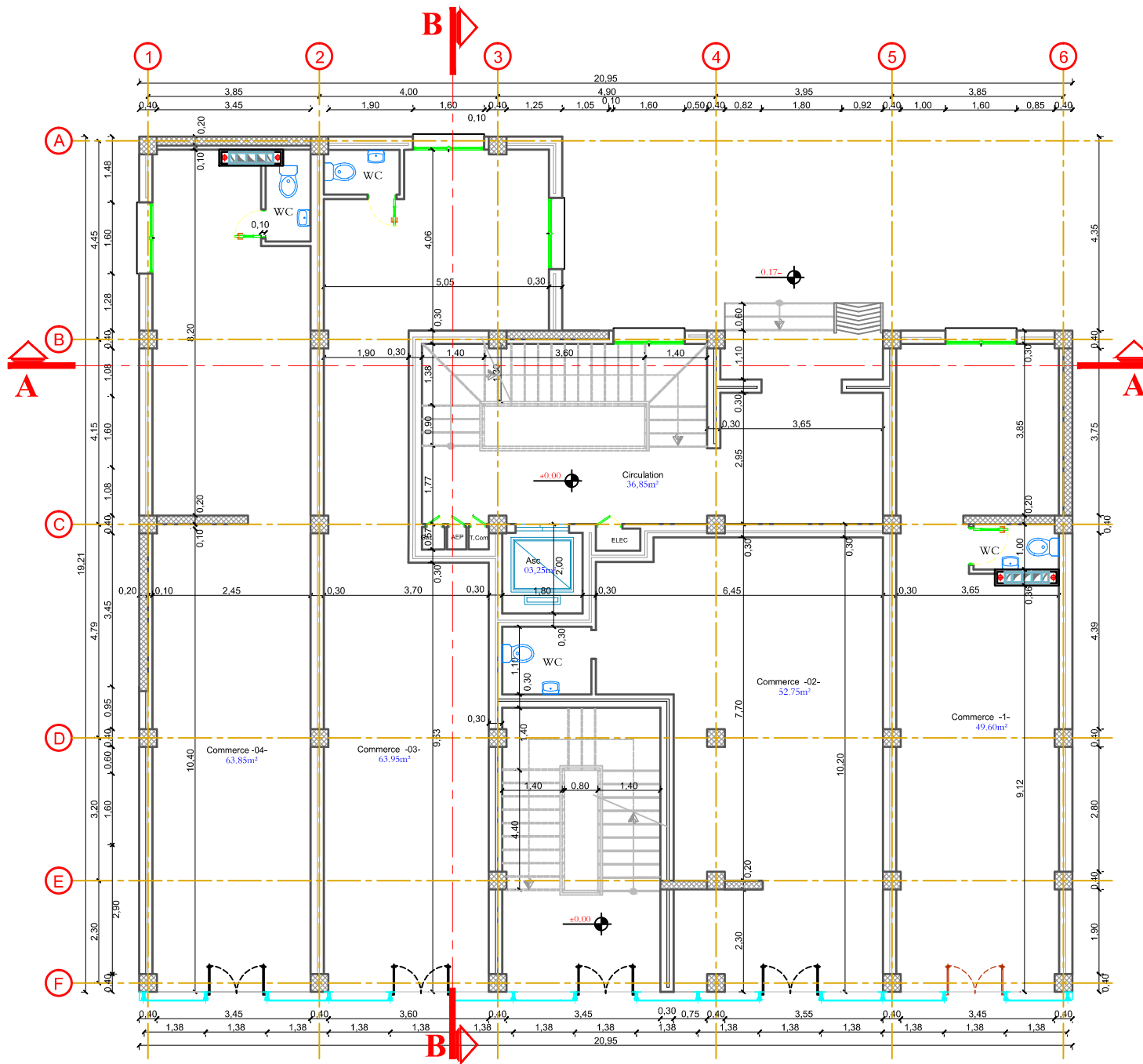
**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction dans l'acier.

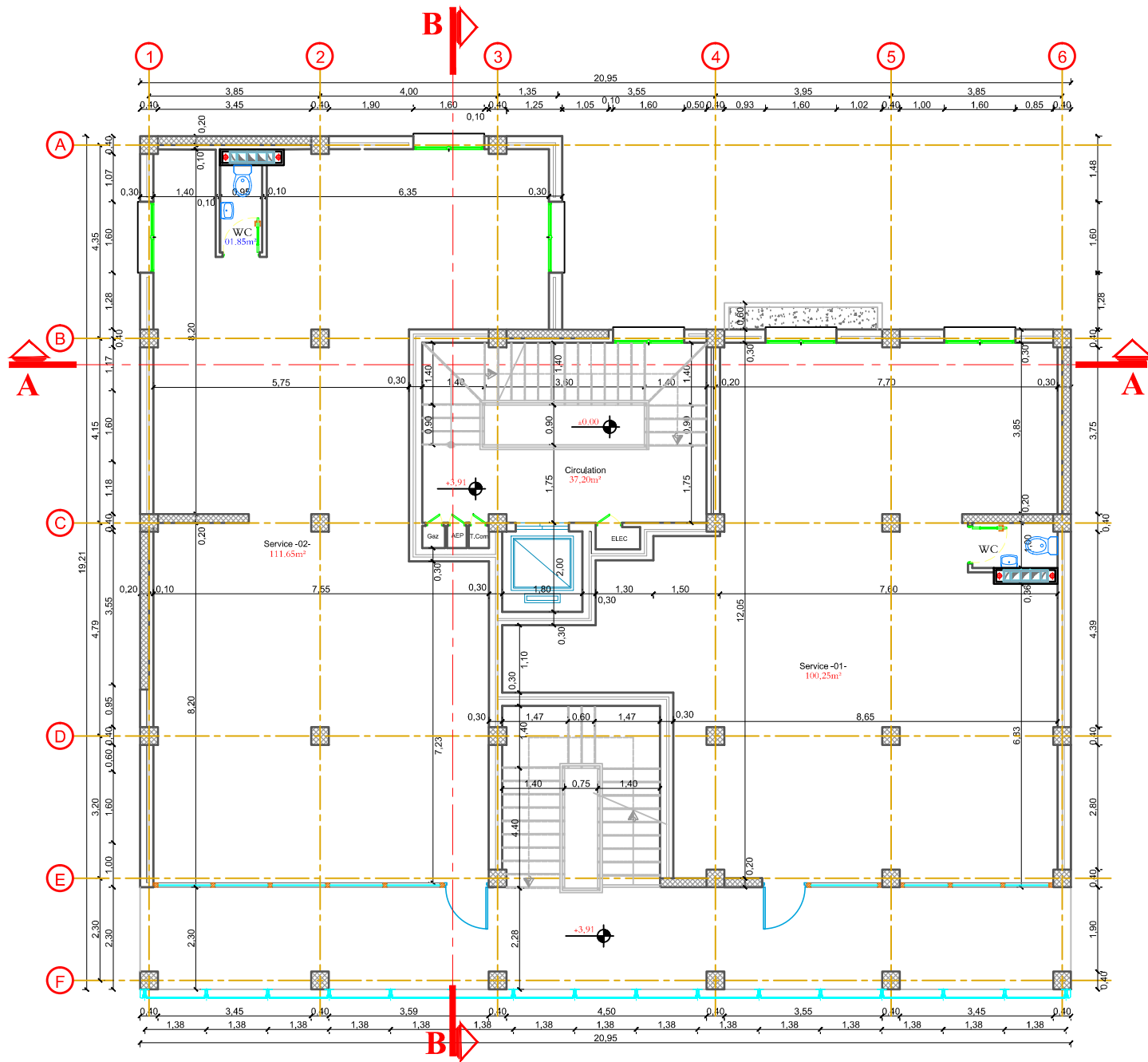
**τ<sub>u adm</sub>** : Contrainte tangentielle admissible.



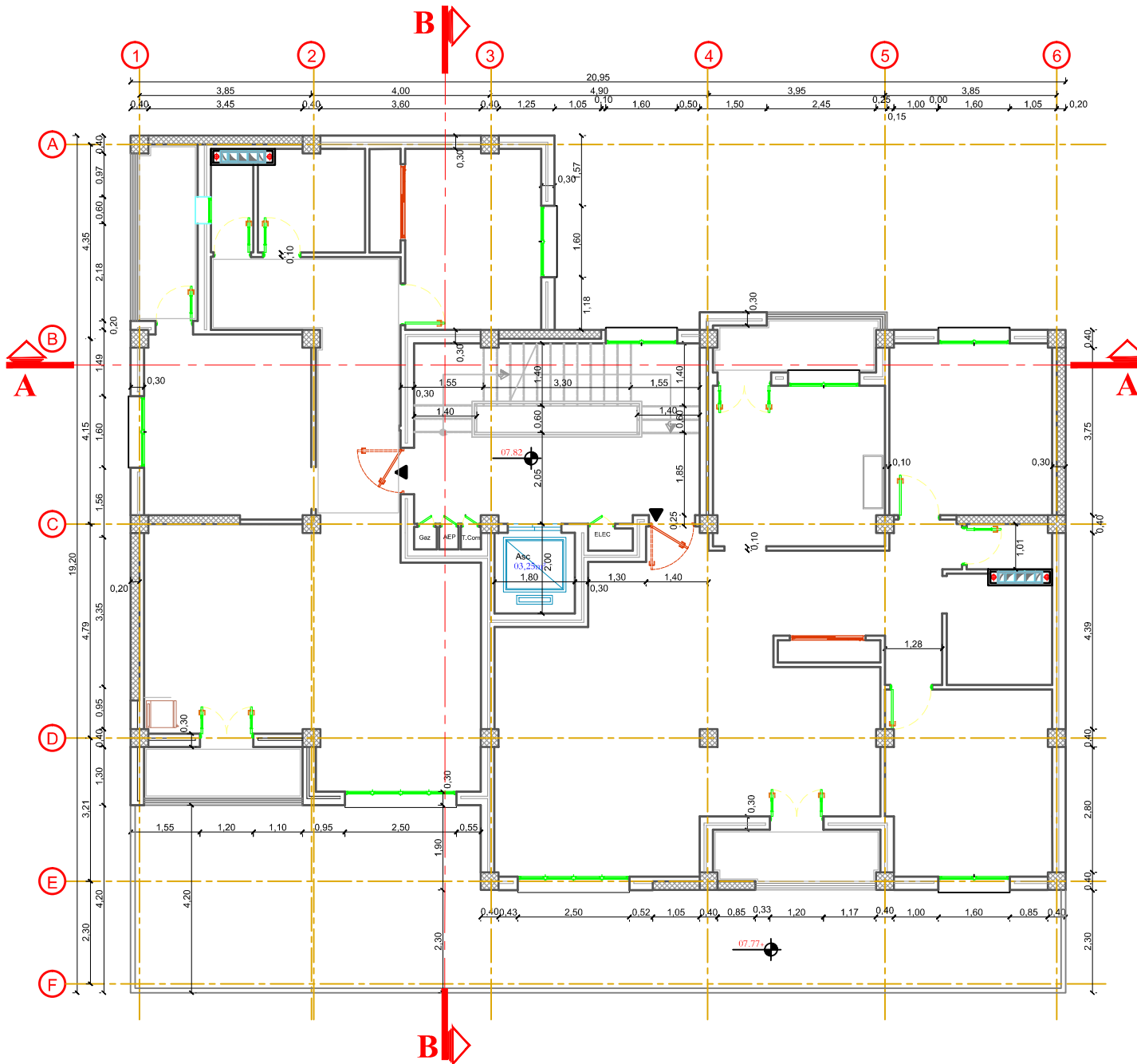
**Plan Sous Sol 01 & 02 (Parking) Niv: -4.08 / -7.99**



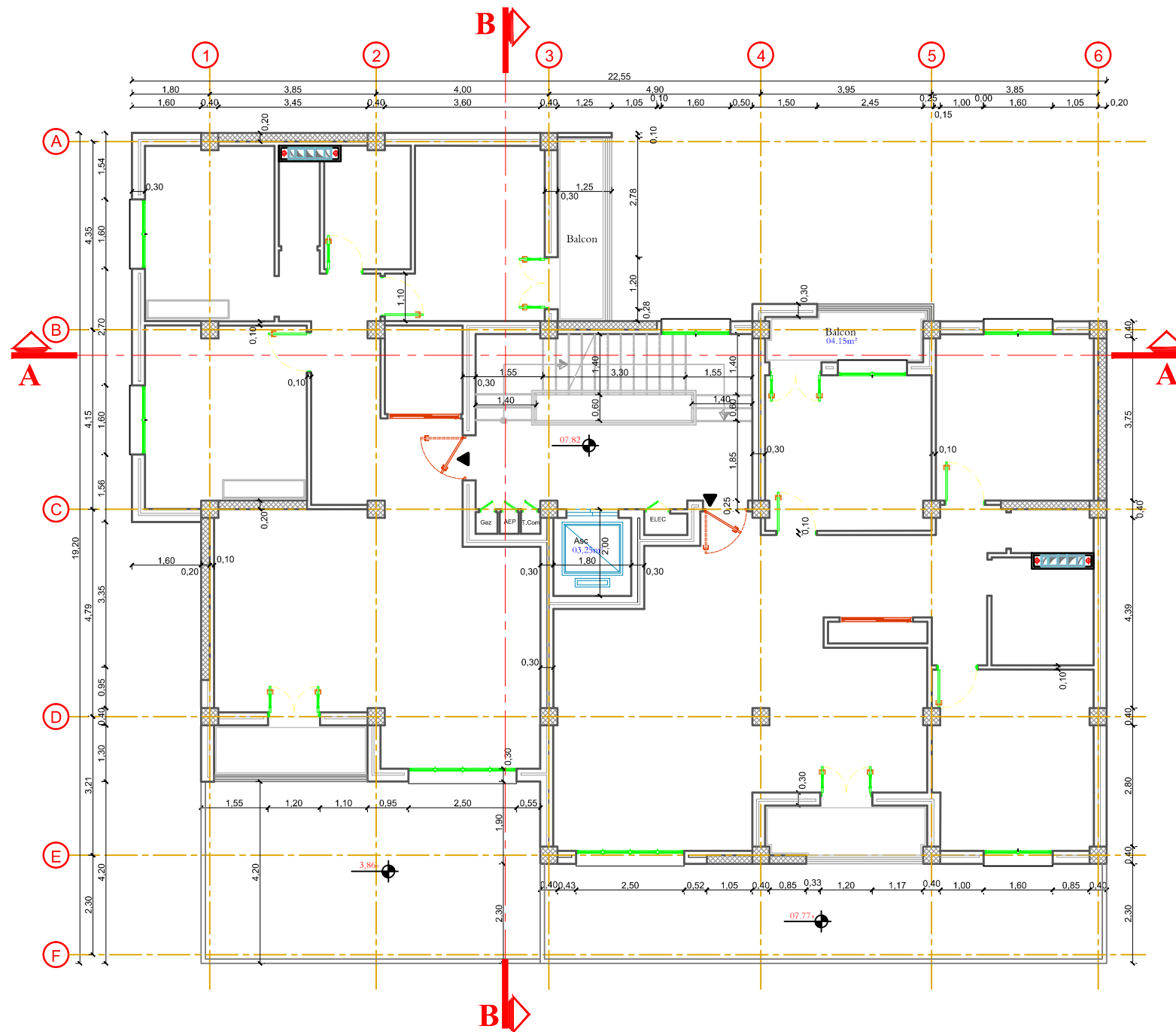
Plan de Rez de Chaussée (Commerces) Niv:±0.00



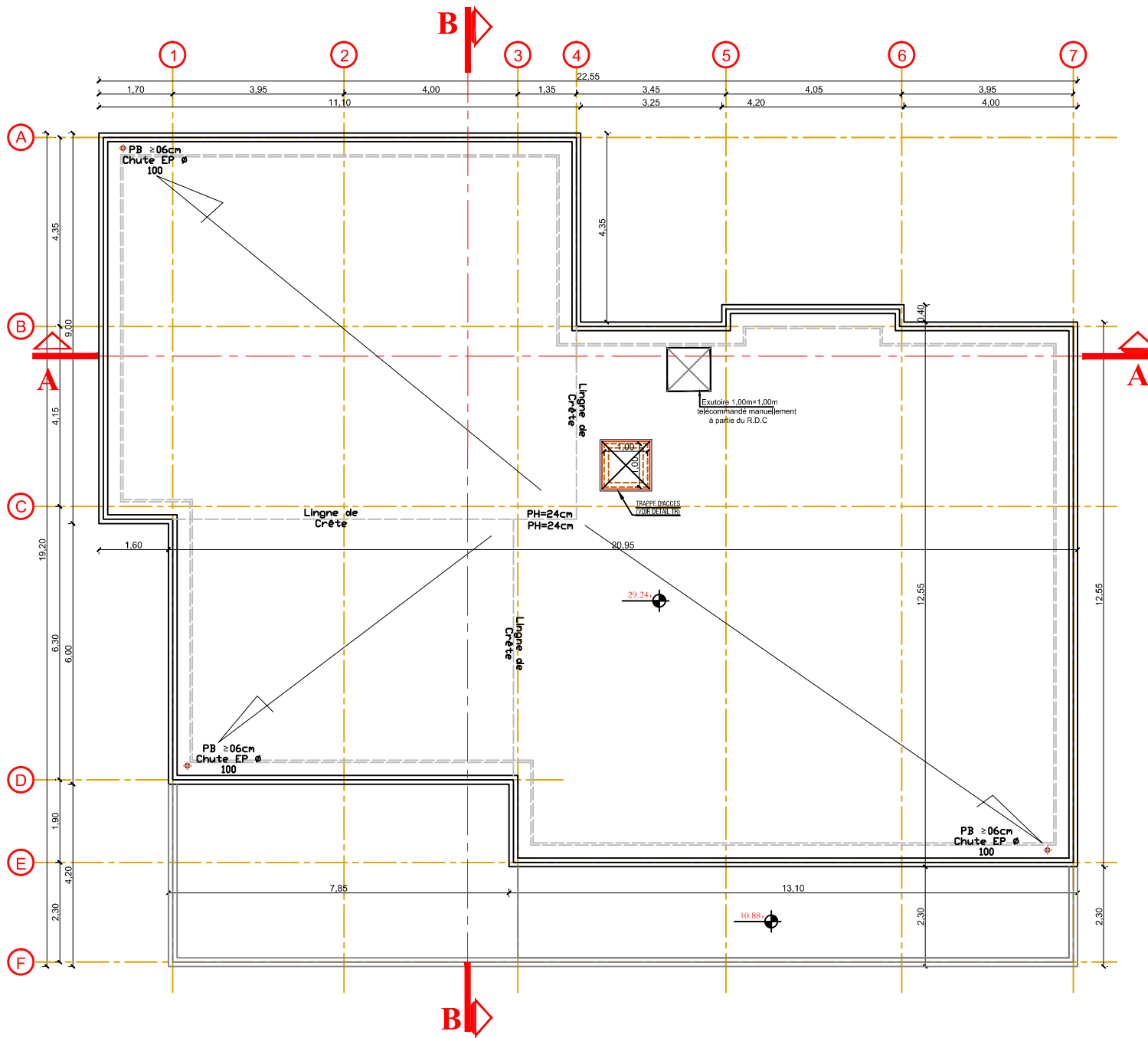
**Plan 1<sup>er</sup> Etage (Services) Niv:+3.91**



**Plan 2éme Etage (Logements) Niv:+7.82**



Plan Etage Courant (Logements)

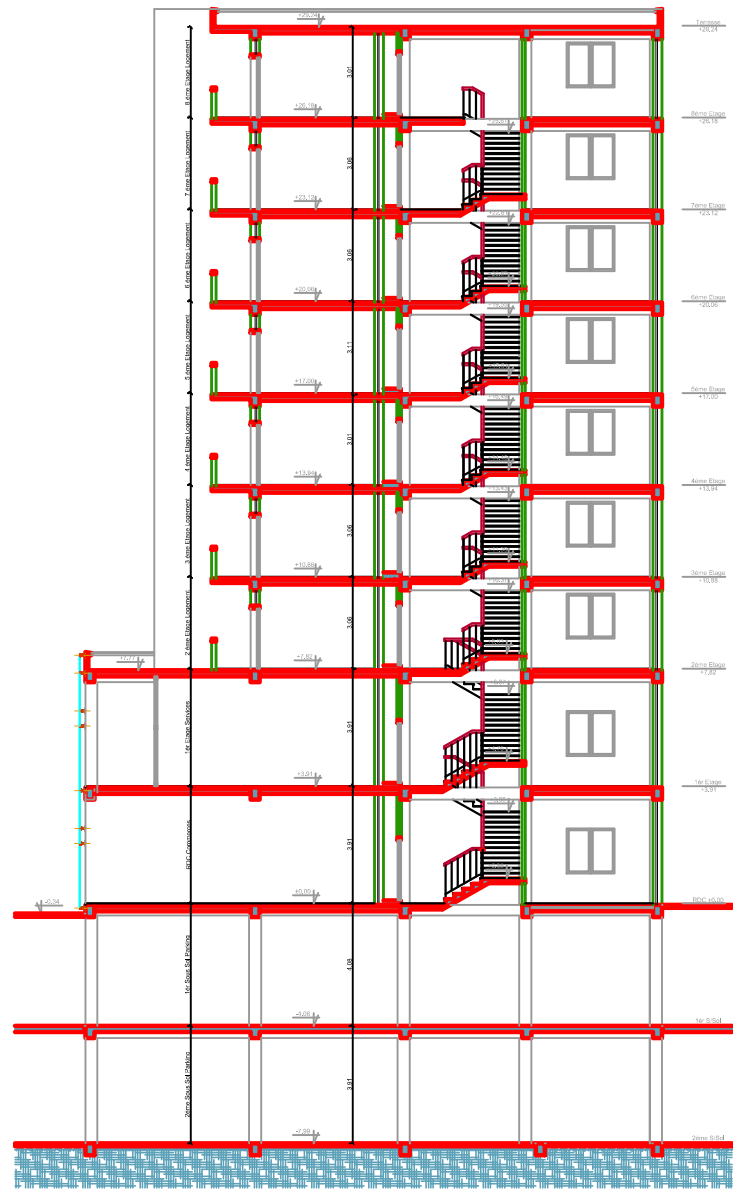


Terrasse





Coupe A-A (Angle 2 S/Sol - R+8)



Coupe B-B (Angle 2 S/Sol - R+8)  
Bloc N°03-06

# Introduction générale

Dans un projet de bâtiment, la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

Le béton est utilisé depuis presque deux siècles. C'est un matériau de construction qui trouve son champ d'utilisation pratiquement dans tous les domaines du génie civil. Actuellement il est sans doute le plus utilisé pour les avantages économiques et techniques qu'il présente.

Les objectifs de cette étude sont avant tout, d'assurer la sécurité des usagers de cette structure.

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

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nos en Algérie, on se référant au RPA99/version2003).

## I-1/ Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels, l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés et des descriptions du projet à étudier.

## I-2/ Description du projet :

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'étude, fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude qui consiste à l'étude structurale d'un Bloc de BÂTIMENT. La structure est implantée à la Wilaya de Constantine Zouaghi Slimane dans une zone de moyenne sismicité (zone II selon RPA99/2003) sur un sol meuble.



Figure I-1 La construction en 3D

## II.2-1/ Présentation architecturale :

La structure est à usage d'habitation.

La structure est constituée de 11 niveaux au total, chaque niveau est devisé en deux appartements comme le suivant :

- 2 Sous-sol : parking.
- RDC : commerces.
- 1<sup>er</sup> étage : services.
- Du 2eme à 8eme étage : à usage d'habitation (F3 + F4).

**I-3/ Caractéristique de l'ouvrage :**

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 37.23 m.
- La hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 37.83 m.
- La hauteur de Sous-sol (1) : 3.91 m.
- La hauteur de Sous-sol (2) : 4.08 m.
- Hauteur du rez-de chaussée et 1<sup>er</sup> étage: 3.91 m.
- La hauteur des étages à usage d'habitation : 3,06 m.
- La hauteur de l'acrotère : 0,60 m.
- La longueur en plan : 20.95 m.
- La largeur en plan : 19.20 m.

**I-4/ Présentations techniques :**

**1- L'ossature de l'ouvrage :** L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application de RPA99 Version 2003, d'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les quatorze mètre. Par conséquent, nous avons adopté pour un contreventement de la structure assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

**2- Les planchers :** Les planchers sont des éléments d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment comporte deux type de planchers qui sont en dalle pleine et corps creux .

**3- Les balcons :** Balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice.

**4- Poteaux et poutres :** constituant l'ossature du bâtiment reprennent la totalité des charges verticales et horizontales.

**5- Les escaliers :** Une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Type d'escalier dans notre projet : escalier à trois volées et deux paliers.

**6- La terrasse :** Dans notre projet la terrasse est inaccessible. Le plancher terrasse qui aura une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

**7- Acrotère :** Un élément de façade encastré à sa base au plancher terrasse, et constituant des rebords ou garde-corps, pleins ou à claire-voie.

**8- L'ascenseur :** L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement de personnes ou d'objets sur un axe prédéfini au sein d'une construction.

**9- Voile :** Un voile, comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur a une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan. Constituent également les éléments de transmission des charges verticales sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

**10- L'infrastructure :** Sera réalisé en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

### **I-5/ Règlements et normes utilisés :**

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement, nous avons eu recours aux :

- RPA99 version 2003 ;
- CBA93 (Code du béton armé) ;
- DTR B.C.2.2 (Charge permanentes et surcharges d'exploitations) ;
- D.T.R C2-4.7 (règlement neige et vent « R.N.V.1999 ») ;
- BAEL91 modifié 99.

#### **I-5-1/ Indication générale sur les règles de BAEL :**

##### **I-5-1-1/ Définition de l'état limite :**

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

Les états limites sont classés en deux catégories :

##### **I-5-1-2/ Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**I-5-1-3/ Etat limite de service ELS :**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage; Il y'a 03 états limites :

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

**I-5-1-4/ Hypothèse de calcul à l'E L U:**

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

- Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton Subit la même déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
  - ✓ En flexion =>  $\epsilon_{bc}=3, \text{ ‰}$
  - ✓ En compression simple =>  $\epsilon_{bc}=2 \text{ ‰}$
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, est limité à **10 ‰**.
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

**I-5-1-5/ Hypothèse de calcul à l'E L S :**

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

Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$ .

**I-5-1-6/ La règle des trois pivots :**

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B définis par la figure suivante :

**A:** correspond à un allongement de  $10 \times 10^{-3}$  de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

**B:** correspond à un raccourcissement de  $3.5 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre la plus comprimée.

**C:** correspond à un raccourcissement de  $2 \text{‰}$  du béton de la fibre située à  $(3/7)h$  de la fibre la plus comprimée : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la compression simple.

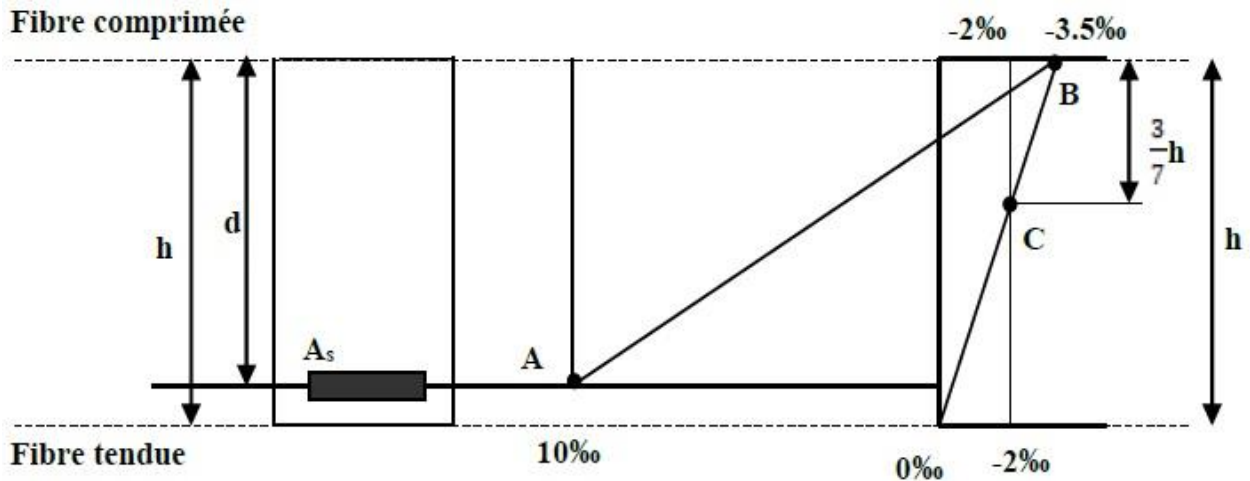


Figure I-2 Règle des trois pivots

## I-6/ Caractéristiques des matériaux :

### I-6-1/ Le béton :

Le béton est un matériau qui est constitué d'un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

#### I-6-1-1/ Composition du béton :

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment CPA325 ;
- 400 L de sable ( $D \leq 5\text{mm}$ ) ;
- 800 L de gravillons ( $D \leq 25\text{mm}$ ) ;
- 175 L d'eau (L'eau de gâchage).

#### I-6-1-2/ Résistance du béton

**Résistance du béton à la compression :** La résistance de béton à la compression se mesure aux laboratoires en écrasant des éprouvettes cylindriques d'une section de  $200 \text{ cm}^2$  de diamètre  $d=16\text{cm}$  et la hauteur  $h=32\text{cm}$ , la résistance est mesurée à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  est prise égale 25 MPa.



La résistance à la compression d'âge est donnée par la formule qui vient BAEL91 modifié 99 A21 11 :

✓ Pour des résistances :  $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si : } j > 28 \text{ jours}$$

✓ Pour des résistances :  $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si : } j > 28 \text{ jours}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra  $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$  et pour l'infrastructure  $f_{c28}=30 \text{ Mpa}$ .

**Résistance du béton à la traction :** Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours désigne par  $f_{tj}$  est définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA (BAEL91-A.21-12-)}.$$

$$f_{tj} \text{ et } f_{cj} : \text{ en MPA}$$

Dans notre projet :  $f_{c28}=25 \text{ MPA} \rightarrow f_{t28}=2,1 \text{ MPA}$ .

#### **I-6-1-3/ Module de déformation longitudinale du béton :**

D'après CBA93 (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2), Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{i28}=32164,19 \text{ MPA}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \rightarrow E_{vj}=10819 \text{ MPA}$$

#### **I-6-1-4/ Coefficient de poisson:**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative. Le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0,2 : pour le calcul des déformations.
- 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

**I-6-1-5/ Contrainte limite ultime du béton à la compression :**

D'après BAEL91 Art A.4.3.4 on a :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

- La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton.
  - = 1.5 → cas générale.
  - = 1 → dans le cas de combinaisons accidentelles.
- $\theta$  : Coefficient d'application d'action.
  - = 1 → durée d'application > 24H.
  - = 0.9 → 1H ≤ durée d'application ≤ 24H.
  - = 0.85 → si la durée < 1H.

Dans notre étude on utilisera  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$   $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \text{ cas courant} \\ f_{bu} = 18.48 \text{MPa} \text{ cas accidentelle} \end{array} \right\}$

**I-6-1-6/ Contrainte limite de service :**

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

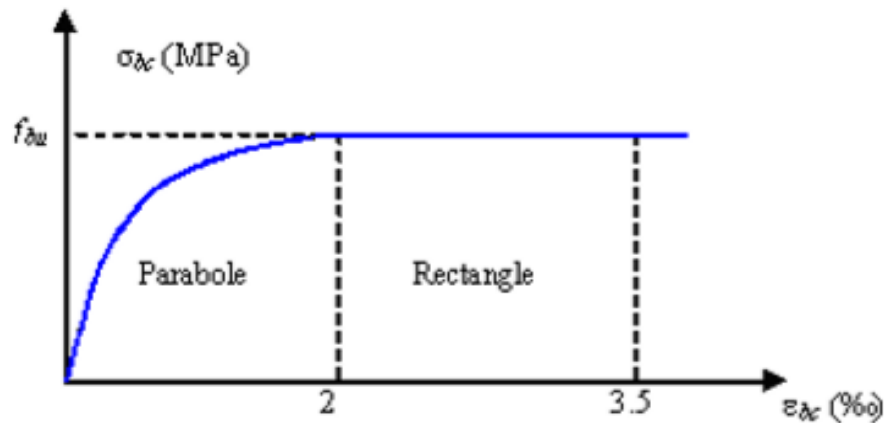
$$\delta_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec

$$f_{c28} = \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{Mpa} \rightarrow \delta_{bc} = 15 \text{Mpa} \\ 30 \text{Mpa} \rightarrow \delta_{bc} = 18 \text{Mpa} \end{array} \right\}$$

**I-6-1-7/ Diagramme des contraintes- déformations :**

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit parabole-rectangle ou bien dans un but de simplification, ainsi le diagramme rectangulaire est représenté dans la figure suivante :



**Figure I-3 Diagramme contraintes-déformation du béton**

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

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

#### **I-6-1-8/ Contrainte ultime de cisaillement du béton**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau \leq \tau_{adm}$ , d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 il vient :

- *Cas d'une fissuration peu nuisible :*

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- *Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :*

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

#### **I-6-1-9/ Actions et sollicitations :**

**Définition des actions :** Les actions sont constituées par les forces et les couples résultant des charges appliquées ou les déformations imposées à la structure. On distingue trois types d'actions sont :

- Actions permanentes (G) : dues au poids propre de la structure et au poids total des équipements fixes. Les poussées de terre ou la pression d'un liquide (pour les murs de

soutènement, les réservoirs...) sont également prises en compte comme actions permanentes.

- Actions Variables (Q) : dues aux charges d'exploitation, aux charges climatiques, aux charges appliquées en cours d'exécution, aux déformations provoquées par les variations de température.
- Actions accidentelles (FA) : dues aux séismes, aux explosions, aux incendies, chocs...etc.

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

- G: ensemble des actions permanentes.
- Q: actions variables.
- E: Valeur de l'action accidentelle.

Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU	$1,35 \times G + 1,5 \times Q$
Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS	$G + Q$
Sollicitations accidentelles	$G + Q \pm E$

Les combinaisons d'action qui vient RPA99/2003 (Article V.5.2). Les combinaisons d'action à considérer sont :

<b>Situation accidentelle</b>	$G + Q \pm E$ $G + Q \pm 1,2 \times E \rightarrow$ Ossatures et portiques $0,8 \times G \pm E$
<b>Situation durable</b>	<b>ELU</b> : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ <b>ELS</b> : $G + Q$

### I-6-2/ L'Acier :

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendus.

Dans notre cas tous les aciers utilisés des aciers HA de type 1 nuance S 400 qui sont caractérisés par :

Limite d'élasticité	Allongement à rupture	Module d'élasticité
$F_e = 400 \text{ MPa}$	$\zeta = 10\%$	$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

**I-6-2-1/ Caractéristiques mécaniques :**

Type	Nuance	Fe (Mpa)	Emploi
Rond lisses	E 22 Fe E 24 Fe	215 235	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	TE 40 Fe TE 50 Fe	400 500	Emploi courant
Fils tréfile HA Type 3	TE 40 Fe TE 50 Fe	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
Fils tréfile lisses Type 4	TL 50 $\phi > 6\text{mm}$ TL 52 $\phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

**Tableau I-1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$** **I-6-2-2/ Contrainte limite à l'ELU**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{acier écrouis}$$

avec :  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dépend de type de situation

= 1.15 → cas générale.

= 1 → dans le cas de combinaisons accidentelles.

**I-6-2-3/ Contrainte limite de service**

Les contraintes limites de l'acier  $\delta\{s\}$  sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq f_e$ .
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \text{Inf} [(2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}]$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = \text{Inf} [(1/2)f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}]$ .
- $\eta = 1$  pour les rondes lisses.
- $\eta = 1.6$  pour les hautes adhérences diamètre  $\geq 6$  mm.
- $\eta = 1.3$  pour les hautes adhérences diamètre  $< 6$  mm.

## I-6-2-4/ Diagramme de déformation – contrainte

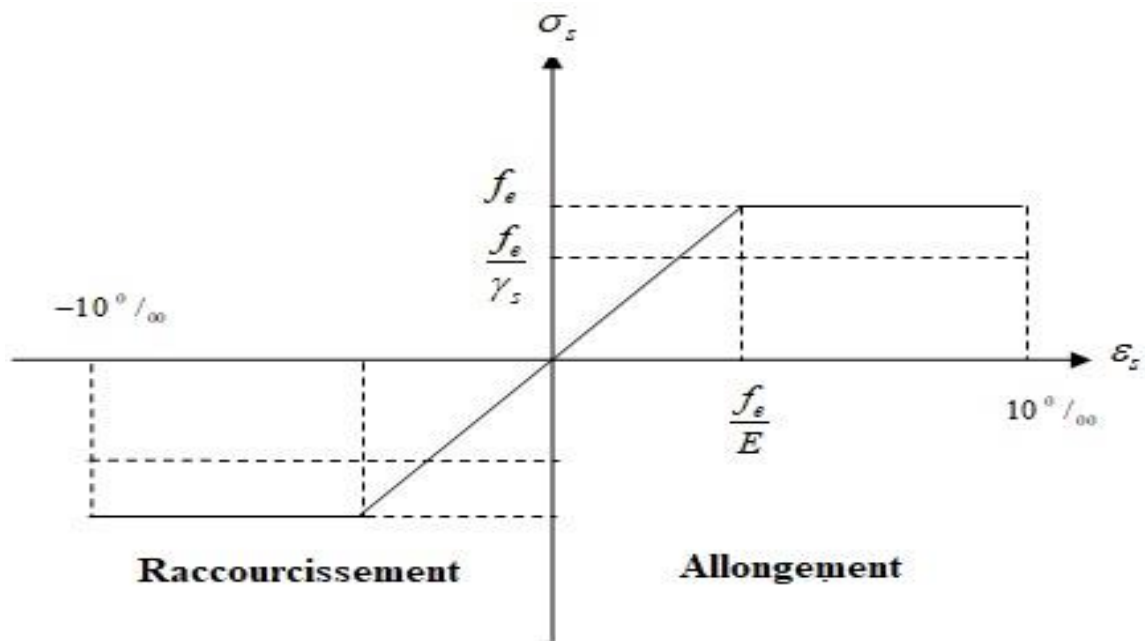


Figure I-4 Diagramme Déformation -- Contrainte de l'acier

Le diagramme de calcul représenté permet de connaître la contrainte de l'acier  $\delta_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\epsilon_s$ , il vient :

$$\epsilon_s = \frac{\delta_s}{E_s}$$

Avec :

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité ayant pour valeur :

- $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$  action durable
- $\gamma_s = 1.00 \rightarrow$  action accidentelle

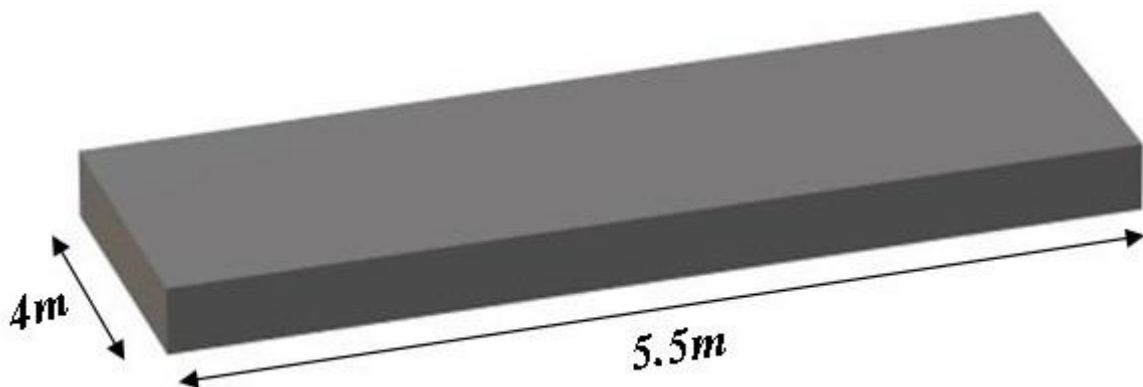
**II-1/ Pré-dimensionnement :****II-1-1/ Introduction :**

Le pré-dimensionnement et descente des charges a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du BAEL91 et RPA99/2003, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique, se fait du sommet vers la base.

Dans ce chapitre on va s'appuyer sur un pré-dimensionnement de plusieurs types d'éléments, à savoir : planchers, balcons, voiles, poutres, poteaux et escaliers.

**II-1-2/ Pré-dimensionnement des éléments de la superstructure :****II-1-2-1/ Dimensionnement du plancher :**

Le plancher est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.



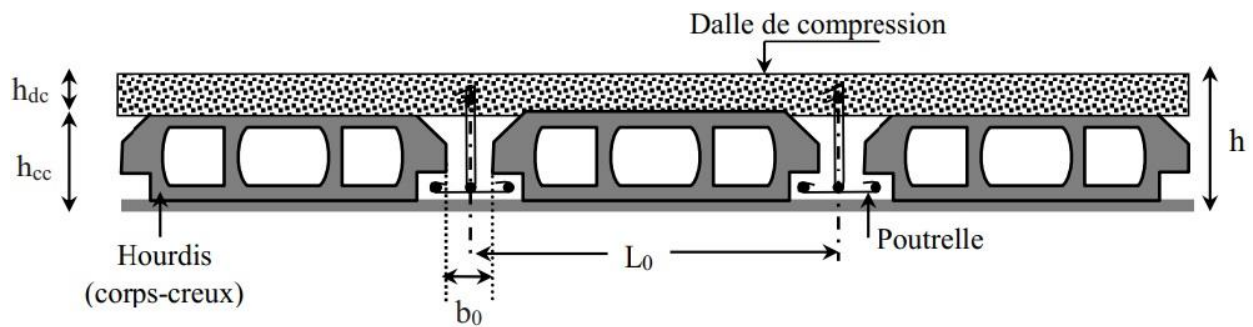
**Figure. II.1 : Les dimensions du plancher le plus sollicité**

**II-1-2-2/ Planchers à corps creux :**

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.
- Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.



**Figure. II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux**

Avec :

<b>hcc</b>	hauteur du corps creux.
<b>hdc</b>	hauteur de la dalle de compression.
<b>b<sub>0</sub></b>	largeur de la nervure de 8 à 12 cm.
<b>L<sub>0</sub></b>	distance entre axe des poutrelles.
<b>ht</b>	hauteur total du plancher.

L'épaisseur de plancher à corps creux est déterminé à partir de la condition ci-après :

$$\frac{H_t}{l_x} = \text{Max} \left\{ \frac{1}{15} \times \left( \frac{M_t}{M_0} \right); \frac{1}{22.5} \right\}$$

Avec  $L_x$  : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.  
Dans notre cas  $L_x = 4.5\text{m}$ .

$M_t$  le moment en travée, sachant que  $M_t \geq 0,75 M_0$  et  $M_0$  le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \text{Max} \left\{ \frac{L_x}{15} \times \frac{M_t}{M_0}, \frac{L_x}{22.5} \right\}$$

$$\text{D'où } h_t > \text{Max} \left\{ \frac{1}{15} (0.75 \times 4); \frac{1}{22.5} \times 4 \right\} = \text{Max}(20; 16)$$

Puis on adopte  $h_t = d + e = 25 \text{ cm}$ . Avec « d » l'épaisseur de corps creux et « e » l'épaisseur de la dalle de compression. Ainsi, on utilise un plancher à corps creux de type (20+5) cm.

### Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse (Voir la figure <ref>tab0302</ref>).

Leur dimension déterminée comme suite :

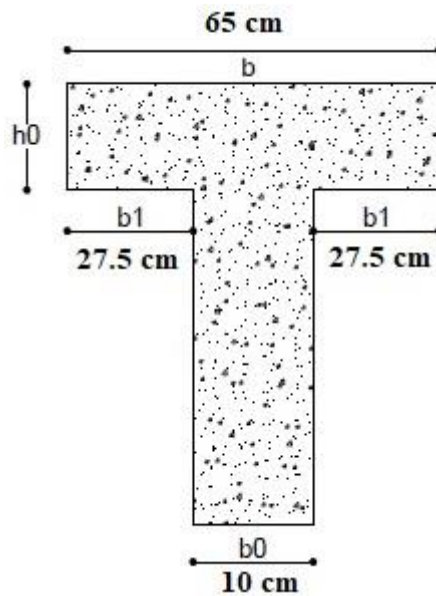


- $b_1 \leq \left(\frac{l_{max}}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{400}{10}\right) = 40\text{cm}$
- $b_1 \leq \left(\frac{l_{hourdi}}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{55}{2}\right) = 27.5\text{ cm}$
- $b = 2 \times b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65\text{ cm}$

donc  $b_1 \leq \text{Min}(27.5;45)=27.5\text{ cm}$ . Avec  $h_0=5\text{ cm}$  (épaisseur de la dalle de compression).

Or, on prend :

<b>b<sub>1</sub></b>	<b>27.5 cm</b>
<b>b</b>	<b>65 cm</b>



**Figure. II.3. Dimensionnement de la poutrelle**

**II-1-2-3/ Planchers à dalles pleines :**

Ce sont des plaques porteuses totalement en béton armé, ils reposent avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. Ainsi, l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance au coup de feu : D'après BAEL91**

<b>e = 7 cm</b>	1 heure de coup de feu
<b>e = 11 cm</b>	2 heures de coup de feu
<b>e = 17.5 cm</b>	4 heures de coup de feu

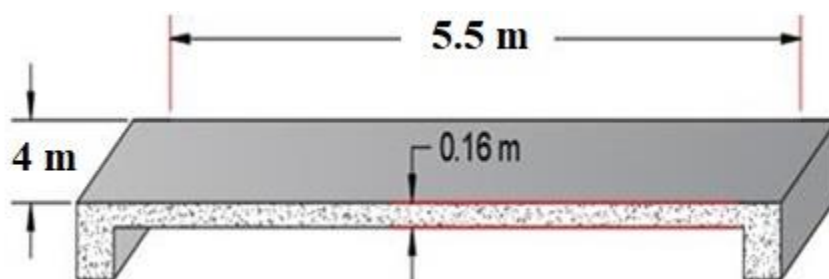
On admet que **e=16 cm**.

- **Résistance à la flexion**

<b>Dalle reposant sur deux appuis</b>	$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$
<b>Dalle reposant sur trois ou quatre appuis</b>	$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Dans notre cas la dalle repose sur 4 appuis et  $L_x = 4$  m. D'où,  $\frac{400}{50} \leq e \leq \frac{400}{40} \rightarrow 8 \leq e \leq 10$ .

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine **e=16** cm pour justifier l'isolation phonique et acoustique ainsi que la rigidité.



**Figure. II.4 : Coupe transversale du plancher à dalle pleine.**

### II-1-3/ Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 qui vient du RPA99/2003), ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré-dimensionnement.

D'après le RPA99/2003 article (7.7.1), "les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4a$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires". Avec :

- « **L** » portée du voile.
- « **a** » épaisseur du voile.

D'après l'article (7.7.1) de RPA99/2003 "l'épaisseur minimale est de 15 cm". De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

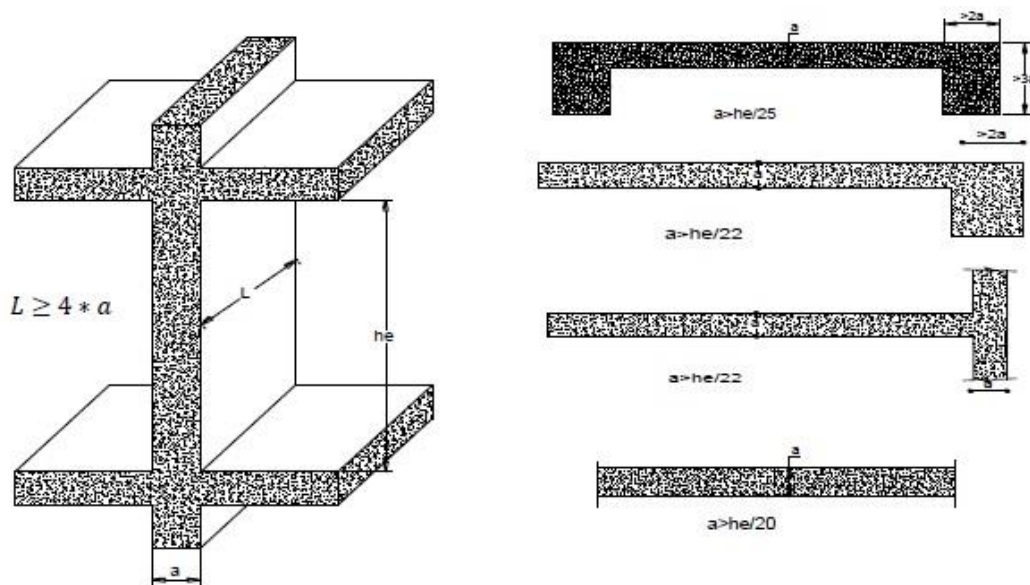


Figure. II.5 : Coupe de voile en élévation et en plan

- RDC, sous sol 2 et 1<sup>er</sup> étage :  $h_e=3.91$  m

$$a \geq \begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{391}{25} = 15.64cm & \text{Type 1} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{391}{22} = 17.77cm & \text{Type 2} \end{cases} \quad \text{On adopte } a = 20cm.$$

- Sous sol 1 :  $h_e=4.08$  m

$$a \geq \begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{408}{25} = 16.32cm & \text{Type 1} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{408}{22} = 18.54cm & \text{Type 2} \end{cases} \quad \text{On adopte } a = 20cm.$$

- Les autres niveaux :  $h_e=3.06$  m

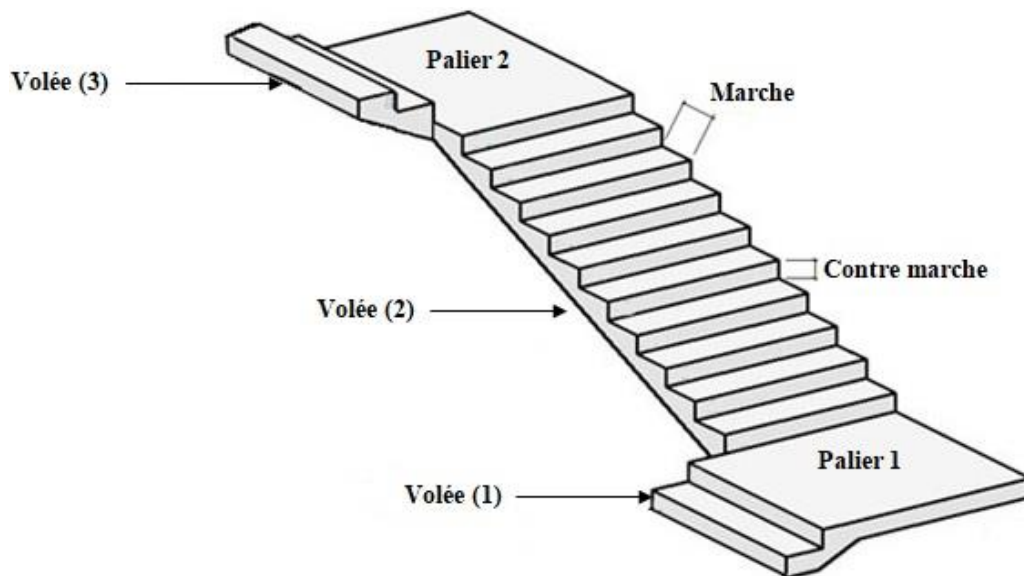
$$a \geq \begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24cm & \text{Type 1} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.9cm & \text{Type 2} \end{cases} \quad \text{On adopte } a = 20cm.$$

Vérification de la condition :  $L > 4 \times a$ .

Sens	Lmin	Condition
xx	230 cm } 80 cm	vérifiée
yy	395 cm } 80 cm	vérifiée

**II-1-4/ Pré-dimensionnement des escaliers :**

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place; Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.



**Figure. II.6 : Escalier à trois volées**

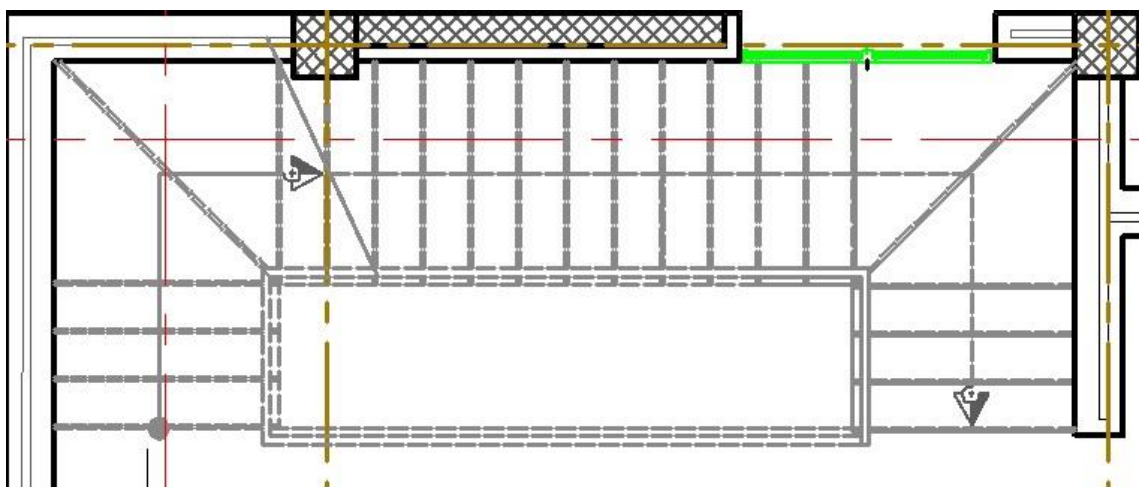
$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 65 \text{ cm}$$

« h » varie de 14 cm à 20 cm et g de 25 cm à 33 cm. On prend : **g=30 cm** et **h=17 cm**.

**Vérification de la formule de blondel :**

$$60 \leq 30+2 \times 17 \leq 65 \rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \text{ (vérifiée)}$$

Les escaliers composent à 3 volées et 2 paliers à chaque étage.

**II-1-4-1/ Escalier(1):**

**Figure. II.7 : Escalier (1)**

➤ RDC et 1er étage

<b>Hauteur d'étage</b>	He=3.91 m
<b>Hauteur de volées 01 et 03</b>	Hv (1,3)=0.68 m
<b>Hauteur de volée 02</b>	Hv (2)=2.21 m
<b>Hauteur de la tourne 01 et 02</b>	H=0.17 m

La première et la troisième volée :

Type	Valeur
Nombre des contre marches	$N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{68}{17} = 4 \text{ contre marches}$
Hauteur de volée	$H_v = 0.68m$
Nombre des marches	$N_m = N_{cm} - 1 = 4 - 1 = 3 \text{ marches}$
La ligne de foulée	$L_f = g \times N_m = 0,3 \times 3 = 0.9 m$
L'inclinaison	$Tan(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{0.68}{0.9} = 0.76 \rightarrow \alpha = 37.07^\circ$
La longueur de la paillasse	$L = \sqrt{(H_v^2 + l_f^2)} = \sqrt{0.68^2 + 0.9^2} = 1.13 m$
Epaisseur de la paillasse	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec $L = L_{paillasse}$ $\frac{113}{30} \leq e \leq \frac{113}{20} \rightarrow 3.77 \leq e \leq 5.65$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers, on fixe **e=15 cm**.

La deuxième volée

Type	Valeur
Nombre des contre marches	$N_{cm} = \frac{H_v}{h} = \frac{221}{17} = 13 \text{ contre marches}$
Hauteur de volée	$H_v = 2.21m$
Nombre des marches	$N_m = N_{cm} - 1 = 13 - 1 = 12 \text{ marches}$
La ligne de foulée	$L_f = g \times N_m = 0,3 \times 12 = 3.6 m$
L'inclinaison	$Tan(\alpha) = \frac{H_v}{l_f} = \frac{2.21}{3.6} = 0.614 \rightarrow \alpha = 31.55^\circ$
La longueur de la paillasse	$L = \sqrt{(H_v^2 + l_f^2)} = \sqrt{2.21^2 + 3.6^2} = 4.22 m$
Epaisseur de la paillasse	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ avec $L = L_{paillasse}$ $\frac{422}{30} \leq e \leq \frac{422}{20} \rightarrow 14.07 \leq e \leq 21.1$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe **e=17 cm**.

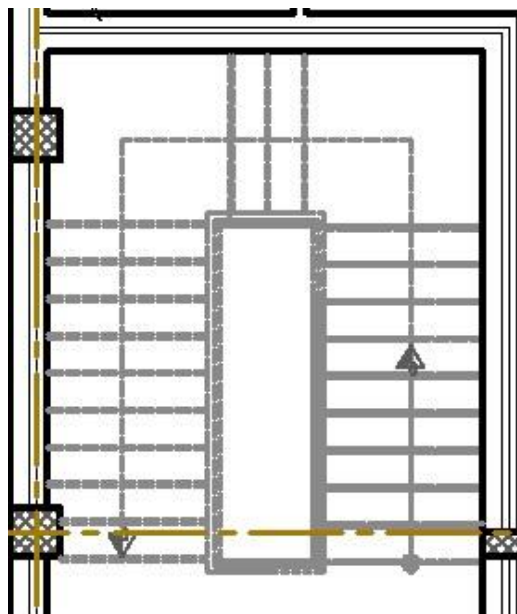
➤ **Étage courant 2<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage**

Pour la hauteur d'étage est 3.06 m, on a 03 volées, la hauteur du 1<sup>er</sup> volée est de 0.34 m, 2<sup>ème</sup> volée est de 2.21 m, 3<sup>ème</sup> volée est 0.51 m.

	Nc	Nm	Lf (m)	$\alpha(^{\circ})$	L(m)	e
<b>Volée 1</b>	3	2	0.6	40.36	0.79	$(1.5 \leq e \leq 2.25)=15$
<b>Volée 2</b>	12	11	3.3	31.55	3.88	$(12.93 \leq e \leq 19.4)=17$
<b>Volée 3</b>	3	2	0.6	40.36	0.79	$(2.6 \leq e \leq 3.94)=15$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe **e=15 cm**.

**II-1-4-2/ Escalier (2)**



**Figure. II.8 : Escalier (2)**

➤ **RDC et 1<sup>er</sup> étage**

Pour la hauteur du 1<sup>er</sup> étage et (RDC) est 3.91m, on a 03 volées, la hauteur du 1<sup>er</sup>, 3<sup>ème</sup> volée est 1.7 m et la 2<sup>ème</sup> volée est de 0.51 m.

	Nc	Nm	Lf (m)	$\alpha(^{\circ})$	L(m)	e
<b>Volée 1 et 3</b>	10	9	2.7	32.20	3.19	$(10.63 \leq e \leq 15.95)=15$
<b>Volée 2</b>	3	2	0.6	40.36	0.79	$(2.63 \leq e \leq 3.95)=15$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **e=15 cm**.

**II-1-5/ Pré-dimensionnement des Balcons :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

l : largeur du plus grand balcon (Dans notre cas l=1.30 m).

$$\frac{130}{15} \leq e \leq \frac{130}{20} + 7 \text{ d'où } 8.67\text{cm} \leq e \leq 13.5 \text{ cm}$$

On adopte : **e=12 cm.**

Avec des considérations pratiques (expérience) on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : e = 16cm.

**II-1-6/ Pré-dimensionnement des cabines avancé :**

La cabine avancé est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$$

l : largeur du plus grand cabine avancé (Dans notre cas l=1.60 m).

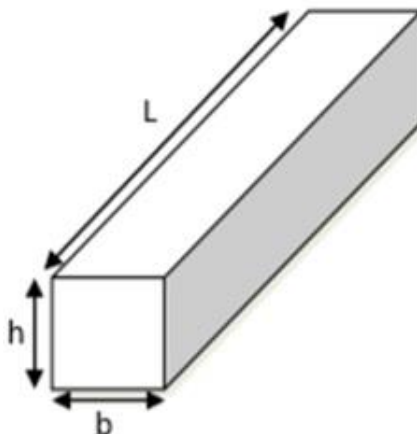
$$\frac{160}{15} \leq e \leq \frac{160}{20} + 7 \text{ d'où } 10.67\text{cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

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

Avec des considérations pratiques (expérience), on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique, alors on doit majorer à **e=20 cm.**

**II-1-7/ Pré-dimensionnement des poutres :**

Le pré-dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon RPA99/2003



**Figure. II.9 : Dimensionnement d'une poutre**

**Les conditions de flèche : Selon BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Vérification selon RPA99 modifié 2003 l'article 7.5.1

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

### II-1-7-1/ Poutres transversales (secondaires) :

Nous avons  $L_{\max} = 5.5 \text{ m}$  (la longueur maximale dans le sens longitudinal).

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36.67 \leq h \leq 55$$

$$0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5$$

On prend **h=45 cm** et **b=30 cm** Selon BAEL91

Vérification selon RPA99/2003 :

Paramètre	Condition
$h=45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	vérifiée
$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	vérifiée
$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$	vérifiée

### II-1-7-2/ Poutres longitudinales (principales) :

Nous avons :  $L_{\max} = 4.9 \text{ m}$  (la longueur maximale dans le sens longitudinal).

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \rightarrow 32.67 \leq h \leq 49$$

$$0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5$$

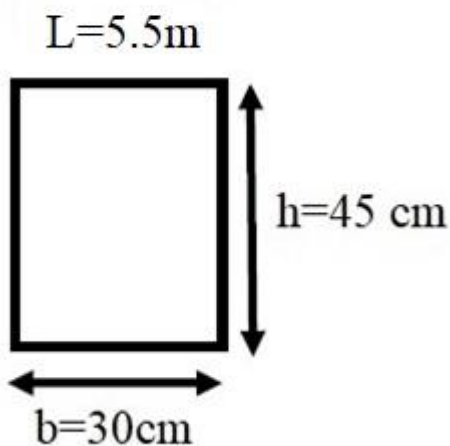


On prend  $h=45$  cm et  $b=30$  cm Selon BAEL91

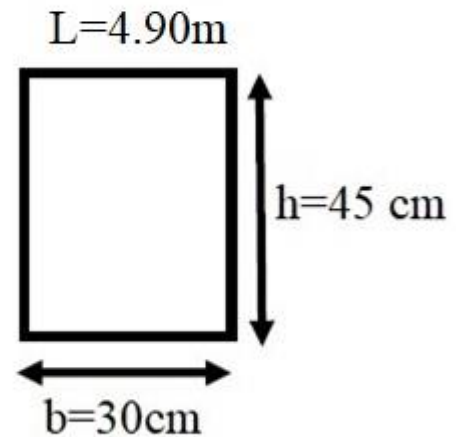
Vérification selon RPA99/2003 :

Paramètre	Condition
$h=45$ cm $\geq$ 30 cm	vérifiée
$b=30$ cm $\geq$ 20 cm	vérifiée
$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5$ cm $\leq$ 4 cm	vérifiée

poutre transversale



poutre longitudinal



**Figure. II.10 : Dimensionnement des poutres longitudinales et transversales**

### II-1-7-3/ Poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifiée en considérant le RPA99/2003

#### II-1-7-3-1/ Poutre palière (escalier 1)

Nous avons :  $L_{max} = 4.15$  m (la longueur maximale dans le sens longitudinal).

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27.66 \leq h \leq 41.5$$

$$0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 20$$

On prend  $h=45$  cm et  $b=30$  cm Selon BAEL91

Vérification selon RPA99/2003 :

Paramètre	Condition
$h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	vérifiée
$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	vérifiée
$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$	vérifiée

### II-1-7-3-2/ Poutre palière (escalier 2)

Nous avons  $L_{\max} = 4.9\text{m}$  (la longueur maximale dans le sens longitudinal).

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \rightarrow 32.66 \leq h \leq 49$$

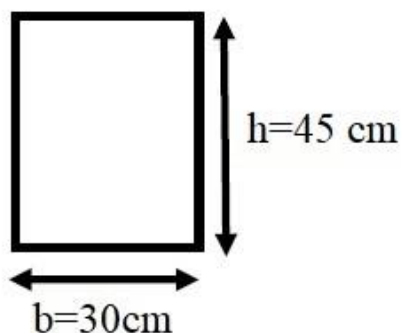
$$0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5$$

On prend  **$h=45 \text{ cm}$**  et  **$b=30 \text{ cm}$**  Selon BAEL91

Vérification selon RPA99/2003 :

Paramètre	Condition
$h=45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$	vérifiée
$b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$	vérifiée
$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm}$	vérifiée

Poutre palière (escalier 2)  
 $L=4.9\text{m}$



Poutre palière (escalier 1)  
 $L=4.15\text{m}$

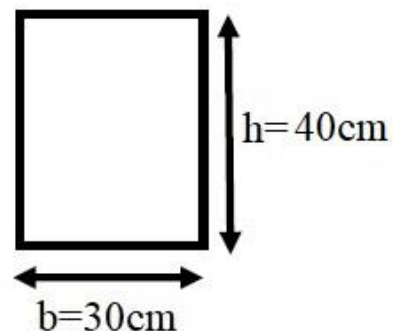


Figure. II.11 : Dimensionnement des poutres palières

**II-1-8/ Pré-dimensionnement des poteaux :**

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes (**RPA 2003**) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, a) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, a) \geq \frac{H_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[ \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s \times (A_s / B_r)} \right]} \rightarrow \text{BAEL91}$$

Avec :

<b>Br</b>	section réduite du poteau, $B_r = (a-0,02) \times (b-0,02)$ en m <sup>2</sup> .
<b>Nu</b>	Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ ).
<b>As</b>	section d'armature comprimée prise en compte dans le calcul.
<b>Fe</b>	contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400$ MPa).
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1,5$ (situation durable ou transitoire).
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1,15$ (situation durable ou transitoire).
<b>fc28</b>	Résistance de béton à la compression à l'age de 28 jours, $f_{c28} = 25$ MPa.
<b><math>\alpha</math></b>	coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

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

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section du béton

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \rightarrow N_u \leq \alpha \times B_r \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]$$

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

$$\Rightarrow \lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708 \rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$$

$$\Rightarrow \lambda = 50 \rightarrow \alpha = 0.603 \rightarrow B_r \geq 0.075 N_u$$

$N_u$ : est déterminée à partir de la descente des charges.

### Vérification de l'élanement :

L'élanement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$L_f$  : Longueur de flambement (0,7  $L_0$  le cas d'un poteau encastré dans un massif de fondation).

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

$$I = \frac{ab^3}{12} : \text{Moment d'inertie.}$$

$B=b \times h$  : section du béton.

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \rightarrow \lambda = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 4.08 \times \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 24.73$$

Donc :  $\lambda=35 \rightarrow \alpha = 0.708 \rightarrow Br \geq 0.064Nu$ .

## II-2/ Evaluation des charges et des surcharges :

### II-2-1/Les planchers :

#### 1. Plancher terrasse en corps creux « inaccessible »

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0.05	17	0.85
2	Étanchéité	/	/	0.12
3	Isolation thermique	0.05	3	0.15
4	Forme en pente	0.08	22	1.76
5	P-Corps creux	0.25		2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente : <b>G=5.88KN/m<sup>2</sup></b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=1 KN/m<sup>2</sup></b> .				

**Tableau. II.1 : Charge permanente due au plancher terrasse (corps creux).**

### 2. Plancher d'étage courant et sous-sol 1 (corps creux)

	Couche	Épaisseur (cm)	Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison	/	/	1.20
2	Carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	P-Corps creux	25	/	2.80
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente : <b>G=5.40KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharge d'exploitation : <b>Q=1.5 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.2 : Charge permanente due au plancher d'étage courant (corps creux).**

### 3. Plancher sous-sol 2 (dalle pleine)

	Couche	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison	/	/	1.20
2	Carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	P-pleine	16	25	4
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanente : <b>G=6.60KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.5 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.3 : Charge permanente due au plancher sous-sol (dalle pleine).**

## II-2-2/Les balcons :

### 1. Balcon terrasse (ep=16 cm)

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0.05	17	0.85
2	Étanchéité	/	/	0.12
3	Isolation thermique	0.05	0.3	0.015
4	Forme en pente	0.01	22	2.2
5	Dalle pleine	0.16	25	4
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente : <b>G=7.59KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=1 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.4 : Charge permanente due au balcon terrasse.**

**2. Balcon terrasse (ep=20 cm) (cabine avancé)**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon roulé	0.05	17	0.85
2	Etanchéité	/	/	0.12
3	Isolation thermique	0.05	0.3	0.015
4	Forme en pente	0.01	22	2.2
5	Dalle pleine	0.20	25	5
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente : <b>G=8.59KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=1 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.5. Charge permanente due au balcon terrasse (cabine avancé).****3. Balcon étage courant (ep=16 cm)**

	Couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.025	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	19	0.36
4	Dalle pleine	0.16	25	4
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Brique creux	/	/	1
Charge permanente : <b>G=6.56KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=3.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.6. Charge permanente due au balcon étage.****4. Balcon étage courant (ep=20 cm) (cabine avancé)**

	Couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.025	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	19	0.36
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Brique creux	/	/	1
Charge permanente : <b>G=7.56 KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=3.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.7 : Charge permanente de la cabine avancé.**

**II-2-3/Les escaliers :****II-2-3-1/Escalier (1)****1. Volée 1 et 3 (RDC et 1<sup>er</sup> étage) : La paillasse avec une inclinaison de 35.31° :**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de paillasse	0.15	25/cos35.31	4.6
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente : <b>G=8.29KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.8 : Charge permanente due aux paillasses ( RDC et 1<sup>er</sup> étage)****2. Volée 1et 3 Étage courant (2<sup>eme</sup> jusqu'au 8<sup>eme</sup> étage) : La paillasse avec une inclinaison de 40.36°**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de paillasse	0.15	25/cos40.36	4.92
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente : <b>G=8.61KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.9 : Charge permanente due aux paillasses (Étage courant).****3. Volée 2 : La paillasse avec une inclinaison de 31.55°.**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de paillasse	0.17	25/cos31.55	4.99
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente : <b>G=8.68 KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.10: Charge permanente due aux paillasses (Étage courant)..**

**4. Palier + une marche**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.16	25	4.00
5	Poids propre de marche	0.17/2	25	2.125
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente : <b>G=7.53 KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.11 : Charge permanente due à une marche + palier****II-2-3-2/Escalier (2)****1. Volée 1 et 3 : La paillasse avec une inclinaison de 32.2°**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de paillasse	0.15	25/cos32.2	4.43
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente : <b>G=8.12 KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.12 : Charge permanente due aux paillasses.****2. Volée 2 : La paillasse avec une inclinaison de 40.36°.**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.125
5	Poids propre de paillasse	0.15	25/cos40.36	4.92
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente : <b>G=8.61 KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.13 : Charge permanente due aux paillasses.**



**3. Le palier**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Poids propre palier	0.16	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.36
Charge permanente : <b>G=5.56 KN/m<sup>2</sup>.</b>				
Surcharges d'exploitation : <b>Q=2.50 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.14 : Charge permanente due aux paliers****II-2-4/Les murs :****1. Murs extérieurs : Épaisseur e = 30 cm**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creux	0.1	11	1.1
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creux	0.15	11	1.65
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente : <b>G=3.31 KN/m<sup>2</sup>.</b>				

**Tableau. II.15 : Charge permanente due aux murs extérieurs.****2. Cloisons intérieures : Épaisseur e = 10 cm**

	Couche	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creux	0.1	/	0.9
3	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Charge permanente : <b>G=1.45 KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau. II.16 : Charge permanente due aux cloisons****3. Cloisons intérieures à double parois : Épaisseur e =30 cm**

	Couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creux	0.1	11	1.1
3	Lame d'aire	0.05	/	/

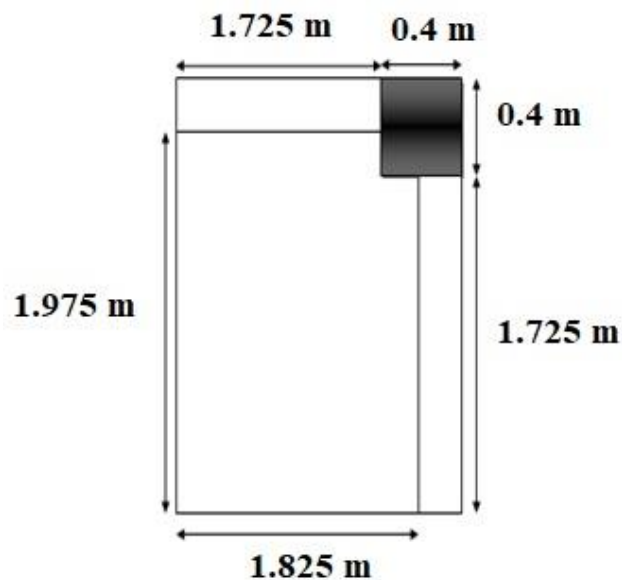
4	Brique creux	0.15	11	1.65
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente : $G=3.15 \text{ KN/m}^2$ .				

**Tableau. II.17 : Charge permanente due aux Cloison intérieures à double parois.**

### II-3/ Descente des charges :

La descente des charges a pour but de déterminer les charges d'exploitation (Q), et les charges permanentes (G), revenants à chaque élément porteur au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations. Par dégression pour calculer les efforts à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

#### II-3-1/Poteau d'angle (B-6) :



**Figure. II.12 : Dimension du poteau d'angle**

#### ➤ Calcul de surface :

$$S = (1.975 \times 1.825) - (0.4 \times 0.4) = 3.59 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = 2.275 \times 2.125 = 4.83 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{acr}} = (2.75 + 2.025) \times 0.4 = 0.43 \text{ m}^2$$

$$S' = 4.83 - 0.43 = 4.4 \text{ m}^2$$

#### ➤ Charge permanentes

Poids de plancher terrasse :	$5.88 \times 3.59 = 21.11 \text{ KN}$
Poids de plancher étage et sous-sol (1):	$5.4 \times 3.59 = 19.39 \text{ KN}$
Poids de plancher sous-sol (2):	$6.6 \times 3.59 = 23.69 \text{ KN}$
Poids de l'acrotère :	$1.7125 \times 4.3 = 7.42 \text{ KN}$
Poids de poutre transversale :	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times 1.725 = 5.82 \text{ KN}$
Poids de poutre longitudinale :	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times 1.875 = 6.33 \text{ KN}$

Poids de poteau (RDC, 1 <sup>er</sup> , S.Sol2) :	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.91 = 15.64 \text{ KN}$
Poids de poteau (2 <sup>eme</sup> jusqu'a 8 <sup>eme</sup> étage) :	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$
Poids de poteau (S.Sol 1) :	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 4.08 = 16.32 \text{ KN}$
Mur extérieur (2 <sup>eme</sup> → 8 <sup>eme</sup> étage) :	$3.31 \times [1.725 \times (3.06 - 0.45)] = 14.9 \text{ KN}$
Mur extérieur (RDC, 1 <sup>er</sup> étage)	$3.31 \times [1.725 \times (3.91 - 0.45)] = 19.88 \text{ KN}$

➤ **Charge d'exploitation**

Plancher terrasse :	$1 \times 4.4 = 4.4 \text{ KN}$
Plancher étage et sous-sol (1):	$1.5 \times 3.59 = 5.39 \text{ KN}$
Plancher sous-sol (2):	$2.5 \times 3.59 = 8.98 \text{ KN}$

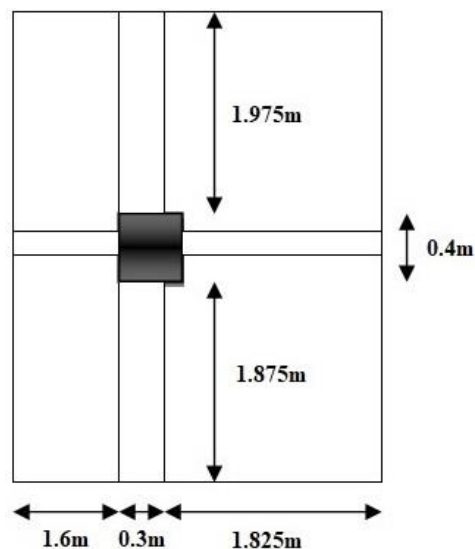
Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	Q Av. Deg.	Coef. Deg.	Après Deg.	
				G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	4.4	1	21.11	4.4
	Acrotère			7.42	
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			14.90	
N2	Venant de N1			67.82	4.4
	Plancher étage	5.39	1	19.39	5.39
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			14.90	
N3	Venant de N2			126.5	9.79
	Plancher étage	5.39	0.9	19.39	4.85
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			14.90	
N4	Venant de N3			185.18	14.64
	Plancher étage	5.39	0.8	19.39	4.31
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			14.90	
N5	Venant de N4			243.86	18.23
	Plancher étage	5.39	0.7	19.39	3.77
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			14.90	
N6	Venant de N5			302.54	22
	Plancher étage	5.39	0.6	19.39	3.23
	Poutre transversal			5.82	

	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			14.90	
N7	Venant de N6			361.22	25.23
	Plancher étage	5.39	0.5	19.39	2.70
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			14.90	
N8	Venant de N7			419.90	27.93
	Plancher étage	5.39	0.5	19.39	2.70
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			15.64	
	Mur extérieur			19.88	
N9	Venant de N8			486.96	30.63
	Plancher étage	5.39	0.5	19.39	2.70
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			15.64	
	Mur extérieur			19.88	
N10	Venant de N9			554.02	33.33
	Plancher sous sol	5.39	0.5	19.39	2.70
	Poteau			16.32	
N11	Venant de N10			601.88	36.03
	Plancher sous sol	8.98	0.5	23.69	4.49
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			6.33	
	Poteau			15.64	
TOTALE				653.36	40.52

Tableau. II.18 : Descente des charges pour poteau d'angle (B-6).

## II-3-2/Poteau de rive (B-1) :

Figure. II.13 : Dimension du poteau de rive (3 au 8<sup>ème</sup> étage).

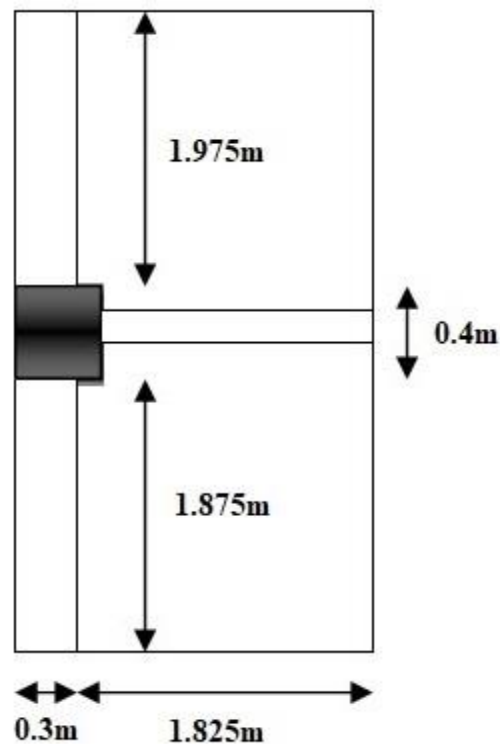


Figure. II.14 : Poteau de rive (RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage).

➤ **Calcul de surface**

- $S (3^{\text{eme}} \rightarrow 8^{\text{eme}} \text{ étage}) = (1.975 + 0.4 + 1.875) \times (1.6 + 0.4 + 1.725) - (0.4^2) - (1.725 + 1.6 + 1.875 + 1.975) \times 0.3 = 6.32 \text{ (pleine)} + 7.2 \text{ (C.creux)} = \mathbf{13.52m^2}$
- $S (\text{RDC}, 1^{\text{er}}, 2^{\text{eme}} \text{ et S.Sol}) = (1.875 + 0.05) \times (1.725 + 0.1) + (1.975 + 0.05) \times (1.725 + 0.1) - (0.1 \times 0.05 \times 2) = \mathbf{7.2m^2}$
- $\text{Stot} (3^{\text{eme}} \rightarrow 8^{\text{eme}} \text{ étage}) = (1.975 + 0.4 + 1.875) \times (1.6 + 0.4 + 1.725) = 9.03m^2 \text{ (corps creux)} + 6.8m^2 \text{ (dalle pleine "la cabine")} = \mathbf{15.83m^2}$
- $\text{Stot} (\text{RDC}, 1^{\text{er}}, 2^{\text{eme}} \text{ et S.Sol}) = (1.975 + 0.4 + 1.875) \times (0.4 + 1.725) = \mathbf{9.03m^2}$
- $S_{\text{acr}} = (1.975 + 0.4 + 1.875) \times 0.1 = \mathbf{0.425m^2}$
- $S' (3^{\text{eme}} \rightarrow 8^{\text{eme}} \text{ étage}) = (6.8 - 0.425) + 9.03 = 6.38 + 9.03 = \mathbf{15.4m^2}$
- $S' (\text{RDC}, 1^{\text{er}}, 2^{\text{eme}} \text{ et S.Sol}) = 9.03 - 0 = \mathbf{9.03m^2}$

➤ **Charge permanentes**

<b>Poids de plancher terrasse :</b>	$5.88 \times 7.2 + 6.32 \times 6.6 = 84.05 \text{ KN}$
<b>Poids de plancher étage (3<sup>eme</sup> → 7<sup>eme</sup> étage) :</b>	$5.4 \times 13.52 = 73.01 \text{ KN}$
<b>Poids de plancher étage (RDC, sous-sol 1, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage):</b>	$5.4 \times 7.2 = 38.88 \text{ KN}$
<b>Poids de plancher sous-sol (2) :</b>	$6.6 \times 7.2 = 47.52 \text{ KN}$
<b>Poids D acrotère</b>	$1.7125 \times 4.25 = 7.28 \text{ KN}$
<b>Poids de poutre transversale (3<sup>eme</sup> → 8<sup>eme</sup> étage):</b>	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times (1.725 + 1.6) = 11.22 \text{ KN}$
<b>Poids de poutre longitudinales (3<sup>eme</sup> → 8<sup>eme</sup> étage):</b>	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times (1.975 + 1.875) = 12.99 \text{ KN}$

<b>Poids de poutre transversale (RDC, S.sol,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage):</b>	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times (1.725) = 5.82 \text{ KN}$
<b>Poids de poutre longitudinales (RDC, S.sol, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage):</b>	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times (1.975 + 1.875) = 12.99 \text{ KN}$
<b>Poids de poteau (RDC, 1<sup>er</sup>, S.Sol2) :</b>	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.91 = 15.64 \text{ KN}$
<b>Poids de poteau (2<sup>eme</sup> jusqu'a 8<sup>eme</sup> étage) :</b>	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$
<b>Poids de poteau (S.Sol 1) :</b>	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 4.08 = 16.32 \text{ KN}$
<b>Mur intérieur (3<sup>eme</sup> → 8<sup>eme</sup> étage):</b>	$1.45 \times (1.725 + 1.3) \times (3.06 - 0.45) = 11.4 \text{ KN}$
<b>Mur extérieur (3<sup>eme</sup> → 8<sup>eme</sup> étage):</b>	$3.31 \times [(1.725 + 1.875) \times (3.06 - 0.45)] = 31.1 \text{ KN}$
<b>Mur extérieur (2<sup>eme</sup> étage):</b>	$3.31 \times [(1.875) \times (3.06 - 0.45)] = 16.2 \text{ KN}$
<b>Mur extérieur (RDC et 1<sup>er</sup> étage):</b>	$3.31 \times [(1.725 + 1.875) \times (3.91 - 0.45)] = 41.23 \text{ KN}$

➤ **Charge d'exploitation**

<b>Plancher terrasse :</b>	$1 \times 15.4 = 15.4 \text{ KN}$
<b>Plancher étage (3<sup>eme</sup> → 7<sup>eme</sup> étage):</b>	$1.5 \times 9.03 + 3.5 \times 6.38 = 35.88 \text{ KN}$
<b>Plancher sous-sol (2) :</b>	$2.5 \times 9.03 = 22.58 \text{ KN}$
<b>Plancher (RDC, sous-sol1, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage):</b>	$1.5 \times 9.03 = 13.55 \text{ KN}$

Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	Q Av. Deg.	Coef. Deg.	Après Deg.	
				G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	15.4	1	84.05	15.4
	Acrotère			7.28	
	Poutre transversal			11.22	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			31.1	
	Mur intérieur			11.40	
N2	Venant de N1			170.28	15.4
	Plancher étage	35.88	1	73.01	35.88
	Poutre transversal			11.22	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			31.1	
	Mur intérieur			11.40	
N3	Venant de N2			322.24	51.28
	Plancher étage	35.88	0.9	73.01	32.29
	Poutre transversal			11.22	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			31.10	
	Mur intérieur			11.40	
N4	Venant de N3			474.20	83.57
	Plancher étage	35.88	0.8	73.01	28.70

	Poutre transversal			11.22	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			31.10	
	Mur intérieur			11.40	
N5	Venant de N4			626.16	112.27
	Plancher étage	35.88	0.7	73.01	25.12
	Poutre transversal			11.22	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			31.10	
	Mur intérieur			11.40	
N6	Venant de N5			778.12	137.39
	Plancher étage	35.88	0.6	73.01	21.53
	Poutre transversal			11.22	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			31.10	
	Mur intérieur			11.40	
N7	Venant de N6			930.08	158.92
	Plancher étage	35.88	0.5	73.01	17.94
	Poutre transversal			11.22	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			12.24	
	Mur extérieur			16.20	
N8	Venant de N7			1055.74	176.86
	Plancher étage	13.55	0.5	38.88	6.78
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			15.64	
	Mur extérieur			41.23	
N9	Venant de N8			1170.30	183.64
	Plancher étage	13.55	0.5	38.88	6.78
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			15.64	
	Mur extérieur			41.23	
N10	Venant de N9			1284.86	190.42
	Plancher sous sol	13.55	0.5	38.88	6.78
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poutre transversal			5.82	
	Poteau			16.32	
N11	Venant de N10			1358.87	197.20
	Plancher sous sol	22.58	0.5	47.52	11.29
	Poutre transversal			5.82	
	Poutre longitudinal			12.99	
	Poteau			15.64	
<b>TOTALE</b>				<b>1440.84</b>	<b>208.49</b>

**Tableau. II.19 : Descente des charges pour poteau de rive (B-1).**

➤ **Dimensionnement de la section du Poteau**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 1440,84) + (1,5 \times 208,49) = \mathbf{2257,87 \text{ KN.}}$$

$$N_s = G + Q = 1440,84 + 208,49 = \mathbf{1649,33 \text{ KN.}}$$

<b>Nu</b>	2257.87 KN
<b>Ns</b>	1649.33 KN

➤ **Vérification de la section du poteau : Niveau (S.sol2, RDC et 1<sup>er</sup> étage)**

$$B_r \geq 0,064N_u \rightarrow B_r \geq 0,064 \times 2257,87 \times 10^{-3} = \mathbf{0,145 \text{ m}^2}.$$

$$B_r = (h-0,02) \times (b-0,02)$$

Fixe le **h=0.40m**

$$B_r = 0,38 \times (b-0,02) \geq 0,145$$

$$0,38b \geq 0,145 + 7,6 \times 10^{-3}$$

$$b \geq \frac{0,1526}{0,38} \rightarrow b \geq 0,4 \rightarrow \text{On adopte le } \mathbf{b = 45 \text{ cm}}$$

$$B_r = (0,45-0,02) \times (0,40-0,02) = 0,1634 > 0,145 \text{ m}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

➤ **Vérification de flambement : D'après les règles de BAEL91**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{hb^3}{12} \rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = 0,7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0,7 \times 4,08 \times \frac{\sqrt{12}}{0,45} = 21,98$$

$$\lambda = 21,98 < 35 \dots \text{(Vérifiée)}$$

➤ **Vérification des conditions d'RAP99/v2003 : On doit vérifier les conditions suivantes dans la Zone II.**

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

$$\text{Min}(45 ; 40) \geq 25 \dots \text{(Vérifiée).}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{H_e}{20} \rightarrow \text{Min}(45 ; 40) \geq \frac{408}{20} = 20,4 \rightarrow 40 \geq 20,4 \dots \text{(Vérifiée).}$$

$$0,25 \leq \frac{b}{h} \leq$$

$$4 \dots \text{(Vérifiée).}$$

$$4 \rightarrow 0,25 \leq \frac{45}{40} = 1,125 \leq$$

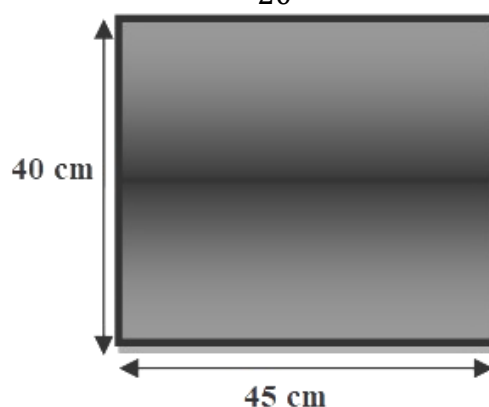




Figure. II.15 : Dimension du poteau de rive

II-3-3/Poteau centrale (C-4) :

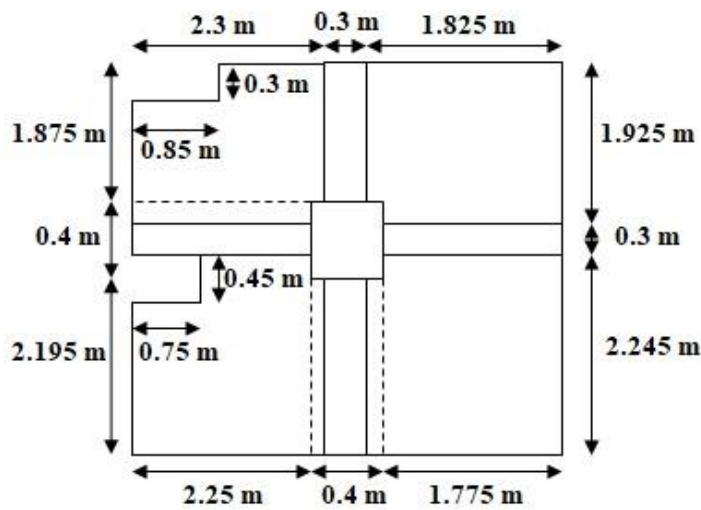


Figure. II.16 : Dimension du poteau centrale (RDC et 1er étage).

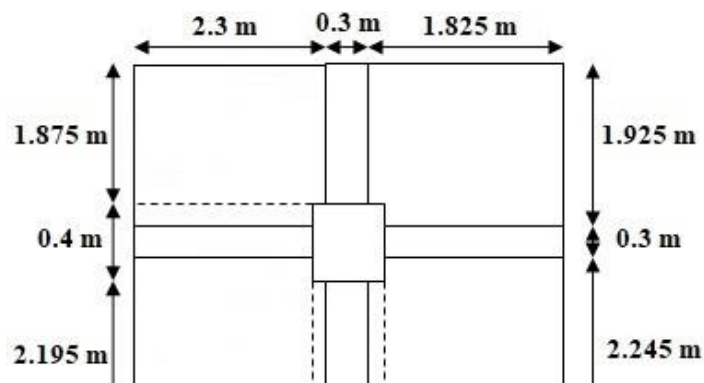
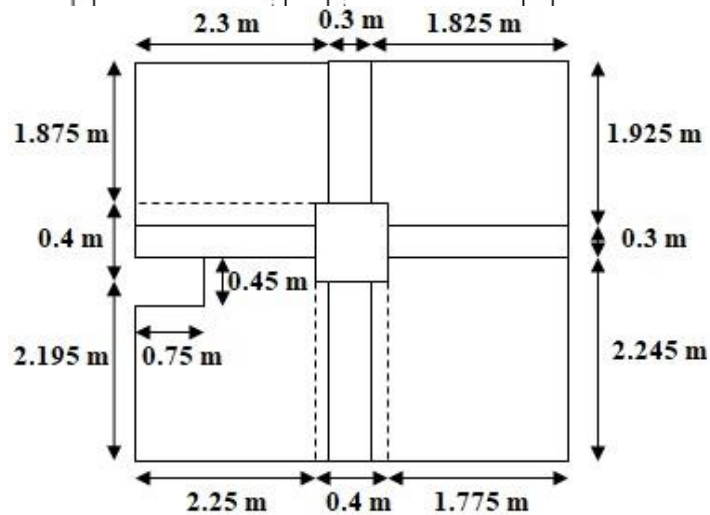


Figure. II.17 : poteau centrale



Dimension du (S-sol).

**Figure. II.18 : Dimension du poteau centrale (étage courant).****Calcul de surface :**

- $S$  (étage) =  $(2.25+0.4+1.775) \times (1.925+0.3+2.245)-(0.4^2)-$   
 $(1.875+2.195+2.25+1.775) \times 0.3-(0.45 \times 0.75)=16.85 \text{ m}^2$
- $S$  (RDC et 1er étage) =  $(2.25+0.4+1.775) \times (1.925+0.3+2.245)-(0.4^2)-$   
 $(1.875+2.195+2.25+1.775) \times 0.3-(0.3 \times 0.85+0.45 \times 0.75)=16.6 \text{ m}^2$
- $S$  (Sous sol) =  $(2.25+0.4+1.775) \times (1.925+0.3+2.245)-(0.4^2)-$   
 $(1.875+2.195+2.25+1.775) \times 0.3=17.19 \text{ m}^2$
- $Stot$  (étage) =  $(2.25+0.4+1.775) \times (1.925+0.3+2.245) - (0.45 \times 0.75) = 19.44 \text{ m}^2$
- $Stot$  (RDC et 1er étage) =  $(2.25+0.4+1.775) \times (1.925+0.3+2.245)-$   
 $(0.3 \times 0.85+0.45 \times 0.75)=19.19 \text{ m}^2$
- $S$  tot (Sous-sols) =  $(2.25+0.4+1.775) \times (1.925+0.3+2.245) = 19.78 \text{ m}^2$

**Charge Permanente:**

<b>Poids de plancher terrasse :</b>	$5.88 \times 17.19 = 101.08 \text{ KN}$
<b>Poids de plancher étage :</b>	$5.4 \times 16.85 = 90.99 \text{ KN}$
<b>Poids de plancher étage (RDC et 1<sup>er</sup> étage)</b>	$5.4 \times 16.6 + [8.29 \times 1.3 \times 0.3 (\text{une marche})] = 92.87 \text{ KN}$
<b>Poids de plancher sous-sol (1) :</b>	$5.4 \times 17.19 = 92.83 \text{ KN}$
<b>Poids de plancher sous-sol (2) :</b>	$6.6 \times 17.19 = 113.45 \text{ KN}$
<b>Poids de poutre transversale :</b>	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times (2.25 + 1.775) = 13.58 \text{ KN}$
<b>Poids de poutres longitudinales :</b>	$25 \times 0.30 \times 0.45 \times (2.195 + 1.875) = 13.74 \text{ KN}$
<b>Poids de poteau (RDC, 1<sup>er</sup>}, S.Sol2) :</b>	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.91 = 15.64 \text{ KN}$
<b>Poids de poteau (2<sup>eme</sup>} jusqu'a 8<sup>eme</sup>} étage):</b>	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$
<b>Poids de poteau (S.Sol 1) :</b>	$25 \times 0.4 \times 0.4 \times 4.08 = 16.32 \text{ KN}$
<b>Mur double paroi (RDC):</b>	$3.15 \times [(1.775 + 2.25 + 0.3) \times (3.91 - 0.45)] = 47.13 \text{ KN}$
<b>Mur double paroi (1<sup>er</sup> étage):</b>	$3.15 \times [(1.875 + 2.25 + 0.3) \times (3.91 - 0.45)] = 48.23 \text{ KN}$

<b>Mur double paroi (2<sup>eme</sup>→8<sup>eme</sup>étage):</b>	$3.31 \times [(1.875+0.75+1.05) \times (3.06-0.45)] = 30.20 \text{ KN}$
---	---

**Charge d'exploitation :**

<b>Plancher terrasse :</b>	$1 \times 19.78 = 19.78 \text{ KN}$
<b>Plancher étage (2<sup>eme</sup>→7<sup>eme</sup> étage):</b>	$1.5 \times 19.44 = 29.16 \text{ KN}$
<b>Plancher (RDC et 1<sup>er</sup> étage):</b>	$1.5 \times 19.19 = 28.79 \text{ KN}$
<b>Plancher sous-sol (1):</b>	$1.5 \times 19.78 = 29.67 \text{ KN}$
<b>Plancher sous-sol (2):</b>	$2.5 \times 19.78 = 49.45 \text{ KN}$

Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	Q Av. Deg.	Coef. Deg.	Après Deg.	
				G (KN)	Q (KN)
<b>N1</b>	Plancher terrasse	19.78	1	101.08	19.78
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			12.24	
	Mur double paroi			30.20	
<b>N2</b>	Venant de N1			170.84	19.78
	Plancher étage	29.16	1	90.99	29.16
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			12.24	
	Mur double paroi			30.20	
<b>N3</b>	Venant de N2			331.59	48.94
	Plancher étage	29.16	0.9	90.99	26.24
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			12.24	
	Mur double paroi			30.20	
<b>N4</b>	Venant de N3			492.34	75.18
	Plancher étage	29.16	0.8	90.99	23.33
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			12.24	
	Mur double paroi			30.20	
<b>N5</b>	Venant de N4			653.09	98.51
	Plancher étage	29.16	0.7	90.99	20.41
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			12.24	
	Mur double paroi			30.20	
<b>N6</b>	Venant de N5			813.84	118.92
	Plancher étage	29.16	0.6	90.99	17.5
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			12.24	

	Mur double paroi			30.20	
<b>N7</b>	Venant de N6			974.59	136.42
	Plancher étage	29.16	0.5	90.99	14.58
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			12.24	
	Mur double paroi			30.20	
<b>N8</b>	Venant de N7			1135.34	151
	Plancher étage	28.79	0.5	92.87	14.40
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			15.64	
	Mur double paroi			48.23	
<b>N9</b>	Venant de N8			1319.4	165.10
	Plancher étage	28.79	0.5	92.87	14.4
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			15.64	
	Mur double paroi			47.13	
<b>N10</b>	Venant de N9			1502.36	179.50
	Plancher sous-sol	29.67	0.5	92.83	14.84
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			16.32	
<b>N11</b>	Venant de N10			1638.83	194.34
	Plancher sous-sol	49.45	0.5	113.45	24.73
	Poutre transversal			13.58	
	Poutre longitudinal			13.74	
	Poteau			15.64	
<b>TOTALE</b>				1795.24	219.07

**Tableau. II.20 : Descente des charges pour poteau centrale (C-4).**

➤ **Dimensionnement de la section du Poteau :**

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 1795,24) + (1,5 \times 219,07) = 2752,18 \text{ KN.}$$

$$N_s = G + Q = 1795,24 + 219,07 = 2014,31 \text{ KN.}$$

Pour majoration à 10%°

<b>Nu</b>	3027.40 KN.
<b>Ns</b>	2215.74 KN.

➤ **Vérification de la section du poteau : Niveau (S.sol2, RDC et 1<sup>er</sup> étage) :**

$$B_r \geq 0,064N_u \rightarrow B_r \geq 0,064 \times 3027,4 \times 10^{-3} = 0,194 \text{ m}^2.$$

$$B_r = (h-0,02) \times (b-0,02)$$

On fixe le **b=0.40m**

$$Br=0.38 \times (h-0.02) \geq 0.194$$

$$0.38h \geq 0.194 + 7.6 \times 10^{-3}$$

$$h \geq \frac{0.2016}{0.38} \rightarrow h \geq 0.53 \rightarrow \text{On adopte } h = 55 \text{ cm}$$

$$Br = (0.55 - 0.02) \times (0.40 - 0.02) = 0.2014 > 0.176 \text{ m}^2 \dots \text{ (CV)}$$

➤ **Vérification de flambement :**

D'après les règles de BAEL91

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{hb^3}{12} \rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = 0.7l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} \rightarrow \lambda = 0.7 \times 4.08 \times \frac{\sqrt{12}}{0.40} = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 < 35 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

➤ **Vérification des conditions d RAP99/v2003 :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

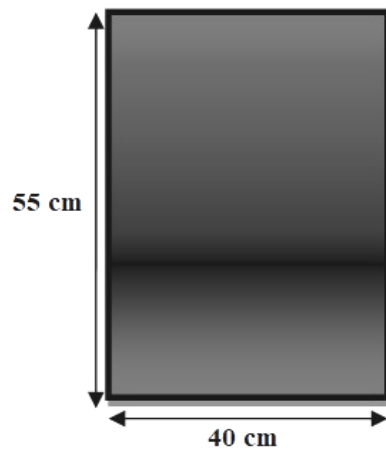
Zone II :

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

$$\text{Min}(40; 55) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{H_e}{20} \rightarrow \text{Min}(40, 55) \geq \left(\frac{408}{20}\right) = 20.4 \rightarrow 40 > 20.4 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

$$0.25 \leq \left(\frac{b}{h}\right) \leq 4 \rightarrow 0.25 < \frac{40}{55} = 0.73 < 4 \dots \dots \dots \text{ cv}$$



**Figure. II.19 : Dimension du poteau centrale**

#### II-3-4/Dimensions des poteaux :

Le tableau suivant, représente tous les dimensions du poteau central étudié dans le présent chapitre.

Niveau (étage)	N(KN)	N majeure(KN)	Br (m <sup>2</sup> )	h (cm)
8 <sup>eme</sup>	260.3	286.33	0.144	40
7 <sup>eme</sup>	531.86	585.04	0.144	40
6 <sup>eme</sup>	777.43	858.17	0.144	40
5 <sup>eme</sup>	1029.44	1132.38	0.163	45
4 <sup>eme</sup>	1277.06	1404.77	0.163	45
3 <sup>eme</sup>	1520.33	1672.36	0.163	45
2 <sup>eme</sup>	1759.21	1935.13	0.182	50
1 <sup>er</sup>	2028.84	2231.72	0.182	50
RDC	2297.44	2527.18	0.182	50
Sous-sol 1	2503.93	2754.32	0.2	55
Sous-sol 2	2752.18	3027.40	0.2	55

**Tableau. II.21 : Dimensions du poteau central**

### III-1/ Introduction:

Les structures d'habitations sont composées de deux types des éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
- Dans ce chapitre, on va calculer les éléments non structuraux :
- L'acrotère
- Les escaliers
- Les balcons
- Les planchers.

Le calcul de ces éléments s'effectuent suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

### III-2/ L'acrotère :

#### III-2-1/ Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera à la flexion composée soumise à un effort normal dû à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge d'exploitation (Q). L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU, et à L'ELS.

#### III-2-2/ Dimensionnement

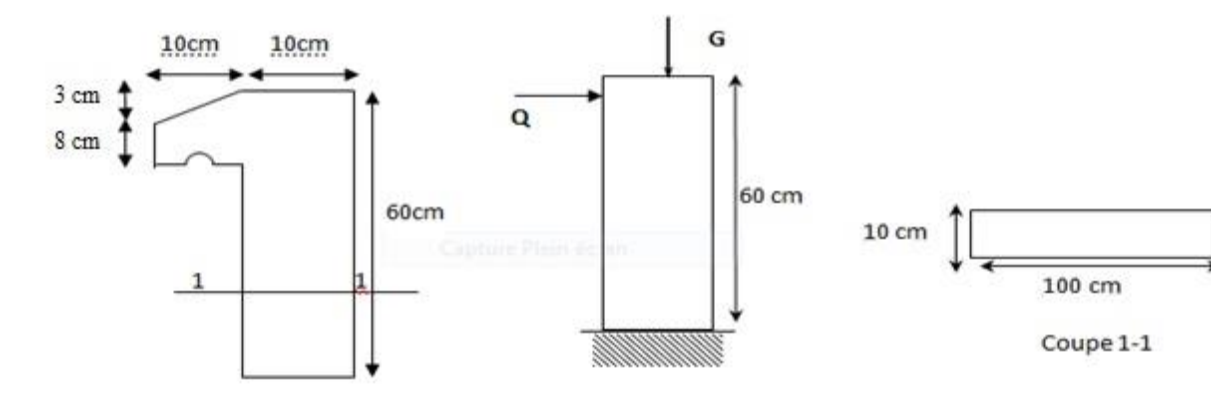


Figure.III.1.Schéma descriptif de l'acrotère

**III-2-3/ Evaluation des charges :**➤ **La surface :**

$$S = \frac{0.03 \times 0.1}{2} + 0.08 \times 0.1 + 0.1 \times 0.6 = 0.0695 \text{ m}^2$$

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de l'acrotère :  $G = 25 \times 0.0695 = 1.7375 \text{ KN/m}$ .

➤ **Sur charges d'exploitation :**

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

**III-2-3-4/ Détermination de l'effort due au séisme :**

Selon RPA2003 les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :  $F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P$

Avec :

**A**: coefficient d'accélération (tableau 4.1 RPA99/2003 )

**C<sub>P</sub>**: coefficient d'accélération (tableau 4.1 RPA99/2003) → **C<sub>P</sub> = 0.8**

**W<sub>P</sub>**: le poids propre de l'acrotère : **W<sub>P</sub> = 1.7375 KN/ml**.

**F<sub>P</sub>** =  $4 \times A \times C_P \times w_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1.7375 = 0.834 \text{ KN/ml}$ .

- ✓ Pour G :  $N_G = 1.7375 \text{ KN/ml}$ ;  $M_G = 0$ ;  $V_G = 0$ .
- ✓ Pour Q :  $N_Q = 0$ ;  $M_Q = Q \times H = 0.6 \text{ KN/ml}$ ;  $V_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$ .
- ✓ Pour F<sub>p</sub>:  $N_{FP} = 0$ ;  $M_{FP} = F_P \times H = 0.834 \times 0.6 = 0.50 \text{ KN/ml}$ ;  $V_{FP} = F_P = 0.834 \text{ KN/ml}$ .

On :  $F_P \leq Q$  alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations suivantes :

Poids propre :  $N_G = 1.7375 \text{ KN/ml}$

- ✓ Surcharges :  $F_{me} = Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- ✓ Un moment :  $M_E = Q \cdot h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml}$
- ✓ Un effort tranchant :  $V_Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .

**III-2-4/ Calcul des sollicitations :**

Le calcul s'effectue sur une bond de 1 m soumise à la flexion

➤ **ELU :**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7375 = 2.345 \rightarrow N_u = 2.345 \text{ KN}$$



$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \quad \rightarrow V_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$M_u = V_u \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \quad \rightarrow M_u = 0.90 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = G = 1.7375 \quad \rightarrow N_u = 1.7375 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = Q = 1 \quad \rightarrow V_u = 1 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = V_{ser} \times h = 1 \times 0.6 = 0.60 \quad \rightarrow M_u = 0.60 \text{ KN.m}$$

	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Effort tranchant (KN)
<b>ELU</b>	$M_u = 0.90$	$N_u = 2.345$	$V_u = 1.5$
<b>ELS</b>	$M_{ser} = 0.60$	$N_{ser} = 1.7375$	$V_{ser} = 1$

**Tableau III.1: sollicitation due a l acrotère**

➤ **La position de centre de pression :**

⇒ **Excentricité "e" :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.345} = 0.3838 \text{ m}$$

⇒ **La nature de la section :**

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \rightarrow$  le centre de pression "C" se trouve en de hors de la section

$\rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

D'après le BAEL 91 : la flexion avec compression apparait un risque de flambement.

Donc : il faut majorer l'excentricité réelle de l'effort normal applique

➤ **Vérification de flambement :**

D'après l'article B.8.3.2 du CBA93 Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.60 = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h}$$

- ✓  $l_f$ : longueur de flambement
- ✓  $h$  : épaisseur d acrotère
- ✓  $\lambda$  : l élancement

$$\lambda = l_f \times \frac{\sqrt{12}}{h} = 1.2 \times \frac{\sqrt{12}}{0.1} = 41.56$$

$$\lambda_{max} \leq \text{Max} \left\{ 50; \min \left[ e_0 = \frac{67e_0}{h}; 100 \right] \right\}$$

$$e_0 = 38.38 \text{ cm} = 0.3838 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{67e_0}{h} = \frac{67 \times 0.3838}{0.1} = 257.146$$

$$\lambda_{max} \leq \text{Max} \{ 50; \min[261.03; 100] \} \rightarrow \lambda_{max} = 100$$

$$\lambda = 41.56 \leq \lambda_{max} = 100 \text{ .. (v\u00e9rifi\u00e9e).}$$

Donc : le calcul de flambement n'est pas n\u00e9cessaire

➤ **L excentricit\u00e9 total :**

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

$e_{tot}$ : L'excentricit\u00e9 totale de calcul.

$e_a$ : *Excentricit\u00e9* additionnelle.

$e_2$ : *Excentricit\u00e9* dus \u00e0 l'effort de second ordre

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\} \rightarrow \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{60}{250} \right\} \rightarrow \text{Max} \{ 2 \text{ cm}; 0.24 \}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \left\{ \frac{3(l_f)^2}{h \times 10^4} \right\} \times (2 + \alpha \phi) \rightarrow \alpha = 0 \text{ et } \phi = 2 \text{ G ne cr\u00e9e aucun moment}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2}{0.1 \times 10^4} \times 2 + 0 = 8.64 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.864 \text{ cm}$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2 = 38.38 + 2 + 0.864 = 41.244 \text{ cm}$$

➤ **Sollicitation major\u00e9es " $\delta_f$ ":**

Calcul le coefficient de majoration " $\delta_f$ ":

$$\delta_f = \begin{cases} \min \left[ 1 + 0.15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0}; 1.4 \right] & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} > 0.75 \\ 1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} < 0.75 \end{cases}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.3838}{0.1} = 3.838 > 0.75$$

$$\delta_f = \min \left[ 1 + 0.15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1.4 \right]$$

$$\rightarrow \min \left[ 1 + 0.15 \times \left( \frac{41.56}{35} \right)^2 \times \frac{0.1}{0.3838} ; 1.4 \right] \rightarrow \min[1.055 ; 1.4]$$

$$\delta_f = 1.055$$

➤ **Etat limite ultime**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.055 \times 2.345 = 2.474 \text{ KN}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_{tot} = 2.474 \times 0.412 = 1.019 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite service**

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1.055 \times 1.7375 = 1.833 \text{ KN}$$

$$M_{ser}^* = N_{ser}^* \times e_{tot} = 1.833 \times 0.412 = 0.755 \text{ KN.m}$$

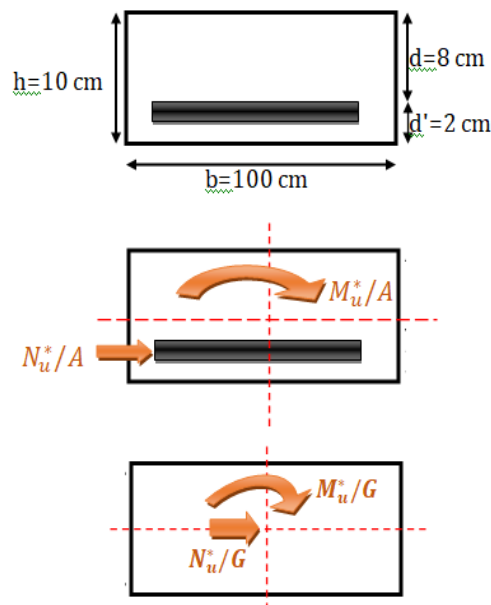
**III-2-5/Ferrailage de l'acrotère :**

Le calcul s'effectue sur une bonde de 1 m soumise à la flexion composée.

➤ **Calcul a l'état limite ultime :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

- ✓ h=10 cm
- ✓ b= 100 cm
- ✓ d= 8 cm



**Figure.III.2. coupe transversal de l'acrotère**

➤ **Position de centre de pression :**

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.01}{2.43} = 0.41 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m} = 1.66 \text{ cm}$$

$e > e_0$  : la section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul a la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport à la zone tendue.

**1/ Etat limite ultime :**

➤ **Calcul des contraintes :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.019 + 2.474 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 1.09$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.08 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu_{bu} = 0.012 < \mu_{lim} = 0.186 \rightarrow$  Section simplement armée (pas d'acier comprimé).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8(1 - 0.4 \times 0.015) = 6.96 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.08 \times 10^6}{69.6 \times 348} = 45 \text{ mm}^2 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{su}^* - \left[ \frac{N_u^*}{f_{su}} \right] = 0.45 - \left[ \frac{2.474}{348} \right] = 0.44 \text{ cm}^2$$

**2/ Etat limite service :**

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**Acier :**

Fissuration préjudiciable :  $\eta=1.6$

$$\bar{\sigma}_{sc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = \min \{ 266.66 ; 240 \} = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.755 + 1.80 \times \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du moment limite service «  $M_{lim}$  »:**

$$M_{lim} = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\left( \frac{\alpha_r}{2} \right)}{\left( 1 - \frac{\alpha_r^2}{3} \right)} \rightarrow \mu_r = 0.27 \rightarrow M_{lim} = 0.27 \times 0.08^2 \times 1 \times 15 \times 10^3$$

$$= 25.92 \text{ KN/m}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{sc}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} = 0.484$$

$$M_{ser}^a = 0.80 < M_{lim} = 25.92 \rightarrow \text{Pas d'armateurs comprimés } A' = 0$$

$$Z = d \left( 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.067 \text{ cm}$$

$$A_s^* = \frac{M_{ser}^a}{z \times \sigma_s} = \frac{0.80 \times 10^6}{0.067 \times 10^3 \times 240} = 49.75 \text{ mm}^2 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s^* - \left[ \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} \right] = 0.50 \times 10^2 - \left[ \frac{1.80 \times 10^3}{240} \right] = 42.5 \text{ mm}^2 = 0.42 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage minimal :**

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 80 = 96.6 \text{ mm}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ A_u ; A_{ser} ; A_{s \min} \}$$

$$A_s = \text{Max} \{ 0.44 ; 0.42 ; 0.966 \} \rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage : **4T8** .....  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

**III-2-6/Vérification des contraintes :**

$$\text{On vérifier que : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min\{266.66 ; 201.63\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ Avec } A'_s = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Solution d'équation de deuxième degré:

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s - d'A'_s)$$

$$y = 1.92 \text{ cm} \rightarrow I = 1351.57 \text{ cm}^4$$

**III-2-6-1/Vérification de la contrainte du béton comprimé :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.6 \times 10^6}{1351.57 \times 10^4} = 0.044 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.044 \times 1.92 \times 10 = 0.84 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.84 \text{ Mpa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ Mpa}} \dots (\text{vérifiée}).$$

**III-2-6-2/Vérification des contraintes des armatures tendus :**

$$\sigma_s = \eta \times K(d-y) \rightarrow \eta = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.044 \times (80 - 19.2) = 40.13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \mathbf{40.13} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa}} \dots (\text{vérifiée}).$$

**III-2-6-3/Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivant :  $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min\{3.33 ; 5 \text{ Mpa}\}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.0187} \leq \overline{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ Mpa}} \dots (\text{vérifiée}).$$

**III-2-6-4/Armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

**on adopte ... .. 3T8 →  $A_r = 1.51 \text{ cm}^2$**

**➤ L espacement Maximal :**

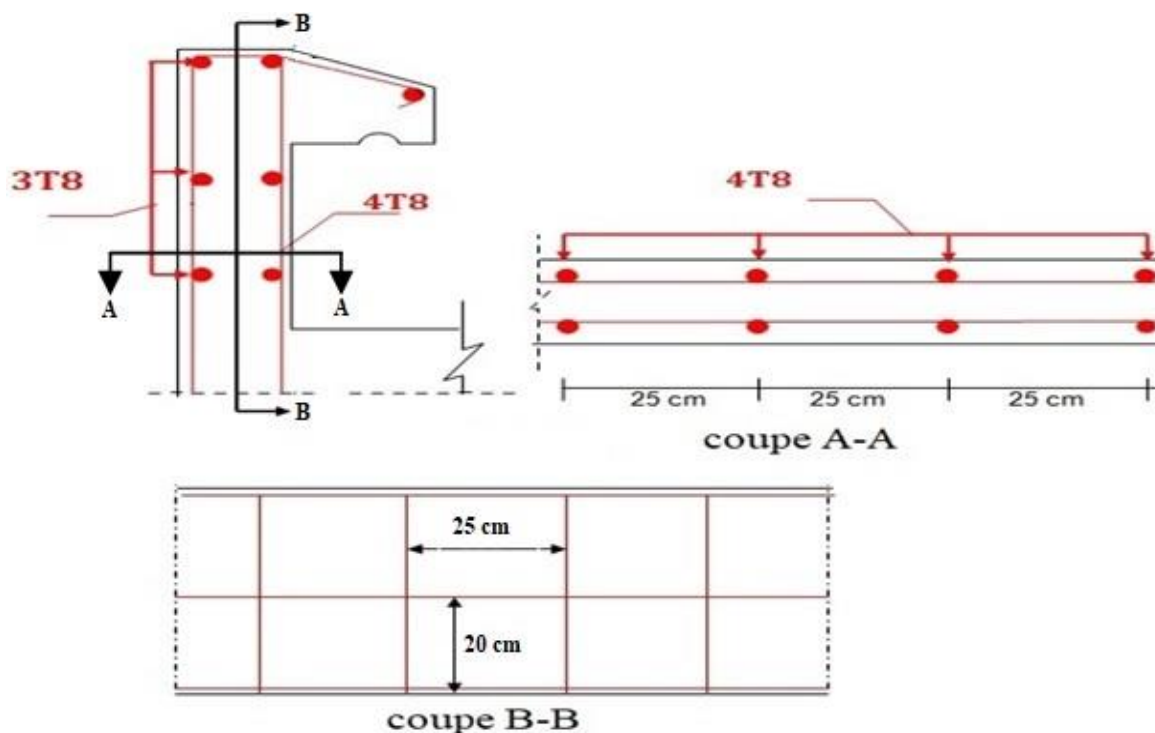
$$S_t \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = \min [30 ; 33] = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Dans le sens le moins sollicité

$$S_t \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

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



**Figure III.3.Ferrailage de l'acrotère**

**III-3/ Les plancher****III-3-1/ Introduction :**

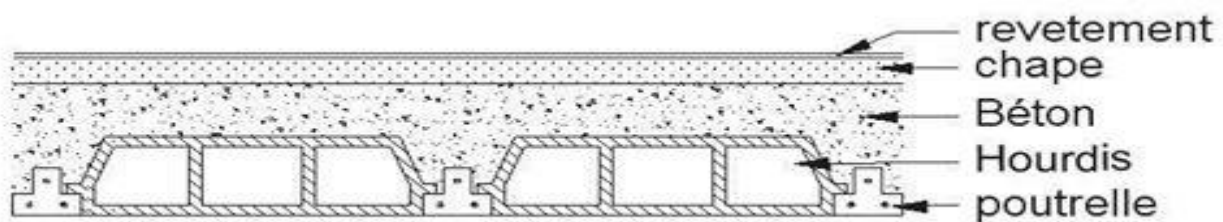
Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte deux types des planchers

- Corps creux.
- Dalle pleine

### III-3-2/ Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et des éléments de remplissage (corps creux), Avec une table de compression de 4cm d'épaisseur, Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- La table de compression.



**Figure.III.4. Coupe transversale du plancher à corps creux.**

#### III-3-2-1/ Calcul des poutrelles :

Le plancher est constitué de corps creux (16+4) qui repose sur des poutrelles. Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot

#### 1. Méthode Forfaitaire :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_w$ ,  $M_e$ ) et des moments en travée ( $M_t$ )

On applique la méthode de forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant BAEL91

- ⇒ **Condition 1** : Les charges d'exploitations sont modérées, où  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ⇒ **Condition 2** : Les portées doivent vérifier la relation suivante :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

- ⇒ **Condition 3** : Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :  $I = \text{constant}$ .



⇒ **Condition 4** : Fissuration non préjudiciable.

Sachant que les moments sur appuis sont donnés par :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

➤ **Application de la méthode** :

Soit :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ , Avec :

<b>Q</b>	charge d'exploitation
<b>G</b>	charge permanent
<b>M<sub>0</sub></b>	moment max sur travée

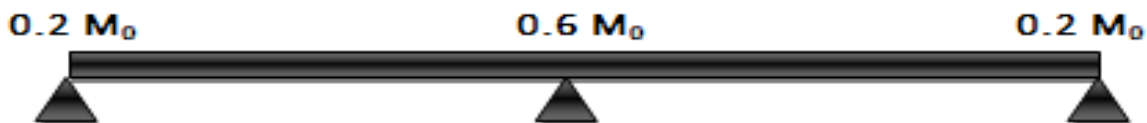
⇒ **Calcule le moment sur travée** :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \Rightarrow \text{formule générale.} \\ M_t \geq \left[ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right] M_0 \Rightarrow \text{Moment pour travée de rive.} \\ M_t \geq \left[ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right] M_0 \Rightarrow \text{Moment pour travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

<b>M<sub>t</sub></b>	moment en travée de la travée considéré.
<b>M<sub>w</sub> M<sub>e</sub></b>	les moment a gauche et a droit de la travée considéré.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaires doit être égale à :

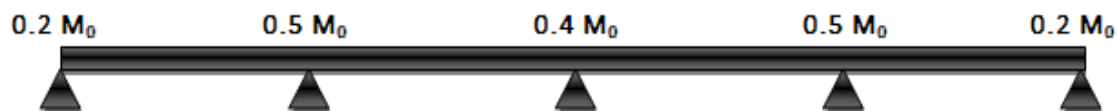
1. 0.6 Mo pour une poutre à deux travées.



2. 0.5 Mo pour une poutre à trois travées.



3. 0.4 Mo pour une poutre "plus de 3 travées".

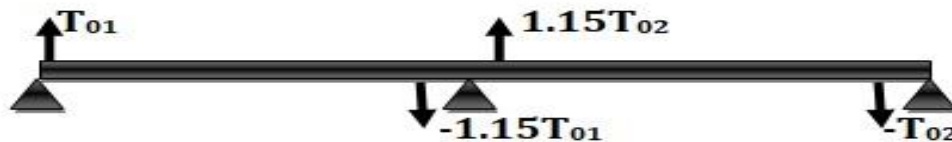


⇒ **Les efforts tranchants :  $T_0 = \frac{ql}{2}$**

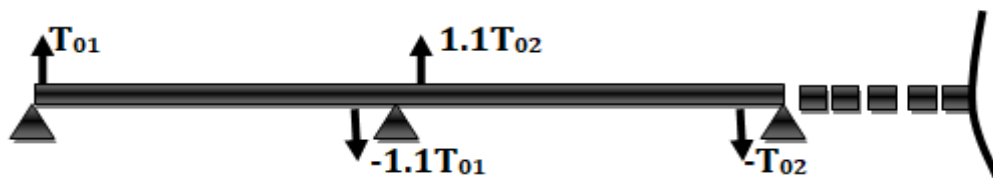
Appuis de rive :  $T_e = qu \times \frac{L}{2}$  et  $T_w = qu \times \frac{L}{2}$

Appuis intermédiaire :  $T_e = 1.1qu \times \frac{L}{2}$  et  $T_w = 1.1qu \times \frac{L}{2}$

1. Cas d'une poutre à deux travées :



2. Cas d'une poutre à plusieurs travées :



**Remarque :** si une des 3 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot.

## 2. Méthode Caquot :

Si l'une de ces conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, la méthode de CAQUOT sera utilisée. La fissuration du bâtiment, faisant l'objet de notre étude, étant jugée préjudiciable, la Méthode de CAQUOT sera donc appliquée.

⇒ **Principe de la Méthode de CAQUOT :**

La méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. C'est une méthode de continuité simplifiée car le moment fléchissant sur un appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes.

$$M_w = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \Rightarrow \text{Expression du moment pour les appuis (charge répartie).}$$

$$M_i = \frac{k_w p_w l_w^2}{(l_w + l_e)} \text{ et } M_i = \frac{k_e p_e l_e^2}{(l_w + l_e)} \Rightarrow \text{Expression du moment pour les appuis (charge concentrée).}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0 \Rightarrow \text{Expression du moment pour travées.}$$

Avec :

$l'w,e=1 \Rightarrow$  pour la travée de rive.

$l'w,e=0.81 \Rightarrow$  pour la travée intermédiaire.

$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} \Rightarrow$  expression du moment isostatique.

$\Rightarrow$  Effort tranchant :

$$T_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

Paramètre	h	b	h <sub>0</sub>	b <sub>0</sub>
Valeur	25 cm	65 cm	5 cm	10 cm

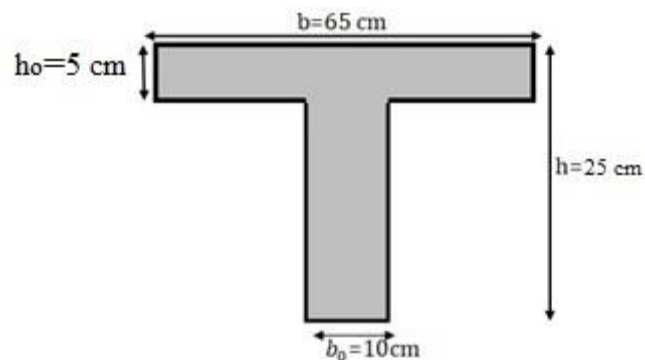


Figure.III.5. La Section de la poutrelle.

Dans notre projet, nous avons concentré sur 03 types de poutrelles dans la terrasse et les étages courantes, illustrées dans les figures suivantes :

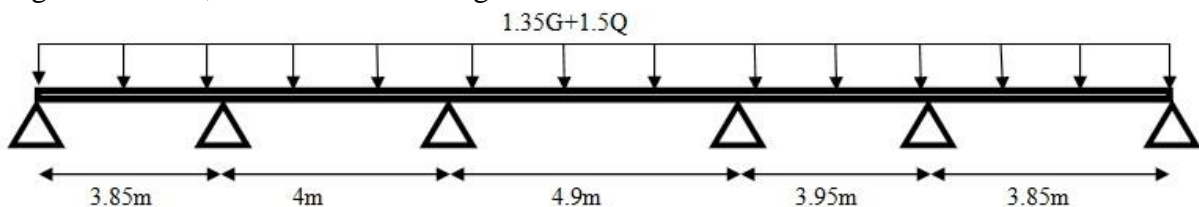


Figure.III.6. Poutrelle de type 01.

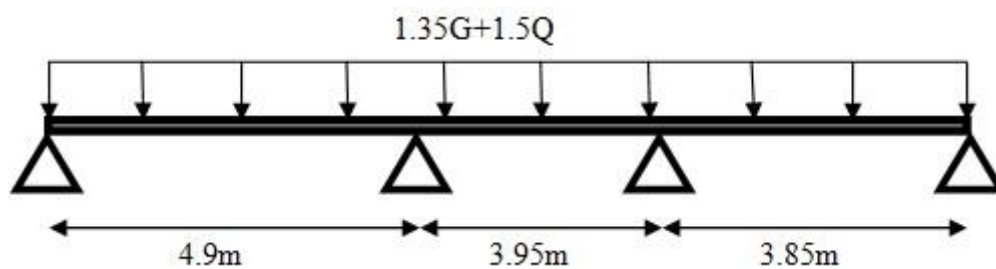


Figure.III.7. Poutrelle de type 02.

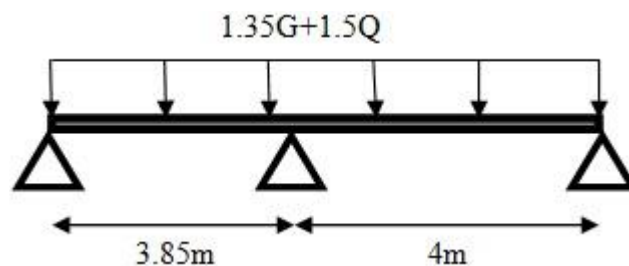


Figure.III.8. Poutrelle de type 03.

### III-3-3/Choix de la méthode de calcul

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

➤ Condition 1 :

$$\text{Plancher terrasse : } Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) = \max\left(2 \times 5.88 ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$$

$$\Rightarrow Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 11.76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ ..(Vérifiée).}$$

$$\text{Plancher étage : } Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right) = \max\left(2 \times 5.4 ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$$

$$\Rightarrow Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 10.8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ ..(Vérifiée).}$$

➤ Condition 2 : Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

**Type 01 :**

$$0.8 < \frac{3.85}{4} = 0.96 < 1.25,$$

$$0.8 < \frac{4}{4.9} = 0.81 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{4.9}{3.95} = 1.24 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.95}{3.85} = 1.02 < 1.25$$

**Type 02 :**

$$0.8 < \frac{4.9}{3.95} = 1.24 < 1.25,$$

$$0.8 < \frac{3.95}{3.85} = 1.02 < 1.25$$

**Type 03 :**

$$0.8 < \frac{3.85}{4} = 0.96 < 1.25$$

Donc la condition  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$  est vérifiée

- Condition 3 : Les moments d'inertie des sections transversale sont les même dans les différentes travées en continuité « I = constante ».. (Vérifiée).
  - Condition 4 : Fissuration non préjudiciable .. (Vérifiée).
- ⇒ Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

### III-3-4/Détermination des charges agissant sur les poutrelles

#### III-3-4-1/ Plancher terrasse :

Charge permanente :  $G=5.88 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  ; pour une bande de 0,65m :  $G=3.82 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .

Surcharge d'exploitations :  $Q=1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  ; pour une bande de 0,65m :  $G=0,65 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .

#### III-3-4-2/ Plancher étage courant :

Charge permanente :  $G=5.4 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  ; pour une bande de 0,65m :  $G=3.51 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .

Surcharge d'exploitations :  $Q=1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$  ; pour une bande de 0,65m :  $G=0,98 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ .

#### III-3-4-3/ Calcul des sollicitations

- **ELU** :  $P_u=1,35G+1,5Q$ .
- **ELS** :  $P_{ser}=G+Q$ .

	$G \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$Q \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$P_u \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$P_{ser} \left( \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$
<b>Plancher terrasse</b>	3.82	0.65	6.13	4.47
<b>Plancher étage courant</b>	3.51	0.98	6.21	4.49

III-3-4-4/ Calcul des moments

III-3-4-4-1/ Plancher terrasse

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.65}{3.82 + 0.65} = 0.15$$

➤ Type 1 :

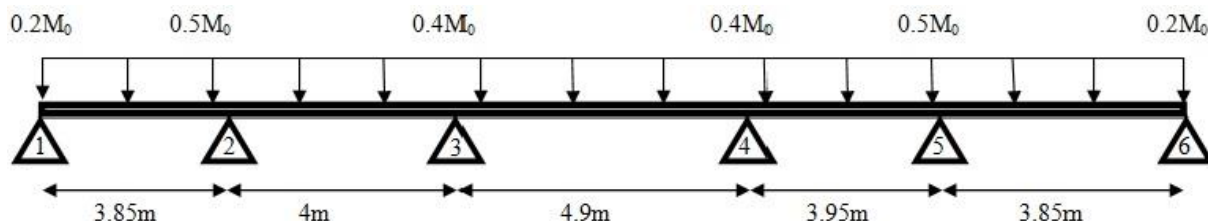


Figure.III.9. Schéma statique de poutrelle (1er type terrasse).

Type	Distance (m)	ELU ( $q_u = 6.13 \frac{KN}{m}$ )			ELS ( $q_{ser} = 4.47 \frac{KN}{m}$ )		
		$M_o$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_o$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Type 1	3.85	11.36	2.27	7.95	8.28	1.66	5.8
	4	12.26	6.13	7.60	8.94	4.47	5.54
	4.9	18.40	7.36	11.96	13.42	5.37	8.72
	3.95	11.95	7.36	7.41	8.72	5.37	5.41
	3.85	11.36	5.89	7.95	8.28	4.36	5.8
			2.27			1.66	

Tableau III.2. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type1 terrasse)

⇒ Diagrammes des moments

ELU :

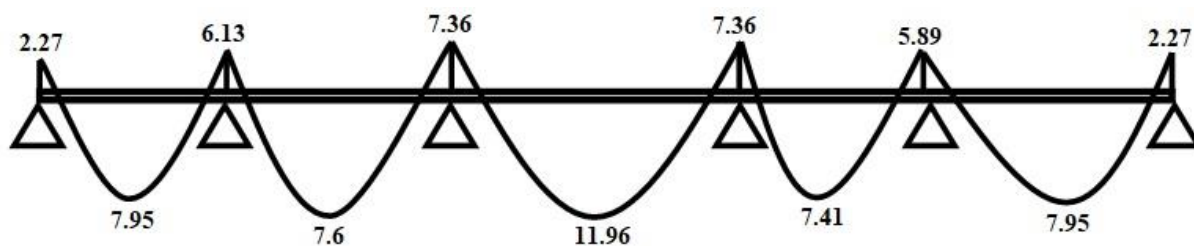


Figure.III.10. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type1)

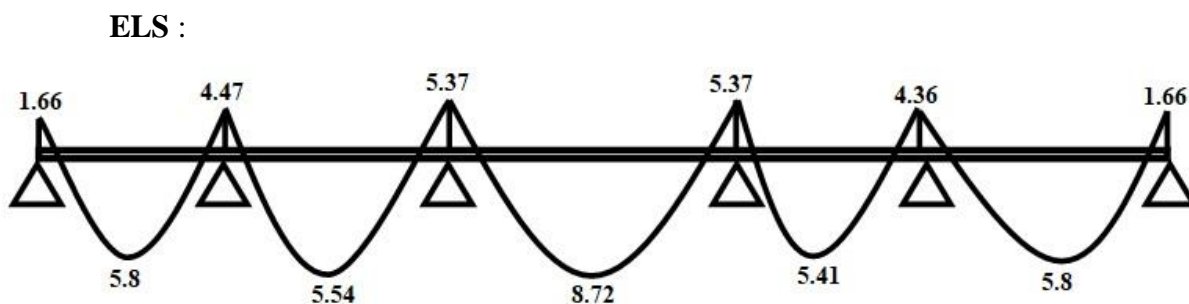


Figure.III.11. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type1)

➤ Type 2 :

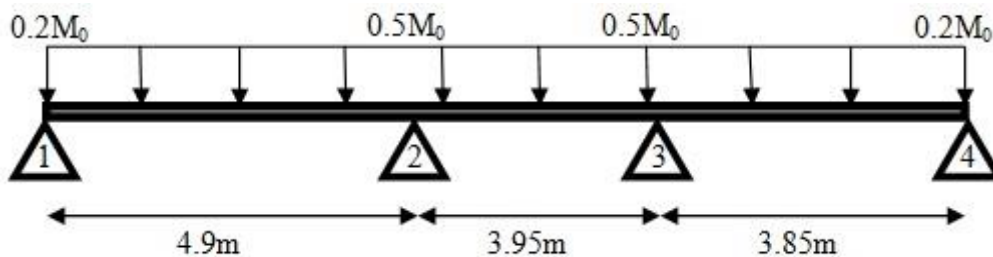


Figure.III.12. Schéma statique de poutrelle (2<sup>ème</sup> type terrasse).

Type	Distance (m)	ELU ( $q_u = 6.13 \frac{KN}{m}$ )			ELS ( $q_{ser} = 4.47 \frac{KN}{m}$ )		
		M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	4.9	18.4	3.68	12.88	13.42	2.68	9.39
	3.95	11.95	9.20	7.41	8.72	6.71	5.41
	3.85	11.36	5.97	7.95	8.28	4.36	5.8
			2.27			1.66	

Tableau III.3. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type 2 terrasse)

⇒ Diagrammes des moments

ELU :

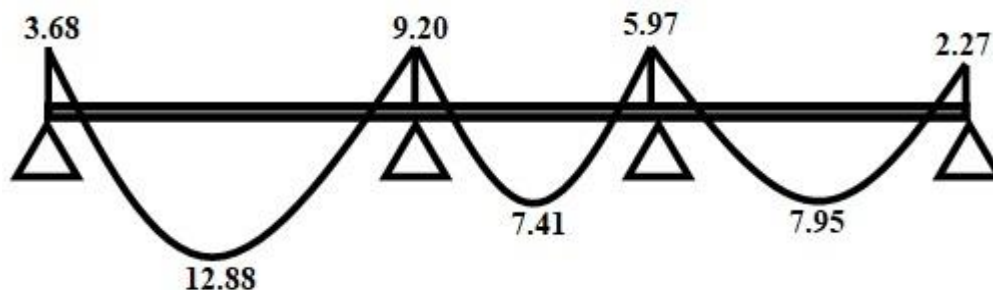


Figure.III.13. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type2)

ELS :

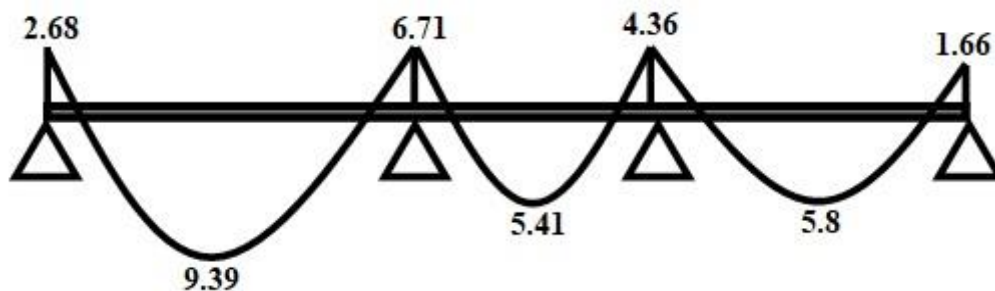


Figure.III.14. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type2)

➤ Type 3 :

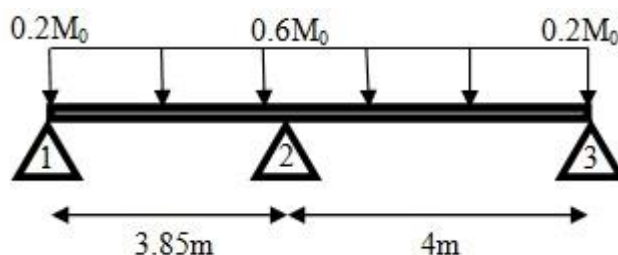


Figure.III.15. Schéma statique de poutrelle (3<sup>ème</sup> type terrasse).

Type	Distance (m)	ELU ( $q_u = 6.13 \frac{KN}{m}$ )			ELS ( $q_{ser} = 4.47 \frac{KN}{m}$ )		
		M <sub>o</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>o</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 3	3.85	11.36	2.27	7.38	8.28	1.66	5.38
	4	12.26	7.35	7.97	8.94	5.36	5.81
			2.45			1.79	

Tableau III.4. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type3 terrasse)

⇒ Diagrammes des moments

ELU :

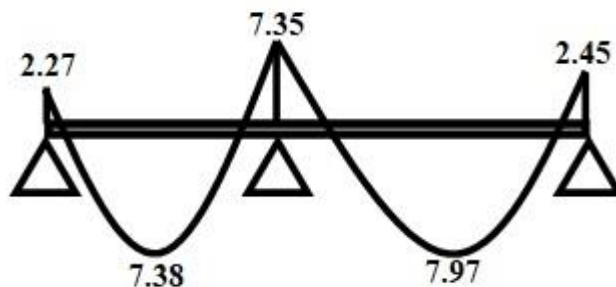


Figure.III.16. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.U (type3)



ELS :

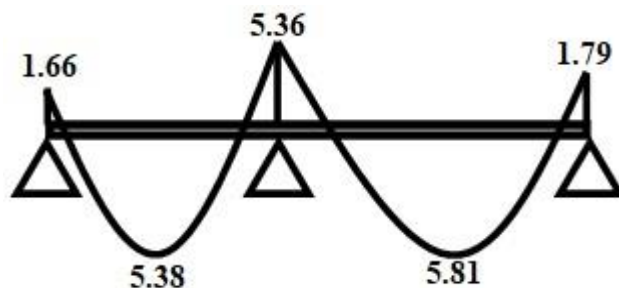


Figure.III.17. Diagramme de moment plancher terrasse E.L.S (type3)

III-3-4-4-2/ Plancher étage

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.98}{3.51 + 0.98} = 0.22$$

➤ Type 1 :

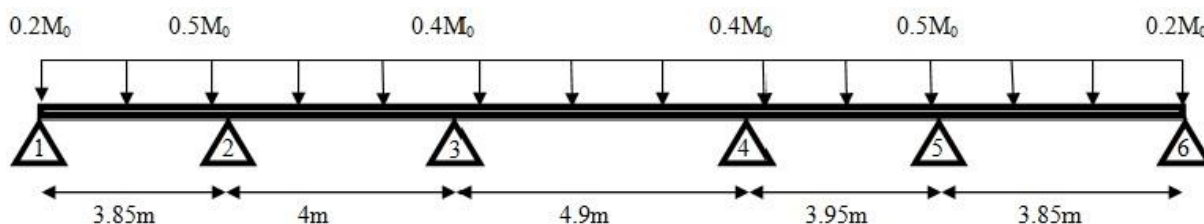


Figure.III.18. Schéma statique de poutrelle (1<sup>er</sup> type étage).

Type	Distance (m)	ELU ( $q_u = 6.21 \frac{KN}{m}$ )			ELS ( $q_{ser} = 4.49 \frac{KN}{m}$ )			
		M <sub>0</sub> (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	
Type 1	3.85	11.50	2.30	8.28	8.32	1.66	5.99	
	4	12.42	6.21	7.70	8.98	4.49	5.57	
	4.9	18.64	7.46	12.49	13.48	5.39	9.03	
	3.95	12.11	7.46	7.51	8.76	5.39	5.43	
	3.85	11.50	6.05	8.28	8.32	4.38	5.99	
				2.30			1.66	

Tableau III.5. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type1 étage)

⇒ Diagrammes des moments

ELU :

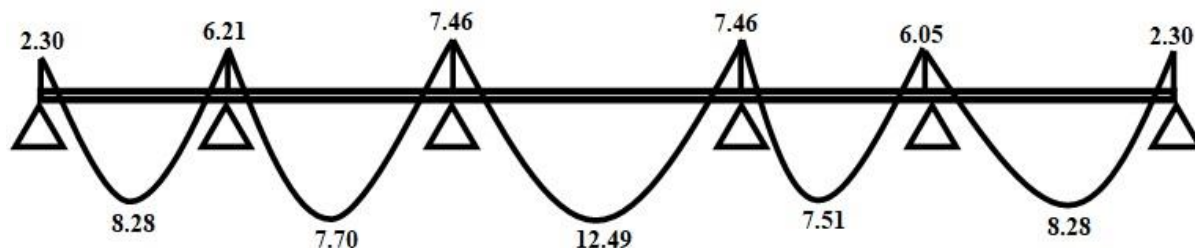


Figure.III.19. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type1)

ELS :

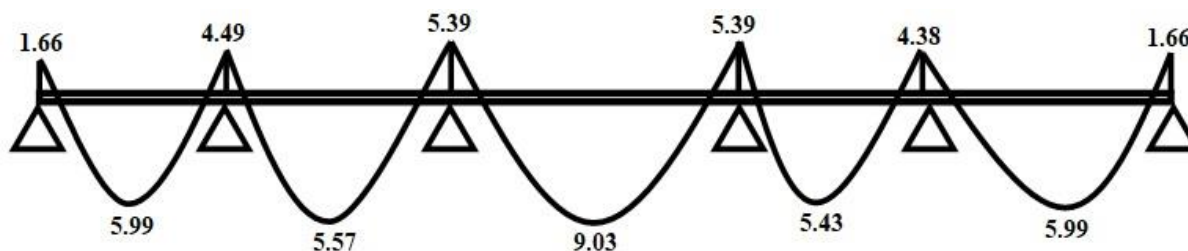


Figure.III.20. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type1)

➤ Type 2 :

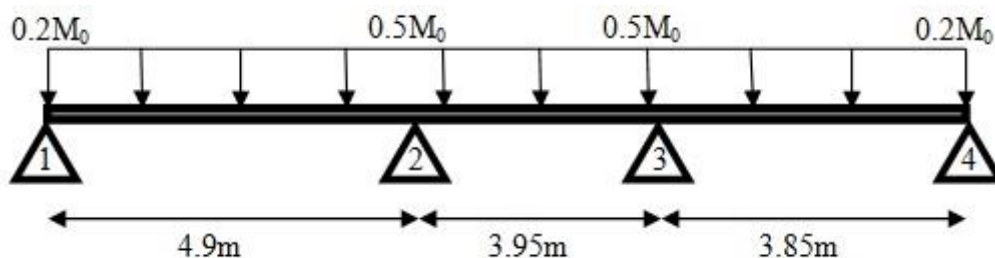


Figure.III.21. Schéma statique de poutrelle (2<sup>ème</sup> type étage).

Type	Distance (m)	ELU ( $q_u = 6.21 \frac{KN}{m}$ )			ELS ( $q_{ser} = 4.49 \frac{KN}{m}$ )		
		M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
Type 2	4.9	18.64	3.72	13.42	13.48	2.7	9.71
	3.95	12.11	9.32	6.90	8.76	6.74	4.99
	3.85	11.50	6.05	8.28	8.32	4.38	5.99
			2.30			1.66	

Tableau III.6. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type2 étage)

⇒ Diagrammes des moments

ELU :

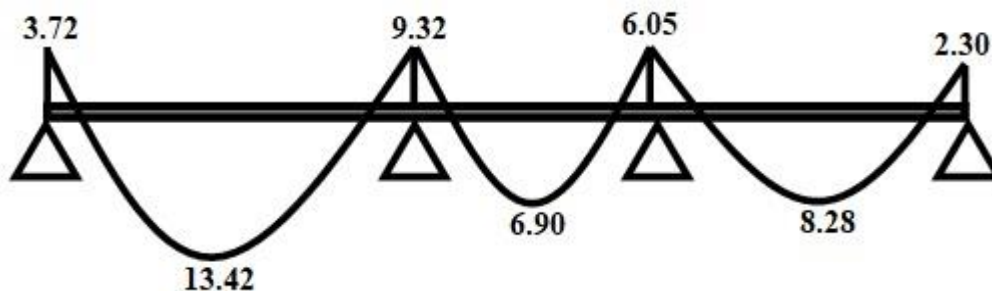


Figure.III.22. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type2)

ELS :

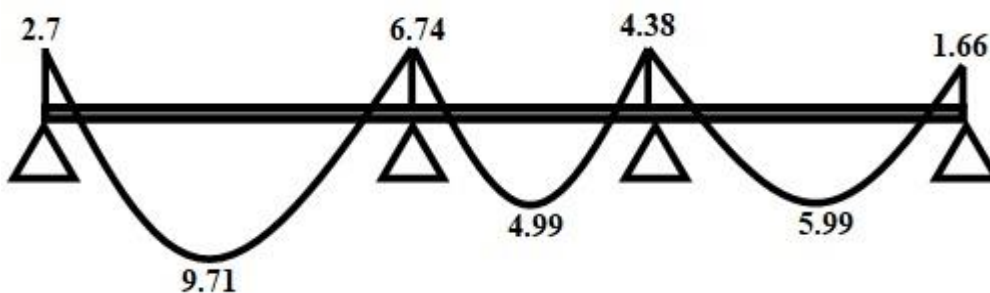


Figure.III.23. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type2)

➤ Type 3 :

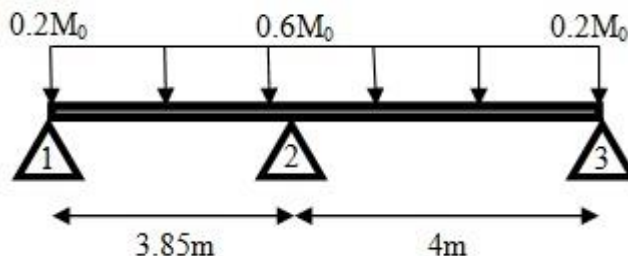


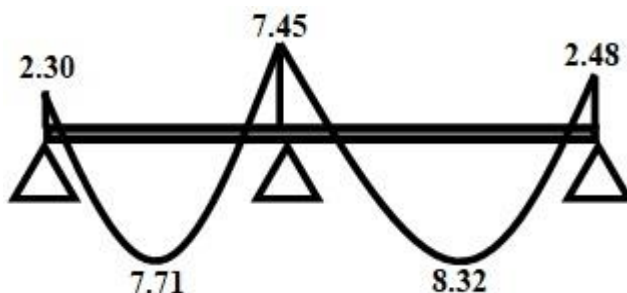
Figure.III.24. Schéma statique de poutrelle (3<sup>ème</sup> type étage).

Type	Distance (m)	ELU ( $q_u = 6.21 \frac{KN}{m}$ )			ELS ( $q_{ser} = 4.49 \frac{KN}{m}$ )		
		$M_o$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_o$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
Type 3	3.85	11.50	2.30	7.71	8.32	1.66	5.57
	4	12.42	7.45	8.32	8.98	5.39	6.02
			2.48			1.80	

Tableau III.7. Les moments à l'ELU et à l'ELS (type3 étage).

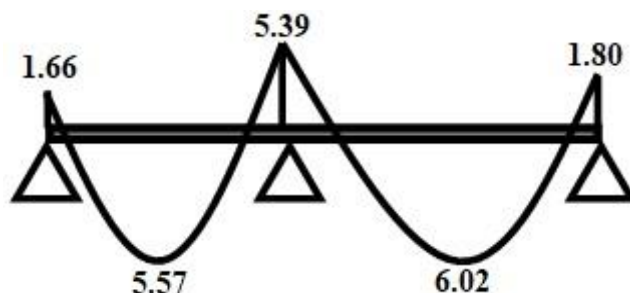
⇒ **Diagrammes des moments**

**ELU :**



**Figure.III.25. Diagramme de moment plancher étage E.L.U (type 3)**

**ELS :**



**Figure.III.26. Diagramme de moment plancher étage E.L.S (type 3)**

### III-3-4-5/ Calcul des efforts tranchants

#### III-3-4-5-1/ Plancher terrasse

➤ **Type 1** : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Résultats
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	11.80
2	$T_{w(1-2)} = -1.1q_u L/2$	-12.98
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	13.49
3	$T_{w(2-3)} = -1.1q_u L/2$	-13.49
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	16.52
4	$T_{w(3-4)} = -1.1q_u L/2$	-16.52
	$T_{e(4-5)} = 1.1q_u L/2$	13.31
5	$T_{w(4-5)} = -1.1q_u L/2$	-13.31
	$T_{e(5-6)} = 1.1q_u L/2$	12.98
6	$T_{w(5-6)} = -q_u L/2$	-11.80

**Tableau III.8. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1 terrasse)**

➤ **Type 2** : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Résultats
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	15.02
2	$T_{w(1-2)} = -1.1q_u L/2$	-16.52
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	13.31
3	$T_{w(2-3)} = -1.1q_u L/2$	-13.31
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	12.98
4	$T_{w(3-4)} = -q_u L/2$	-11.80

**Tableau III.9. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2 terrasse)**

➤ **Type 3** : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	11.80
2	$T_{w(1-2)} = -1.15q_u L/2$	-13.57
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	14.10
3	$T_{w(2-3)} = -q_u L/2$	-12.26

**Tableau III.10. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3 terrasse)**

### III-3-4-5-2/ Plancher étage

➤ **Type 1** : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Résultats
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	11.95
2	$T_{w(1-2)} = -1.1q_u L/2$	-13.15
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	13.66
3	$T_{w(2-3)} = -1.1q_u L/2$	-13.66
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	16.74
4	$T_{w(3-4)} = -1.1q_u L/2$	-16.74
	$T_{e(4-5)} = 1.1q_u L/2$	13.49
5	$T_{w(4-5)} = -1.1q_u L/2$	-13.49
	$T_{e(5-6)} = 1.1q_u L/2$	13.15
6	$T_{w(5-6)} = -q_u L/2$	-11.95

**Tableau III.11. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1 étage)**

➤ **Type 2 :** Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les efforts tranchants (KN)	Résultats
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	15.21
2	$T_{w(1-2)} = -1.1q_u L/2$	-16.74
	$T_{e(2-3)} = 1.1q_u L/2$	13.49
3	$T_{w(2-3)} = -1.1q_u L/2$	-13.49
	$T_{e(3-4)} = 1.1q_u L/2$	13.15
4	$T_{w(3-4)} = -q_u L/2$	-11.95

**Tableau III.12. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 2 étage)**

➤ **Type 3:** Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

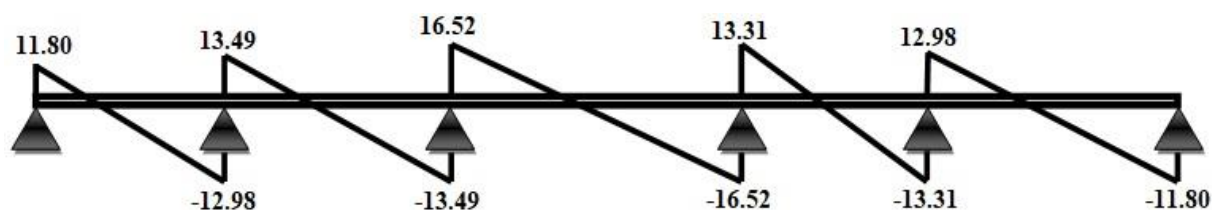
Appui	Les efforts tranchants (KN)	Terrasse
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	11.91
2	$T_{w(1-2)} = -1.15q_u L/2$	-13.75
	$T_{e(2-3)} = 1.15q_u L/2$	14.28
3	$T_{w(2-3)} = -q_u L/2$	-12.42

**Tableau III.13. Résultats de calcul des efforts tranchants (type 3 étage)**

### III-3-4-6/ Diagrammes des efforts tranchants

#### III-3-4-6-1/ Plancher terrasse

➤ **Type 1:**



**Figure.III.27. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type1)**

➤ Type 2

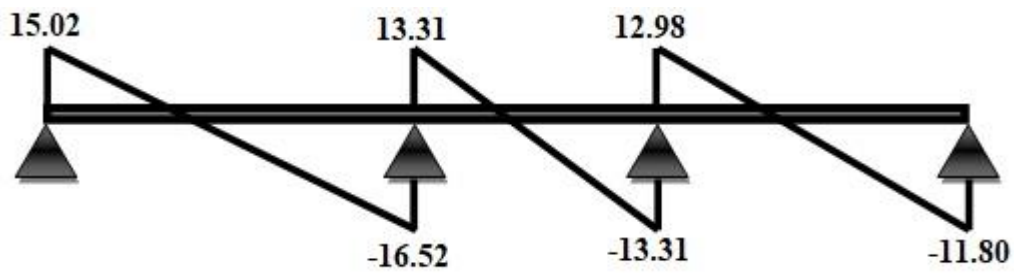


Figure.III.28. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type2)

➤ Type 3

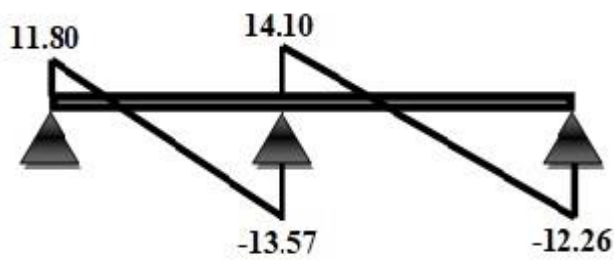


Figure.III.29. Diagramme d'effort tranchant plancher terrasse (type3)

III-3-4-6-2/ Plancher étage

➤ Type 1

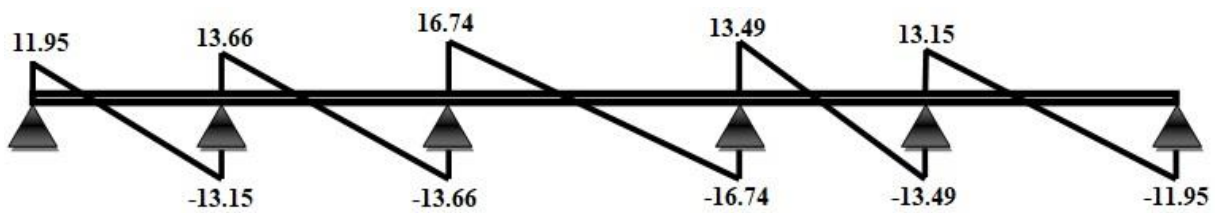


Figure.III.30. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type1)

➤ Type 2

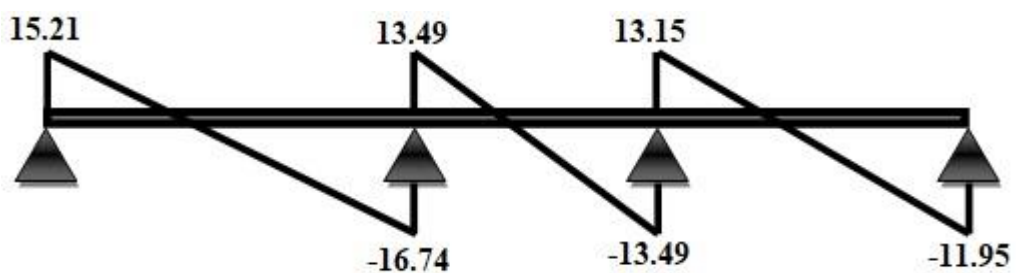


Figure.III.31. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type2)

➤ Type3

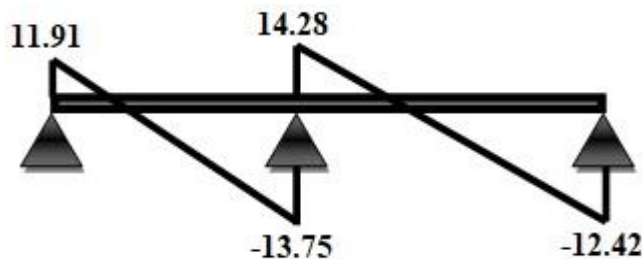


Figure.III.32. Diagramme d'effort tranchant plancher étage (type3)

III-3-5/ Calcul des armatures à L'ELU

Le calcul se fait à L'E.L. U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

III-3-5-1/ Plancher terrasse

➤ Type 1

$M_{\max}$  (travée) :  $M_{ut} = 11.96 \text{ KN.m}$ .

$M_{\max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 2.27 \text{ KN.m}$ .

$M_{\max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 7.36 \text{ KN.m}$ .

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

✓ Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

✓ Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

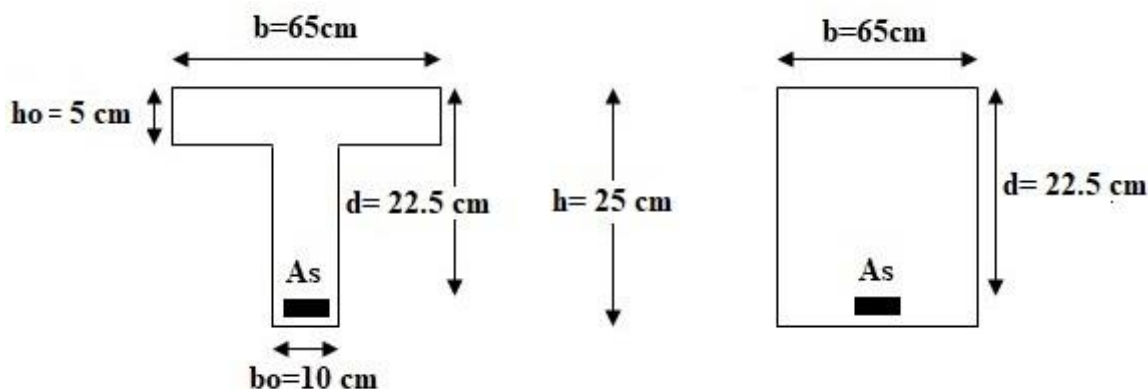


Figure.III.33. Coupe de section rectangulaire et section en T.

⇒ En travée

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left( 0,225 - \frac{0,05}{2} \right) = 92.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 11.96 \text{ KN.m}$$



Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:

$$b = 0,65 \text{ m et } h = 0,25 \text{ m.}$$

⇒ **Sur appui**

### 1. Sur appui de rive

$$M_t = 92,30 \text{ KN.m} > M_u = 2,27 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10 × 25).

### 2. Sur appui d'intermédiaire

$$M_t = 92,30 \text{ KN.m} > M_u = 7,36 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10 × 25).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} < \mu_{lim} \Rightarrow (SRSA); \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}); Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s};$$

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

$$A_{min}(appui) = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Type 1	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	11,96	0,65	0,225	0,026	0,033	22,2	1,54	1,77	3HA10 = 2,36
Appui de rive	2,27	0,10	0,225	0,032	0,041	22,13	0,29	0,27	1HA10 = 0,79
Appui intermédiaire	7,36	0,10	0,225	0,102	0,135	21,29	1,00	0,27	1HA12 = 1,13

**Tableau III.14. Résultats de calcul du ferrailage terrasse (type 1)**

⇒ **Type 2**

$$M_{max}(\text{travée}) : M_{ut} = 12,88 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max}(\text{appui de rive}) : M_{ua} = 3,68 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max}(\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 9,2 \text{ KN.m.}$$

⇒ **En travée**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2}\right) = 92,30 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 92,30 \text{ KN.m} > M_u = 12,88 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:

$$b = 0,65 \text{ m et } h = 0,25 \text{ m.}$$

⇒ **Sur appui**

### 1. Sur appui de rive

$$M_t = 92,30 \text{ KN.m} > M_u = 3,68 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

### 2. Sur appui d'intermédiaire

$$M_t = 92,30 \text{ KN.m} > M_u = 9,2 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} < \mu_{lim} \Rightarrow (SRSA); \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right); Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s};$$

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

$$A_{min}(appui) = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Type 2	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	12.88	0.65	0.225	0.028	0.036	22.18	1.66	1.77	3HA10 =2.36
Appui de rive	3.68	0.10	0.225	0.051	0.065	21.92	0.48	0.27	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	9.20	0.10	0.225	0.128	0.172	20.95	1.26	0.27	2HA10 = 1.57

Tableau III.15. Résultats de calcul du ferrailage terrasse (type 2)

⇒ **Type 3**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_{ut} = 7.97 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_{ua} = 2.45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 7.35 \text{ KN.m.}$$

⇒ **En travée**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2}\right) = 92.30 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 7.97 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:

$$b = 0,65 \text{ m et } h = 0,25 \text{ m.}$$

⇒ **Sur appui****1. Sur appui de rive**

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 2.45 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

**2. Sur appui d'intermédiaire**

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 7.35 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} < \mu_{lim} \Rightarrow (SRSA) ; \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$A_{min}(\text{travée}) = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min}(\text{appui}) = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Type 3	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	7.97	0.65	0.225	0.017	0.021	22.31	1.00	1.77	3HA10= 2.36
Appui de rive	2.45	0.10	0.225	0.005	0.006	22.44	0.31	0.27	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	7.35	0.10	0.225	0.016	0.020	22.32	0.95	0.27	2HA10 = 1.57

Tableau III.16. Résultats de calcul du ferrailage terrasse (type 3)

### III-3-5-1/ Plancher étage

#### ➤ Type 1

$M_{max}$  (travée) :  $M_{ut} = 12.49$  KN.m.

$M_{max}$  (appui de rive) :  $M_{ua} = 2.3$  KN.m.

$M_{max}$  (appui intermédiaire) :  $M_{ua} = 7.46$  KN.m.

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- ✓ Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- ✓ Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

#### ⇒ En travée

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2}\right) = 92.30 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 12.49 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:

$$b = 0,65 \text{ m et } h = 0,25 \text{ m.}$$

#### ⇒ Sur appui

##### 1. Sur appui de rive

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 2.30 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

## 2. Sur appui d'intermédiaire

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 7.46 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} < \mu_{lim} \Rightarrow (SRSA); \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}); Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s};$$

$$A_{min}(travée) = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min}(appui) = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Type 1	$M_u$ (KN.m)	$b$ (m)	$d$ (m)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	12.49	0.65	0.225	0.027	0.034	22.19	1.62	1.77	3HA10 = 2.36
Appui de rive	2.30	0.10	0.225	0.032	0.041	22.13	0.30	0.27	1HA10 = 0,79
Appui intermédiaire	7.46	0.10	0.225	0.104	0.138	21.26	1.00	0.27	1HA12 = 1.13

Tableau III.17. Résultats de calcul du ferrailage étage (type 1)

### ➤ Type 2

$$M_{max} (travée) : M_{ut} = 13.42 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max} (appui de rive) : M_{ua} = 3.72 \text{ KN.m.}$$

$$M_{max} (appui intermédiaire) : M_{ua} = 9.32 \text{ KN.m.}$$

### ⇒ En travée

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times (0,225 - \frac{0,05}{2}) = 92.30 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 13.42 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:

$$b = 0,65 \text{ m et } h = 0,25 \text{ m.}$$

⇒ **Sur appui**

### 1. Sur appui de rive

$$M_t = 92,30 \text{ KN.m} > M_u = 3,72 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

### 2. Sur appui d'intermédiaire

$$M_t = 92,30 \text{ KN.m} > M_u = 9,32 \text{ KN.m.}$$

Section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (10×25).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} < \mu_{lim} \Rightarrow (SRSA); \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}); Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s};$$

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

$$A_{min}(appui) = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Type 2	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	13.42	0.65	0.225	0.029	0.037	22.17	1.74	1.77	3HA10= 2.36
Appui de rive	3.72	0.10	0.225	0.052	0.067	21.90	0.49	0.27	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	9.32	0.10	0.225	0.130	0.175	20.93	1.28	0.27	2HA10 = 1.57

**Tableau III.18. Résultats de calcul du ferrailage étage (type 2)**

➤ **Type 3**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_{ut} = 8.32 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_{ua} = 2.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_{ua} = 7.45 \text{ KN.m.}$$

⇒ **En travée**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,2 \times \left( 0,225 - \frac{0,05}{2} \right) = 92.30 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 8.32 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec:

$$b = 0,65 \text{ m et } h = 0,25 \text{ m.}$$

⇒ **Sur appui**

**1. Sur appui de rive**

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 2.48 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 25).$$

**2. Sur appui d'intermédiaire**

$$M_t = 92.30 \text{ KN.m} > M_u = 7.45 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 25).$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} < \mu_{lim} \Rightarrow (SRSA) \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ;$$

$$A_{min}(\text{travée}) = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min}(\text{appui}) = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Type 3	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	8.32	0.65	0.225	0.018	0.023	22.29	1.07	1.77	3HA10= 2.36
Appui de rive	2.48	0.10	0.225	0.034	0.043	22.11	0.32	0.27	1HA10 = 0.79
Appui intermédiaire	7.45	0.10	0.225	0.104	0.138	21.26	1.00	0.27	1HA12 = 1.13

Tableau III.19. Résultats de calcul du ferrailage étage (type 3)

## III-3-6/ Vérification à l'E.L.U et l'E.L.S :

## III-3-6-1/ Plancher terrasse

## ➤ Type 1

⇒ Vérification à l'E.L. U

## 1. Vérification de la condition de non fragilité :

## • En travée :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,77 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

## • Sur appui de rive :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

## • Appui d'intermédiaire :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

## 2. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u \text{ max} = 16.52 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$



$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16.52 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.73 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  la section vérifiée l'effort tranchant.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### 3. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant

- **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 11.80}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \dots$  (Vérifiée).

- **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 16.52}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \dots$  (Vérifiée).

$\Rightarrow$  **Vérification à l'E.L. S :**

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Type 1	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>Plancher Terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.033	1.37	0.435	Cv
	<b>Appui de rive</b>	0.041	1.37	0.435	Cv
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.135	1.37	0.435	Cv

**Tableau III.20. Vérifications à l'ELS (type1) terrasse**

➤ **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{490} = 0.051 \geq 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{11.96}{18.40 \times 15} = 0.043 \rightarrow 0.053 \geq 0.043 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

➤ **Type 2**

⇒ **Vérification à l'E.L. U**

**1. Vérification de la condition de non fragilité :**

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,77 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2. \text{ (vérifiée)}$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{ .. (vérifiée)}$$

• **Appui d'intermédiaire :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{ .. (vérifiée)}$$

**2. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$T_u \text{ max} = 16.52 \text{ KN}.$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16.52 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.73 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  la section vérifiée l'effort tranchant.

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 22.5; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm.}$$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**3. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant**

• **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 15.02}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.48 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  .. (Vérifiée).

• **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 16.52}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  .. (Vérifiée).

⇒ **Vérification à l'E.L. S :**

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Type 2	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>Plancher Terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.036	1.38	0.44	Cv
	<b>Appui de rive</b>	0.065	1.38	0.44	Cv
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.172	1.38	0.44	Cv

**Tableau III.21. Vérifications à l'ELS (type2) terrasse**

➤ **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{490} = 0.051 \geq 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{8.32}{12.42 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.062 \geq 0.045 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

➤ **Type 3**

⇒ **Vérification à l'E.L. U**

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

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,77 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

• **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

• **Appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u \text{ max} = 14,10 \text{ KN.}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14,10 \times 10^3}{100 \times 225} = 0,63 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  la section vérifiée l'effort tranchant.

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t < \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left( \frac{250}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \right) \text{ mm} = 7,14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 22,5 ; 40 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm.}$$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant**

• **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 12,26}{0,1 \times 0,9 \times 0,225} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.21\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2\text{MPa} \text{ .. (Vérifiée).}$$

- **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 14.10}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.17\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.17\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2\text{MPa} \text{ .. (Vérifiée).}$$

⇒ **Vérification à l'E.L. S :**

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Type 3	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>Plancher</b>	<b>En travée</b>	0.021	1.37	0.435	Cv
	<b>Appui de rive</b>	0.006	1.37	0.435	Cv
<b>Terrasse</b>	<b>Appui intermédiaire</b>	0.020	1.37	0.435	Cv

**Tableau III.22. Vérifications à l'ELS (type3) terrasse**

- **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{385} = 0.065 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{5.81}{8.94 \times 15} = 0.043 \rightarrow 0.065 \geq 0.043 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st\ adopt}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

**III-3-6-2/ Plancher étage**

- **Type 1**

⇒ **Vérification à l'E.L. U**

**1. Vérification de la condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,77 \text{ cm}^2.$$

⇒  $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{ .. (vérifiée)}$

- **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{ .. (vérifiée)}$$

- **Appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{ .. (vérifiée)}$$

## 2. Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u \text{ max} = 16.74 \text{ KN}$ .

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16.74 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.74 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  la section vérifiée l'effort tranchant.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t < \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left( \frac{250}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm}.$$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## 3. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant

- **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 11.95}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \text{ .. (Vérifiée)}$ .

- **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 16.74}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.65 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \text{ .. (Vérifiée)}$ .

⇒ **Vérification à l'E.L. S :**

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Type 1	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>Plancher</b>	<b>En travée</b>	0.034	1.38	0.44	Cv
	<b>Appui de rive</b>	0.041	1.38	0.44	Cv
<b>Terrasse</b>	<b>Appui intermédiaire</b>	0.138	1.38	0.44	Cv

**Tableau III.23. Vérifications à l'ELS (type1) étage**

- **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{490} = 0.051 \geq 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{12.49}{18.64 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.051 \geq 0.045 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

⇒ **Type 2**

⇒ **Vérification à l'E.L. U**

- Vérification de la condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,77 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

- **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

- **Appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

## 2. Vérification de la contrainte tangentielle :

$T_u \text{ max} = 16.74 \text{ KN}$ .

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16.74 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.74 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  la section vérifiée l'effort tranchant.

### • Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t < \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left( \frac{250}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

### • Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm}.$$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## 3. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant

### • Appui rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 15.21}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.50 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  .. (Vérifiée).

### ➤ Sur appui d'intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 16.74}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.65 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  .. (Vérifiée).

$\Rightarrow$  Vérification à l'E.L. S :

### • Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Type 2	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Plancher Terrasse	En travée	0.037	1.38	0.44	Cv
	Appui de rive	0.067	1.38	0.44	Cv
	Appui intermédiaire	0.175	1.38	0.44	Cv

Tableau III.24. Vérifications à l'ELS (type2) étage



- **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{490} = 0.051 \geq 0.044 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{13.42}{18.64 \times 15} = 0.048 \rightarrow 0.051 \geq 0.048 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

- **Type 3**

⇒ **Vérification à l'E.L. U**

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

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,77 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,77 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

- **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

- **Appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,10 \times 0,225 = 0,27 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \text{.. (vérifiée)}$$

- 2. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u \text{ max} = 14.28 \text{ KN}.$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14.28 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.63 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  la section vérifiée l'effort tranchant.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t < \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min \left( \frac{250}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \right) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre  $\phi 6 \Rightarrow A_t = 2 T 6 = 0.56 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 22.5 ; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm}.$$

On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**3. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant**

➤ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 12.42}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \text{ .. (Vérifiée).}$$

➤ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 14.28}{0.1 \times 0.9 \times 0.225} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \text{ .. (Vérifiée).}$$

⇒ **Vérification à l'E.L. S :**

• **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	Type 3	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>Plancher Terrasse</b>	<b>En travée</b>	0.036	1.38	0.44	Cv
	<b>Appui de rive</b>	0.065	1.38	0.44	Cv
	<b>Appui intermédiaire</b>	0.172	1.38	0.44	Cv

**Tableau III.25. Vérifications à l'ELS (type 3) étage**

• **Condition de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{400} = 0.0625 \geq 0.044 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0 \times 15} = \frac{8.11}{12.11 \times 15} = 0.045 \rightarrow 0.051 \geq 0.045 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st \text{ adopt}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile

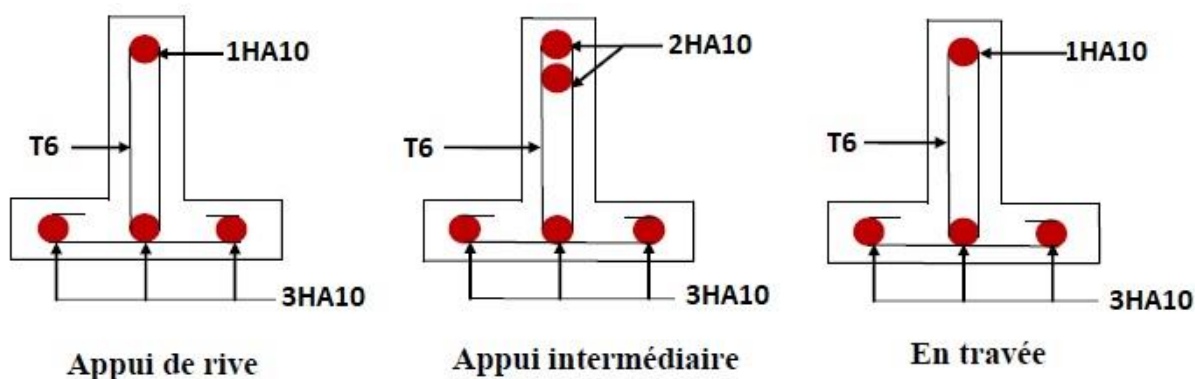


Figure.III.34. Ferrailage des poutrelles.

#### III-4/ La dalle de compression

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées BAEL91 comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \rightarrow A \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$$

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en :  $\text{cm}^2$  pour mètre de nervures).

$L_n$  : Écartement entre axe des nervures.

$$f_e = 400\text{MPa.}$$

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $\left(\frac{A}{2}\right)$ .

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

$$A_{\text{perp}} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5HA6**  $\rightarrow A = 1.41\text{cm}^2$  ; Avec un espacement de :  $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0,352 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5HA6** →  $A = 1.41 \text{ cm}^2$ , Avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens

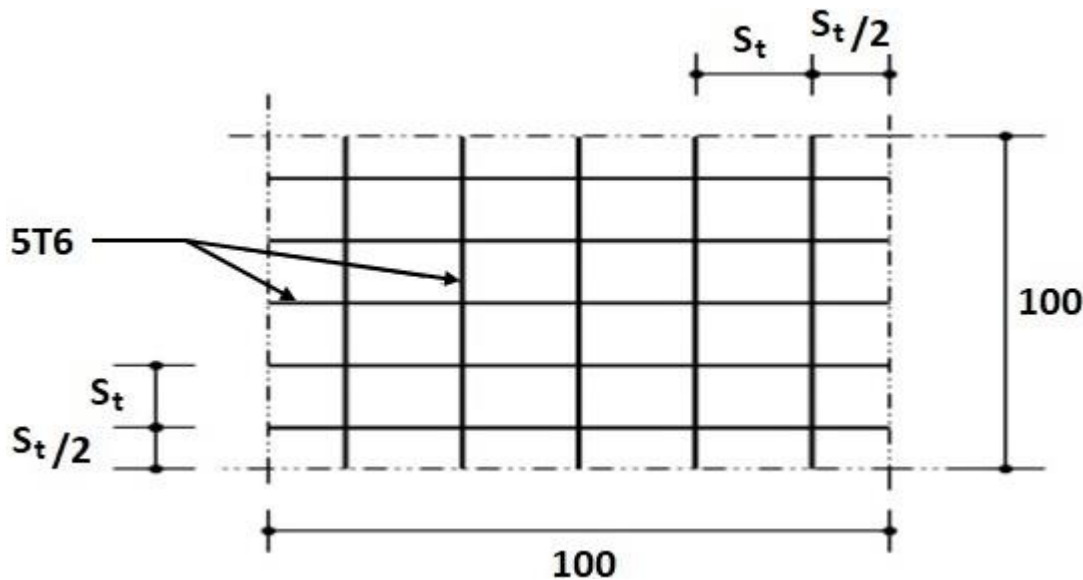


Figure.III.35. Ferrailage de la dalle de compression

### III-5/ Plancher à dalle pleine

#### III-5-1/Introduction

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. Elle est caractérisée par ses dimensions en plans  $L_x$  et  $L_y$  et nous désignons par  $L_x$  (la plus petite dimension).

Il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$  → dalle porte dans un seul sens.

$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$  → dalle porte dans les deux sens.

### III-5-2/Étape de calcul

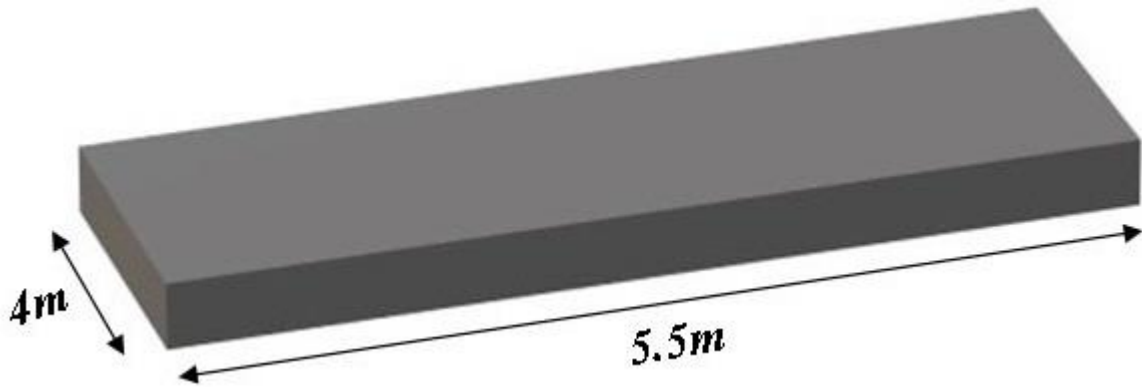


Figure.III.36. Dimension de la dalle pleine

$$\begin{cases} l_x(\text{max}) = 4 \text{ m} \\ l_y(\text{max}) = 5.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5.50} = 0.72 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### III-5-2-1/Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x q l_x^2 : \text{moment dans le sens de la petite portée} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} : \text{moment dans le sens de la grande portée} \end{cases}$$

Avec Les coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donné par règles BAEL91

#### ➤ Moment sur travée

⇒ Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,85 \times M_x ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0,85 \times M_y.$$

⇒ Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,75 \times M_x ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0,75 \times M_y.$$

#### ➤ Moment sur appuis

⇒ Pour un panneau de rive:

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,3 \times M_x ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0,3 \times M_y$$

⇒ Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,5 \times M_x ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0,5 \times M_y$$

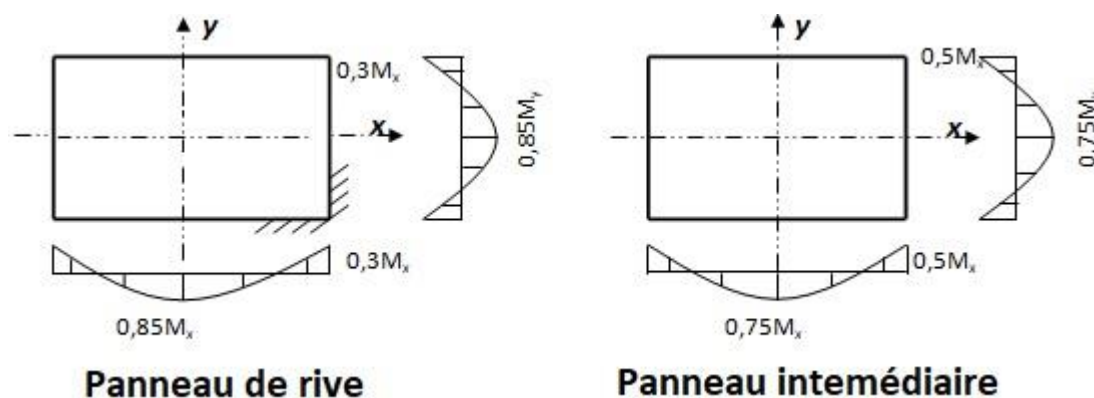


Figure.III.37. Distribution des moments sur les panneaux

III-5-2-2/Évaluation des charges

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

- La charge permanente :  $G = 6.6 \text{ KN/ml}$
- La charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

E.L.U :  $(1,35G + 1,5Q) \rightarrow P_u = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$

E.L.S :  $(G + Q) \rightarrow P_{ser} = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/ml}$

III-5-2-3/Calcul des sollicitations

➤ État limite ultime :

Dalle	$l_x(\text{m})$	$l_y(\text{m})$	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$
Sous-sol	4	5.50	0.72	0.0658	0.4624	13.33	6.16

Tableau III.26. Résultats des sollicitations à l'ELU.

⇒ Moments fléchissant à L'ELU :

Dalle	$M_x^a(\text{KN.m})$	$M_y^a(\text{KN.m})$	$M_x^t(\text{KN.m})$	$M_y^t(\text{KN.m})$
Sous-sol	4.00	1.85	11.33	5.24

Tableau III.27. Répartition des moments fléchissant à l'ELU.

➤ État limite service :

Dalle	$l_x(\text{m})$	$l_y(\text{m})$	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$
Sous-sol	4	5.50	0.72	0.0719	0.6063	10.47	6.35

Tableau III.28. Résultats des sollicitations à l'ELS.

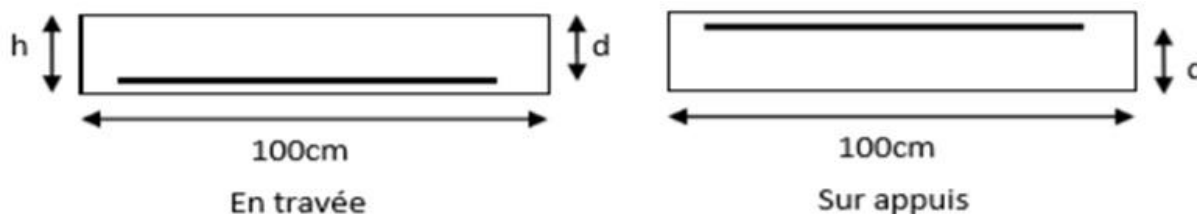
⇒ Moments fléchissant à L'ELS :

Dalle	$M_x^a$ (KN.m)	$M_y^a$ (KN.m)	$M_x^t$ (KN.m)	$M_y^t$ (KN.m)
Sous-sol	3.14	1.91	8.90	5.40

Tableau III.29. Répartition des moments fléchissant à l'ELS.

### III-5-3/Calcul de ferrailage

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (100×16) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion simple.



On a :  $b = 100$  cm ;  $h = 16$  cm

$$\varphi_x, \varphi_y \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.} \rightarrow \text{donc } \varphi_x, \varphi_y = 1 \text{ cm}$$

➤ Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

$$d_x = h - c - \frac{\varphi_y}{2} = 16 - 2 - 0,5 = 13,5 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\varphi_x + \varphi_y}{2} = 12,5 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}).$$

#### III-5-3-1/Condition de non fragilité :

Selon BAEL : Pour Fe E400

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}; \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right); Z = d(1 - 0,4\alpha); A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 \times d$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
<b>Mu(KN.m)</b>	4.00	11.33	1.85	5.24
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>d (cm)</b>	13.5	13.5	12.5	12.5
<b>μ</b>	0.015	0.044	0.008	0.023
<b>α</b>	0.019	0.056	0.010	0.030
<b>Z (cm)</b>	13.39	13.20	12.45	12.35
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	0.86	2.47	0.43	1.21
<b>As<sub>min</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	1.63	1.63	1.50	1.50
<b>As adp (cm<sup>2</sup>)</b>	4T8=2.01	4T10=3.14	4T8=2.01	4T10=3.14

Tableau III.30. Résultats de Ferrailage.

**III-5-3-2/ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 0,10 \times 0,135 = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 0,10 \times 0,125 = 1.50 \text{ cm}^2.$$

**III-5-3-3/Calcul de l'espacement :**

$$St = \min (3h, 3.33)$$

$$St = \frac{b}{h} = 25 \text{ cm}$$

↳ En travée : St = 25 cm

↳ Sur appui: St = 25 cm

**III-5-4/Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

D'après le BAEL91 on a pour :  $\alpha > 0,4$  :



$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2 + \alpha} = \frac{12.66 \times 4}{2 + 0.72} = 18.62 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{12.66 \times 4}{3} = 16.88 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{18.62 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa (vérifiée)}$$

$$\tau_{uy} = \frac{16.88 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa (vérifiée)}$$

### III-5-5/ Vérification à l'ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  et dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  ne dépassent pas la contrainte limite.

La fissuration est préjudiciable

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \eta = 1.6(\text{HA}).$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

#### III-5-5-1/ Position de l'axe neutre

$$by^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

#### III-5-5-2/ Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I)

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s (d-y)^2 \dots \text{BAEL91}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

section	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mser(KN.m)</b>	3.14	8.90	1.91	5.40
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	16	16	16	16
<b>d (cm)</b>	13.5	13.5	12.5	12.5
<b>As adopté (cm<sup>2</sup>) ELU</b>	4T8=2.01	4T10=3.14	4T8=2.01	4T10=3.14
<b>Yser (cm)</b>	2.57	3.13	2.46	2.99
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	4167,67	6087,12	3535,40	5150,75

$K(N/mm^3)$	0.075	0.146	0.054	0.105
$\bar{\sigma}_{st}(MPa)$	201.63	201.63	201.63	201.63
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_{st} (Mpa)$	122.96	227.10	81.32	149.78
$\sigma_{bc} (Mpa)$	1.93	4.57	1.33	3.14
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CNV	CV	CV
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS.

III-5-5-3/Calcul les armatures à l'ELS

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

III-5-5-4/Vérification de la contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}$$

$M_{SER}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	$K$	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc}$ $< \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$M_{tx}=8.90$	0.0024	0.9188	3.56	46.61	4.32	Vérifié	4T12=4.52	25

Tableau III.32. Ferrailage à l'ELS

III-5-6/Schéma de ferrailage :

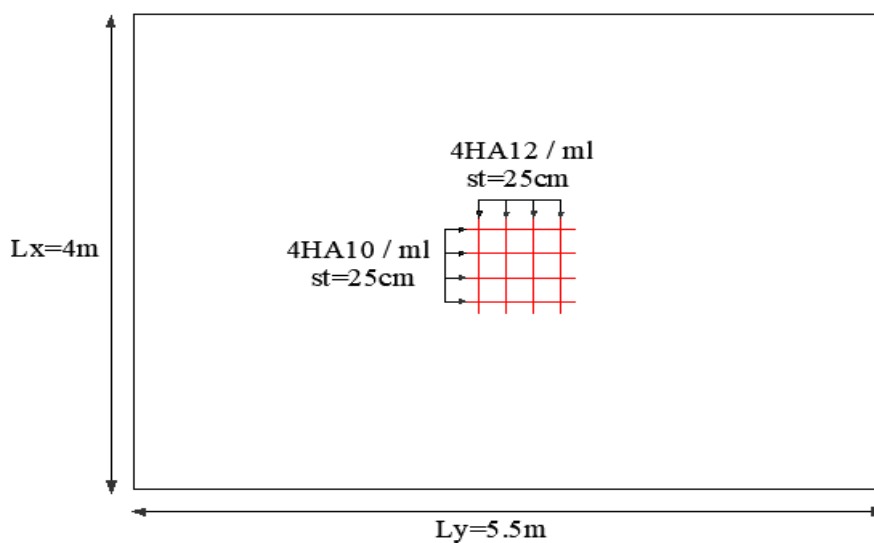
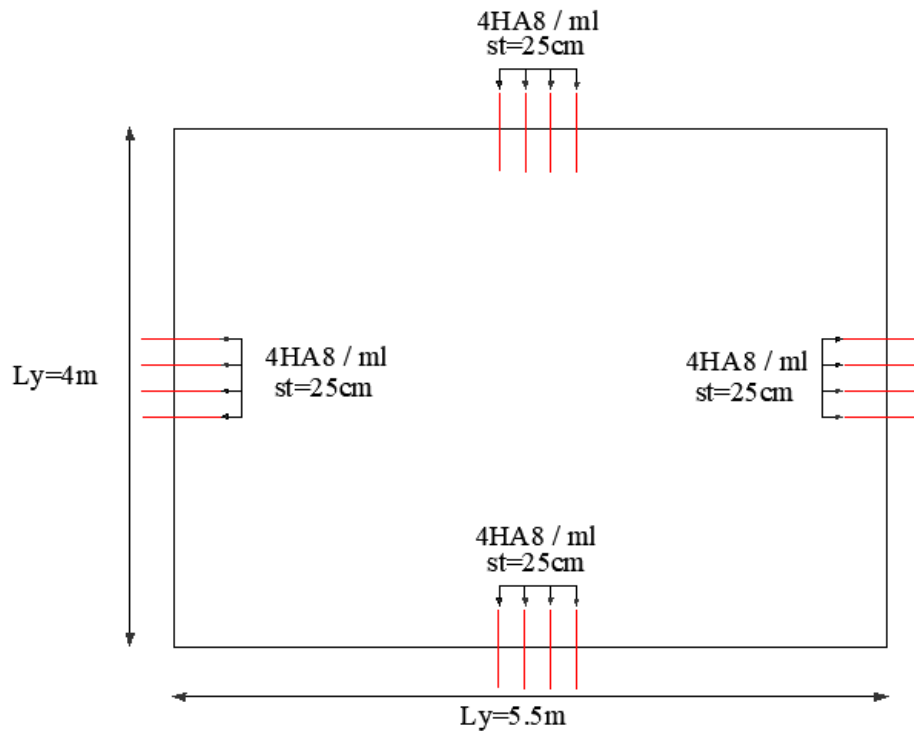


Figure.III.38.Ferrailage du travée de la dalle pleine.



**Figure.III.39.Ferrailage des appuis de la dalle pleine.**

### III-6/ Etude des balcons

#### III-6-1/ Introduction

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanente  $G$  (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre  $P$  (poids propre des murs), et une charge d'exploitation  $Q$ .

Dans notre cas on a un type des balcons :

- ✓ Balcons encastrés sur trois côtés.

Pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme « SOCOTEC ».

#### III-6-2/ La cabine avancée (encastree sur 3 côtés)

##### III-6-2-1/ Caractéristique des matériaux

Dimension de la dalle :

<b>Longueur a</b>	4.10 m
<b>Largeur b</b>	1.60 m
<b>Epaisseur ep</b>	0.20 m

**III-6-2-2/ Les charges**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

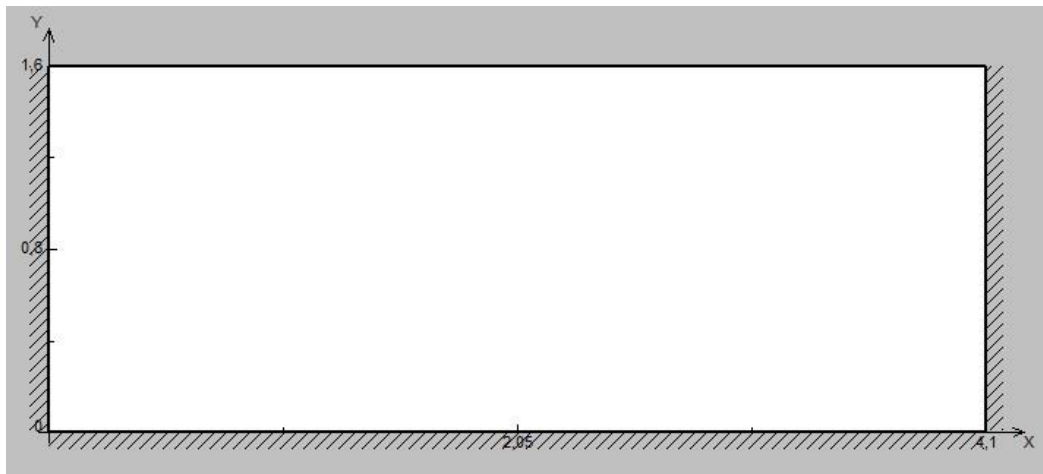
$$\text{La charge permanente : } G = 6.56 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{La charge d'exploitation : } Q = 3.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\text{Poids du mur extérieur : } P = 3.31 \times (3.06 - 0.45) = 8.64 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

N	Type	Comp	Valeur	Coef	Position
1	Uniforme	-Z	6.56	1.35	Dalle entière
2	Uniforme	-Z	3.5	1.5	Dalle entière
3	Linge // x	-Z	8.64	1.35	0 ; 1.6

**Tableau III.33. La position des liaisons et différentes charges**



**Figure.III.40. Schéma de la cabine avancée encadrée sur trois côtés.**

**III-6-2-3/ Sollicitation de calcul**

➤ **L'E.L.U :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.11 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 11.66 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
<b>En travée</b>	2.05	1.60	7.85
<b>Sur appui</b>	4.10	1.60	-25.91
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
<b>En travée</b>	4.10	0.00	0.57

<b>Sur appui</b>	2.05	0.00	-16.52
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN.m)
<b>Min</b>	0.00	1.60	-92.38
<b>Max</b>	4.10	1.60	92.38
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN.m)
<b>Min</b>	2.05	0.00	-31.20
<b>Max</b>	4.10	1.00	15.62

Tableau III.34. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

## ➤ L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 10.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$P_s = 8.64 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	<b>X(m)</b>	<b>Y(m)</b>	<b>Mxx(KN.m)</b>
<b>En travée</b>	2.05	1.60	6.35
<b>Sur appui</b>	4.10	1.60	-20.06
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
<b>En travée</b>	4.10	0.00	0.58
<b>Sur appui</b>	2.05	0.00	-12.63
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN.m)
<b>Min</b>	0.00	1.60	-71.41
<b>Max</b>	4.10	1.60	71.41
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN.m)
<b>Min</b>	2.05	0.00	-23.13
<b>Max</b>	4.10	1.00	12.74

Tableau III.35. Les résultats des efforts à l'E.L.S.

## III-6-2-4/ Ferrailage

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

Section rectangulaire (b×h)= (100×20).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) ; z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) ; A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} ;$$

$$A_{\min} (\text{travée}) = 0.23 \times \frac{f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Section</b>				
<b>Mu(KN.m)</b>	-25.91	7.85	-16.52	0.57
<b>b(cm)</b>	100	100	100	100
<b>h(cm)</b>	20	20	20	20
<b>d(cm)</b>	18	18	18	18
<b><math>\mu</math></b>	0.056	0.017	0.036	0.001
<b><math>\alpha</math></b>	0.072	0.021	0.046	0.001
<b>Z(cm)</b>	17.48	17.85	17.67	17.99
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	4.26	2.26	2.69	0.09
<b>As(Min)</b>	2.17	2.17	2.17	2.17
<b>As adopté(cm<sup>2</sup>)</b>	4T14=6.16	4T10=3.14	4T12=4.52	4T10=3.14
<b>St(cm)</b>	25	25	25	25

**Tableau. II.36. Résultats de ferrailage de la cabine avancé.**

### III-6-2-5/ Espacement

➤ **Sense X-X :**

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min (60; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 25\text{cm}.$$

➤ **Sense Y-Y :**

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min (80 ; 45 \text{ cm}) \rightarrow St = 25\text{cm}.$$

### III-6-2-6/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = T_{xz} = 92.38\text{KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 31.20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{92.38 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.51 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

$$\tau_{uy} = \frac{31.20 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.17 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

### III-6-2-7/ V\u00e9rification \u00e0 l'ELS

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homog\u00e8ne(I) :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s (d - y)^2 \dots \dots \text{BAEL91}$$

➤ **V\u00e9rification des contraintes :**

On doit v\u00e9rifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

➤ **Contrainte du b\u00e9ton \u00e0 la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} \times y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte d'acier \u00e0 la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K \times [d - y] \rightarrow \eta = 15$$

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En trav\u00e9e	Sur appui	En trav\u00e9e
<b>Mser(KN.m)</b>	20.06	6.35	12.63	0.58
<b>b(cm)</b>	100	100	100	100
<b>h(cm)</b>	20	20	20	20
<b>d(cm)</b>	18	18	18	18
<b>As adopt\u00e9(cm\u00b2) ELU</b>	6.16	3.14	4.52	3.14

<b>Yser(cm)</b>	4.92	3.67	4.31	3.67
<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	19778.23	11319.63	15375.58	11319.63
<b>K(N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.10	0.056	0.082	0.005
<b>σ<sub>st</sub> (Mpa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b>σ<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	15	15	15	15
<b>σ<sub>st</sub> (Mpa)</b>	196.2	120.37	168.39	10.75
<b>σ<sub>bc</sub> (Mpa)</b>	4.92	2.06	3.53	0.18
<b>σ<sub>st</sub> (σ<sub>st</sub>)</b>	Cv	Cv	Cv	Cv
<b>σ<sub>bc</sub> (σ<sub>bc</sub>)</b>	Cv	Cv	Cv	Cv

Tableau III.37. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

III-6-2-8/Schéma de ferrailage :

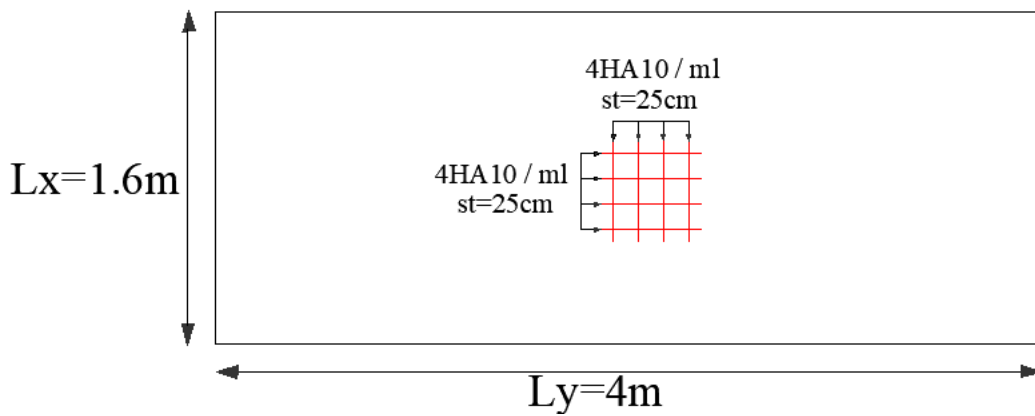


Figure.III.41.Ferrailage du travée de la cabine avancé.

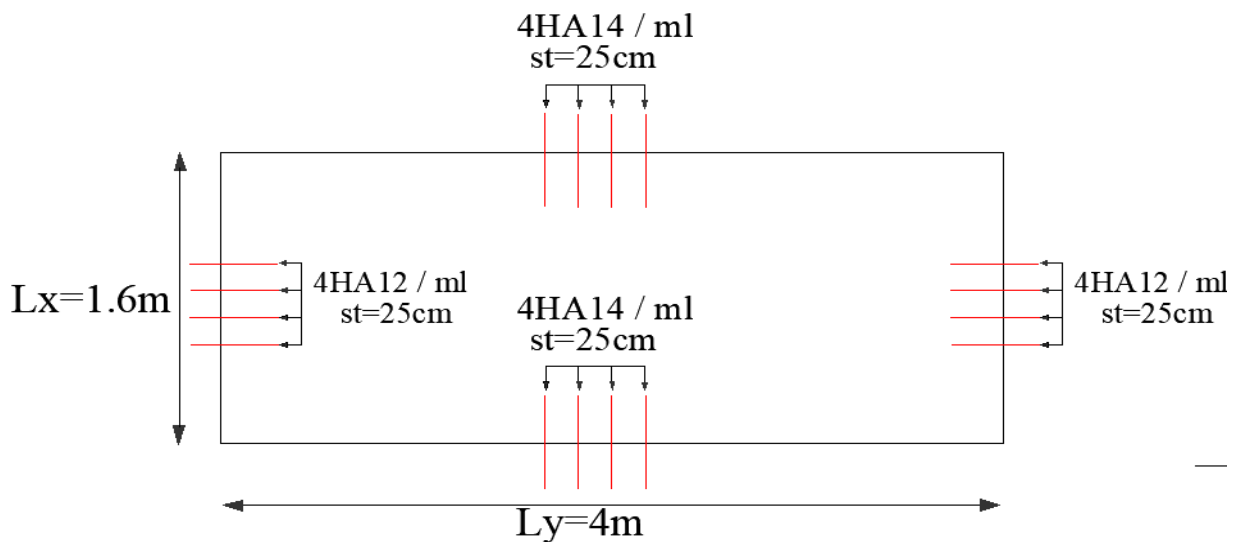


Figure.III.42.Ferrailage des appuis de la cabine avancé.



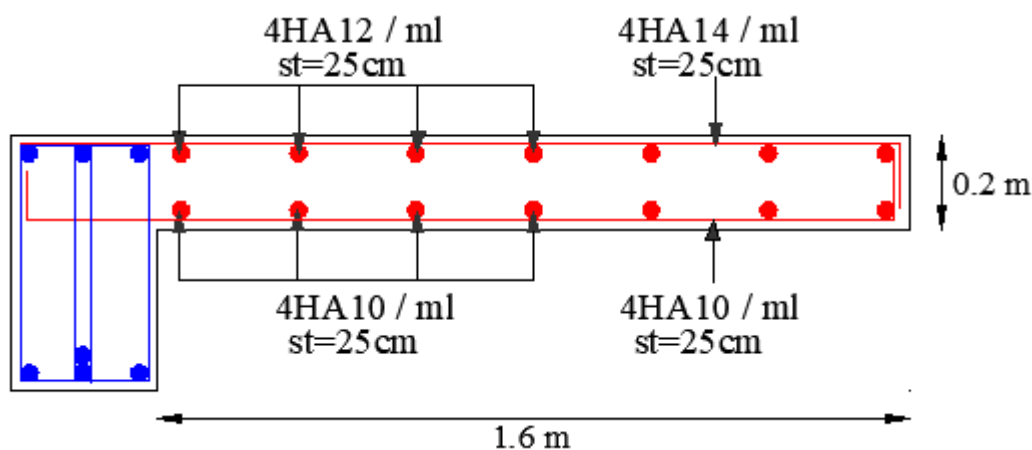


Figure.III.43. Ferrailage de la cabine avancé.

## III-6-3/Balcon:

## III-6-3-1/ Caractéristique des matériaux

Dimension de la dalle :

<b>Longueur a</b>	3.70 m
<b>Largeur b</b>	1.30 m
<b>Epaisseur ep</b>	0.16 m

## III-6-3-2/ Les charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur

La charge permanente :  $G = 6.56 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

La charge d'exploitation :  $Q = 3.50 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

Poids du mur extérieur :  $P = 3.31 \times (3.06 - 0.45) = 8.64 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

N	Type	Comp	Valeur	Coef	Position
1	Uniforme	-Z	6.56	1.35	Dalle entière
2	Uniforme	-Z	3.5	1.5	Dalle entière
3	Linge // x	-Z	8.64	1.35	0 ; 1.3
4	Linge // x	-Z	8.64	1.35	3.15 ; 1.3
5	Linge // y	-Z	8.64	1.35	0 ; 0
6	Linge // y	-Z	8.64	1.35	3.7 ; 0

Tableau III.38. La position des liaisons et différentes charges balcon

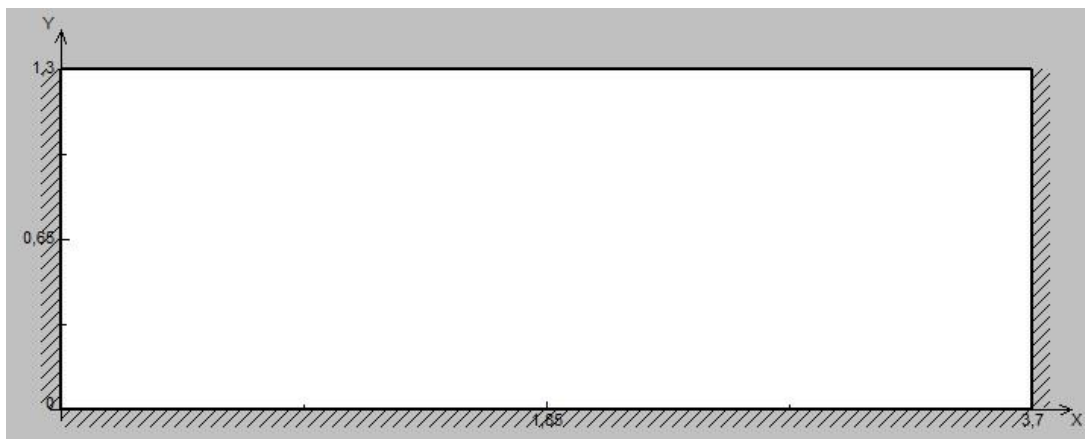


Figure.III.44.. Schéma du balcon encastrés sur trois côtés.

## III-6-3-3/ Sollicitation de calcul :

## ➤ L'E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.11 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 11.66 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
<b>En travée</b>	2.05	1.60	2.72
<b>Sur appui</b>	4.10	1.60	-13.43
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
<b>En travée</b>	4.10	0.00	0.29
<b>Sur appui</b>	2.05	0.00	-8.03
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN.m)
<b>Min</b>	0.00	1.60	-60.25
<b>Max</b>	4.10	1.60	50.78
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN.m)
<b>Min</b>	2.05	0.00	-20.69
<b>Max</b>	4.10	1.00	14.08

Tableau III.39. Les résultats des efforts à l'E.L.U.

## ➤ L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 10.06 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$P_s = 8.64 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Selon le SOCTEC, les résultats obtenus sont :

	X(m)	Y(m)	Mxx(KN.m)
<b>En travée</b>	2.05	1.60	2.14
<b>Sur appui</b>	4.10	1.60	-10.32
	X(m)	Y(m)	Myy(KN.m)
<b>En travée</b>	4.10	0.00	0.26
<b>Sur appui</b>	2.05	0.00	-6.01
	X(m)	Y(m)	Tzx(KN.m)
<b>Min</b>	0.00	1.60	-45.27
<b>Max</b>	4.10	1.60	37.72
	X(m)	Y(m)	Tzy(KN.m)
<b>Min</b>	2.05	0.00	-15.11
<b>Max</b>	4.10	1.00	11.19

**Tableau III.40. Les résultats des efforts à l'E.L.S.**

#### III-6-3-4/ Ferrailage :

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

Section rectangulaire (b×h)= (100×20).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}); z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) ; A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s};$$

$$A_{min} (\text{travée}) = 0.23 \times \frac{f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

M(KN.m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mu(KN.m)</b>	-13.43	2.72	-8.03	0.29
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	16	16	16	16
<b>d (cm)</b>	14	14	14	14
<b>μ</b>	0.048	0.010	0.029	0.001
<b>α</b>	0.062	0.012	0.037	0.001
<b>Z (cm)</b>	13.65	13.93	13.80	13.99
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	2.83	0.56	1.67	0.06
<b>As(Min)</b>	1.69	1.69	1.69	1.69
<b>As adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	4T12=4.52	4T8=2.01	4T10=3.14	4T8=2.01
<b>St (cm)</b>	25	25	25	25

**Tableau III.41. Résultats de ferrailage de balcon.**

**III-6-3-5/ Espacement:**

Sense X-X :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min (60; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 25\text{cm}.$$

Sense Y-Y :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}).$$

$$St \leq \min (80 ; 45 \text{ cm}) \rightarrow St = 25\text{cm}.$$

**III-6-3-6/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = T_{xz} = 60.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$V_u = T_{yz} = 20.69 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{SOCOTEC}$$

$$\tau_{ux} = \frac{60.25 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.43\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \text{ (vérifiée)}$$

$$\tau_{uy} = \frac{20.69 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.15\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \text{ (vérifiée)}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**⇨ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

⇨ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s (d-y)^2 \dots \dots \text{BAEL91}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

➤ **Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{max}}{I} \times y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ **Contrainte d'acier à la traction :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times K \times [d-y] \rightarrow \eta = 15$$

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mser(KN.m)</b>	10.32	2.14	6.01	0.26
<b>b (cm)</b>	100	100	100	100
<b>h (cm)</b>	16	16	16	16
<b>d (cm)</b>	14	14	14	14
<b>As adopté(cm<sup>2</sup>) ELU</b>	4.52	2.01	3.14	2.01
<b>Yser (cm)</b>	3.73	2.62	3.19	2.62
<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	8880.90	4504.05	6585.98	4504.05
<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.116	0.048	0.091	0.005
<b><math>\sigma_{st}</math> (Mpa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b><math>\sigma_{bc}</math> (Mpa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\sigma_{st}</math> (Mpa)</b>	178.7	81.94	147.56	8.54
<b><math>\sigma_{bc}</math> (Mpa)</b>	4.33	1.26	2.90	0.13
<b><math>\sigma_{st} &lt; \sigma_{st}</math></b>	Cv	Cv	Cv	Cv
<b><math>\sigma_{bc} &lt; \sigma_{bc}</math></b>	Cv	Cv	Cv	Cv

Tableau III.42. Les résultats de vérification à l'E.L.S.

## III-6-3-7/ Schéma de ferrailage :

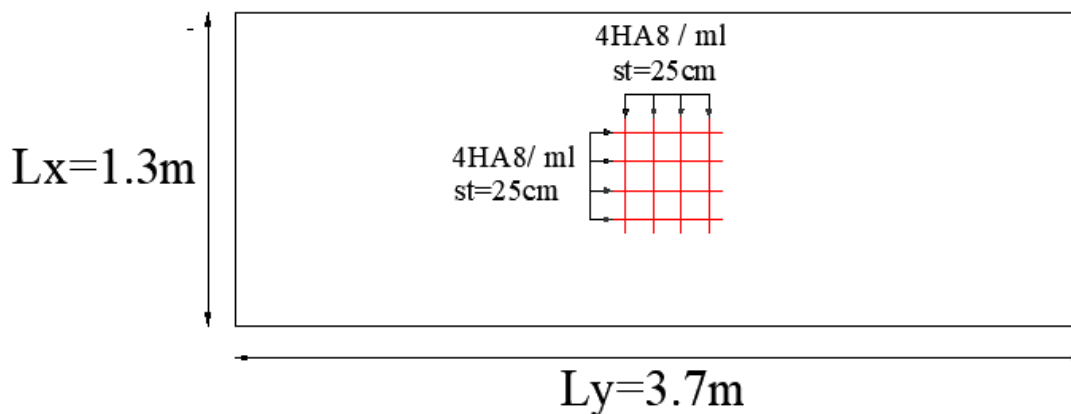


Figure.III.45. Ferrailage de travée du balcon.

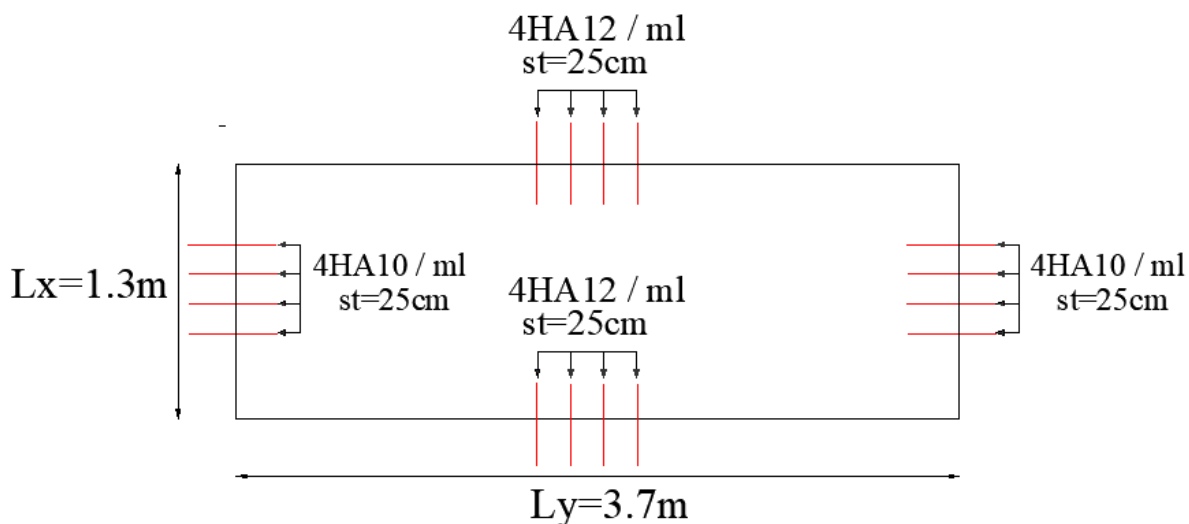


Figure.III.46. Ferrailage des appuis du balcon.

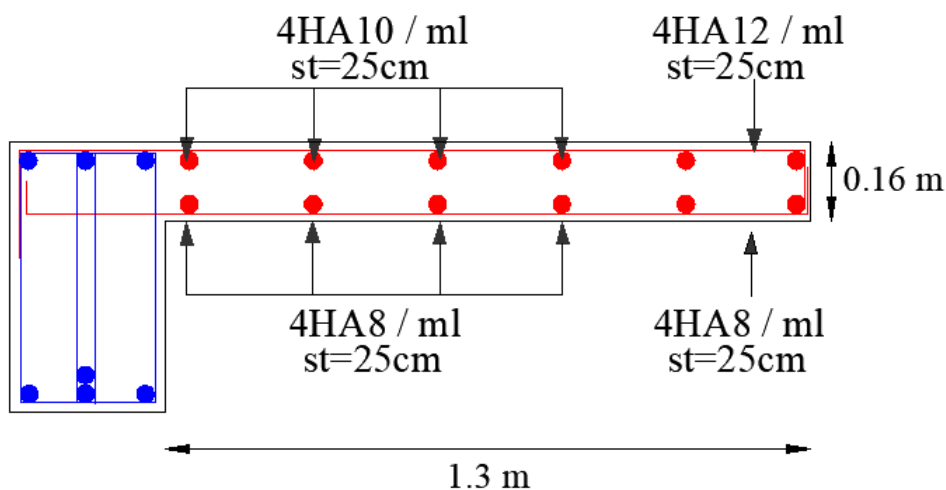


Figure.III.47. Ferrailage du balcon.

### III-7/ Les escaliers

#### III-7-1/Définition :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (palier) ; ces dernières sont coulées sur place. Ils sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm.

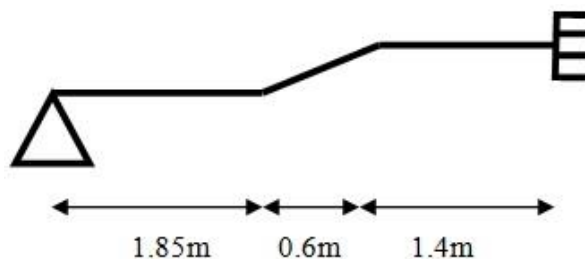
Pour notre construction, on a deux escaliers à un seul type :

⇒ Escalier à trois volées.

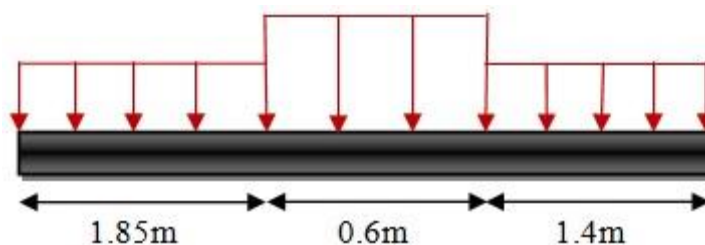
**III-7-2/Calcul volée 1 et 3 étage courant de l'escalier (1):**

**III-7-2-1/Dimensionnement et charges:**

Charge permanente de la paillasse	$G = 8.61 \text{ KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation de la paillasse	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
Charge permanente de palier	$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation de palier	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$



**Figure.III.48. Représentation du 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée**



**Figure.III.49. Schéma statique du 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée**

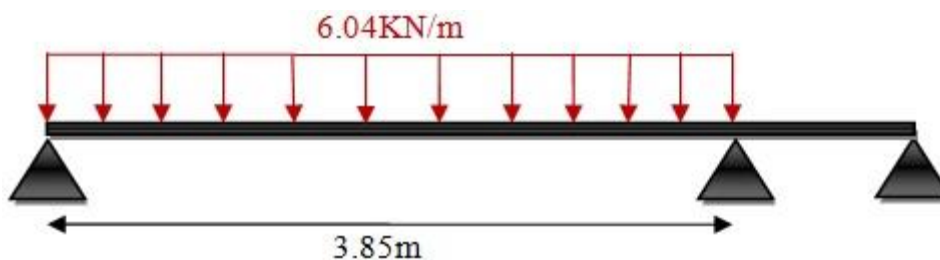
**III-7-2-2/Calcul des sollicitations :**

$$G_{eq} = \frac{0.6 \times 8.61 + (1.85 + 1.4) \times 5.56}{3.85} = 6.04 \text{ KN/m.}$$



**Figure.III.50. La charge équivalente.**

On considère notre travée comme suite pour le calcul des moments à :



➤ **ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.04 + 1.5 \times 2.5 = 11.90 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{11.90 \times 3.85^2}{8} = 22.05 \text{ KN.m}$$

⇨ **Moment sur appui :**

$$M_1 = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 22.05 = 8.82 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_u \times l^2}{8.5} = \frac{11.9 \times 3.85^2}{8.5} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25 M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 \times 22.05 - \frac{20.75 + 8.82}{2} = 12.78 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS:**

$$q_{ser} = G + Q = 6.04 + 2.5 = 8.54 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{8.54 \times 3.85^2}{8} = 15.82 \text{ KN.m}$$

⇨ **Moment sur appui :**

$$M_1 = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 15.82 = 6.33 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_s \times l^2}{8.5} = \frac{8.54 \times 3.85^2}{8.5} = 14.89 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25 M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 \times 15.82 - \frac{6.33 + 14.89}{2} = 9.17 \text{ KN.m}$$

**III-7-2-3/Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

$f_{c28}(\text{MPa})$	$\theta$	$f_{t28}(\text{MPa})$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	400	348

**Tableau.III.43. Différent coefficients de calcul de ferrailage escalier 1 étage, volée 1et 3.**

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :



Section	b(mm)	d(mm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>min</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	135	20.75	0.080	0.105	12.94	1.63	4.61	4T14=6.16
Travée	1000	135	12.78	0.049	0.063	13.16	1.63	2.79	4T10=3.14

**Tableau.III.44. Résultats du calcul du ferrailage escalier 1 étage, volée 1et 3.**

➤ **Armatures de répartition :**

⇒ En appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

⇒ Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33\text{cm}.$

⇒ En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

**III-7-2-4/Vérifications de la condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2$$

⇒ En appuis :  $A_{s_{min}} = 1.63\text{cm}^2 < A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur travée :  $A_{s_{min}} = 1.63\text{cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)

**III-7-2-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} \rightarrow \min\{3.33 ; 5 \text{ Mpa}\} = 3.33\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.90 \times 3.85}{2} = 22.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22.91 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.17\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$$
 (vérifiée)

**III-7-2-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En appui</b>	0.105	1.39	0.445	CV
<b>En travée</b>	0.063	1.39	0.445	CV

**Tableau.III.45. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 1 étage, volée 1et 3.**

### III-7-2-7/Vérification de la flèche

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{200} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.038 < 0.062 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{200} \geq \frac{12.78}{10 \times 22.05} = 0.057 \rightarrow 0.038 < 0.057 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{6.16}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0046 \leq 0.0105 \dots (\text{vérifiée}).$$

### III-7-2-8/La flèche totale

Est donnée selon BAEL 91 comme suit :

$$\Delta \rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

- ↪  $\rho_{gv}$ :  $\rho_{gi}$ : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes
- ↪  $\rho_{ji}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ↪  $\rho_{pi}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.
- ↪ Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

**D'après le BAEL91 :**

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **La position de l'axe neutre:**

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(dA_s - d'A_s') = 0 \quad \text{Avec: } A' = 0 ; A = 6.16 \text{cm}^2$$

$$Y=4.15 \text{ cm}$$

➤ **La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2] = 10460.28 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15A_s(d - V)^2 = 32319.1 \text{ cm}^4$$

$$V = \left( \frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s) = 8.66 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.07}{100 \times 15.3} = 0.0047$$

$$\lambda_i = \frac{0.05F_{t28}}{5p} = 4.6$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.84$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}}$$

y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPA)	λ <sub>p</sub> (MPA)	E <sub>i</sub> (MPA)	E <sub>v</sub> (MPA)
4.15	10460.28	8.66	32319.1	0.0047	4.6	1.84	32164.2	10818.87

**Tableau. III.46. Différents coefficients pour le calcul de la flèche escalier 1 étage, volé 1 et 3.**

➤ **flèches due à l'ensemble des charges permanente 'ρ<sub>gv</sub>'; 'ρ<sub>gi</sub>' :**

La combinaison : q=G..... (Pour 1ml).

Paillasse : q<sub>1</sub>=8,61KN/ml

Palier : q<sub>2</sub>=5,56KN/ml

q<sub>éq</sub>=6.04 KN/ml

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{6.04 \times 3.85^2}{8} = 11.18 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.75M_0 = 8.39 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = \frac{15 \times 8.39 \times 10^6(153 - 41.5)}{10460.28 \times 10^4} = 112.38 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.115$$

$$I_{fg} = -\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \mu} = 23267.59 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gi} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{\rho g}} = 1.66 \text{ mm}$$

$$I_{\rho v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + M\sigma_v} = 29352.66 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gv} = \frac{M l^2}{10E_v I_{\rho v}} = 3.91 \text{ mm}$$

➤ **flèche due à G+Q 'ρ<sub>pi</sub>' :**

$$Q = 6.04 + 2.5 = 8.54 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 15.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi} = 0.75M_0 = 11.87 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_{pi}(d - y)}{I} = 159.02 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.265$$

$$I_{\rho p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu\sigma_I} = 16005.05 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{pi} = \frac{M l^2}{10E_i \times I_{\rho p}} = 3.42 \text{ mm}$$

➤ **flèche instantanée due à j:**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

$$\text{palier} \rightarrow q_1 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Paillasse} \rightarrow q_2 = 6.485 \text{ KN/m}$$

➤ **Charge équivalent :  $Q_{eq} = 4.176 \text{ KN/m}$**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.75 \times M_0 = 5.80 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 77.76 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0$$

$$I\rho_i = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\sigma_i} = 44637.18 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I\rho_i} = 0.599 \text{ mm}$$

$$\Delta\rho_t = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

$$\Delta\rho_t = 3.91 - 0.599 + 3.42 - 1.66 = 5.9 \text{ mm}$$

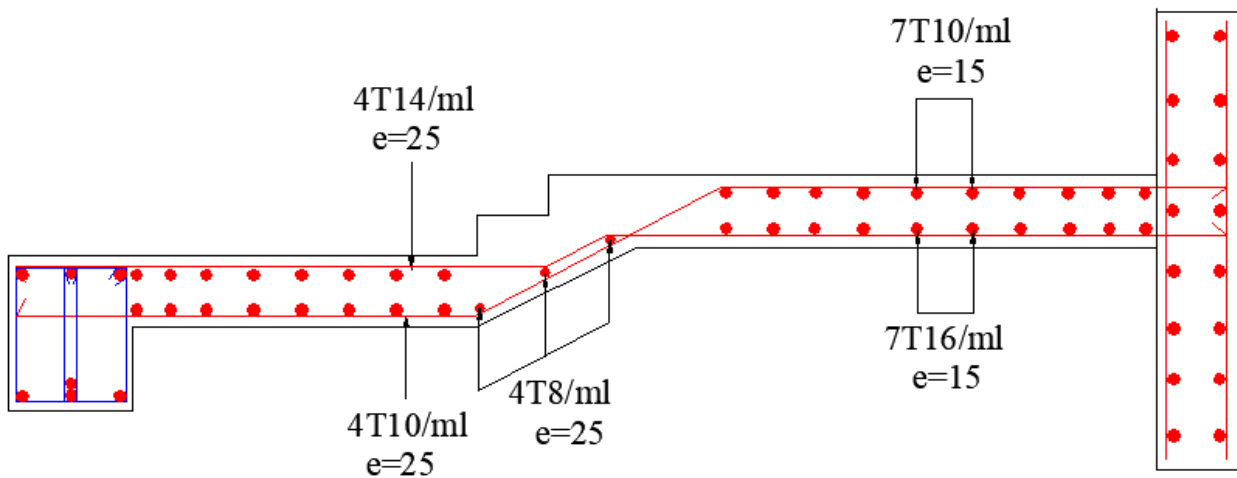
On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq L/500 \dots\dots\dots \text{si : } L \leq 5\text{m.} \\ \bar{f} \leq 0.5 + L/1000 \dots\dots\dots \text{si : } L > 5\text{m.} \end{array} \right.$$

$$\rho_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$\Delta\rho_t < \rho_{adm} \dots\dots\dots cv$

**III-7-2-9/Schéma de ferrailage**



**Figure III.51 Ferrailage de l'escalier 1 du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée (étage courant)**

### III-7-3/Calcul volée 2 étage courant de l'escalier (1):

#### III-7-3-1/Dimensionnement et charges:

Charge permanente de la paillasse	$G = 8.68 \text{ KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation de la paillasse	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
Charge permanente de palier	$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation de palier	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

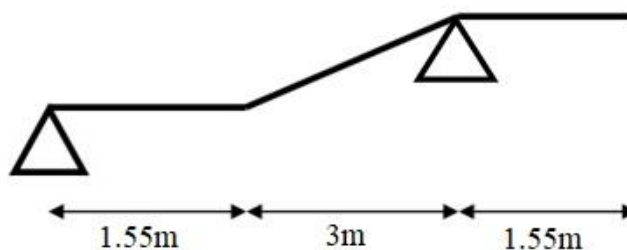


Figure.III.52. Représentation du 2<sup>ème</sup> volée

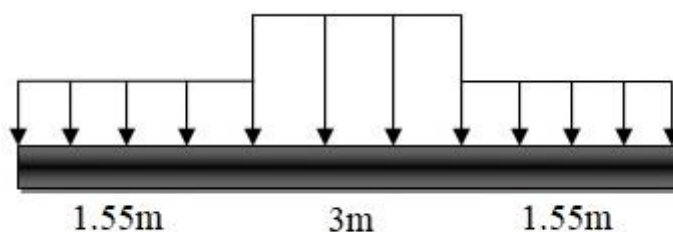


Figure.III.53. Schéma statique du 2<sup>ème</sup> volée

#### III-7-3-2/Calcul des sollicitations :

$$q_{eq} = \frac{(1.55+1.55) \times 5.56 + 3 \times 8.68}{6.1} = 7.09 \text{ KN/m.}$$

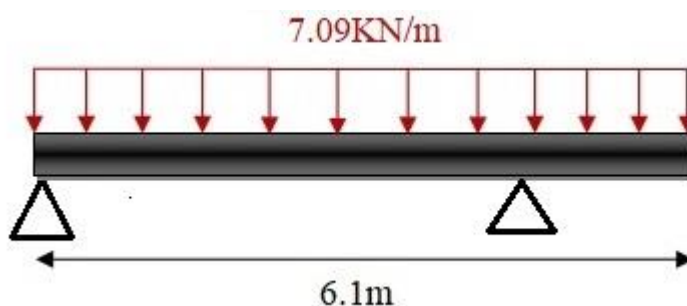


Figure.III.54. La charge équivalente.

#### ➤ ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.09 + 1.5 \times 2.5 = 13.32 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.32 \times 6.1^2}{8} = 61.95 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 1: } M_{a1} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 61.95 = 24.72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 2: } M_{a2} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{13.32 \times 1.55^2}{8} = 4 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée: } M_t = 1.25 M_0 - \left( \frac{M_2}{2} + \frac{M_1}{2} \right) = 1.25 \times (61.95) - \frac{(4 + 24.72)}{2} = 63.08 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS:**

$$q_{ser} = G + Q = 7.09 + 2.5 = 9.59 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9.59 \times 6.1^2}{8} = 44.61 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 1: } M_{a1} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 44.61 = 17.84 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 2: } M_{a2} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9.59 \times 1.55^2}{8} = 2.88 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée: } M_t = 1.25 M_0 - \left( \frac{M_2}{2} + \frac{M_1}{2} \right) = 1.25 \times (44.61) - \frac{(2.88 + 17.84)}{2} = 45.4 \text{ KN.m}$$

### III-7-3-3/Ferrailage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) =(100×15)cm<sup>2</sup>.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d(mm)	$f_{bu}$ (MPa)	Fe(MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	153	14.2	400	348

**Tableau.III.47. Différent coefficients de calcul de ferrailage de l'escalier(1) étage, volée 2.**

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{min}$	$A_s$	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	153	24.72	0.097	0.097	14.71	1.85	4.83	7HA10=5.50
Travée	1000	153	63.08	0.189	0.265	13.68	1.85	13.25	7HA16=14.07

**Tableau.III.48. Résultats du calcul du ferrailage escalier 1 étage, volée 2.**

➤ **Armatures de répartition :**

$$\Rightarrow \text{En appuis: } A_r = \frac{A_s}{4} = 1.38 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

⇒ Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 3.51 \text{ cm}^2$  on adopte :  $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33 \text{ cm}$ .

⇒ En travée :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur appuis :  $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots$  (vérifiée)

**III-7-3-4/Vérifications de la condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.85 \text{ cm}^2$$

⇒ En appuis :  $A_{s_{min}} = 1.85 \text{ cm}^2 < A_s = 5.50 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)  $\mu$

⇒ Sur travée :  $A_{s_{min}} = 1.87 \text{ cm}^2 < A_s = 14.07 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)

**III-7-3-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u$ : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.32 \times 6.1}{2} = 40.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40.63 \times 10^3}{100 \times 153} = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$$
 (vérifiée)

**III-7-3-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En appui</b>	0.097	1.39	0.445	CV
<b>En travée</b>	0.265	1.39	0.445	CV

**Tableau.III.49. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 1 étage, volée 2.**

**III-7-3-7/Vérification de la flèche**

Il faut vérifier les trois conditions suivant:



$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{455} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.037 \geq 0.062 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{455} \geq \frac{45.4}{10 \times 44.61} = 0.102 \rightarrow 0.037 \geq 0.102 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{14.07}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.009 \leq 0.0105 \dots (\text{vérifiée}).$$

### III-7-3-8/La flèche totale

Est donnée selon BAEL 91 comme suit :

$$\Delta \rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

- ↪  $\rho_{gv}$ ;  $\rho_{gi}$ : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes
- ↪  $\rho_{ji}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ↪  $\rho_{pi}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.
- ↪ Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

**D'après le BAEL91 :**

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s) - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$\text{Avec } A'=0 ; \quad A= 14.07 \text{ cm}$$

$$y = 6.2 \text{ cm}$$

➤ **La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2] = 25421,3147 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15A_s(d - V)^2 = 51182.14 \text{ cm}^4$$

$$V = \left( \frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s) = 10.15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.07}{100 \times 15.3} = 0.0092$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 F_{t28}}{5p} = 2.28$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.91$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}}$$

y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>p</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
6.20	25421.31	10.15	51182.14	0.0092	2.28	0.91	32164.2	10818.87

**Tableau.III.50: Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier 1 étage, volé 2.**

➤ La flèche due à l'ensemble des charges permanentes : 'ρ<sub>gv</sub>'; 'ρ<sub>gi</sub>'

La combinaison q=G .....pour 1m

$$\text{Paillasse} \rightarrow q_1 = 8.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier} \rightarrow q_2 = 5.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{eq} = 7.62 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{7.62 \times 4.55^2}{8} = 19.71 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 M_0 = 14.78 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = \frac{15 \times 14.78 \times 10^6 (153 - 62)}{25421.31 \times 10^4} = 79.40 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.268$$

$$I_{fg} = - \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 34925.27 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{\rho g}} = \frac{14.78 \times 10^6 \times 4550^2}{10 \times 32164.2 \times 34925.27 \times 10^4} = 2.72 \text{ mm}$$

$$I_{\rho v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + M \sigma_v} = 45228.09 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{\rho v}} = \frac{14.78 \times 10^6 \times 4550^2}{10 \times 10818.87 \times 45228.09 \times 10^4} = 6.25 \text{ mm}$$

➤ **flèche due à G+Q 'ρ<sub>pi</sub>' :**

$$Q = 7.25 + 2.5 = 9.75 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{9.75 \times 4.55^2}{8} = 25.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi} = 0.85M_0 = 18.92 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_{pi}(d - y)}{I} = 101.63 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.37$$

$$I_{\rho p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu\sigma_I} = 30495.935 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i \times I_{\rho p}} = 3.99 \text{ mm}$$

➤ **Flèche instantané due a j:**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement :

**Palier** →  $q_1 = 3.75 \text{ KN/m}$

**Palliasse** →  $q_2 = 6.56 \text{ KN/m}$

⇒ **Charge équivalent** :  $Q_{eq} = \frac{(3.75 \times 1.55) + (6.56 \times 3)}{1.55 + 3} = 5.60 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{5.60 \times 4.55^2}{8} = 14.50 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 \times 14.50 = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 58.40 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0.13$$

$$I_{\rho i} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\sigma_i} = 43039.14 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{\rho i}} = 1.63 \text{ mm}$$

$$\Delta\rho_t = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

$$\Delta\rho_t = 6.25 - 1.63 + 3.99 - 2.72 = 5.9 \text{ mm}$$

$$\rho_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4550}{500} = 9.1 \text{ mm}$$

$$\Delta\rho_t < \rho_{adm} \dots \dots \dots cv$$

### III-7-3-9/Schéma de ferrailage

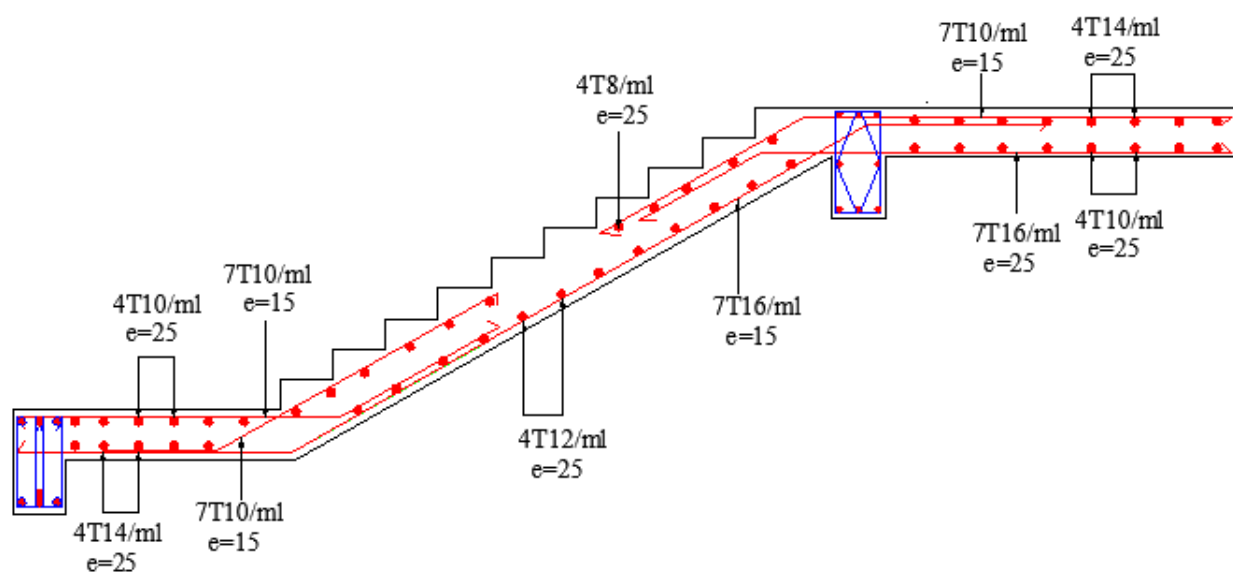
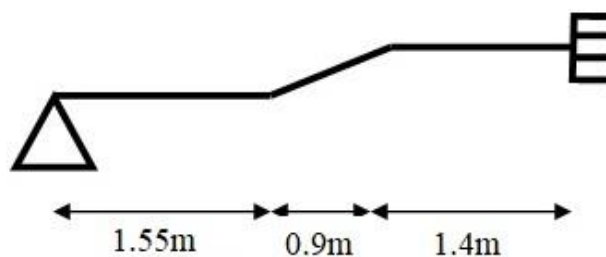
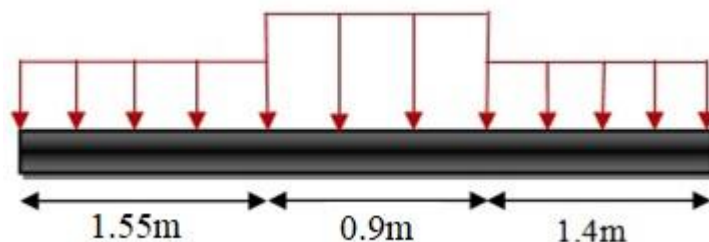


Figure III.55. Ferrailage de l'escalier 1 du 2<sup>ème</sup> volée (étage courant).

### III-7-4/Calcul volée 1 et 3 (RDC et 1<sup>er</sup> étage) de l'escalier (1):

#### III-7-4-1/Dimensionnement et charges:

Charge permanente de la paillasse	$G = 8.29 \text{ KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation de la paillasse	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
Charge permanente de palier	$G = 5.56 \text{ KN/m}^2$
Charge permanente de palier + une marche	$G = 7.53 \text{ KN/m}^2$
Surcharge d'exploitation de palier	$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Figure.III.56. Représentation du 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> voléeFigure.III.57. Schéma statique du 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée

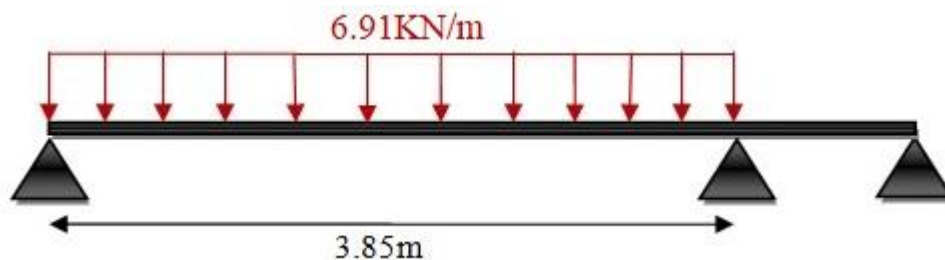
III-7-4-2/Calcul des sollicitations :

$$q_{eq} = \frac{1.55 \times 5.56 + 0.9 \times 8.29 + 1.4 \times 7.53}{3.85} = 6.91 \text{ KN/m.}$$



Figure.III.58. La charge équivalente.

On considère notre travée comme suite pour le calcul des moments à :



➤ ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.91 + 1.5 \times 2.5 = 13.08 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.08 \times 3.85^2}{8} = 24.23 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$  Moment sur appui :

$$M_1 = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 24.23 = 9.69 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{qu \times l^2}{8.5} = \frac{13.08 \times 3.85^2}{8.5} = 22.8 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 \times 24.23 - \frac{9.69 + 22.8}{2} = 14.04 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS:**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.91 + 2.5 = 9.41 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9.41 \times 3.85^2}{8} = 17.43 \text{ KN.m}$$

⇒ **Moment sur appui :**

$$M_1 = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 17.43 = 6.97 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{qs \times l^2}{8.5} = \frac{9.41 \times 3.85^2}{8.5} = 16.41 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 \times 17.43 - \frac{6.97 + 16.41}{2} = 10.1 \text{ KN.m}$$

### III-7-4-3/Ferraillage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h) =(100×15)cm<sup>2</sup>.

$f_{t28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d(mm)	$f_{bu}$ (MPa)	Fe(MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	400	348

**Tableau.III.51. Différent coefficients de calcul de ferraillage de l'escalier 1 RDC, volé 1et 3.**

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}); Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} ; A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{\text{min}}$	$A_s$	$A_{\text{adopt}}$ (cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	135	22.80	0.088	0.115	12.87	1.63	5.08	4T14=6.16
Travée	1000	135	14.04	0.054	0.0697	13.12	1.63	3.07	4T10=3.14

**Tableau.III.52. Résultats du calcul du ferraillage de l'escalier 1 RDC, volé 1et 3.**

➤ **Armatures de répartition :**

⇒ En appui :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

⇒ Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33\text{cm}$ .

⇒ En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

**III-7-4-4/Vérifications de la condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2$$

⇒ En appui :  $A_{s_{min}} = 1.63\text{cm}^2 < A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur travée :  $A_{s_{min}} = 1.63\text{cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)

**III-7-4-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} \rightarrow \min\{3.33 ; 5 \text{ Mpa}\} = 3.33\text{MPa}$$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u$ : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.08 \times 3.85}{2} = 25.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25.18 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$$
 (vérifiée)

**III-7-4-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En appui</b>	0.115	1.39	0.445	CV
<b>En travée</b>	0.0697	1.39	0.445	CV

**Tableau.III.53. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 1 RDC, volé 1et 3.**

**III-7-4-7/Vérification de la flèche**

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{385} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.039 < 0.062 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{385} \geq \frac{10.10}{10 \times 17.43} = 0.058 \rightarrow 0.039 < 0.058 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{6.16}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0046 \leq 0.0105 \dots (\text{vérifiée})..$$

**III-7-4-8/La flèche totale**

Est donnée selon BAEL 91 comme suit :

$$\Delta \rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

- ↪  $\rho_{gv}$ :  $\rho_{gi}$ : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes
- ↪  $\rho_{ji}$ : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ↪  $\rho_{pi}$ : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.
- ↪ Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

**D'après le BAEL91 :**

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

**➤ La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s) - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$\text{Avec } A'_s = 0 ; \quad A = 6.16 \text{ cm}$$

$$y = 4.16 \text{ cm}$$

**➤ La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2] = 10460.26 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15A_s(d - V)^2 = 32319.09 \text{ cm}^4$$



$$V = \left( \frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s) = 8.66 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.07}{100 \times 15.3} = 0.0045$$

$$\lambda_i = \frac{0.05F_{t28}}{5p} = 4.60$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.84$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}}$$

y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	$\rho$	$\lambda_i$ (MPa)	$\lambda_p$ (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
4.16	10460.26	8.66	32319.09	0.0055	4.60	1.84	32164.2	10818.87

**Tableau.III.54. Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier 1 RDC, volé 1et 3.**

- **La flèche du a l'ensemble des charges permanente : ' $\rho_{gv}$ '; ' $\rho_{gi}$ '**

La combinaison q=G .....pour 1m

**Paillasse** →  $q_1 = 8.29 \text{ KN/m}^2$

**Palier** →  $q_2 = 5.56 \text{ KN/m}^2$

**Palier+Marche** →  $q_3 = 7.53 \text{ KN/m}^2$

$q_{eq} = 4.27 \text{ KN/m}^2$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{4.27 \times 3.85^2}{8} = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = \frac{15 \times 5.93 \times 10^6(135 - 41.6)}{10460.26 \times 10^4} = 79.46 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0$$

$$I_{fg} = - \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 42401.12 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gi} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{\rho g}} = \frac{5.93 \times 10^6 \times 4550^2}{10 \times 32164.2 \times 42401.12 \times 10^4} = 0.64 \text{ mm}$$

$$I_{\rho v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + M\sigma_v} = 38007.10 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{\rho v}} = \frac{5.93 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10818.87 \times 38007.10 \times 10^4} = 2.14 \text{ mm}$$

➤ **flèche due à G+Q 'ρ<sub>pi</sub>' :**

$$Q = 4.27 + 2.5 = 6.77 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.77 \times 3.85^2}{8} = 12.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi} = 0.85M_0 = 9.41 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_{pi}(d - y)}{I} = 126.06 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.16$$

$$I_{\rho p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu\sigma_l} = 20209.97 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i \times I_{\rho p}} = 2.14 \text{ mm}$$

➤ **Flèche instantané due à j:**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement

$$\text{Palier} \rightarrow q_1 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palliasse} \rightarrow q_2 = 6.73 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier} + \text{Marche} \rightarrow q_3 = 6.125 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Charge équivalent} : Q_{eq} = 3.08 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{3.08 \times 3.85^2}{8} = 5.71 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 \times 5.71 = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 57.41 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0$$

$$I_{\rho i} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\sigma_i} = 155120.76 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{\rho i}} = 0.13 \text{ mm}$$

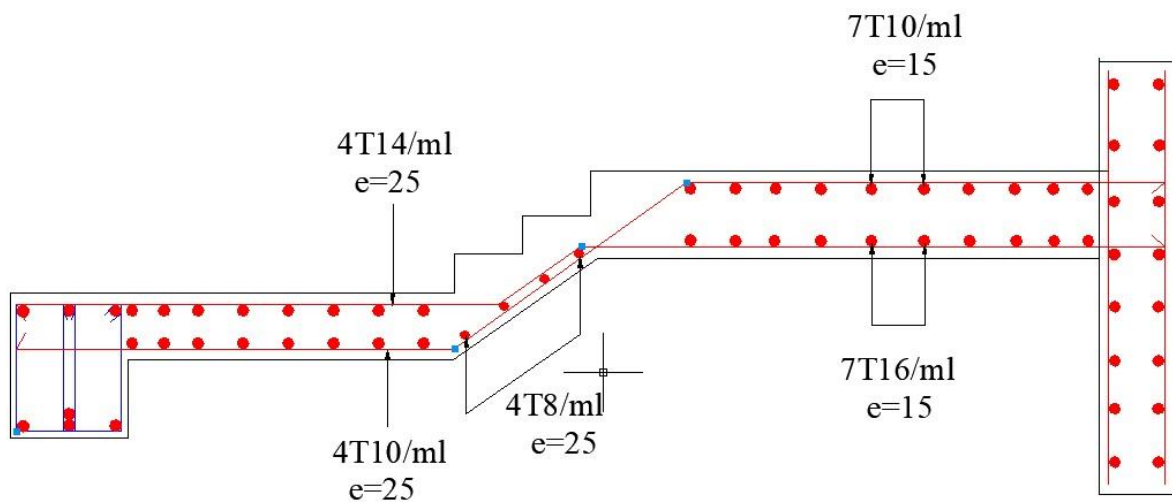
$$\Delta\rho_t = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

$$\Delta\rho_t = 3.51 \text{ mm}$$

$$\rho_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3850}{500} = 7.7 \text{ mm}$$

$$\Delta\rho_t < \rho_{adm} \dots \dots \dots cv$$

**III-7-4-9/Schéma de ferrailage**

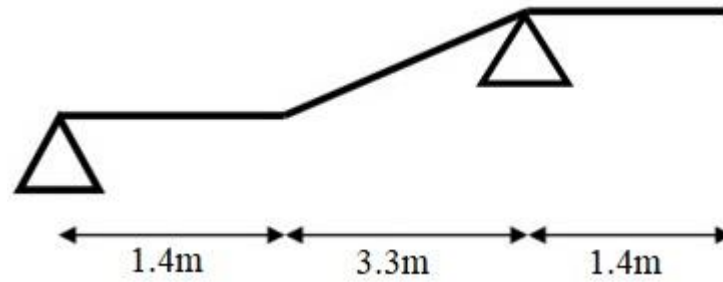
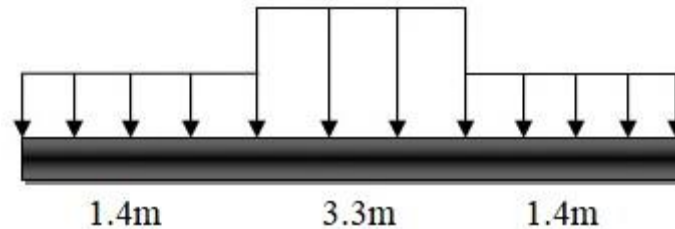


**Figure III.59. Ferrailage de l'escalier 1 du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée (RDC et 1<sup>er</sup> étage).**

**III-7-5/Calcul volée 2 (RDC et 1<sup>er</sup> étage) de l'escalier (1)**

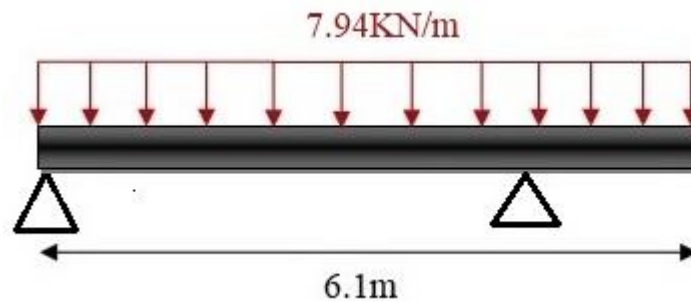
**III-7-5-1/Dimensionnement et charges:**

Charge permanente de la paillasse	G = 8.29 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente de palier + une marche	G = 7.53 KN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation de la paillasse	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>

Figure.III.60. Représentation du 2<sup>ème</sup> volée (RDC et 1<sup>er</sup> étage).Figure.III.61. Schéma statique du 2<sup>ème</sup> volée (RDC et 1<sup>er</sup> étage).

## III-7-5-2/Calcul des sollicitations :

$$q_{eq} = \frac{2.8 \times 7.53 + 3.3 \times 8.29}{6.1} = 7.94 \text{ KN/m.}$$

Figure.III.62. La charge équivalente du 2<sup>ème</sup> volée (RDC et 1<sup>er</sup> étage).

## ➤ ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.94 + 1.5 \times 2.5 = 14.47 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M^0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.47 \times 6.1^2}{8} = 67.30 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 1: } M_{a1} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 67.30 = 26.92 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 2: } M_{a2} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.47 \times 1.40^2}{8} = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25M_0 - \left( \frac{M_2}{2} + \frac{M_1}{2} \right) = 1.25 \times (67.30) - \frac{(3.55 + 26.92)}{2} = 68.89 \text{ KN.m}$$

## ➤ ELS:

$$q_{ser} = G + Q = 7.94 + 2.5 = 10.44 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10.44 \times 6.1^2}{8} = 48.56 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 1: } M_{a1} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 48.56 = 19.42 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 2: } M_{a2} = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{10.44 \times 1.40^2}{8} = 2.56 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25 M_0 - \left( \frac{M_2}{2} + \frac{M_1}{2} \right) = 1.25 \times (48.56) - \frac{(2.56 + 19.42)}{2} = 49.71 \text{ KN.m}$$

### III-7-5-3/Ferraillage

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h)=(100×15)cm<sup>2</sup>.

f <sub>c28</sub> (MPa)	θ	f <sub>t28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	d(mm)	f <sub>bu</sub> (MPa)	Fe(MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	153	14.2	400	348

**Tableau.III.55. Différent coefficients de calcul de ferraillage du 2<sup>ème</sup> volée RDC**

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>min</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	153	26.92	0.081	0.105	14.65	1.85	5.27	7HA10=5.50
Travée	1000	153	68.89	0.207	0.293	13.50	1.85	14.01	7HA16=14.07

**Tableau.III.56. Résultats du calcul du ferraillage escalier du 2<sup>ème</sup> volée (RDC et 1<sup>er</sup> étage).**

➤ **Armatures de répartition :**

$$\Rightarrow \text{En appuis : } A_r = \frac{A_s}{4} = 1.38 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Sur travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = 3.51 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) = 33\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots (\text{vérifiée})$$

$$\Rightarrow \text{Sur appuis : } S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots (\text{vérifiée})$$

**III-7-5-4/Vérifications de la condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,85cm^2$$

⇒ En appui :  $A_{s_{min}} = 1.85cm^2 < A_s = 5.50 cm^2 \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur travée :  $A_{s_{min}} = 1.85cm^2 < A_s = 14.07 cm^2 \dots$  (vérifiée)

**III-7-5-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u$ : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.47 \times 6.1}{2} = 44.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{44.13 \times 10^3}{100 \times 153} = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$$
 (vérifiée)

**III-7-5-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En appui</b>	0.105	1.39	0.445	CV
<b>En travée</b>	0.293	1.39	0.445	CV

**Tableau.III.57. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, du 2<sup>ème</sup> volée RDC.**

**III-7-5-7/Vérification de la flèche**

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{470} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.036 \geq 0.062 \dots$$
 (Non vérifiée)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{17}{470} \geq \frac{49.71}{10 \times 48.56} = 0.102 \rightarrow 0.036 \geq 0.102 \dots$$
 (Non vérifiée)

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{14.07}{100 \times 15.3} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.009 \leq 0.0105 \dots$$
 (vérifiée).

**III-7-5-8/La flèche totale**

Est donnée selon BAEL 91 comme suit :

$$\Delta\rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

- ↪  $\rho_{gv}; \rho_{gi}$ : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes
- ↪  $\rho_{ji}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ↪  $\rho_{pi}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considéré.
- ↪ Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

**D'après le BAEL91 :**

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s) - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

$$\text{Avec } A'=0 ; \quad A= 14.07 \text{ cm}$$

$$y = 6.19 \text{ cm}$$

➤ **La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2] = 25421.31 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15A_s(d - V)^2 = 51182.14 \text{ cm}^4$$

$$V = \left( \frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d \right) / (b \cdot d + 15A_s) = 10.15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.07}{100 \times 15.3} = 0.0092$$

$$\lambda_i = \frac{0.05F_{t28}}{5p} = 2.28$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.91$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}}$$

y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>p</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
6.19	25421.31	10.15	51182.14	0.0092	2.28	0.91	32164.2	10818.87

Tableau.III.58. Différent coefficient pour le calcul de la flèche du 2<sup>ème</sup> volée d'escalier RDC.

- La flèche due à l'ensemble des charges permanente : 'ρ<sub>gv</sub>' ; 'ρ<sub>gi</sub>'

La combinaison q=G .....pour 1m

**Paillasse** →  $q_1 = 8.29 \text{ KN/m}^2$

**Palier+Marche** →  $q_2 = 7.53 \text{ KN/m}^2$

$$q_{eq} = 8.06 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = 22.27 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 16.70 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 89.68 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.32$$

$$I_{fg} = -\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \mu} = 32559.02 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gi} = \frac{M_s l^2}{10E_i I_{fg}} = 3.52 \text{ mm}$$

$$I_{pv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + M\sigma_v} = 43587.21 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gv} = \frac{M l^2}{10E_v I_{pv}} = 7.82 \text{ mm}$$

- flèche due à G+Q 'ρ<sub>pi</sub>' :

$$Q = 8.06 + 2.5 = 10.56 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 29.16 \text{ KN.m}$$



$$M_{pi} = 0.85M_0 = 21.87 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_{pi}(d-y)}{I} = 117.45 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.42$$

$$I_{\rho p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu\sigma_I} = 28485.64 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i \times I_{\rho p}} = 5.27 \text{ mm}$$

➤ **Flèche instantané due à j :**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement

**Palliasse** →  $q_1 = 6.73 \text{ KN/m}$

**Palier + Marche** →  $q_2 = 6.125 \text{ KN/m}$

⇒ **Charge équivalent** :  $Q_{eq} = 4.72 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 13.04 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9.78 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 52.56 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0.08$$

$$I_{\rho i} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\sigma_i} = 46807.15 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{\rho i}} = 1.43 \text{ mm}$$

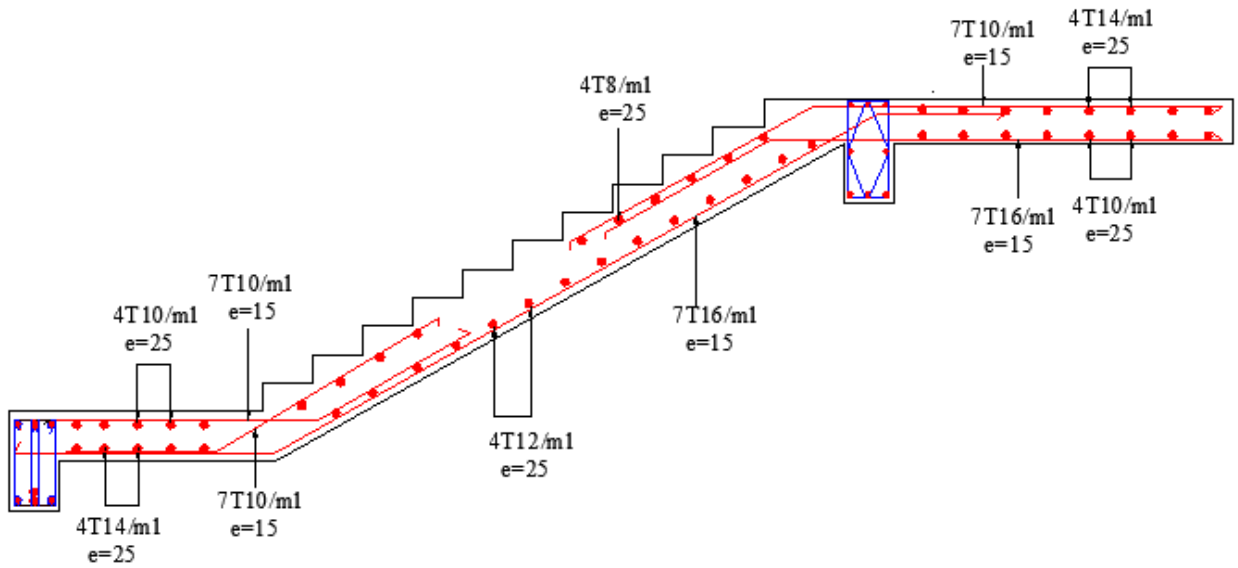
$$\Delta\rho_t = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

$$\Delta\rho_t = 8.13 \text{ mm}$$

$$\rho_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

$$\Delta\rho_t < \rho_{adm} \dots \dots \dots cv$$

**III-7-5-9/Schéma de ferrailage**

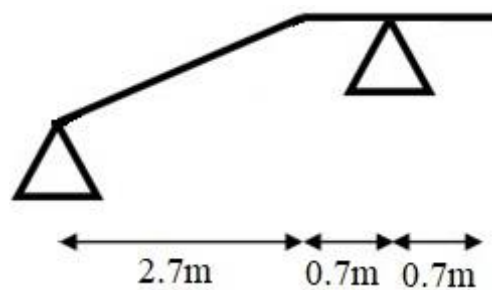


**Figure III.63. Ferrailage de l'escalier 1 du 2<sup>ème</sup> volée (RDC et 1<sup>er</sup> étage).**

**III-7-6/Calcul volée 1 et 3 de l'escalier (2):**

**III-7-6-1/Dimensionnement et charges:**

Charge permanente de la paillasse	G = 8.12 KN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation de la paillasse	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente de palier	G = 5.56 KN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation de palier	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>



**Figure.III.64. Représentation de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier (2).**

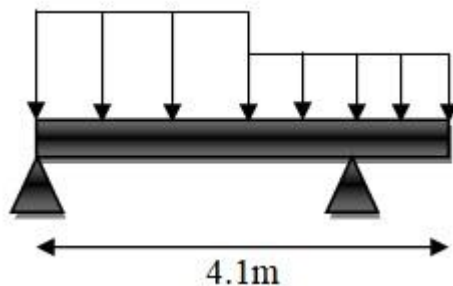


Figure. III.65. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier (2).

### III-7-6-2/Calcul des sollicitations :

$$q_{eq} = \frac{2.7 \times 8.12 + 1.4 \times 5.56}{4.1} = 7.25 \text{ KN/m.}$$

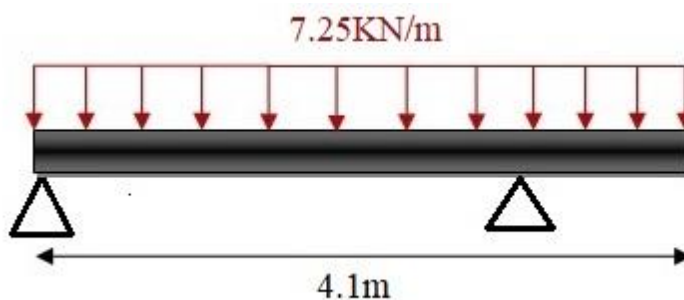


Figure. III.66. La charge équivalente de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier (2).

#### ➤ ELU:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5 = 13.54 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.54 \times 4.1^2}{8} = 28.45 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 1: } M_{a1} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 28.45 = 11.38 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 2: } M_{a2} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.54 \times 0.7^2}{8} = 0.83 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25 M_0 - \left( \frac{M_2}{2} + \frac{M_1}{2} \right) = 1.25 \times (28.45) - \frac{(0.83 + 11.38)}{2} = 29.45 \text{ KN.m}$$

#### ➤ ELS:

$$q_{ser} = G + Q = 7.25 + 2.5 = 9.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{9.75 \times 4.1^2}{8} = 20.49 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 1: } M_{a1} = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 20.49 = 8.20 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui 2: } M_{a2} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{9.75 \times 0.7^2}{8} = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur travée : } M_t = 1.25 M_0 - \left( \frac{M_2}{2} + \frac{M_1}{2} \right) = 1.25 \times (20.49) - \frac{(0.60 + 8.2)}{2} = 21.21 \text{ KN.m}$$

**III-7-6-3/Ferrailage**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section (b×h)=(100×15)cm<sup>2</sup>.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d(mm)	$f_{bu}$ (MPa)	Fe(MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	400	348

**Tableau.III.59. Différent coefficients de calcul de ferrailage du 1,3<sup>ème</sup> volée d'escalier (2).**

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	A <sub>min</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	135	11.38	0.043	0.056	13.20	1.65	2.48	4HA10=3.14
Travée	1000	135	29.45	0.113	0.151	12.68	1.65	6.67	4HA16=8.04

**Tableau.III.60. Résultats du calcul du ferrailage du 1,3<sup>ème</sup> volée d'escalier (2).**

➤ **Armatures de répartition :**

⇒ En appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

⇒ Sur travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33\text{cm.}$$

⇒ En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

**III-7-6-4/Vérifications de la condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,65 \text{ cm}^2$$

⇒ En appuis :  $A_{s_{min}} = 1.65 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur travée :  $A_{s_{min}} = 1.65 \text{ cm}^2 < A_s = 8.04 \text{ cm}^2 \dots$  (vérifiée)

**III-7-6-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \rightarrow \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13.54 \times 4.1}{2} = 27.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27.76 \times 10^3}{100 \times 153} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots (\text{vérifiée})$$

### III-7-6-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En appui</b>	0.056	1.39	0.445	CV
<b>En travée</b>	0.151	1.39	0.445	CV

**Tableau.III.61. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, du 1,3<sup>ème</sup> volée d'escalier (2).**

### III-7-6-7/Vérification de la flèche

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{340} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.044 \geq 0.062 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{340} \geq \frac{21.21}{10 \times 20.49} = 0.103 \rightarrow 0.044 \geq 0.103 \dots (\text{Non vérifiée})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{8.04}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0059 \leq 0.0105 \dots (\text{vérifiée}).$$

### III-7-6-8/La flèche totale

Est donnée selon BAEL 91 comme suit :

$$\Delta \rho = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

Avec :

↪  $\rho_{gv}$ :  $\rho_{gi}$ : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes

↪  $\rho_{ji}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

↪  $\rho_{pi}$  : Flèche dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par le moment considère.

↪ Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{500}$

**D'après le BAEL91 :**

$$f_i = \frac{M \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} \quad ; \quad f_v = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

➤ **La position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s) - 30(dA_s - d'A'_s) = 0$$

Avec  $A'=0$  ;  $A= 8.04 \text{ cm}$

$$y = 4.62 \text{ cm}$$

➤ **La position d'inertie de la section homogène Réduit :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A_s(d - y)^2] = 12796.85 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - V\right) + 15A_s(d - V)^2 = 33208.20 \text{ cm}^4$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d\right) / (b \cdot d + 15A_s) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{14.07}{100 \times 15.3} = 0.0059$$

$$\lambda_i = \frac{0.05F_{t28}}{5p} = 3.52$$

$$\lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.41$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{F_{c28}} ; E_v = 3700 * \sqrt[3]{F_{c28}}$$

y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	V(cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub> (MPa)	λ <sub>p</sub> (MPa)	E <sub>i</sub> (MPa)	E <sub>v</sub> (MPa)
4.62	12796.85	8.75	33208.19	0.0059	3.52	1.41	32164.2	10818.87

**Tableau. III.62. Différent coefficient pour le calcul de la flèche d'escalier 2 du 1,3<sup>ème</sup> volée.**

➤ **La flèche du a l'ensemble des charges permanente : 'ρ<sub>gv</sub>' ; 'ρ<sub>gi</sub>'**

La combinaison q=G .....pour 1m

**Paillasse** →  $q_1 = 8.12 \text{ KN/m}^2$

**Palier** →  $q_2 = 5.56 \text{ KN/m}^2$

$$q_{eq} = 7.59 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{7.59 \times 3.40^2}{8} = 10.96 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85M_0 = 8.22 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15M_s(d - y)}{I} = 85.59 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.112$$

$$I_{fg} = -\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_I \mu} = 26180.57 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gi} = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{\rho g}} = 1.13 \text{ mm}$$

$$I_{\rho v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + M \sigma_v} = 31541.96 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \rho_{gv} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{\rho v}} = 2.79 \text{ mm}$$

➤ **flèche due à G+Q 'ρ<sub>pi</sub>' :**

$$Q = 7.59 + 2.5 = 10.09 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 14.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi} = 0.85 M_0 = 10.94 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15 M_{pi} (d - y)}{I} = 113.74 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left\{ \frac{1.75 F_{t28}}{4 \rho G_s + F_{t28}} \right\} = 0.24$$

$$I_{\rho p} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \sigma_l} = 19941.84 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{Pi} = \frac{M l^2}{10 E_i \times I_{\rho p}} = 1.97 \text{ mm}$$

➤ **Flèche instantané due à j:**

J : charge permanente avant la mise en place du revêtement

$$\text{Palier} \rightarrow q_1 = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palliasse} \rightarrow q_2 = 6.56 \text{ KN/m}$$

⇒ **Charge équivalent :  $Q_{eq} = 5.98 \text{ KN/m}$**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 \times 14.50 = 6.48 \text{ KN.m}$$

$$G_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I} = 67.43 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho G_s + F_{t28}} \right] = 0.0084$$

$$I_{\rho i} = \frac{1.1I_0}{1 + \mu\sigma_i} = 35474.80 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{ji} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{\rho i}} = 0.66 \text{ mm}$$

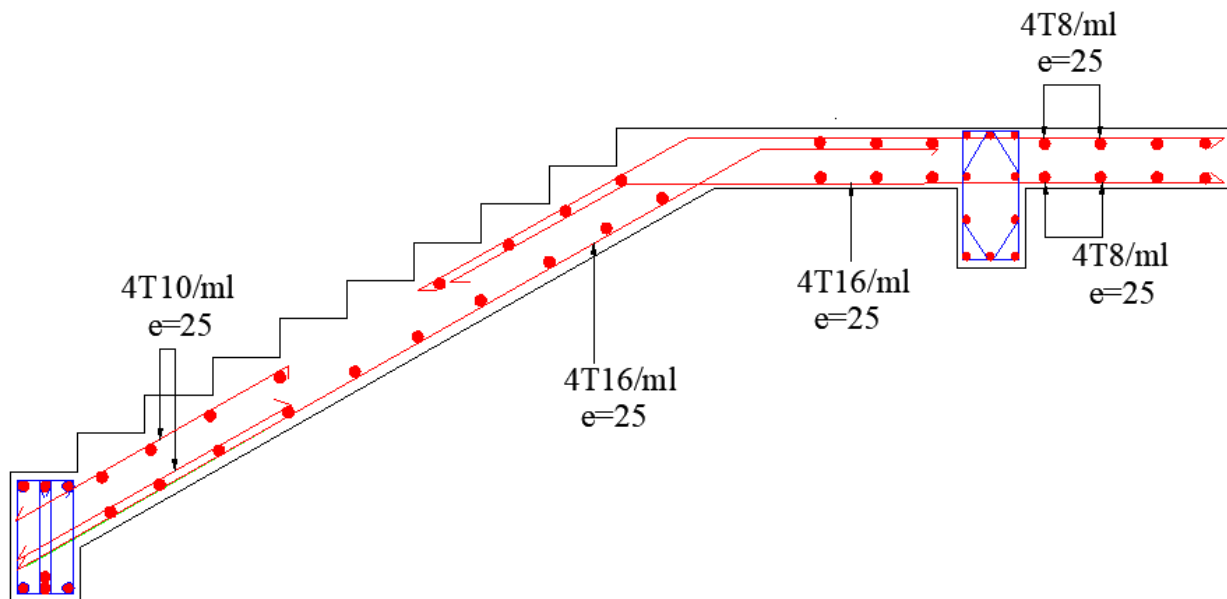
$$\Delta\rho_t = \rho_{gv} - \rho_{ji} + \rho_{pi} - \rho_{gi}$$

$$\Delta\rho_t = 2.97 \text{ mm}$$

$$\rho_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 6.8 \text{ mm}$$

$$\Delta\rho_t < \rho_{adm} \dots \dots \dots cv$$

**III-7-6-8/Schéma de ferrailage**



**Figure. III.67. Ferrailage de l'escalier 2 du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> volée**

**III-7-7/Calcul volée 2 (RDC et 1<sup>er</sup> étage) de l'escalier (2):**

**III-7-7-1/Dimensionnement et charges:**

Charge permanente de la paillasse	G = 8.61 KN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation de la paillasse	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente de palier	G = 5.56 KN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation de palier	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>



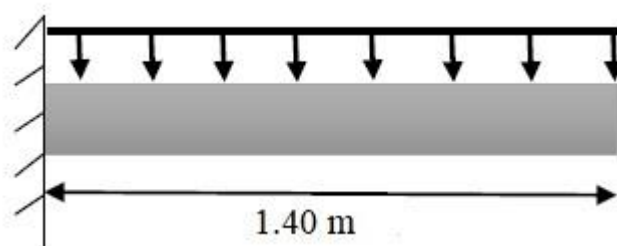


Figure.III.68. Représentation du 2<sup>ème</sup> volée, escalier 2.

### III-7-7-2/Calcul des sollicitations :

$$G_{eq} = G_{paillasse} = 8.61 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

➤ **ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.61 + 1.5 \times 2.5 = 15.37 \text{ kN/ml.}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{15.37 \times 1.4^2}{2} = 15.06 \text{ kN.m}$$

➤ **ELS :**

$$q_{ser} = G_{eq} + Q = 8.61 + 2,5 = 11,11 \text{ kN/ml.}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{11.11 \times 1.4^2}{2} = 10.89 \text{ kN.m}$$

### III-7-7-3/ Ferrailage de la paillasse console

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

$f_{c28}(\text{MPa})$	$\theta$	$f_{t28}(\text{MPa})$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	400	348

Tableau.III.63. Différents coefficients de calcul de ferrailage du 2<sup>ème</sup> volée, escalier 2.

On utilise les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	b(mm)	d(mm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A <sub>min</sub>	A <sub>s</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	1000	135	15.06	0.058	0.75	13.10	1.63	3.3	4HA12=4.52

**Tableau.III.64. Résultats du calcul du ferrailage escalier 2, 2<sup>ème</sup> volée.**

➤ **Armatures de répartition :**

⇒ En appuis :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$  on adopte : 4T8 = 2,01cm<sup>2</sup>

➤ **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 15; 33) = 33\text{cm}.$$

⇒ En travée :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

⇒ Sur appuis :  $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$  (vérifiée)

**III-7-7-4/Vérifications de la condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63\text{cm}^2$$

⇒ En appuis :  $A_{s_{min}} = 1.63\text{cm}^2 < A_s = 4.52\text{cm}^2 \dots$  (vérifiée)

**III-7-7-5/Vérifications de la contrainte tangentielle à l'ELU**

On vérifie la condition suivant :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right\} \rightarrow \min\{3.33 ; 5 \text{ Mpa}\} = 3.33\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \rightarrow T_u: \text{l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.}$$

$$T_u = q_u \times l = 15.37 \times 1.4 = 21.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.52 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.16\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$$
 (vérifiée)

**III-7-7-6/Vérifications des contraintes de béton à l'ELS**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	$\alpha$	$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
<b>En appui</b>	0.75	1.39	0.445	CV

**Tableau.III.65. Vérifications des contraintes de béton à l'ELS, escalier 2 (2<sup>ème</sup> volée).**

**III-7-7-7/Vérification de la flèche**

Il faut vérifier les trois conditions suivant:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.107 \geq 0.062 \dots (\text{vérifiée})$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{10M_u} \rightarrow \frac{15}{140} \geq \frac{15.06}{20 \times 15.06} = 0.05 \rightarrow 0.107 \geq 0.05 \dots (\text{vérifiée})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0033 \leq 0.0105 \dots (\text{vérifiée}).$$

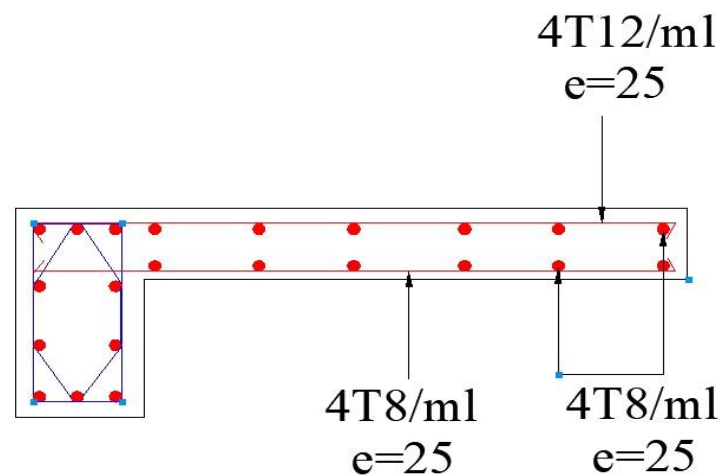
**III-7-7-8/Schéma de ferrailage**

Figure. III.69. Ferrailage de l'escalier 2 du 2<sup>ème</sup> volée.

**III-8/Etude de la poutre palière****III-8-1/Introduction :**

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

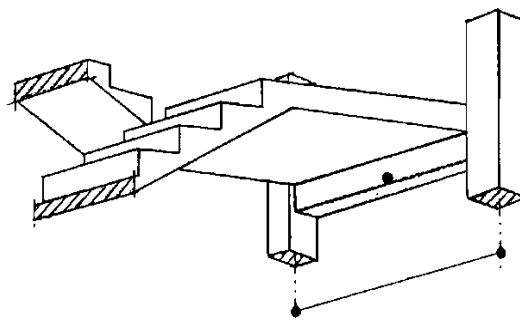


Figure III.70.Poutre palière

### III-8-2/Poutre brisée au niveau de l'escalier 2 (RDC et 1<sup>er</sup> étage)

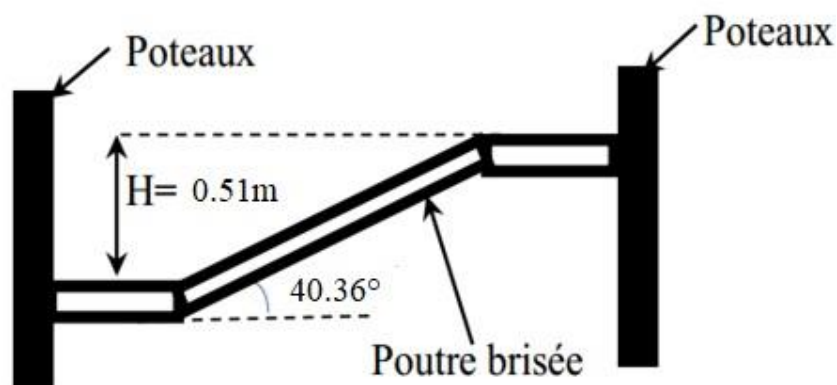


Figure. III.71. Vue en élévation de la poutre brisée

Dans chapitre précédent, On a choisi une section de la poutre palière ( $b \times h=30 \times 45$ )  $\text{cm}^2$ .

#### III-8-2-1/Calcul des sollicitations

Poids propre de la poutre horizontale :  $G_{PH} = 0.3 \times 0.45 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids propre de la poutre incliné :  $G_{PI} = 3.38 / \cos 40.36^\circ = 4.44 \text{ KN/m}$

Poids propre de la paillasse :  $R1 = q_{ser} \times l = 8.61 \times 0.6 = 5.17 \text{ KN/m}$

Poids propre du palier (gauche):  $R2 = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{5.56 \times 1.7}{2} = 4.73 \text{ KN/m}$

Poids propre du palier (droite):  $R3 = \frac{q_{ser} \times l}{2} = \frac{5.56 \times 1.7}{2} = 4.73 \text{ KN/m}$

$$R_{eq} = \frac{5.17 \times 0.6 + (4.73) \times 1.7 \times 2}{4.9} = 3.92 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

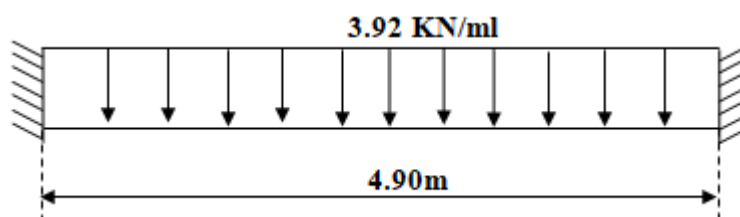


Figure. III.72. La charge équivalente sur la poutre brisée

➤ ELU :

$$q_{tot} = 1.35(G_{PH} + G_{PI}) + R_{eq} = 12.95 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.95 \times 4.9^2}{8} = 38.87 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 33.04 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 M_0 = 15.55 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS :**

$$q_{sertot} = (G_{PH} + G_{PI}) + Req = 10.61 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{10.61 \times 4.9}{8} = 31.84 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 27.06 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 M_0 = 12.74 \text{ KN/m}$$

**III-8-2-2/Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad A_{smin} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$$

$$H = 45 \text{ cm } b = 30 \text{ cm } d = 0.9h = 40.5 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	B (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté
Travée	30	40.5	33.04	0.047	0.061	39.52	1.47	2.4	3HA12 =3.39
Appui	30	40.5	15.55	0.022	0.028	40.04	1.47	1.12	3HA10 =2.36

**Tableau.III.66. Résultats du calcul de la poutre brisée.**

**III-8-2-3/Vérification a l E.L.U:**➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \leq A_s$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } 1.47 < 3.39 \dots \dots \dots cv$$

$$\Rightarrow \text{Sur appui : } 1.47 < 2.36 \dots \dots \dots cv$$

➤ **Vérification de la contraint tangentielle :**

$$\text{On vérifie la condition suivante : } \tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau}_l = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} \rightarrow \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_l = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPA} \} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad V_u: \text{L'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$$V_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{12.95 \times 4.9}{2} = 31.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.73 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.26 \text{ MPA} \rightarrow \tau_u = 0.26 \text{ MPA} < \bar{\tau}_l = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

$$s_t \leq \min \{ 0.9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36.45; 40 \} = 36.45 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 36.45 \text{ cm} \rightarrow s_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.40 \text{ Mpa} \right\} = 0.40 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0.4 \frac{b \times s_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{300 \times 300}{400} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \Rightarrow \mathbf{2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2}$$

**III-8-2-4/Vérification a l E.L.S:**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.04}{27.06} = 1.22$$

$$\left( \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.36$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } \alpha = 0.061 < 0.36 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\Rightarrow \text{Sur appui : } \alpha = 0.028 < 0.36 \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**III-8-2-5/Vérification de flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{490} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.091 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.091 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 40.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0027 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV.$$

### III-8-2-6/Calcul des armatures longitudinales :

➤ **Calcul du moment dus a la torsion :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.95 \times 4.9}{2} = 31.73 \text{ KN}$$

$$M_a = 0.1 \times v_u \times \frac{l}{2} = 0.1 \times 31.73 \times \frac{4.9}{2} = 7.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{7.77 \times 4.9}{2} = 19.04 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l aire de la section efficace''  $\Omega$ '' :**

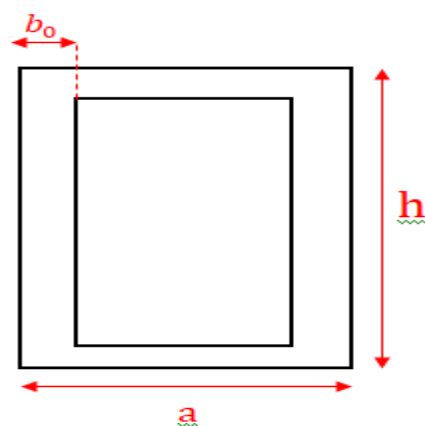
$\Omega$ : aire du contour a mi épaisseur des parois

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

avec :

$$\begin{cases} a = \min(b; h) = 30 \\ b_0 = \frac{a}{6} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (45 - 5) = 1000 \text{ cm}^2$$



➤ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{19.04 \times 10^6}{2 \times 50 \times 100000} = 1.9 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraint tangentielle total :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 < \bar{\tau}^2$

$$1.9^2 + 0.26^2 \leq 3.33^2 \rightarrow 3.68 \leq 11.08 \dots \dots \dots cv$$

### III-8-2-7/Calcul des armatures :

D après le B.A.E.L 91:  $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

$A_s^{tor}$ : armatures longitudinal de torsion

$\Omega$ : section efficace

$u$  : périmetre de la section efficace

$$u = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = [(30 - 5) + (45 - 5)] \times 2 = 130 \text{ cm} = 1.3 \text{ m}$$

$$A_s^{tor} = \frac{19.04 \times 10^6 \times 1300}{2 \times 100000 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

➤ **Les aciers longitudinaux :**

$$\text{Sur travée : } 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur appui : } 3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{tor} = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

D après B.A.E.L 91 on :

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{45.2}{50 \times 1300} \times 400 =$$

$$0.28 > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{19.04 \times 10^6}{2 \times 100000 \times 348} = 0.27 \text{ mm}$$

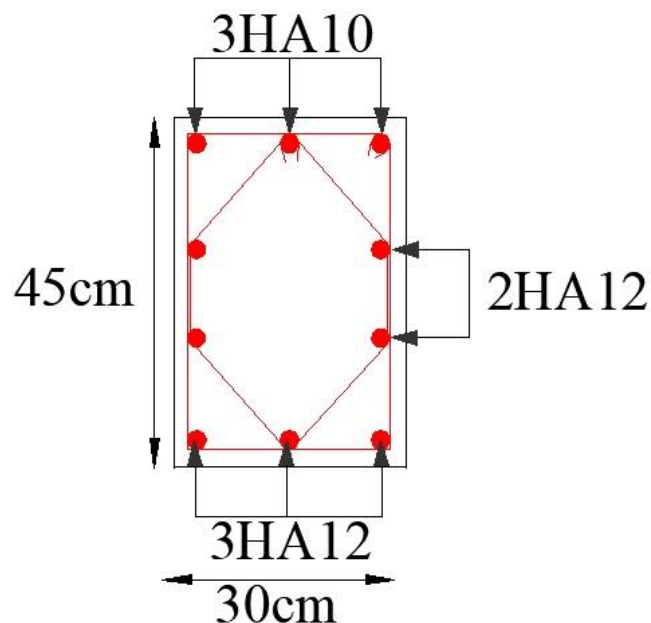
$$s_t \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36.45 ; 40\} = 30.45 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 30.45 \text{ cm} \rightarrow s_t = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.27 \rightarrow A_t = 0.0068 \times 300 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2 \text{ HA } 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

**III-8-2-8/Schéma de ferrailage**



**Figure.III.73:Ferrailage de poutre brisée (escalier 2)**



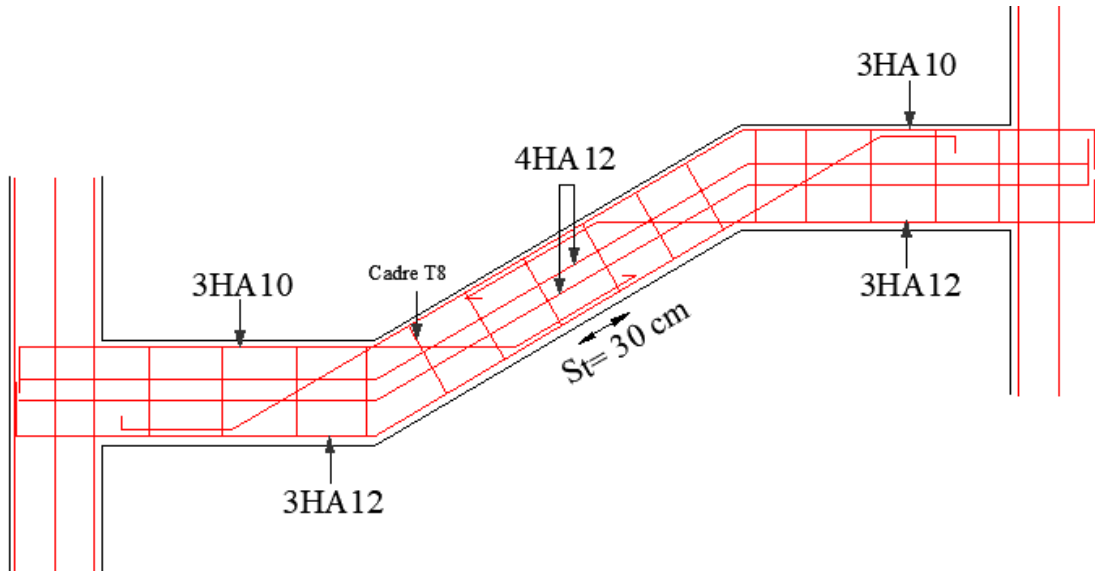


Figure. III.74. Ferrailage de la poutre brisée (escalier 2)

### III-8-3/Poutre palière au niveau de l'escalier 1 (les étages)

Dans chapitre précédent, On a choisi une section de la poutre palière ( $b \times h=30 \times 40$ )  $\text{cm}^2$ .

#### III-8-3-1/Calcul des sollicitations

##### ➤ ELU

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

Poids propre de la paillasse :  $R1 = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.68 \times 1.4}{2} = 6.08 \text{ KN/m}$

Poids propre de palier :  $R2 = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.56 \times 1.4}{2} = 3.89 \text{ KN/m}$

$$R_{\text{eq}} = \frac{6.08 \times 1.4 + 3.89 \times 1.4}{4.15} = 3.36 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

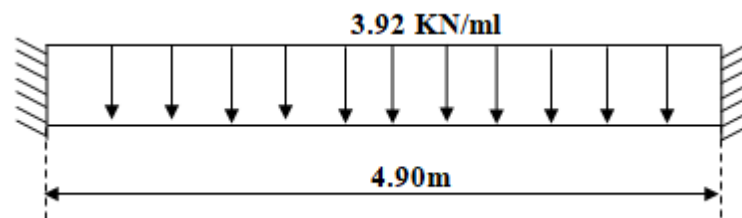


Figure. III.75. La charge équivalente sur la poutre palière.

$$q_{u_{\text{tot}}} = 1.35G_p + R = (1.35 \times 3) + 3.36 = 7.41 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.41 \times 4.15^2}{8} = 15.95 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 13.56 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 M_0 = 6.38 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS**

$$q_{ser\ tot} = G_p + R = 3 + 3.36 = 6.36 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{6.36 \times 4.15^2}{8} = 13.69 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 11.69 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment sur appui : } M_a = 0.4 M_0 = 5.48 \text{ KN/m}$$

**III-8-3-2/Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad A_{s\ min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$H = 30 \text{ cm } b = 30 \text{ cm } d = 0.9h = 27 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	B (cm)	d (cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté
Travée	30	36	13.56	0.024	0.031	35.55	1.30	1.10	3HA10 =2.36
Appui	30	36	6.38	0.012	0.015	35.79	1.30	0.51	3HA10 =2.36

**Tableau. III.67. Résultats du calcul de poutre palière**

**III-8-3-3/Vérification a l E.L.U:**➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\ min} \leq A_s$$

$$\Rightarrow \text{En travée : } 1.30 > 1.10 \dots \dots \dots \text{env}$$

$$\Rightarrow \text{Sur appui : } 1.30 > 0.51 \dots \dots \dots \text{env}$$

➤ **Vérification de la contraint tangentielle :**

$$\text{On vérifie la condition suivante : } \tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau}_l = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} \rightarrow \text{fissuration non préjudiciable .}$$

$$\bar{\tau}_l = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPA} \} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad V_u: \text{L'effort tranchant maximal sur appui.}$$

$$V_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{7.41 \times 4.15}{2} = 15.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.38 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.14 \text{ MPA} \rightarrow \tau_u = 0.14 \text{ MPA} < \bar{\tau}_l = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

$$s_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 32.4 ; 40 \} = 32.4 \text{ cm}$$

$$s_t \leq 32.4 \text{ cm} \rightarrow s_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.40 \text{ Mpa} \right\} = 0.40 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0.4 \frac{b \times s_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{300 \times 300}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.90 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$$

**III-8-3-4/Vérification à l'E.L.S:**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \left( \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.56}{11.69} = 1.16$$

$$\left( \frac{1.16 - 1}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0.33$$

⇒ **En travée :**  $\alpha = 0.031 < 0.33 \dots \dots \dots \text{cv}$

⇒ **Sur appui :**  $\alpha = 0.015 < 0.33 \dots \dots \dots \text{cv}$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

**III-8-3-5/Vérification de flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{415} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.096 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{415} \rightarrow 0.096 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{\rho_e} \rightarrow \frac{2.36}{40 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0016 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV.$$

**III-8-3-6/Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Calcul du moment dus a la torsion :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{7.41 \times 4.15}{2} = 15.38 \text{ KN}$$

$$M_a = 0.1 \times v_u \times \frac{l}{2} = 0.1 \times 15.38 \times \frac{4.15}{2} = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{3.19 \times 4.15}{2} = 6.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l aire de la section efficace" Ω":**

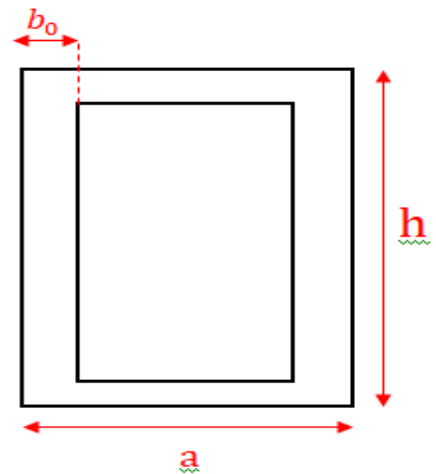
Ω: aire du contour a mi épaisseur des parois

$$\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$$

avec :

$$\begin{cases} a = \min (b; h) = 30 \\ b_0 = \frac{a}{6} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$



➤ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{6.62 \times 10^6}{2 \times 50 \times 87500} = 0.76 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification des contraint tangentielle total :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 < \bar{\tau}^2$

$$0.76^2 + 0.14^2 \leq 3.33^2 \rightarrow 0.60 \leq 11.08 \dots \dots \dots CV$$

**III-8-3-7/Calcul des armatures :**

D après le B.A.E.L 91:  $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

$A_s^{tor}$ : armatures longitudinal de torsion

Ω: section efficace

u : périmetre de la section efficace

$$u = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = [(40 - 5) + (30 - 5)] \times 2 = 120 \text{ cm} = 1.2 \text{ m}$$

$$A_s^{tor} = \frac{6.62 \times 10^6 \times 1200}{2 \times 87500 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2.$$

➤ **Les aciers longitudinaux :**

⇒ Sur travée : 3 HA 10 = 2.36 cm<sup>2</sup>

⇒ Sur appui : 3 HA 10 = 2.36 cm<sup>2</sup>

$$A_s^{tor} = 2HA10 = 1.57cm^2$$

➤ Pourcentage minimal :

D après B.A.E.L 91 on :

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 MPa \rightarrow \frac{1.57}{5 \times 120} \times 400 = 0.52 > 0.4 MPa \dots \dots cv$$

➤ Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{6.62 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 348} = 0.108mm = 1.08cm$$

$$s_t \leq \min\{0.9d ; 40 cm \} = \min\{35.1 ; 40\} = 35.1 cm$$

$$s_t \leq 35.1 cm \rightarrow s_t = 30 cm$$

$$\frac{A_t}{s_t} = 0.0068 \rightarrow A_t = 0.108 \times 300 = 0.32 cm^2$$

On adopte : 2 HA8 = 1.01cm<sup>2</sup>

III-8-3-8/Schéma de ferrailage :

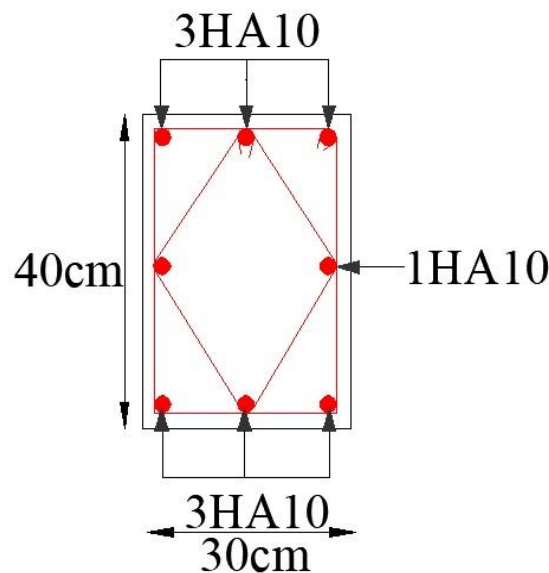
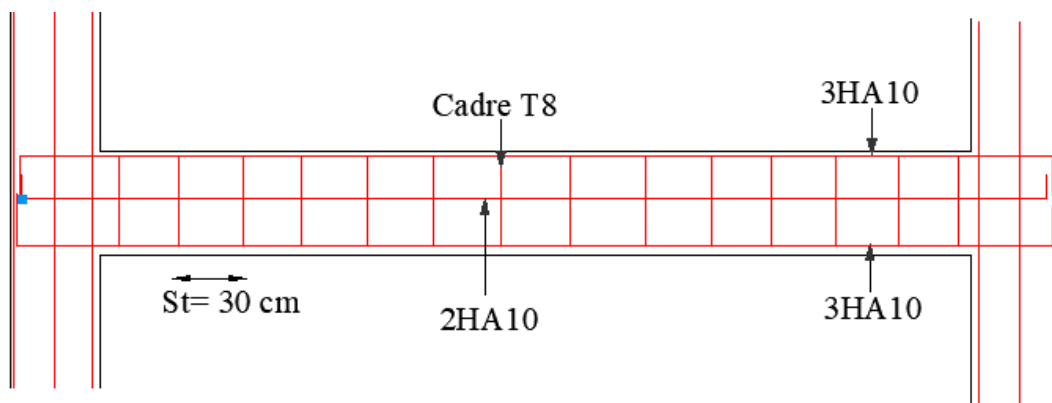


Figure.III.76.Ferrailage de poutre palière (escalier 1).



**Figure. III.77. Ferrailage de la poutre palière (escalier 1).**

**IV-1/ Introduction :**

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

La région, le site, l'altitude, et les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**.

Le bâtiment sera modélisé par une console encadrée dans le sol et soumis à une pression due au vent réparti sur la hauteur.

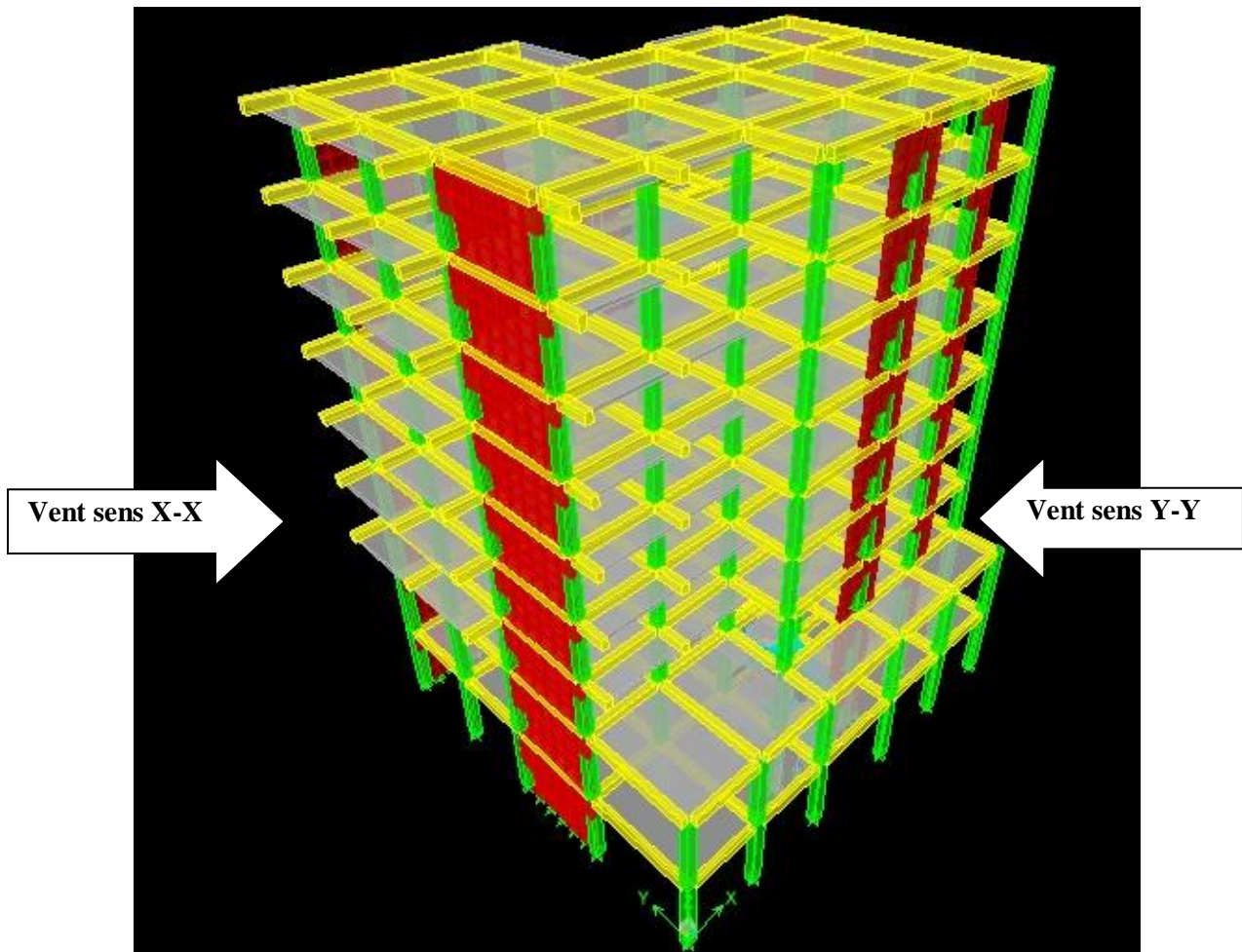


Figure IV.1 Action du vent

**IV-1-1/ Application de RNV 99 :****IV-1-2/ La vérification d la stabilité d'ensemble :**

Le **RNV99** imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** d'après **RNV99 (art 1.1.3 page 38)**

L'application de **RNV99** exige les étapes suivantes :

**IV-1-2-1/ Détermination de coefficient dynamique  $C_d$  :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

**➤ Valeur de  $C_d$  :**

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (**3.1page 51**), pour :

**a. Sens x :**

- $h = 37.83 \text{ m} \rightarrow$  Après l'interpolation :  $C_d = 0.94 < 1.2$
- $b = 20.95 \text{ m}$

**b. Sens y :**

- $h = 37.83 \text{ m} \rightarrow$  Après l'interpolation :  $C_d = 0.94 < 1.2$
- $b = 19.20 \text{ m}$

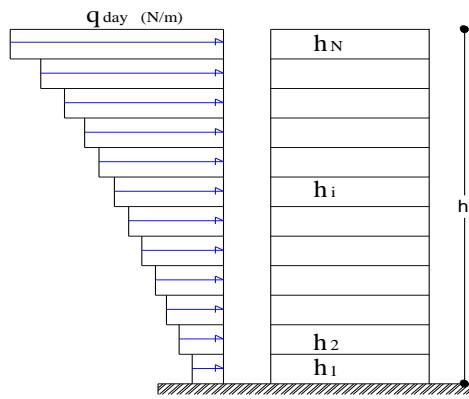
$C_d$  Dans les deux directions est inférieur à **1.2**, Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

**IV-2-2/ Détermination de la pression dynamique de vent  $q_{dyn}$  :**

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des **RNV99**.

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage, avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction.





**Figure IV.2 Répartition de la pression dynamique**

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée Par la **RNV99** (formule 2.12 page 45)  $\rightarrow Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$

Avec :

- $Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .
- $q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le **RNV99** (tab 2.3 page 46) en fonction de la zone de vent.

**IV-1-2-3/ Détermination de coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ;  $C_e(z)$  est donnée Par la **RNV99 (for 2.13 page 46)**.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

Avec :

- $C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent, sa valeur est donnée par **RNV99 (tab 2.5 page 48)**.

**site plat  $\rightarrow C_T(z_{eq}) = 1$**

- $K_T$  : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99** (tableau 2.4 page 47).
- $C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent, sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{min} < z < 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z \leq z_{min}$$

Avec :

- $Z_0$  : paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : hauteur minimale.

Sa valeur ( $Z_0$ ,  $Z_{min}$ ) est donnée par **RNV99 (tab 2.4 page 47)**.

Catégorie de terrain	$K_T$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)
IV	0.24	1	16

**Tableau .IV.1. Définition des catégories de terrain**

**IV-1-2-4/ Détermination des coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$ :**

	$Z(j)$	$C_r$	$C_t$	$C_e$	$Q_{réf}$	$Q_{dyn}$
<b>RDC</b>	1.96	0.665	1	1,559425	375	584.784375
<b>1<sup>er</sup></b>	5.87	0.665	1	1,559425	375	584.784375
<b>2<sup>eme</sup></b>	9.35	0.665	1	1,559425	375	584.784375
<b>3<sup>eme</sup></b>	12.41	0.665	1	1,559425	375	584.784375
<b>4<sup>eme</sup></b>	15.47	0.665	1	1,559425	375	584.784375
<b>5<sup>eme</sup></b>	18.53	0.70	1	1.666	375	624.750
<b>6<sup>eme</sup></b>	21.59	0.74	1	1.7908	375	671.550
<b>7<sup>eme</sup></b>	24.65	0.77	1	1.8865	375	707.4375
<b>8<sup>eme</sup></b>	27.71	0.80	1	1.984	375	744

**Tableau IV.2. Valeurs de  $C_r$  et  $C_e$  et de  $Q_{dyn}$  Selon la hauteur  $Z$**

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée est donnée par **RNV99 (for 5.1 page 64)**.

- $C_{pe} = C_{pe1}$  Si  $S \leq 1 \text{ m}^2$ .
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) * \log_{10}(S)$ . Si  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$ .
- $C_{pe} = C_{pe10}$  Si  $S \geq 10 \text{ m}^2$ .

Avec :

- $S (\text{m}^2)$ : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

➤ **Parois verticales :**

D'après RNV99 (fig5.1 page 64) il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

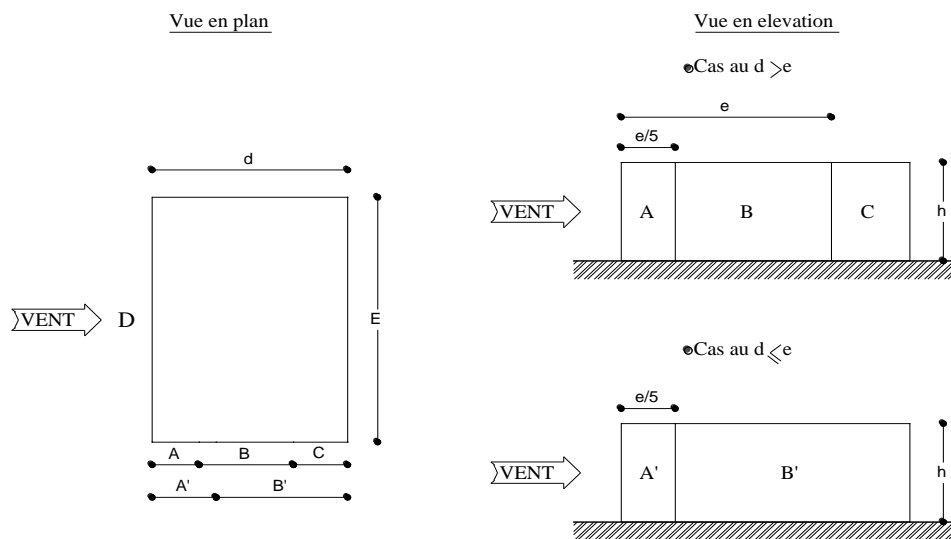


Figure IV.3 légendes pour les parois verticales

**a. Sens transversal (X-X) :**

- $e = \text{Min}[b, 2h]$ .
- $h = 29.67 \text{ m}$      $d = 20.95 \text{ m}$      $b = 19.20 \text{ m}$

Donc :  $\rightarrow e = b = 19.2 \text{ m}$ .

Avec :

- **b** : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- **h** : La hauteur totale de la construction.
- **d** : est la dimension parallèle à la direction du vent.

On a  $d \leq e$  donc :

La surface de la paroi considérée est :  $S = b \times h = 19.2 \times 40.3 = 773.76 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$

- Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	-0.50	+0.8

Tableau IV.3. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X)

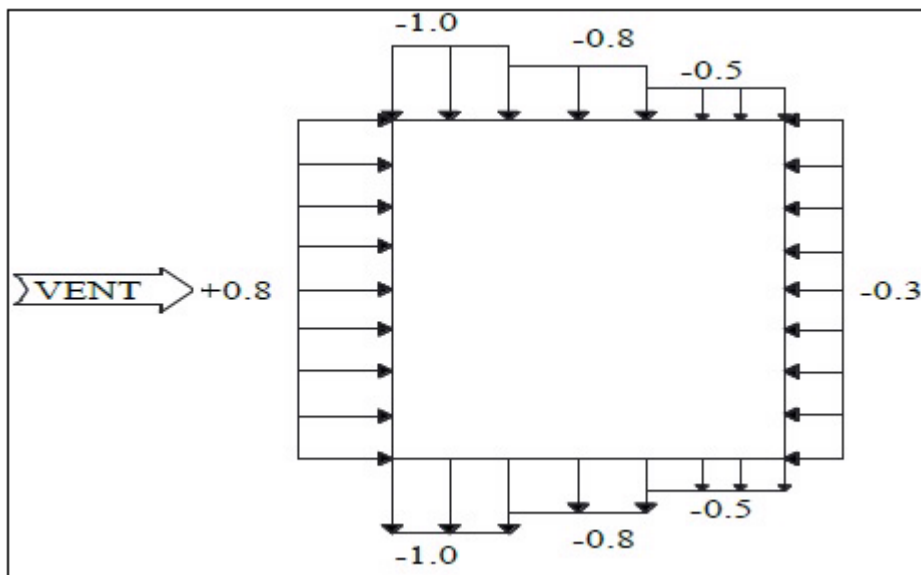


Figure IV.4 La répartition du vent sur les parois verticales Sens X-X

b. Sens longitudinal(Y-Y) :

- $e = \text{Min}[b, 2h]$ .
- $h = 29.67 \text{ m}$   $d = 19.20 \text{ m}$   $b = 20.95 \text{ m}$

Donc :  $\rightarrow e = b = 20.95 \text{ m}$ .

On a :  $d \leq e \rightarrow$  donc :

La surface de la paroi considérée est :  $S=b \times h=20.95 \times 29.67=621.587 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$

A'	B'	D	E
$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$	$C_{pe}$
-1.00	-0.80	+0.8	-0.3

Tableau IV.4. Coefficients de pression extérieure des parois verticales(Y-Y)

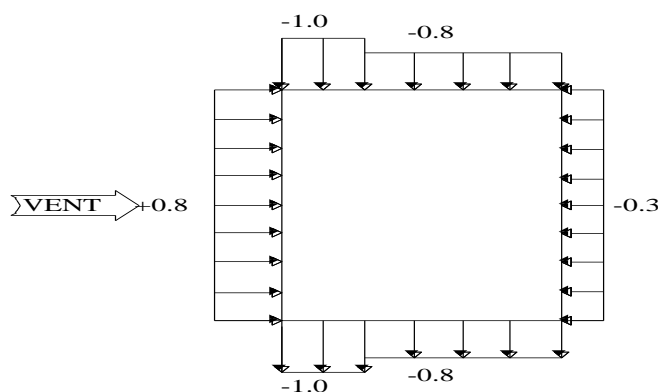
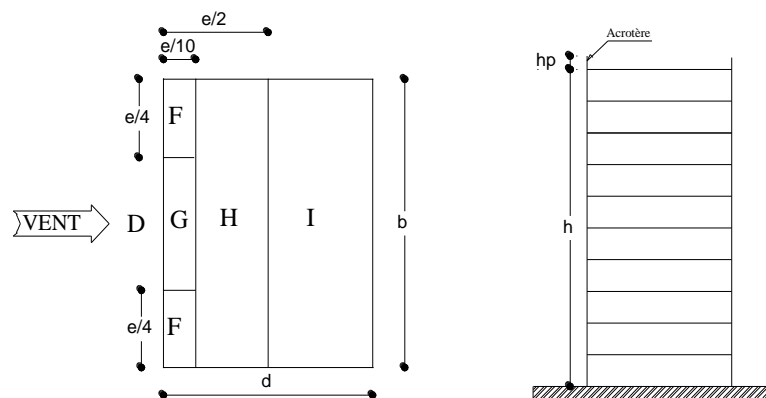


Figure IV.5. La répartition du vent sur les parois verticales Sens Y-Y

➤ **Toitures plates :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après (RNV99 page65).



**Figure IV.6. Légende pour les toitures plates.**

Donc d'après RNV99 (tableau 5.2 page 66), les valeurs de coefficient de pression extérieur sont représentées dans le tableau suivant :

	F		G		H		I	
	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$	$C_{pe10}$	$C_{pe1}$
$h_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	
$h_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	
$h_p/h = 0.10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	$\pm 0.2$	

**Tableau IV.5. Coefficients de pression extérieur de la terrasse**

Dans notre cas :  $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{29.67} = 0.02$

- $h_p$  : la hauteur de l'acrotère.

**a. Sens (X-X) :**

- $e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 31.8 \text{ m}$

Avec :

- $b$  : dimension du côté perpendiculaire au vent.
- $h$  : la hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

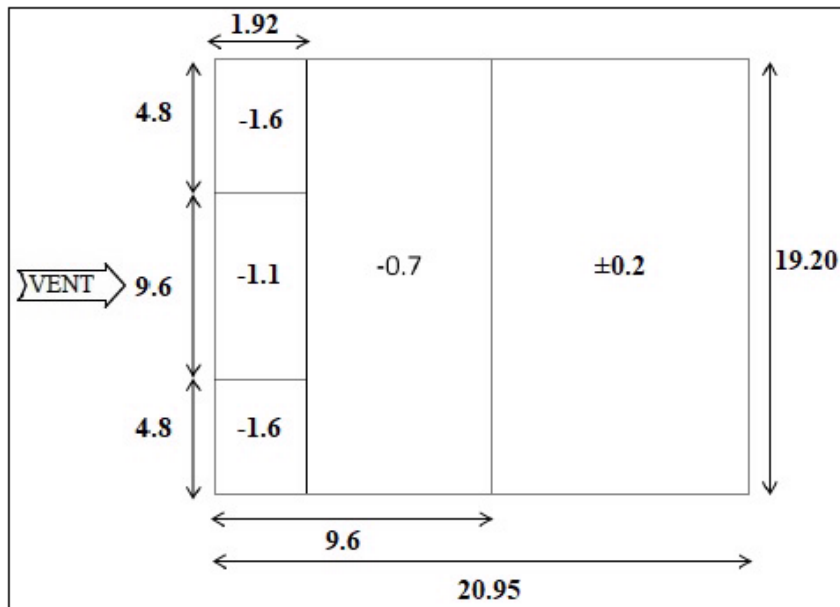


Figure IV.7. La distribution de Cpe sur la toiture sens X-X

**b. Sens (Y-Y) :**

- $e = \min[b; 2h] \rightarrow e = 20.95 \text{ m}$

Avec :

- $b$  : dimension du côté perpendiculaire au vent.
- $h$  : la hauteur totale.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

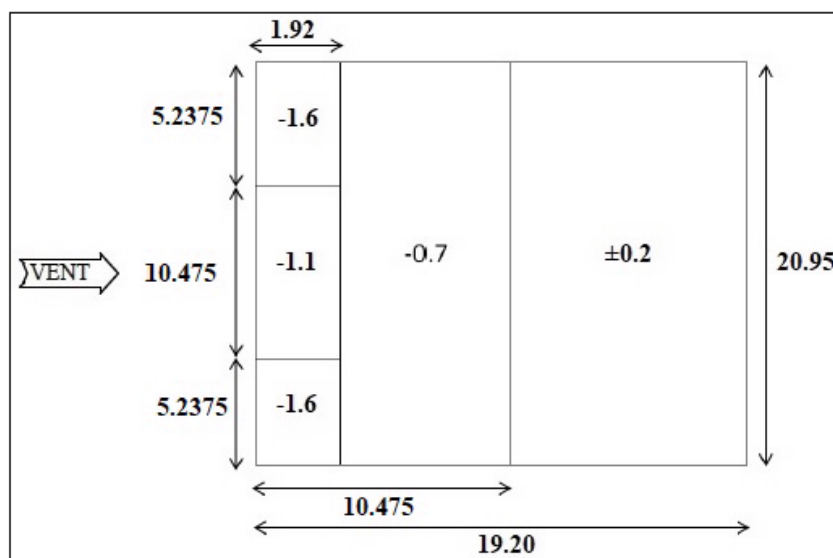


Figure IV.8. La distribution de Cpe sur la toiture sens Y-Y

**IV-1-2-5/ Détermination du coefficient de pression nette  $C_p$  :**

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

- $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

**IV-1-2-5-1/ Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

D'après **RNV99 (art 2.2.2page79)** Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures et :  $C_{pi} = 0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$ .

**Sens X-X :**

**1. Pour :  $C_{pi} = 0.8$ .**

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A	0.8	-1.0	-1.8
B	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	$\pm 0.2$	-0.6 ou -1

**Tableau IV.6. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$  Sens X-X**

**2. Pour :  $C_{pi} = -0.5$** 

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A	-0.5	-1.0	-0.5
B	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	$\pm 0.2$	+0.7 ou +0.3

**Tableau IV.7. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$  Sens X-X**

Sens Y-Y :

1. Pour :  $C_{pi} = 0.8$ .

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A'	0.8	-1.0	-1.8
B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	$\pm 0.2$	-0.6 ou -1

Tableau IV.8. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$  Sens Y-Y

2. Pour :  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_{pi}$	$C_{pe} = C_{pe10}$	$C_p$
A	-0.5	-1.0	-0.5
B	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	+1.3
E	-0.5	-0.3	+0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	$\pm 0.2$	+0.7 ou +0.3

Tableau IV.9. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$  Sens Y-Y

IV-1-2-6/ Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  et donnée par **RNV99 (2.1 page40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j).$$

Avec :

- $C_d$  : Coefficient dynamique de la construction.
- $W$  : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ , en  $\frac{N}{m^2}$ .
- $W_j$ : est obtenu à l'aide de la formule suivante :



$$W_j = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple :  $z_j = 27.71 \text{ m}$  ;  $q_{\text{dyn}} = 744 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

**a. Sens transversal (X-X) :**

- Pour  $C_{pi} = 0.8$

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(\text{N/m}^2)$	$q_j(\text{N/m}^2)$
A	0.94	-1.8	-1339.2	-1258.85
B	0.94	-1.6	-1190.4	-1118.98
C	0.94	-1.3	-967.2	-909.17
D	0.94	0	0	0

**Tableau IV.10. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  Sens X-X**

- Pour  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(\text{N/m}^2)$	$q_j(\text{N/m}^2)$
A	0.94	-0.5	-372	-349.68
B	0.94	-0.3	-223.2	-209.81
C	0.94	0	0	0
D	0.94	+1.3	967.2	909.17

**Tableau IV.11. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=-0.5$  Sens X-X**

**b. Sens longitudinal (Y-Y) :**

- Pour  $C_{pi} = 0.8$

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(\text{N/m}^2)$	$q_j(\text{N/m}^2)$
A'	0.94	-1.8	-1339.2	-1258.85
B'	0.94	-1.6	-1190.4	-1118.98
C	0.94	-1.3	-967.2	-909.17
D	0.94	0	0	0
E	0.94	-1.1	-818.4	-769.30

**Tableau IV.12. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  Sens Y-Y**

- Pour  $C_{pi} = -0.5$

ZONE	$C_d$	$C_p$	$W_j(N/m^2)$	$q_j(N/m^2)$
A'	0.94	-0.5	-372	-349.68
B'	0.94	-0.3	-223.2	-209.81
C	0.94	0	0	0
D	0.94	+1.3	967.2	909.17
E	0.94	+0.2	148.8	139.87

**Tableau IV.13. Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=-0.5$  Sens Y-Y**

#### IV-1-2-7/ Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie **I**, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement  $f_{fr}$  est donnée par **RNV99 (formule 2.8 page 42)** :

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}).$$

Avec :

- $j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- $Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément  $j$ .
- $S_{fr,j}$  : aire de l'élément de surface  $j$ .
- $C_{fr,j}$  : coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ .

D'après **RNV99 (l'artc1.4.2 page 41)**. Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport :  $\frac{d}{b} \geq 3$ , et  $\frac{d}{h} \geq 3$  soit vérifié.

Avec :

- $b$  : la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent
- $h$  : la hauteur de la construction,
- $d$  : la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

**a. Sens longitudinal (X-X) :**

- $b = 19.20 \text{ m}$  ;  $d = 20.95 \text{ m}$  ;  $h = 29.67 \text{ m}$ .
- $\frac{d}{b} = \frac{20.95}{19.20} = 1.09 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$
- $\frac{d}{h} = \frac{20.95}{29.67} = 0.71 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$

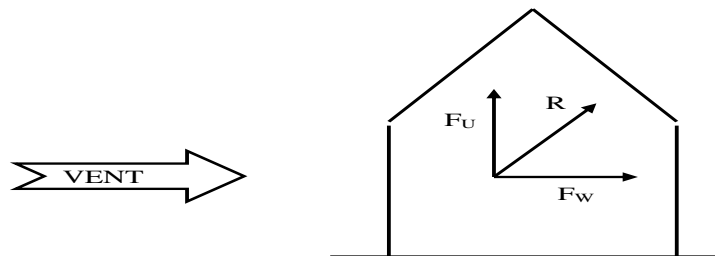
**b. Sens transversal longitudinal (Y-Y) :**

- $b = 20.95 \text{ m}$  ;  $d = 19.20 \text{ m}$  ;  $h = 29.67 \text{ m}$ .
- $\frac{d}{b} = \frac{19.20}{20.95} = 0.92 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$
- $\frac{d}{h} = \frac{19.20}{29.67} = 0.65 < 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$

La force de frottement est négligeable.

**IV-1-2-8/ Détermination de la force résultante  $f_{frj}$  :**

La force résultante **R** se décompose en deux forces : Horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**Figure IV.9. Force résultante R**

- $F_w$ : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- $F_U$ : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum(\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_i) + \sum \mathbf{f}_{rj}$$

- $\Sigma$  : La Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

- $q_j$  : Pression du vent exercé sur l'élément de surface  $j$ .
- $S_j$ : Aire de l'élément de surface  $j$ .
- $f_{rj}$ : Forces de frottement.  $\rightarrow$  Notre cas :  $\sum f_{rj} = 0$ .

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

	Z(j)	Zone	$S_{x,y}$	$Q_{dyn}$	$q_{jx,y}$	$R_{x,y}$
			(m <sup>2</sup> )	N/m <sup>2</sup>	N/m <sup>2</sup>	N
<b>RDC</b>	1.96	-1.1	75.07	81.91	584.784375	-604.667
1 <sup>er</sup>	5.87	-1.1	75.07	81.91	584.784375	-604.667
2 <sup>eme</sup>	9.35	-1.1	58.75	64.11	584.784375	-604.667
3 <sup>eme</sup>	12.41	-1.1	58.75	64.11	584.784375	-604.667
4 <sup>eme</sup>	15.47	-1.1	58.75	64.11	584.784375	-604.667
5 <sup>eme</sup>	18.53	-1.1	58.75	64.11	624.75	-645.992
6 <sup>eme</sup>	21.59	-1.1	58.75	64.11	671.55	-694.383
7 <sup>eme</sup>	24.65	-1.1	58.75	64.11	707.4375	-731.490
8 <sup>eme</sup>	27.71	-1.1	58.75	64.11	744	-769.296
TOTALE						

**Tableau IV.14. Force résultante suivant sens x-x et y-y**

#### IV-2/ Conclusion :

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme (dans le chapitre V), on remarque que celles-ci sont plus importantes. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.

**V-1/ Introduction**

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle, accumulée dans les Roches, par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques, qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol, ces mouvements du sol affectant les ouvrages par déplacement de leurs appuis et effets plus ou moins amplifiés dans la structure, Le niveau d'amplification dépend Essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol, ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

**V-2/ Objectifs de l'étude dynamique**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✓ Respect de la réglementation parasismique.
- ✓ Conception architecturale parasismique.
- ✓ Mise en œuvre soigné.

**V-3/ Choix de la méthode de calcul**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélélogramme

**V-3-1/ Présentation de méthode statique équivalente**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

**V-3-2/ Présentation de la méthode modale spectrale**

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

- ✓ La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- ✓ L'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ✓ L'établissement d'une bonne modélisation.
- ✓ Le choix judicieux des modes à retenir.
- ✓ La connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

### **V-3-3/ Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme**

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié

### **V-3-4/ Choix de la méthode de calcul pour notre structure**

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier.

Notre bloc est de hauteur 37.23 m en zone II, donc la méthode statique équivalente ne peut pas être utilisé (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA «  $H < 65 \text{ m}$  »).

## **V-4/ Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003**

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

### **V-4-1/ La classification des zones sismiques** : selon le RPA on a 4 zones sismiques

- ✓ Zone O : sismicité négligeable
- ✓ Zone I : sismicité faible
- ✓ Zone II : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevée

### **V-4-2/ La classification des sites**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✓ Catégorie S1 : site rocheux
- ✓ Catégorie S2 : site ferme

- ✓ Catégorie S3 : site meuble
- ✓ Catégorie S4 : site très meuble

#### V-4-3/ Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- ✓ Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- ✓ Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- ✓ Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- ✓ Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	II.a	II.b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau.V.1. : Coefficient d'accélération de zone A.**

#### V-4-4/ La classification du système de contreventement

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	<b>Béton armé</b>	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

**Tableau.V.2. Classification de la structure selon le système de contreventement**

#### V-4-5/ Régularité

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

#### V-4-5-1/ Régularité en plan

- $\frac{l_x}{L_x} = \frac{12.7}{20.95} = 0.61 > 0.25 \dots (C.N.V).$
- $\frac{l_y}{L_y} = \frac{4.35}{19.21} = 0.23 < 0.25 \dots (C.V).$
- $0.25 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{20.95}{19.21} = 1.09 < 4 \dots (C.V).$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

#### V-4-5-2/ Régularité en élévation

Notre structure est irrégulière en élévation

- $\frac{B'}{B} = \frac{16.9}{19.20} = 0.88 \geq 0.67 \dots (C.V).$

Donc notre structure est classée comme une structure régulière.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone II.a	
Classification des ouvrages selon leur importance (bâtiment d'habitation, H<48 m).	Groupe 2	A=0,15
Classification des sites	Site meuble S3	T <sub>1</sub> = 0,15 s T <sub>2</sub> = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Mixte portiques/voiles avec interaction	R = 5 C <sub>T</sub> = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	Irrégulier en plan Régulier en élévation	Bâtiment Irrégulier

**Tableau.V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.**

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre Du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

#### V-4-6/ Facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$



Critère q	P <sub>q</sub>	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0	O
Redondance en plan	0.05	N.O
Régularité en plan	0.05	N.O
Régularité en élévation	0	O
Contrôle de qualité des matériaux	0	O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
$\Sigma q$		0,20

**Tableau. V.4. Pénalité P<sub>q</sub> en fonction des critères de qualités.**

$$Q = 1 + 0,2 = 1,20$$

**V-4-7/ Périodes associées à la catégorie du site T1 et T2**

Donnée par **RPA99v2003 (tab4.7page 56)** Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T1 = 0.15 \\ T2 = 0.5 \end{cases}$$

**V-4-8/ Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**

Donnée par **RPA99v2003 (for 4.3 pages 46)**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

**V-4-9/ Pourcentage d'amortissement critique :**

Donnée par **RPA99v2003 (tab 4.2 page 48)**,  $\xi = 7\%$  pour portique en n béton armé avec un remplissage léger

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau.V.5 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

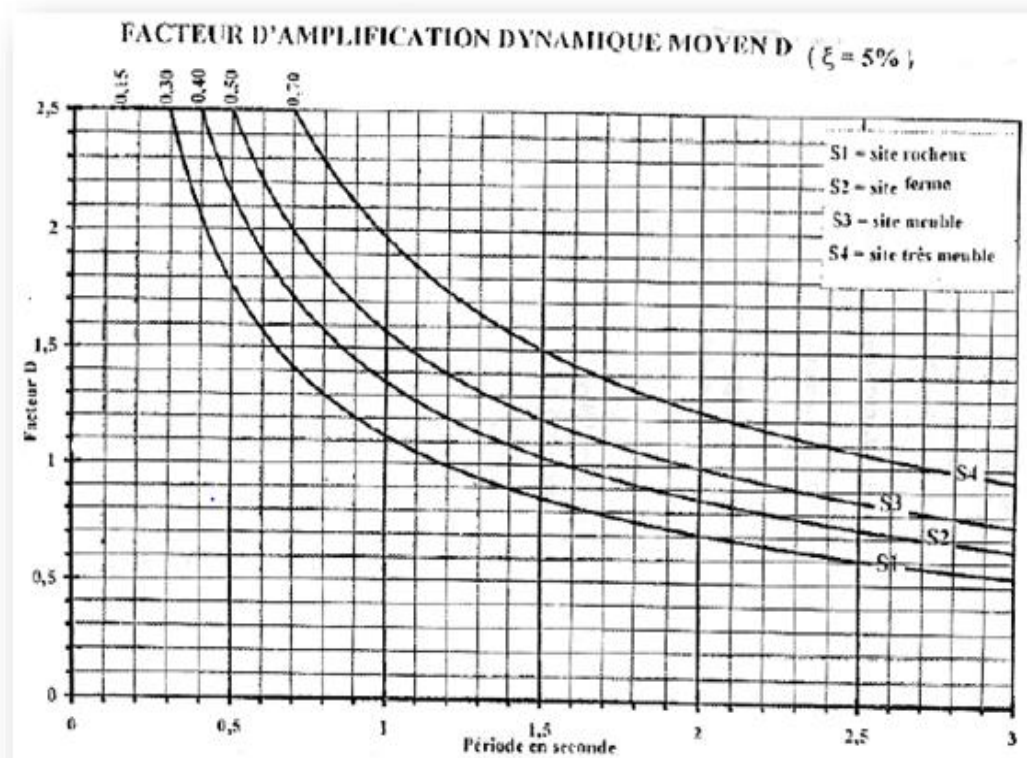


Figure V.1. Diagramme de spectre en fonction de site par RPA

V-5/ L'analyse dynamique de la structure par ETABS

V-5-1/ Spectre de réponse de calcul

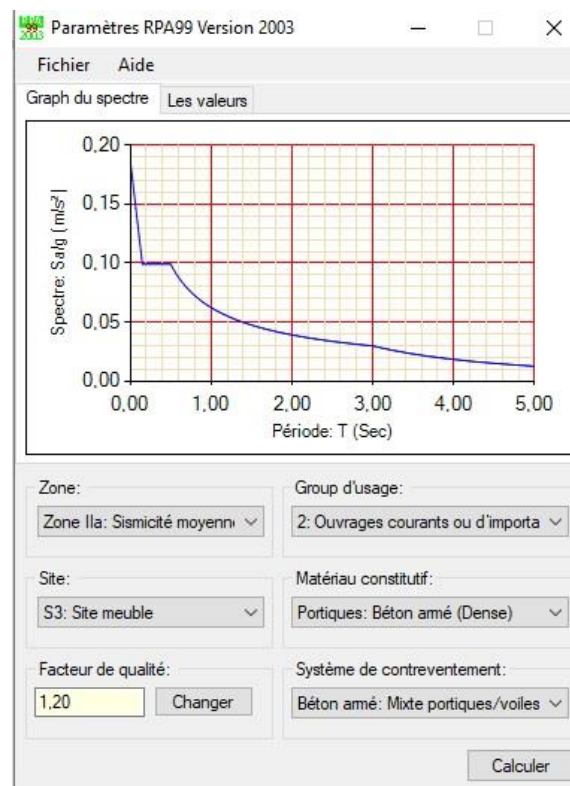


Figure V.2. Le spectre de réponse

### **V-5-2/Modélisation de la structure**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire.

#### **V-5-2-1/ Description du logiciel ETABS**

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

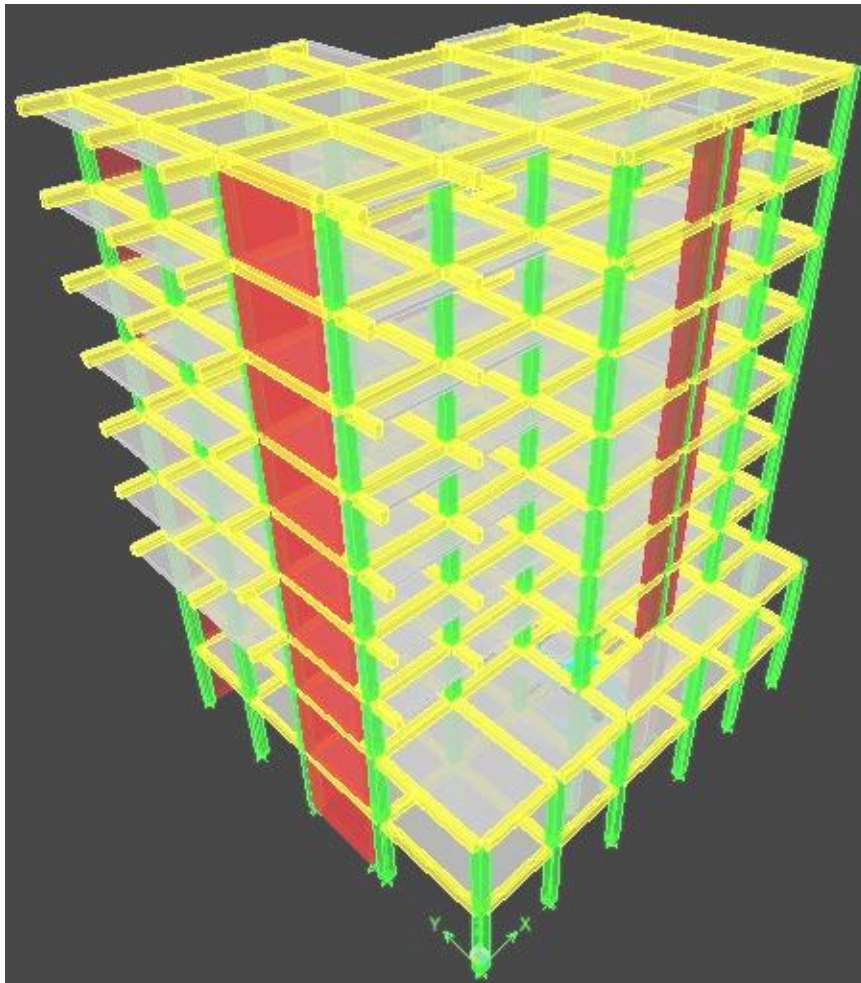
Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACL...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

**ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

#### **V-5-2-2/ Modélisation des éléments structuraux**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.



**Figure V.3. : Modélisation de la structure de tour par ETABS**

#### **V-5-2-3/ Modélisation de la masse**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $Q$  RPA99/ Version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) 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  $2,5t/m^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### **V-5-2-4/ Nombre de mode à prendre en compte**

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### V-6/Etape de modélisation

- ✓ La modélisation est effectuée comme suit : - Définition des matériaux ; - Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME ; - Les voiles et dalle sont créés par un élément de type SHELL. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles ;
- ✓ Définition des sections ; - Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs ; - Introduction du spectre de réponse à appliquer ; - définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
  - $ELU : 1,35G + 1,5Q$  , CBA 93, A. 3.3.2
  - $ELS : G + Q$  , CBA93, A. 3.3.2
  - $G + Q + E_x$  , RPA 2003,5.2
  - $G + Q + E_y$  , RPA 2003,5.2
  - $0,8G + E_x$  , RPA 2003,5.2
  - $0,8G + E_y$  , RPA 2003,5.2 .
- ✓ Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base ;
- ✓ Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

### V-7/La proposition de disposition des voiles

Il y a plusieurs cas propose :

#### V-7-1/ Cas 1 : Structure en portique « sans voile »

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,239293	4,2852	62,0274	4,2852	62,0274	16,4341	16,4341
2	1,016533	29,935	3,7859	34,2203	65,8133	41,8119	58,246
3	0,986909	45,945	14,8375	80,1652	80,6507	21,338	79,584
4	0,413287	0,1344	8,7156	80,2996	89,3663	1,384	80,968
5	0,353653	4,6286	0,8479	84,9282	90,2143	8,0602	89,0282
6	0,326867	6,0109	1,841	90,9391	92,0553	1,9842	91,0124
7	0,23828	0,0004	2,6732	90,9395	94,7284	0,6953	91,7077
8	0,210802	1,9875	0,3351	92,9269	95,0635	2,811	94,5187
9	0,189172	1,7082	0,607	94,6351	95,6705	0,6192	95,1379
10	0,163509	0,0041	1,2873	94,6392	96,9577	0,4288	95,5667
11	0,143514	0,9979	0,1544	95,6371	97,1122	0,9301	96,4968
12	0,132168	0,8301	0,4753	96,4672	97,5875	0,3603	96,8571

**Tableau .V.6. Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.**

## V-7-2/ Cas 2 : Structure en portique avec voile (architecturale)

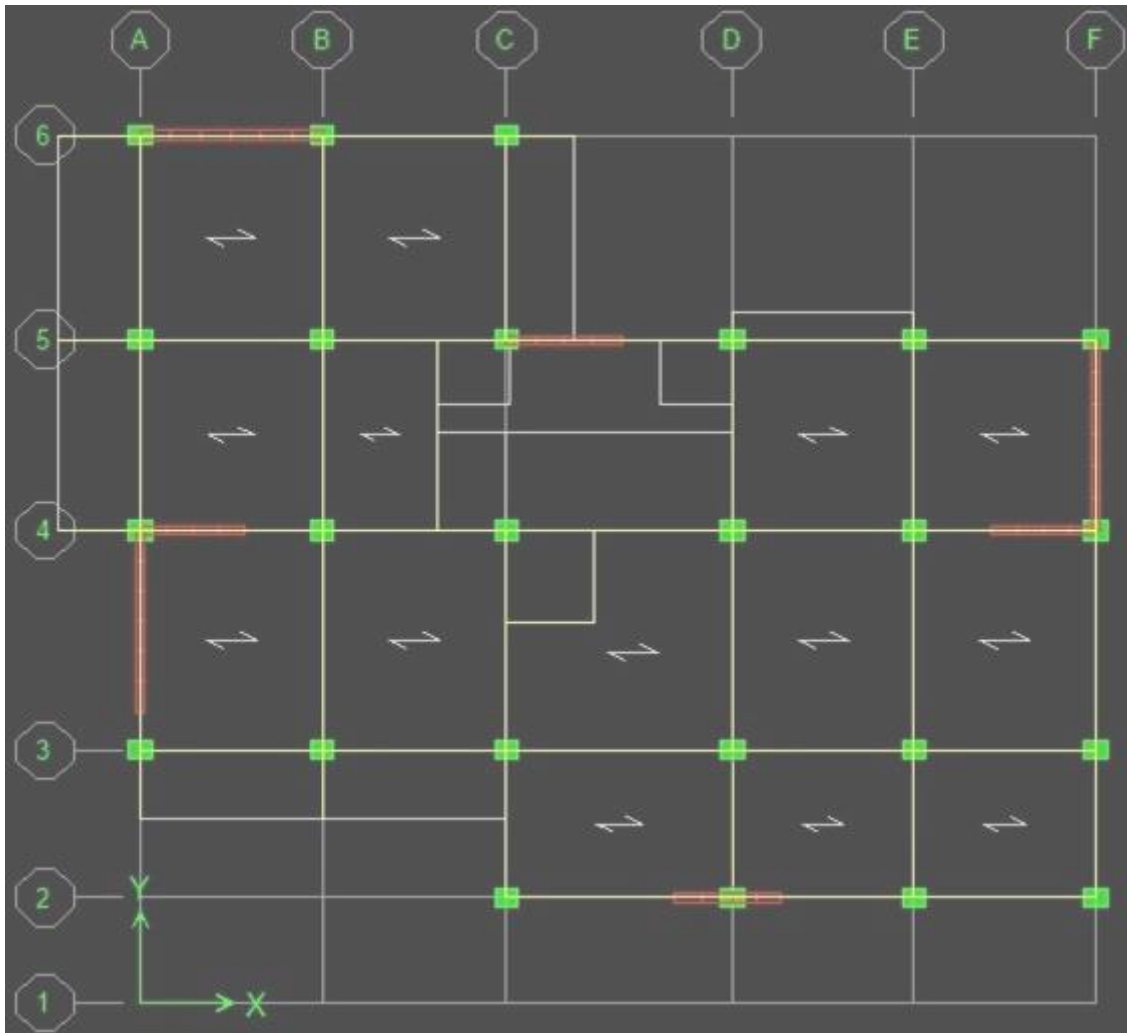


Figure. V.4. voile architecturale

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,751212	21,008	47,4768	21,008	47,4768	3,333	3,333
2	0,663957	49,7772	21,6119	70,7852	69,0887	0,0074	3,3403
3	0,540098	1,7106	1,6124	72,4959	70,7011	66,0019	69,3423
4	0,204838	8,7971	5,9599	81,293	76,661	1,1488	70,4911
5	0,168055	6,3322	11,7104	87,6252	88,3714	0,0071	70,4982
6	0,126433	0,3545	0,608	87,9798	88,9793	18,1927	88,6908
7	0,095572	3,6628	1,758	91,6425	90,7374	0,3137	89,0045
8	0,076064	1,845	3,9055	93,4876	94,6429	0,0499	89,0543
9	0,057853	0,8353	0,3071	94,3228	94,95	2,8543	91,9087
10	0,054755	0,828	1,0658	95,1508	96,0158	3,0538	94,9625
11	0,046633	0,9495	1,4231	96,1003	97,4389	0,0316	94,9941
12	0,044069	0,1392	0,0059	96,2394	97,4448	0,018	95,0121

Tableau V.7. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique variante1

V-7-2-1/ Les modes propres

✓ 1<sup>er</sup> mode (torsion)

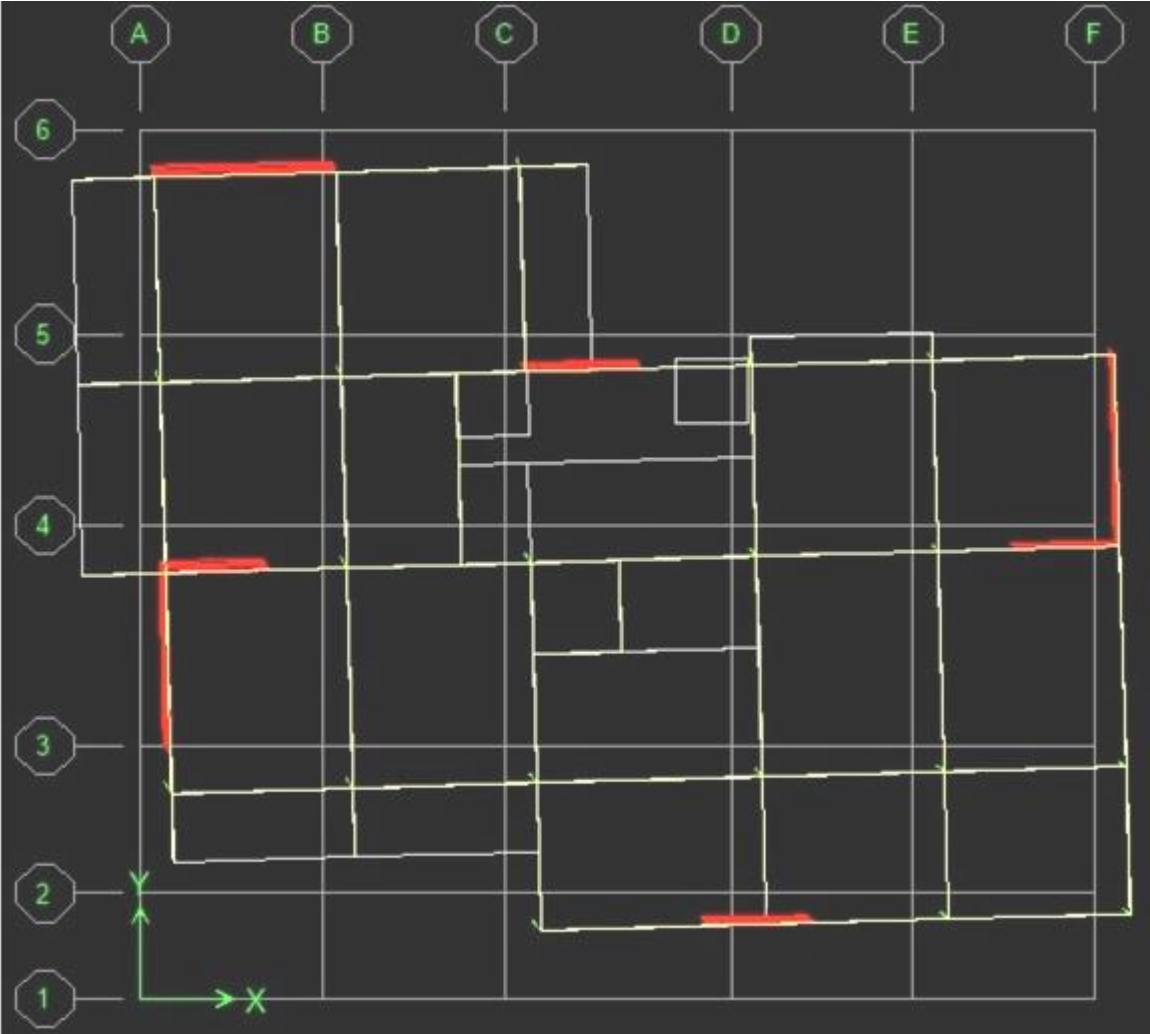


Figure V.5. mode 1 T=0,751 sec

✓ 2<sup>ème</sup> mode (translation)

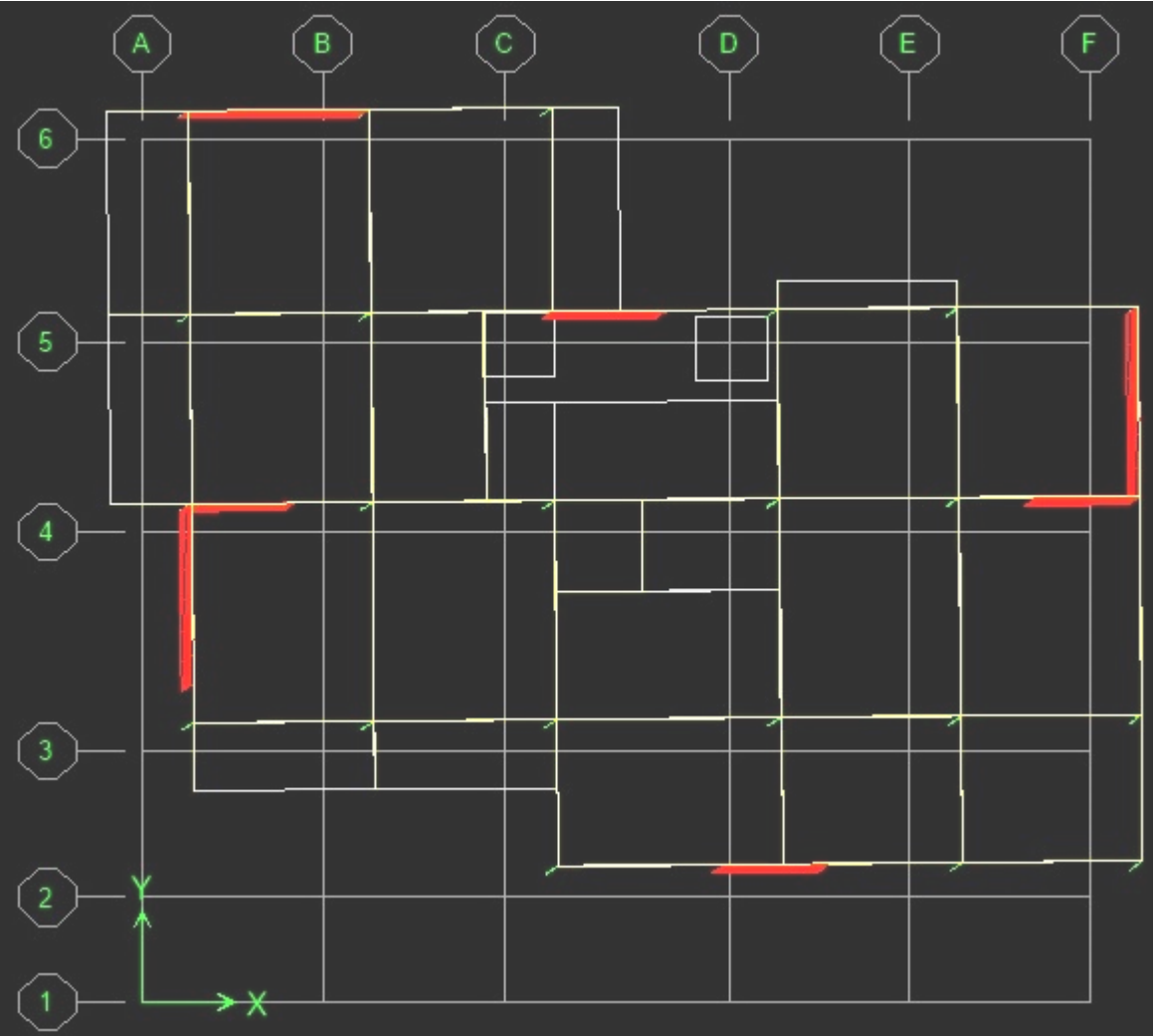


Figure. V.6 mode 2 T=0,663sec



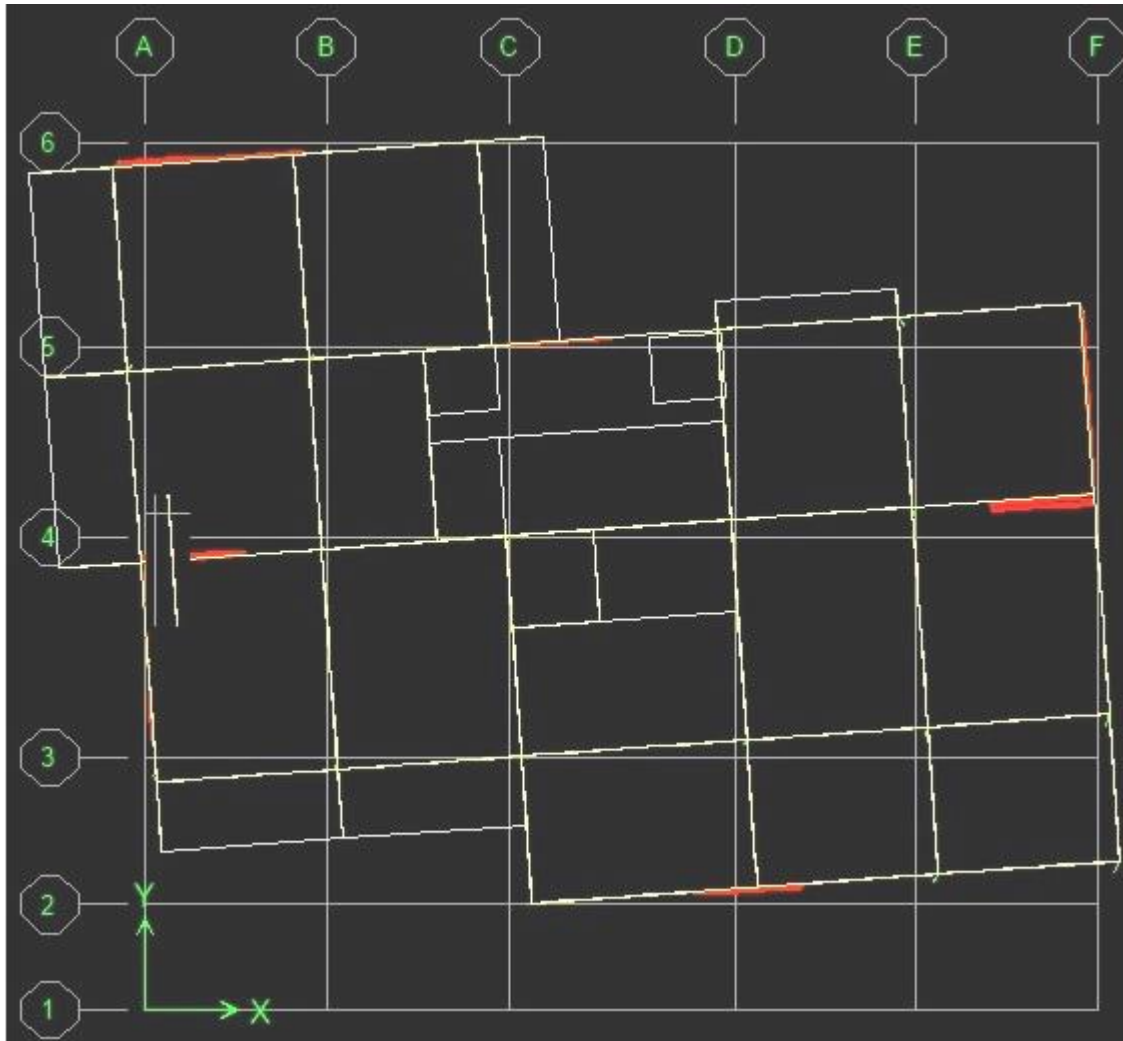
✓ 3<sup>ème</sup> mode (torsion)

Figure. V.7 mode 3 T=0,540sec

## V-7-2-2/ Période fondamentale théorique

## ✓ Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

	$C_T$	$h_N$ (m)	D (m)	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0.05	37,23	20,95	0.75	0.73	0.73
Sens Y	0.05	37,23	19,20	0.75	0.76	0.76

**Tableau. V.8. Période fondamentale de la structure.**

✓ **L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants**

- Une période fondamentale :  $T_{dynm} = 0.751 \text{ sec}$
- Une période empirique :  $T_{emp} = 0.73 \text{ sec}$ .

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. page 54), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de 30 %.

- $1.3 \times T_{emp} = 0,949 \geq T_{dynm} = 0.751 \text{ sec} \dots (\text{CV})$ .
- Le 1er mode et le 2eme mode sont des modes de translation... (CNV).
- La 3<sup>eme</sup> mode est mode de torsion... (CV).

Il faudra aussi que la somme modèle effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (8<sup>eme</sup> mode)

- ❖ Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.
- ❖ À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N}, \quad TK \leq 0,20 \text{ sec. (RPA 99 V 2003 art 4.3.4. b).}$$

Où :

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $Tk$  la période du mode K.

$$\rightarrow K = 12 \text{ (12 modes)} \geq 3 \times \sqrt{9} = 9 \text{ et } T_{12} = 0,044 < 0,20 \text{ sec} \dots (\text{CV}).$$

### V-7-3/ Cas 3 : système contreventement avec voile (proposé)

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

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

- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

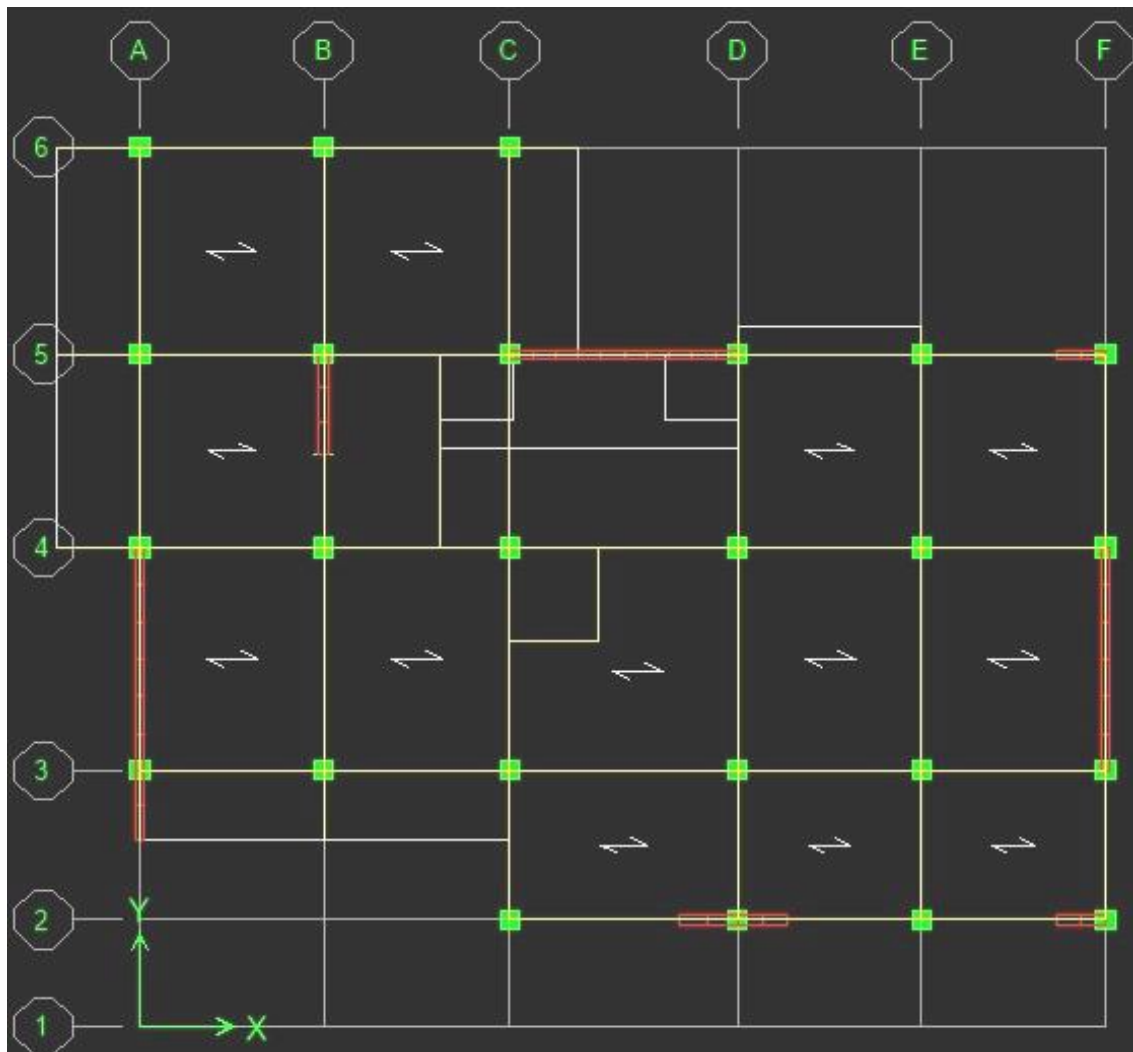


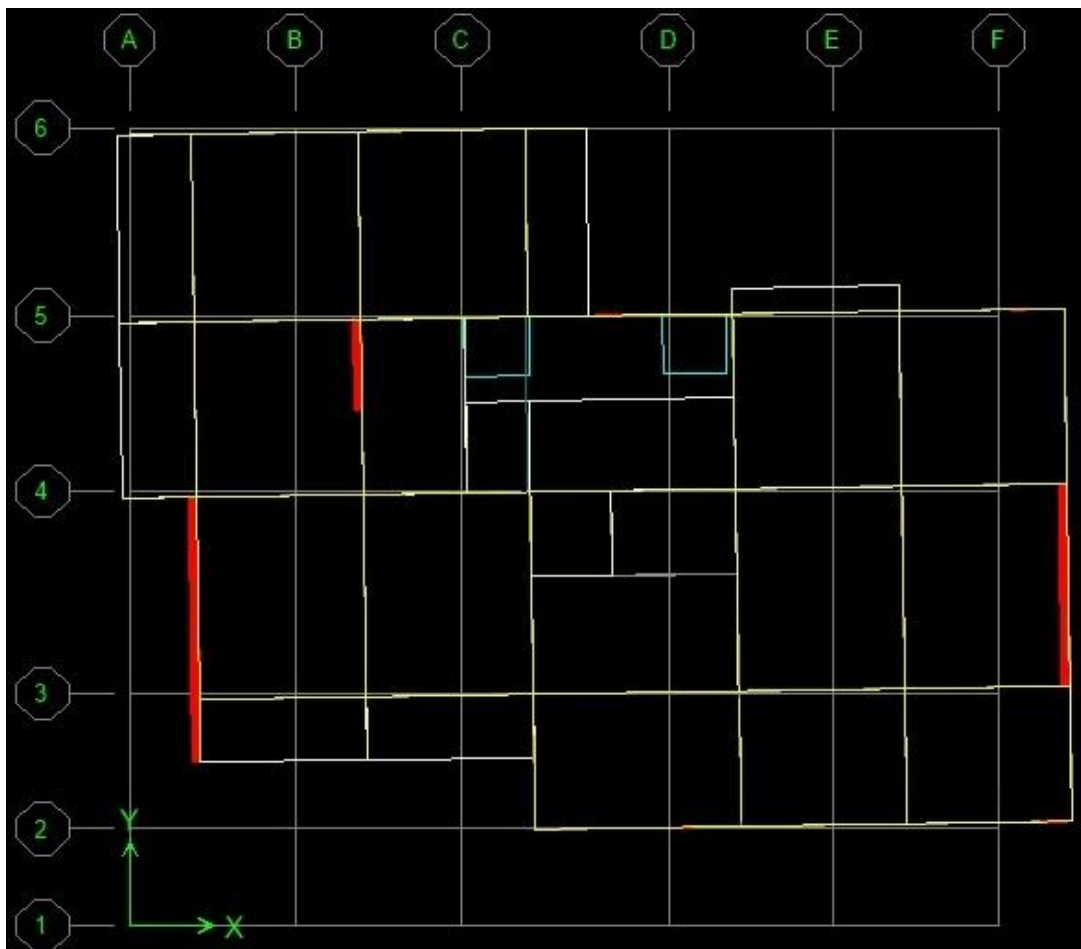
Figure. V.8 Disposition des voiles proposés.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,757422	73,353	0	73,353	0	0,1128	0,1128
2	0,623096	0,0009	70,5077	73,3539	70,5077	0,0772	0,19
3	0,509914	0,3736	0,0362	73,7275	70,5438	70,0377	70,2276
4	0,216771	15,1382	0,0027	88,8657	70,5465	0,1866	70,4142
5	0,152896	0,0052	18,1489	88,8709	88,6954	0,2481	70,6623
6	0,12365	0,0037	0,2586	88,8746	88,954	18,3654	89,0277
7	0,106092	5,5278	0,0023	94,4024	88,9563	0,0137	89,0414
8	0,069164	0,0608	5,6482	94,4632	94,6044	0,3543	89,3957
9	0,066558	2,5272	0,243	96,9904	94,8475	0,2929	89,6885
10	0,055014	0,0522	0,0941	97,0427	94,9416	5,5259	95,2145
11	0,048513	1,548	0,0062	98,5906	94,9478	0,0062	95,2207
12	0,044096	0,0557	0,0012	98,6464	94,949	0,0028	95,2235

**Tableau V.9. Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique cas3**

**V-7-3-1/ Les modes propres**

✓ **1<sup>er</sup> mode (translation selon X)**



**Figure. V.9 mode 1 T= 0,757sec**

✓ 2<sup>ème</sup> mode : (translation selon Y)

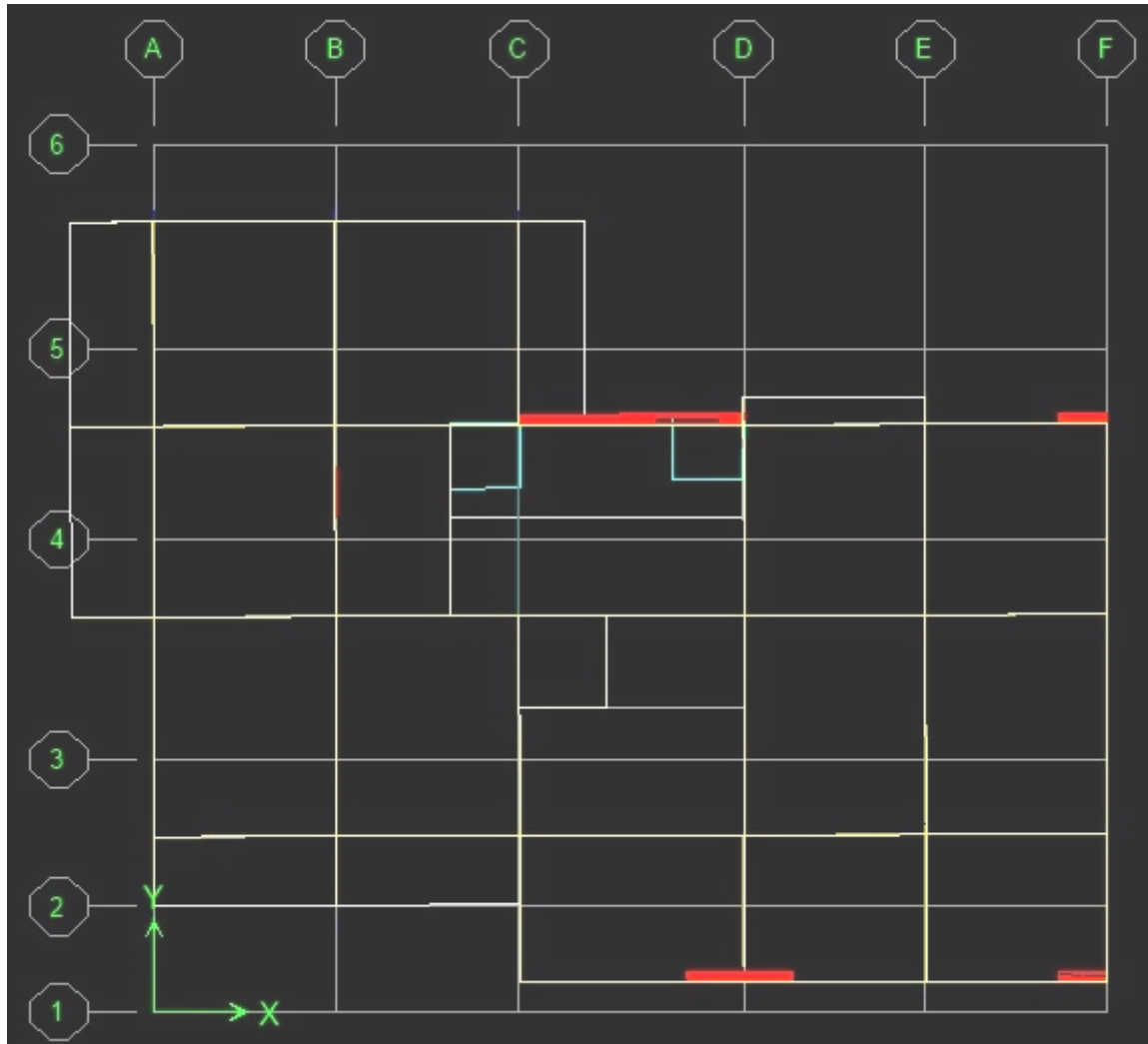


Figure. V.10 mode 2  $T=0,623$  sec

✓ 3<sup>ème</sup> mode : (Torsion)

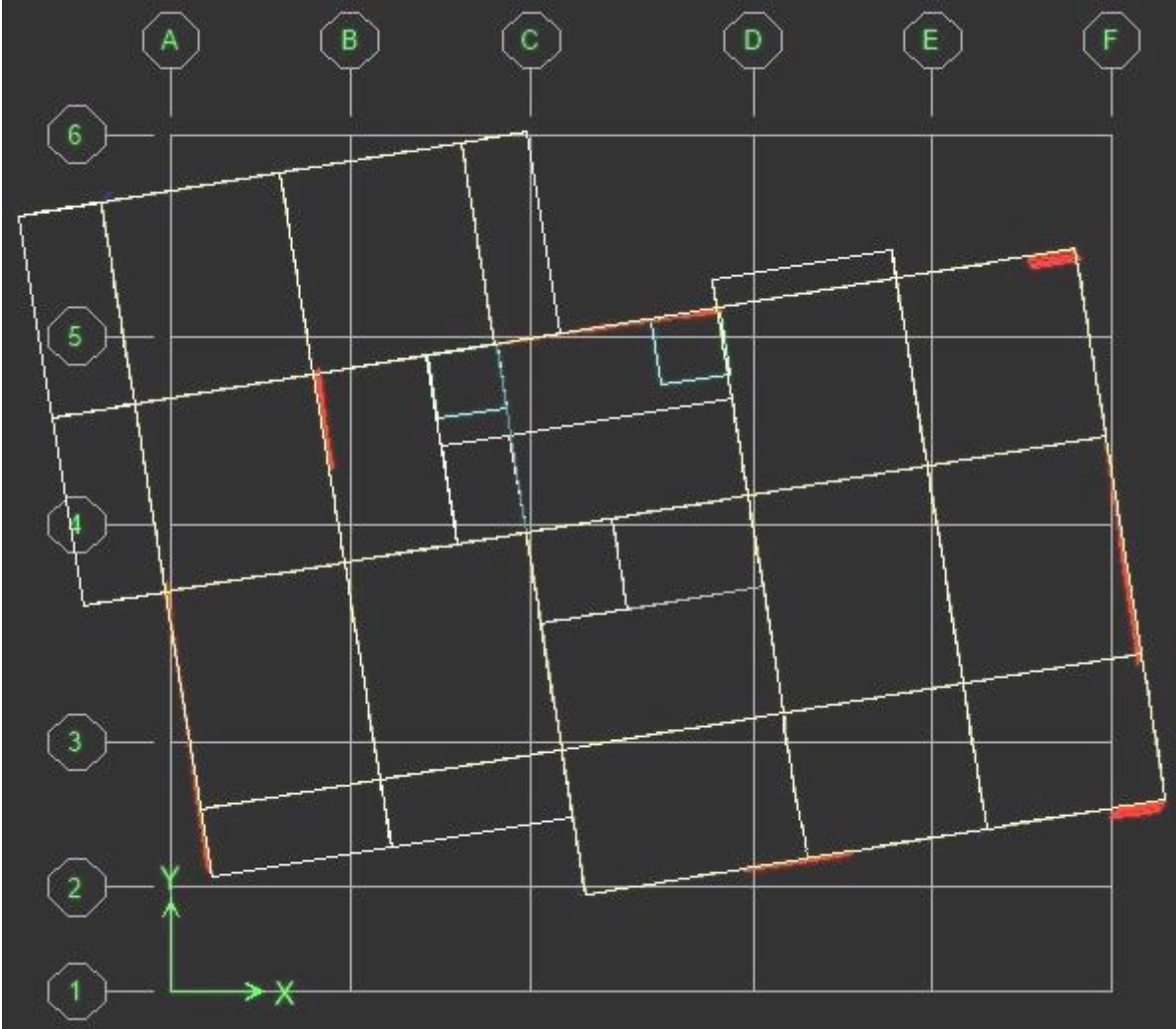


Figure. V.11 mode 3 T= 0,509 sec

**V-7-3-2/ Période fondamentale théorique****✓ Estimation empirique de la période fondamentale**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N$ : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

$D$ : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	$C_T$	$h_N$ (m)	D (m)	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0.05	37,23	20,95	0.75	0.73	0.73
Sens Y	0.05	37,23	19,20	0.75	0.76	0.76

**Tableau.V.10. Période fondamentale de la structure.**

**✓ L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants**

- Une période fondamentale :  $T_{dynm} = 0.757 \text{ sec}$
- Une période empirique :  $T_{emp} = 0.73 \text{ sec}$ .

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. page 54), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de 30 %.

- $1.3 \times T_{emp} = 0,949 \geq T_{dynm} = 0.757 \text{ sec} \dots (CV)$ .
- Le 1ere mode et le 2eme mode sont des modes de translation... (CV).
- La 3eme mode est mode de torsion... (CV).

Il faudra aussi que la somme modèl effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (8<sup>eme</sup> mode)

- ❖ Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.
- ❖ À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3 \times \sqrt{N}$ ,  $TK \leq 0,20$  sec. (RPA 99 V 2003 art4.3.4. b).

Où :

$N$  : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $Tk$  la période du mode  $K$ .

$\rightarrow K=12$  (12 modes)  $\geq 3 \times \sqrt{9} = 9$  et  $T12 = 0,044 < 0,20$  sec...(CV).

### V-8/ Poids total de la structure

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. DeRPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale :  $\beta = 0,20$

Story	Poids
STORY9	<b>3210.65</b>
STORY8	<b>3228.41</b>
STORY7	<b>3228.41</b>
STORY6	<b>3266.67</b>
STORY5	<b>3266.66</b>
STORY4	<b>3266.66</b>
STORY3	<b>3289.57</b>
STORY2	<b>3901.34</b>
STORY1	<b>3901.35</b>
Total	<b>30559.72</b>

**Tableau.V.11. Poids de chaque étage**

### V-9/ Vérifications réglementaires

#### V-9-1/ Caractéristiques géométriques et massique de la structure

##### V-9-1-1/ Centre de masse

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :



**M<sub>i</sub>** : la masse de l'élément **i**.

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : coordonnées du **CDG** de l'élément **i** par rapport au repère global.

### V-9-1-1/ Centre de rigidité (centre de torsion)

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment, Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

Avec :

**R<sub>xi</sub>** : Inertie d'un poteau suivant X.

**R<sub>yi</sub>** : Inertie d'un poteau suivant Y.

**X<sub>i</sub>** : distance algébrique d'un poteau suivant X.

**Y<sub>i</sub>** : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

### V-9-2/ Calcul de l'excentricité théorique

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = |X_{CM} - X_{CT}|$$

$$e_y^{the} = |Y_{CM} - Y_{CT}|$$

#### ✓ L'excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes

- RDC et 1<sup>er</sup> étage

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 20.95m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.05m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 19.20m \Rightarrow e_y^{acc} = 0.96m$$

- 2<sup>ème</sup> étage jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 22.55m \Rightarrow e_x^{acc} = 1.13m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 14.99m \Rightarrow e_y^{acc} = 0.75m$$

Story	Centre des Masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$e_x^{the}$	$e_y^{the}$	$e_x^{acc}$	$e_y^{acc}$
STORY1	9,868	8,362	8,701	11,017	1.167	2.655	1,05	0.96
STORY2	9,878	8,882	8,654	11,34	1.224	2.458	1,05	0.96
STORY3	9,116	10,278	8,707	11,345	0.409	1.067	1,13	0.75
STORY4	9,05	10,105	8,763	11,287	0.287	1.182	1,13	0.75
STORY5	9,05	10,105	8,858	11,197	0.192	1.092	1,13	0.75
STORY6	9,042	10,106	8,96	11,097	0.082	0.991	1,13	0.75
STORY7	9,035	10,107	9,056	11,003	0.021	0.896	1,13	0.75
STORY8	9,024	10,09	9,138	10,921	0.114	0.831	1,13	0.75
STORY9	8,914	10,19	9,196	10,855	0.282	0.665	1,13	0.75

Tableau.V.12. valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+ accidentelle)

$$\begin{cases} e_{xthé} < e_{xacc} \dots (CV). \\ e_{ythé} < e_{yacc} \dots (CNV). \end{cases}$$

#### V-10/ Justification de l'interaction portiques voiles

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

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

$N_U$ (total)	$N_{VOIL}$	$N_{VOIL}$ (%)	Condition
<b>39132.64</b>	15058.30	38.48	<b>CNV</b>

Tableau.V.13. Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.

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

#### V-10-1/ Sens longitudinal (X-X)

⇒ L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 2287.06$  KN

⇒ L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 725.57$  KN

$$V_{portique} \% = \frac{725.57}{2287.06} \times 100 = 31.73$$

#### V-10-2/ Sens transversal (Y-Y)

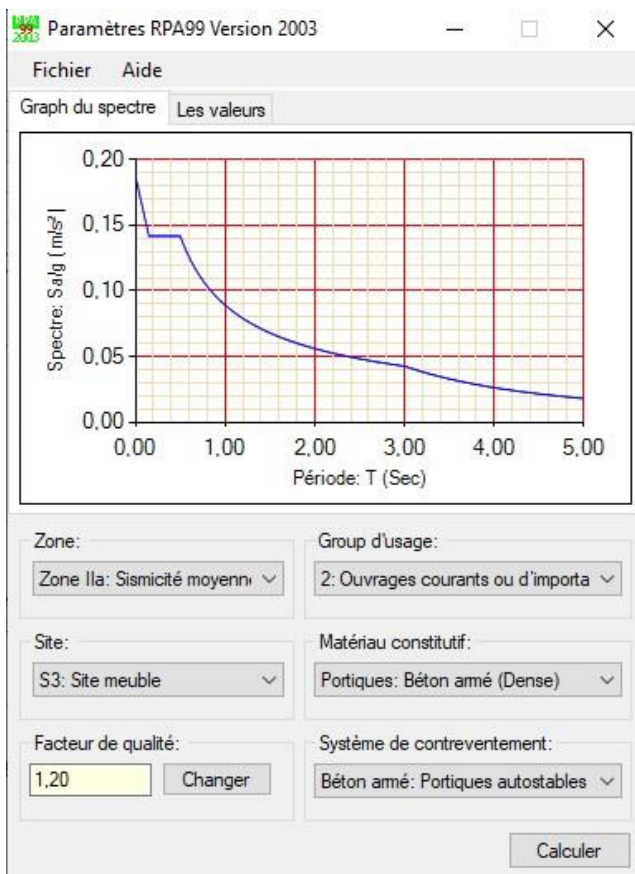
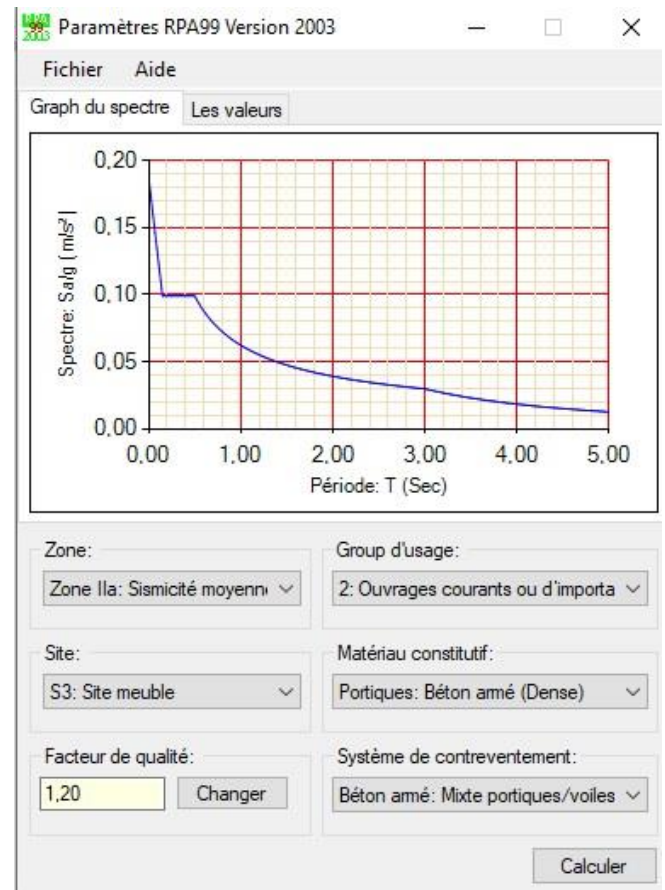
⇒ L'effort tranchant total à la base :  $V_{total} = 2587.10$  KN

⇒ L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{portique} = 699.54$  KN

$$V_{portique \%} = \frac{699.54}{2587.10} \times 100 = 27.04$$

**Remarque :**

Au début de calcul, on a pris  $R = 5$ , mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par **RPA** (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par  $R = 3.5$  puisque la charge supportée par les voiles est **38.42 % > 20 %**.

**R=3.5****R=5****V-11/ Vérification de l'effort sismique**

Story	Load	Loc	VX	VY
Story 1	<b>E max</b>	<b>Bottom</b>	2438.26	2685.34

**V-11-1/ Coefficient dynamique (Site: S3)**

**D:** est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

**Art 4.2.3 du RPA99/ version 2003, (site meuble (S3)) :**

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} ; \quad T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).

**η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :  $\eta = \left[ \frac{7}{2+\xi} \right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$ .

Où :

**ξ**(%) : Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**. Portique en béton armé avec remplissage dense **ξ=7%**.

**Alors** :  $\rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$

D'après [**RPA99/version 2003**], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\Rightarrow T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,71$$

$$\Rightarrow T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,66$$

### V-11-2/ Calcul de la force sismique totale V

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$\checkmark V_x^s = \frac{0,15 \times 1,71 \times 1,20}{3,5} \times 30559,72 = \mathbf{2687,51KN.}$$

$$\checkmark V_y^s = \frac{0,15 \times 1,66 \times 1,20}{3,5} \times 30559,72 = \mathbf{2608,93KN.}$$

$$0,8V_x^s = \mathbf{2150,01KN}$$

$$0,8V_y^s = \mathbf{2087,14KN}$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 2438,26 \text{ KN} > 0,8V_x^s = 2150,01 \text{ KN} \dots \text{(CV).}$$

$$V_{ty} = 2685,34 \text{ KN} > 0,8V_y^s = 2087,14 \text{ KN} \dots \text{(CV).}$$

**V-12/ Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

**V-12-1/ Par la méthode statique équivalent****V-12-1-1/ Distribution de l'effort sismique selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4.2.5RPA 99/version2003) :  $V = F_t + \sum F_i$

Avec :  $F_t$ : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_i$ : Force horizontale au niveau i.

$$F_t = 0,07 T \times V \quad \text{Si} \quad T > 0.7 \text{ sec.}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si} \quad T < 0.7 \text{ sec}$$

$V$  : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

$T$  : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas **0.25 V** et sera prise égale à **0** quand  $T$  est plus petite ou égale à **0.7 sec**.

Pour:

$$T_x = 0,73 \text{ s} \quad F_{tx} = 0.07 \times 0.73 \times 2687.51 = \mathbf{137.33 \text{ KN}}$$

$$T_y = 0,76 \text{ s} \quad F_{ty} = 0.07 \times 0.76 \times 2608.93 = \mathbf{138.80 \text{ KN}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le sens X : } V_x - F_t = 2687.51 - 137.33 = 2550.18 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t = 2608.93 - 138.80 = 2470.13 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La partie restante ( $V - F_t$ ) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec :  $W_i$  : poids de niveau i.

$H_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force  $F_i$ .

✓ **Distribution des forces suivant X**

story	Wi (KN)	hi (m)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$\Sigma w_i \times h_i$ (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	Fxi
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	93879.406	501193.1585	2550.18	477.68
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	84519.7738	501193.1585	2550.18	430.06
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	74640.8392	501193.1585	2550.18	379.79
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	65529.4002	501193.1585	2550.18	333.43
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	55533.2200	501193.1585	2550.18	282.57
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	45537.2404	501193.1585	2550.18	231.70
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	35790.5216	501193.1585	2550.18	182.11
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	30508.4788	501193.1585	2550.18	155.23
RDC	3901.35	3.91	15254.2785	501193.1585	2550.18	77.62
			501193.1585			

**Tableau.V.14. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X**✓ **Distribution des forces suivant y**

story	Wi (KN)	hi (m)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$\Sigma w_i \times h_i$ (KN.m)	$V_y - F_{ty}$	Fyi
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	93879.406	501193.1585	2470.13	462,68
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	84519.7738	501193.1585	2470.13	416,56
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	74640.8392	501193.1585	2470.13	367,87
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	65529.4002	501193.1585	2470.13	322,96
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	55533.2200	501193.1585	2470.13	273,70
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	45537.2404	501193.1585	2470.13	224,43
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	35790.5216	501193.1585	2470.13	176,39
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	30508.4788	501193.1585	2470.13	150,36
RDC	3901.35	3.91	15254.2785	501193.1585	2470.13	75,18
			501193.1585			

**Tableau.V.15. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y**

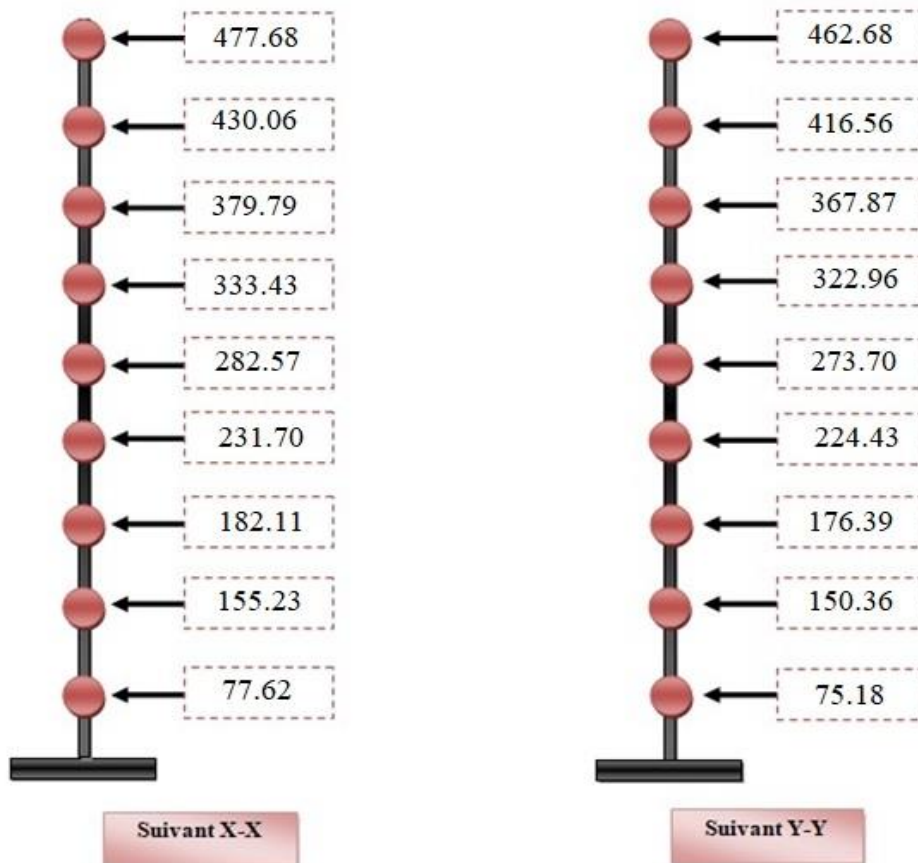


Figure. V.12. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

#### V-12-1-2/ Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

#### ✓ Distribution de l'effort tranchant suivant X

Story	Wi	hi	F <sub>ix</sub>	F <sub>xi</sub>	V <sub>i</sub>
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	137.33	477.68	615.01
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	137.33	430.06	1045.07
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	137.33	379.79	1424.86
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	137.33	333.43	1758.29
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	137.33	282.57	2040.86
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	137.33	231.70	2272.56
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	137.33	182.11	2454.67
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	137.33	155.23	2609.90
RDC	3901.35	3.91	137.33	77.62	2687.52

Tableau. V.16. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

✓ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

Story	Wi	hi	F <sub>ty</sub>	F <sub>yi</sub>	Vi
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	138.80	462,68	601.48
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	138.80	416,56	1018.04
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	138.80	367,87	1385.91
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	138.80	322,96	1708.87
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	138.80	273,70	1982.57
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	138.80	224,43	2227.00
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	138.80	176,39	2403.39
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	138.80	150,36	2553.5
RDC	3901.35	3.91	138.80	75,18	2628.93

Tableau. V.17. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

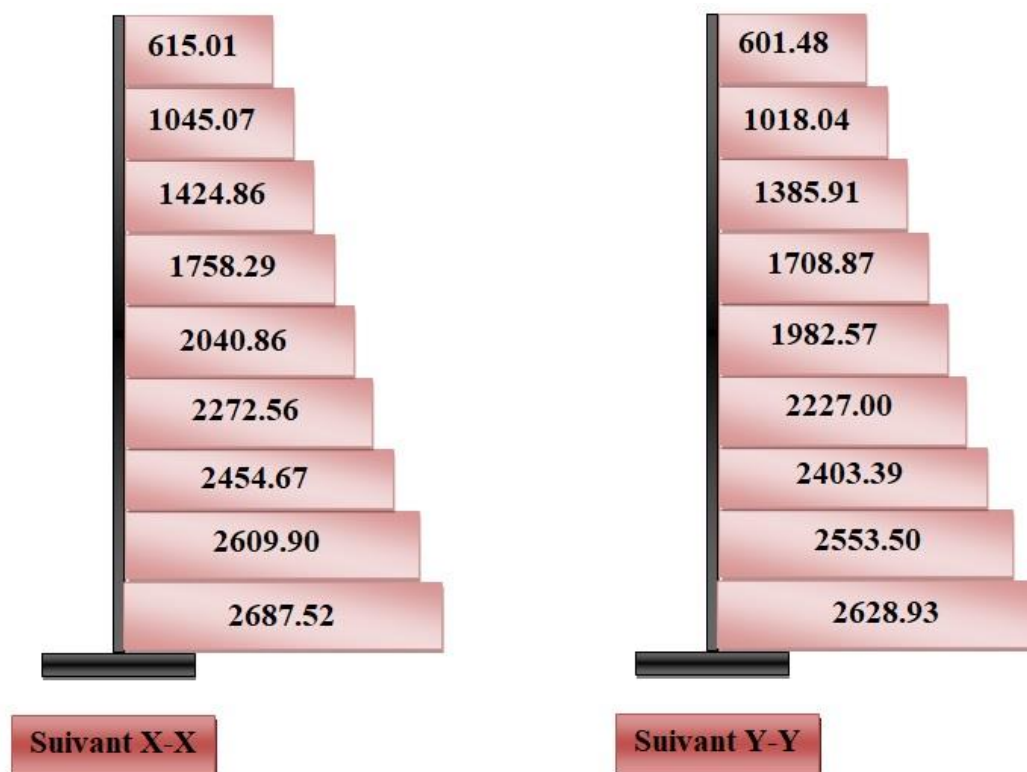


Figure V.13. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y

**V-12-2/ Par la méthode dynamique**

Les résultats et obtenir par logiciel ETABS 9.7.1:

- **Modélisation par brochette :**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :



**V-12-2-1/ Distribution de l'effort sismique selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V_i$  : L'effort sismique a la base.

$F_i$  : Force horizontale au niveau i.

$W_i$  : poids de niveau i.

$H_i$  : niveau de plancher (à partir de la base) où s'exerce la force  $F_i$ .

Les résultats se font à l'aide du logiciel « ETABS.V.9.7.1 » :

✓ **Distribution des forces suivant X**

Story	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$V_x$	$F_{xi}$
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	93879.406	2438.26	456,71
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	84519.7738	2438.26	411,18
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	74640.8392	2438.26	363,12
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	65529.4002	2438.26	318,79
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	55533.2200	2438.26	270,16
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	45537.2404	2438.26	221,53
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	35790.5216	2438.26	174,12
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	30508.4788	2438.26	148,42
RDC	3901.35	3.91	15254.2785	2438.26	74,21
			501193.1585		

**Tableau. V.18. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X**

✓ **Distribution des forces suivant Y**

Story	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$W_i \times h_i$ (KN.m)	$V_y$	$F_{yi}$
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	93879.406	2685.34	503,00
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	84519.7738	2685.34	452,85
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	74640.8392	2685.34	399,92
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	65529.4002	2685.34	351,10
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	55533.2200	2685.34	297,54
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	45537.2404	2685.34	243,98
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	35790.5216	2685.34	191,76
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	30508.4788	2685.34	163,46
RDC	3901.35	3.91	15254.2785	2685.34	81,73
			501193.1585		

**Tableau. V.19. La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y**

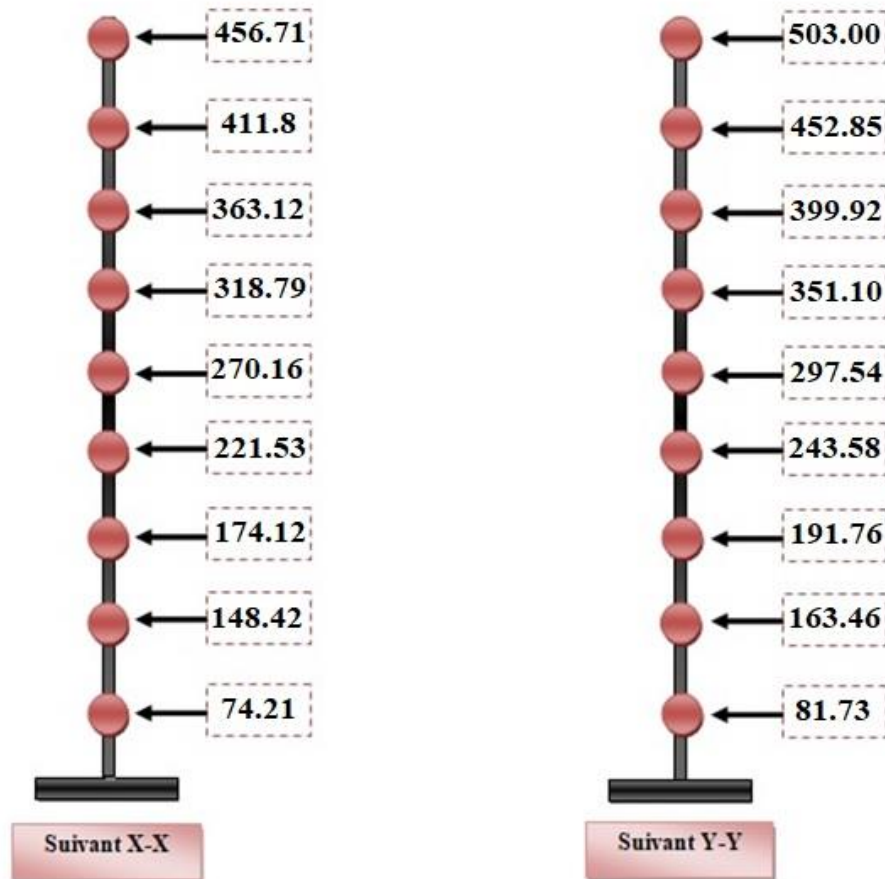


Figure. V.14. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

**V-12-2-2/ Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = \sum F_i$$

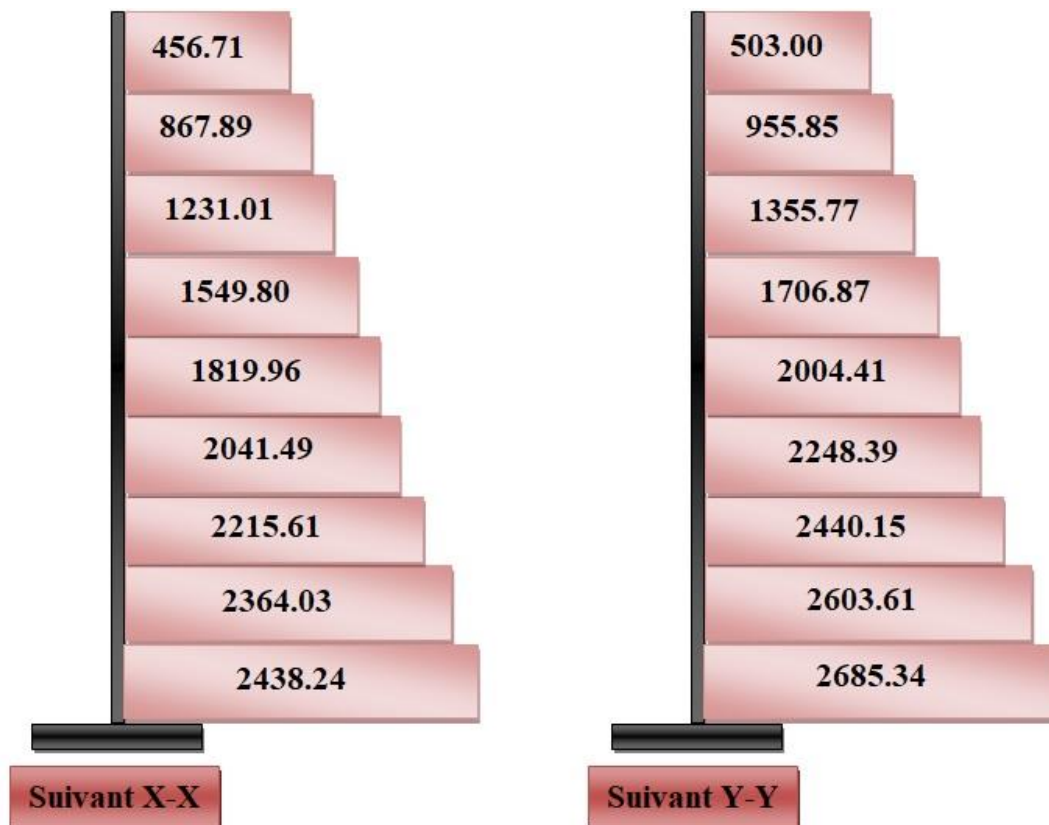
✓ **Distribution de l'effort tranchant suivant X**

Story	W <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	F <sub>xi</sub>	V <sub>i</sub>
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	456,71	456,71
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	411,18	867.89
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	363,12	1231.01
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	318,79	1549.80
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	270,16	1819.96
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	221,53	2041.49
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	174,12	2215.61
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	148,42	2364.03
RDC	3901.35	3.91	74,21	2438.24

Tableau.V.20. La distribution de l'effort tranchant suivant X.

✓ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y**

story	Wi	hi	Fyi	Vi
8 <sup>ème</sup> étage	3210.65	29.24	503,00	503,00
7 <sup>ème</sup> étage	3228.41	26.18	452,85	955.85
6 <sup>ème</sup> étage	3228.41	23.12	399,92	1355.77
5 <sup>ème</sup> étage	3266.67	20.06	351,10	1706.87
4 <sup>ème</sup> étage	3266.66	17	297,54	2004.41
3 <sup>ème</sup> étage	3266.66	13.94	243,98	2248.39
2 <sup>ème</sup> étage	3289.57	10.88	191,76	2440.15
1 <sup>er</sup> étage	3901.34	7.82	163,46	2603.61
RDC	3901.35	3.91	81,73	2685.34

**Tableau.V.21. La distribution de l'effort tranchant suivant Y.****Figure. V.15. La distribution de l'effort tranchant suivant X et Y****V-13/ Vérification des déplacements latéraux inters étage**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_x^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_y^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{h_e}{100}$$

$\Delta_{adm}$ : Le déplacement relatif admissible.

#### ✓ Calcul des déplacements

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " $k$ " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ avec :}$$

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $Fi$  (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " $k$ " par rapport au niveau " $K - 1$ " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ETABS v9.7.1 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison  $G+Q\pm E$ .

Story	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	OB
8 étage	<b>0,0237</b>	<b>0.08295</b>	<b>0,0172</b>	<b>0,06020</b>	<b>0,00805</b>	<b>0,00735</b>	<b>0.0306</b>	C.V
7 étage	<b>0,0214</b>	<b>0,07490</b>	<b>0,0151</b>	<b>0,05285</b>	<b>0,00910</b>	<b>0,00735</b>	<b>0.0306</b>	C.V
6 étage	<b>0,0188</b>	<b>0,06580</b>	<b>0,0130</b>	<b>0,04550</b>	<b>0,00980</b>	<b>0,00770</b>	<b>0.0306</b>	C.V
5 étage	<b>0,0160</b>	<b>0,05600</b>	<b>0,0108</b>	<b>0,03780</b>	<b>0,00105</b>	<b>0,00770</b>	<b>0.0306</b>	C.V
4 étage	<b>0,0130</b>	<b>0,04550</b>	<b>0,0086</b>	<b>0,03010</b>	<b>0,01050</b>	<b>0,00770</b>	<b>0.0306</b>	C.V
3 étage	<b>0,0100</b>	<b>0,03500</b>	<b>0,0064</b>	<b>0,02240</b>	<b>0,01050</b>	<b>0,00700</b>	<b>0.0306</b>	C.V
2 étage	<b>0,0070</b>	<b>0,02450</b>	<b>0,0044</b>	<b>0,01540</b>	<b>0,00945</b>	<b>0,00630</b>	<b>0.0306</b>	C.V
1 étage	<b>0,0043</b>	<b>0,01505</b>	<b>0,0026</b>	<b>0,00910</b>	<b>0,0098</b>	<b>0,00595</b>	<b>0.0391</b>	C.V
RDC	<b>0,0015</b>	<b>0,00525</b>	<b>0,0009</b>	<b>0,00315</b>	<b>0,00525</b>	<b>0,00315</b>	<b>0.0391</b>	C.V

Tableau. V.22. Vérification des déplacements

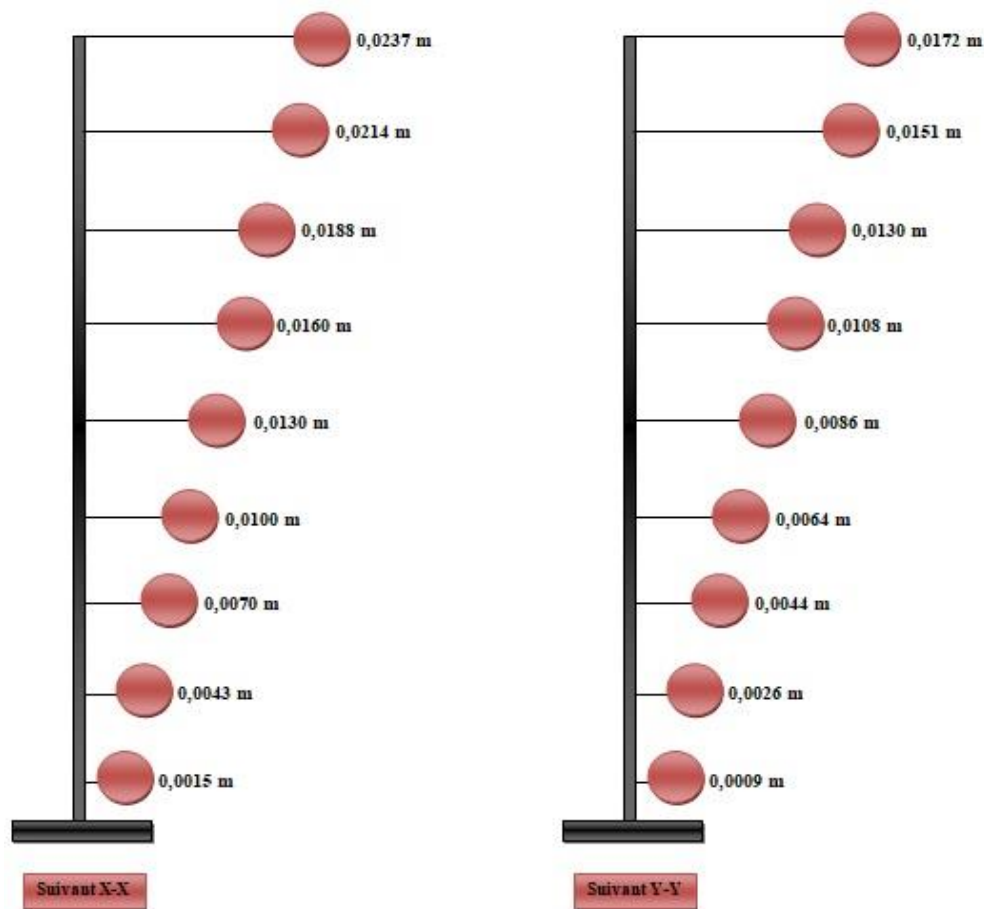


Figure.V.16. Déplacements de chaque niveau dans les deux sens : X et Y

#### V-14/ Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ :

L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids 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"

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_K$ : hauteur de l'étage k.

- ✓ Si :  $0.1 < \Theta_k < 0.2$  : les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \Theta_k)$ .
- ✓ Si :  $\Theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

⇒ **Sens X-X:**

Etage	w <sub>i</sub> (KN)	p <sub>i</sub> (KN)	Δ <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	Θ
8 étage	3210.65	3210.65	<b>0,00805</b>	456,71	<b>3,06</b>	<b>0,0185</b>
7 étage	3228.41	6439.06	<b>0,00910</b>	867.89	<b>3,06</b>	<b>0,0221</b>
6 étage	3228.41	9667.47	<b>0,00980</b>	1231.01	<b>3,06</b>	<b>0,0252</b>
5 étage	3266.67	12934.14	<b>0,0105</b>	1549.80	<b>3,06</b>	<b>0,0029</b>
4 étage	3266.66	16200.80	<b>0,01050</b>	1819.96	<b>3,06</b>	<b>0,0305</b>
3 étage	3266.66	19467.46	<b>0,01050</b>	2041.49	<b>3,06</b>	<b>0,0327</b>
2 étage	3289.57	22757.03	<b>0,00945</b>	2215.61	<b>3,06</b>	<b>0,0317</b>
1 étage	3901.34	26658.37	<b>0,0098</b>	2364.03	<b>3,91</b>	<b>0,0283</b>
RDC	3901.35	30559.72	<b>0,00525</b>	2438.24	<b>3,91</b>	<b>0,0168</b>

**Tableau. V.23. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.X**

⇒ **Sens Y-Y :**

Etage	w <sub>i</sub> (KN)	p <sub>i</sub> (KN)	Δ <sub>i</sub> (m)	V <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	Θ
8 étage	3210.65	3210.65	<b>0,00735</b>	503,00	<b>3,06</b>	<b>0,0153</b>
7 étage	3228.41	6439.06	<b>0,00735</b>	955.85	<b>3,06</b>	<b>0,0162</b>
6 étage	3228.41	9667.47	<b>0,00770</b>	1355.77	<b>3,06</b>	<b>0,0179</b>
5 étage	3266.67	12934.14	<b>0,00770</b>	1706.87	<b>3,06</b>	<b>0,0191</b>
4 étage	3266.66	16200.80	<b>0,00770</b>	2004.41	<b>3,06</b>	<b>0,0203</b>
3 étage	3266.66	19467.46	<b>0,00700</b>	2248.39	<b>3,06</b>	<b>0,0198</b>
2 étage	3289.57	22757.03	<b>0,00630</b>	2440.15	<b>3,06</b>	<b>0,0192</b>
1 étage	3901.34	26658.37	<b>0,00595</b>	2603.61	<b>3,91</b>	<b>0,0156</b>
RDC	3901.35	30559.72	<b>0,00315</b>	2685.34	<b>3,91</b>	<b>0,0092</b>

**Tableau. V.24. Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y.Y**

**Remarque :**

On remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0.10. Donc l'effet  $P - \Delta$  est négligé.

**V-15/ Justification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \rightarrow \begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant.

$M_r$  : Moment renversant dû à l'effort sismique, calculées manuellement.

$W$  : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	L(m)	W(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	<b>20.95</b>	30559.72	320113.067	49935,23	6.41 >1,5	<b>C.V</b>
Suivant y	19.20		293373.312	54995,98	5.33 > 1,5	<b>C.V</b>

**Tableau V.25. Vérification de la stabilité au renversement**

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

**V-16/ Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):**

On doit vérifier que :  $v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$

Poteaux centrale	40X50 (RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> )	40X45 (3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> )	40X40 (6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> )
$N_d$ (KN)	<b>1672.56</b>	<b>1039.92</b>	<b>496.26</b>
$v$	<b>0.33</b>	<b>0.23</b>	<b>0.12</b>
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	<b>C.N. V</b>	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**Tableau.V.26. Vérification de L'effort normal réduit des poteaux**

**V-16-1/ Redimensionnement des poteaux :**

$$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30 \rightarrow \frac{1672.56 \times 10^3}{B_r \times 25} \leq 0.30$$

$$B_r = \frac{1672.56 \times 10^3}{25 \times 0.30} = 223008 \text{ mm}^2 \rightarrow a \times b = 223008 \text{ mm}^2$$

Fixe a= 400 mm

$$b = \frac{223008}{400} = 557.52 \text{ mm}$$

On prend : a= 40 cm et b =60cm

Poteaux centrale	40X60 (RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> )	40X55 (3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> )	40X50 (6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> )
$N_d$ (KN)	<b>1672.56</b>	<b>1039.92</b>	<b>496.26</b>
$v$	<b>0.28</b>	<b>0.19</b>	<b>0.10</b>
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>	<b>C.V</b>

**Tableau IV.27. Vérification de L'effort normal réduit après le redimensionnement**

**V-17/ Conclusion :**

Dans ce chapitre nous a permis d'étudier l'influence des efforts sismique sur notre structure, et déterminer les valeurs propres du bâtiment, les modes propres les périodes fondamentales et la participation massique pour chaque mode, ainsi la vérification de l'effort sismique, Ces résultats seront utilisés pour déterminer les efforts dans la structure dus à un séisme.

Et on peut dire aussi que suivant les règles parasismiques algériennes **RPA99 / version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.



**VI-1/Introduction :**

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7.1**

La section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

- ⇒ Compression simple.
- ⇒ Traction simple.
- ⇒ Flexion simple.
- ⇒ Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

**VI-2/ Ferrailage des portiques :****VI-2-1/ Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}, \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \gamma_s = 1, \gamma_b = 1.15$$

**VI-2-1-1/ Combinaisons des charges :**➤ **Etat limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

**1,35G+1,5Q.....Selon BAEL93**

➤ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation : **G+Q.....Selon BAEL93**

➤ **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

**G+Q ± E..... Selon RPA2003**

**0.8G ± E..... Selon RPA2003**

**VI-2-1-2/ Calcul de ferrailage :**

⇒ Ferrailage en travée : ELU (**1.35G + 1.5 Q**)

⇒ Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G+Q ± E**

⇒ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul, on utilise les valeurs maximums des moments (en travée et sur appui).

D'après les résultats du **logiciel ETABS :**

➤ **M<sub>max</sub> en Travée = 64.31 KN.m**

➤ **M<sup>max</sup> sur Appuis:**

➤ **Nappe sup → M<sub>sup</sub><sup>a</sup> = 134.84 KN.m**

➤ **Nappe inf → M<sub>inf</sub><sup>a</sup> = 113.65KN.m**

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par B.A.E.L 91 :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Position	Mu (KN.m)	b(cm)	H	d(cm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	A adopt (cm <sup>2</sup> )
Travée	64.31	30	45	42	0.085	0.112	40.11	4.61	1.52	3T14= 4.62
Appui Sup	134.84	30	45	42	0.197	0.249	37.81	10.25	1.52	3T16+3T14=10.65
Appui Inf	113.65	30	45	42	0.151	0.206	38.54	8.47	1.52	3T16+3T12=9.42

Tableau VI.1 : Calcul du ferrailage des poutres

➤ **Choix des barres :**

⇒ En travée : **3T14** ⇒  $A_{s \text{ adoptée}} = 4.62 \text{ cm}^2$ .

⇒ Sur appui :

• Nappe sup **6T16** ⇒  $A_{s \text{ adoptée}} = 12.06 \text{ cm}^2$ .

• Nappe inf **6T14** ⇒  $A_{s \text{ adoptée}} = 9.24 \text{ cm}^2$ .

**VI-2-1-3/ Vérification du ferrailage :**➤ **Section minimale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$$

➤ **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

- 4 %  $b \times h$  en zone courante

- 6 %  $b \times h$  en zone de recouvrement

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

	$A_{\min RPA}$	$A_{\max RPA}$ 4 % $b \times h$	$A_{\max RPA}$ 6 % $b \times h$	$A_{\min BAE}$	$A_{cal}$	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	O.B
Travée	6.75	54.00	72.00	1.52	4.61	4T16=8.04	C.V
Appui sup	6.75	54.00	72.00	1.52	10.25	3T16+3T14= 10.65	C.V
Appui inf	6.75	54.00	72.00	1.52	8.47	3T16+3T12= 9.42	C.V

Tab.VI.2 : Vérification du ferrailage des poutres longitudinal

**VI-2-1-4/ Vérification à L'ELU :**➤ **vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\tau_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit l'effort tranchant maximum est :  $T = 132.86 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30\text{cm}$  ;  $d = 42\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{132.86 \times 10^3}{300 \times 420} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

➤ **Choix du diamètre :** On a :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; 14\right) = 12.85 \text{ mm} = 1.28 \text{ cm}$$

⇒ **On prendre T8 [HA →  $f_e 400 \text{ MPa}$ ]**

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.525 \times 30 \times 37.8}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > 1,49 cm<sup>2</sup> .....CV**

➤ **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{(2.01 \times 400)}{(0.4 \times 30)} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 37.8 \text{ cm}$$

➤ **Espacement exigé par le RPA :**

$$\text{En zone nodale : } s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4\right) = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $S_t = 10\text{cm}$  ... .. En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$  ... .. En zone courante.

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

### VI-2-1-5/ Vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

- La contrainte de compression du béton :

$$\text{Nappe inférieure : } A_t = 3T16 + 3T12 = 9.42 \text{ cm}^2$$

#### Calcul de $\sigma_b$ :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 277.2y - 11642.4 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 15.38 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 122287.418 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée  $B7 \rightarrow M_{ser} = 63.10 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{63.10 \times 10^6 \times 153.8}{122287.418 \times 10^4} = 7.93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 7.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{63.10 \times 10^6}{122287.418 \times 10^4} \times (420 - 153.8) \\ &= 137.35 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{st} = 137.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

### VI-2-1-6/ La vérification de la flèche :

$$M_0 = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{plancher}) = 25 \times 0.3 \times 0.45 + \left(\frac{3.95}{2} + \frac{4}{2}\right) \times (5.4) = 72.44 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{poutre}\right) \times Q = \left(\frac{3.95}{2} + \frac{4}{2} + 0.3\right) \times 1.5 = 6.41 \text{ KN/ml.} \\ L = 5.5 \text{ m.} \end{array} \right\}$$

$$M_0 = \frac{(72.44 + 6.41) \times 5.5^2}{8} = 298.15 \text{ KN.m}$$

*En travée* :  $A_s = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$

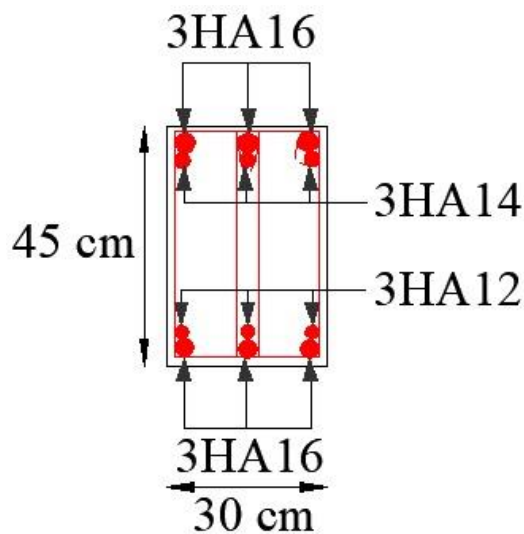
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \geq 0,081 > 0,0625 \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \geq 0,081 > 0,021 \dots\dots\dots CV.$$

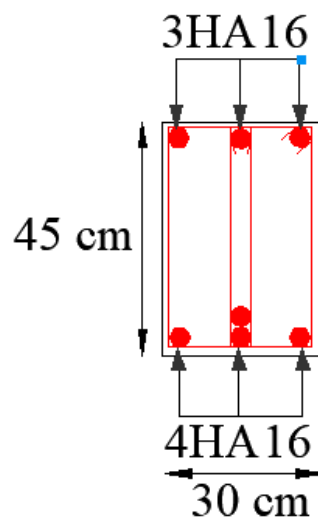
$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0063 < 0,0105 \dots\dots\dots CV.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**VI-2-1-7/ Schéma de ferraillage :**



**Figure VI.1:Schéma de ferraillage de la poutre sur appui**



**Figure VI.2: Schéma de ferraillage de la poutre sur travée**

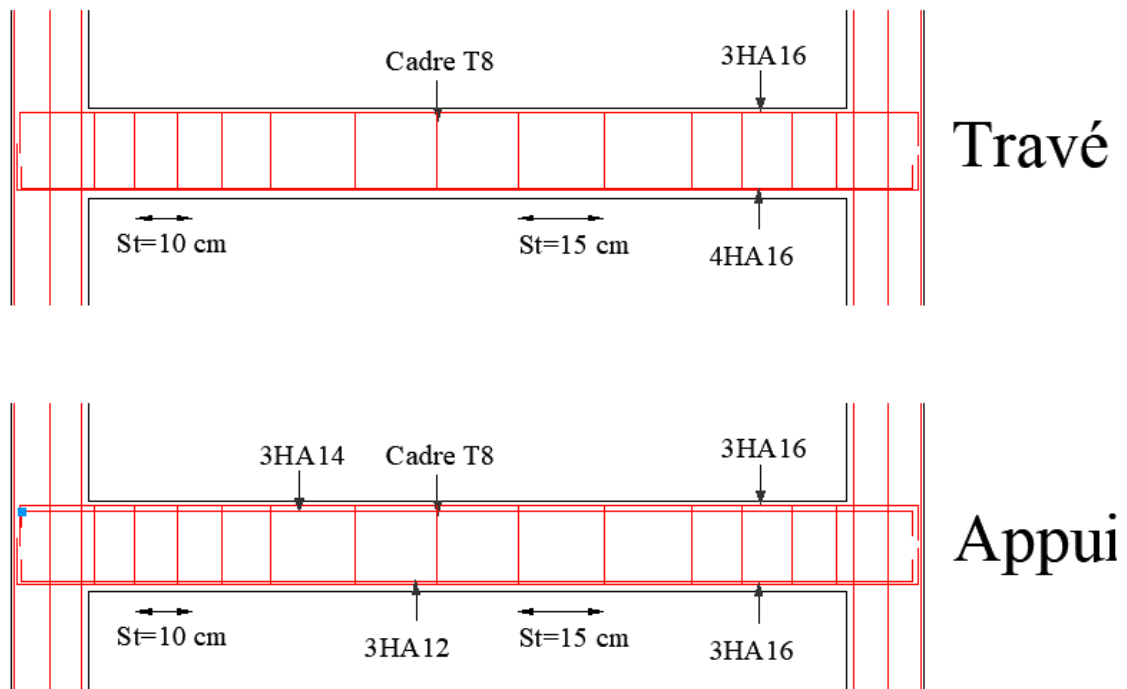


Figure VI.3: Schéma de ferrailage des poutres (Coupe).

#### VI-2-2/ Ferrailage des poteaux :

##### VI-2-2-1/ Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations préjudiciable.

##### ➤ Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$

##### ➤ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 53)

$$\Rightarrow G + Q \pm E$$

$$\Rightarrow 0,8G \pm E$$

Avec :

**G** : charges permanentes.

**E** : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

**Q** : charges d'exploitation non pondérées.

1.  $N_{\max} \longrightarrow M \text{ correspondant. } (1,35G+1,5Q).$

2.  $M_{\max} \longrightarrow N \text{ correspondant. } (G+Q \pm E).$

3.  $N_{\min} \longrightarrow M \text{ correspondant. } (0,8G \pm E).$

➤ **Recommandation du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique II** est limité par :

$$\Rightarrow A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 4\% \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$\Rightarrow A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} \leq 6\% \rightarrow \text{En zone recouvrement.}$$

$$\Rightarrow A_{min} = A_s > 0,8 \% b \times h \text{ (zone IIa)}$$

⇒ Le diamètre minimal est de 12 mm

⇒ La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi_L$ .

• **Les Efforts internes :**

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « **ETABS** ».

a- Calcul en flexion composée en situation accidentelle et durable.

**VI-2-2-2/Calcul de ferrailage :**

Le résumé des sollicitations données par le logiciel ETABS. Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

<b>Poteaux (<math>cm^2</math>)</b>	40 × 60	40 × 55	40 × 50
<b>Combinaison</b>	E.L.U	E.L.U	E.L.U
<b><math>N_{max}</math>(KN)</b>	1933.06	1411.48	676.2
<b><math>M_{corr}</math>(KN.m)</b>	7.13	70.01	63.93
<b>Combinaison</b>	$G + Q^{\pm}E$	$G + Q^{\pm}E$	$G + Q^{\pm}E$
<b><math>M_{max}</math>(KN.m)</b>	124.07	111.85	84.90
<b><math>N_{corr}</math>(KN)</b>	460.74	320.27	140.87
<b>Combinaison</b>	$0,8G^{\pm}E$	$0,8G^{\pm}E$	$0,8G^{\pm}E$
<b><math>N_{min}</math>(KN)</b>	1230.40	869.01	426.06
<b><math>M_{corr}</math>(KN.m)</b>	19.52	70.04	74.82

**Tableau VI.3 : Les sollicitations dues aux poteaux**



Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** », on prenant le cas le plus défavorable.

Poteau	M(KN.m)	N(KN)	$A_{S\text{ cal}}$	$A_{S\text{min(BAEL)}}$	$A_{S\text{ min(RPA)}}$	$A_{S\text{ adopt}}(\text{cm}^2)$
<b>40 × 60</b>	<b>124.07</b>	<b>460.74</b>	<b>0.3</b>	<b>4.80</b>	<b>19.20</b>	<b>10T16 =20.11</b>
<b>40 × 55</b>	<b>111.85</b>	<b>320.27</b>	<b>2.09</b>	<b>4.40</b>	<b>17.60</b>	<b>12T14 =18.47</b>
<b>40 × 50</b>	<b>84.90</b>	<b>140.87</b>	<b>3.41</b>	<b>4.00</b>	<b>16.00</b>	<b>4T16+6T14 =17.28</b>

**Tableau VI.4 : Calcul du ferrailage des poteaux.**

#### VI-2-2-3/Vérification de ferrailage :

➤ **Les armatures longitudinales :** Suivant le RPA

➤ **La section minimale :**

La section minimale est de  $A_{min} = 0,8\% \times b \times h$

➤ **La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

➤ Suivant les règles BAEL91 :

➤ **La section minimale :**  $A_{min} = 0,2\% \times b \times h$

➤ **La section maximale :**  $A_{max} = 5\% \times b \times h$

Section	$A_{smin}$	$A_{smin}$	$A_{max}$	$A_{max}$	$A_{max}$	$A_{sadopt}$	O.B
	BAEL91	R.P. A	BAEL91 $5\%b \times h$	R. P. A $4\%b \times h$	R. P. A $6\%b \times h$		
<b>40 × 60</b>	<b>4.80</b>	<b>19.20</b>	<b>120</b>	<b>96</b>	<b>144</b>	<b>20.11</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 55</b>	<b>4.40</b>	<b>17.60</b>	<b>110</b>	<b>88</b>	<b>132</b>	<b>18.47</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 50</b>	<b>4.00</b>	<b>16.00</b>	<b>100</b>	<b>80</b>	<b>120</b>	<b>17.28</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI.5 : Vérification de ferrailage des poteaux.**

#### VI-2-2-4/Vérification à l'E.L.U :

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

⇒ **D'après le BAEL :**

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

<b>b × h</b>	<b>T<sub>max</sub> (KN)</b>	<b>τ<sub>u</sub> MPa</b>	<b>τ̄<sub>u</sub> (MPa)</b>	<b>τ<sub>u</sub> ≤ τ̄<sub>u</sub></b>
<b>40 × 60</b>	<b>27.95</b>	<b>0.104</b>	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 55</b>	<b>50.66</b>	<b>0.243</b>	<b>3.33</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 50</b>	<b>58.03</b>	<b>0.309</b>	<b>3.33</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI.6 : Vérification des efforts tranchant des poteaux selon BAEL**

⇒ **Vérification selon le RPA :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.075 \rightarrow Si : \lambda_g \geq 5.00$$

$$\Rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow Si : \lambda_g < 5.00$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{b}, L_f = 0.70 \times l_0 = 0.70 \times 3.91 = 2.74 \text{ m.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

<b>b × h</b>	<b>L<sub>F</sub></b>	<b>λ<sub>g</sub></b>	<b>ρ<sub>d</sub></b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>τ̄<sub>u</sub></b>	<b>O.B</b>
<b>40 × 60</b>	<b>2.74</b>	<b>6.85</b>	<b>0.075</b>	<b>0.104</b>	<b>1.875</b>	<b>C.V</b>
<b>40 × 55</b>	<b>2.14</b>	<b>5.35</b>	<b>0.075</b>	<b>0.243</b>	<b>1.875</b>	<b>C.V</b>
<b>40 × 50</b>	<b>2.14</b>	<b>5.35</b>	<b>0.075</b>	<b>0.309</b>	<b>1.875</b>	<b>C.V</b>

**Tableau VI.7 : Vérification des efforts tranchant des poteaux selon R.P.A.**

➤ **Calcul des armatures transversales :**

⇒ **Choix de diamètre :**

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte des cadres : **T8**

$$S_t \leq \text{Min} (15\phi_l; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} ([15 \times 1,2]; 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t = \min(10\phi_l, 15\text{cm}); \text{ en zone II} \rightarrow R.P.A[7.4.2.2, p63]$$

$$S_t \leq \min([10 \times 1.2], 15\text{cm}) = 12\text{ cm} \rightarrow \text{Donc : } S_t = 10\text{ cm.}$$

- **Dans la zone courante :**

$$s_t \leq 15\phi_l \text{ zone I et II} \rightarrow s_t \leq 15 \times 1.2 \rightarrow s_t = 18\text{ cm}$$

$$\text{donc : } S_t = 15\text{ cm.}$$

➤ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$

$T_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales.

Selon le RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\rho_a \times T_u)}{(h_1 \times f_e)}$  R.P.A[7.4.2.2 ; p63]

$$\Rightarrow \rho_a = 2.50 \dots \dots \dots Si \cdot \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \rho_a = 3.75 \dots \dots \dots Si : \lambda_g < 5$$

Dans la zone nodale :  $S_t \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{zone II} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm.}$

Dans la zone courante :  $S_t \leq \min(15\phi_l) \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm.}$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A'_t/S_t \cdot b$  en % est donnée comme suit:

$$\Rightarrow Si \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots 0.3\%.$$

$$\Rightarrow Si \lambda_g < 3 \dots \dots \dots 0.8\%.$$

$$\Rightarrow Si 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots \text{interpoler entre les valeurs limite précédentes.}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

$b \times h$	$T_{max}$	$h_l$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_t$	$A_{t\ adopt}$
<b>40 × 60</b>	<b>27.95</b>	<b>0.60</b>	<b>6.85</b>	<b>2.5</b>	<b>0.29</b>	<b>2T8=1.01</b>
<b>40 × 55</b>	<b>50.66</b>	<b>0.55</b>	<b>5.35</b>	<b>2.5</b>	<b>0.57</b>	<b>2T8=1.01</b>
<b>40 × 50</b>	<b>58.03</b>	<b>0.50</b>	<b>5.35</b>	<b>2.5</b>	<b>0.73</b>	<b>2T8=1.01</b>

**Tableau VI.8 : Calculs armatures transversales des poteaux.**

➤ **Calcul de la zone de recouvrement :**

**Solen R.P.A [art . 7. 4. 2. 1 ]**

40Ø → En zone IIa.

**La longueur de recouvrement :** soit le tableau suivant la zone II

<b>Poteaux</b>	<b>40 × 60</b>	<b>40 × 55</b>	<b>40 × 50</b>
$\varnothing_{max}$ (mm)	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>
<b>40 Ø (m)</b>	<b>0.64</b>	<b>0.64</b>	<b>0.64</b>

**Tableau VI.9 : Longueur de recouvrement poteaux**

**VI-2-2-5/Vérification à l'état limite de service :**

La vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC"

➤ **Contrainte admissible de béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

➤ **Contrainte admissible d'acier**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$b \times h$	$N_{SER}$	$M_{SER}$	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} < 15$	$\sigma_{St}$	$\sigma_{st} < 201.63$
<b>40 × 60</b>	<b>1211.67</b>	<b>36.34</b>	<b>20.11</b>	<b>5.6</b>	<b>CV</b>	<b>82.3</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 55</b>	<b>665.38</b>	<b>54.27</b>	<b>18.47</b>	<b>4.76</b>	<b>CV</b>	<b>68</b>	<b>CV</b>
<b>40 × 50</b>	<b>164.51</b>	<b>58.09</b>	<b>17.28</b>	<b>4.18</b>	<b>CV</b>	<b>54.1</b>	<b>CV</b>

**Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS poteaux**

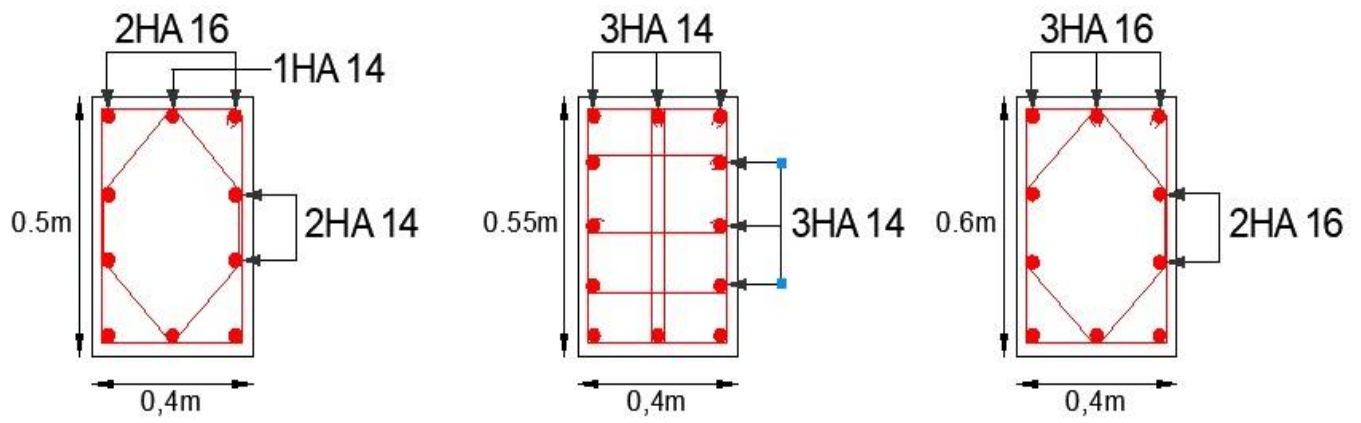


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux

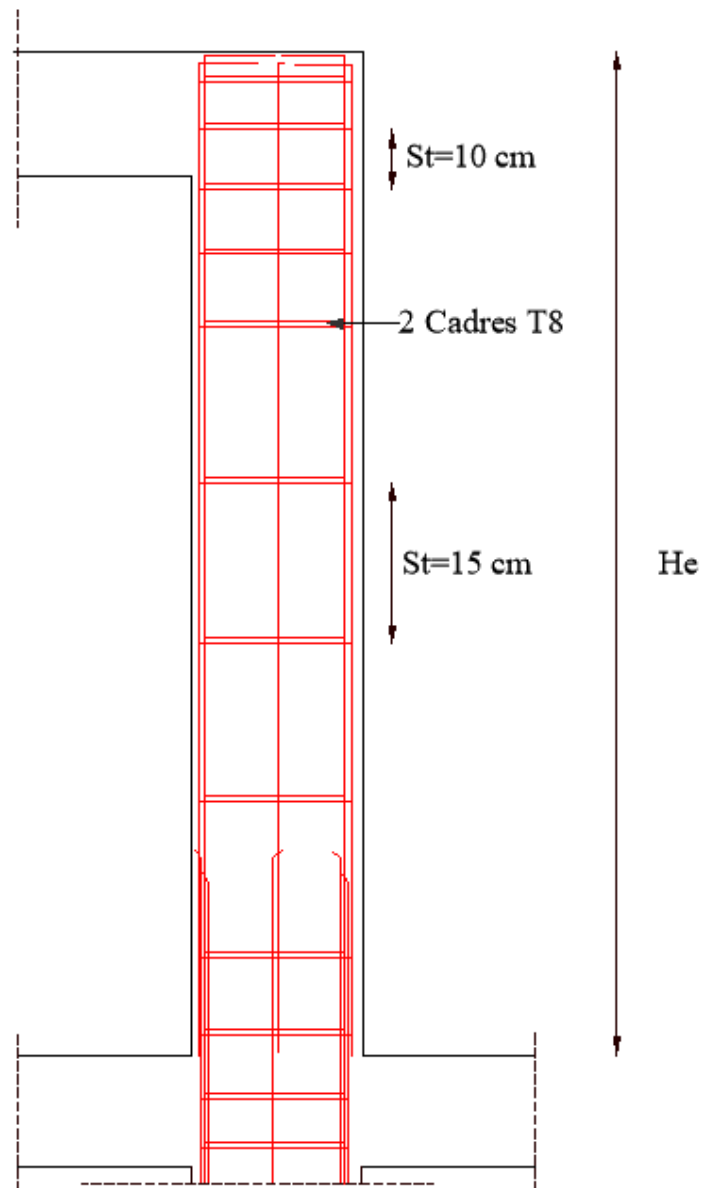


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (Coupe).

**VI-3/ Les voiles :****VI-3-1/ Introduction :**

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

**VI-3-2/Voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

**VI-3-2-1/Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

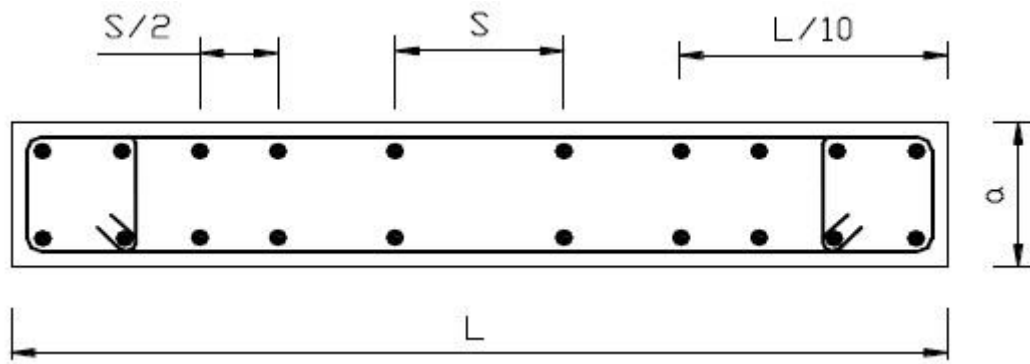


Figure VI.6 : Section transversale du voile

### VI-3-2-2/Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à ( $90^\circ$ ) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### VI-3-2-3/ Règles communes :

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - En zone courante 0.10%.
- ❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$-S \leq (1,5 \times e ; 30cm) \text{ avec } e : \text{Epaisseur du voile.}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

$$\Rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm Lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm Lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$$\Rightarrow 40\Phi \text{ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.}$$

⇒  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

#### VI-3-2-4/ Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; 2 \times \frac{l'}{3} \right)$$

Avec :  $l'$  : étant la largeur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

#### VI-3-3/ Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possible :

- Section entièrement comprimée. SEC.
- Section entièrement tendue. SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

✓ Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** »

$$\sigma_{A,B} = \frac{N + M}{A - I} \times Y$$

##### VI-3-3-1 /Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N + M}{A - I} \times Y$$

✓ Si :  $M > 0$ .....  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$ .

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer ' $L_t$ ' en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cal} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$ .

✓ Si :  $M < 0$ .....  $\sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$ .

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par :  $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$ .



La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_{cat} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

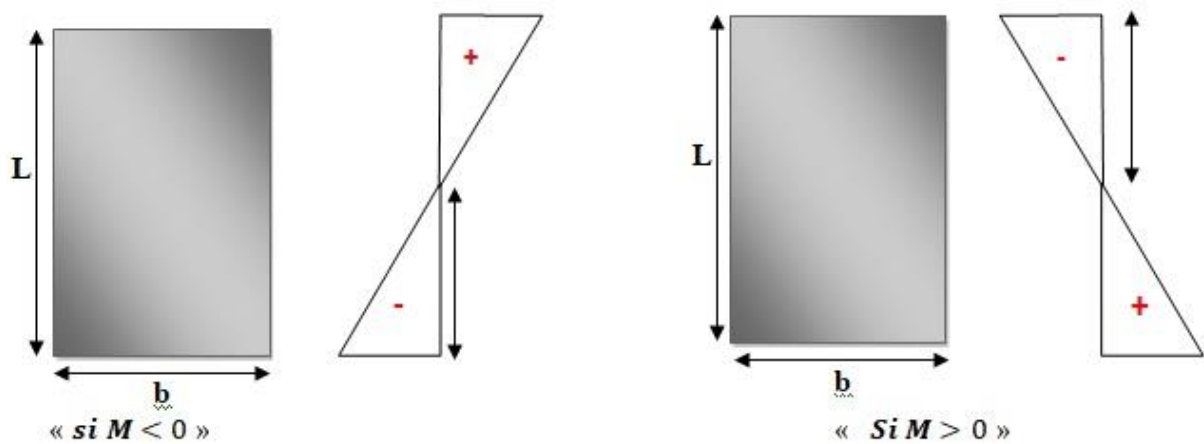


Figure VI.7: Section partiellement comprimée

#### VI- 3-3-2/Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 L \times b$$

#### VI-3-3-3/Section entièrement tendue SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ )

- La longueur tendue est égal à « L » .....  $L = L_t$ .
- L'effort de traction est donnée par :  $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times b/2$ .
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{(f_e/\gamma_s)}$

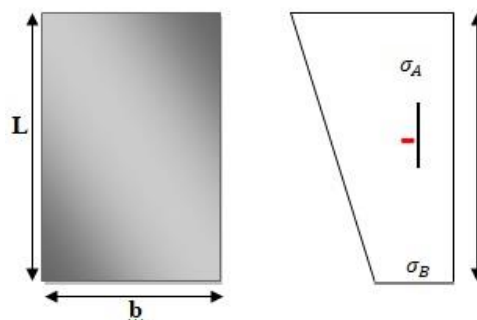


Figure VI.8 : Section entièrement tendue

#### VI-4/ Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

**VI-4-1/Calcul de ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

$A_{min} = 0.15\% b \times L$ ..... Globalement dans la section du voile.

$A_{min} = 0.10\% b \times L$ ..... Dans la zone courante.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

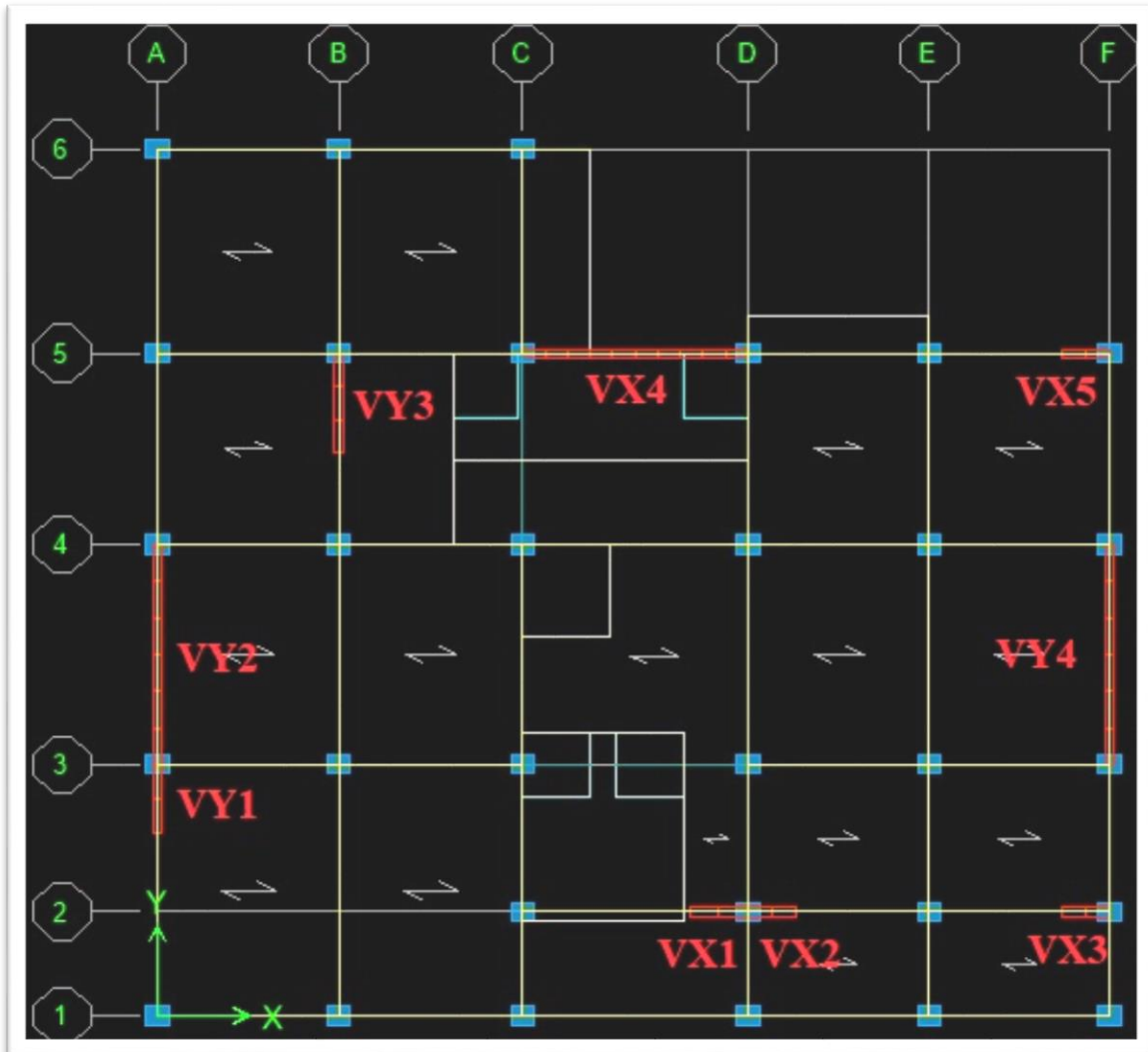


Figure.VI.9 : Vue en plan des voiles existants.

**VI-4-1-1/Exemple de calcul :**

➤ **Voile VY2 :**

Les données utilisées sont les suivantes :

⇒ **Dimension :**

- $L=4.39$  m
- $b = 0.20$  m.

⇒ **Caractéristique géométrique :**

- $I = \frac{0.20 \times 4.39^3}{12} = 1.41 m^4$ .

- $surface = 0.88 m^2$
  - $Y = 2.195 m$
- ⇒ Les sollicitations sont :
- $M = 3968.62KN.m$
  - $N = 1700.93KN$

⇒ Les contraintes :

- $\sigma_A = 8115.05KN/m^2$
- $\sigma_B = -4240.49KN/m^2$

$\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0 \rightarrow$  section est : SPC

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 1.51 m$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 638.9 KN.$$

$$A_s \text{ cal} = \frac{T \times \gamma S}{f_e} = \frac{638.9 \times 1.15}{400}$$

$$A_s \text{ cal} = 18.37cm^2$$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

⇒ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :  $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t$

b: Epaisseur du voile.

$L_t$  : Longueur de la section tendue.

- $A_{RPA} = 0,20\% b \times L_t = 6.03cm^2$
- $A_{min} = 0.0015 \times b \times L = 0.0015 \times 0.20 \times 4.39 = 13.17 cm^2$
- $A_{adopté} = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 18.37cm^2$

⇒ **Espacement :**

- **En zone courante :**

$$s_t \leq \min(1,5 e. 30) = 30 cm \text{ On prend: } s_t = 20 cm.$$

- **En zone d'about :**

$$S_{ta} = \frac{s_t}{2} = 10 cm.$$

⇒ **Sens x-x :**

VOILE	VX1	VX2	VX3	VX4 (avec ouverture)	VX5
NS	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
L(m)	1.05	0.85	0.85	2.40	0.85
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

$I(m^4)$	0.01929375	0.0085	0.01023	0.2304	0.01023
$S(m^2)$	0,21	0.17	0,17	0.48	0.17
$Y(m)$	0,525	0.425	0,425	1.2	0.425
$M(KN.m)$	291.65	252.65	120.48	1669.39	123.95
$N(KN)$	326.11	1228.32	163.98	6145.84	271.06
$\sigma_A (KN/m^2)$	9488.96	19519.87	5967.22	21498.57	6741.18
$\sigma_B (KN/m^2)$	-6383.15	-4165.97	-4038.04	41009.09	-3552.24
$L_t(m)$	0.4222	0.14	0.34	/	0.29
$T(KN)$	269.54	58.62	138.53	233.03	104.20
$A_{Scal}(cm^2)$	7.75	1.69	3.98	6.69	3.00
$A_{SRPA} (cm^2)$	1.69	0.56	1.37	/	1.17
$A_{min}(cm^2)$	3.15	2.4	2.55	7.2	2.55
$As = Max(A_{scal}, A_{SRPA}, As_{min})$	7.75	2.4	3.98	7.2	3.00
<b>Choix des barres (<math>cm^2</math>)</b>	$2 \times (4T12)$ =9.05	$2 \times 2T10$ =3.14	$2 \times (3T10)$ =4.71	$2 \times (8T8)=8.04$	$2 \times 3T10$ =4.71
<b>Choix des barres zone comprimé (<math>cm^2</math>)</b>	/	$2 \times 2T8$ =2.01	/	/	$2 \times 1T8$ =1.01
$S_t$ courant (cm)	20	20	20	20	20
$S_t$ about (cm)	10	10	10	10	10

Tableau VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.

⇒ Sens Y-Y :

VOILE	VY1	VY2	VY3
$N S$	SPC	SPC	SPC
$L(m)$	1.30	4.39	1.95
$b(m)$	0,2	0,2	0,2
$I(m^4)$	0.0366	1.4100	0.1235
$S(m^2)$	0.26	0.878	0.39
$Y(m)$	0.65	2.195	0.975
$M(KN.m)$	882.03	3515.57	764.59
$N(KN)$	2782.5	3310.9	1699.43
$\sigma_A (KN/m^2)$	26359.26	9243.484	10389.78

$\sigma_B (KN/m^2)$	-4955.41	-1701.570	-1674.75
$L_t (m)$	0.21	0.68	0.27
$T (KN)$	101.94	116.13	45.33
$A_{scal} (cm^2)$	2.93	3.34	1.30
$A_{SRPA} (cm^2)$	0.82	2.73	1.08
$A_{min} (cm^2)$	3.9	13.17	5.85
$As = Max$ ( $A_{scal}$ , $A_{SRPA}$ , $A_{smin}$ )	3.9	13.17	5.85
Choix des barres	$2 \times 3T10=4.71$	$2 \times 6T12=13.57$	$2 \times 3T12=6.79$
Choix des barres zone comprimé ( $cm^2$ )	$2 \times 4T8=4.02$	$2 \times 14T8$	$2 \times 6T8=6.03$

Tableau VI.12 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversal

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suit : (Article 7.7.2.RPA99).

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{(b \times 0.90 \times L)} \rightarrow \bar{\tau} = \min(0.13f_{c28} ; 5 MPa)$$

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

➤ Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
VX1	176.75	0,2	1.05	1.31	3.25	CV
VX2	143.4	0,2	0.85	1.31	3.25	CV
VX3	78.16	0,2	0.85	0.72	3.25	CV
VX4	135.89	0.2	2.40	0.44	3.25	CV
VX5	71.34	0.2	0.85	0.65	3.25	CV

Tableau VI.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

➤ Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (m)	L (m)	$\tau (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
VY1	338.34	0,2	1.30	2.02	3.25	CV
VY2	749.21	0,2	4.39	1.33	3.25	CV
VY3	192.51	0.2	1.95	0.76	3.25	CV
VY4	837.09	0.2	4.39	1.48	3.25	CV

Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

VI-4-2/Calcul de ferrailage horizontal :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_s}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\delta_s(\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)}{0,9 f_e} \quad \text{C.B.A.93 Art A.5.1.2.3.}$$

$k = 0$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}, \sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est :

$$\text{Pour } : \tau \leq 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad \rightarrow A_t = 0.0015 \times b \times L.$$

$$\text{Pour } : \tau > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad \rightarrow A_t = 0.0025 \times b \times L.$$

#### VI-4-2-1/Exemple d'application :

##### ➤ Voile VY2:

Pas de reprise de bétonnage  $\alpha = 90^\circ \rightarrow K = 0$ .

$$S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm}) \rightarrow (\text{Art 7.7.4.3 RPA99}).$$

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

$$V = 837.09 \text{ KN}$$

$$\tau = 1.48 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa}.$$

$$A_{bael} = \frac{(\tau \times S_t) \times b}{0.9 \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{(1.48 \times 20) \times 20}{0.9 \times (400/1.15)} = 1.89 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1.89 \text{ cm}^2.$$

⇒ **Ferrailage minimal de RPA :**

$$\tau = 1.48 > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad ; A_t = 0.0025 \times b \times L$$

$$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 439 = 21.95 \text{ cm}^2$$

**Alors :**

$$A_t = \max(1.89 ; 21.95) = 21.95 \text{ cm}^2$$

$$A_t(\text{ml/face}) = \frac{21.95}{2 \times 4.39} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Soit } : A_{\text{adopté}}(\text{ml/face}) = \mathbf{5T8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

##### ➤ Sens X-X :

Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	$A_{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_t$ ( $cm^2/ml/face$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
VX1	1.31	0,20	0,2	1.05	1.67	5.25	2.5	5T8=2.51
VX2	1.31	0,20	0,2	0.85	1.67	4.25	2.5	5T8=2.51
VX3	0.72	0,20	0,2	0.85	0.92	4.25	2.5	5T8=2.51
VX4	0.44	0.20	0.2	2.40	0.56	12	2.5	5T8=2.51
VX5	0.65	0.20	0.2	0.85	0.83	4.25	2.5	5T8=2.51

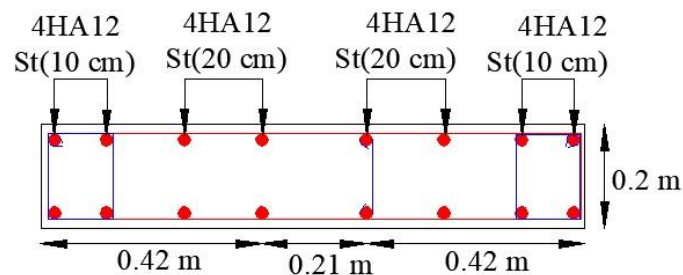
Tableau VI.15. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X.

➤ Sens Y-Y :

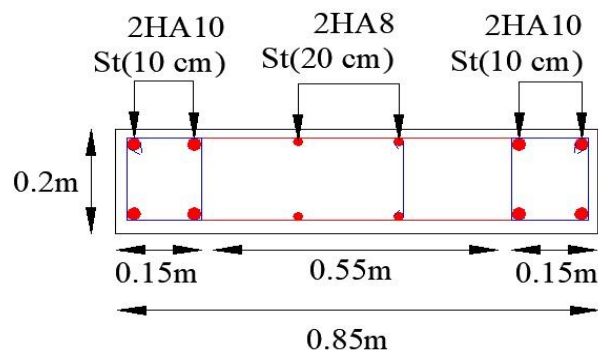
Voiles	$\tau$ (MPa)	St (m)	b (m)	L (m)	$A_{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_t$ ( $cm^2/ml/face$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )
VY1	2.02	0,20	0,2	1.30	1.99	6.5	2.5	5T8=2.51
VY2	1.33	0,20	0,2	4.39	0.89	21.95	2.5	5T8=2.51
VY3	0.76	0,20	0,2	1.95	1.90	9.50	2.5	5T8=2.51
VY4	1.48	0.20	0.2	4.39	1.89	21.95	2.5	5T8=2.51

Tableau VI.16 : Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.

VI-4-3/schémas de ferrailage :



FigureVI.10 : Ferrailage du voile VX1



FigureVI.11 : Ferrailage du voile VX2

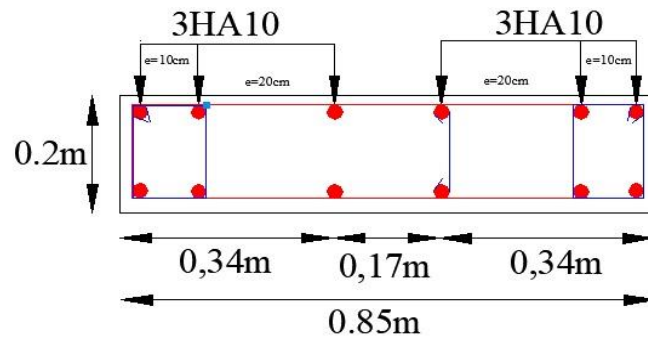


Figure VI.12 : Ferrailage du voile VX3

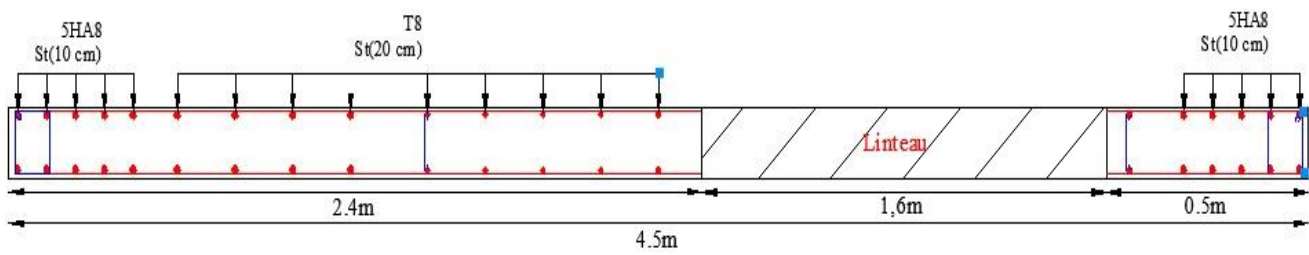


Figure VI.13 : Ferrailage du voile VX4

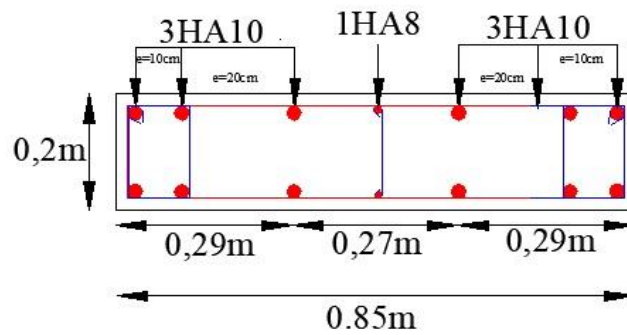


Figure VI.14 : Ferrailage du voile VX5



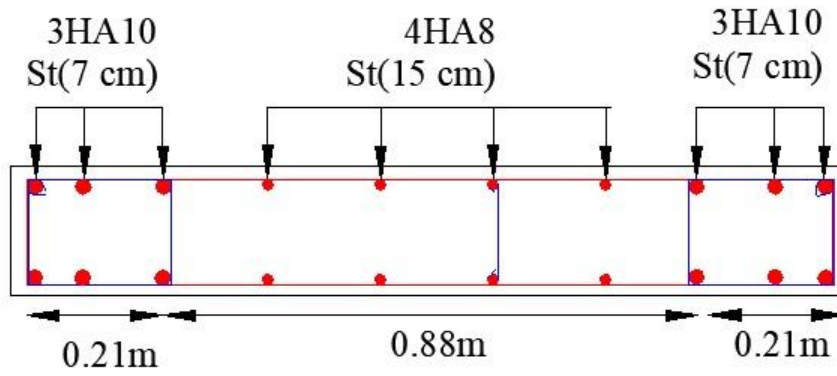


Figure VI.15 : Ferraillage du voile VY1

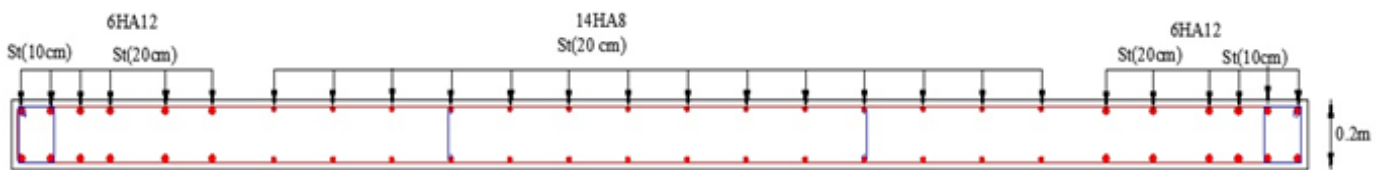


Figure VI.16 : Ferraillage du voile VY2

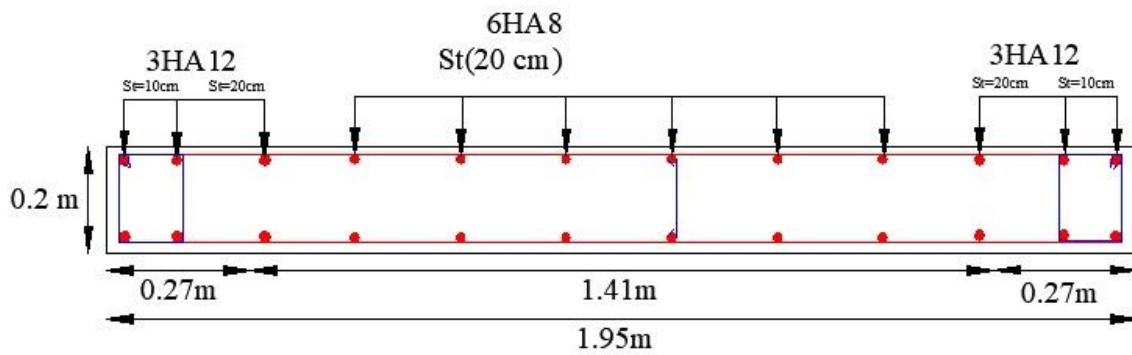


Figure VI.17 : Ferraillage du voile VY3

**VI-5/ Calcul d'un voile avec ouverture :**

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau.

**VI-5-1/ Introduction :**

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ), encastrées aux extrémités, reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite .

Le calcul de ferrailage du linteau se fait comme il est indiqué en art 7.7.3 RPA 99.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant ( $V_u$ ), doit être majoré de 40 %.

**VI-5-2/ Calcul des linteaux :**

-Les caractéristiques géométriques de linteau :

$$H_e = 3.91m, h = 1.4 m, b = 0.20 m, L = 1.6 m$$

-Déterminations des sollicitations :

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETABS7.9 » On a :

$$\text{Soit : } V_U = 455.08 \text{ KN .}$$

$$V = 1,4 V_U.$$

$$V = 1,4 \times 455.08 = 637.11 \text{ KN .}$$

VI.5.2.1.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; d = 0,9 h = 0,9 \times 1 = 0.9 m$$

$$\tau_b = \frac{637.11 \times 10^3}{200 \times 810} = 2.52 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2.52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} ,$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

**VI-5-2-1/calcul du ferrailage :**

$$\tau_b = 2.52 \text{ Mpa} > 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Donc on devra disposer :}$$

⇒ Des aciers longitudinaux ( $A_L, A_L'$ ) de flexion ;

⇒ Des aciers transversaux ( $A_t$ );

⇒ Des aciers en partie courante ( $A_c$ )

⇒ Des aciers diagonaux ( $A_d$ )

➤ **Calcul de ( $A_L$ ):**

$$\tau_b = 2.52 \text{ Mpa} > 1,5 \text{ Mpa}$$

Section minimale exigée par le RPA99 : ( $A_L, A_L'$ )  $\geq 0.0015 \times b \times h$

$$(A_L, A_L') \geq 0.0015 \times 20 \times 140 = \mathbf{4.2 \text{ cm}^2} .$$

$$A_L = A_L' = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de ( $A_t$ ):**

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2.B) :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t \geq 0.0015 \times b \times S_t$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots \dots \dots A_t > 0.0025 \times b \times S_t$$

$S_t$ : Espacement des armatures transversales.

$$\tau_b = 2.52 > 0.025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S_t = \frac{h}{4} = \frac{140}{4} = 35 \text{ cm on prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 30 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2}$$

➤ **Calcul de ( $A_c$ ):**

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h$$

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 140 = \mathbf{5.6 \text{ cm}^2}$$

On prend :

$$\mathbf{A_c = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2}$$

➤ **Calcul de ( $A_d$ ):**

$$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\tau_b = 2.52 > 1,5 \text{ MPa.}$$

$$tg \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{1.4 - 2 \times 0.1}{1.6} = 0.75 \dots \dots \alpha = 36.87^\circ$$

$$A_d = \frac{637.11 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 36.87} = 13.27 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = 2.52 > 0.06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$$

Section minimale du RPA 99:

$$A_d > 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 140 = \mathbf{4.2 \text{ cm}^2}$$

donc :  $A_d = \max (A_{d \text{ cal}}, A_{d \text{ RPA}})$

$$\mathbf{A_d = 13.27 = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2}$$

**VI-5-2-1/Choix des barres d'aciers :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

	$A_L$	$A_t$	$A_C$	$A_d$
<b>Choix des barres</b>	$4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$	$A_t = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$	$4T14 = 6.16$	$8T16 = 16.08 \text{ cm}^2$

Tableau VI.17 : Le ferraillage final du linteau.

VI-5-2-2/ Croquis de ferraillage :

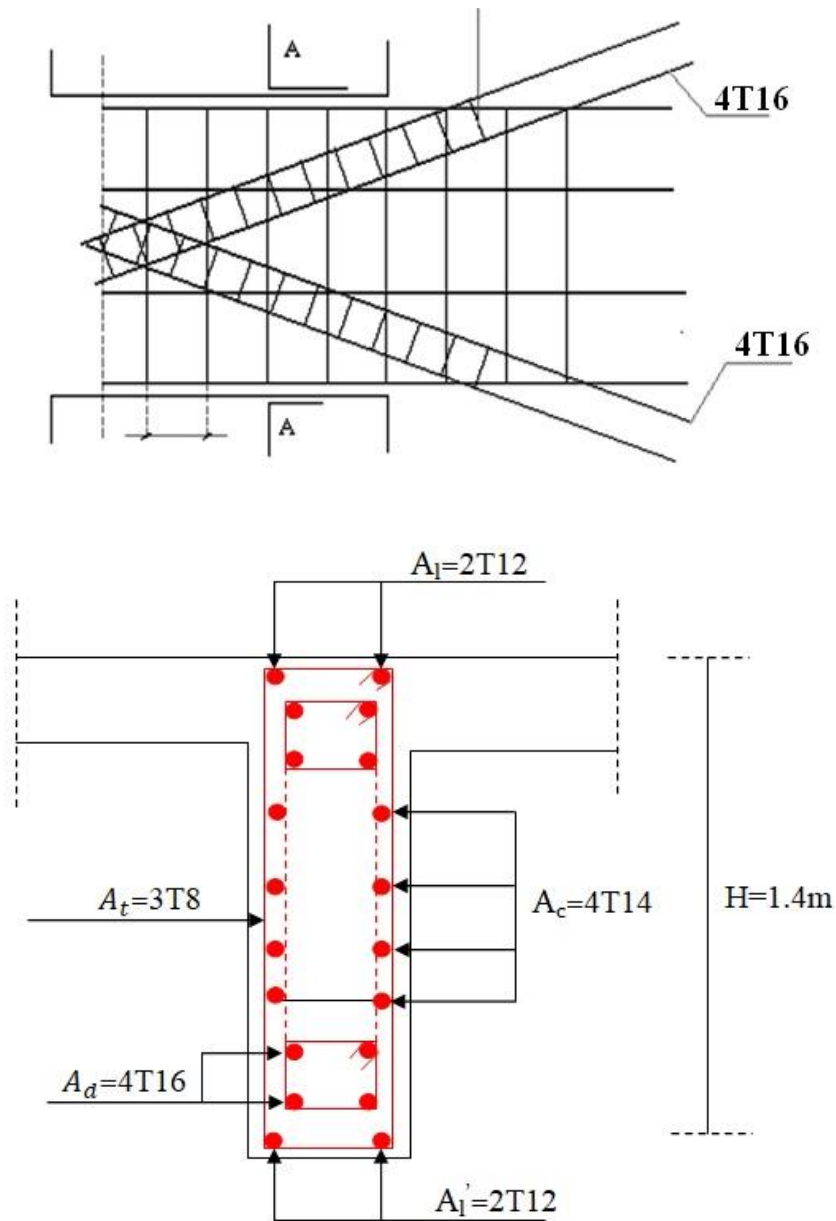


Figure VI.18 : Ferraillage du linteau

**VII-1/ Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, pour objet de support des charges de la superstructure et leur transmission au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VII-2/ Différents types des fondations :**

- ⇒ Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers) .
  - ⇒ Semi profondes(Les puits).
  - ⇒ Profondes(les pieux).
  - ⇒ Les fondations spéciales(Les parois moulées et les cuvelages).
- ✓ Le choix du type de fondation dépend de :
- Le 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.

**VII-3 /Choix du type de fondations :**

Avec une capacité portante du sol égale à **2 bars** et le bon sol situé a une distance 1.5m de profondeur, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ⇒ semelle isolée.
- ⇒ Semelles filantes.
- ⇒ Radier général.

**VII-3-1/Semelle isolé :**

- Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :
- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
- $\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} < 50 \%$ .
- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

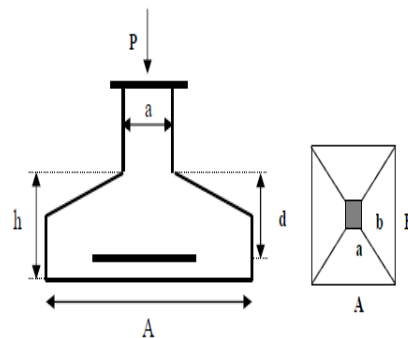


Figure VII.1 Semelle isolée

1. Avec :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{sol} = 1.5bars = 150KN/m^2$$

**VII-3-1 -1 Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

$S_{bat}$ : Surface total du bâtiment = 334.20 m<sup>2</sup>

les surfaces des semelles : d'après l'ETABS.

Semelles	(KN)	S=N/sigma sol (m <sup>2</sup> )	Semelles	N(t) (KN)	S=N/sigma sol (m <sup>2</sup> )
1	126.19	0,841	22	501.74	3,345
2	231.6	1,544	23	343.32	2,289
3	146.33	0,976	24	758.85	5,059
4	115.49	0,770	25	666.84	4,446
5	152.41	1,016	26	978.16	6,521
6	97.74	0,652	27	685.77	4,572
7	316.60	2,111	28	1393.23	9,288
8	616.51	4,110	29	1094.33	7,296
9	415.19	2,768	30	865.96	5,773
10	798.02	5,320	31	947.9	6,319
11	387.35	2,582			
12	1146.55	7,644			
13	1332.74	8,885			
14	1300.69	8,671			
15	1406.40	9,376			
16	432.55	2,884			
17	391.36	2,609			
18	1279.90	8,533			
19	1401.68	9,345			
20	1332.68	8,885			
21	1008.62	6,724			
				<b>La somme de N=</b> <b>22672.7 KN</b>	<b>La Somme de S=</b> <b>151.15 m<sup>2</sup></b>

Tableau VII.1 : Les surfaces des semelles isolées.

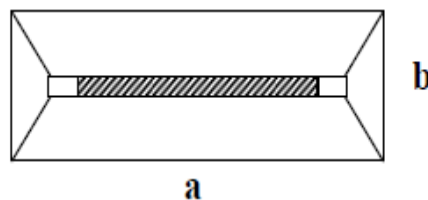
**VII-3-2 /La surface des semelles filantes des voiles d'après L'ETABS :**

Voile	$N(KN)$	$S = N/\sigma_{sol} (m^2)$
VX1	604.41	4.03
VX2	406.54	2.71
VX3	391.90	2.61
VX5	419.46	2.80
VY1	674.48	4.50
VY2	2239.27	14.93
VY3	1447.57	9.65
VY4	1823.20	12.15
Total	8006.83	53.38

**Tableau VII.2 : Les surfaces des semelles filantes**

$$S_{total} = 151.15 + 53.38 = 204.53 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{tot}}{S_{batiment}} = \frac{204.53}{334.2} \times 100 = 61.20\%$$

**Figure .VII.2 : Semelle filante**

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

**VII-4/ Radier général :****VII-4-1/ Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées des grandes hauteurs.

Dans notre cas, nous opterons pour un radier dalle (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

**VII-4-2/ Pré dimensionnement du radier :****VII-4-2- 1/L'épaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

➤ **Condition forfaitaire :  $h \geq L_{\max}/20$ .**

Il faut respecter la condition suivante  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$ .

Telle que :  $L_x = 5.50 \text{ m}$ . Donc on a :  $h_r \geq 28 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 70 \text{ cm}$ .

**VII-4-2-2/ Nervure :**

➤ **La hauteur de la nervure :**

⇒ **Condition forfaitaire :**

- $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

- $L_{\max}$  : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 5.50 \text{ m}$  D'où :  $h_n \geq 55 \text{ cm}$ .

Il faut respecter la condition suivante  $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$ .

⇒ **Condition de la longueur élastique :**

- $L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$
- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$

Avec :

- $K$  : La raideur moyenne du sol  $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ .
- $E$  : Le module d'élasticité longitudinal du béton  $E = 3,21 \times 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$ .

On obtient :

- $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 82.57 \text{ cm}$ .

On adopte :  $h_n = 1,2 \text{ m}$  et  $b = 40 \text{ cm}$ .

⇒ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de  $h_r = 70 \text{ cm}$ , avec des nervures d'une hauteur  $h_n = 1,2 \text{ m}$ . Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.



⇒ **Condition de résistance au cisaillement** : D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU, On a :

$$N_u = 39342.$$

$$V_u = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{red}}} = \frac{37342.15 \times 1}{334.2} = 111.74 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{\text{max}}}{2} = \frac{111.74 \times 5.5}{2} = 307.29 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{307.29 \times 10^3}{1000 \times (0.9 \times 1.2 \times 10^3)} = 0.28 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{cv}$$

#### VII-4-2-3 /Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Soit : } D = 40\text{cm}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times [2(L_x + L_y)] = 334.2 + 0.40 \times 2 \times (19.2 + 20.95) = 382.38 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est :  $S_{\text{rad}} = 382.38 \text{ m}^2$ .

#### ➤ La surface minimale du radier :

- $\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm}}$ .

Avec :

- $\sigma_{\text{sol adm}}$  : la capacité portante de sol.

$$N_{\text{rad}} = G_{\text{rad}} = 382.38 \times 0.7 \times 25 = 6691.65 \text{ KN}$$

$$N = (N_{\text{bâtiment}} + N_{\text{radier}}) = 27263.73 + 6691.65 = 33955.38 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{33955.38}{150} = 226.37 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 334.2 \text{ m}^2.$$

#### ➤ Conclusion :

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

**VII-4-2-4/ Vérification du poinçonnement :****➤ Sous poteau(C19) :**

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$

Avec :

- $N_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau  $N_u = 1923.55 \text{KN}$ .
- $h$  : L'épaisseur totale de la dalle.
- $\mu_c$  : périmètre du contour cisailé :  $\mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.40 + 0.6 + 2 \times 1.2) =$

6.8 m.

Donc :  $\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 6.8 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6120 \text{ KN}$

→  $N_u = 1923.55 \text{ KN} < 6120 \text{KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**➤ Sous voile :**

Le voile le plus sollicité de longueur 4.39 m et  $N_u = 3062.12 \text{ KN}$ .

Pour une bande de 1 ml :  $N_u / \text{ml} = 3062.12 / 4.39 = 697.52 \text{KN/ml}$ .

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 2 \times (4.39 + 0.2 + 2 \times 1.2) = 13.98 \text{m}$ .

Donc :  $\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 12582 \text{ KN} \rightarrow N_u = 3062.12 \text{KN} < 12582 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement

**VII-4-2-5/Caractéristiques géométriques du radier :**

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties/X :  $I_{xx} = 8174.3 \text{ m}^4$ .
- Les inerties/Y :  $I_{yy} = 11957 \text{m}^4$ .

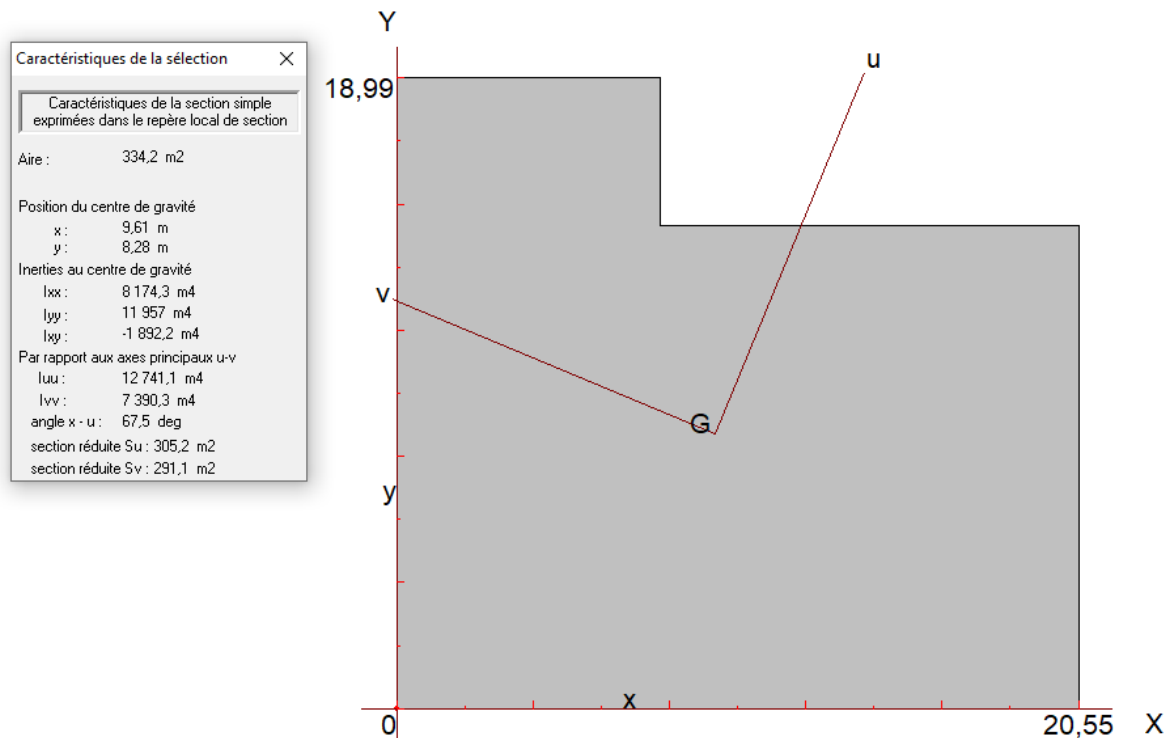


Figure VII.3 : Schéma du radier sous SOCOTEC

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 9,61 \text{ m.}$
- $Y_g = 8,28 \text{ m.}$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{g_m} = 9,868 \text{ m.}$
- $Y_{g_m} = 8,362 \text{ m.}$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,258 \text{ m.}$
- $e_y = 0,082 \text{ m.}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

**VII-4-2-6/Vérification de la stabilité du radier :**

**VII-4-2-6-1/ Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

- $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$ .

Avec :

- $N_t = N_{bat} + N_{rad}$

D'où :

- $N_{bat} = 27263.73 \text{ KN}$ .
- $N_{rad} = G_{rad} = 382.38 \times 0.7 \times 25 = 6691.65 \text{ KN}$ .
- $N_t = 27263.73 + 6691.65 = 33955.38 \text{ KN}$

Donc :  $\rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{33955.38}{382.38} = 88.80 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 150 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

#### VII-4-2-6-2/Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles :  $0,8G \pm E$  :

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$ .

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison  $0,8G \pm E_{x,y}$  :

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	L/4 (m)	OB
$0,8G \pm E_x$	19643,39	59167,357	3.01	5.14	CV
$0,8G \pm E_y$	18266,06	40845,585	2.23	4.70	CV

**Tableau VII.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison  $0,8G \pm E$**

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

#### ➤ *Diagramme trapézoïdal des contraintes :*

La contrainte moyenne est :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$ .

⇒ Avec V : centre de gravité de la structure

On a :  $I_x = 8174.3 \text{ m}^4$  ;  $I_y = 11957 \text{ m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
<b>M (KN. m)</b>	59167,357	40845,585
<b>N (KN)</b>	19643,39	18266,06
<b><math>\sigma_1</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	120.93	76.05
<b><math>\sigma_2</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	-18.19	19.48
<b><math>\sigma_m</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b>	86.15	61.91

Tableau VII.4. Calcul des contraintes

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 150 \frac{KN}{m^2}$ , Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

#### VII-4-2-6-3/Vérification de la compression sous :G + Q ± E :

Les contraintes sous le Radier sont données par :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V \leq 1,5 \times \sigma_{adm}$ .

	N (KN)	M (KN. m)	$\sigma_1$ (Kpa)	$\sigma_2$ (Kpa)	$\sigma_m$ (Kpa)	OB
<b>G + Q ± E<sub>x</sub></b>	27955,38	74172,823	160.31	-14.09	116.71	<b>CV</b>
<b>G + Q ± E<sub>y</sub></b>	27949,41	51900,46	109.03	37.15	91.06	<b>CV</b>

Tableau VII.5 : Vérification de la compression sous G+Q±E

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

#### VII-5/Ferraillage du radier :

##### VII-5-1/ Dalle de radier :

##### VII-5-1-1/ Les combinaisons de charges :

ELU :

- $q_u = 1,35 \left( \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left( \frac{6691.65}{382.38} - 150 \right) = 178.87 \frac{KN}{m^2}$ .

ELS :

- $q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = 132.5 \frac{KN}{m^2}$ .

##### VII-5-1-2 Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :  $L_x = 4.00m$ ,  $L_y = 5.50m$ ,  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ .

$\alpha = 0.73 > 0,4 \rightarrow$  (La dalle porte dans les **deux** sens).

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2$ . Bonde // a  $l_x$ .
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x$ . Bonde // a  $l_y$ .

ELU :

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_u$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$ (KN. m)	$M_{oy}$ (KN. m)
<b>4.00 × 5.50</b>	4.00	5.50	0.73	178.87	0,0644	0,4780	184.31	88.10

Tableau VII.6 : Les sollicitations à l'ELU

ELS :

Panneau	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\alpha$	$q_s$ (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{ox}$ (KN. m)	$M_{oy}$ (KN. m)
<b>4.00 × 5.50</b>	4.00	5.50	0.73	132.5	0,0708	0,6188	150.10	92.88

Tableau VII.7: Les sollicitations à l'ELS

VII-5-1-3/Calcul des sections d'armatures E.L.U:

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85. M_x$ ;  $M_{ty} = 0,85. M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50. M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50. M_y$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad , \quad Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad , \quad A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U$ (KN, m)	92.16	156.66	44.05	74.89
<b>b</b> (m)	1	1	1	1
<b>h</b> (m)	0.70	0.70	0.70	0.70
<b>d</b> (m)	0,67	0,67	0,67	0,67
$\mu_{bu}$	0.014	0.02	0.007	0.011
$\alpha$	0.018	0.031	0.009	0.015
$F_{su}$ (Mpa)	348	348	348	348
$F_{bu}$ (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
<b>Z</b> (cm)	66.51	66.16	66.77	66.60
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	3.98	6.80	1.90	3.23
$A_s$ min (cm <sup>2</sup> )	8.09	8.09	8.09	8.09
Choix des barres	<b>6T14</b>	<b>6T14</b>	<b>6T14</b>	<b>6T14</b>
$A_s$ adop (cm <sup>2</sup> )	9.24	9.24	9.24	9.24

Tableau VII.8 : Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL :**

**Pour Fe E400 :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Espacement maximal :**

⇒ **Et travée :**

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 70 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 21 \text{ cm}$

⇒ **Sur appui :**

- $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 70 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 21 \text{ cm}$

On adopte pour un espacement de :  **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

**VII-5-1-4/La vérification a E.L.S :**

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$ .
- $b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$ .
- $K = M_{ser} / l$
- $\sigma_{bc} = M_{ser} / l * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$
- $\bar{\sigma}_{bc adm} = 0.6 \times f_{c28}$
- $\bar{\sigma}_{st adm} = \inf\left(\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta} \times f_{tj}\right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable.}$

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
<b>M<sub>ser</sub> (KN, m)</b>	75.05	156.66	46.44	78.95
<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>h (m)</b>	0.70	0.70	0.70	0.70
<b>d (m)</b>	0,67	0,67	0,67	0,67
<b>y (cm)</b>	12.31	12.31	12.31	12.31
<b>I( cm<sup>4</sup>)</b>	476732.365	476732.365	476732.365	476732.365
<b>K (N/mm<sup>3</sup>)</b>	0.016	0.033	0,0097	0,0165
<b>σ<sub>st adm</sub> (MPa)</b>	164.97	164.97	164.97	164.97
<b>σ<sub>bc adm</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	1.97	4.06	1.19	2.03
<b>σ<sub>st</sub> (MPa)</b>	131.26	270.72	79.57	135.36
<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc adm</sub></b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
<b>σ<sub>st</sub> ≤ σ<sub>st adm</sub></b>	<b>CV</b>	<b>CNV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS**

## VII-5-1-5/Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- **Vérification de la contrainte de béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\mu_s$	$\beta$	$A_{ser}$ ( $\text{cm}^2$ )	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm)
$M_{tx}=156.66$	0,0021	0.92365	15.34	50.48	3.26	Vérifier	6T20=18.85	20

Tableau VII.10 Ferrailage à l'ELS

## VII-6/Etude de débord du radier :

## VII-6-1/ Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 40 \text{ cm}$ , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec :  $h = 0.70 \text{ m}$ ,  $d = 67 \text{ cm}$ .

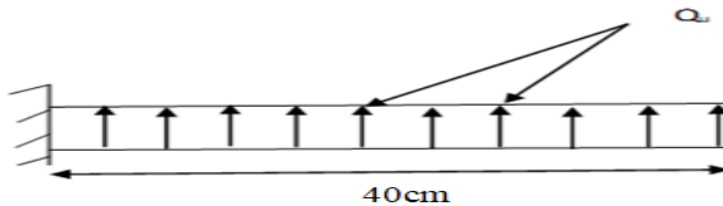


Figure VII.4 : Schéma du débord

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{max} = \frac{q \times l^2}{2}$ , Donc on ferraille à l'ELS :

## ➤ ELS :

$$\Rightarrow Q_{ser} = 132.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{max} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{2} = 10.6 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st adm} = 164.97 \text{ MPa et } \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa.}$$

⇒ Avec :

$$\Rightarrow A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_{st adm}}$$

$$\Rightarrow Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.543 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{15 \times \sigma_{bc adm}}{15 \times \sigma_{bc adm} + \sigma_{st adm}} = 0.576$$

$$\Rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \times b \times d^2 \times \sigma_{bc adm} = 1566.91 \text{ KN.m}$$

→  $M_{ser} < M_{rb}$  : Section simplement armée.

Donc :  $A_{ser} = 1,18 \text{ cm}^2$ .



➤ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 8,09 \text{ cm}^2.$$

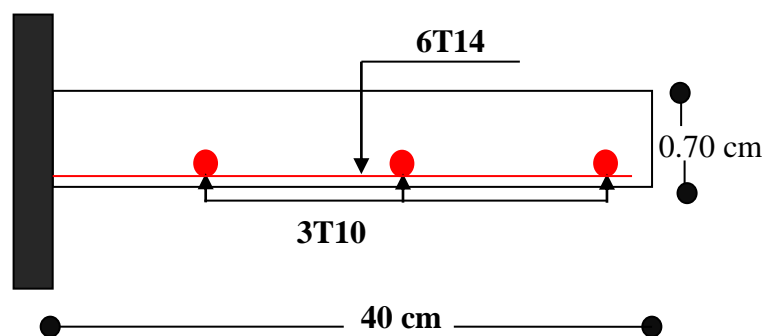
$$\Rightarrow A_s = \max[A_{ser}; A_{s \min}] \rightarrow A_s = 8,09 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6 T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>**.

➤ **L'armature de répartition :**

$$A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 2,31 \text{ cm}^2. \rightarrow 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 2,31 \text{ cm}^2. \rightarrow 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$



**Figure VII.5. Schéma de ferrailage du débord de radier**

**VII-7/Calcul des nervures :**

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.1** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

**VII-7- 1/Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:**

**SAFE** est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curvilignes), et d'autres éléments interfaciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

**VII-7-2/Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

- Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
- Importer la base sur SAFE.
- Définition du matériau.
- Définition du radier et des nervures dans SAFE.
- Modélisation du radier et des nervures.
- Définition de la raideur moyenne du sol.
- Analyse et exploitation des résultats.

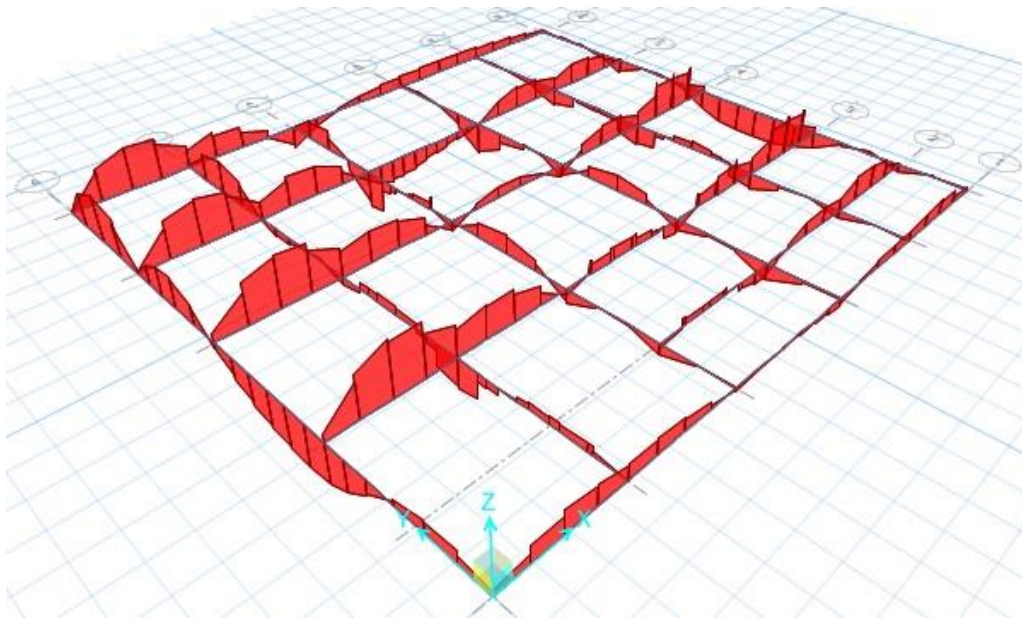


Figure VII.6 : Diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE

### VII-7-3/Ferraillage longitudinal :

#### ➤ Ferraillage à l'ELU :

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_U (KN, m)$	709.62	896.79
$b (m)$	0.40	0.40
$h (m)$	1,2	1,2
$d (m)$	1.17	1,17
$\mu_{bu}$	0.091	0.115
$\alpha$	0.119	0.154
$Z(cm)$	111.39	109.81
$F_{su}(Mpa)$	348	348
$F_{bu}(Mpa)$	14,2	14,2

$A_s (cm^2)$	18.31	23.47
$A_{smin}(cm^2)$	5.65	5.65
Choix des barres	<b>6T20</b>	<b>6T25</b>
$A_{sadop} (cm^2)$	18.85	29.45

Tableau VII.11 : Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

## ➤ Vérification à ELS :

ELS	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	518.97	656.15
$h (m)$	1.20	1,20
$d (m)$	1,17	1,17
$A_s(cm^2)$	18.85	29.45
$y (cm)$	34.21	40.98
$I( cm^4)$	2471844,38	3470493.61
$K (N/mm^3)$	0,0210	0.0189
$\sigma_{st adm} (MPa)$	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm} (MPa)$	15	15
$\sigma_{bc} (MPa)$	7.18	7.75
$\sigma_{st} (MPa)$	260.79	215.52
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>

Tableau VII.12 : Vérification à l'ELS

## ➤ Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

## ➤ Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y)$$

ELS	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	518.97	656.15
$h (m)$	1,20	1,20
$b (m)$	0.40	0.40
$d (m)$	1.17	1,17
$\sigma_{stadm} (Mpa)$	164,97	164,97
$\mu_s$	0,0057	0,0073
$\beta_s$	0,88205	0,8695
$A_s (cm^2)$	30.48	39.09
Choix des barres	<b>4T20 + 4T25</b>	<b>8T25</b>
$A_{sadop} (cm^2)$	32.21	39.27
$K$	27.39	23.32
$\sigma_{bc} (Mpa)$	6.02	7.07
$\sigma_{bc} < 15 Mpa$	<b>CV</b>	<b>CV</b>

Tableau VII.13 : Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$ . Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{394.09 \times 10^3}{400 \times 1170} = 0.84 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b \times h$ .
- $A_p = \frac{0,1 \times 40 \times 120}{100} = 4.8 \text{ cm}^2$ .

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14 = 6.16 cm<sup>2</sup>**.

**VII-7-4/Les armatures transversales :**

➤ **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

- $S_t [ \min \left( \frac{h}{4} ; 1,2\phi \right) ] = \min(30 ; 24) = 20 \text{ cm}$ .
- Dans les zones courantes :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .
- Dans les zones nodales :  $S_t = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$ .

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

➤ **C.B.A :**

- $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4.$
- $A_t = \frac{0,4 \times 40 \times 10}{400} = 0,4 \text{ cm}^2.$

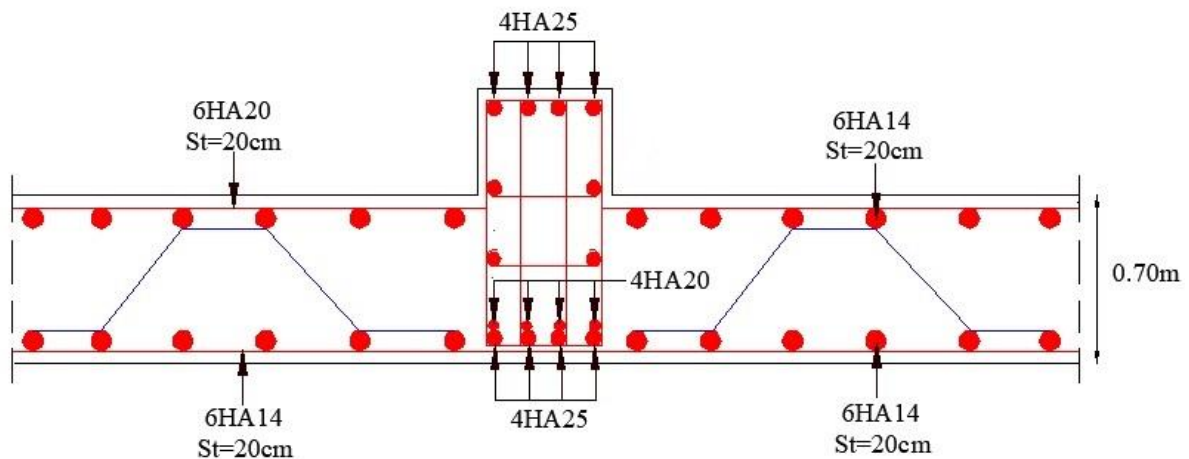
➤ **RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

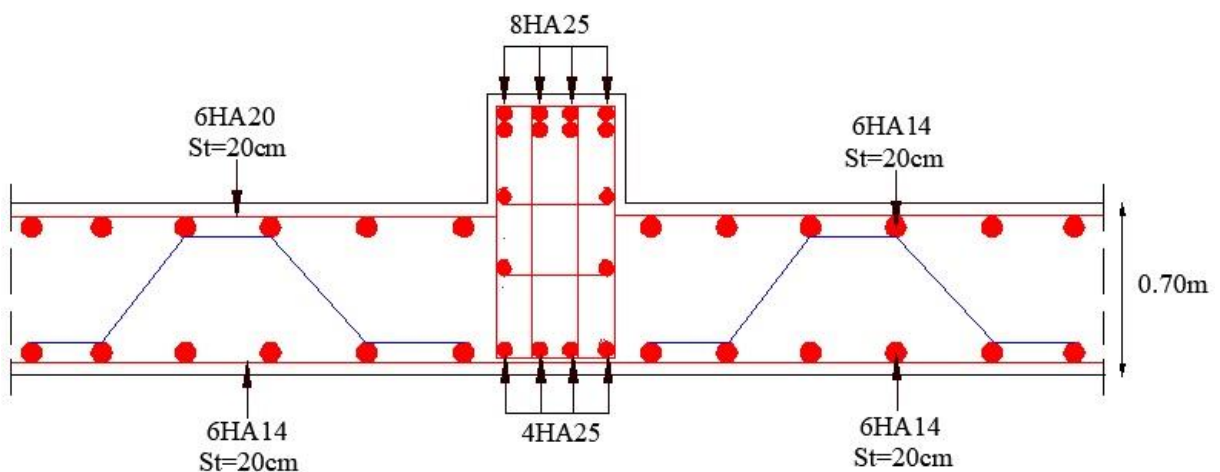
- $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- $A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2.$

Donc on adopte 4 cadres de  $\emptyset 8$ .

**VII-7-5/Schéma de ferrailage :**



**Figure VII.7. :Ferrailage des nervures : sur appuis**



**Figure VII.8. :Ferrailage des nervures : sur travée**

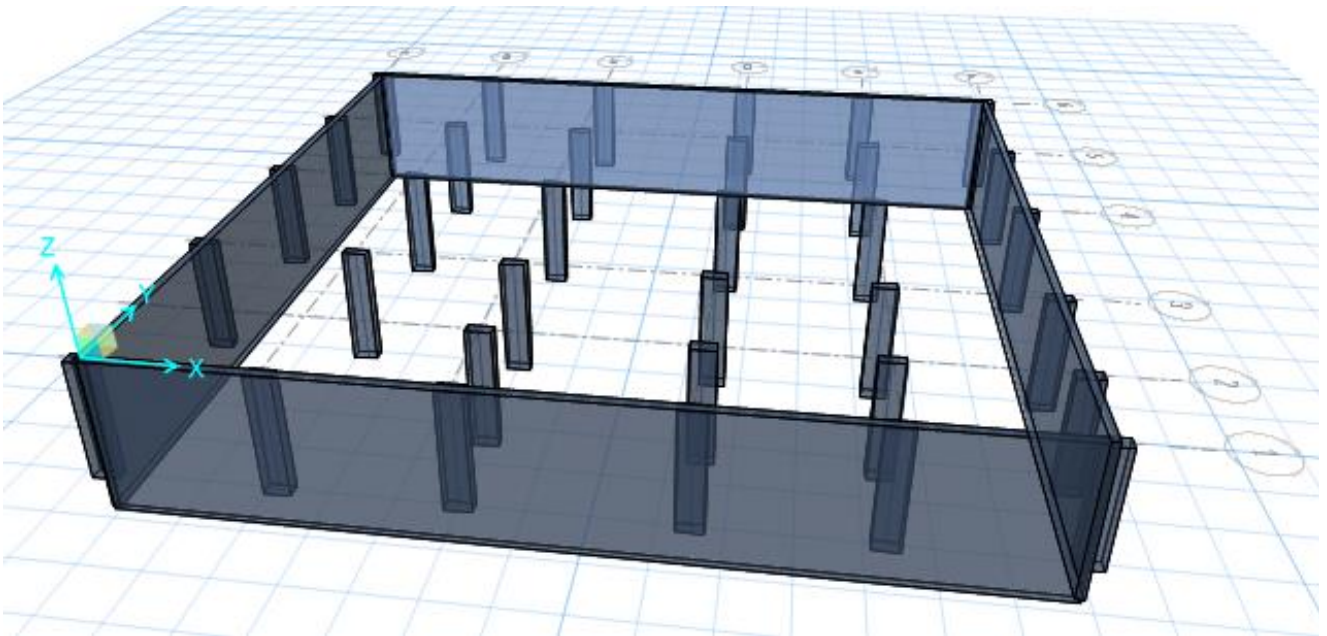
**VII-8/ Calcul des éléments de soutènement :****VII-8-1/ Introduction :**

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service

D'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99VERSION 2003**.

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur supérieure et égale  $\geq 15 \text{ cm}$ .
- Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.



**Figure VII.9 : Position des voiles périphériques**

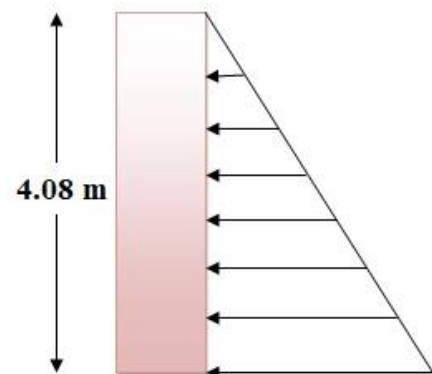
**VII-8-2/Dimensionnement du voile :**

- Épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$ .
- Hauteur :  $H = 4.08 \text{ m}$ .

**VII-8-3/Calcul de la poussée de terre :**

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$



**Figure VII.10 : Poussée de terre**

Avec :

- $\gamma$  : Poids volumique du remblai, ( $\gamma = 18,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ ).
- $\sigma_h$  : contrainte horizontale.
- $h$  : Hauteur entre nus du mur voile  $0 \leq h \leq 4.08$  m.
- $C$  : Cohésion du sol (Sol non cohérent)  $C = 0$ .
- $\varphi$  : Angle de frottement ( $\varphi = 30^\circ$ ).
- $K_a$  : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.33 \times 18.5 \times 4.08 = 24.91 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

#### VII-8-4/Calcul de la poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec :  $q_u$  : Contrainte éventuelle d'exploitation.  $q = 10$  KPa

$$\sigma_q = 3.33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

Pour  $h = 0$   $\sigma_{\min}(0) = 4,99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour  $h = 4.08$  m  $\sigma_{\max}(4.08) = 38.62 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 30.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

➤ **ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

Pour  $h = 0$   $\sigma_{\min}(0) = 3.33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour  $h = 4.08$  m  $\sigma_{\max}(4.08) = 28.24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.01 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$P_u = 30.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \text{ et } P_{\text{ser}} = 22.01 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

**VII-8-5/ Méthode de calcul :**

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension  $(5.50 \times 4.08) m^2$ , et d'épaisseur  $e = 20$  cm.

Calcul le rapport  $\frac{L_x}{L_y}$  :

- $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{5.5} = 0.74m.$

Donc La dalle travaille dans les deux sens.

➤ **À l'ELU :**

- $\mu_x = 0,0633.$
- $\mu_y = 0,4938.$

**VII-8-6/Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2.$  Bonde // a  $l_x.$
- $M_{0y} = \mu_y * M_x.$  Bonde // a  $l_y.$

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha$	$q_u(KN)$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
5.50×4.08	4.08	5.50	0.74	30.21	0,0633	0,4938	31.83	15.72

**Tableau VII.14 : Les sollicitations à l'ELU**

**VII-8-7 /Ferrailage du voilepériphérique :**

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de  $10 \frac{KN}{m}$  répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée :  $(M_{tx} = 0,85.M_x; M_{ty} = 0,85.M_y).$
- Moment sur appuis :  $(M_{ax} = 0,50.M_x ; M_{ay} = 0,50.M_y).$

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U (KN, m)$	15.92	27.06	7.86	13.36



<b>b (m)</b>	1	1	1	1
<b>h (m)</b>	0,20	0,20	0,20	0,20
<b>d (m)</b>	0,18	0,18	0,18	0,18
$\mu_{bu}$	0.035	0.059	0.017	0.029
$\alpha$	0.044	0.076	0.022	0.036
<b>Z (cm)</b>	17.68	17.45	17.85	17.74
<b>F<sub>su</sub> (Mpa)</b>	348	348	348	348
<b>F<sub>bu</sub> (Mpa)</b>	14,2	14,2	14,2	14,2
<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.59	4.46	1.26	2.16
<b>A<sub>s min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.17	2.17	2.17	2.17
<b>A<sub>s min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	2.00	2.00	2.00	2.00
Choix des barres	<b>5T10</b>	<b>5T12</b>	<b>5T10</b>	<b>5T10</b>
<b>A<sub>s adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.93	5.65	3.93	3.93

Tableau VII.15 : Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferrailage minimal :**

⇒ **Condition de non fragilité : selon BAEL :**

**Pour Fe E400 :**

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

Selon le RPA :

- $A_{RPA} = 0,1\% b \times h.$

➤ **À ELS :**

- $\mu_x = 0,0696$
- $\mu_y = 0,6315.$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2.$  Bonde // a  $l_x.$
- $M_{0y} = \mu_y \times M_x.$  Bonde // a  $l_y.$

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	q <sub>s</sub> (KN)	$\mu_x$	$\mu_y$	M <sub>ox</sub> (KN. m)	M <sub>oy</sub> (KN. m)
5.50X4.08	4.08	5.50	0.73	22.01	0,0696	0,6315	25.50	16.10

Tableau VII.16 :Les sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85. M_x$ ;  $M_{ty} = 0,85. M_y$ ).
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,50. M_x$  ;  $M_{ay} = 0,50. M_y$ ).

**VII-8-8/Vérification à l'ELS :**

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_{ser}$ (KN, m)	11.25	19.13	8.05	13.69
$h$ (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
$d$ (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
$y$ (cm)	4.05	4.74	4.05	4.05
$I$ (cm <sup>4</sup> )	13686.15	18451,2696	13686.15	13686.15
$K$ (N/mm <sup>3</sup> )	0,082	0,104	0,060	0.100
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_{bc}$ (MPa)	3.32	4.93	2.43	4.05
$\sigma_{st}$ (MPa)	171.59	206.86	125.55	209.25
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>	<b>CV</b>
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	<b>CNV</b>	<b>CNV</b>	<b>CV</b>	<b>CNV</b>

**Tableau VII.17 : Vérification à l'ELS**

➤ **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

- **Vérification de la contrainte de béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$  MPa

$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	<b>B</b>	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	<b>K</b>	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	$A_S$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
$M_{ax}=11.25$	0,0021	0.92365	4.10	50.48	3.27	Vérifier	5T12=5.65	20
$M_{tx}=19.13$	0.0036	0.9029	7.13	36.51	4.52	Vérifier	5T14=7.70	20
$M_{ty}=13.69$	0.0026	0.9159	5.01	44.45	3.71	Vérifier	5T12=5.65	20

**Tableau VII.18 : Ferrailage à l'ELS**

➤ **Distributions constructives :**

L'espace des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}.$

On prend :  **$S_t = 20 \text{ cm}.$**

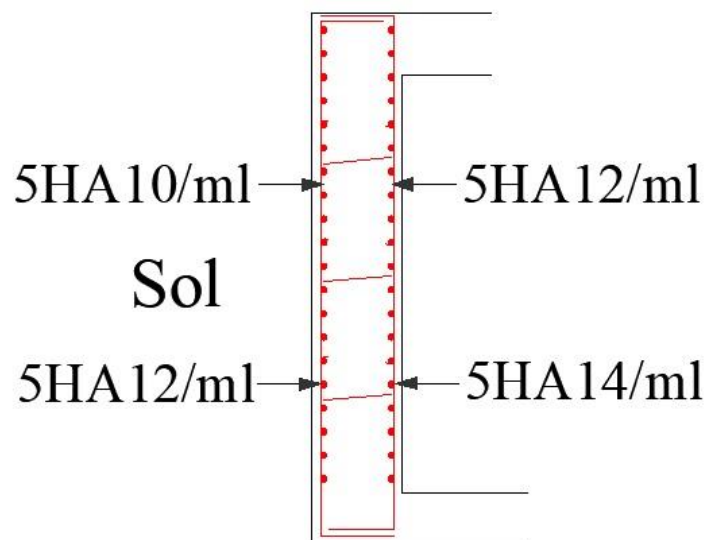
L'espace à l'extrémité est  $\frac{S_t}{2}$  le long d'une longueur égale à  $\frac{l}{10}$ .

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$ , en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\phi = 50 \text{ cm}$  Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\phi = 25 \text{ cm}$  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**VII-8-9/ Schéma de ferrailage :**



**Figure VII.11 : Ferrailage de voile périphérique**

**VII.9/Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons calculé et dimensionné notre infrastructure, pour assurer la stabilité et la bonne transmission des charges au sol en adoptant un radier général.

# Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (ETABS, Auto CAD, SAFE) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisé sans surcout important.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation, du fait la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

# Bibliographie

**B.A.E.L.91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites, Ed. Eyrolles, 1992.

Perchat, Jean, and Jean Roux. **Pratique du BAEL 91** : cours avec exercices corrigés. Paris: Eyrolles, 2002. Print.

**R.N.V.99** : Document Technique Réglementaire, règlement neige et vent D.T.R. C 2 47.

**C.B.A.93** : Document Technique Réglementaire, Règles des conceptions et de calcul des structures en béton armé.

**R.P.A.99 version 2003** : Document Technique Réglementaire Etude critique des règles parasismiques Algériennes, D.T.R. B-C 2 48.

**D.T.R. B-C 22** : Document Technique Réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.

O.Bazia, A. Benchiheb, Etude d'une tour a contreventement mixte (3 sous-sols, Rez-de-chaussée et 9 étages) + Effet de la zone sismique et de site sue le comportement dynamique de la structure, Mémoires de master académique, Université de Jijel, 2019.

M. Chebloua, G. Lokmane, Etude d'une tour en R+8 étages + 2 entre-sol à usage d'habitation et commercial implanté à Jijel, Mémoires de master académique, Université de Jijel, 2019.

A.Benhables , Analyse et dimensionnement d'un bâtiment à usage Hôtel contreventé par un système mixte, Mémoires de master académique, Université de Jijel, 2019.

**AutoCAD** : logiciel de dessin assisté par ordinateur (DAO) créé en décembre 1982 par Autodesk, développé en 1992 par Mac OS et Windows en 1994.

**ETABS** : c'est un programme qui est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiment.

**SAFE** : C'est un programme développé en 2007 qui permet de calculer plusieurs paramètres importants lors de la conception de fondation.

**SOCOTEC** : Le logiciel permet de calculer des sections d'aciers à l'état limite ultime et de calculer les contraintes aciers et bétons selon les règles BAEL 91 à l'état limite de service.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation constituée de deux sous-sols et d'un rez de chaussée plus huit étages en béton armé, implantée en Constantine, à la ville du Zouaghi Slimane. Constantine est classé en zone sismique IIa selon RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

## Abstract

This project presents a detailed study of a residential tower consisting of two basements and a ground floor plus eight floors with reinforced concrete, located in Constantine, in the city of Zouaghi Slimane. Constantine is classified in Seismic zone IIa According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian parseismic rules 99/version2003.

**Tags:** Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز برج سكني يتكون من طابقين سفليين وطابق أرضي زائد ثمانية طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، يقع في قسنطينة، في مدينة زواغي سليمان. قسنطينة تصنف في المنطقة الزلزالية IIa بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA99/version2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناء فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

الأساس، عارضة، فولاد، الهيكلة المزدوجة، الدراسة الميكانيكية الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة،