



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

N° de série :.....

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Structure**

**Etude comparative d'une structure  
« RDC +5 étages » en béton armé et le  
contreventement mixte et voiles**

**Réalisé par :**

- TAGRARET Imane
- ZOUAOUI Kenza

**Dirigé par :**

Dr. MENASRIA Abderrahmane

**Membres de jury**

- Sekkiou Soumia
- Benaddi Hachemi

Présenté le : 10/09/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# DÉDICACE

*À ma très chère mère*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier  
comme il se doit .ton affection me couvre ta bienveillance me guide  
et ta présence à mes cotés a toujours été ma source de force pour  
affronter les différents obstacles*

*À mon très cher père*

*Tu as toujours été à mes cotés pour me soutenir et m'encourager*

*Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection*

*À mes très chères sœurs Kenza et Houda*

*À mes frères Housseem et Driss*

*À mon petit neveu Amir*

*À tous les membres de ma famille*

*À mon ami proche Aimen*

*À mon binôme Kenza*

*À tous mes amies*

*TAGRARET Imane*

## ***DÉDICACE***

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents que je les remercie énormément pour leurs sacrifices, leur soutien et leurs encouragements durant toutes ces années ;*

*Que Dieu les gardes pour moi.*

*Mes sœurs Souhila, Leila, Sihem, Wafa Et surtout Fadhila*

*Mes frères Nounou, Ali et Bilel*

*Toute ma famille et mes amies*

*À mon binôme Lidya*

*À ma proche amie Ouided*

**ZOUAOUI Kenza**

# LISTE DES MATIERES

Remerciement	I
Dédicace	II
Dédicace	III
Liste des figures	IV
Liste des tableaux	V
Liste des symboles	VI
Résumé	VII
Introduction Générale	1
<b>Chapitre I : Généralités</b>	
I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.1.1. Introduction	3
I.1.2. Caractéristiques géométriques de la structure	3
I.1.3 Données du site	3
I.1.4. Présentation des règles CBA (93)	3
I.1.4.1. Domaine d'application	4
I.1.4.2.Principe des justifications	4
I.1.4.3. Définition des états- limites	4
I.1.4.4. Actions	4
I.1.4.5. Sollicitations de calcul	5
I.1.5. Présentation des RPA 99 / Version 2003	5
I.1.6. Les logicielles utilisées	6
I.1.7. définition des éléments de l'ouvrage	6
I.2. Caractéristiques des matériaux	7
I.2.1. Le Béton	7

I.2.1.1. Définition	7
I.2.1.2. Dosage du béton	8
I.2.1.3. Résistances mécaniques du béton	8
I.2.1.3.1. Résistance à la compression	8
I.2.1.3.2. Résistance à la traction	9
I.2.1.3.3. Résistance minimale du béton	9
I.2.1.3.4. Déformations longitudinales du béton	9
I.2.1.3.5. Coefficient de poisson	9
I.2.2. Acier	10
I.2.2.1. Définition	10
I.2.2.2. Caractéristiques mécaniques	10
I.2.2.3. Contrainte limite	10
I.2.2.4. Justification des sections soumises à des sollicitations normales	11
I.2.2.4.1. Définition	11
I.3. Coffrages	14
I.3.1- Terminologie	14
I.3.2- Le classement des coffrages	15
I.3.2.1- En Fonction de la technologie de fabrication	15
I.3.2.2- En Fonction de la technologie d'exploitation	15
I.3.3- Les coffrages traditionnels en bois	16
I.3.4- Les coffrages métalliques	17
I.3.5- Les coffrages grimpants	18
I.3.6- Les coffrages auto grim pant « semi-glissants »	18
I.3.8- Les coffrages gonflables	19
I.3.9. Les coffrages perdus	20
I.3.10. Le coffrage tunnel	20

I.3.10.1 .Définition	20
I.3.10.2.Etapes d'exécutions	20
I.3.11.Le décoffrage	26
I.3.12.conclusion	26

## **Chapitre II Pré Dimensionnement & Descente Des Charges**

II.1. Introduction	27
II.2.Pré-dimensionnement	27
II.2.1.Pré-dimensionnement de système portique	27
II.2.1.1.Les poutres	27
II.2.1.2.Les poteaux	29
II.2. 1.3.Planchers à corps creux	30
II .2.1.3.1.La disposition des poutrelles	30
II.2.1.3.2.Condition de la flache	30
II.2.1.3.3.Dimensionnement des poutrelles	31
II.2.1.4.Les voile	32
II.2.1.4.1.Définition	32
II.2.1.4.2.Pré-dimensionnement	32
II.2.1.5 Les longrines	33
II.2.2. Pré dimensionnement de système voile	33
II.2.2.1.Pré dimensionnement des plancher à dalle pleine	33
II.2.2.2.Pré dimensionnement des voiles	35
II.2.2.2.1.Voiles porteurs	35
II.2.2.2.2.Voiles périphérique	36
II.2.3.Les éléments communs entre les deux variantes	36
II.2.3.1.Les balcon	36
II.2.3.2.Les escaliers	36

II.2.3.2.1.Définition	36
II.2.3.2.2.Dimensionnement	36
II.2.3.3.L'acrotère	37
II.3.Descente de charge	38
II.3.1.Évaluation de charge	38
II.3.1.1.Système portique	38
II.3.1.1.1.Plancher terrasse	38
II.3.1.1.2.Plancher étage courant	38
II.3.1.2.Système voile	39
II.3.1.2.1.Plancher terrasse	39
II.3.1.2.2.Plancher étage	39
II.3.1.3.Eléments communs entre les deux variantes	40
II.3.1.3.1.Balcon	40
II.3.1.3.2.Les murs	40
II.3.1.3.3.L'escalier	41
II.3.1.3.4.L'acrotère	42
II.3.2.Descente de charge	42
II 3.2.1.Loi de dégression des surcharges	42
II.3.2.2. Calcul de Nu max	43
II.3.2.2.1. Détermination du chargement	43
II.3.2.3. Vérification de la section des poteaux	49
II.4.Conclusion	53
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	
III.1.Introduction	54
III.2.L'acrotère	54
III.2.1.Mode de réalisation	55

III.2.2.Sollicitation	56
III.2.3.Calcul de ferrailage	57
III.2.4.Récapitulatif de calcule	60
III.2.5. Schéma de ferrailage	60
III.3.Balcon	61
III.3.1.Définition	61
III.3.2.Evaluation de charge	61
III.3.3.Combinaison de charge	61
III.3.4.Détermination des sollicitations	62
III-3.5.Calcul de ferrailage	62
III.3.6.Récapitulatif de calcule	64
III.3.7.Schéma de Ferrailage	65
III.4.L'escaliers	66
III.4.1.Calcul des sollicitations	66
III.4.2.Calcul du moment	66
III.4.3.Ferrailage à E.L.U	67
III.4.4.Vérification à l'E.L.S	70
III.4.5.Récapitulatif de calcule	70
III.4.6.Schéma de ferrailage	71
III.5.Etude de la poutre palière	71
III.5.1.Pré dimensionnement	72
III.5.2.Calcul des sollicitations	73
III.5.3.Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)	73
III.5.4. Vérification à l'E.L.U	73
III.5.5. Vérification à l'E.L.S	74
III.5.6.Calcul à la torsion	76

III.5.7.Schéma de ferrailage	77
III.6.Etude du plancher	78
III.6.1.Introduction	78
III.6.2.Système portique	78
III.6.2.1.Le plancher à corps creux	78
III.6.2.2.Les méthodes de calcul	78
III.6.2.2.1.Méthode Caquot	78
III.6.2.2.2. Méthode forfaitaire	79
III.6.2.2.3.Calcul des sollicitations	82
III.6.2.2.4.Ferrailage des nervures	88
III.6.2.2.5.Schéma de ferrailage (terrasse)	92
III.6.2.2.6.Schéma de ferrailage (étage)	97
III.6.2.2.7.La dalle mince	98
III.6.2.2.7.1.Schéma de ferrailage	98
III.6.2.Système voile	98
III.6.2.1.Les dalles pleines	98
III.6.2.1.1.Définition	98
III.6.2.1.2.Méthode de calcul	98
III.6.2.1.3.Hypothèse de la méthode	99
III.6.2.1.4.Principe de la méthode	99
III.6.2.1.5.Ferrailage à l'ELU	104
III.6.2.1.6.Ferrailage à l'ELS	107
III.6.2.1.7.Schéma de ferrailage	113
III.7.Conclusion	113

## **Chapitre IV : Etude Sismique**

IV.1.Introduction	114
-------------------	-----

IV.2.Objectif de l'étude dynamique	114
IV.3.Modélisation de la structure étudiée	115
IV.3.1.Modélisation de la variante 01	116
IV.3.2.Modélisation de la variante 2	117
IV.4.Combinaison d'action	118
IV.5.Méthodes de calculs	118
IV.5.1.Méthode statique équivalente	118
IV.5.1.1.Principe de la méthode	118
IV.5.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente	119
IV.5.1.3.Calcul de l'action sismique	119
IV.5.1.3.1.Calcul de l'action sismique système portique	119
IV.5.1.3.2.Calcul de l'action sismique système voile	122
IV.5.1.4.Modélisation des masses	124
IV.5.1.5.La résultante de force sismique	125
IV.5.2.Méthodes dynamiques	125
IV.5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale	125
IV.5.2.2.Modélisation de la structure	127
IV.5.2.2.1.Analyse statique et dynamique	127
IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"	128
IV.5.2.2.3.Les données géométriques	129
IV.5.2.2.3.1.Centre de masse	130
IV.5.2.2.3.2.Centre de torsion	130
IV.5.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle	131
IV.6.Résultats de calcul	132
IV.6.1.Périodes et facteurs de participation modale	132
IV.6.1.1.Périodes et facteurs de participation modale Système portique	132

IV.6.1.2.Périodes et facteurs de participation modale Système voile	132
IV.6.2.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement	133
IV.6.2.1.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement (variante 1)	133
IV.6.2.2.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement (variante 2)	135
IV.7.Distribution verticale de la force sismique	136
IV.7.1.Distribution verticale de la force sismique système portique	137
IV.7.1.Distribution verticale de la force sismique système voile	137
IV.8.Vérification des méthodes	138
IV.8.1.Vérification de la période	138
IV.8.1.1.Vérification de la période système portique	138
IV.8.1.2.Vérification de la période système voile	138
IV.8.2.Vérification de l'effort tranchant à la base	138
IV.8.2.1.Vérification de l'effort tranchant à la base variante 1	138
IV.8.2.2.Vérification de l'effort tranchant à la base variante 2	139
IV.9.Calcul des déplacements	139
IV.9.1.Calcul des déplacements système portique	139
IV.9.2.Calcul des déplacements système voile	140
IV.10.Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	141
IV.10.1.Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ variante 1	142
IV.10.2.Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ variante 2	142
IV.11.Vérification au renversement	143
IV.11.1.Vérification au renversement système portique	143
IV.11.2.Vérification au renversement système voile	144
IV.12.Conclusion	145

## **Chapitre V : Etude Des Eléments Principaux**

V.1.Introduction	146
------------------	-----

V.2.Etude des poutres	146
V .2.1.Recommandation du RPA99/2003	146
V .2.2.Sollicitations de calculs	147
V.2.3.Exemple de calcul	148
V.2.4.Schéma de ferrailage structure (Terrasse& Etage)	152
V.3.Etude des poteaux	154
V.3.1.Introduction	154
V.3.2.Aspect réglementaire	154
V.3.3.Les sollicitations	156
V.3.4.Exemple de calcul	157
V.3.4.1.Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux	162
V.3.5.Schéma de ferrailage	164
V.4.Les voiles	166
V.4.1.Introduction	166
V.4.2.Recommandation du RPA99/2003	166
V.4.3.Les sollicitations	168
V.4.4.Exemple de calcul d'un voile plein variante 1 (15cm)	169
V.4.5. Schéma de ferrailage système portique	172
V.4 6.Exemple de calcul d'un voile avec ouvertures variante 2	173
V.4.7.Schéma de ferrailage système voile	178
V.5.Conclusion	179

## **Chapitre VI : Etude de l'Infrastructure**

VI.1.Introduction	180
VI.2.Système portique (Variante 01)	180
VI.2.1.Le choix de type de fondation	180
VI.2.2.Calcul des semelles	181

VI.2.2.1.Calcul de la semelle isolée	181
VI.2.2.2.Vérification du non poinçonnement de la semelle	184
VI.2.2.3.Schéma de ferrailage	185
VI.2.3.Calcul de la semelle filante sous voile	185
VI.2.3.1.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm(X-X)	185
VI.2.3.2.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (y-y)	187
VI.2.3.3.Schéma de ferrailage	189
VI.2.3. Les longrines	190
VI.2.4.1.Introduction	190
VI.2.4.2 .Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003	190
VI.2.4.3.Sollicitations	190
VI.2.4.4.Ferrailage de longrines	191
VI.2.4.5.Schéma de ferrailage	192
VI.3.Système voile (Variante 02)	192
VI.3.1.Combinaisons d'actions à considérer	192
VI.3.2.Calcul des semelles	193
VI.3.2.2.Calcul de la semelle filante sous voile	193
VI.3.2.2.1.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm(X-X)	195
VI.3.2.2.3.Schéma de ferrailage	197

## **Chapitre VII : Etude Technico-économique**

VII.1.Introduction	199
VII.2.Etude technique	199
VII.2.1.Domaine d'application	199
VII.2.2.Comparaison des éléments secondaires	200
VII.2.3.Comparaison sismique	201
VII.2.4.Les avantages et les inconvénients	202
VII.3.Etude économique	203
VII.3.1.Définition de métré	203
VII.3.2. Le but de métré	203
VII.3.3 .Feuille métré	203
VII.4.Commentaire	205
VII.5.Conclusion	205

# *Liste des Figures*

## **Chapitre I : Généralités**

Figure I.1 : Diagramme contraintes déformation de l'acier.	10
Figure I.2 :Diagramme de déformation limite de la section.	12
Figure I.3 :Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton .	12
Figure I.4 : la transmission de l'effort de poussée dans un coffrage	15
Figure I.5 : Les éléments de coffrage	15
Figure I.6 : Classement des coffrages en fonction de technologie	16
Figure I.7 : Coffrages traditionnels en bois	17
Figure I.8: Type d'un coffrage métallique	17
Figure I.9 : Procédé du coffrage grim pant	18
Figure I.10 : Procédé du coffrage semi-glissant	18
Figure I.11 : Procédé du coffrage glissant	19
Figure I.12 : Procédé du coffrage gonflable	19
Figure I.13 : 1 <sup>ère</sup> étape du coffrage tunnel	21
Figure I.14 : 2ème étape du coffrage tunnel	21
Figure I.15 : 3ème étape du coffrage tunnel	22
Figure I.16 : 4ème étape du coffrage tunnel	22
Figure I.16 : 5ème étape du coffrage tunnel	23
Figure I.17 : 6ème étape du coffrage tunnel	23
Figure I.18 : 6ème étape du coffrage tunnel	24
Figure I.19 : 7ème étape du coffrage tunnel	24

Figure I.20: 8 <sup>ème</sup> étape du coffrage tunnel partie 2	25
Figure I.21. Technique coffrage tunnel sur chantier	25
<b>Chapitre II Pré Dimensionnement &amp; Descente Des Charges</b>	
Figure II. 1 : Dimensions à respecter par les poutres variante 1.	29
Figure II.2 : hauteur libre d'étage.	30
Figure II. 3 : Plancher à corps creux variante 1	.31
Figure II.4 : caractéristiques géométriques de la nervure variante 1	.31
Figure II. 5 : Schéma de poutrelle variante 1.	32
Figure II. 6 : Pré dimensionnement des voiles selon L'RPA 99 v 2003 variante 1.	32
Figure : II.7. schéma d'un panneau	34
Figure II.8 : Schéma de l'escalier.	36
Figure II.9 : Schéma d'acrotère.	37
Figure. II.10 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.	38
Figure II. 11 : Composants d'un plancher étage courant en corps creux variante 1 .	38
Figure II.12 : Composants d'un balcon.	40
Figure II.13 : Composants d'un palier.	41
Figure II.14 : Composants d'un paillasse.	41
Figure II.15 : Schéma explicatif de loi de dégression.	43
Figure II.16 : surface du plancher sur le poteau (pot :5.D)	43
Figure II.17 : surface du plancher sur le poteau (pot :3.E)	46
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	
Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.	56
Figure III .2: schéma statique de M & T	57

Figure III. 3 : Section de calcul de l'acrotère.	57
Figure. III. 4 : ferrailage d'acrotère	60
Figure III.5 : schéma statique.	61
Figure. III.6 : Ferrailage du balcon	65
Figure III.7.Position des armatures structurelles du palier.	65
Figure III.8. Schéma statique et chargement des escaliers.	66
Figure III .9 : schéma des moments d'escalier	66
Figure III.10. Schéma de ferrailage des escaliers	71
Figure.III.11: La poutre palière.	71
Figure III.12: ferrailage de la poutre palière	77
Figuer.III.13 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres Continues à deux travées et plus de deux travées.	81
Figure III .14 : Les différents types des nervures.	81
Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant	82
Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants	83
Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants	84
Figure III.18 : diagramme des moments fléchissant.	84
Figure III.19 : Diagramme des moments fléchissant	85
Figure III.20:diagramme des efforts tranchants	86
Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants	87
Figure III.22:diagramme des moments fléchissants	87
Figure III.21 : Géométrie de la nervure	88
Figure. III. 22 : ferrailage de nervure	92

Figure. III. 23 : ferrailage de nervure	97
Figure III.24: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	98
Figure III.25 : Distribution des panneaux	99
Figure III.26 : Ferrailage de la dalle pleine	113

### **Chapitre IV : Etude Sismique**

Figure IV.1: Caractéristique de siesme.	115
Figure IV.2: Modélisation en 3D de la structure système portique	116
Figure IV.3: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système portique	.116
Figure IV.4: Modélisation en 3D de la structure système tunnel.	117
Figure IV.5: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système tunnel.	117
Figure IV.6: Position des voiles variante 1.	129
Figure IV.7: Position des voiles variante 2.	129
Figure IV.8 : MODE 1 système portique.	133
Figure IV.8 : MODE 2 système portique.	134
Figure IV.9 : MODE 3 système portique.	134
Figure IV.10 : MODE 1 système tunnel	135
Figure IV.11 : MODE 2 système tunnel.	135
Figure IV.12 : MODE 3 système tunnel	136

### **Chapitre V : Etude Des Eléments Principaux**

Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale	153
Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire	153
Figure V. 3 : Ferrailage des poteaux (50*50)	165

Figure V. 4 : Ferrailage de poteaux (40*40)	165
Figure V. 5 : diagramme d'une section partiellement comprimée	170
Figure V.6: Schéma de ferrailage du voile	172
Figure V. 7 : diagramme d'une section partiellement comprimée	173
Figure V. 8 : ferrailage Linteau du 1 <sup>er</sup> cas	176
Figure V. 9 : ferrailage Linteau du 1 <sup>er</sup> cas	177
Figure V.10: Schéma de ferrailage du trumeau	178
Figure V.11: Schéma de ferrailage du linteau	179

### **Chapitre VI : Etude d'infrastructure**

Figure VI.1 : Semelle isolé.	181
Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.	183
Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.	185
Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.	189
Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.	190
Figure .VI. 6:schéma de Ferrailage des longrines.	192
Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.	197
Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.	197

## *Liste des Tableaux*

### **Chapitre I : Généralités**

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$	10
Tableau I.2 : Les résistances caractéristique du béton 28 jours	13

### **Chapitre II Pré Dimensionnement & Descente Des Charges**

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse=20cm.	38
Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant (var 2)	39
Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse (var 2)	39
Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage (var 2)	39
Tableau. II.5 : Evaluation des charges permanentes de balcon.	40
Tableau. II.6 : Evaluation des charges permanente mur extérieure.	40
Tableau. II.7: Evaluation des charges permanente palier.	41
Tableau. II.8 : Evaluation des charges permanente pailasse.	41
Tableau II.9 : Charges permanentes pour chaque niveau.	45
Tableau II.10: Loi de dégression.49	45
Tableau II.11: Charges permanentes pour chaque niveau.	47
Tableau II.12: Loi de dégression.52	48
Tableau. II.13 : récapitulatif pour la vérification du poteau.	51
Tableau. II.14 : récapitulatif pour la vérification du poteau.	52
Tableau. II.15: récapitulatif des dimensions.	53
Tableau. II.16 : récapitulatif des charges.	54

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

Tableau III .1 : de récapitulatif de la combinaison de charge	57
Tableau III .2 : de récapitulatif de ferrailage d'acrotère	60
Tableau III .3 : de récapitulatif de vérification à ELS d'acrotère	60
Tableau III.4: Chargement et sollicitations sur le balcon	62
Tableau III .5 : de récapitulatif de ferrailage du balcon.	64
Tableau III.6. Chargements sur l'escalier	66
Tableau III.7.Moments des escaliers aux états limites	67
Tableau III.8.Tableau récapitulatif des ferrailages	70
Tableau III.9 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière.	73
Tableau III.10 : Chargement sur les planchers.	81
Tableau III.11: Sollicitations des planchers terrasse à l'ELU	82
Tableau III.12: Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS	83
Tableau III.13 : Sollicitations du plancher étage à l'ELU.	85
Tableau III.14 : Sollicitations du plancher étage à l'ELS.	86
Tableau III.15: Les sollicitations des calculs	87
Tableau III.16 : Récapitulatif de ferrailage.	90
Tableau III.17 : Récapitulatif de ferrailage.	94
Tableau III.18 : résultats des directions des panneaux	100
Tableau III.19 : Tableau des moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher terrasse	103
Tableau III.20 : Tableau des moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher d'étage courant	104

Tableau III.21 ferrailage plancher étage sens x-x	112
Tableau III.22. Ferrailage plancher étage sens y-y variante 2	112
Tableau III.23. Récapitulatif de ferrailage	113
Tableau III.24. Récapitulatif de ferrailage	114

### **Chapitre IV : Etude Sismique**

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.	120
Tableau IV. 2: Caractéristique dynamique de la structure de la variante 1	122
Tableau IV.3 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 2	122
Tableau IV. 4: Caractéristique dynamique de la structure de la variante 2	124
Tableau IV. 5: Poids de chaque étage de la variante 1.	128
Tableau IV. 6: Poids de chaque étage de la variante 2.	128
Tableau IV.7 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.	130
Tableau IV.8 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 2.	131
Tableau IV.9 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau (var1 et 2)	131
Tableau IV.10: Périodes et facteurs de participation modale système portique.	132
Tableau IV.11: Périodes et facteurs de participation modale système tunnel	133
Tableau IV.12 : Les valeurs des efforts de la variante 1	137
Tableau IV.13 : Les valeurs des efforts variante 2.	137
Tableau IV.14 : L'effort tranchant à la base variante 1.	138
Tableau IV.15 : L'effort tranchant à la base variante 2.	139
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements dans le sens x-x système portique.	139
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements dans le sens y-y système portique.	140

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements dans le sens x-x système tunnel	140
Tableau IV.19 : Vérification des déplacements dans le sens y-y système tunnel	141
Tableau IV.20 : Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sans x-x système portique	142
Tableau IV.21 : Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sans x-x système tunnel	142
Tableau IV.22: Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sans x-x système tunnel.	143
Tableau IV.23 : Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sans y-y système portique	143

### **Chapitre V : Etude Des Eléments Principaux**

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.	147
Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.	150
Tableau V. 3: Les barres choisies pour les poutres	152
Tableau V .4: Récapitulatif de vérification à ELS.	152
Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux (50*50)	156
Tableau V.6 : Sollicitations des poteaux (40*40)	157
Tableau V.7 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (50*50).	162
Tableau V.8 : Vérification des contraintes des poteaux (50*50)	163
Tableau V.9 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (40*40)	163
Tableau V.10 : Vérification des contraintes des poteaux (40*40).	163
Tableau. V.11. Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens	168
Tableau. V. 13. Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures dans les deux sens	168
Tableau. V. 14. Sollicitations maximales de calcul des voiles avec ouvertures	168

dans les deux sens

Tableau. V.15 : conclusion de ferrailages pour des éléments principaux 179

### **. Chapitre V : Etude D'infrastructure**

Tableau VI.1. conclusion de ferrailages pour les éléments d'infrastructure

### **Chapitre VII : Etude Technico-économique 198**

Tableau VII.1. Domaine d'application des systèmes 199

Tableau VII.2. Comparaison des éléments secondaires des systèmes. 200

Tableau VII.3. Comparaison sismique des systèmes. 201

Tableau VII.4. Les avantages et les inconvénients des deux systèmes. 222

Tableau VII.5 : Des deux systèmes. 204

# Résumé

Ce projet de fin d'études consiste une étude comparative d'une structure composé de (RDC+05 étages) en béton armé ente le contreventement mixte (portique + voile) et voiles ce projet est implanté dans la wilaya de Khenchela.

L'étude de notre structure est assistée par l'utilisation des nouveaux Logiciels de modélisation (*Autodesk Robot Structural Professional 2014*), calcul et vérification (*SOCOTEC, Expert et Atlas*), qui influent d'une fiabilité dans la stabilité de l'ouvrage en cas d'un séisme, en assurant une adéquation entre l'économie et la sécurité.

Le déroulement des calculs de ce mémoire a été faite en deux manières, manuel et numérique en respectant les différents règlements et documents techniques du *DTR BC2.2, CBA 93, BAEL91 mod 99* et des dispositions constructives du règlement parasismique algérien *RPA99*.

## **Mots clés :**

Béton armé, contreventement, séisme, économie, sécurité, règlements système portique, système voile, métré.

# Summary

This end-of-study project consists of a comparative study of a structure composed of (ground floor + 05 floors) in reinforced concrete between the mixed bracing (gantry + veil) and sails. This project is located in the wilaya of Khenchela.

The study of our structure is assisted by the use of new modelling software (*Autodesk Robot Structural Professional 2014*), calculation and verification (*SOCOTEC, Expert and Atlas*), which affect the reliability in the stability of the structure in case of an earthquake, ensuring a balance between economy and security.

The sequence of calculations in this memory was done in two ways, manual and digital respecting the different technical regulations and documents (*DTR BC2.2, CBA 93 BAEL91 mod 99*) and constructive settlement provisions of the Algerian earthquake *RPA99*.

**Keywords:**

Reinforced concrete, bracing, earthquake, economy, security, gantry system regulations, sail system, quantity survey.

## ملخص

مشروع نهاية الدراسة هذا يتكون من دراسة مقارنة لهيكل مكون من (الطابق الأرضي + 05 طوابق) من الخرسانة المسلحة بين الدعامة المختلطة (نظام استقرار مختلط) والأشعة ، يقع هذا المشروع بولاية خنشلة.

إن دراسة هيكل البناية قد تمت عن طريق استخدام برامج جديدة في النمذجة ( *Autodesk Robot* ، *Structural Professional 2015* )، والحساب والتحقق ( *SOCOTEC, Expert et Atlas* )، التي تؤثر على الموثوقية و الدقة في استقرار الهيكل في حالة وقوع زلزال، وضمان التوازن بين الاقتصاد و سلامة البناية.

و قد تمت مختلف الحسابات في هذه المذكرة بطريقتين يدوية و الرقمية مع احترام القواعد الفنية المختلفة و الوثائق ( *DTR BC2.2, CBA 93 ,BAEL91 mod 99* ) و نظام مضاد الزلازل الجزائر 99 RPA .

كلمات البحث:

الخرسانة المسلحة، نظام استقرار مختلط، زلزال، السلامة، اللوائح.

## NOTATIONS

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
$E_x$	Charge dynamique spectral suivant x
$E_y$	Charge dynamique spectral suivant y
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton u
$A_{\min}$	Quantité d'acier minimal
$\tau$	Contrainte ultime de cisaillement
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton u $\tau$ Contrainte de cisaillement
$\sigma_s$	Contrainte maximale de traction des aciers
$f_{bc}$	Contrainte de calcul
$f_{cj}$	Résistance à la compression
$f_{tj}$	Résistance à la traction
$f_{c28}$	Résistance caractéristique a 28 jours
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité béton
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement x y I ,
I	Moment d'inertie
Br	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure

- Q Facteur de qualité
- W Poids total de la structure
- V Force sismique total
- $W_i$  Poids sismique au niveau « i »
- $C_T$  Coefficient de période
- $\beta$  Coefficient de pondération
- C Coefficient d'amortissement
- HA Acier haute adhérence
- $\phi$  Diamètre des barres
- $S_t$  Espacement entre l'acier

# INTRODUCTION GENERALE

## 1. Introduction

Génie civil, domaine d'activité dont le but est la construction d'ouvrages au bénéfice de la collectivité. Il concerne la création, l'amélioration, et la protection des structures et des constructions utiles pour l'environnement de la collectivité.

Le génie civil comprend tous les stades de la conception à la réalisation des ouvrages, tels que les bâtiments destinés à être employés comme habitations, usines, entrepôts, aéroports, les ouvrages d'art, les routes, les tunnels, les barrages, les réservoirs.

La mise en œuvre d'une construction se déroule en trois étapes : la conception assortie d'une étude de rentabilité, l'élaboration du projet (plans, note de calcul, etc.) enfin l'exécution proprement dite des travaux.

Aujourd'hui, les opérations de construction, de réhabilitation ou de rénovation d'une construction deviennent de plus en plus complexes du fait de l'évolution permanente des techniques et des réglementations. La maîtrise fine des études, de la réalisation et de l'exploitation de l'ouvrage est donc indispensable à l'acte de bâtir.

De ce fait, la mission de l'économiste de la construction s'effectue en étroite collaboration avec les architectes et les ingénieurs du projet.

Pour cela, il doit comprendre et analyser le projet dans sa globalité afin d'établir l'étude technique et financière la plus pertinente. Ce travail n'exige un véritable dialogue au sein de la maîtrise d'œuvre et avec la maîtrise d'ouvrage pour que le projet soit traité de manière exhaustive.

## 2. Problématique

Le calcul d'un ouvrage en béton armé ne se limite pas à la seule maîtrise du calcul du béton armé. Outre une bonne maîtrise de la mécanique des milieux continus et de la résistance des matériaux, cela nécessite aussi la compréhension des phénomènes physiques qui engendrent les efforts sur l'ouvrage (hydrostatique, mécanique des sols, effets du vent sur les structures, phénomènes vibratoires, rhéologie des matériaux, limites des modèles de calcul, etc.).

Les progrès scientifiques et techniques accomplis à ce jour ont permis de réduire les quantités de matière nécessaires à la construction des ouvrages, et donc de réaliser des économies substantielles.

Notre projet de fin d'étude consiste à effectuer une étude comparative technico-économique entre deux structures en béton armé à usage d'habitation en béton armé (R+5), l'une a un contreventement portique et l'autre a un contreventement voiles, ces immeubles sont implantés dans une région classée en Zone I (wilaya de Khenchela), de faible sismicité selon le règlement parasismique algérien (*RPA99 version 2003*).

### **3. Objectif et plan de travail**

#### **3.1. Objectif**

Ce projet de fin d'étude a pour but de comparer de point de vue technique à partir d'étude les deux structures en béton armé effectuant de toutes les phases de conception ont été abordées, du pré dimensionnement, au l'élaboration des plans d'exécution en passant par le calcul et les différentes vérifications de chaque élément de la structure en respectant les différents règlements et documents techniques. D'autre part de vue économique à partir d'établir un pré métré quantitatif des matériaux des éléments constitutants, les résultats de réponse sismique et le mode de réalisation dans les deux variantes étudiées.

#### **3.2. Plan de travail**

Le travail de fin d'étude consiste en une étude structurelle de deux variantes en béton armé, l'étude est subdivisée en sept chapitres.

#### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage & Caractéristiques des matériaux**

Ce chapitre a pour but de présenter la conception de l'ouvrage

#### **Chapitre II : Pré dimensionnement et décente des charges**

Dans ce chapitre, on va faire un pré dimensionnement pour chaque type d'élément de la structure et une descente de charges pour vérifier la section du poteau le plus sollicité.

#### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

Dans ce chapitre, on calcule le ferrailage de tous éléments en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, on distingue: les escaliers, les balcons, l'acrotère, le plancher, etc....

#### **Chapitre IV: Etude sismique**

Une étude dynamique et sismique est effectuée dans ce chapitre pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

#### **Chapitre V: Les éléments structuraux**

Dans ce chapitre, on calcule le ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (*BAEL91 mod99, CBA93*) avec respect des vérifications données par le *RPA99v2003*.

#### **Chapitre VI: Etude de l'infrastructure**

Dans ce chapitre, on dimensionne et on calcule le ferrailage des fondations de façon:

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Limiter les tassements de l'ouvrage.

#### **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

Dans ce chapitre, on compare les résultats obtenus pour les deux variantes de contreventement ainsi l'évaluation du quantitatif et le mode de réalisation en présentant un éclaircissement de point de vue économique.

# **Chapitre I**

# ***Généralités***

## Chapitre I

### Généralités

#### I.1.Présentation de l'ouvrage

##### I.1.1.Introduction

L'ouvrage étudié a usage mixte d'habitation et commercial dans la wilaya de Khenchela. La construction est constituée d'un seul bloc :

- Un RDC à usage commercial : 08 locaux commerciaux ;
- Cinq étages à usage d'habitation où chaque niveau comportant de trois appartements (04 appartements F3).

##### I.1.2.Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur .....27.2m ;
- Largeur ..... 18.56m ;
- Hauteur total .....18.70 m ;
  - Hauteur RDC ..... 3.40 m ;
  - Hauteur des étages .....3.06 m.

##### I.1.3.Données du site

- Administration est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 comme zone de sismicité faible (*zone I*) ;
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2; [1]
- Le site est considéré comme ferme ;
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

##### I.1.4.Présentation des règles CBA (93)

"Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" (CBA 93) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récentes devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

#### **I.1.4.1. Domaine d'application**

Le *CBA93* est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à *300Kg par m<sup>3</sup>* de béton mis en œuvre.

#### **I.1.4.2. Principe des justifications**

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le *DTR-BC 21* "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

#### **I.1.4.3. Définition des états- limites [2]**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas), On distingue deux sortes d'état limite :

##### **a- Etat limite ultime ELU**

L'état limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement) ;
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture) ;
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

##### **b- Etats limite de service ELS**

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton ;
- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de déformation.

#### **I.1.4.4. Actions [3]**

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition.

- Actions permanentes (G) :

Les charges permanentes à considérer définies par la norme **DTR BC 2.2** pour le calcul des structures en béton armé sont :

**\*Poids propres** : Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de  $25kN/m^3$ .

- Actions variables ( $Q_i$ ,  $i=1, 2, n$ ) : Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux.
- Actions accidentelles ;
- Actions de la température climatique.

#### **I.1.4.5. Sollicitations de calcul**

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

La combinaison de calcul à E.L.S est :

- $P_1 = G + Q$

Les combinaisons de calcul à E.L.U sont :

- $P_2 = 1.35G + 1.5Q$

Les combinaisons de calcul à E.L.A (séisme, choc ...) :

- $P_3 = G + Q \pm E$
- $P_4 = G + Q \pm 1.2E$
- $P_5 = 0.8G \pm E$

Avec :

- E : effort de séisme ;
- G : charge permanente ;
- Q : charge d'exploitation.

#### **I.1.5. Présentation des RPA 99 / Version 2003**

Le document technique « DTR BC 2-48 » portant sur les « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa réunion

du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents précédents « *RPA 81, version 1983* » et « *RPA 88* » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux national qu'international.

#### **I.1.6. Les logiciels utilisés**

- *Auto desk Robot Structural Analyais Professional 2014* : pour la modélisation de la structure ;
- *AUTOCAD 2010* : pour les dessins des plans ;
- *SOCOTEC* et *EXPERT*: pour vérifier les calculs manuels.

#### **I.1.7. Définition des éléments de l'ouvrage**

Ces deux ouvrages sont en béton armé et pour qu'ils résistent à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 20 mètres en zone I, le type de contreventement mixte (voile-portique) ou voile.

##### **a. Planchers**

- Un ouvrage (système portique)
  - Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux ;
  - Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.
- Un ouvrage (système voile)
  - Les planchers des différents niveaux sont prévus en dalle pleine.

##### **b. Les escaliers**

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé.

##### **c. Maçonnerie**

On distingue :

- Mur extérieur (double cloison) ;
- Mur intérieur (une cloison).

#### **d. Revêtement**

Le revêtement est constitué de :

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

### **I.2. Caractéristiques des matériaux**

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

#### **I.2.1. Le Béton**

##### **I.2.1.1. Définition**

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction;
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc;
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible;
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation;
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

##### **➤ Les matériaux composant de béton**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

#### **a) Ciment**

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

## b) Granulats

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

- **Sables**

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

- **Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### I.2.1.2. Dosage du béton

Le béton utilisé dans la structure doit respecter les proportions en dosage établies par le laboratoire, où la formulation du béton est conforme par rapport aux règlements en vigueur.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200 \text{ Kg/m}^3$  et  $2500 \text{ Kg/m}^3$ .

### I.2.1.3. Résistances mécaniques du béton

#### I.2.1.3.1. Résistance à la compression $f_{cj}$ [4]

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPJ42,5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

Selon le **CBA**: Avant durcissement total à  $j$  jours tel que  $j \leq 28$  jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = [J / (4,76 + 0,83 J)] f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} , \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1,40 + 0,95 J)] f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}, \text{ pour } J < 28 \text{ jours}$$

Et pour  $j \geq 28$  jours

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

### I.2.1.3.2. Résistance à la traction $f_{tj}$ [5]

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées;
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \text{ Avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

### I.2.1.3.3. Résistance minimale du béton

La résistance caractéristique minimale  $f_{c28}$  doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

### I.2.1.3.4. Déformations longitudinales du béton

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par : [6]

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné selon le **C.B.A 93(A : 2-1-2-2)** par la formule suivante [7]

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

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$$

### I.2.1.3.5. Coefficient de poisson $\nu$ [8]

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = 0.20 \text{ dans le cas E.L.S;}$$

$$\nu = 0 \text{ dans le cas E.L.U.}$$

## I.2.2. Acier

### I.2.2.1. Définition

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

### I.2.2.2. Caractéristiques mécaniques

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e E 24$	235	
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$	400	Emploi courant
	$F_e TE 50$	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e TE$	500	
Fil tréfiles lisses type 4	$TL 50 \phi > 6 \text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$TL 52 \phi \leq 6 \text{ mm}$	520	

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance  $F_e E 400$  type 1,  $f_e = 400 \text{ MPa}$

### I.2.2.3. Contrainte limite

#### a- Etat limite ultime [9]

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure I.1 :

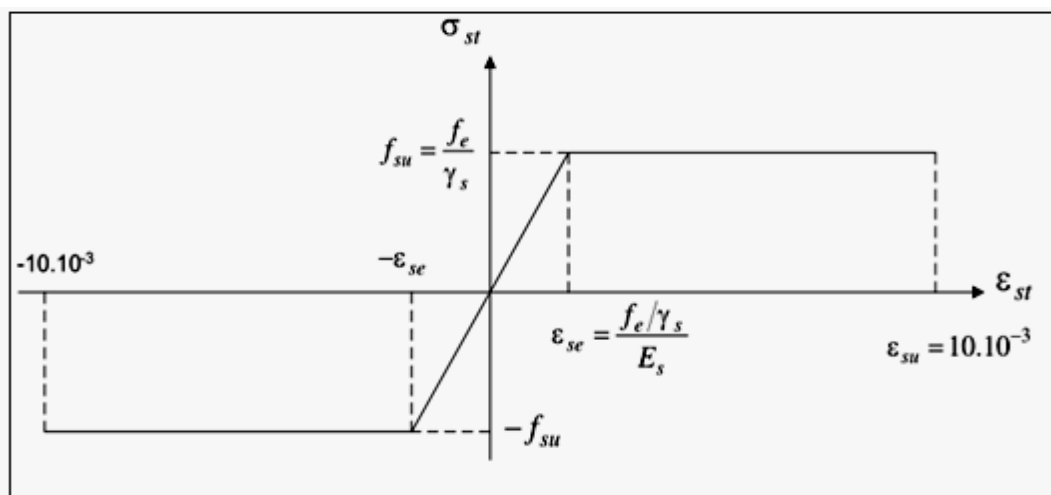


Figure I.1 : Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Où

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

Avec

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

#### I.2.2.4. Justification des sections soumises à des sollicitations normales

##### I.2.2.4.1. Définition

On entend par sollicitations normales celles qui peuvent être équilibrées par des contraintes normales développées sur les sections droites des pièces.

##### a- Etat limite ultime de résistance (ELU)

###### \* Hypothèses de calcul [10]

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton;
- La résistance de traction de béton est négligée;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques ;
- Le coefficient d'équivalence  $n$  donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ( $n = E_s / E_b$ ) est pris égal à 15 ;
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰ ;
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} & \text{en flexion} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} & \text{en compression centrée.} \end{array} \right.$$

###### \* Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) [11]

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (I.2) tel que :

**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  $2 \times 10^{-3}$  du béton de la fibre située à  $3/7h$  de la fibre la plus comprimée.

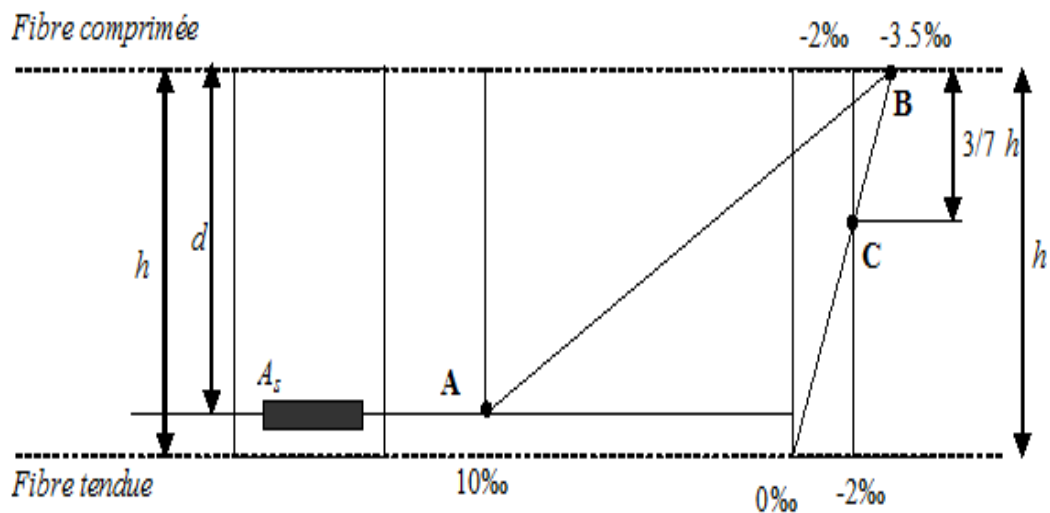


Figure I.2 : Diagramme de déformation limite de la section.

**\*Contrainte ultime du béton [12]**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme dit "parabole –rectangle"

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessus, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

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

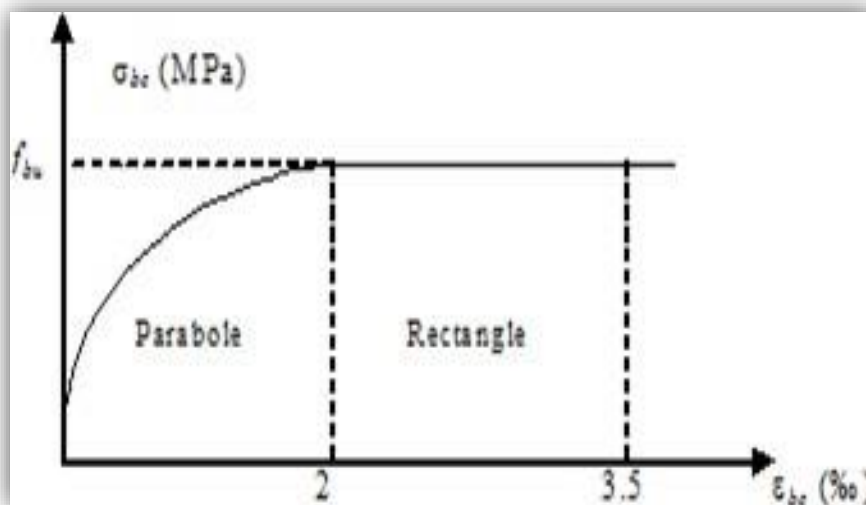


Figure I.3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton .

Avec  $f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h

Résistance caractéristique à 28 jours en MPa		Résistance de calcul $f_{bc}$ en MPa (pour $\theta = 1$ )	
à la compression $f_{c28}$	à la traction $f_{t28}$	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles
16	1.56	9.1	11.8
18	1.68	10.2	13.3
20	1.80	11.3	14.8
25	2.10	14.2	18.5
30	2.40	17.0	22.2
40	3.00	22.7	29.6
50	3.60	28.3	37.0
60	4.20	34.0	44.3

Tableau I.2 : Les résistances caractéristique du béton 28 jours.

**\*Contrainte ultime de cisaillement [13]**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

✓ En fissuration peu préjudiciable :  $\tau \leq \bar{\tau} = \min [0.2f_{cj}/\gamma_b \text{ et } 5MPa]$  ;

✓ En fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau \leq \bar{\tau} = \min [0.15f_{cj}/\gamma_b \text{ et } 4MPa]$ .

**limite de service (ELS)**

**\*Hypothèses de calcul : [14]**

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes:

- les sections droites restent planes et il n'ya pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures;
- le béton tendu est négligé;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;
- Par convention le rapport  $n$  du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15;

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

### I.3.Coffrages

#### I.3.1.Terminologie

Les coffrages sont des ouvrages provisoires destinés à mouler le béton durant son durcissement pour obtenir l'aspect de surface demandé.

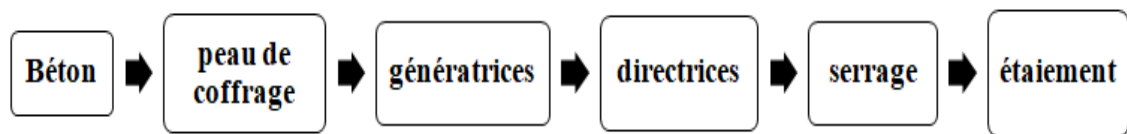
Les coffrages et échafaudages présenteront une rigidité suffisante pour résister sans tassements ni déformations nuisibles, aux charges, surcharges et efforts de toute nature pendant l'exécution des travaux et, notamment aux efforts engendrés par le serrage du béton.

Les coffrages devront être suffisamment étanches, afin que le serrage n'entraîne pas la perte d'une partie appréciable du ciment.

Les éléments de coffrage sont :

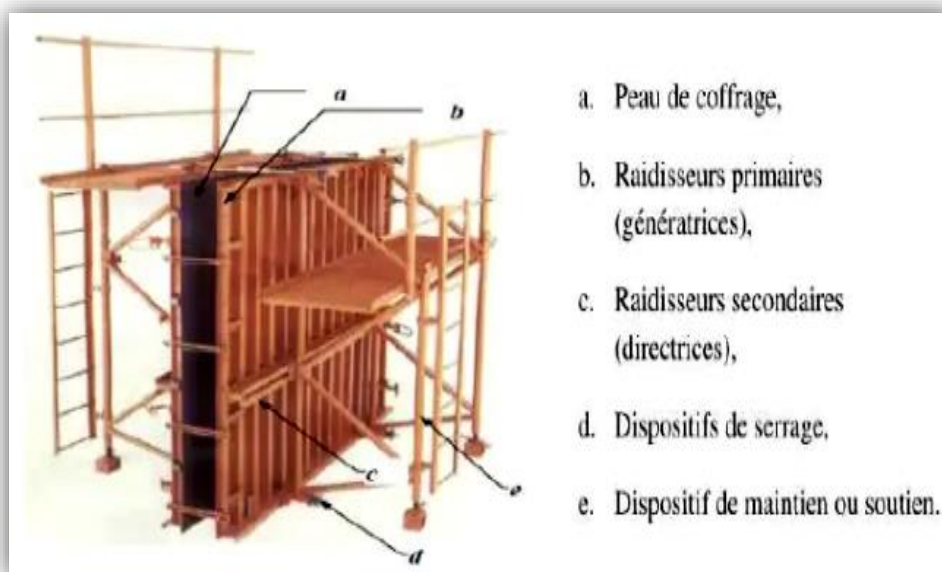
- **La peau de coffrage** : permet de donner l'aspect final (forme et texture) à la pièce moulée, permettent de limiter la déformation de la peau et de transmettre les efforts aux directrices.
- **Les directrices ou raidisseurs secondaires** : permettent de limiter les déformations des génératrices et de transmettre les efforts aux éléments de serrage (ou à l'étalement dans le cas d'un coffrage horizontal).
- **Les éléments de serrage** : reprennent les efforts de poussée de béton reportés par les directrices. Les éléments de maintien ou étalement permettent de :

- Assurer la stabilité et la position dans l'espace ;
- Supporter et transmettre les charges au sol.



*Figure I.4 : la transmission de l'effort de poussée dans un coffrage*

Les principaux constituants sont en fonction du rôle et de la forme du coffrage :



*Figure I.5 : Les éléments de coffrage.*

### **I.3.2. Le classement des coffrages**

#### **I.3.2.1-En Fonction de la technologie de Fabrication**

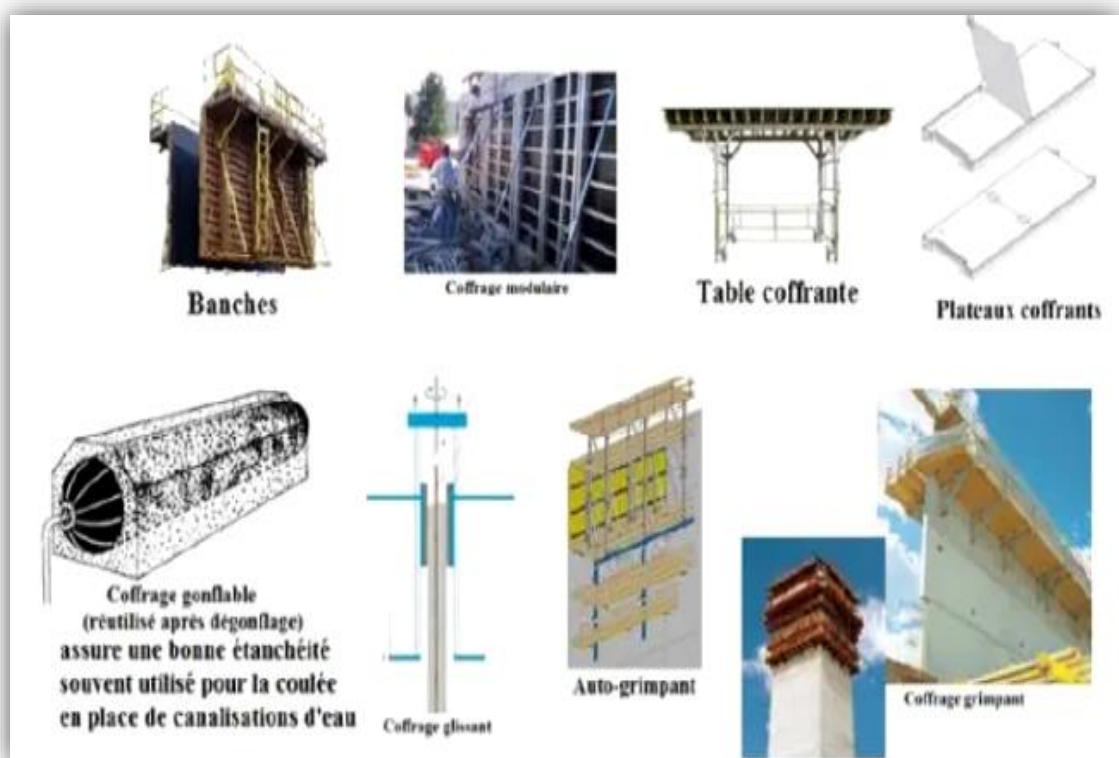
On peut classer les coffrages selon la technologie et donc les matériaux de fabrication :

- Coffrage en bois ;
- Coffrage métallique ;
- Coffrage mixte acier + bois, contre-plaqué ;
- Coffrage en polyester ;
- Coffrage perdu en carton, contre-plaqué ou tôle d'acier.

#### **I.3.2.2.En Fonction de la technologie d'exploitation**

Un autre classement des coffrages se fait selon la technologie d'exploitation :

- Banches ;
- Coffrage modulaire (panneaux) ;
- Tables coffrantes ;
- Plateaux coffrants ;
- Coffrage grim pant,
- Auto-grimpant ;
- Coffrage glissant ;
- Coffrage gonflant ;
- Coffrage tunnel.

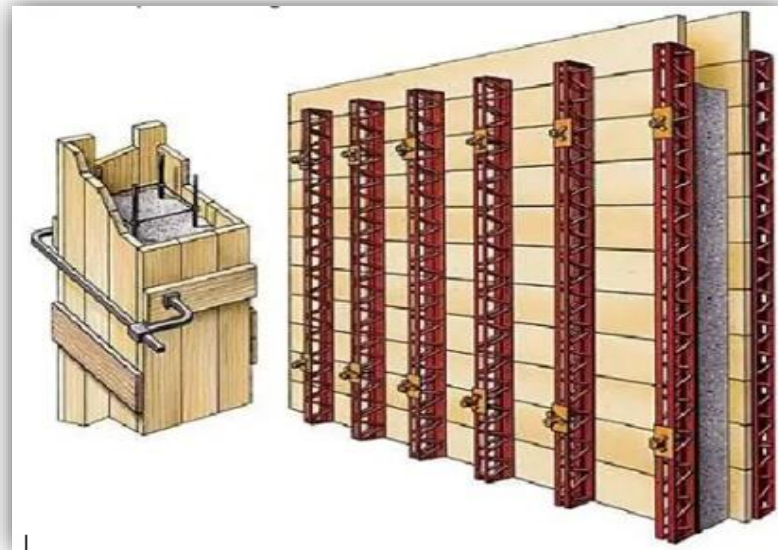


*Figure 1.6 : Classement des coffrages en fonction de technologie*

### **I.3.3. Les coffrages traditionnels en bois**

Les coffrages traditionnels en bois sont très souvent utilisés dans le BTP de par leur coût réduit comparés aux autres types de coffrages et leur capacité à marier la forme de la structure moulée, ils sont ; moins étanches, ne peuvent être utilisés plusieurs fois et nécessitent une main d'œuvre importante.

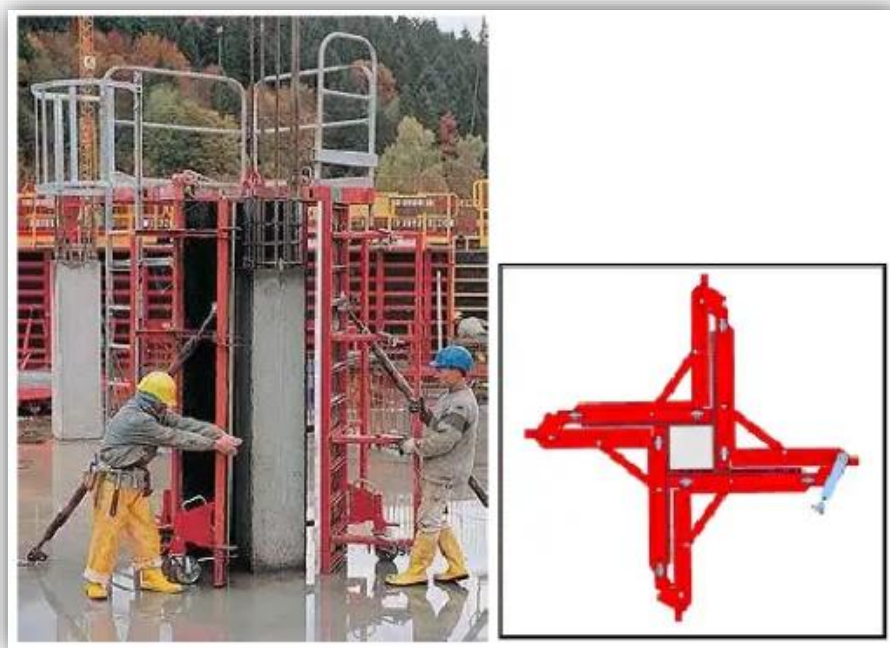
Ces coffrages résistent à la pression du béton, aux chocs et à la vibration ,aussi ils sont économiques par apport au prix.



*Figure I.7 : Coffrages traditionnels en bois*

#### **I.3.4. Les coffrages métalliques**

L'emploi des coffrages métalliques réduit une partie des inconvénients des coffrages en bois (main d'œuvre importante, réemplois limités, chutes élevées et inévitables), mais leur prix d'achat est très élevé et ils n'offrent qu'un intérêt restreint pour les travaux courants du bâtiment sauf si s'agit de l'exécution répétée d'éléments toujours identiques. Les problèmes de rotation des coffrages sont plus facilement résolus.



*Figure I.8: Type d'un coffrage métallique*

### I.3.5. Les coffrages grimpants

On reporte les panneaux inférieurs par-dessus les panneaux supérieurs au fur et à mesure de la progression de la coulée du béton et de son durcissement.

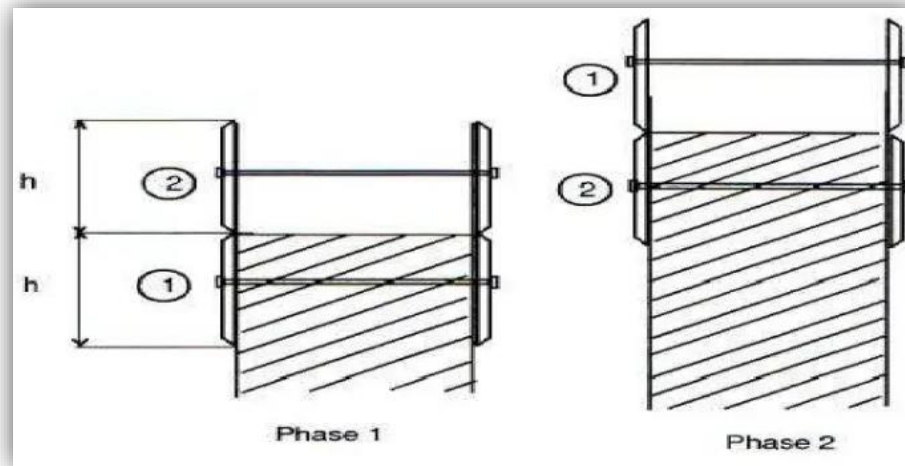


Figure I.9 : Procédé du coffrage grimpant.

### I.3.6. Les coffrages auto grimpant « semi-glissants »

L'ensemble du panneau est déplacé sans aucun démontage, au moyen de grues ou de petites potences. Les éléments porteurs sont des poutres verticales ancrées dans le béton inférieur par des boulons à écrous perdus.

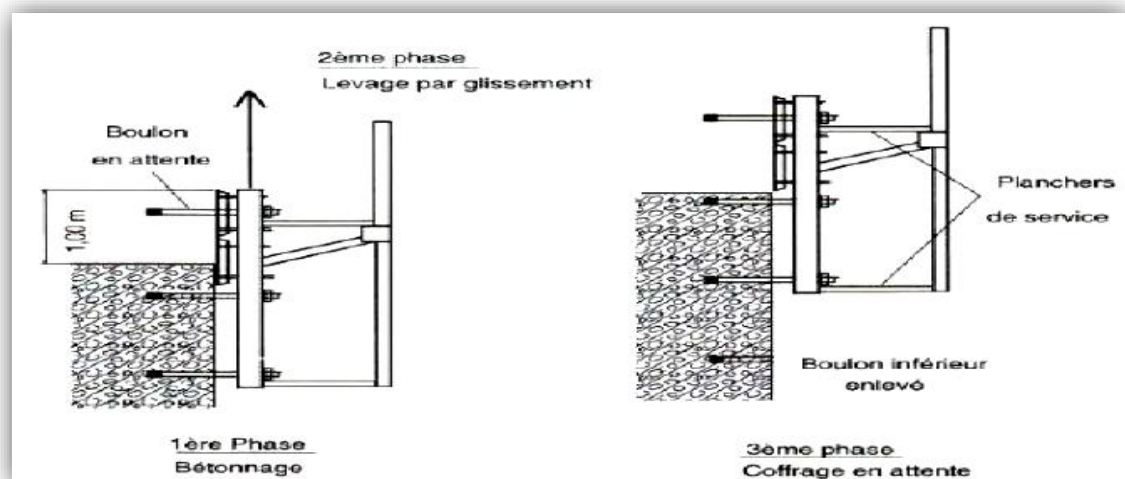


Figure I.10 : Procédé du coffrage semi-glissant.

### I.3.7. Les coffrages glissants

Le bétonnage s'effectue dans un seul coffrage qui s'élève à fur et à mesure qu'on coule le béton. Le principe de cette technique de coffrage est le suivant :

- Dès que la première coulée de béton commence à durcir, on soulève l'ensemble du coffrage à raison de 0.1 m à 0.15m par heure ;
- On planifie la pose du ferrailage de telle sorte à ce que le bétonnage s'effectue en continue.

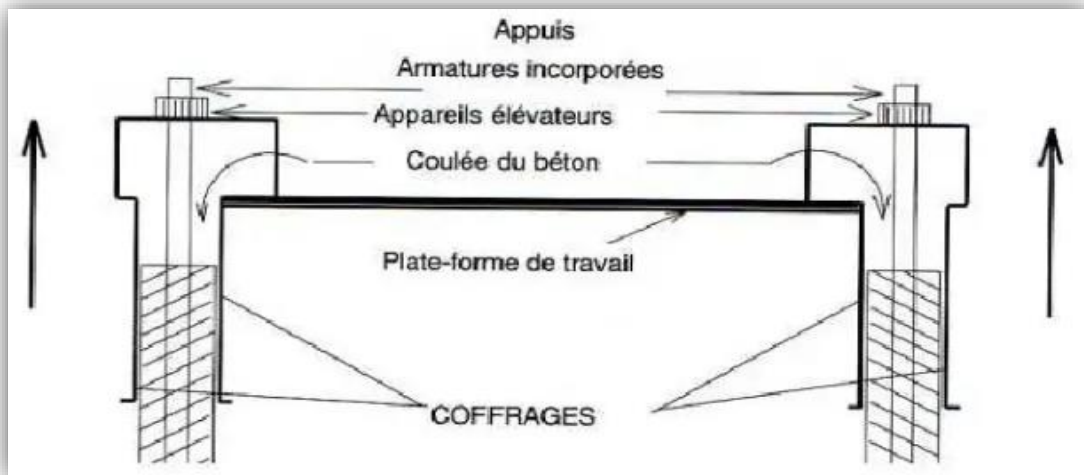


Figure I.11 : Procédé du coffrage glissant.

### I.3.8. Les coffrages gonflables

Le coffrage gonflable nous permet de couler le béton tout en gardant un vide cylindrique à l'intérieur d'où son utilisation lors de sa réalisation des canalisations en béton armé.

Gonflé à l'air comprimé, le coffrage gonflable aussi appelé « coffrage pneumatique », constitue le corps cylindrique autour duquel la canalisation en béton est exécutée par coulée. Après la prise du béton, le coffrage est dégonflé, extrait avec facilité et prêt à être réutilisé.

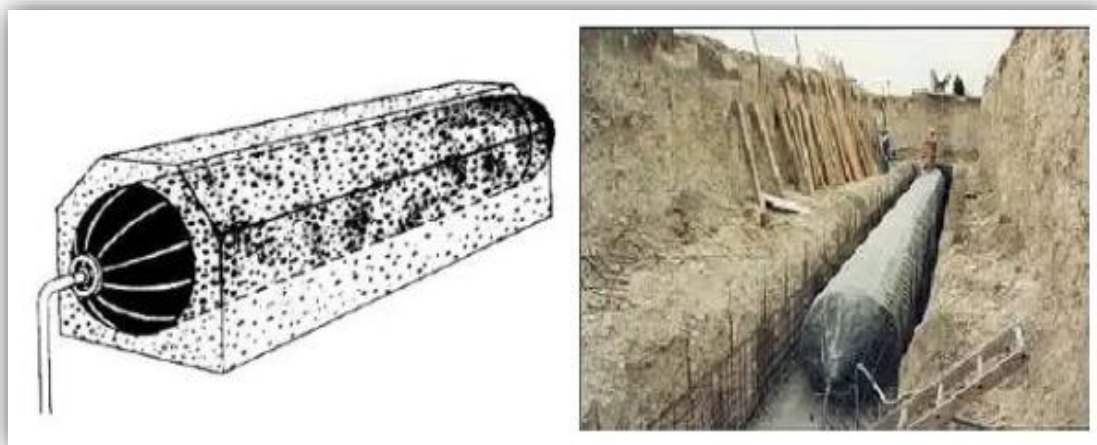


Figure I.12 : Procédé du coffrage gonflable.

Les avantages du coffrage gonflable :

- Souple,
- Fiable,
- Etanche,
- Facile à utiliser,
- Rapide,
- Ne s'adhère pas au béton.

### **I.3.9. Les coffrages perdus**

Le coffrage perdu est comme son nom [Indique un coffrage non récupérable et donc utilisable une seule fois. Il reste en effet emprisonné par le béton et ne nécessite aucun démontage après.

Le problème de ce type de coffrage reste l'impossibilité de repérer les défauts de béton qui peuvent apparaître à la surface.

### **I.3.10. Le coffrage tunnel**

#### **I.3.10.1 .Définition**

La technologie tunnel qui permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération est très utilisée dans les zones sismiques et pour des structures simples et répétitives. Il apporte la qualité et la précision à la construction en béton et offre la possibilité d'économiser énormément sur les travaux de finition ainsi que les travaux mécaniques et électriques. Sans oublier que ce système produit des structures portantes mieux adapté aux séismes.

L'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages en acier a permis d'obtenir des coffrages tunnels solides, légers et durables.

#### **I.3.10.2. Etapes d'exécutions**

A fin de mieux comprendre les procédés du coffrage tunnel, nous proposons d'en faire l'analyse étape par étape :

- **1 er étape**

La mise en œuvre des fondations étant finie, l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, elles servent de repère pour aligner les demi coquille sur un même niveau.

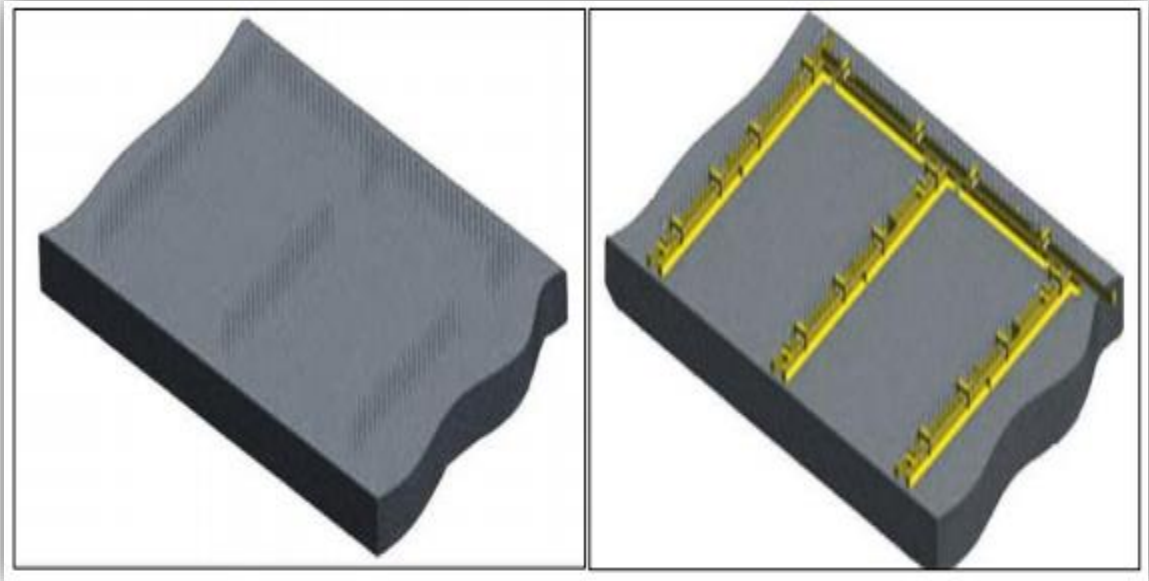


Figure I.13 : 1<sup>ère</sup> étape du coffrage tunnel.

- **2<sup>ème</sup> étape**

Le coulage des talonnettes achevé, commence le ferrailage des voiles (la disposition des treillis soudé ainsi que les différentes armatures de renforcement).

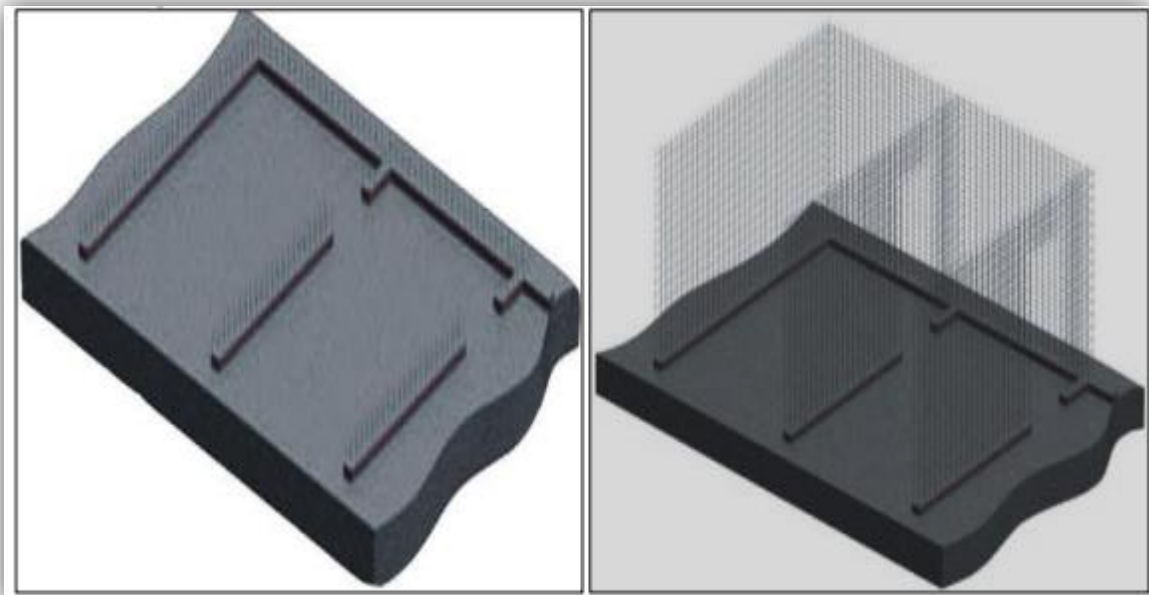


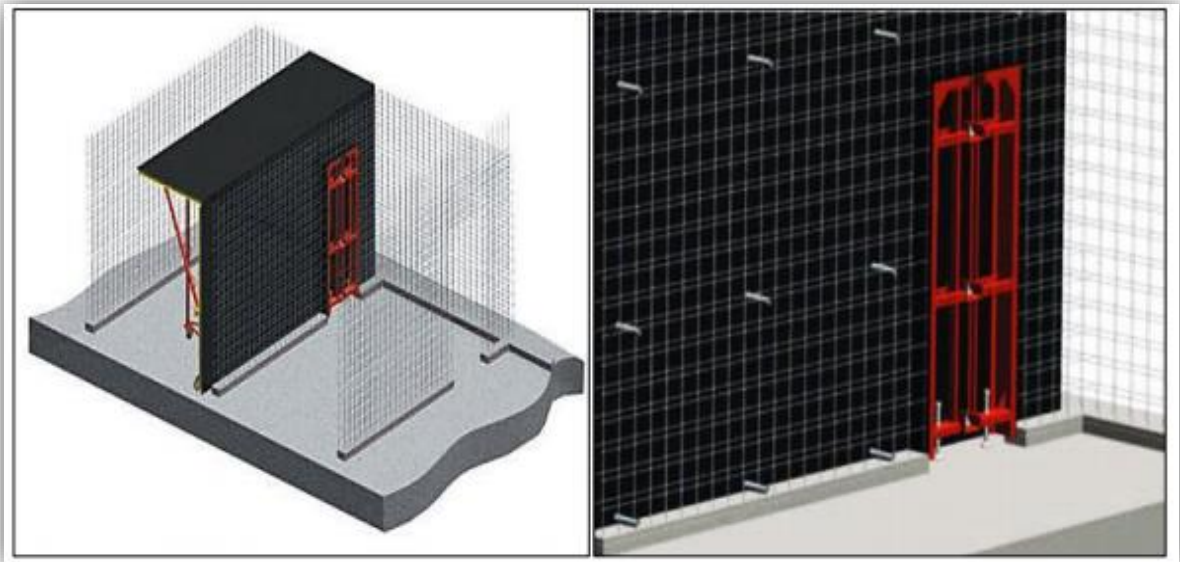
Figure I.14 : 2<sup>ème</sup> étape du coffrage tunnel.

- **3<sup>ème</sup> étape**

La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage , cette opération délicate nécessite l'emploi

de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe.

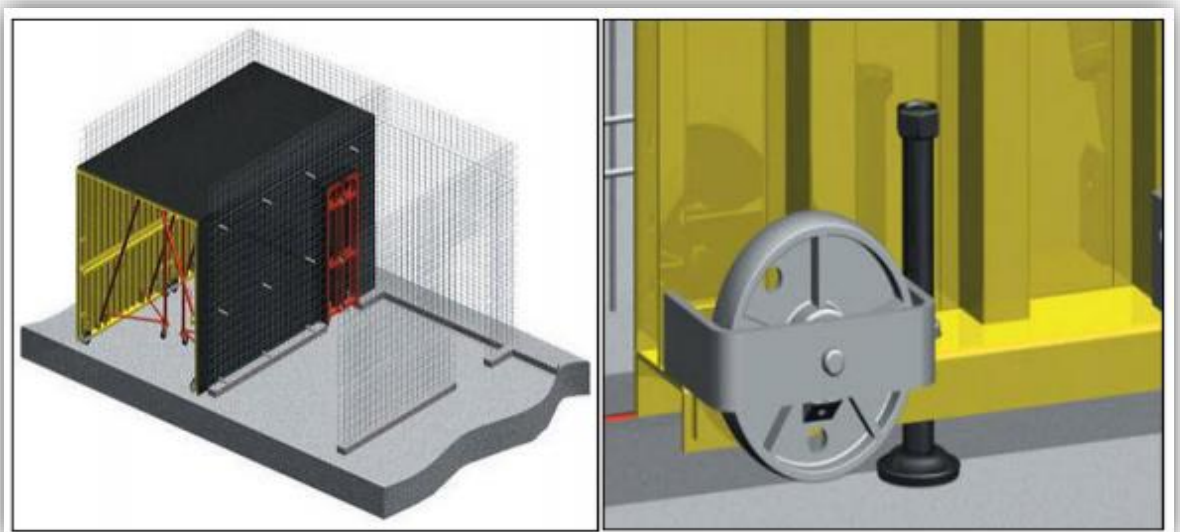
Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs.



*Figure I.15 : 3ème étape du coffrage tunnel.*

- **4ème étape**

Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former ce qu'on peut appeler une « chambre de coffrage ». Réglage du niveau de la chambre, en jouant sur le dévissage du vérin à vice en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demis coquilles pour pouvoir les biens solidariser.



*Figure I.16 : 4ème étape du coffrage tunnel.*

- **5 ème étape**

Solidarisé les deux demi coquilles en verrouillant les crochets métallique et en les bloquant à l'aide de boulons conique. Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1ère chambre.

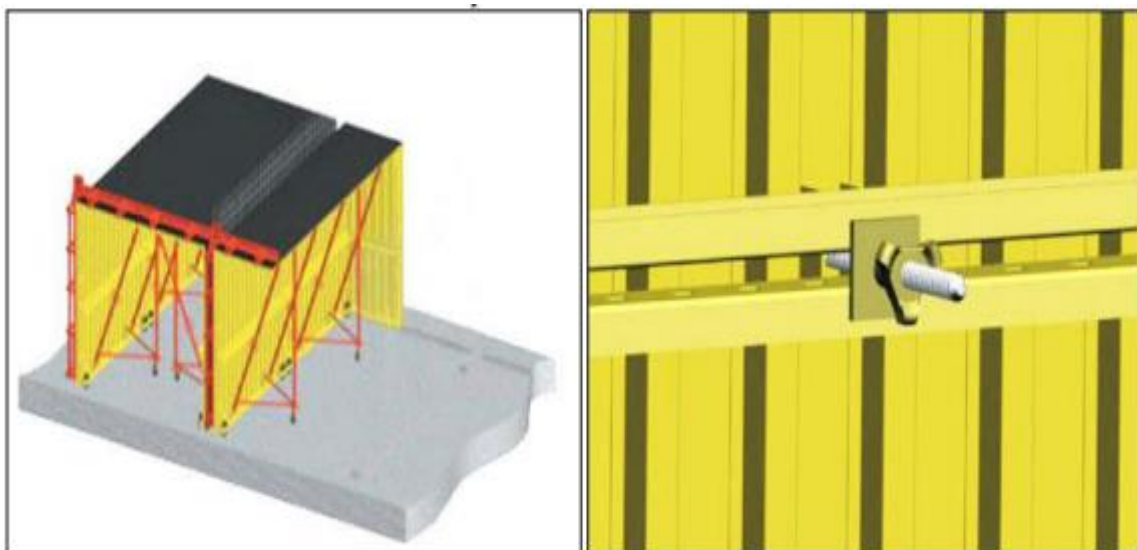


*Figure I.17: 5ème étape du coffrage tunnel.*

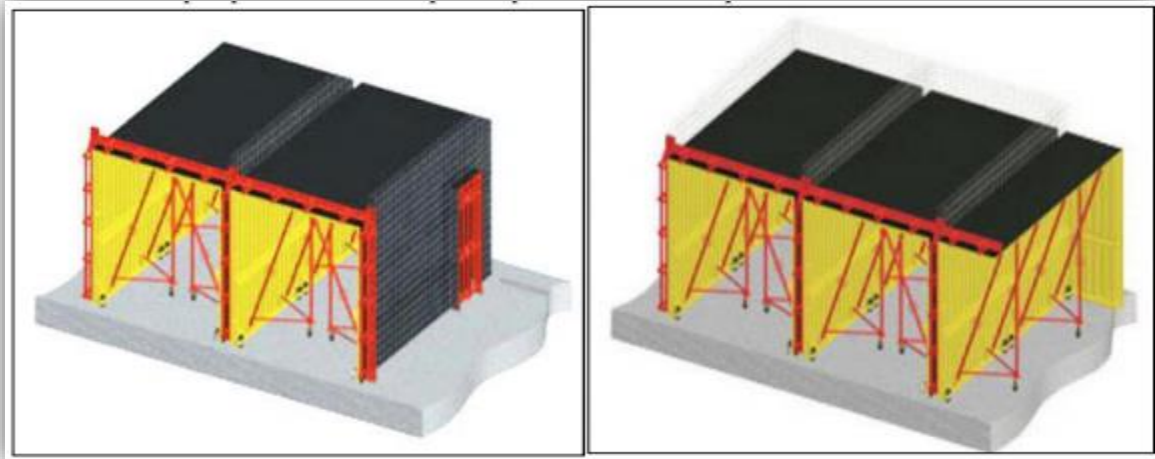
- **6 ème étape**

Mise en place de la 3ème demi coquille au dos de la 1er demi coquille. Régalage de la 3ème demi-coquille au même niveau que le 1ère et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale

Les mêmes étapes précédentes se répètent pour les demis coquilles 4, 5... Ainsi de suite.



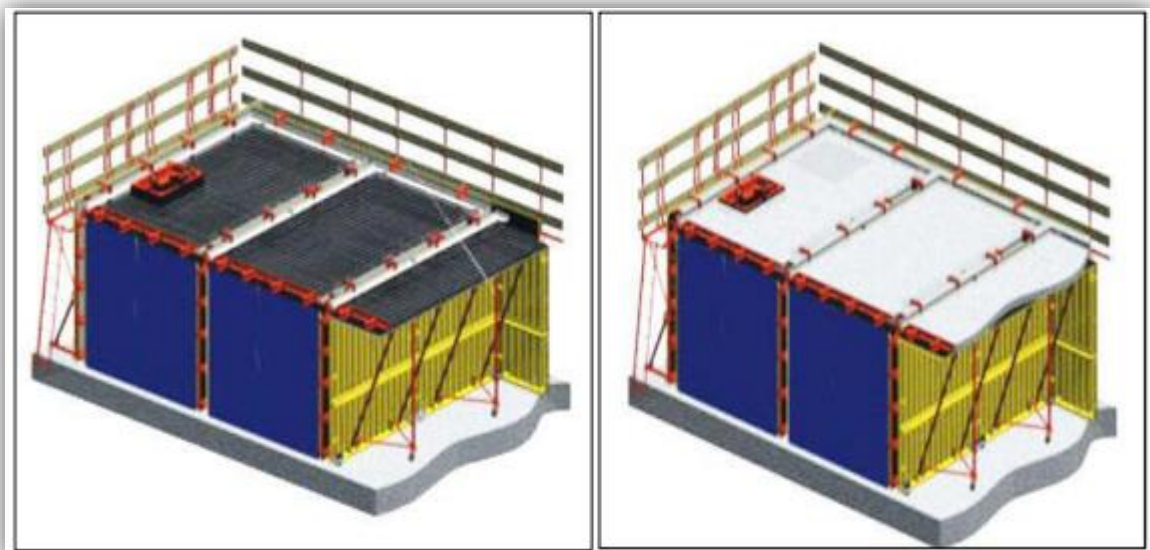
*Figure I.18 : 6ème étape du coffrage tunnel.*



*Figure I.19 : 6ème étape du coffrage tunnel.*

- **7ème étape**

Mise en place des banches pignon. Mise en place du ferrailage des dalles au dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations. Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage



*Figure I.20 : 7ème étape du coffrage tunnel.*

- **8ème étape**

Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles à une grue.

**Remarque :** Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau

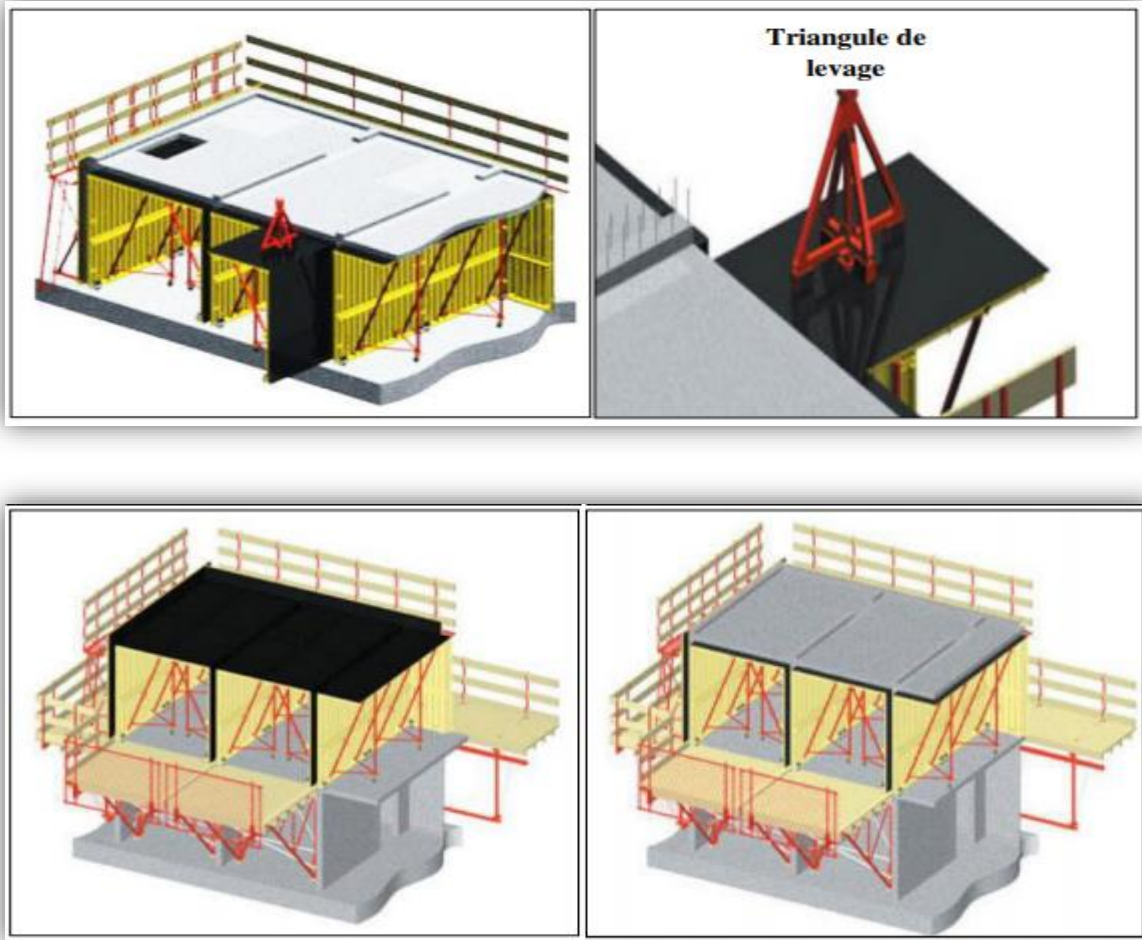


Figure I.21: 8<sup>ème</sup> étape du coffrage tunnel partie 2.



Figure I.22. Technique coffrage tunnel sur chantier.

### **I.3.11. Le décoffrage**

Le décoffrage est une étape très importante lors de l'exécution des ouvrages en béton armé. S'il est bien fait, il nous permet de protéger le béton décoffré et de garder intact le matériel de coffrage.

Pour faciliter cette opération, on applique une huile ou une cire de décoffrage sur la surface en contact direct avec le béton. Ces produits doivent être bien choisis pour ne causer aucun désordre lors de l'application des enduits. Cette astuce facilite le décoffrage et garde le matériel utilisé en bonne état (prévient à la fois la pourriture du bois et la corrosion de l'acier).

Généralement le temps nécessaire pour le séchage du béton (décalage entre le coulage et le décoffrage) est comme ci-dessous :

- Poutre, côtés : 2 jours.
- Poutre, sous faces : 28 jours.
- Poteau : 2 jours.
- Dalle : 28 jours.
- Voile chargé : 6 jours.
- Voile non chargé : 1 jour.

### **I.4. Conclusion**

Les différents types d'ouvrages étudiés dans ce mémoire, sont contrôlés en présentation en lieu et de type matériaux en vigueur avec les règlements.

D'autre part une bibliographie sur le coffrage de chaque type de structure sont déterminés selon l'utilisation sur chantier.

# **Chapitre II**

## **Pré Dimensionnement & Descente Des Charges**

## Chapitre II

### Pré Dimensionnement & Descente Des Charges

#### II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but ‘le pré calcul ‘ des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le *BAEL91* et des *RPA99/version 2003*. il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité.

#### II.2. Pré dimensionnement

##### II.2.1. Pré dimensionnement de système portique (Variante 01)

##### II.2.1.1. Les poutres

Les poutres se sont des éléments horizontaux transmettent les charges aux différents éléments verticaux, On a trois types de poutres :

- Les poutres principales ;
- Les poutres secondaires.

##### II .2.1.1.1. Poutres principale

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 ;$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7h.$$

Avec :

- $L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis
- $h$ : hauteur totale de la poutre ;
- $b$  : largeur de la poutre.

##### ➤ La hauteur $h$

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \quad \text{ou} \quad L_{\max} = 5.4 \text{ m}$$

$$418/15 \leq h \leq 418/10$$

$$27.86 \leq h \leq 41.8$$

On adopte  **$h=40 \text{ cm}$** .

➤ **La largeur b**

$$0.4 h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28 \quad \text{On adopte } b = 30\text{cm.}$$

➤ **Vérification [15]**

Selon les recommandations du RPA99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b=30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots CV \\ h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots CV \\ h/b=1.33 \leq 4 \dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc la poutre principale à une section :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**II.2.1.1.2. Les poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

➤ **La hauteur h**

$$L_{max}/15 \leq H \leq L_{max}/10 \quad \text{ou}' \quad L_{max} = 4.65\text{m}$$

$$420/15 \leq h \leq 420/10$$

$$28 \leq h \leq 42 \quad \text{On adopte } h = 35\text{cm.}$$

➤ **La largeur b**

$$0.4 h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On adopte } b = 30\text{cm.}$$

➤ **Vérification [15]**

Selon les recommandations du RPA99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots cv \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots cv \\ h/b = 1.16 \leq 4 \dots\dots cv \end{array} \right.$$

$$b_{max} \leq 1,5h + b1$$

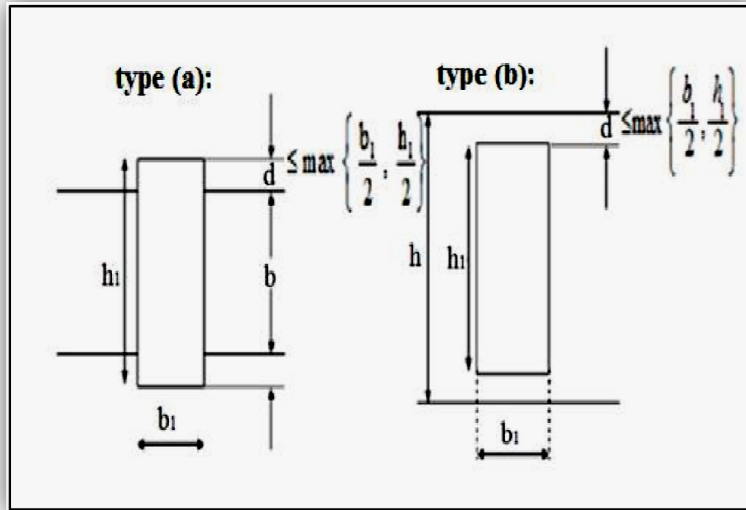


Figure II. 1 : Dimensions à respecter par les poutres variante 1.

- h : peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles ;
- b : est la plus petite dimension et h : est la plus grande dimension transversale de la section droite de la poutre ;
- b1 : est la plus petite dimension et h1 : est la plus grande dimension transversale de la section droite du poteau.

$$b_{max} = 30cm \leq 1,5h + b1 = 1,5 \times 35 + 40 = 92,5cm \dots \dots \dots CV$$

$$d \leq \max (b1/2 ; h1/2) \quad \text{avec :} \quad d = h1 - b / 2$$

$$d = 40 - 30/2 = 5cm \leq \max (15 ; 20) = 20cm \dots \dots \dots CV$$

Donc la poutre secondaire à une section :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

### II.2.1.2. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se feront réduits à une force de compression centrée N perpendiculaire à la surface S et passant par le centre de gravité, il ressort ainsi que la vérification vis –à-vis du flambement sera la plus déterminante .

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont données comme suit :

- ✓ Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d'architecture ;
  - (50 × 50) des sections carrées pour les trois premiers étages ;
  - (40 × 40) des sections carrées pour les trois derniers étages ;
- ✓ Selon les conductions de la RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone I [16]

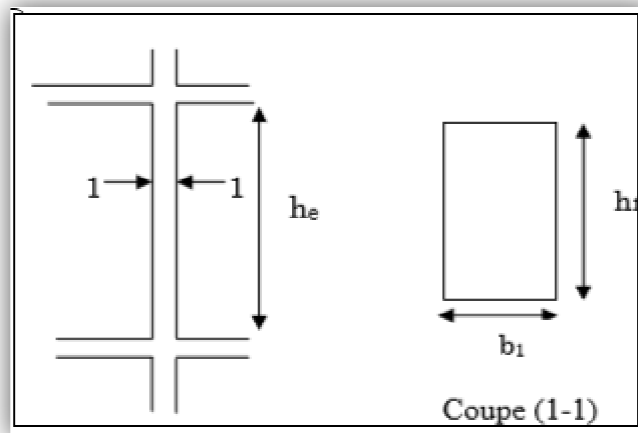


Figure II.2 : Hauteur libre d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) > 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) > \frac{\square e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{\square} \leq 4 \end{array} \right.$$

Tel que :

$h_e$  : hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.00\text{m}$  pour RDC

$h_e = 2.66\text{m}$  pour les étages 1 jusqu'au 5<sup>ème</sup>.

### II.2. 1.3. Planchers à corps creux

#### II .2.1.3.1. La disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition se fait par aux critères suivant :

- ✓ Le critère de la plus petite portée à fin de diminuer la flèche ;  
Solon le sens porteur (pp). On distingue deux types de plancher à corps creux.

#### II.2.1.3.2. Condition de la flache

Selon BAEL 91 la hauteur ( $h_t$ ) d'un plancher à corps creux doit vérifier la condition suivant :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 18.22\text{cm} \quad \text{avec: } L = 4.10\text{m}$$

On prend un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20\text{cm}$  (**16cm** : l'épaisseur de corps creux, **4cm** : dalle de compression).

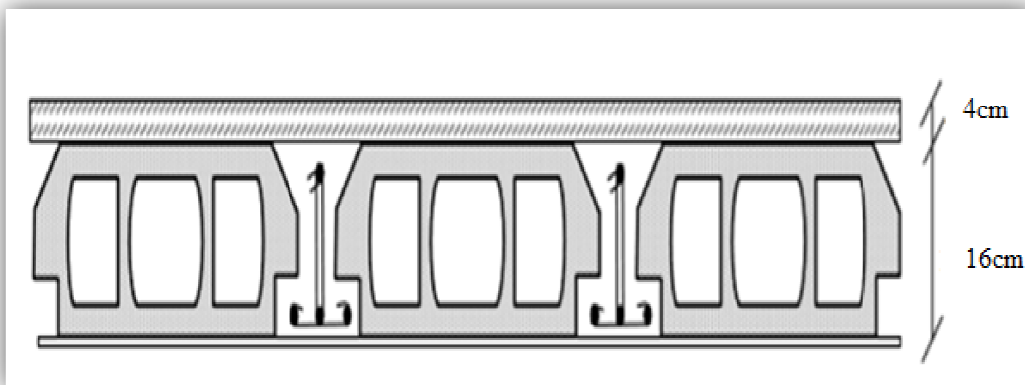


Figure II. 3 : Plancher à corps creux variante 1.

### II.2.1.3.3. Dimensionnement des poutrelles

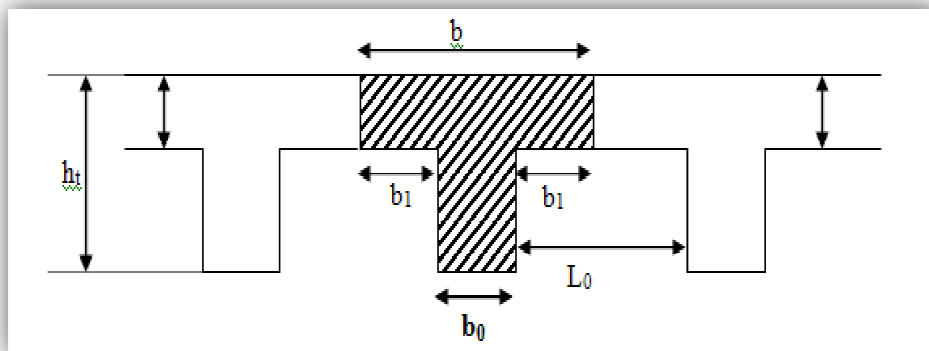


Figure II.4 : Caractéristiques géométriques de la nervure variante 1.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T).

- Détermination de la largeur de la table [19]

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$L_0$ : la distance entre nus de deux nervures ;

$L$  : la longueur de la nervure.

Donc :  **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$**

$$0,3 h_t < b_0 < 0,8 h_t$$

Donc :

$7.2 \text{ cm} \leq b_0 \leq 19.2 \text{ cm}$  Pour des raisons constructives on prend :  **$b_0 = 10 \text{ cm}$** .

Le corps creux commercialisé à une hauteur de  $20\text{cm}$  et une longueur de  $55\text{cm}$ .

On prend :  $b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65\text{cm}$ [19]

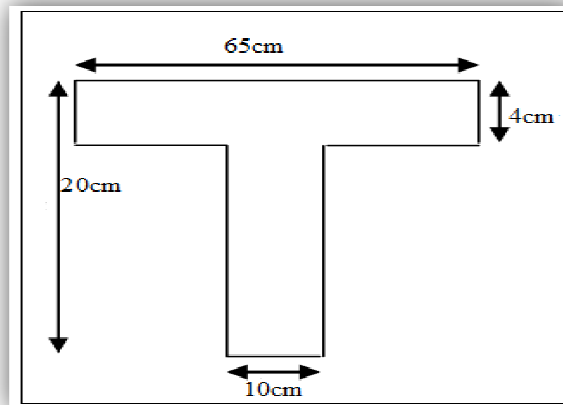


Figure II. 5 : Schéma de poutrelle variante 1.

#### II.2.1.4. Les voiles

##### II.2.1.4.1. Définition

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent les fonctions suivantes :

- ❖ Reprendre les charges verticales et horizontales ;
- ❖ Participer au contreventement des structures ;
- ❖ Assure une isolation thermique et phonique ;
- ❖ Assurer une protection incendie.

##### II.2.1.4.2. Pré-dimensionnement [21]

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces derniers.

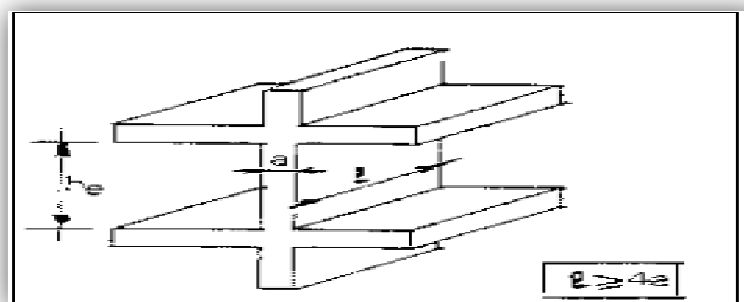


Figure II. 6 : Pré dimensionnement des voiles selon L'RPA 99 v 2003 variante 1.

➤ **Epaisseur**

pour le voile simple

$$\begin{cases} e \geq h_e / 20 \\ e \geq 15\text{cm} \end{cases}$$

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

$e$ : épaisseur du voile.

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$e \geq h_e/20 \Rightarrow e \geq \frac{271}{20} = 13.55\text{cm}$$

**On prends  $e \geq 15\text{cm}$**

Donc :  $e=15\text{cm}$

A partir de la hauteur de la RDC  $h_e = 3.40 \text{ m}$

$$e \geq h_e/20 \Rightarrow e \geq \frac{305}{20} = 15.25\text{cm}$$

$e \geq 15\text{cm}$

Donc:  $e=20\text{cm}$

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

➤ **Longueur minimale**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e \quad \text{avec} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ Cm}$$

$$e=15\text{cm} \geq L_{\min} \geq 4 \times 15=60\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$L_{\min}=60\text{cm}$  ; donc :

$$e=15\text{cm} \Rightarrow L_{\min} = 60\text{cm}$$

**II.2.1.5.Les longrines [22]**

On prend la section des longrines  $(30*30) \text{ cm}^2$  [22]

**II.2.1. Pré dimensionnement de système voile (Variante 02)**

**II.2.1.1.Pré dimensionnement des plancher à dalle pleine**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur de 10 à 20cm ou plus qui reposer sur des appuis : murs ou poutres

Les dalle pleines sur appuis continus (ce qui est note cas) peuvent porter dans deux direction ou bien dans une seule direction soit un panneau de dalle chargé de portées  $L_x$  et  $L_y$  mesurées entre nus d'appuis

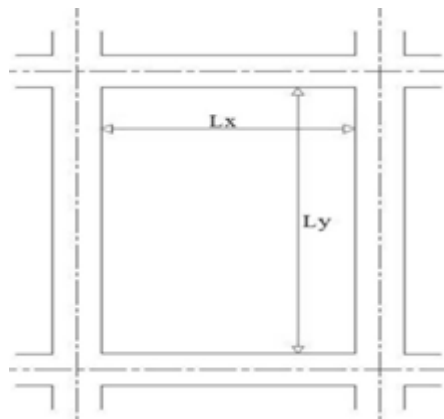


Figure : II.7.Schéma d'un panneau

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- Si :  $\alpha \leq 0.40$  La dalle portant dans deux directions ;
- Si :  $0.4 \leq \alpha \leq 1$  La dalle portant dans un seul direction.

➤ **Justification et vérification**

- **Epaisseur «  $h_d$  » des dalles**

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

- Cas d'une dalle portant dans une seule direction :  $h_d = \left( \frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right)$
- Cas d'une dalle portant dans deux direction :  $h_d = \left( \frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right)$

Avec en générale :

$L_x$  : la petite dimension du panneau de dalle ;

$L_y$  : la grande dimension du panneau de dalle.

La valeur «  $h_d$  » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives a :

- 1) La résistances à l'incendie
- 2) L'isolation phonique
- 3) La sollicitation d'effort tranchant

Pour notre projet, nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 4.5 \text{ m} \\ L_y = 4.5 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = \frac{4.5}{4.5} = 1$$

Donc la dalle porte suivant deux directions

$$h_d = \left( \frac{Lx}{35} \div \frac{Lx}{30} \right) = (12.8, 15) \implies h_d = 15 \text{ cm}$$

➤ **Condition de résistance au feu**

- ✓ Pour une heure de coupe  $h_d = 7 \text{ cm}$
- ✓ Pour deux heures de coupe  $h_d = 11 \text{ cm}$
- Condition de résistance au feu
  - Contre les bruits ariens :  $2500 \times h_d \geq 350 \text{ da N/m}^2 \implies h_d = 14 \text{ cm}$
  - Contre les bruits d'impact :  $2500 \times h_d \geq 400 \text{ da N/m}^2 \implies h_d = 15 \text{ cm}$

Donc

L'épaisseur de la dalle pleine sera égale :  **$h_d = 15 \text{ cm}$**

### II.2.1.2. Pré dimensionnement des voiles

#### II.2.1.2.1. Voiles porteurs

D'après le RPA99/2003, c'est un élément porteur rigide en béton –armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans notre cas, le voile est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'article 7.7.1 du RPA 99/2003 l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de conditions de rigidité aux extrémités.

Soit :

$$\begin{cases} L \geq 4e \\ e \geq \frac{L}{4} \end{cases}$$

Avec

$L$  : largeur du voile correspondant à la portée minimale

$e$  : épaisseur du voile

$h_e$  = hauteur libre d'étage

$$e \geq \frac{290}{20} = 14.5 \text{ cm}$$

Donc :

on prend  **$e = 15 \text{ cm}$**

### II.2.1.2.2. Voiles périphérique

C'est un élément d'infrastructure, relie deux niveaux, celui des fondations et celui de la structure.

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

### II.2.2. Les éléments communs entre les deux variantes

#### II.2.2.1. Les balcons [20]

$$\begin{cases} L_x = 1.4 \text{ m} \\ L_y = 3.6 \text{ m} \end{cases}$$

$\rho = 1.4/3.6 = 0.388 < 0.4$  : dans ce type de balcon travail suivant un seul sans.

$$e \geq L_x/25 \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

#### II.2.2.2. Les escaliers

##### II.2.2.2.1. Définition

Les escaliers font partie des équipements les plus sollicités dans une maison. A ce titre, ils doivent non seulement être parfaitement dimensionnés mais aussi offrir une bonne résistance dans le temps. Formes, matériaux, etc.

##### II.2.2.2.2. Dimensionnement

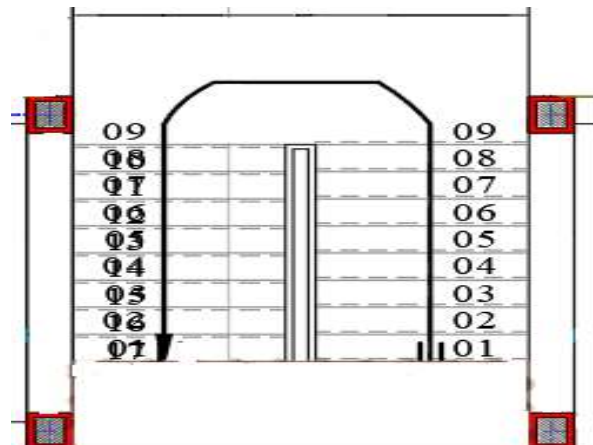


Figure II.8 : Schéma de l'escalier.

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants:

- $h$  : hauteur de la contre marche, variant de **0.15 à 0.17m**
- $g$  : largeur de la marche, variant de **0.26 à 0.36m**
- $\alpha$  : Inclinaison de la volée = **arc tg (h/g)**.

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche est limitée par:

$$2h+g=m \quad 59 < m < 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{59-g}{2} < h < \frac{66-g}{2} \implies 14.5 < g < 18 \implies g=17 \text{ cm}$$

➤ **Nombre des marches**

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20 \text{ marches}$$

La pente de volée :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{10 \times 17}{9 \times 30} = 0.629 \implies \alpha = 32.196^\circ$$

➤ **La longueur de volée**

$$L_1 = \frac{10 \times 17}{\sin \alpha} = 319.06 \text{ cm}$$

➤ **L'épaisseur de la volée**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies 10.83 < e < 15.95 \implies e=14 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du palier de repos le même que la paillasse : **e=14 cm**.

**II.2.2.3.L'acrotère**

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

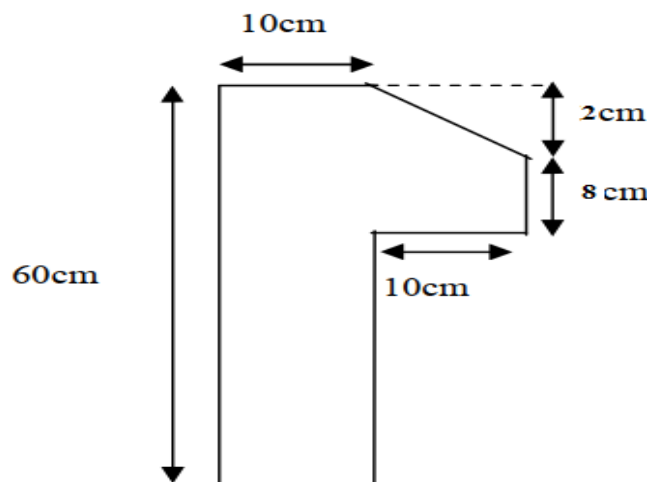


Figure II.9 : Schéma d'acrotère.

## II.3.Descente de charge

### II.3.1.Évaluation de charge : D'après DTR B. C.2.2

#### II.3.1.1.Système portique (Variante 01)

##### II.3.1.1.1.Plancher terrasse (non accessible) [18]

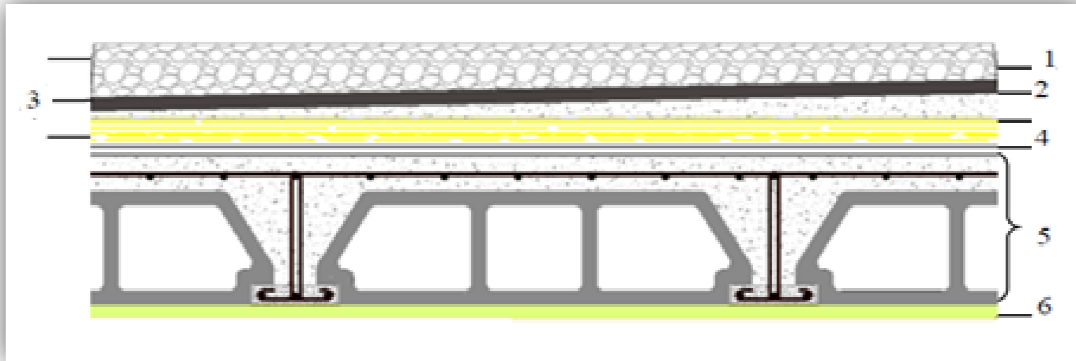


Figure II.10 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1. protection en gravillon	0.05	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente (1%)	0.10	20	2.00
4. Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
5. Planche corps creux	0.2	-	2.80
6. Enduit de plâtre	0.02	-	0.10
			<b>G=6.18KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=1KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse=20cm..

##### II.3.1.1.2.Plancher étage courant [18]

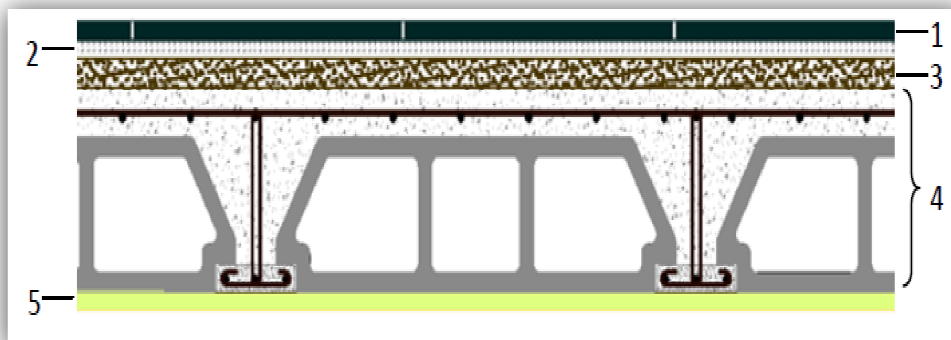


Figure II.11 : Composants d'un plancher étage courant en corps creux variante 1.

<i>Les compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle en corps creux	0.20	-	2.8
5. enduit de plâtre	0.02	-	0.10
6. Cloisons	-	-	1.00
			<b>G=5.1KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=1.5KN/m<sup>2</sup></b>

*Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant variante 2.*

### II.3.1.2. Système voile (Variante 02)

#### II.3.1.2.1. Plancher terrasse (non accessible)

<i>Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1. Gravillon	0.04	20	0.80
2. Etanchéité	/	/	0.12
3- forme de pente en béton	0,12	22	2.64
4. Isolation thermique en polystyrène	0.04	0.24	0.01
5. Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75
6. Enduit au plâtre	0.015	10	0.15
			<b>G=7.47KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=1KN/m<sup>2</sup></b>

*Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse variante 2.*

#### II.3.1.2.2. Plancher étage

<i>Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (KN/m<sup>2</sup>)</i>
1. revêtement en carrelage	0.04	20	0.80
2. mortier de pose	/	/	0.12
3- lit de sable	0,12	22	2.64
4. Dalle pleine en B.A	0.04	0.24	0.01
5. enduit en plâtre	0.15	25	3.75
6. cloisons légères	0.015	10	0.15
			<b>G=7.47KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=1KN/m<sup>2</sup></b>

*Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage variante 2.*

### II.3.1.3.Eléments communs entre les deux variantes

#### II.3.1.3.1.Balcon

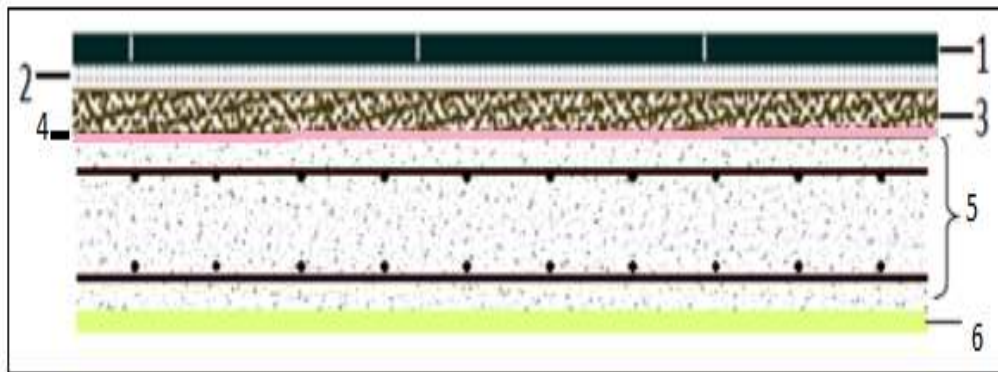


Figure II.12 : Composants d'un balcon.

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1- Carrelage	0,02	22	0.44
2- Mortier de pose	0,02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4.Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5- Dalle pleine	0,14	25	3.50
6-Enduit de plâtre	0,02	-	0.10
			<b>G=4.92KN/m2</b>
			<b>Q=3.5KN/m2</b>

Tableau. II.5 : Evaluation des charges permanentes de balcon.

#### II.3.1.3.2.Les murs [23]

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse.

- Murs extérieurs : chaque un mur contient trois composantes : [cloisons en brique creuse de 15 cm d'épaisseur ; une l'âme d'air 5cm d'épaisseur ; cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur].
- Murs intérieurs : de séparation de 10 cm d'épaisseur.

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Poids surfacciques (KN /m <sup>2</sup> )
1. Brique creuses	0.15	-	1.30
2. Brique creuses	0.10	-	0.90
3. Enduite externe	0.02	-	0.18
4. Enduite interne	0.02	-	0.10
			<b>G=2.48KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau. II.6 : Evaluation des charges permanente mur extérieure.

## II.3.1.3.3.L'escalier

## • Palier

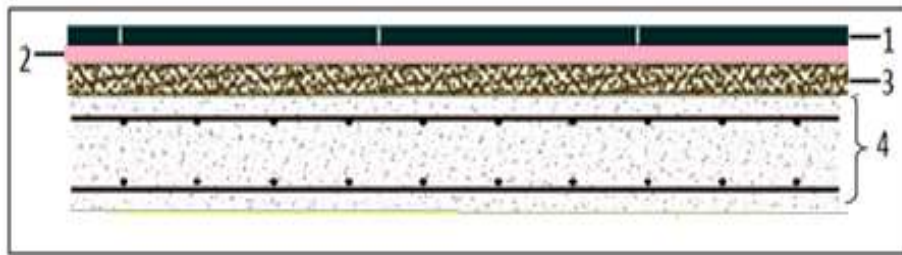


Figure II.13 : Composants d'un palier.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4. Dalle en BA	0.14	25	3.5
			<b>G=4.7KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau. II.7: Evaluation des charges permanente palier.

## • Paillasse

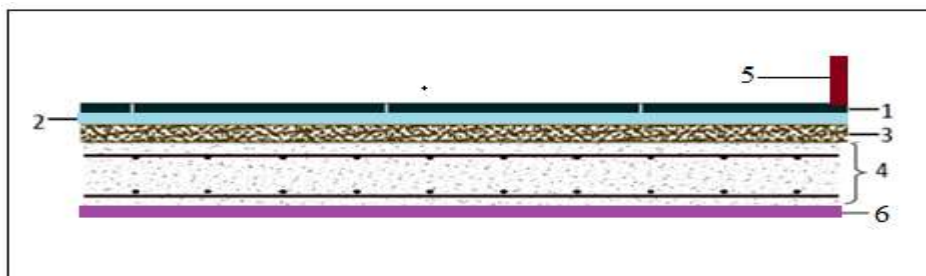


Figure II.14 : Composants d'un paillasse..

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4. Poids propre de paillasse	0.14/ Cos (32.20)	25	4.13
5. Garde-corps métal	-	-	0.10
6. poids de marches	0.17 /2	22	1.87
			<b>G=7.30KN/m<sup>2</sup></b>
			<b>Q=2.5KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau. II.8 : Evaluation des charges permanente paillasse.

#### II.3.1.3.4.L'acrotère

S : Section transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + [(0.02 \times 0.1) / 2]$$

$$\Rightarrow S = 0.069 \text{ m}^2$$

G<sub>1</sub> : Poids propre de l'acrotère

$$G_1 = S \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

G<sub>2</sub> : Poids du Revêtement en enduit de ciment :

Pour revêtement de 2 cm on a :

$$X = \sqrt{0,1^2 + 0,02^2} = 0,102 \text{ m}$$

$$G_2 = 0.02 \times 2000(0.6 + 0.1 + 0.102 + 0.08 + 0.5 + 0.1) = 0.583 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{TOT} = G_1 + G_2 = 2.31 \text{ KN/ml}$$

#### II.3.2.Descente de charge

Descente de charge le principe de distribuer la charge sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

##### II 3.2.1.Loi de dégression des surcharges

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

##### • Loi de dégression des charges [24]

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul

- Sous terrasse  $Q_0$  ;
- Sous dernier étage  $Q_0 + Q_1$  ;

- Sous l'étage immédiatement inférieur  $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$  ;
- Sous le troisième étage  $Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$  ;
- Sous le quatrième étage  $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$  ;
- Sous le cinquième étage et les suivants :  $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$ ,  $n>5$ .

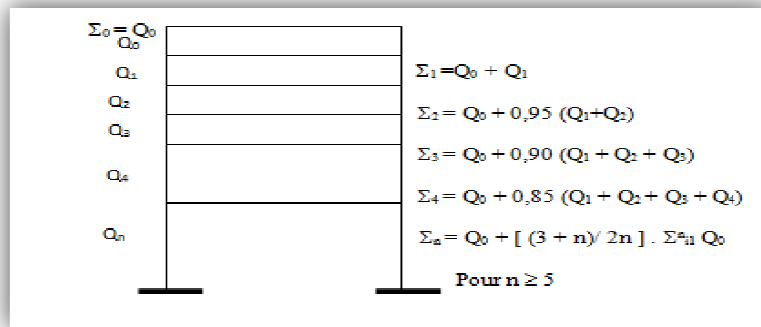


Figure II.15 : Schéma explicatif de loi de dégression.

### II.3.2.2. Calcul de $N_{u \max}$

#### II.3.2.2.1. Détermination du chargement

- Poteau intermédiaire 01

Le poteau le plus sollicité est implanté au G.5 (Voir plan des axes)

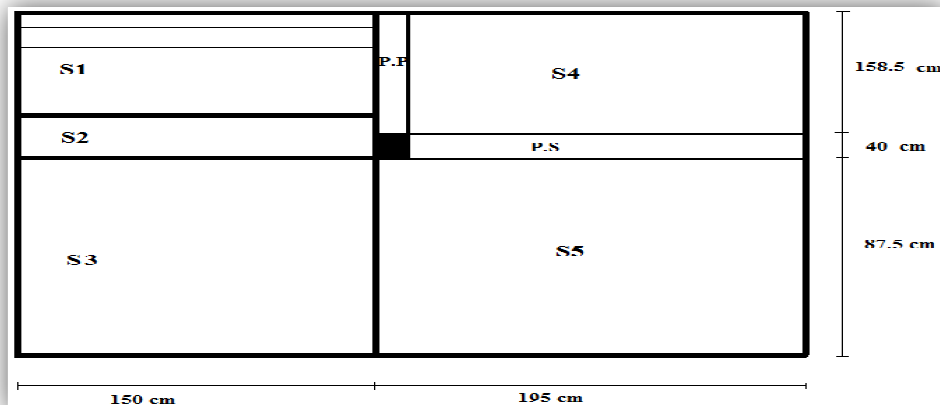


Figure II.16 : Section du poteau (pot :5.D)

- Calcul de la section

$$S1 = (0.765 \times 1.5) = 1.1475 \text{ m}^2$$

$$S2 = (0.77 \times 1.5) = 1.155 \text{ m}^2$$

$$S3=[(0.40+0.875)\times 1.5]=1.9125\text{m}^2$$

$$S4=(1.65\times 1.585)=2.615\text{m}^2$$

$$S5=(1.95\times 0.875)=1.706\text{m}^2$$

$$S=(S1+ S2+ S3+S4+S5)=8.536 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre principale (pp) : } S=0.40\times 0.30=0.12\text{m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire (p s) : } S= 0.35\times 0.30=0.105\text{m}^2$$

$$\text{Poteau1} = 0.40\times 0.4=0.16\text{m}^2$$

$$\text{Poteau2} = 0.50\times 0.50=0.25\text{m}^2$$

Etage	Niveau et élément	G(KN)
<b>Niveau 6</b> <b>(Etage 5)</b>	<b>Section 0-0 :</b>	
	P. terrasse :(8.536×6.18)	52.752
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	P. Secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	<b>TOTAL</b>	<b>61.688</b>
	<b>Section 1-1 :</b>	
	<b>Venant0-0 :</b>	61.688
	Poteau : (0.16×25× 2.61)	10.44
	<b>TOTAL</b>	<b>72.128</b>
<b>Niveau 5</b> <b>(Etage 4)</b>	<b>Section 2-2 :</b>	
	<b>Venant1-1 :</b>	72.128
	Plancher étage courant +Paillasse (8.536×5.1) + (1.148×7.32)	46.079
	p. principale : (0.12×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	<b>TOTAL</b>	<b>127.143</b>
	<b>Section 3-3 :</b>	
	<b>Venant 2-2 :</b>	127.143
	Poteau : (0.16×25× 2.61)	10.44
	<b>TOTAL</b>	<b>137.583</b>
<b>Niveau 4</b> <b>(Etage 3)</b>	<b>Section 4-4 :</b>	
	<b>Venant3-3 :</b>	137.583
	Plancher étage courant + Paillasse (8.536×5.1) + (1.148×7.32)	46.079
	p. principale : (0.120×25×1.535)	4.605
	p. secondaire : (0.105×25×1.65)	4.331
	<b>TOTAL</b>	<b>192.598</b>
	<b>Section 5-5 :</b>	
	<b>Venant 4-4 :</b>	192.598
	Poteau : (0.16×25× 2.61)	10.44
	<b>TOTAL</b>	<b>203.038</b>

<b>Niveau 3</b> <b>(Etagé 2)</b>	<b>Section 6-6 :</b>	
	<b>Venant 5-5 :</b>	203.038
	Plancher étage courant + Paillasse : $(8.536 \times 5.1) + (1.148 \times 7.32)$ p. principale : $(0.135 \times 25 \times 5.35)$ p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	46.079 4.605 4.331
	<b>TOTAL</b>	<b>253.722</b>
	<b>Section 7-7 :</b>	
	<b>Venant 6-6 :</b>	253.722
	Poteau : $(0.25 \times 25 \times 2.61)$	16.313
	<b>TOTAL</b>	<b>270.035</b>
<b>Niveau 2</b> <b>(Etagé 1)</b>	<b>Section 8-8 :</b>	
	<b>Venant 7-7 :</b>	270.035
	Plancher étage courant + Paillasse $(17.95 \times 5.2) + (7.74 \times 1.96)$ p.p. principale : $(0.135 \times 25 \times 5.35)$ p.p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	46.079 4.605 4.331
	<b>TOTAL</b>	<b>325.050</b>
	<b>Section 9-9 :</b>	
	<b>Venant 8-8 :</b>	325.050
	Poteau : $(0.25 \times 25 \times 2.61)$	16.313
	<b>TOTAL</b>	<b>341.363</b>
<b>Niveau 1</b> <b>(RDC)</b>	<b>Section 10-10 :</b>	
	<b>Venant 9-9 :</b>	341.363
	Plancher étage courant + Paillasse : $(17.95 \times 5.2) + (7.74 \times 1.96)$ p.p. principale : $(0.135 \times 25 \times 5.35)$ p.p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	46.079 4.605 4.331
	<b>TOTAL</b>	<b>392.047</b>
	<b>Section 11-11 :</b>	
	<b>Venant 10-10 :</b>	392.047
	Poteau : $(0.25 \times 25 \times 3.12)$	16.313
	<b>TOTAL</b>	<b>408.36</b>
<b>(fondation)</b>	<b>Section 12-12 :</b>	
	<b>Venant 11-11 :</b>	408.36
	<i>p. amorce poteau : <math>(0.50 \times 0.50 \times 25 \times 2)</math></i>	12.5
	<i>Poids longrine : <math>(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.535)</math></i>	7.954
		<b>428.814</b>

Tableau II.9 : Charges permanentes pour chaque niveau.

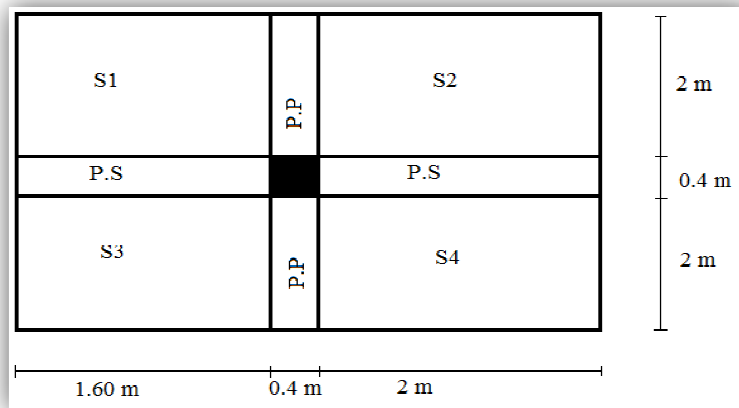
<i>Etage</i>	<i>Q (KN)</i>	<i>Dégression</i>	<i>Q exploitable(KN)</i>
<i>Etage5</i>	<i>8.54</i>	<i><math>Q_0</math></i>	<i>25.16</i>
<i>Etage4</i>	<i>15.11</i>	<i><math>Q_0 + Q_1</math></i>	<i>23.65</i>
<i>Etage 3</i>	<i>15.11</i>	<i><math>Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)</math></i>	<i>37.25</i>

<i>Etage 2</i>	<i>15.11</i>	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+ Q_3)$	49.337
<i>Etage 1</i>	<i>15.11</i>	$Q_0+0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)$	61.376
<i>RDC</i>	<i>15.11</i>	$Q_0+0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	68.98
<i>Fondation</i>	<i>15.11</i>	$Q_0+0.75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	76.535
			<b>76.535</b>

*Tableau II.10: Loi de dégression.*

• **Poteau intermédiaire 02**

Le poteau le plus sollicité est planté au I .4 (voir plan des axes)



*Figure II.17 : Surface du plancher sur le poteau (pot :3 .D)*

• **Calcul de la section**

$$S1 = (1.60 \times 2) = 3.2 \text{ m}^2$$

$$S2 = (2 \times 2) = 4 \text{ m}^2$$

$$S3 = (1.60 + 2) = 3.2 \text{ m}^2$$

$$S4 = (1.65 \times 1.585) = 4 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre principale (pp)} : S = 0.40 \times 0.30 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire (ps)} : S = 0.35 \times 0.30 = 0.105 \text{ m}^2$$

$$\text{Poteau 1} = 0.5 \times 0.5 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Poteau 2} = 0.4 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$$

Poids des éléments :

Terrasse non accessible

$$G_{pla} = (S1 + S2 + S3 + S4) \times G_{pla} = (3.2 + 4 + 3.2 + 4) \times 6.18 = 88.992 \text{ KN}$$

Étage courant et RDC

$$G_{pla} = (S1 + S2 + S3 + S4) \times G_{pla} = (3.2 + 4 + 3.2 + 4) \times 5.1 = 73.44 \text{ KN}$$

Etage	Niveau et élément	G(KN)
<b>Niveau 6</b> <b>(Etage 5)</b>	<b>Section 0-0 :</b> P. terrasse : $S_T \times G$ pp. principale : $(0.12 \times 25 \times 4)$ PS. Secondaire : $(0.105 \times 25 \times 3.6)$	88.992 12 9.45
	<b>TOTAL</b>	<b>110.442</b>
	<b>Section 1-1 :</b> <b>Venant 0-0 :</b> Poteau : $(0.16 \times 25 \times 2.66)$	110.442 10.64
	<b>TOTAL</b>	<b>121.082</b>
<b>Niveau 5</b> <b>(Etage 4)</b>	<b>Section 2-2 :</b> <b>Venant 1-1 :</b> Plancher étage courant : $S_T \times G$ p.p. principale : $(0.12 \times 25 \times 4)$ p.p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 3.6)$	121.082 73.44 12 9.45
	<b>TOTAL</b>	<b>215.972</b>
	<b>Section 3-3 :</b> <b>Venant 2-2 :</b> Poteau : $(0.16 \times 25 \times 2.66)$	215.972 10.64
	<b>TOTAL</b>	<b>226.612</b>
<b>Niveau 4</b> <b>(Etage 3)</b>	<b>Section 4-4 :</b> <b>Venant 3-3 :</b> Plancher étage courant : $S_T \times G$ p.p. principale : $(0.12 \times 25 \times 4)$ p.p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 3.6)$	226.612 73.44 12 9.45
	<b>TOTAL</b>	<b>321.502</b>
	<b>Section 5-5 :</b> <b>Venant 4-4 :</b> Poteau : $(0.16 \times 25 \times 2.66)$	321.502 10.64
	<b>TOTAL</b>	<b>338.127</b>
<b>Niveau 3</b> <b>(Etage 2)</b>	<b>Section 6-6 :</b> <b>Venant 5-5 :</b> Plancher étage courant + balcon : $50.68 + 19.27$ p.p. principale : $(0.12 \times 25 \times 4)$ p.p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 3.6)$	338.127 73.44 12 9.45
	<b>TOTAL</b>	<b>433.017</b>
	<b>Section 7-7 :</b> <b>Venant 6-6 :</b> Poteau : $(0.25 \times 25 \times 2.66)$	433.017 16.625
	<b>TOTAL</b>	<b>449.642</b>

<b>Niveau 2 (Etage 1)</b>	<b>Section 8-8 :</b> <b>Venant 7-7 :</b> Plancher étage courant : $S_T \times G$ p.p. principale : $(0.12 \times 25 \times 5.45)$ p.p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	449.642 73.44 12 9.45
		<b>544.532</b>
	<b>Section 9-9 :</b> <b>Venant 8-8 :</b> Poteau : $(0.25 \times 25 \times 2.61)$	543.532 16.625
	<b>TOTAL</b>	<b>561.157</b>
<b>Niveau 1 (RDC)</b>	<b>Section 10-10 :</b> <b>Venant 9-9 :</b> Plancher étage courant + balcon : $50.68 + 19.27$ p.p. principale : $(0.135 \times 25 \times 5.45)$ p.p. secondaire : $(0.105 \times 25 \times 1.65)$	561.157 73.44 12 9.45
	<b>TOTAL</b>	<b>656.047</b>
	<b>Section 11-11 :</b> <b>Venant 10-10 :</b> Poteau : $(0.25 \times 25 \times 3)$	656.047 18.75
	<b>TOTAL</b>	<b>674.797</b>
	<b>(fondation)</b>	<b>Section 12-12 :</b> <b>Venant 11-11 :</b> <i>p. amorce poteau : <math>(0.50 \times 0.50 \times 25 \times 2)</math></i> <i>Poids longrine : <math>(0.30 \times 0.30 \times 25 \times 7.60)</math></i>
		<b>701.547</b>

Tableau II.11: Charges permanentes pour chaque niveau.

<i>Etage</i>	<i>Q (KN)</i>	<i>Dégression</i>	<i>Q exploitable(KN)</i>
<i>Etage5</i>	<i>14.4</i>	$Q_0$	14.40
<i>Etage4</i>	<i>21.6</i>	$Q_0 + Q_1$	36.00
<i>Etage 3</i>	<i>21.6</i>	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	55.44
<i>Etage 2</i>	<i>21.6</i>	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	72.72
<i>Etage 1</i>	<i>21.6</i>	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	87.84
<i>RDC</i>	<i>21.6</i>	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	100.80
<i>Fondation</i>	<i>21.6</i>	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	111.60
			<b>111.60</b>

Tableau II.12: Loi de dégression.

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire 2

- La charge permanente totale :  $G = 701.547KN$
- La charge d'exploitation totale :  $Q = 111.60KN$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1114.48KN.$$

### II.3.2.3. Vérification de la section des poteaux

Après avoir déterminé la descente de charge du poteau le plus sollicité ; plusieurs vérifications doivent être effectuées.

- **Vérification selon BAEL91 [25]**

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal  $N_u$  agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

Considérons une section rectangulaire de dimension  $b \times h$  avec  $b < h$ , et une section circulaire de dimension  $D$  :

$$L'élancement \quad \lambda = \frac{L_f}{i} ; \quad \text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$I$  : moment d'inertie ;

$B$  : section du béton ;

$L_f$  : longueur du flambement.

- **Poteau (50\*50)**

Dans notre cas  $L_f = 0.7 L_0$  : poteau encastré [26]

$$I = \frac{bh^3}{12} = 50 \times 50^3 / 12 = 5.2 \times 10^5 \text{cm}^4 ; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = 238 / 14.42 = 16.50 ; \quad B = b \times h = 2500 \text{cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (50-2) \times (50-2) = 2304 \text{cm}^2$$

- **Calcul de la section réduite du béton**

$A$  : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

$B_r$  : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :  $B_r = (b-0.02) (h-0.02) \text{ m}^2$  ; [27]

$$\gamma_s=1.15 ; \quad \gamma_b=1.5 ;$$

Nu : est l'effort normal ultime  $Nu=1.35G+1.5Q$  ;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ;

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle [28].

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 ; \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 . \end{array} \right.$$

$A_S$  : section d'acier minimale ;

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend  $f_{c28}= 25$  MPa) ;

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend  $f_e = 400$  MPa) ;

On a le pourcentage d'armature est de 1 % tel que  $A/ Br=1/100$ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{16.50}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$K = \begin{cases} 1.1 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours ;} \\ 1.2 & \text{Si le majeur des charges est appliqué à 28 jours ; Dans les autres cas.} \end{cases}$$

On prend  $K=1.1$ .

si plus de la moitié des charges est appliquée à  $j < 90$  jours, on devise  $\alpha$  par 1.1

$$\alpha = \frac{0.81}{1.1} = 0.74$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul [27]

$$A = \max ( A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPA} )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80 \text{mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.7 \%B \text{ (zone I)} = 0.007 \times (500 \times 500) = 1750 \text{mm}^2$$

$N_u$ (KN)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A$ (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	Condition
1483.15	500	1750	1750	230400	3607.77	vérifiée

Tableau. II .13 : récapitulatif pour la vérification du poteau.

• **Vérification selon RPA [29]**

- $N_d/B_c \cdot f_{c28} \leq 0.3$
- $N_d$  : l'effort normal G+Q
- $B_c$  : section brute du poteau
- $N_d = 701.547 + 111.6 = 813.147 \text{KN}$

$$813.147 \times 10^3 / 10^2 \times 50 \times 50 \times 25 = 0.13 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- calcul du poids supplémentaire

$$\text{RDC} : 0.1 \times 0.5 \times 3.00 \times 25 = 3.75 \text{ KN}$$

$$\text{Etage} : 0.1 \times 0.4 \times 2.66 \times 25 \times 5 = 13.3 \text{KN}$$

$$\text{Total} : 17.05 \text{KN}$$

$$N_d = N_d + 17.05 = 830.197 \text{KN}$$

$$830.197 \times 10^3 / 10^2 \times 50 \times 50 \times 25 = 0.13 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Poteau (40\*40)**

$$I = \frac{bh^3}{12} = 40 \times 40^3 / 12 = 2.31 \times 10^5 \text{cm}^4 ; \quad \lambda = \frac{l_f}{i} = 214.2 / 13.87 = 15.44 ; \quad B = b \times h = 1200 \text{cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{cm}^2$$

• **Calcul de la section réduite du béton**

$A$  : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

$B_r$  : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :  $B_r = (b-0.02) (h-0.02) \text{ m}^2$  [27]

$$\gamma_s = 1.15 ; \quad \gamma_b = 1.5 ;$$

$N_u$  : est l'effort normal ultime  $N_u = 1.35G + 1.5Q$  ;

$G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

$Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ;

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle [28].

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 ; \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 . \end{array} \right.$$

$A_S$  : section d'acier minimale ;

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend  $f_{c28} = 25$  MPa) ;

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend  $f_e = 400$  MPa) ;

On a le pourcentage d'armature est de 1 % tel que  $A / Br = 1/100$ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{15,44}{35} \right)^2} = 0,81$$

$$K = \begin{cases} 1.1 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours ;} \\ 1.2 & \text{Si le majeur des charges est appliqué à 28 jours ; Dans les autres cas.} \end{cases}$$

On prend  $K = 1.1$ .

si plus de la moitié des charges est appliquée à  $j < 90$  jours, on devise  $\alpha$  par 1.1

$$\alpha = \frac{0.81}{1.1} = 0.74$$

$A$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul. [27]

$$A = \max (A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(400+400)}{100} = 64 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.7 \% B (\text{zone I}) = 0.007 \times (400 \times 400) = 1120 \text{ mm}^2$$

$N_u$ (KN)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A$ (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	Condition
539.63	320	1120	1120	144400	3063.64	vérifiée

Tableau. II.14 : récapitulatif pour la vérification du poteau.

• **Vérification selon RPA [29]**

$$N_d/B_c \cdot f_{c28} \leq 0.3$$

$N_d$  : l'effort normal G+Q

$B_c$  : section brute du poteau

$$N_d = 338.127 + 55.44 = 393.567 \text{ KN}$$

$$393.567 \times 10^3 / 10^2 \times 40 \times 40 \times 25 = 0.1 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- calcul du poids supplémentaire

$$\text{RDC} : 0.1 \times 0.4 \times 3.00 \times 25 = 3 \text{ KN}$$

$$\text{Etage} : 0.1 \times 0.4 \times 2.66 \times 25 \times 5 = 13.3 \text{ KN}$$

Total: 16.3 KN

$$N_d = N_d + 16.3 = 829.447 \text{ KN}$$

$$393.567 \times 10^3 / 10^2 \times 40 \times 40 \times 25 = 0.10 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{cv}$$

**II.4. Conclusion**

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions, les charges permanentes G, les charges d'exploitation Q de chaque élément de chaque élément ; et vérifiée la section du poteau.

On conclut cette chapitre par les tableaux ci-dessous :

	<b>éléments</b>	<b>Les dimensions</b>
<b>Variante 1</b>	<i>Planchers corps creux</i>	$b_1 = 27.5 \text{ cm} \quad b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h_t = 20 \text{ cm}$
	<i>Poteaux</i>	$(\text{RDC}, 1, 2\text{ème étages}) \rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$
		$(3, 4, 5 \text{ème étages}) \rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$
	<i>poutres</i>	<i>Principales</i> $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
		<i>Secondaires</i> $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
	<i>Les Voile</i>	$e = 15 \text{ cm}$
<i>longrines</i>	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$	
<b>Variante 2</b>	<i>Dalle pleine</i>	$h_d = 15 \text{ cm}^2$
	<i>Voile</i>	$e = 15 \text{ cm}^2$
	<i>Voile périphérique</i>	$e = 15 \text{ cm}^2$

<b>Eléments communs</b>	<i>Balcons</i>	$h=14cm$
	<i>Acrotère</i>	$H=60cm$
	<i>escalier</i>	$h=14cm \quad \alpha= 32.19^0$

**Tableau. II .15:** récapitulatif du dimensionnement des sections

	<i>élément</i>	<i>Charge permanent (KN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Charge d'exploitation n (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<b>Variante 1</b>	<i>Planche terrasse</i>	6.18	1.00
	<i>Planche étage courant</i>	5.10	1.50
<b>Variante 2</b>	<i>Planche terrasse</i>	7.47	1.00
	<i>Planche étage courant</i>	5.60	1.50
<b>Eléments communs</b>	<i>Acrotère</i>	2.31	1.00
	<i>Balcon</i>	4.92	3.50
	<i>Mure extérieur :</i>	2.48	-
	<i>Palier</i>	4.70	2.50
	<i>Paillasse</i>	7.30	

**Tableau. II .16 :** récapitulatif du chargement.

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments secondaires**

## Chapitre III

### Calcul des éléments secondaires

#### III.1.Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les balcons.

#### III.2.L'acrotère

Il sera calculé comme une console encastrée à niveau de la plancher terrasse, travail à la flexion composée. Cet élément soumis à effort horizontal  $G$ , effort normal  $Q$  et moment de reversement  $M$  dans la section d'encastrement.

##### III.2.1.Mode de réalisation

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre  $G$  ;
- La surface horizontale due à la main courante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$  ;
- Hauteur  $H=60\text{cm}$  ;
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$ .

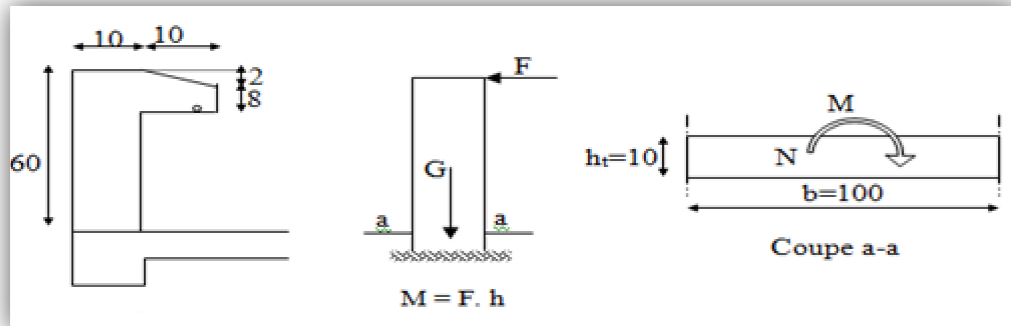


Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.

### III.2.2.Sollicitation

Les charges G et Q de l'acrotère sont :  $G=2.31 \text{ KN/ml}$  ,  $Q=1\text{KN/ml}$

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule: [30]

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

A : coefficient d'accélération de zone ;

$C_p$  : facteur de force horizontale ;

Groupe d'usage 2, zone sismique (I), donc :

$$A = 0.10 \text{ [31]}$$

$$C_p=0.80 \text{ (élément en console) [32]}$$

$$F_p=4 \times 0.10 \times 0.80 \times 2.31 \Rightarrow F_p=0,738\text{KN/ml.}$$

$$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1\text{KN/ml}$$

- **Combinaison de charge :**

- à L'ELU :

Effort normal de compression :  $N_u= 1.35G= 1.35 \times 2.31 = 3.12 \text{ KN}$

Moment d'encastrement :  $M_u=1.5Q h=1.5 \times 1.2 \times 0.8= 0.90 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $T_u=1.5 Q =1.5 \times 1= 1.5 \text{ KN}$

- à L'ELS :

Effort normal de compression :  $N_S=G= 2.31 \text{ KN}$

Moment d'encastrement :  $M_S=Q \times h= 0.60 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $T=Q = 1\text{KN}$

	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
ELU	3.12	0.90	1.5
ELS	2.31	0.60	1

Tableau III.1 : récapitulatif des combinaisons de charge.

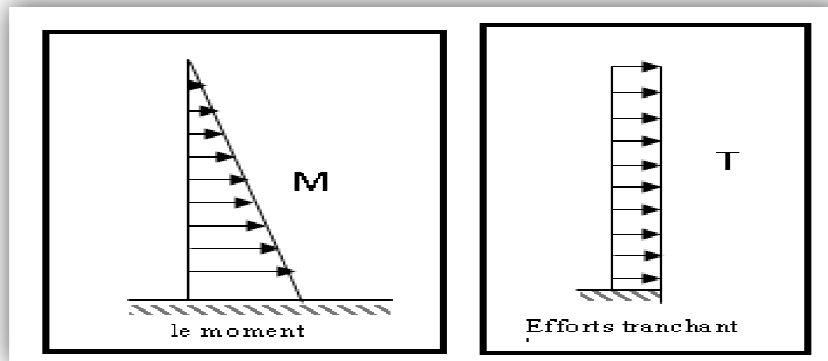


Figure III.2: Schéma statique de M & T

### III.2.3. Calcul de ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100$  cm et de hauteur  $h = 10$  cm (épaisseur). On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.

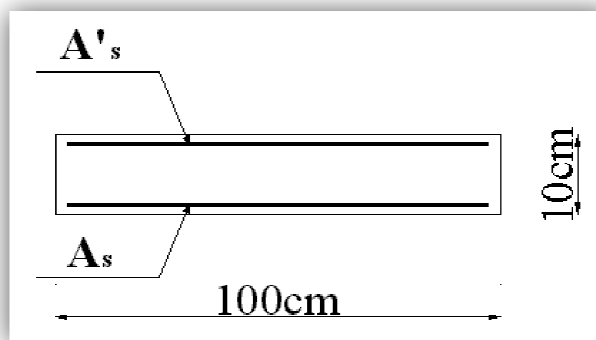


Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.

- Déterminer les armatures longitudinales

- Ferrailage à l'ELU

- Calcul excentricité

$$e_u = M_u / N_u \Rightarrow e_u = 0.90 / 3.1155 \Rightarrow e_u = 0.288 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.10/6 = 0.017$$

$e_u > h/6 \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

– **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_{ua} = N_U \times e_a$$

$$e_a = e_u \left( d + \frac{h}{2} \right) = 0.288 \left( 0.9 \times 0.1 + \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow e_a = 0.328 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 3.1155 \times 0.328 \Rightarrow M_{ua} = 1.021 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1021}{14.2 \times 100 \times (9)^2} = 0.0088 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.996$$

$$A_1^u = \frac{1021}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.327 \text{ cm}^2$$

– **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$$

$$\Rightarrow A = 0.327 - \frac{3105}{100 \times 348} = 0.237 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité [33]**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{\min}) \Rightarrow A = A_u = 1.09 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend :  $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

– **Armature de répartition [34]**

$$A_r = A_{st} / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– **Les Espacement [35]**

Armatures longitudinales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$S_t = 100/4 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

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

• **Vérification à l'ELS**

– **Vérification au cisaillement [36]**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \right.$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa}$$

$$0.017 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

– **Vérification des contraintes [39]**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

– **Position de l'axe neutre [37]**

$$by_1^2 / 2 + 15A_{st}y_1 - 15dA = 0$$

$$y_1 = 2.045 \text{ cm}$$

– **Moment d'inertie [38]**

$$I = b/3 y_1^3 + n (A_{st} (d - y_1)^2)$$

$$I = 1743.49 \text{ cm}^4$$

– **Contraintes maximales de compression de béton**

$$\sigma_b = (M_{ser} / I) y_1 = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

– Contraintes maximale de traction des aciers

$$\sigma_s = n \cdot M_{ser} (d-y) / I = 74.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110\sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa} \dots \dots \text{(cv)}$$

III.2.4. Récapitulatif de calcul

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Longitudinal	0.237	1.09	4HA8	2.01	25
transversal	0.50	1.09	4HA8	2.01	20

Tableau III .2 : Récapitulatif de ferrailage d'acrotère.

$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Observation
0.017	2.5	0.70	15	74.53	201.66	C.V

Tableau III .3 : Récapitulatif de vérification à ELS d'acrotère.

III.2.5. Schéma de ferrailage

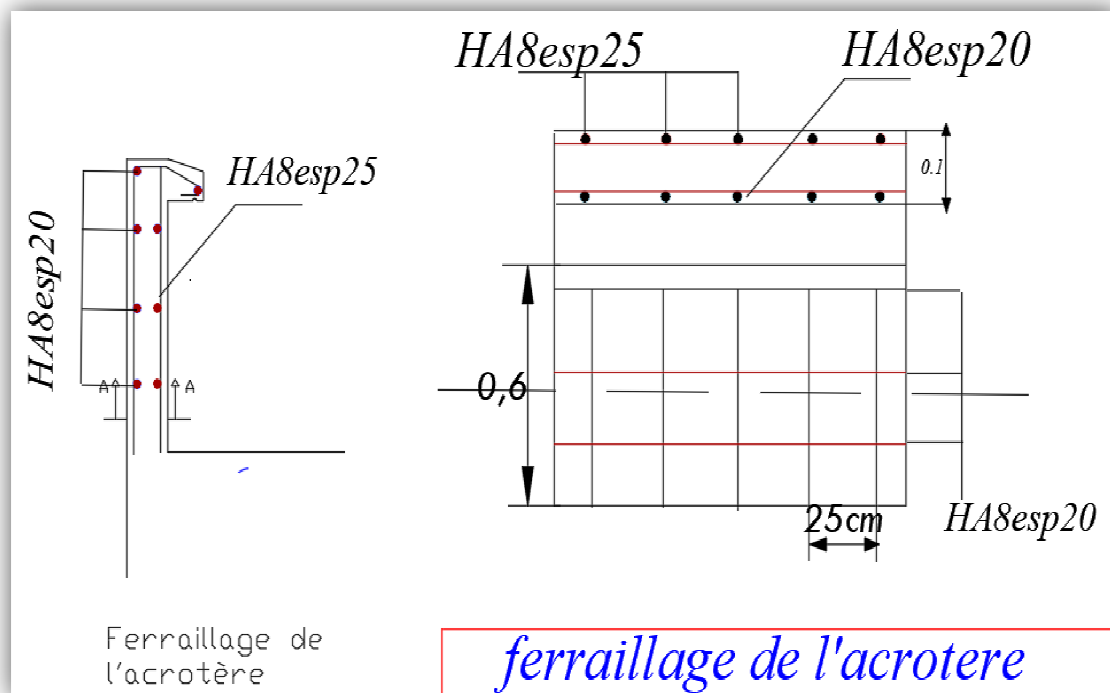


Figure. III.4 : Ferrailage d'acrotère

### III.3.Balcon

#### III.3.1.Définition

Le balcon est une dalle pleine considéré encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferraillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée a l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

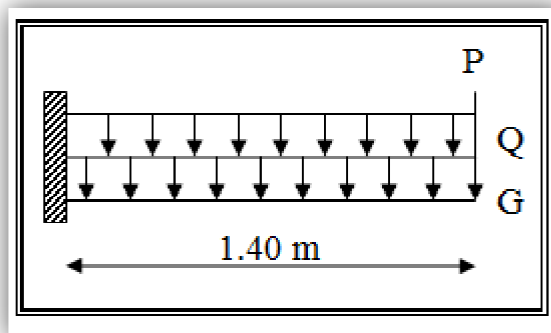


Figure III.5 : schéma statique.

#### III.3.2.Evaluation de charge

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$G = 4.92 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{m \text{ ex}} \times h_L = 2.48 \times (3.06 - 0.4) = 6.59 \text{ KN}$$

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

#### III.3.3.Combinaison de charge

- ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(4.92) + 1.5(3.5) = 11.89 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35p = 1.35 \times 6.59 = 8.89 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.92 + 3.5 = 8.42 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 6.59 \text{ KN/ml}$$

**III.3.4. Détermination des sollicitations**

$$M_u = q_u l^2 / 2 + p_u l$$

$$M_u = [11.89 \times (1.4)^2 / 2] + [8.896 \times 1.4] = 24.106 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = [q_s l^2 / 2] + P_s l = 8.42 \times (1.4)^2 / 2 + 6.59 \times 1.4 = 17.477 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l + p_u = 11.89 \times 1.4 + 6.59 = 23.23 \text{ KN}$$

$q_u$ (KN/ml)	$q_s$ (KN/ml)	$P_u$ (KN/ml)	$P_s$ (KN/ml)	$M_u$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$T_u$ (KN)
11.89	8.42	8.89	6.59	24.106	17.477	23.23

*Tableau III.4: Chargement et sollicitations sur le balcon.*

**III-3.5. Calcul de ferrailage**

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

On prend :  $C = 3 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$ .

• **ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24106}{100 \cdot (12)^2 \cdot 14.20} = 0.118$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.089 \rightarrow \alpha = 0.1574 \rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24106}{0.937 \times 12 \times 348} = 6.16 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal [41]**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité [33]**

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_u; A_{\min}; A'_{\min}) = 6.16 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA14=6.16 cm<sup>2</sup>/ml**

• **Armature de répartition [34]**

$$A_r = \frac{A}{4} = 6.16/4 = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **A<sub>r</sub>=4HA8=2.01m<sup>2</sup>/ml**

• **L'espacement [35]**

- **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

• **ELS**

• **Vérification au cisaillement [36]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 23.23 \times 10^3 / (1000 \times 120) = 0.193 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$$

• **Vérification des contraintes**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A' + A)y - 15(A'c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_1^2 + 15Ay_1 - 15dA = 0$$

$$y_1 = 3.87 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 7892.54 \text{ cm}^4.$$

- **Contraintes maximales de compression de béton:**  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = \frac{3.79 \cdot 17477}{789254} = 8.39 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 8.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

- **Contraintes maximales de traction des aciers:**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110 \sqrt{nf_{ij}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_s}{I} y_1 = 200.74 \text{ MPa}$$

$$128.54 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

- **Vérification à la flèche [42]**

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.11 \geq 0.1 \quad (M_t = M_0) \quad (\text{c.v})$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad (\text{c.v})$$

$$* \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.42}{F_e} \rightarrow 0.005 < \frac{4.42}{400} = 0.011 \quad (\text{c.v})$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

### III.3.6. Récapitulatif de calcul

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{RPA}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_r / \text{ml}$	ST <sub>long</sub> (cm)	ST <sub>répa</sub> (cm)
<b>Balcon</b>	6.16	1.5	1.45	4HA14	4HA8	25	25

Tableau III.5 : de récapitulatif de ferrailage du balcon

### III.3.7.Schéma de Ferrailage

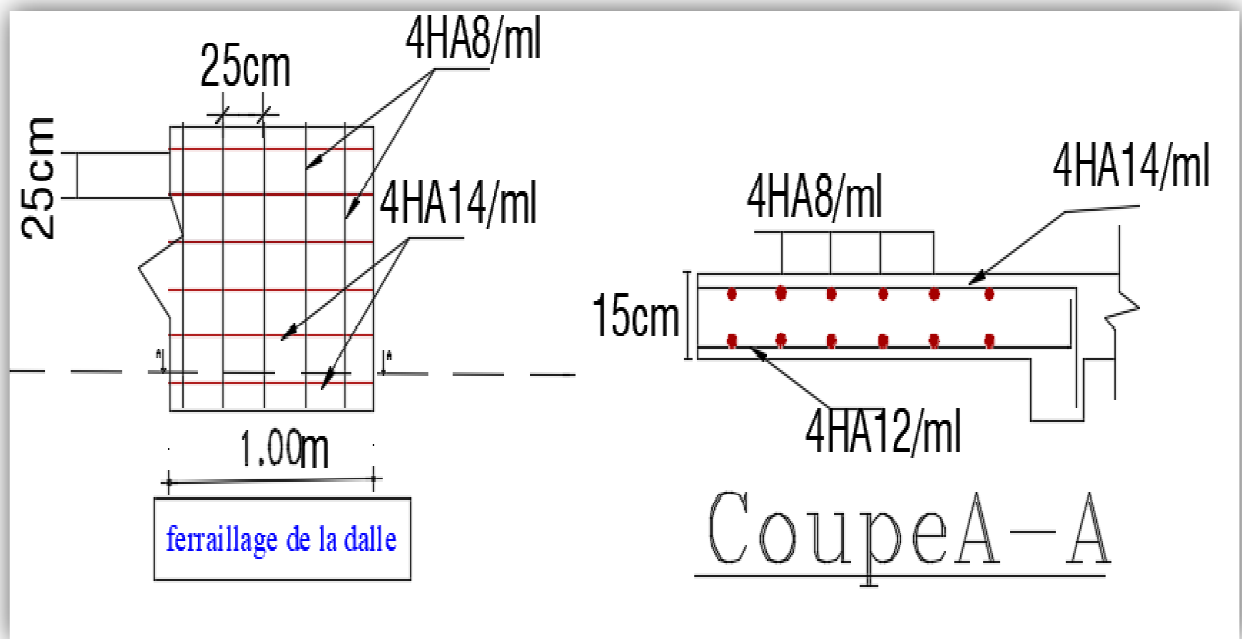


Figure.III.6 : Ferrailage du balcon.

### III.4.Les escaliers

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse).

- **Les dimensions de la section**

- $h = 15 \text{ cm}$  ;
- $b = 100 \text{ cm}$  ;
- $c = 2 \text{ cm}$  ;
- $d = 13 \text{ cm}$ .

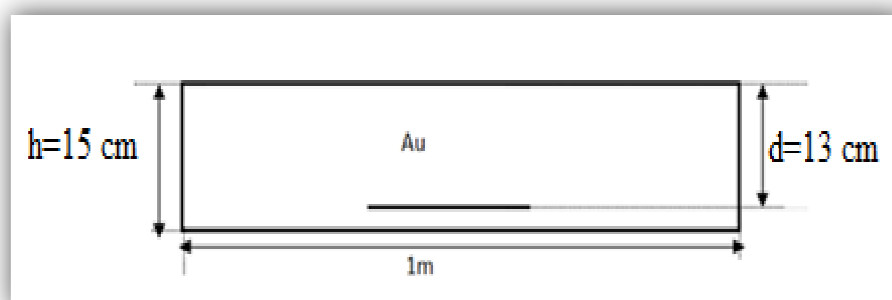


Figure III.7.Position des armatures structurales du palier.

III.4.1.Calcul des sollicitations

	$G$ (KN/ml)	$Q$ (KN/ml)	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
<b>Paillasse</b>	7,30	2,50	13.60	9.8
<b>Palier</b>	4,70	2,50	10.095	7.2

Tableau III.6.Chargements sur l'escalier.

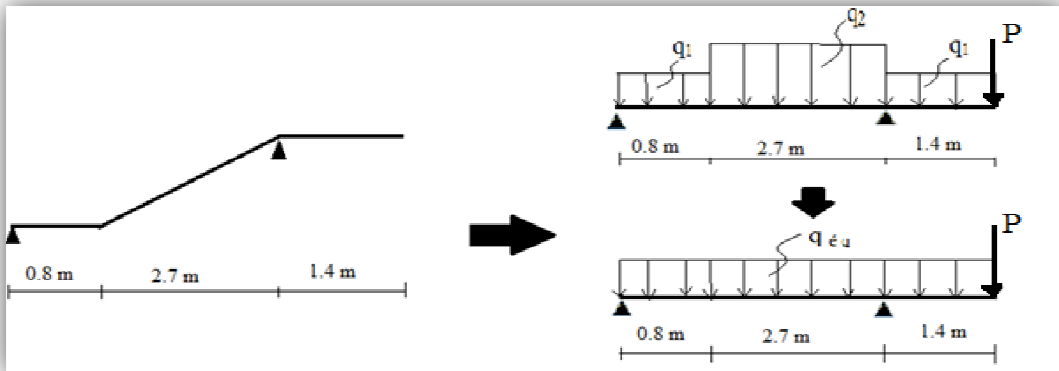


Figure III.8.Schéma statique et chargement des escaliers.

$$q_{u \text{ éq}} = (10.095 \times 0.80 + 13.605 \times 2.70 + 10.095 \times 1.40) / 4.90$$

$$q_{u \text{ éq}} = 12.03 \text{ KN/m}$$

$$q_{s \text{ éq}} = (7.20 \times 0.80 + 9.80 \times 2.70 + 7.20 \times 1.40) / 4.90$$

$$q_{s \text{ éq}} = 8.63 \text{ KN/m}$$

III.4.2.Calcul des moments

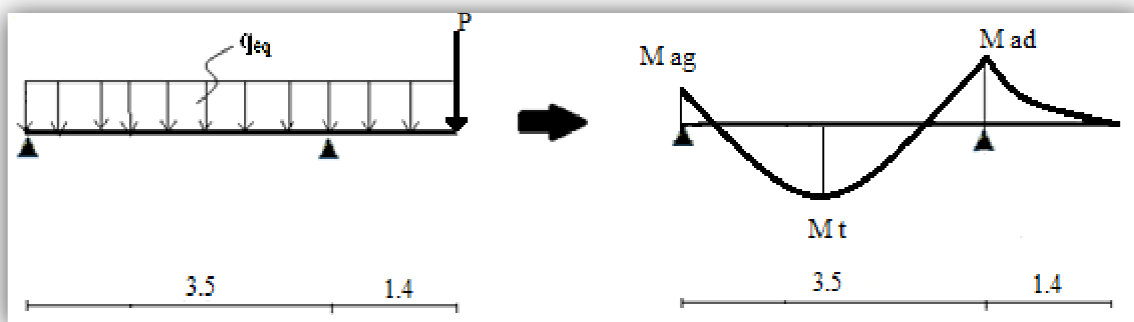


Figure III.9 : Schéma des moments d'escalier

$$M_0 = q_{\text{éq}} \times L^2 / 8$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_{ag} = 0.5 M_0$$

$$M_{ad} = 0.2 M_0 + q_{\text{éq}} \cdot L_C^2 / 2 + P \cdot L_C$$

Avec  $L_c=1.40 \text{ m}$ ,  $P= 6.59 \text{ KN}$

	$M_0 \text{ (KN.m)}$	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_{ad} \text{ (KN.m)}$	$M_{ag} \text{ (KN.m)}$
<b>E.L.U</b>	36.11	30.69	28.24	18.06
<b>E.L.S</b>	25.90	22.02	22.86	12.86

Tableau III.7.Moments des escaliers aux états limites.

### III.4.3.Ferraillage à E.L.U

Les armatures sont déterminées à l' E.L.U, Pour une bonde de  $1 \text{ m}$  de largeur sollicitée en flexion simple.

La section d'armature obtenue par  $A=\max (A_u, A_{min})$

❖ **En travée**

$M_{t,u}=17.68 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30690}{100.(13)^2 .14.20} = 0.128$$

$0.128 < 0.395 \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) = 0.1719$$

$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.931$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{30690}{0.931 \times 13 \times 348} = 7.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots \dots \dots \text{cv}$

On adopte :  $A = 4 \text{ HA16} / \text{ml} = 8.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

- **Vérification de l'espacement**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

- **Armature de répartition**

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

On adopte :  $A = 4HA8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **❖ sur appuis droite**

$$M_{a,d} = 28.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28240}{100.(13)^2 .14.20} = 0.118$$

$$0.118 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.1574$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.937$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{28240}{0.937 \times 13 \times 348} = 6.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On prend  $A_{ap} = A_s = 6.06 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_s = 4HA14 / \text{ml} = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

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

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_r = 4 \text{ HA } 8/\text{ml}$  ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

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

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **sur appuis gauche**

$$M_{a,d} = 12.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12950}{100.(13)^2 .14.20} = 0.054$$

$$0.054 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.0694$$

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{12950}{0.972 \times 13 \times 348} = 2.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

On prend  $A_{ap} = A_s = 2.94 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_s = 4 \text{ HA } 10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

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

- **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_r = 4 \text{ HA } 8/\text{ml}$  ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ )

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

• **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

**III.4.4. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 36.10 / 26.711 ; \gamma = 1.35$$

$$\alpha = 0.201 \leq \bar{\alpha} = 0.43 \text{ (vérifie).}$$

• **vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{12,029 \times 4.9}{2} = 29.47 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{29471}{1000 \times 130} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{cv}$$

**III.4.5. Récapitulatif de calcul**

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	<i>Le choix</i>	$A_r/\text{ml}$
<i>Travée</i>	7.328	1.57	4HA16	4HA10
<i>Appuis Droite</i>	6.06	1.57	4HA14	4HA10
<i>Appuis gauche</i>	2.94	1.57	4HA10	4HA10

*Tableau III.8. Tableau récapitulatif des ferrillages.*

### III.4.6.Schéma de ferrailage

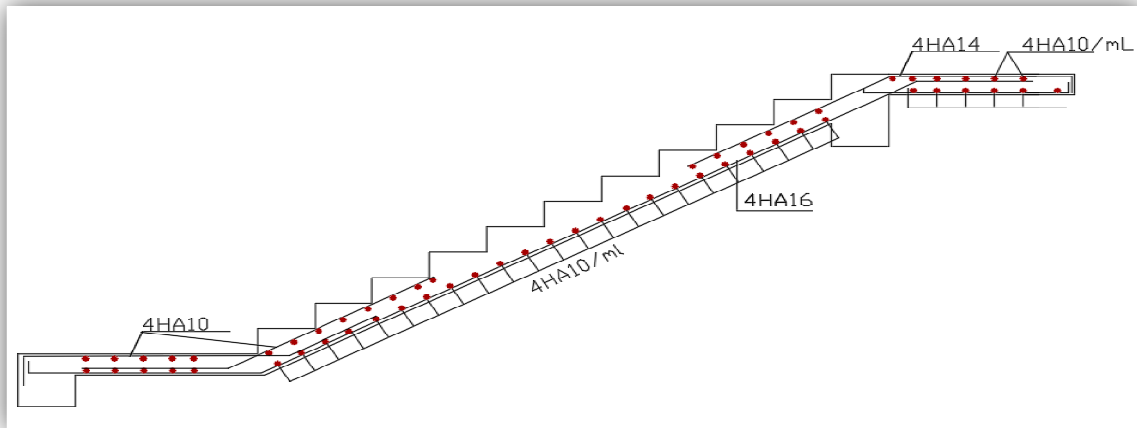


Figure III.10. Schéma de ferrailage des escaliers.

### III.5.Etude de la poutre palière

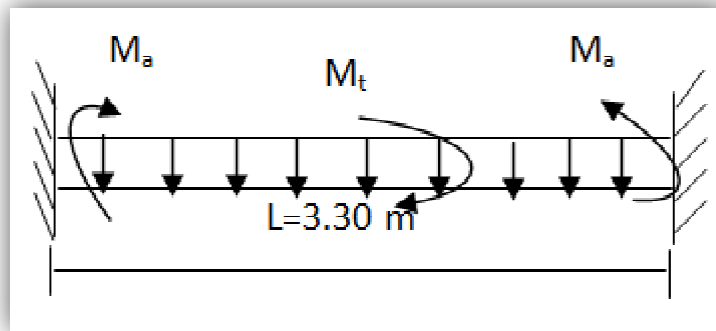


Figure III.11. La poutre palière

La poutre palière : c'est une poutre 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.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \end{array} \right.$$

$22 \leq h \leq 33 \text{ cm}$  , on prend : **h = 35 cm**

– La largeur b de la poutre palière doit être

$$\begin{cases} 0,3h \leq b \leq 0,5h \\ 10.5 \leq b \leq 17.5 \text{ cm, on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \end{cases}$$

❖ **Selon l’RPA99/ V2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 35 \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier } , b = 30 \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Donc on choisie une section ( $b \times h = 30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$

**III.5.2.Calcul des sollicitations**

➤ **à l’ELU**

✓ **Sollicitation**

Poids propre de la poutre :  $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur :  $2.48 \times (3.06 - 1.53 - 0.40) = 2.80 \text{ KN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse :  $R = 17.90 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaisons de charges**

$q_u = 1.35G + R2 = 1.35 \times (2.625 + 2.80) + 17.90 \Rightarrow q_u = 25.22 \text{ KN/ml}$

✓ **les moments**

Le moment isostatique :  $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 34.33 \text{ KN.m}$

Le moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 29.18 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui :  $M_a = 0.3 M_0 = 10.30 \text{ KN.m}$

➤ **à l’ELS**

✓ **Sollicitation**

Poids propre de la poutre :  $0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : = **2.80 KN/ml**

Réaction des paliers et paillasse : R= **17.90KN/ml**

✓ **Combinaison de charge**

$$q_s = G + R = \Rightarrow q_s = \mathbf{23.33 \text{ KN/ml}}$$

✓ **les moments**

Le moment isostatique :  $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = \mathbf{31.75 \text{ KN.m}}$

Le moment sur appui :  $M_a = 0,30M_0 = \mathbf{9.53 \text{ KN.m}}$

### III.5.3. Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

$$A_s = M_u / d \times \beta \times \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	M <sub>u</sub> (KN.m)	α	β	A <sub>s,min</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub>
Travée	30	32	29.18	0.080	0.937	1.16	2.79	3HA12=3.39
Appui	30	32	10.30	0.1719	0.931	1.16	0.99	3HA12=3.39

*Tableau III.9 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière.*

### III.5.4. Vérification à l'E.L.U

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{s,\min} = 0,23 \cdot d \cdot b \cdot (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = \mathbf{1.16 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28}, 5 \text{ mpa}) = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{25.22 \times 3.30}{2} = 41.61 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.433 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,433 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.5.5. Vérification à l'E.L.S**

✓ **Contrainte maximale du béton**

❖ **En travée :  $\alpha=0,089$**

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.08$$

$$(\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,29$$

$$\alpha = 0,089 \leq 0,29 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Sur appui :  $\alpha=0,030$**

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.08$$

$$(\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,29$$

$$\alpha = 0,030 \leq 0,29 \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{330} = 0.106 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.106 \geq 0,085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32} = 0.0035 \leq 0,01 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

✓ **Les armatures transversales**

➤ **Choix du diamètre**

On a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12 \text{mm}$$

Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{mm}$

➤ **L'espaceur entre les cadres**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 28.8cm ; St=25 cm$$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.4MPa$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{F_e} = 0.75cm^2$$

Soit :

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2 \geq 0.75cm^2$$

➤ **L'espaceur d'après le BAEL91**

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) = 28.8cm$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b} = 57.4cm$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 28.8cm$$

➤ **L'espaceur exigé par l'RPA**

❖ **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right) = 8.75cm$$

On adopte  $S_t = 8cm$

❖ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5cm$$

On adopte  $S_t = 15cm$

➤ **La section minimale des armatures selon l'RPA**

$$A_{tmin} = 0.003S_t \cdot b = 0.003 \times 150 \times 35 = 1.57cm^2$$

$$A_{tmin} = 1.57cm^2 < 2.01$$

### III.5.6. Calcul à la torsion

À l'état limite ultime (ELU) le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

La torsion, on prend seulement la partie creuse ( $\Omega$ ) qui égale à :

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

$e$  : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

D'où :

$$e = \frac{b}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750\text{cm}^2$$

$$\text{Le couple de torsion est : } M_t = C \frac{l}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 3.161 \frac{3.30}{2} = 6.87\text{KN.m}$$

La contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{tMax}}{2\Omega b_0} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{29.18 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 300} \Rightarrow \tau_t = 0.64\text{MPa}$$

#### ➤ Vérification de la contrainte tangentielle

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,433^2 + 0,64^2 = 0.597\text{MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09\text{MPa} \dots \dots \dots cv$$

#### ➤ Armatures longitudinales

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec : } U : \text{ périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 110\text{cm}$$

$$A_t = \frac{110 \times 26.99 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 3.00\text{cm}^2$$

- Donc on prend 4HA12 avec  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{18.23 \times 10^6}{2 \times 11419 \times 348} = 0.0230 \text{ cm}$$

➤ **Armature transversale due à l'effort tranchant**

On a :  $\tau_u = 0.433 \text{ MPA}$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0.9 \cdot f_e}$$

$K=0.8$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0.30(0.433 - 0.3 \cdot 2.1 \cdot 0.8)}{0.9 \cdot 400} = 0.0060 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_M + \left[ \frac{A_t}{S_t} \right]_T \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0.0060 + 0.0230 = 0.03 \text{ cm}$$

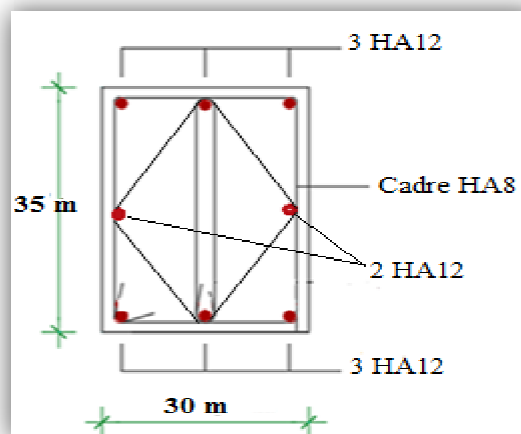
$$\frac{A_t}{S_t} = 0.03 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(28.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25cm donc :  $A_t = 0.75 \text{ cm}^2$

Donc on prend 4HA8 avec  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

**III.5.7. Schéma de ferrailage**



*Figure III.12: ferrailage de la poutre palière*

## III.6. Etude du plancher

### III.6.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à **corps creux et dalle pleine**

### III.6.2. Système portique (Variante 01)

#### III.6.2.1. Le plancher 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.

#### III.6.2.2. Les méthodes de calcul des planchers

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des plancher, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes Caquot et méthode forfaitaire.

##### III.6.2.2.1. Méthode Caquot

###### a. Domaine d'application de la méthode Caquot : DTU BAEL 91. artc B.6.2, 220

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées  $Q > (2G; 5KN/m^2)$ . Mais la méthode de Caquot minoré s'appliquer aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions 2,3 ou 4 de la n'est pas vérifier. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par G' tel que :  $G' = 2G/3$ .

###### b. Principe de la méthode Caquot

###### ➤ Calcul des moments

###### ❖ sur appuis : DTU BAEL 91. Artc E.2.2, 1

On détache, de chaque côté. Des appuis, des travées fictives de longueurs  $L_w$  à gauche et  $L_e$  à droite égales à la portée libre  $l$  de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui et à  $0,8l$  si elle est continue au-delà de l'autre appui.

$$M_a = p_w L_w^3 + P_e L_e^3 / 8.5 (L_w + L_e)$$

Avec :

$P_w$ ;  $P_e$  : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

❖ **En travées**

Le moment est maximal pour  $x = x_0 = 1/2 + (M_w - M_e) / q_l$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e / 2) + (M_w - M_e) \frac{2}{2q_l^2}$$

➤ **Les efforts tranchants**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

$V_w$  = l'effort tranchant à droite de la travée

$V_e$  = l'effort tranchant à gauche de la travée

**III.6.2.2.2. Méthode forfaitaire**

**a. Domaine d'application de la méthode forfaitaire : DTU BAEL 91 artc B.6.2, 210**

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

- Plancher a surcharges modérées ( $Q \leq \min (2G, 5kn/m^2)$ ) ;
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées ;
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :  $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$  ;
- Fissuration peut nuisible.

**b. Principe de la méthode: CBA (Art B 6.2.2.1.1)**

➤ **Calcul des moments**

❖ **En travées: DTU BAEL 91 artc .E.1.2**

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \geq [\max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive} \\ M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}; M_0 = q_u l^2 / 8$$

- $M_w$  : Moment sur l'appui de droite ;
- $M_e$  : Moment sur l'appui de gauche ;
- $M_t$  : Moment en travée ;
- $\alpha$ : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée ;
- $M_0$  : Moment isostatique.

❖ **Sur appui : DTU BAEL 91 artc .E.1.2**

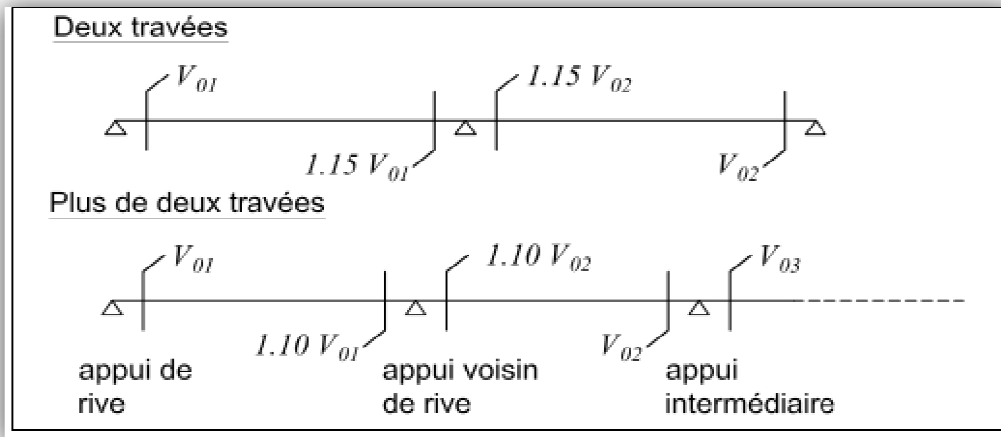
- 0, pour appui de rive ;
- $0.6M_0$ , pour poutre de deux travées ;
- $0.5M_0$ , pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées ;
- $0.4M_0$ , pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

➤ **Les efforts tranchants :(PRATIQUE DU BAEL 91. artc .4.2.chapitre12)**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire).

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées ;
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.



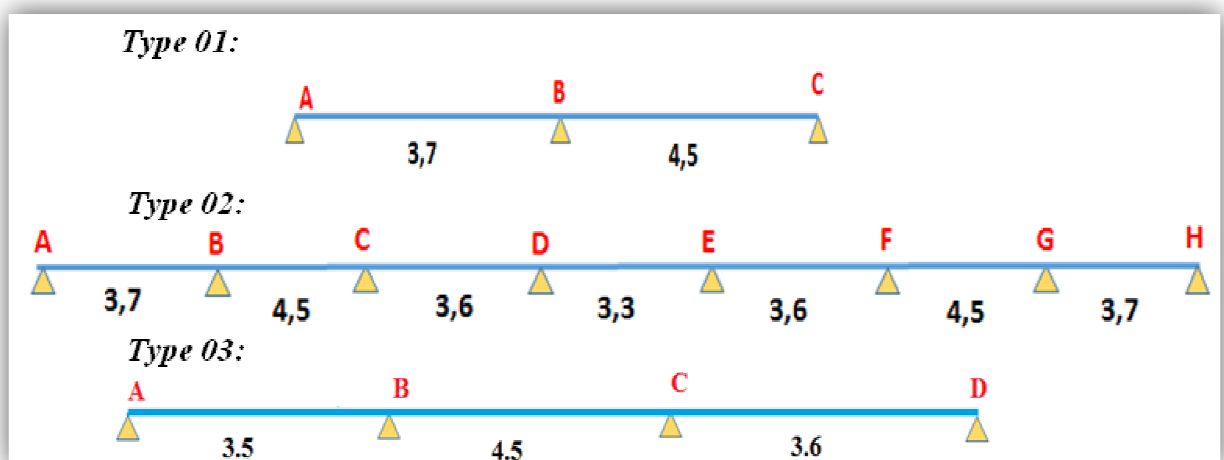
**Figur.III.13:** Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres Continues à deux travées et plus de deux travées.

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche ( $T_w$ ) et pour l'appui de droite ( $T_e$ ) est : **(PRATIQUE DU BAEL 91.artc .4.1.chapitre12)**

$$\text{Donnée par les expressions suivantes : } \begin{cases} T_w = T_0 - (M_e - M_w) / L \\ T_e = -T_0 + (M_e - M_w) / L \end{cases}$$

	<b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>Q</b> (KN/m <sup>2</sup> )	<b>qu=0.65</b> <b>(1.35G+1.5Q)</b>	<b>qs=0.65</b> <b>(G+Q)</b>
<b>Plancher</b> <b>Terrasse</b>	6,18	1,00	6,398	4,667
<b>Etage</b> <b>courant</b>	5,10	1,50	5,938	4,29

**Tableau III.10 :** Chargement sur les planchers.



**Figure III .14 :** Les différents types des nervures.

## III.6.2.2.3. Calcul des sollicitations

## • Plancher terrasse

Les diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher terrasse

<b>ELU</b>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou</i> (KN.m)	<i>Mw</i> (KN.m)	<i>Me</i> (KN.m)	<i>Mt</i> (KN.m)	<i>To</i> (KN)	<i>Tw</i> (KN)	<i>Te</i> (KN)
<b>1</b>	A-B	3,7	10,948	0	9,713	8,211	11,836	14,461	-14,461
	B-C	4,5	16,189	9,713	0	12,142	14,395	12,236	-12,236
<b>2</b>	A-B	3,7	10,948	0	8,094	8,758	11,836	14,023	-21,576
	B-C	4,5	16,189	8,094	6,475	9,713	14,395	14,035	-14,035
	C-D	3,6	10,364	6,475	4,145	6,736	11,516	10,868	-10,868
	D-E	3,3	8,709	4,145	4,145	5,660	10,556	10,556	-10,556
	E-F	3,6	10,364	4,145	6,475	6,736	11,516	12,163	-12,163
	F-G	4,5	16,189	6,475	8,094	9,713	14,395	14,754	-14,754
<b>3</b>	A-B	3,7	10,948	0	8,094	6,021	11,836	14,023	-14,023
	B-C	4,5	16,189	8,094	8,094	12,951	14,395	14,395	-14,395
	C-D	3,6	10,364	8,094	0	6,021	11,516	9,008	-9,008

Tableau III.11: Sollicitations des planchers terrasse à l'ELU

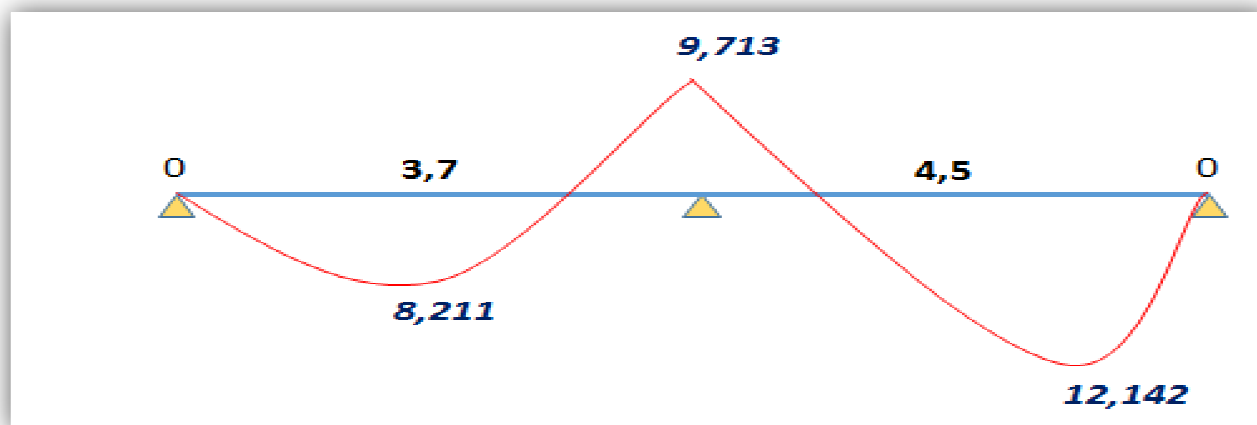


Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant

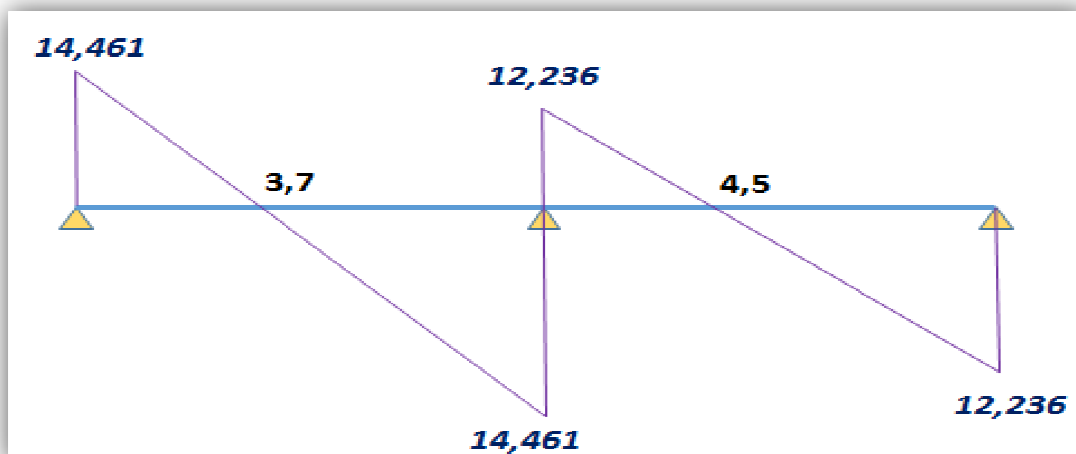


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants

ELS									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 1	A-B	3,7	7,986	0	7,087	5,989	8,633	10,548	-10,548
	B-C	4,5	11,813	7,087	0	8,859	10,500	8,925	-8,925
Type 2	A-B	3,7	7,986	0	5,906	6,388	8,633	10,229	-10,229
	B-C	4,5	11,813	5,906	4,725	7,087	10,500	10,237	-10,237
	C-D	3,6	7,560	4,725	3,024	4,914	8,400	7,927	-7,927
	D-E	3,3	6,452	3,024	4,653	4,128	7,700	7,700	-7,700
	E-F	3,6	7,560	3,024	3,024	4,914	8,400	8,925	-8,925
	F-G	4,5	11,813	3,024	5,906	7,087	10,500	10,762	-10,762
	G-H	3,7	7,986	5,906	0	6,388	8,633	7,036	-7,036
Type 3	A-B	3,7	7,986	0	5,907	4,392	8,633	10,229	-10,229
	B-C	4,5	11,813	5,907	5,907	9,450	10,500	10,500	-10,500
	C-D	3,6	7,560	5,907	0	4,392	8,400	6,759	-6,759

Tableau III.12: Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissants du plancher terrasse à l'ELS:

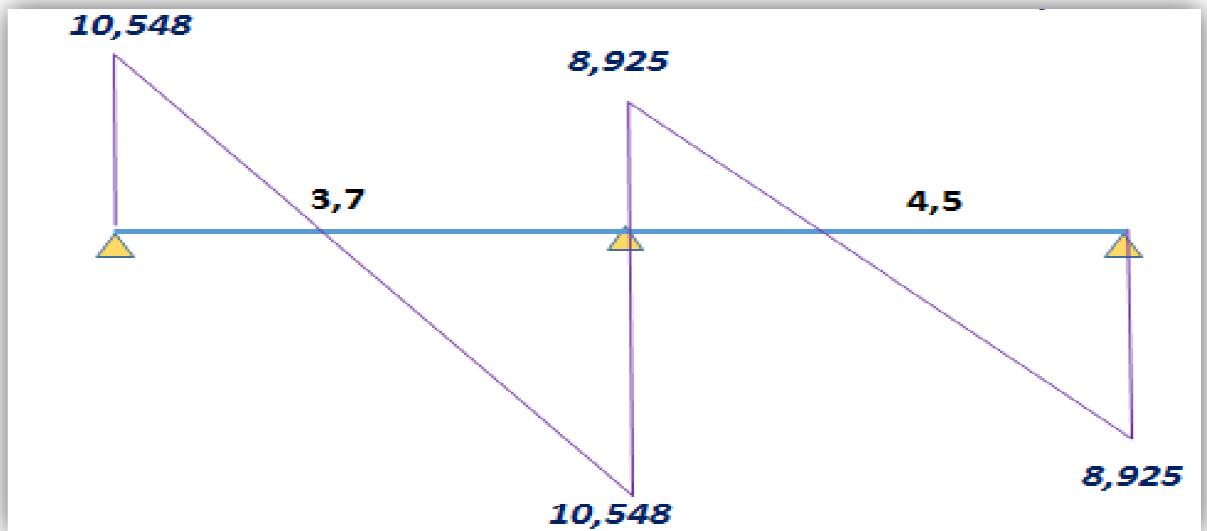


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants

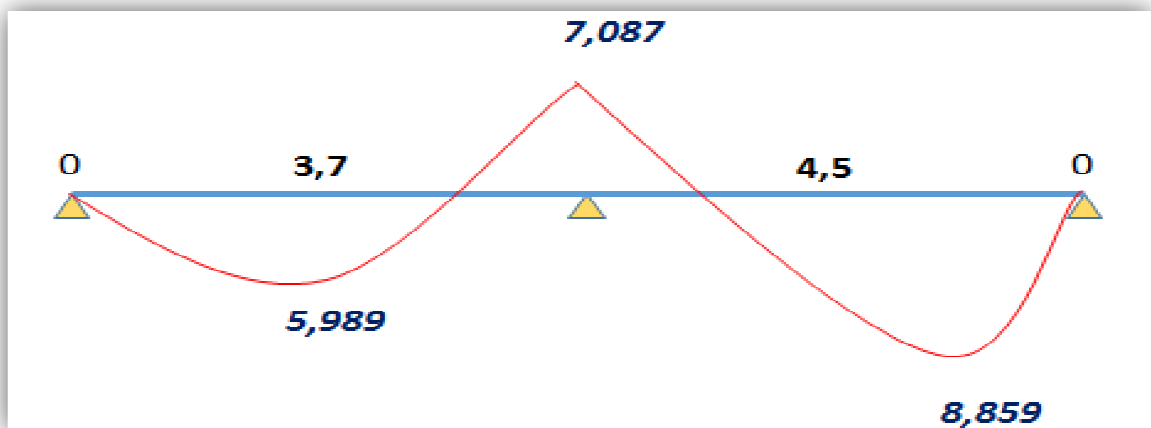


Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant.

## • Plancher étage

<i>ELU</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mw</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Me</i> <i>(KN.m)</i>	<i>Mt</i> <i>(KN.m)</i>	<i>To</i> <i>(KN)</i>	<i>Tw</i> <i>(KN)</i>	<i>Te</i> <i>(KN)</i>
<b>1</b>	A-B	3,7	10,161	0	9,018	7,620	10,985	13,422	-13,422
	B-C	4,5	15,030	9,018	0	11,272	13,360	11,356	-11,356
<b>2</b>	A-B	3,7	10,161	0	7,515	8,129	10,985	13,016	-13,016
	B-C	4,5	15,030	7,515	6,012	9,018	13,360	13,694	-13,694
	C-D	3,6	9,619	6,012	3,847	6,252	10,688	11,289	-11,289
	D-E	3,3	8,083	3,847	3,847	5,252	9,797	9,797	-9,797
	E-F	3,6	9,619	3,847	6,012	6,252	10,688	11,289	-11,289
	F-G	4,5	15,030	6,012	7,515	9,018	13,360	13,694	-13,694
	G-H	3,7	10,161	7,515	0	8,129	10,985	8,953	-8,953
<b>3</b>	A-B	3,7	10,161	0	7,515	5,589	10,985	13,016	-13,016
	B-C	4,5	15,030	7,515	7,515	12,024	13,360	13,360	-13,360
	C-D	3,6	9,619	7,515	0	5,290	10,688	8,601	-8,601

Tableau III.13 : Sollicitations du plancher étage à l'ELU.

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant du plancher étage à l'ELU:

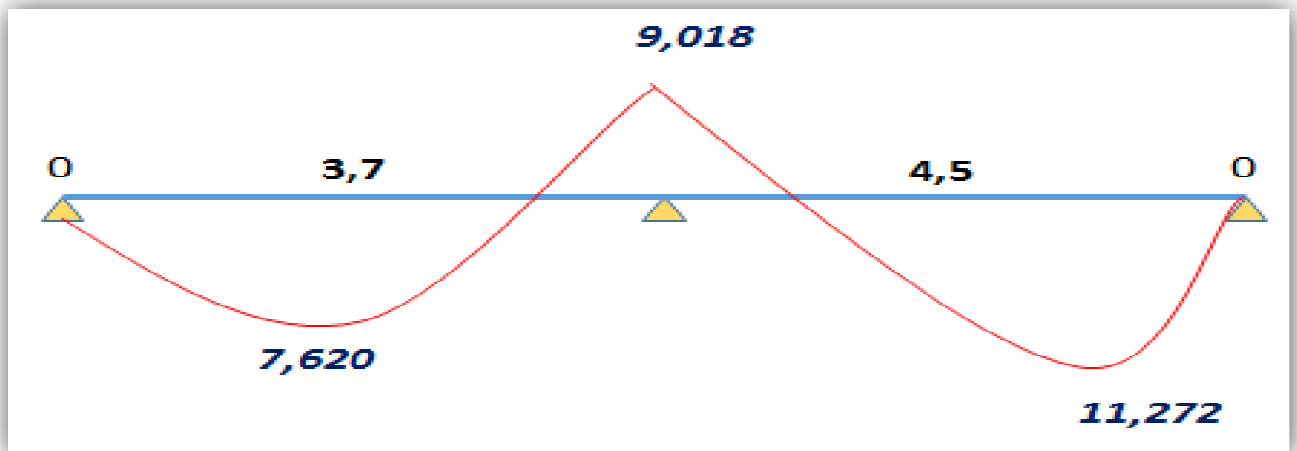


Figure III.19 : Diagramme des moments fléchissant

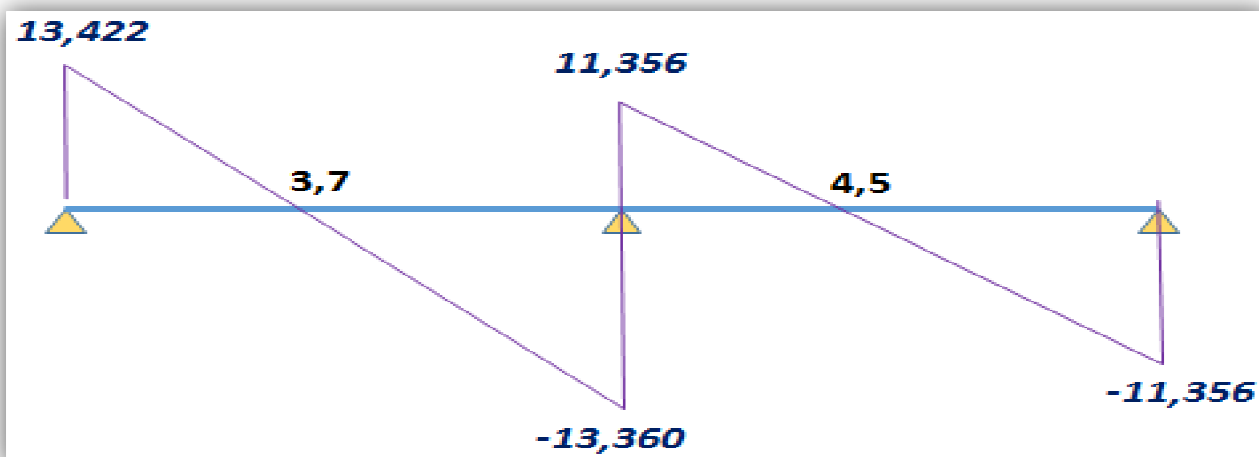


Figure III.20: Diagramme des efforts tranchants

ELS									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
1	A-B	3,7	7,341	0	6,515	5,505	7,936	9,706	-9,706
	B-C	4,5	10,859	6,515	0	8,144	9,652	8,204	-8,204
2	A-B	3,7	7,431	0	5,429	5,944	7,936	9,403	-9,403
	B-C	4,5	10,859	5,429	4,343	6,515	9,652	9,410	-9,410
	C-D	3,6	6,949	4,343	2,779	4,516	7,722	7,287	-7,287
	D-E	3,3	5,839	2,779	2,779	3,795	7,078	7,078	-7,078
	E-F	3,6	6,949	2,779	4,343	4,516	7,722	8,156	-8,156
	F-G	4,5	10,859	4,343	5,429	6,515	9,936	10,177	-10,177
	G-H	3,7	7,431	5,429	0	5,944	7,936	6,468	-6,468
3	A-B	3,7	7,431	0	5,429	4,087	7,936	9,403	-9,403
	B-C	4,5	10,859	5,429	5,429	8,687	9,652	9,652	-9,652
	C-D	3,6	6,949	5,429	0	3,822	7,722	6,214	-6,214

Tableau III.14 : Sollicitations du plancher étage à l'ELS.

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissants du plancher terrasse à l'ELS:

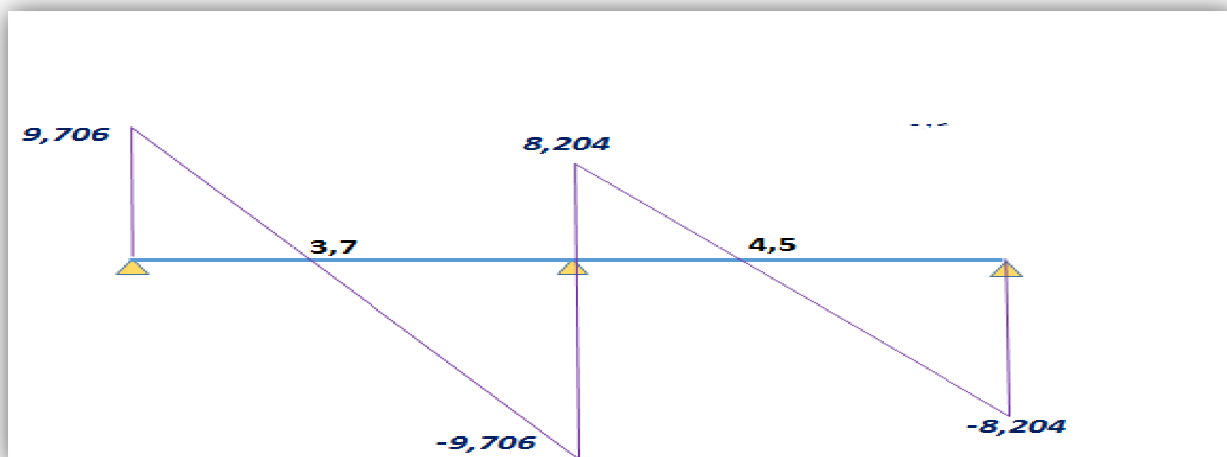


Figure III.21 : Diagramme des efforts tranchants

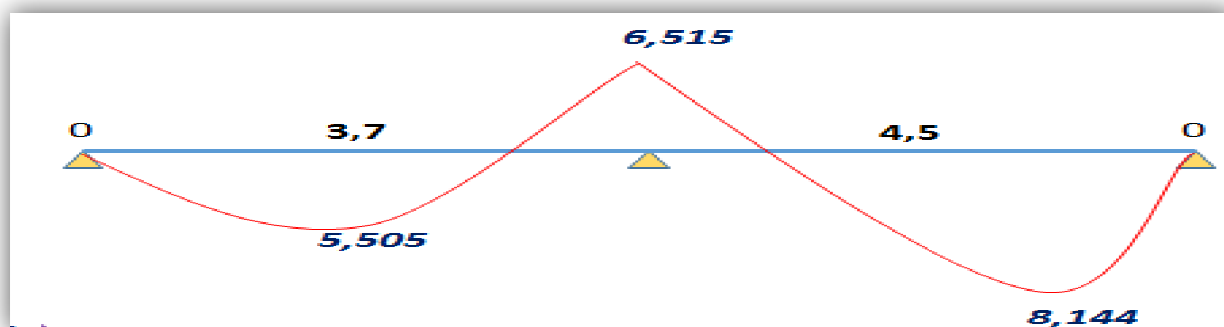


Figure III.22: Diagramme des moments fléchissants

- Les moments et les efforts du calcul:

Etage	type	E L U			E L S	
		$M_{appui}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	$V_{max}$ (KN)	$M_{appui}$ (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
Plancher terrasse	1	9,713	12,142	14,395	7,087	8,659
	2	8,094	9,713	14,395	5,906	7,087
	3	8,094	12,051	14,395	5,907	9,450
<b>Sollicitations max</b>		<b>9,713</b>	<b>12,142</b>	<b>14,395</b>	<b>7,087</b>	<b>9,450</b>
Plancher étage	1	9,018	11,272	13,360	6,515	8,144
	2	7,515	10,161	13,360	5,429	6,515
	3	7,515	12,024	13,360	5,429	8,687
<b>Sollicitations max</b>		<b>9,018</b>	<b>12,024</b>	<b>13,360</b>	<b>6,515</b>	<b>8,687</b>

Tableau III.15: Les sollicitations des calculs

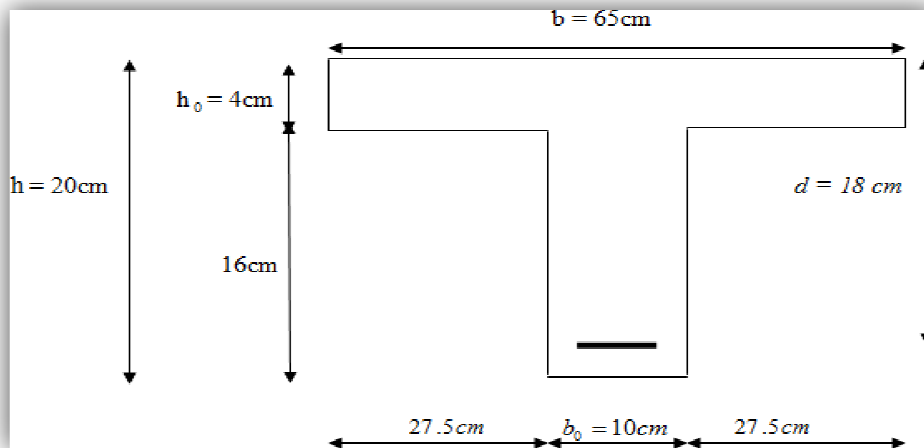


Figure III.23 : Géométrie de la nervure

#### III.6.2.2.4. Ferrailages des nervures

##### ➤ Calcul de ferrailage

##### ▪ E.L.U

##### • Terrasse

$$M_{\max(\text{appui})} = 9,713 \text{ KN.m} ; M_{\max(\text{travée})} = 12,142 \text{ KN.m} ; T_{\max} = 14.395 \text{ KN}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

##### – L'enrobage

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)}$$

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $C = 2 \text{ cm}$ .

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

##### – Les armatures longitudinales

##### ❖ En Travée

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \overline{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 12,142 \text{ KN.m} \leq M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur  $b=65\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12142}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \alpha = 0.0368 \Rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12142}{348 \times 0.981 \times 21} = 1,68 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Sur Appuis

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9713}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0.211 < \mu_l = 0.392$$

Alors : Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.211 \Rightarrow \alpha = 0.249 \Rightarrow \beta = 0.880$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9713}{348 \times 0.880 \times 18} = 1,76 \text{ cm}^2$$

#### - Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En Travée :  $A_{\min 1} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$  ;
- Sur Appuis :  $A_{\min 1} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2$ .

#### - Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h$$

- En Travée:  $A_{\min 2} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$ ;
- Sur Appuis :  $A_{\min 2} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$ .

$$A_{\max} = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min 1}, A_{\min 2})$$

	$A_{cat} (cm^2)$	$A_{min1} (cm^2)$	$A_{min2} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
<b>Travée</b>	1,68	1,41	1.30	1,68	3HA10=2.36
<b>Appuis</b>	1,76	0.22	0.20	1,76	1HA14=2.26

Tableau III.16 : Récapitulatif de ferrailage.

▪ E. L. S

❖ En Travée

– Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15[(A' \times c) + (A \times d)] = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(3.39) y_{ser} - 15(3.39 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 46.2y_{ser} - 831.6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 332,027$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 4.39 \text{ cm}$$

– Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 10718 \text{ cm}^4$$

– Contraintes maximales de compression de béton:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,859 \times 10^3}{10718} \times 4.39 = \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

– Contraintes maximale de traction des aciers:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 8859}{10718} \times 4.39 = 54.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 54.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201.66$$

❖ -Sur appui

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

– Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(2.26) y_{ser} - 15(2.26 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 33.9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3.84 \text{ cm}$$

– **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 7436,98 \text{ cm}^4$$

– **Contraintes maximale de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7087}{7436,98} \times 3,84 = 3,65 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 3,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

– **Contraintes maximale de traction des aciers:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 7087}{7436,98} \times 3,84 = 54,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 54,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201,66 \text{ MPa}$$

– **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

La contrainte tangente :  $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$  .....BAEL91 (A.5.1, 1)

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U ;

$b_0$  : Désigne la largeur de l'âme ;

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = 14754 / (100 \times 180) = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (artc. A.5.1, 2).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.20 \times (25/1.5) ; 5 \text{ MPa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \quad (\text{c v})$$

- **Le diamètre des armatures d'âme :BAEL91 (artc. A.7.2, 2)**

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

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{200}{35}; 12; 100/10\right) \Rightarrow \phi_l \leq \min(5,71; 12; 10)$$

Soit :  $\phi_l = 5\text{mm}$

$$A_t = 2HA6 = 0.57\text{cm}^2$$

- **Espacement des cadres  $S_t$  :BAEL 91 (artc .A.5.1, 2 ,2)**

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

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 400 / 0.4 \times 10 = 57\text{cm}$$

Suit:  $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}) = 16.2$

Alors en prend :  $S_t = 15\text{cm}$

- **Vérification de la flèche : BAEL91 (artc .B.6.8, 424)**

$$1/\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \leq 0.044 \dots\dots\dots (C.V)$$

$$2/\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 < 0.049 \dots\dots\dots (C.N.V)$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} = 0.0028 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots (C. V)$$

**III.6.2.2.5.Schéma de ferrailage**

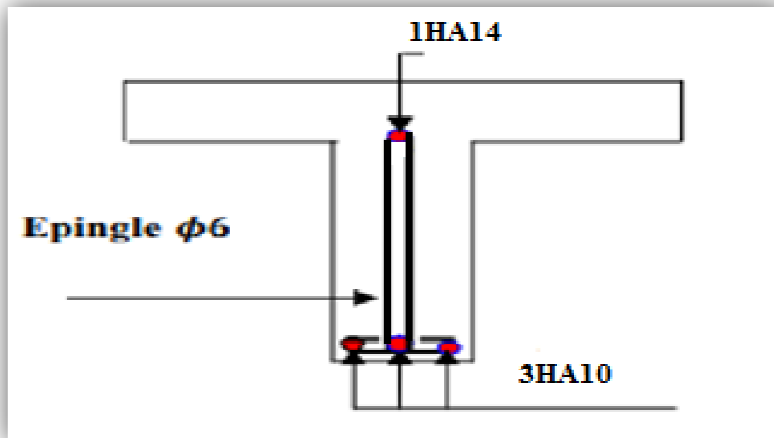


Figure. III. 24 : Ferrailage de la nervure.

• **Etage courant**

– **Les armatures longitudinales**

❖ **En Travée**

$$M_{\max(\text{appui})} = 9,018\text{KN.m} ; M_{\max(\text{travée})} = 12,024\text{KN.m} ; T_{\max} = 13,360\text{KN}$$

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times (18 - 4/2) = 59,072\text{KN.m}$$

$$M_{t\max} = 12,024\text{KN.m} \leq M_0 = 59,072\text{KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur  $b=70\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12024}{14.2 \times 65 \times 21^2} = 0.027 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.029 \Rightarrow \alpha = 0.03425 \Rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12024}{348 \times 0.9865 \times 21} = 1,56\text{cm}^2$$

❖ **Sur Appuis**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9018}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0.196 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.211 \Rightarrow \alpha = 0.2785 \Rightarrow \beta = 0.890$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9018}{348 \times 0.890 \times 18} = 1,61\text{cm}^2$$

– **Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)**

$$A_{t\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En Travée :  $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 = 1.41\text{cm}^2$  ;

- Sur Appuis :  $A_{min1} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.22 \text{ cm}^2$ .

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$A_{min2} \geq 0.001 \times b \times h$

- En Travée:  $A_{min2} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$ ;

- Sur Appuis :  $A_{min2} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$ .

$A_{max} = \max (A_{cal}; A_{min1}; A_{min2})$

	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min1} (\text{cm}^2)$	$A_{min2} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	1,56	1,41	1.30	1,56	3HA10=2,36
<b>Appuis</b>	1,61	0.22	0.20	1,61	1HA14=2.26

*Tableau III.17 : Récapitulatif de ferrailage.*

▪ **E. L. S**

❖ **En Travée**

- **Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15[(A' \times c) + (A \times d)] = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(2.36) y_{ser} - 15(2.36 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 35,4 y_{ser} - 637,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289,981$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3.91 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 7679,13 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,144 \times 10^3}{7679,13} \times 3.91 = 4,14 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

– **Contraintes maximale de traction des aciers:**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 8144}{7679,13} \times 3,91 = 62,10 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 62,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201,66$$

❖ **Sur appui**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

– **Position de l'axe neutre (A' = 0)**

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(2,26) y_{ser} - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 33,9y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$\Rightarrow Y_{ser} = 3,84 \text{ cm}$$

– **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 7436,98 \text{ cm}^4$$

– **Contraintes maximale de compression de béton:**  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{6515}{7436,98} \times 3,84 = 3,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

– **Contraintes maximale de traction des aciers:**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15 \times 6515}{7436,98} \times 3,84 = 50,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 50,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201,66 \text{ MPa}$$

– **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

La contrainte tangente :  $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$  .....BAEL91 (A.5.1, 1)

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne la largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = 13694 / (100 \times 180) = 0.76 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (artc. A.5.1, 2)).}$$

$$\bar{\tau}_\mu = \min [0.20 \times (25/1.5); 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3.333 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_\mu = 3.333 \text{ MPa} \quad (\text{c v})$$

– **Le diamètre des armatures d'âme :BAEL91 (artc. A.7.2, 2)**

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

$\Phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; 12; 100/10 \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5,71; 12; 10)$$

Soit :  $\Phi_l = 5 \text{ mm}$

$$A_t = 2\text{HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

– **Espacement des cadres  $S_t$ :BAEL91 (artc .A.5.1, 2 ,2)**

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

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 400 / 0.4 \times 10 = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}) = 16.2$$

Alors en prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

– **Vérification de la flèche : BAEL91 (artc. B.6.8, 424)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 = 0.044 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 < 0.049 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} = 0.0028 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

### III.6.2.2.6.Schéma de ferrailage

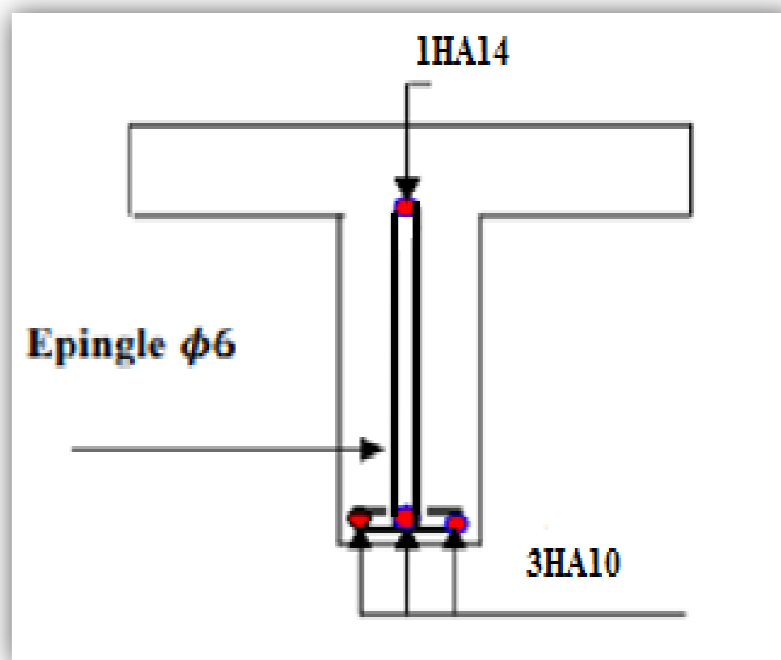


Figure. III. 25 : Ferrailage de nervure

### III.6.2.2.7.La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE 235 →  $f_e = 235$  Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 70cm donc :  $L_0 = 70$ cm

$$50\text{cm} < L_0 < 80\text{cm}$$

– **Pour les armatures perpendiculaires aux nervures**

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 70) / 235 = 1.19 \text{ cm}^2$$

On adapte  $5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

– **Espacement**

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

– **Pour les armatures parallèles aux nervures**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.70 / 2 = 0.85$$

On adopte  $3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

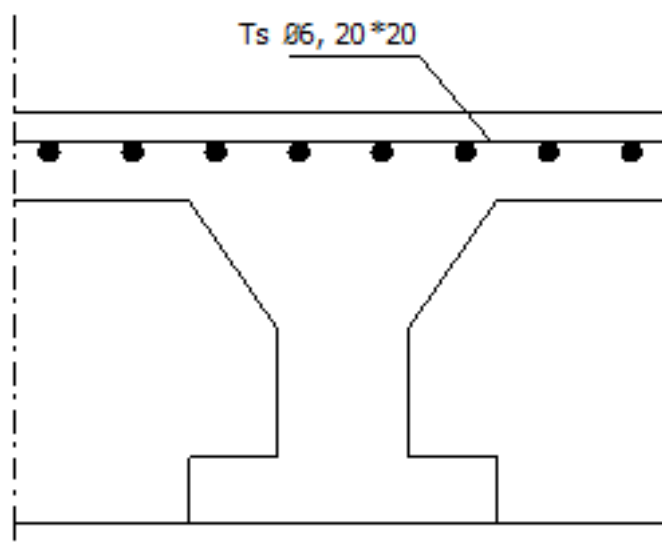
– **Espacement**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$S_t = 30 \text{ cm}$

On adopte un treillis à soudé de 6mm avec des mailles  $20 \times 20$  [ $Ts\phi 6:20 \times 20$ ].

**III.6.2.2.7.1. Schéma de ferrailage**



*Figure III.26: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.*

**III.6.2.2. Système voile (Variante 02)**

**III.6.2.2.1. Les dalles pleines**

**III.6.2.1.1. Définition**

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

- Dalles appuyées sur 04 cotés.

### III.6.2.1.2.Méthode de calcul

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange, elle-même déduite de la méthode des bandes élastiques.

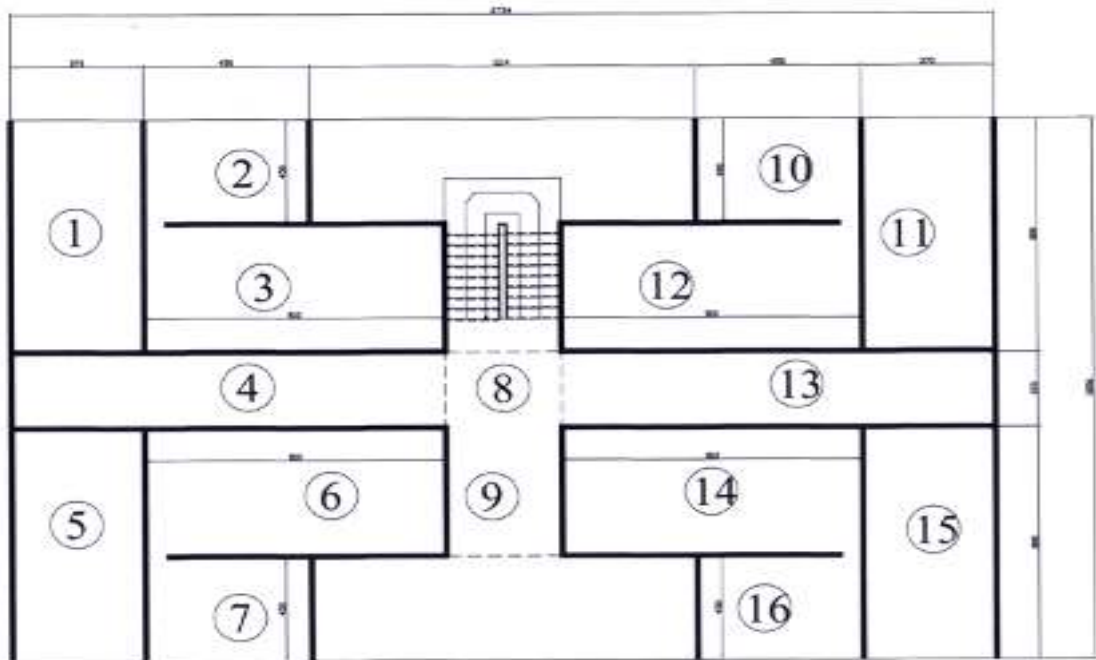
### III.6. 2.1.3.Hypothèse de la méthode

- Les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques ;
- Le matériau est homogène et isotrope ;
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan ;
- La dalle est infiniment rigide dans son plan ;
- Les sections planes restent planes après la déformation ;
- Les déplacements sont faibles ;

Les dalles sont calculées panneau par panneau.

### III.6.2.1.4.Principe de la méthode

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis on procédera à la ventilation de ces sollicitations sur le travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile



*Figure III.27 : Distribution des panneaux*

• **Calcul des sollicitations**

– **Plancher terrasse (inaccessible)**

$$G=7.47 \text{ KN/m} \quad , \quad Q=1 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (7.47) + 1.5(1)$$

$$q_u = 11.58 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 7.47 + 1$$

$$q_s = 8.47 \text{ KN/m}$$

– **Plancher étage courant**

$$G=5.6 \text{ KN/m} \quad , \quad Q=1.5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (5.6) + 1.5 (1.5)$$

$$q_u = 9.81 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 5.6 + 1.5$$

$$q_s = 7.1 \text{ KN/m}$$

– **Calcul des moments**

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Designation	Lx	Ly	$\alpha$	Observation
Panneau 01	3.7	8	0.46 > 0.4	deux directions
Panneau 02	4.5	4.5	1 > 0.4	deux directions
Panneau 03	3.5	8.1	0.43 > 0.4	deux directions
Panneau 04	2.15	11.8	0.18 < 0.4	Une direction
Panneau 05	2.15	3.3	0.65 > 0.4	deux directions
Panneau 06	3.3	3.5	0.9 > 0.4	deux directions

*Tableau III.18 : résultats des directions des panneaux.*

**a) Panneaux de dalle portant dans une seule direction (panneau 4)**

$$\left\{ \begin{array}{l} (L_x = 2.15 \text{ m} ; L_y = 11.80 \text{ m}) \\ \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.15}{11.80} = 0.18 < 0.4 \end{array} \right. \quad \text{Donc la dalle porte suivant une seule direction}$$

Charge uniformément répartie

➤ **Pour le plancher terrasse**

$$M_0 = \frac{q \times Lx}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0x} = 6.69 \text{ K N.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 4.89 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

❖ **en travée**

$$M_t = 0.85 M_0 \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t = 5.69 \text{ K N.m} \\ \text{ELS : } M_t = 4.16 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

❖ **Sur appuis**

$$M_a = 0.3 M_0 \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_a = 2.01 \text{ K N.m} \\ \text{ELS : } M_a = 1.47 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

➤ **Pour le plancher étage courant**

$$M_0 = \frac{q \times Lx}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0x} = 5.668 \text{ K N.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 4.1 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

❖ **En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_t = 4.82 \text{ K N.m} \\ \text{ELS : } M_t = 3.49 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

❖ **Sur appuis**

$$M_a = 0.3 M_0 \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_a = 1.70 \text{ K N.m} \\ \text{ELS : } M_a = 1.23 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

**b) Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 3, ...6)**

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (1)

$$(Lx = 3.70 \text{ m} ; Ly = 8.00 \text{ m})$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.70}{8.00} = 0.46 > 0.4 \quad \left. \vphantom{\alpha} \right\} \text{ Donc la dalle porte suivant deux directions}$$

Charge uniformément répartie

- **Les moments isostatiques :**

$M_x = \mu_x \times q \cdot l_x^2$  : moment dans le sens de la petite portée ;

$M_y = \mu_y \times M_x$  : moment dans le sens de la grande portée.

- **Ventilation des moments isostatiques :**

Selon le *BAEL* : on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Avec :

$M_t$  : moment en travée.

$M_e, M_w$  : moments absolue à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$M_e = 0.3 M$        $M_t = 0.85 M$  travée de rive.

$M_w = 0.5 M$        $M_t = 0.75 M$  travée intermédiaire

➤ **Pour le plancher terrasse**

- **ELU**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,1088 \times 11,58 \times (3,70)^2 = 16,70 \text{ K N.m} \\ M_y = 0,250 \times 16,70 = 4,050 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

- ❖ **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 M_x = 14.195 \text{ K N.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 3.44 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

- ❖ **Sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ex} = 0.3 M_x = 5.01 \text{ K N.m} \\ M_{ey} = 0.3 M_y = 1.22 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{wx} = 0.5 M_x = 8.35 \text{ K N.m} \\ M_{wy} = 0.5 M_y = 2.03 \text{ K N.m} \end{array} \right.$$

- **ELS**

$$\begin{cases} M_x = 0,1051 \times 8,47 \times (3,70)^2 = 12,19 \text{ K N.m} \\ M_y = 0,3319 \times 12,19 = 4,045 \text{ K N.m} \end{cases}$$

❖ **En travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 10.362 \text{ K N.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 3.44 \text{ K N.m} \end{cases}$$

❖ **Sur appuis**

$$\begin{cases} M_{ex} = 0.3 M_x = 3.657 \text{ K N.m} \\ M_{ey} = 0.3 M_y = 1.213 \text{ K N.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{wx} = 0.5 M_x = 6.095 \text{ K N.m} \\ M_{wy} = 0.5 M_y = 2.022 \text{ K N.m} \end{cases}$$

$M(KN.m)$	panneau 1	panneau 2	panneau 3	panneau 8	panneau 9	$M_{max}(KN.m)$
$M_x^u$	16,20	8.629	13.065	4.019	5.75	16,20
$M_y^u$	4.05	8.629	3.766	1.452	4.504	8.629
$M_x^s$	12.19	10.341	11.278	4.256	5.64	12.19
$M_y^s$	4.45	10.341	3.470	2.228	4.79	10.341
$M_{tx}^u$	13.77	6.742	11,299	3.014	4.31	13.77
$M_{ty}^u$	3.44	6.742	2.825	1.089	3.38	6.742
$M_{tx}^s$	4.86	7.756	8.459	3.192	4.23	8.459
$M_{ty}^s$	3.44	7.756	2.603	1.671	3.59	7.756
$M_{ex}^u$	4.86	4.315	7,535	2.010	2.88	7,535
$M_{ey}^u$	1.22	4.315	1.883	0.726	2.25	4.315
$M_{wx}^u$	8,70	4,315	7.535	2.01	2.88	8,70
$M_{wy}^s$	2.03	4.315	1.883	0.726	2.25	4.315
$M_{ex}^s$	3.66	5.171	5.639	2.128	2.82	5.171
$M_{ey}^s$	1.21	5.171	1.735	1.114	2.40	5.171
$M_{wx}^s$	6.10	5.171	5.639	2.128	2.82	6.10
$M_{wy}^s$	2.77	5.171	1.735	1.114	2.40	5.171

**Tableau III.19:** Tableau des moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher terrasse

➤ **Plancher d'étage courant**

$M(KN.m)$	panneau 1	panneau 2	panneau 3	panneau 8	panneau 9	$M_{max}(KN.m)$
$M_x^u$	13.73	7.31	12.76	3.40	4.87	13.73
$M_y^u$	3.43	7.31	3.19	1.23	3.82	7.31
$M_x^s$	10.22	6.34	9.45	2.64	4.08	10.22
$M_y^s$	3.39	6.34	2.91	1.38	3.47	6.34
$M_{tx}^u$	11.67	6.21	9.57	2.55	3.65	11.67
$M_{ty}^u$	2.92	6.21	2.825	1.089	3.38	6.21
$M_{tx}^s$	8.69	4.76	7.09	1.98	3.06	8.69
$M_{ty}^s$	2.88	4.76	2.18	1.04	2.60	4.76
$M_{ex}^u$	4.12	3.66	6.38	1.7	2.44	6.38
$M_{ey}^u$	1.03	3.66	1.60	0.62	1.91	3.66
$M_{wx}^u$	6.87	3.66	6.38	1.70	2.44	6.87
$M_{wy}^s$	1.72	3.66	1.60	0.62	1.91	3.66
$M_{ex}^s$	3.07	3.17	4.73	1.66	2.82	4.73
$M_{ey}^s$	1.02	3.17	1.46	0.69	1.74	3.17
$M_{wx}^s$	5.11	5.171	4.73	1.66	2.82	5.171
$M_{wy}^s$	1.70	5.171	1.46	0.69	1.74	5.171

*Tableau III.20: Tableau des moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher d'étage courant*

**III.6.2.1.5.Ferrailage à l'ELU**

- **Plancher terrasse**

Le calcul se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable

Le calcul se fait pour une bande de **1m** de largeur.

- ❖ **en travée**

- **Sens x-x**

$$M_{t,u} = 13.77 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.77 \times 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14.17} = 0.057$$

$$0.057 < 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.0734 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9725$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.77 \cdot 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A = 6HA10 / \text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit :  $S_t = 16.66 \text{ cm}$

– Vérification de l'espacement

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

– Vérification de l'espacement

$$S_t = 25 \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

– Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \text{cv}$$

❖ Sur appuis

$$M_{a,u} = 8.70 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.70 \times 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14.17} = 0.036$$

$$0.036 < 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.0459 \\ \beta = 0.982 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.70 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A = 4 HA 8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

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

– **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

– **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

– **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \dots \text{cv}$$

• **Sens y-y**

$$M_{t,u} = 8.46 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.46 \times 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14.17} = 0.035$$

$$0.035 < 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.0446 \\ \beta = 0.9825 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8.459 \cdot 10^3}{0.9825 \times 13 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A = 6HA8 / \text{ml} = 3.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit :  $S_t = 16.66 \text{ cm}$

– **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 16.66 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

– **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

– **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s\min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s\min} \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **sur appuis**

$$M_{a.u} = 4.315 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.315 \times 10^3}{100.(13)^2 .14.17} = 0.018$$

$$0.018 < 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0227 \\ \beta = 0.991 \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{8.70 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte:  $A = 4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

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

– **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s\min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s\min} \dots\dots\dots \text{cv}$$

### III.6.2.1.6.Ferrailage à l'ELS

- Sens x-x :

❖ En travée

$$M_{t,s}=6.742 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(4.71)y_{ser} - 15(4.71 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 70.65 y_{ser} - 981.45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 443.66.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3.73 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 32979.47 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

- Contrainte maximale de compression de béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 4.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 4.76 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Contrainte maximale de traction des aciers

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110\sqrt{nf_{ty}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 25,41 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 23,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots cv$$

❖ **Sur appuis**

**$M_{a,s} = 6.10KN.m$**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2,01)y_{ser} - 15(2,01 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 30,15 y_{ser} - 391,95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 281,60.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

**$Y_{ser} = 2,51cm$**

– **Le moment d’inertie de la section homogène par rapport l’axe neutre s’écrit**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 3847.66 \text{ cm}^4$$

– **Vérification des contraintes**

▪ **Contrainte maximale de compression de béton:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 3.98 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

▪ **Contrainte maximale de traction des aciers:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110\sqrt{nf_{ty}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 23,78 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 23,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa}$$

$$23.78 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

– **Vérification à l’effort tranchant**

$$\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \frac{11.58 \times 4.5}{2} = 26.055 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26055}{1000 \times 130} = 0.200 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \dots \text{cv}$$

- Sens y-y

❖ En travée

$$M_{ts} = 7.756 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(3.02)y_{ser} - 15(3.02 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 45.30 y_{ser} - 588.9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 346.17.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3.01 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 4932.55 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

- Contrainte maximale de compression de béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c M_{ser}}{I} = 4.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 4.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

▪ **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 25,59 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 23,59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \text{cv}$$

❖ **Sur appuis**

$$M_{a,s} = 5.171 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2,01)y_{ser} - 15(2,01 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 30,15 y_{ser} - 391,95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 281,60.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 2,51 \text{ cm}$$

– **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 3847.66 \text{ cm}^4$$

– **Vérification des contraintes**

**Contrainte maximale de compression de béton:**  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c M_{ser}}{I} = 3.37 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:**  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.66MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15.M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 20.16MPa \Rightarrow \sigma_s = 20.16MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201,66 MPa$$

**20.16 MPa < 201.66 MPa.....cv**

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \frac{11.58 \times 4.5}{2} = 26.055KN$$

$$\tau_u = \frac{26055}{1000 \times 130} = 0.200MPa$$

$$\tau_u = \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{1.5}, 4MPa \right\} = 2.5 MPa$$

$$\tau_u < \tau_u \dots\dots\dots cv$$

- **Plancher étage**

- **Sens x-x**

	M(KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Travée</b>	11.67	2.65	1.56	6HA8	16.66
<b>Appuis</b>	6.87	1.54	1.56	4HA8	25.00

**Tableau III.21** ferrailage plancher étage sens x-x variante 2

- **Sens y-y**

	M(KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
<b>Travée</b>	6.21	1.39	1.56	6HA8	16.66
<b>Appuis</b>	3.66	0.82	1.56	4HA8	25.00

**Tableau III.22.**Ferrailage plancher étage sens y-y variante 2

	Sens	$M_s(\text{KN.m})$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\tau_u$	$\tau_u^-$	Observation
Travée	x-x	8.69	5.29	15	26.42	201.66	0.170	2.5	C.V
	y-y	4.76	5.58	15	22.86	201.66	/	/	C.V
Appuis	x-x	6.87	4.18	15	20.89	201.66	0.170	2.5	C.V
	y-y	5.171	6.06	15	24.84	201.66	/	/	C.V

Tableau III.23. Vérification à l'état limite service variante 2

### III.6.2.1.7. Schéma de ferrailage

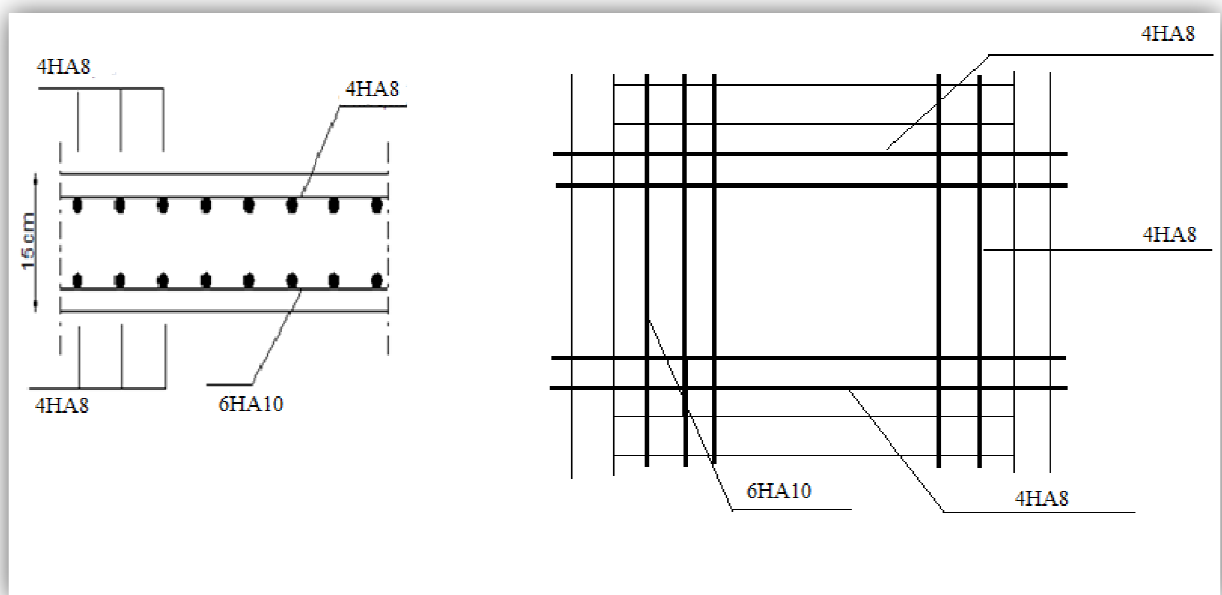


Figure III.28 : Schéma de ferrailage de dalle pleine (plancher terrasse)

**III.7.Conclusion**

Eléments		$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	Choix	Choix		
Eléments communs	Acrotère		0.237	1.09	1.09	4HA8	4HA8	
	Balcon		6.16	1.45	6.16	4HA14	4HA8	
	Escalier	Travée	7.328	1.57	7.328	4HA16	4HA10	
		Appuis Droite	6.06	1.57	6.06	4HA14	4HA10	
Appuis gauche		2.94	1.57	2.94	4HA10	4HA10		
Variante 01	Plancher	Terrasse	En travée	1.68	1.30	1,68	3HA10	/
			Sur appuis	1.76	0.20	1,76	1HA14	/
		Etage	En travée	1,56	1.30	1,56	3HA10	/
			Sur appuis	1,61	0.20	1,61	1HA14	/
Variante 02	Plancher (Sens x-x)	Terrasse	En travée	3.12	1,56	3.12	6HA10	/
			Sur appuis	1,96	1.56	1,96	4HA8	/
		Etage	En travée	2.65	1.56	2.65	6HA8	/
			Sur appuis	1.54	1.56	1.56	4HA8	/
	Plancher (Sens y-y)	Terrasse	En travée	1.96	1,56	1.96	4HA8	/
			Sur appuis	0,96	1.56	1,96	4HA8	/
		Etage	En travée	1.39	1.56	1.56	4HA8	/
			Sur appuis	0.82	1.56	1.56	4HA8	/

**Tableau III.24. Récapitulatif de ferrailage**

# **Chapitre IV**

## **Etude Sismique**

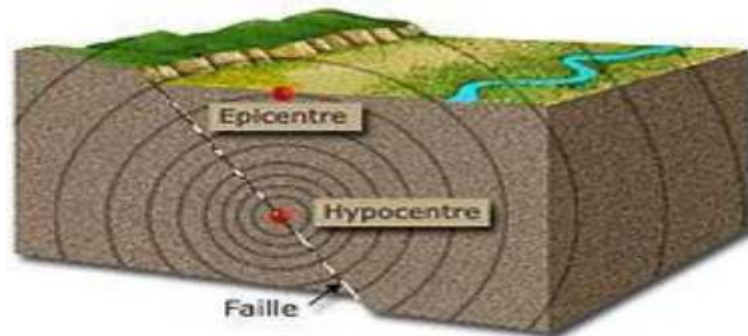
## Chapitre IV

### Etude Sismique

#### IV.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sans l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.



*Figure IV.1: caractéristique de séisme.*

#### IV.2.Objectif de l'étude dynamique

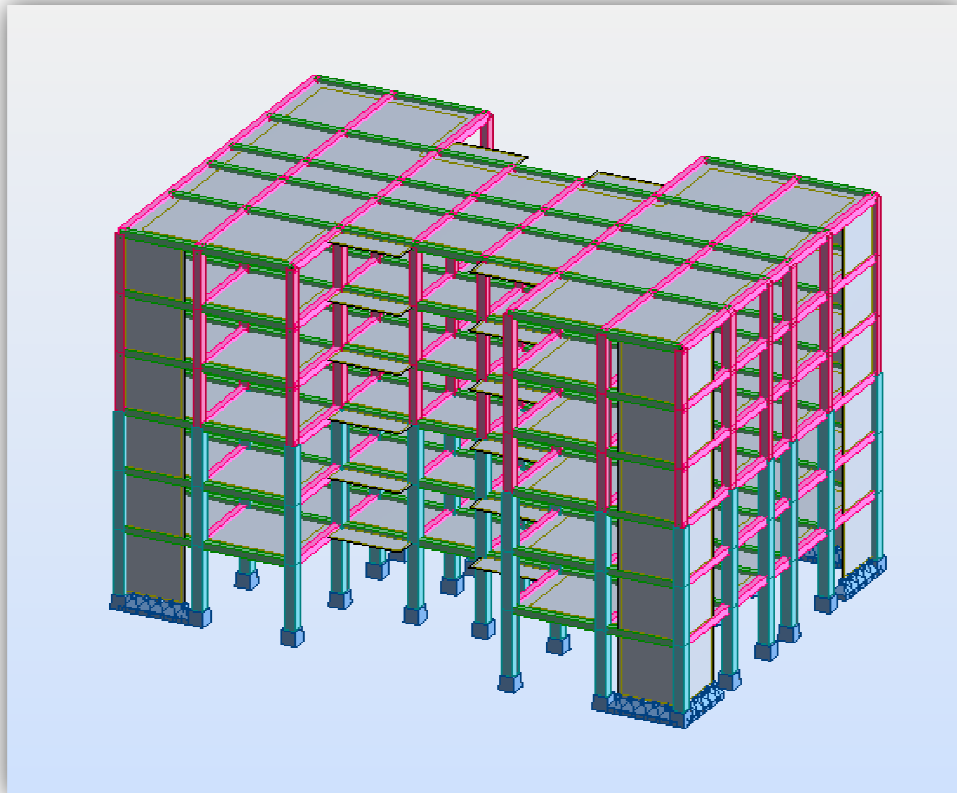
L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

#### IV.3.Modélisation de la structure étudiée

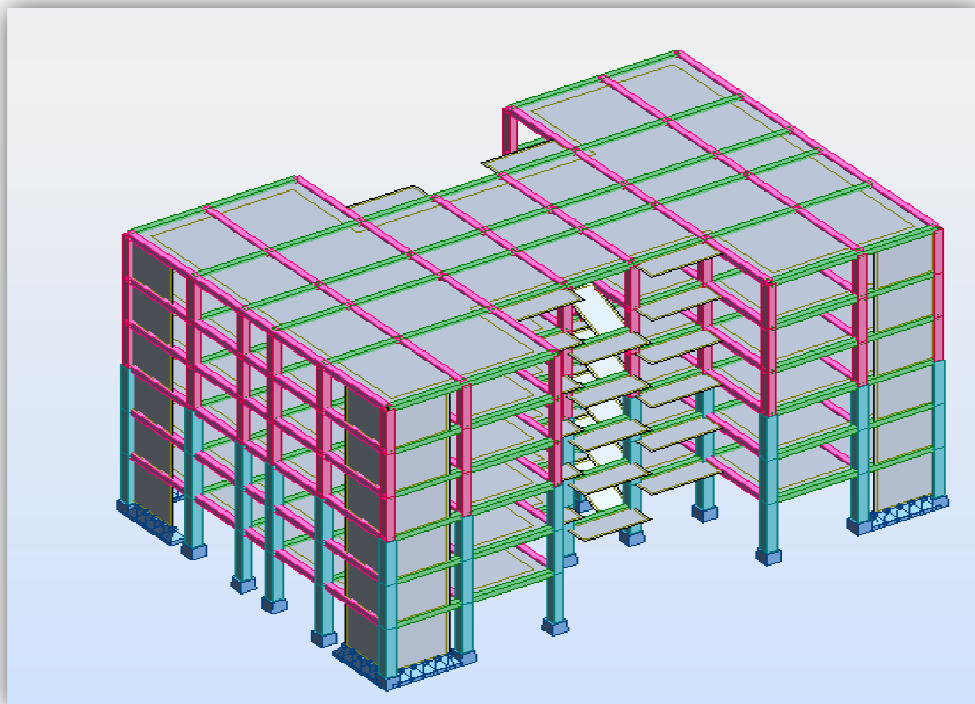
La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ 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.

### IV.3.1. Modélisation de la variante 01 (système portique)

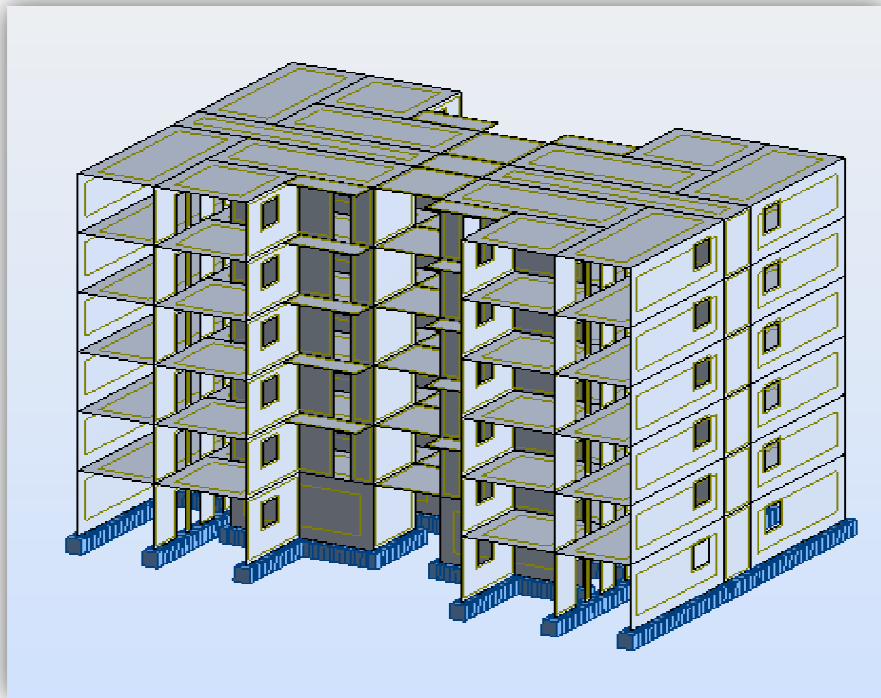


*Figure IV.2: Modélisation en 3D de la structure système portique.*

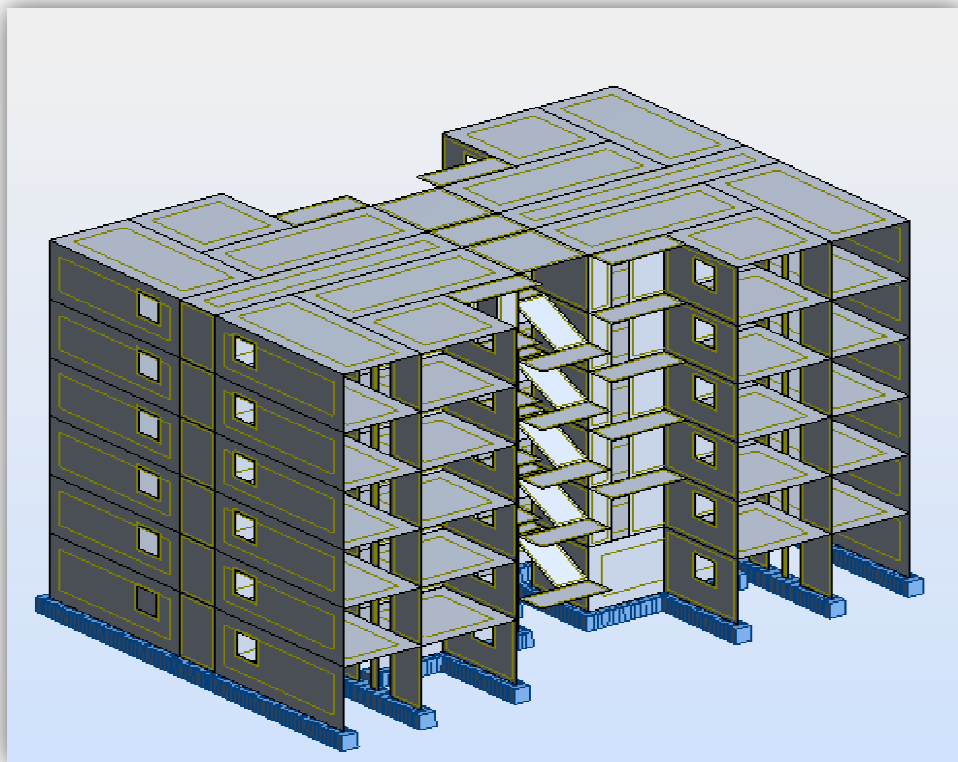


*Figure IV.3: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système portique.*

### IV.3.2. Modélisation de la variante 2 système voiles



*Figure IV.4: Modélisation en 3D de la structure système voiles.*



*Figure IV.5: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système voiles.*

#### IV.4. Combinaison d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

##### **BAEL**

-ELU :  $1,35G + 1.5Q$  ;

-ELS :  $G + Q$ .

##### **RPA99/version 2003 : [62]**

-GQEx :  $G + Q \mp Ex$  ;

-GQEy:  $G + Q \mp Ey$ ;

-0.8GEx:  $0,8G \mp Ex$ ;

-0.8GEy:  $0,8G \mp Ey$ .

**Avec :**

**G:** Ensembles des charges permanentes;

**Q:** Ensembles des charges d'exploitation;

**Ex :** Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X;

**Ey:** Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

#### IV.5. Méthodes de calculs [63]

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

##### IV.5.1. Méthode statique équivalente [64]

###### IV.5.1.1. Principe de la méthode [65]

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### **IV.5.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente [66]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone I :

Touts groupes

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

#### **IV.5.1.3. Calcul de l'action sismique**

##### **IV.5.1.3.1. Calcul de l'action sismique système portique**

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

#### **❖ Caractéristiques Dynamique de la structure**

-Zone I : sismicité faible;

-Groupe d'usage : 2 ;

-A : coefficient d'accélération de zone,  $A = 0.10$  [67] ;

-Q : Facteur de qualité [68] .

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;

- la régularité en plan et en élévation ;

- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

• Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
2. Redondance en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
3. Régularité en plan	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
4. Régularité en élévation	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$

**Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.**

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

-**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure (T) [69]

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

- **$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement [70]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

-Amortissement :  $\zeta = 7\%$  [71]

Donc

$$\zeta = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure [72]**

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

-Estimation empirique avec la formule 1

$$T_{\text{emp}} = C_t \times h_N^{3/4}$$

$C_t$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [73]

Pour noter cas  $C_t$  est le même dans deux direction.

$$C_{tx} = C_{ty} = 0.05$$

$h_N$  : hauteur totale de la structure.

$$h_N = 18.7\text{m}$$

$$\text{Donc : } T_{y1} = T_{x1} = 0.45\text{sec}$$

- Estimation empirique avec la formule 2

$$T = 0.09h_N / \sqrt{L}$$

$L$  : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x = 27.2\text{m} \quad L_y = 18.56\text{m}$$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 18.7}{\sqrt{27.2}} = 0.32 \text{ sec} \Rightarrow T_{x2} = 0.32 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18.7}{\sqrt{18.56}} = 0.39 \text{ sec} \Rightarrow T_{y2} = 0.39 \text{ sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considère

La plus petite des 2 valeur données. Par la formule empirique. [74]

$$T_X = \min(T_{x1}, T_{x2}) \quad T_X = 0.32 \text{ sec}$$

$$T_Y = \min(T_{y1}, T_{y2}) \quad T_Y = 0.39 \text{ sec}$$

Tableau.4.7 RPA99 p34 (valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ )

Site S 2 :  $T_1 = 0.15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0.40 \text{ sec}$ . [75]

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site ;

$T$  : période fondamentale de la structure.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_X \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.32 \leq 0.4 \\ 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 2.5 \eta \\ 0 \leq T_Y \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.39 \leq 0.4 \end{array} \right.$$

Alor :

$$D_X = D_Y = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

-**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système De contreventement. [76]

✓ Sens X-X :  $R_x=5$  ; Sens-Y-Y :  $R_y=5$ .

<i>Sens</i>	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>R</i>	<i>Q</i>	<i>W(KN)</i>	<i>V<sub>stag</sub></i>
<i>Longitudinal</i>	0.10	2.2	5	1.1	23698.67	1147.02
<i>Transversal</i>	0.10	2.2	5	1.1	23698.67	1147.02

*Tableau IV. 2: Caractéristique dynamique de la structure de la variante 1.*

#### IV.5.1.3.2. Calcul de l'action sismique système voile

##### ❖ Caractéristiques Dynamique de la structure

- Zone I : sismicité faible ;
- Groupe d'usage : 2 ;
- **A** : coefficient d'accélération de zone,  $A = 0.10$  ; [67]
- **Q** : Facteur de qualité [68]

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

- Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
2. Redondance en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
3. Régularité en plan	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
4. Régularité en élévation	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$

*Tableau IV.3 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 2.*

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

-**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) [69]

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

- **$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement [70]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

-Amortissement :  $\zeta = 10\%$  . [71]

Donc :  $\zeta = 10\% \rightarrow \eta = 0.76 > 0.7$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure [72]**

Avant tout, il faut calculer la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empiriques suivantes :

-Estimation empirique avec la formule 1 :

$$T_{\text{emp}} = C_t \times h_N^{3/4}$$

$$C_{tx} = C_{ty} = 0.05$$

$h_N$  : hauteur totale de la structure.

**Donc :  $T_{y1} = T_{x1} = 0.45 \text{ sec}$**

-Estimation empirique avec la formule 2 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

$L$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{x1} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 18.7}{\sqrt{27.2}} = 0.32 \text{ sec} \Rightarrow T_{x1} = 0.32 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18.7}{\sqrt{18.56}} = 0.39 \text{ sec} \Rightarrow T_{y2} = 0.39 \text{ sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considérée.

La plus petite des 2 valeurs données. Par la formule empirique [74]

$$T_X = \min(T_{X1}, T_{X2}) \quad T_X = 0.32 \text{ sec}$$

$$T_Y = \min(T_{Y1}, T_{Y2}) \quad T_Y = 0.39 \text{ sec}$$

Tableau.4.7 RPA99 p34 (valeurs de  $T_1$  et  $T_2$ )

Site S 2 :  $T_1 = 0.15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0.40 \text{ sec}$ . [75]

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site ;

$T$  : période fondamentale de la structure.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T_X \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.32 \leq 0.4 \\ 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 2,5 \eta \\ 0 \leq T_Y \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.39 \leq 0.4 \end{array} \right.$$

Alors :  $D_X = D_Y = 2.5 \times 0.76 = 1.9$

- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système

De contreventement. [76]

✓ Sens X-X :  $R_x = 3.5$  ; Sens Y-Y :  $R_y = 3.5$ .

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V <sub>staq</sub>
Longitudinal	0.10	1.9	3.5	1.1	27543.2541	1644.73
Transversal	0.10	1.9	3.5	1.1	27543.2541	1644.73

Tableau IV. 4: Caractéristique dynamique de la structure de la variante 2.

#### IV.5.1.4. Modélisation des masses [77]

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés ;

✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à

✓ partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;

✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### IV.5.1.5. La résultante de force sismique [78]

La résultante de force sismique à la base  $V_t$ , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80%» de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  par une valeur du période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, Si ( $V_d > 0,8V_s$ ).

#### IV.5.2. Méthodes dynamiques [79]

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ;
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

##### IV. 5.2.1. Méthode dynamique spectrale modale

- **Principe de la méthode [80]**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

- **Nombre de modes à considérer [81]**

**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 la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

**b-** Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K=3(N)^{1/2} \quad \text{et } T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

• **Spectre de réponse [82]**

$$S_{a/g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014*

• **Présentation du logiciel de calcul**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural Analysis Professional 2014**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non-linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception internationale (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyser, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet ;
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

### IV.5.2.2. Modélisation de la structure

#### IV.5.2.2.1. Analyse statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

##### a) Analyse statique

Elle implique la résolution de l'équation  $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :

$[K]$  : Matrice de rigidité,

$\{U\}$  : Vecteur de déplacement,

$\{R\}$  : Vecteur de chargement,

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge  $\{R\}$  et calcul de déplacement  $\{U\}$ .

Chaque cas de chargement inclus :

- - Le poids propre de l'élément poutre ou poteau ;
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique ;
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

##### b) Analyse par le spectre de réponse

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$  : Matrice d'amortissement ;

$\{\ddot{U}_s\}$  : Accélération du sol ;

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$  : sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

**IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"**

-W: poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes ;

$W_{Qi}$ : la charge d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération donné par le  $\rightarrow \beta=0.2$ . [83]

**a. Système portique (variante 1)**

<i>Niveau</i>	<i><math>W_{\text{étage}}</math> (KN)</i>
<i>RDC</i>	<i>4154.6070</i>
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	<i>4025.3778</i>
<i>2<sup>émé</sup> étage</i>	<i>4036.7578</i>
<i>3<sup>émé</sup> étage</i>	<i>3733.6526</i>
<i>4<sup>émé</sup> étage</i>	<i>3733.6526</i>
<i>5<sup>émé</sup> étage</i>	<i>4014.6223</i>

*Tableau IV. 5: Poids de chaque étage de la variante 1.*

**b. Système voile (variante 2)**

<i>Niveau</i>	<i><math>W_{\text{étage}}</math> (KN)</i>
<i>RDC</i>	<i>4537.1664</i>
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	<i>4418.8244</i>
<i>2<sup>émé</sup> étage</i>	<i>4476.6096</i>
<i>3<sup>émé</sup> étage</i>	<i>4418.8244</i>
<i>4<sup>émé</sup> étage</i>	<i>4418.8244</i>
<i>5<sup>émé</sup> étage</i>	<i>5273.0050</i>

*Tableau IV. 6: Poids de chaque étage de la variante 2.*

### IV.5.2.2.3. Les données géométriques

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

#### a. Système portique (variante 1)

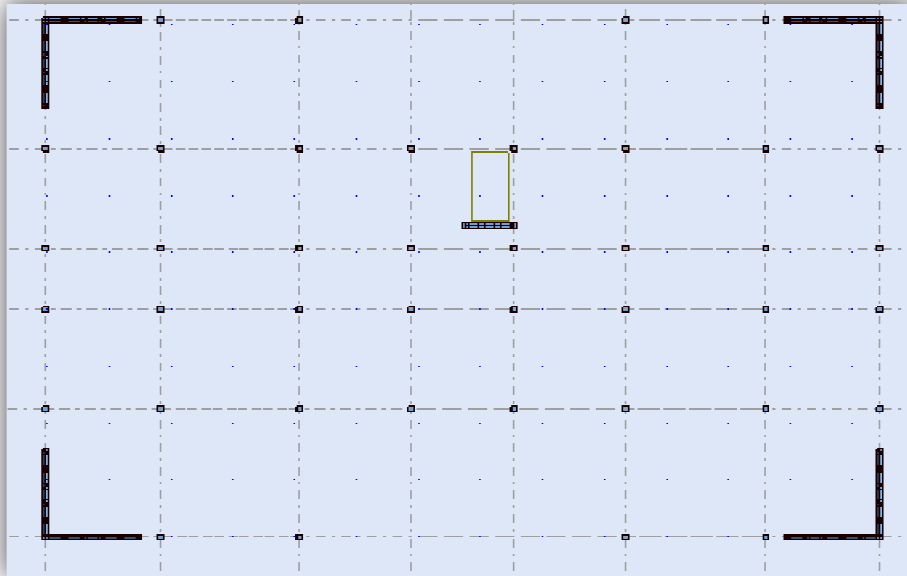


Figure IV.6: Position des voiles variante 1.

#### b. Système voile (variante 2)

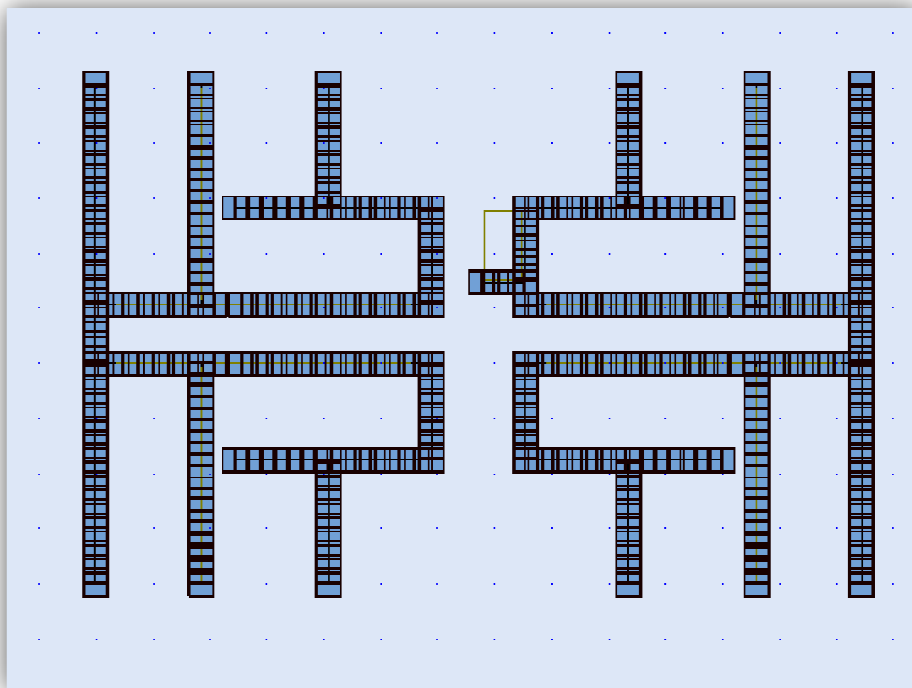


Figure IV.7: Position des voiles variante 2.

**IV.5.2.2.3.1. Centre de masse**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

**Avec :**

**M<sub>i</sub>** : la masse de l'élément i ;

**X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub>** : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

**IV.5.2.2.3.2. Centre de torsion**

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après  
Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy} \quad \text{Et} \quad Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

**Avec :**

**I<sub>yi</sub>** : Inertie de l'élément i dans le sens y ;

**X<sub>i</sub>** : Abscisse de l'élément I<sub>yi</sub> ;

**I<sub>xi</sub>** : Inertie de l'élément i dans le sens x ;

**Y<sub>i</sub>** : Ordonnée de l'élément I<sub>xi</sub> .

**-L'excentricité théorique :**

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}| \quad \text{Et} \quad e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

**a. Système portique (variante 1)**

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>xt</sub>	e <sub>yt</sub>
<b>RDC</b>	13.45	9.13	13.45	9.17	0.00	0.04
<b>1</b>	13.44	9.11	13.45	9.17	0.01	0.06
<b>2</b>	13.45	9.13	13.45	9.17	0.00	0.04
<b>3</b>	13.45	9.13	13.45	9.17	0.00	0.04

4	13.45	9.13	13.45	9.17	0.00	0.04
5	13.45	9.07	13.45	9.07	0.00	0.00

Tableau IV.7 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.

**b. Système voile (variante 2)**

Etage	Position de center de masse		Position de center de torsion		Excentricité	
	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>xt</sub>	e <sub>yt</sub>
RDC	13.45	9.11	13.45	9.08	0.00	0.03
1	13.45	9.11	13.45	9.08	0.00	0.03
2	13.41	9.08	13.44	9.8	0.03	0.01
3	13.45	9.11	13.44	9.08	0.01	0.03
4	13.45	9.11	13.44	9.08	0.01	0.03
5	13.46	9.09	13.45	9.07	0.02	0.01

Tableau IV.8 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 2.

**IV.5.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle [84]**

$$e_{xa} = \max(5\%L_{Xmax}; e_{xt}) \quad \text{et} \quad e_{ya} = \max(5\%L_{max}; e_{yt})$$

L<sub>imax</sub> : variable pour tout le niveau.

Niveau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	e <sub>xa</sub>	e <sub>ya</sub>
RDC	26.90	18.15	1.35	0.91
1	26.90	18.15	1.35	0.91
2	26.90	18.15	1.35	0.91
3	26.90	18.15	1.35	0.91
4	26.90	18.15	1.35	0.91
5	26.90	18.15	1.35	0.91

Tableau IV.9 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau variante 1 et 2.

## IV.6.Résultats de calcul (ROBOT)

### IV.6.1.Périodes et facteurs de participation modale

#### IV.6.1.1.Périodes et facteurs de participation modale Système portique (variante 1)

<i>Mode</i>	<i>Fréquence [Hz]</i>	<i>Période [sec]</i>	<i>Masse cumulée Ux [%]</i>	<i>Masse cumulée Uy [%]</i>	<i>Nature</i>	<i>Masse modale Ux [%]</i>	<i>Masse modale Uy [%]</i>
<b>1</b>	2.60	<b>0.39</b>	<b>71.32</b>	0.16	<b>Translation</b>	71.32	0.16
<b>2</b>	2.63	0.38	71.49	<b>71.89</b>	<b>Translation</b>	0.17	71.72
<b>3</b>	3.91	0.26	71.54	72.14	<b>Torsion</b>	0.05	0.26
<b>4</b>	9.17	0.11	71.82	88.88	/	0.28	16.73
<b>5</b>	9.31	0.11	89.45	89.15	/	17.63	0.27
<b>6</b>	14.50	0.07	89.47	89.18	/	0.02	0.03
<b>7</b>	18.72	0.05	89.54	94.37	/	0.07	5.19
<b>8</b>	18.99	0.05	<b>94.56</b>	<b>94.45</b>	/	5.03	0.08
<b>9</b>	28.36	0.04	96.77	96.38	/	0.21	1.93

*Tableau IV.10: Périodes et facteurs de participation modale système portique.*

#### IV.6.1.2.Périodes et facteurs de participation modale Système voile (variante 2)

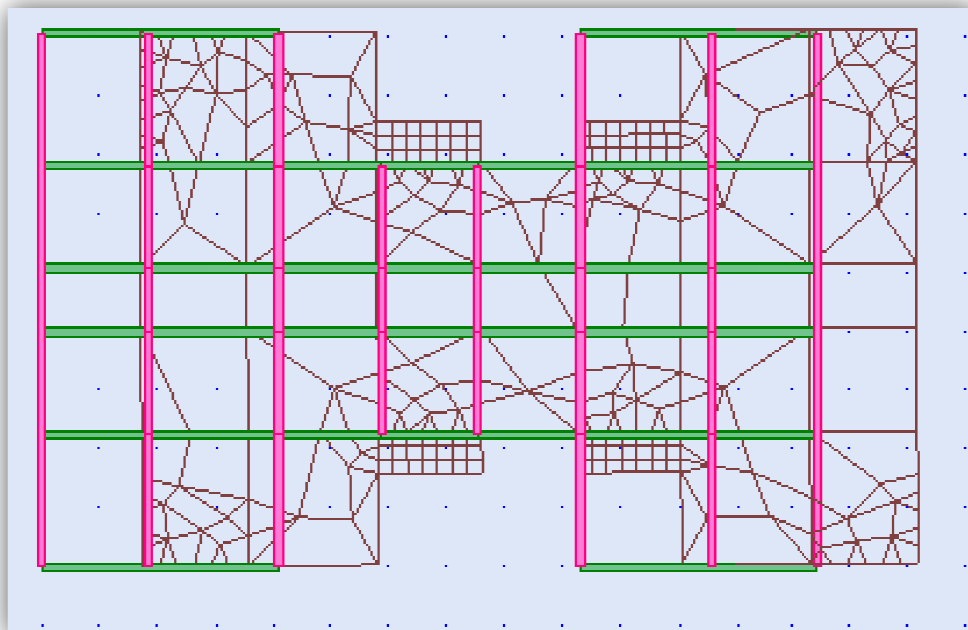
<i>Mode</i>	<i>Fréquence [Hz]</i>	<i>Période [sec]</i>	<i>Masses Cumulées UX [%]</i>	<i>Masses Cumulées UY [%]</i>	<i>Nature</i>	<i>Masse Modale UX [%]</i>	<i>Masse Modale UY [%]</i>
<b>1</b>	7.03	<b>0.14</b>	<b>2.48</b>	69.42	<b>Translation</b>	<b>2.48</b>	<b>69.42</b>
<b>2</b>	7.19	0.14	73.77	<b>72.29</b>	<b>Translation</b>	<b>71.29</b>	<b>2.87</b>
<b>3</b>	8.45	0.12	74.52	73.89	<b>Torsion</b>	0.75	1.60
<b>4</b>	14.87	0.07	74.53	75.00	/	0.00	1.12
<b>5</b>	20.32	0.05	74.53	85.09	/	0.00	10.08
<b>6</b>	22.46	0.04	89.10	84.09	/	14.57	0.00

7	26.25	0.04	89.41	85.84	/	0.31	0.76
8	28.05	0.04	89.46	<b>90.42</b>	/	0.05	4.58
9	29.73	0.03	89.51	90.43	/	0.05	0.01
10	30.41	0.03	89.51	90.43	/	0.00	0.11
11	32.07	0.03	89.51	90.54	/	0.00	0.00
12	32.12	0.03	89.61	90.54	/	0.10	0.00
13	32.43	0.03	89.61	90.54	/	0.00	1.20
14	32.99	0.03	89.63	91.75	/	0.02	0.20
15	33.91	0.03	89.86	91.94	/	0.22	0.07
16	34.06	0.03	<b>91.10</b>	<b>92.02</b>	/	1.24	0.00
17	34.53	0.03	91.10	92.02	/	0.01	0.00
18	34.81	0.03	92.01	92.02	/	0.91	0.00

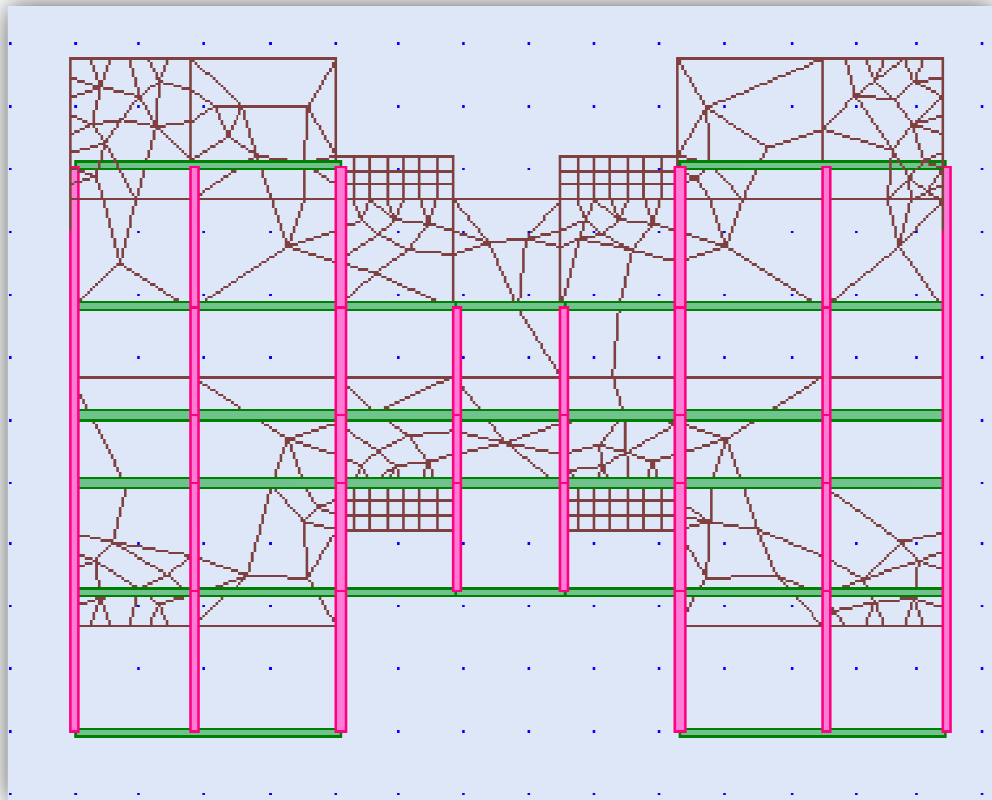
*Tableau IV.11: Périodes et facteurs de participation modale système tunnel.*

## IV.6.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement

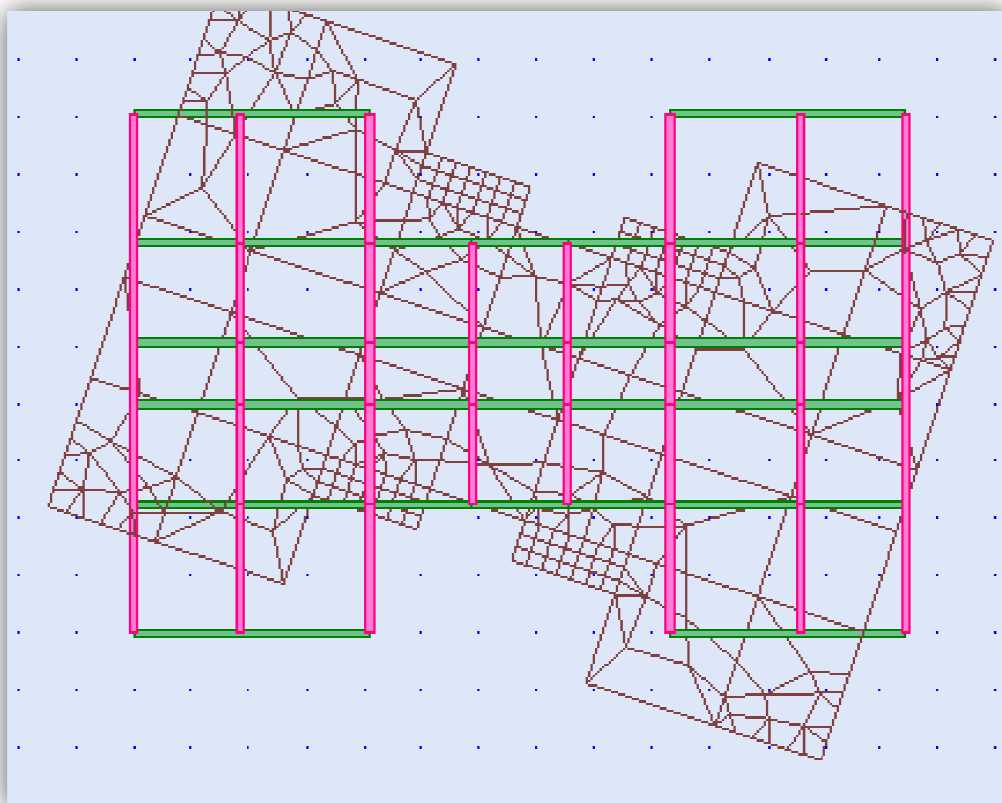
### IV.6.2.1. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement (variante 1)



*Figure IV.8 : MODE 1 système portique.*

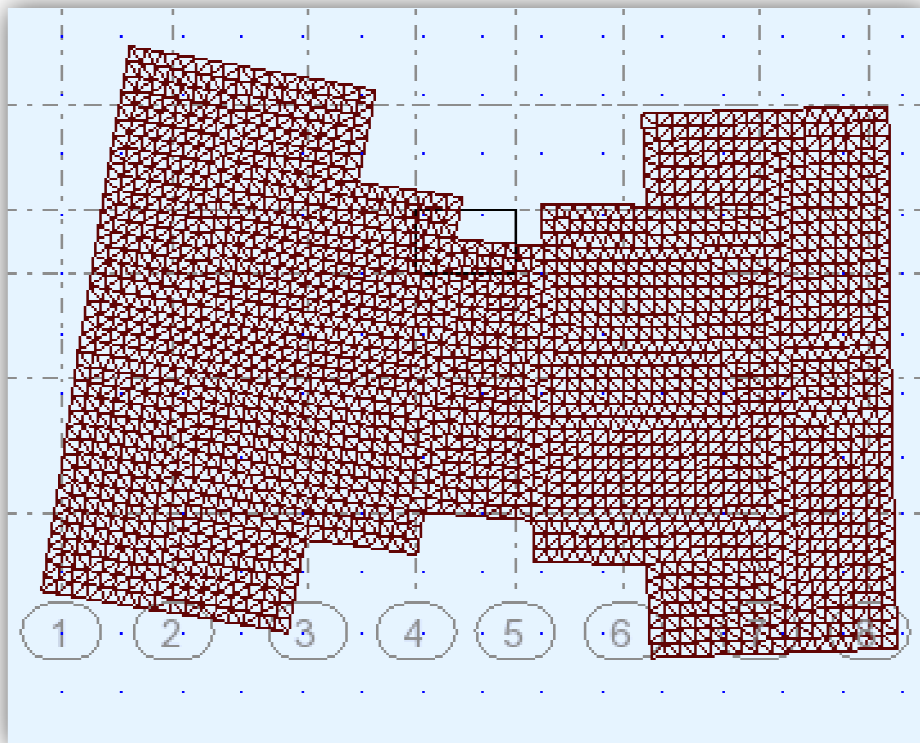


*Figure IV.9 : MODE 2 système portique.*

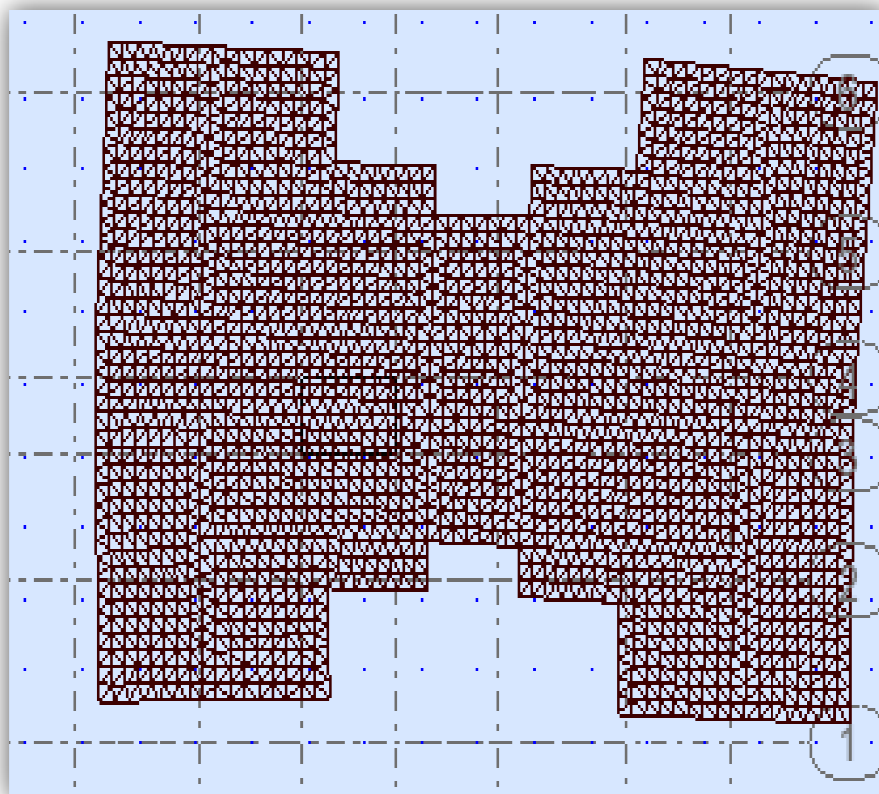


*Figure IV.10 : MODE 3 système portique.*

### IV.6.2.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement (variante 2)



*Figure IV.11 : MODE 1 système tunnel.*



*Figure IV.12 : MODE 2 système tunnel.*

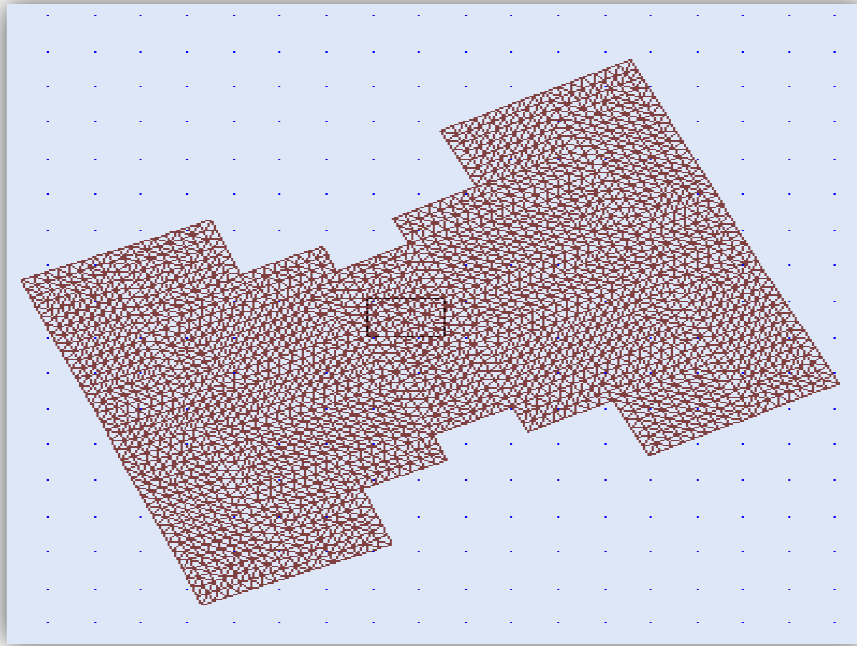


Figure IV.13 : MODE 3 système tunnel

#### IV.7. Distribution verticale de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante [85]

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a:  $T = s < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante [86]

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau j ;

$H_i$  : niveau de plancher ;

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure ;

$W_i$  : poids de l'étage.

**IV.7.1. Distribution verticale de la force sismique système portique**

<i>Niveau</i>	<i>V</i> <i>(KN)</i>	<i>h</i> <i>(m)</i>	<i>W</i> <i>(KN)</i>	<i>W.h</i> <i>(KN.m)</i>	$\Sigma W.h$ <i>(KN.m)</i>	<i>F</i> <i>(KN)</i>
RDC	1147.02	3.4	4154.6070	14125.6638	258996.652	62.56
1 <sup>er</sup> étage		6.46	4025.3778	26003.94059		115.16
2 <sup>ème</sup> étage		9.52	4036.7578	38429.93426		170.19
3 <sup>ème</sup> étage		12.58	3733.6526	46969.34971		208.013
4 <sup>ème</sup> étage		15.64	3733.6526	58394.32666		258.61
5 <sup>ème</sup> étage		18.7	4014.6223	75073.43701		332.48
<b><math>\Sigma F_i = 1147.01</math></b>						

Tableau IV.12 : Les valeurs des efforts de la variante 1.

**IV.7.1. Distribution verticale de la force sismique système voile**

<i>Niveau</i>	<i>V</i> <i>(KN)</i>	<i>h</i> <i>(m)</i>	<i>W</i> <i>(KN)</i>	<i>W.h</i> <i>(KN.m)</i>	$\Sigma W.h$ <i>(KN.m)</i>	<i>F</i> <i>(KN)</i>
RDC	1644.73	3.40	4537.1664	15426.36576	309893.7128	81.87
1 <sup>er</sup> étage		6.46	4418.8244	28545.60562		151.50
2 <sup>ème</sup> étage		9.52	4476.6096	42617.31339		226.19
3 <sup>ème</sup> étage		12.58	4418.8244	55588.81095		295.03
4 <sup>ème</sup> étage		15.64	4418.8244	69110.41362		366.80
5 <sup>ème</sup> étage		18.70	5273.0050	98605.1935		523.34
<b><math>\Sigma F_i = 1644.73</math></b>						

Tableau IV.13 : Les valeurs des efforts variante 2.

**IV.8.Vérification des méthodes**

**IV.8.1.Vérification de la période [87]**

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser  
Celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dynamique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

**IV.8.1.1.Vérification de la période système portique**

- La période donnée par **ROBOT** est :  $T_{\text{ROBOT}} = 0.39s$  ;
- La période de la méthode statique équivalente est :  $T_{\text{MSE}} = 0.32s$ .

$$1.3 \times 0.32 = 0.42s$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.39 < 1.3 \times T_{\text{MSE}} = 0.42s \dots\dots\dots \text{cv}$$

**IV.8.1.2.Vérification de la période système voile**

- La période donnée par **ROBOT** est :  $T_{\text{ROBOT}} = 0.14s$
- La période de la méthode statique équivalente est :  $T_{\text{MSE}} = 0.32s$

$$1.3 \times 0.32 = 0.42s$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.14 < 1.3 \times T_{\text{MSE}} = 0.42s \dots\dots\dots \text{cv}$$

**IV.8.2.Vérification de l'effort tranchant à la base**

**IV.8.2.1.Vérification de l'effort tranchant à la base variante 1**

<i>Sens</i>	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	<i>Observation</i>
<i>x-x</i>	1092.96	1147.02	917.616	<i>Observé</i>
<i>y-y</i>	903.63	1147.02	917.616	<i>Non observé</i>

*Tableau IV.14 : L'effort tranchant à la base variante 1.*

**Selon RPA 99 V2003 l'article (4.3.6 page 50) des résultantes des forces sismique**

L'effort tranchant à la base sens y-y ( $V_{dy} < 0.8V_{st}$ ) : il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse ( forces , déplacements , moments,.....) dans le rapport  $0.8V_{st} / V_{dy}$

$$0.8V_{st} / V_{dy} = 1.01$$

**IV.8.2.2. Vérification de l'effort tranchant à la base variante 2**

<i>Sens</i>	$V_{dy}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	<i>Observation</i>
<i>x-x</i>	1639.61	1644.73	1315.784	<i>Observé</i>
<i>y-y</i>	1573.74	1644.73	1315.784	<i>Observé</i>

*Tableau IV.15 : L'effort tranchant à la base variante 2.*

**IV.9. Calcul des déplacements [88]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  ;

R : Coefficient de comportement ( $R=5$  variante 1) ;

R : Coefficient de comportement ( $R=3.5$  variante 2).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\% h_K$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

**IV.9.1. Calcul des déplacements système portique**

<i>Niveau</i>	<i>Sens x-x</i>					<i>Observation</i>
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	
<i>5<sup>er</sup> étage</i>	1.6	8	1.5	306	0.0049	<i>Observé</i>
<i>4<sup>er</sup> étage</i>	1.3	6.5	1.5	306	0.0049	<i>Observé</i>
<i>3<sup>er</sup> étage</i>	1	5	1.5	306	0.0049	<i>Observé</i>
<i>2<sup>er</sup> étage</i>	0.7	3.5	1.5	306	0.0049	<i>Observé</i>
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	0.4	2	1	306	0.003	<i>Observé</i>
<b>RDC</b>	0.2	1	1	340	0.0029	<i>Observé</i>

*Tableau IV.16 : Vérification des déplacements dans le sans x-x système portique.*

Niveau	Sens y-y					Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	
5 <sup>er</sup> étage	1.2	6	1	306	0.003	Observé
4 <sup>er</sup> étage	1	5	1	306	0.003	Observé
3 <sup>er</sup> étage	0.8	4	1	306	0.003	Observé
2 <sup>er</sup> étage	0.6	3	1.5	306	0.0049	Observé
1 <sup>er</sup> étage	0.3	1.5	1	306	0.003	Observé
RDC	0.1	0.5	0.5	340	0.00147	Observé

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements dans le sens y-y système portique.

#### IV.9.1. Calcul des déplacements système voile

Niveau	Sens x-x					Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	
5 <sup>er</sup> étage	0.20	0.7	0.00	306	0.00	Observé
4 <sup>er</sup> étage	0.20	0.7	0.35	306	0.001	Observé
3 <sup>er</sup> étage	0.10	0.35	0.00	306	0.00	Observé
2 <sup>er</sup> étage	0.10	0.35	0.00	306	0.00	Observé
1 <sup>er</sup> étage	0.10	0.35	0.35	306	0.001	Observé
RDC	0.00	0.00	0.00	340	0.00	Observé

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements dans le sens x-x système tunnel

Niveau	Sens y-y					Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_K$ (cm)	$\Delta_k / h_K$ (%)	
5 <sup>er</sup> étage	0.20	0.7	0.00	306	0.00	Observé
4 <sup>er</sup> étage	0.20	0.7	0.35	306	0.001	Observé

<i>3<sup>er</sup> étage</i>	<i>0.10</i>	<i>0.35</i>	<i>0.00</i>	306	0.00	<i>Observé</i>
<i>2<sup>er</sup> étage</i>	<i>0.10</i>	<i>0.35</i>	<i>0.00</i>	306	0.00	<i>Observé</i>
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	<i>0.10</i>	<i>0.35</i>	<i>0.35</i>	306	0.001	<i>Observé</i>
<b>RDC</b>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	<i>0.00</i>	340	0.00	<i>Observé</i>

*Tableau IV.19 : Vérification des déplacements dans le sens y-y système tunnel.*

#### IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ [89]

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

**Avec :**

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau

«k» :  $P_k = \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i=k, \dots, n$  ;

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

$h_k$  : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Si :

-0.10 <  $\Theta_k$  ≤ 0.20 : Les effets (P-Δ) 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>o</sup> ordre par le facteur 1/ (1-Θ).

-Si 0.20 >  $\Theta_k$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

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

**IV.10.1. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  variante 1**

Niveau	Sens x-x					Observation
	$h_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\Theta_k$	
5 <sup>er</sup> étage	306	4014.6223	1.5	376.63	0.05	Observé
4 <sup>er</sup> étage	306	7748.2749	1.5	573.60	0.07	Observé
3 <sup>er</sup> étage	306	11481.9275	1.5	727.62	0.08	Observé
2 <sup>er</sup> étage	306	15518.6853	1.5	872.00	0.09	Observé
1 <sup>er</sup> étage	306	19544.0623	1	954.83	0.06	Observé
RDC	340	23698.6693	1	1092.96	0.06	Observé

Tableau IV.20 : Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sans x-x système portique.

Niveau	Sens y-y					Observation
	$h_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\Theta_k$	
5 <sup>er</sup> étage	306	4014.6223	1	324.54	0.04	Observé
4 <sup>er</sup> étage	306	7748.2749	1	476.80	0.05	Observé
3 <sup>er</sup> étage	306	11481.9275	1	596.11	0.06	Observé
2 <sup>er</sup> étage	306	15518.6853	1.5	719.54	0.1	Observé
1 <sup>er</sup> étage	306	19544.0623	1	792.63	0.08	Observé
RDC	340	23698.6693	0.5	903.63	0.04	Observé

Tableau IV.21 : Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sans y-y système portique.

**IV.10.2. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  variante 2**

Niveau	Sens x-x					Observation
	$h_K$ (cm)	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$ (cm)	$V_K$ (KN)	$\Theta_k$	
5 <sup>er</sup> étage	306	5273.0050	0.00	565.19	0.00	Observé
4 <sup>er</sup> étage	306	9691.8294	0.35	921.09	0.01	Observé

<i>3<sup>er</sup> étage</i>	306	14110.6538	0.00	1186.61	0.00	Observé
<i>2<sup>er</sup> étage</i>	306	18587.2634	0.00	1399.07	0.00	Observé
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	306	23006.0878	0.35	1559.33	0.02	Observé
<b>RDC</b>	340	27543.2542	0.00	1639.61	0.00	Observé

*Tableau IV.22 : Vérification des effets (P-Δ) sans x-x système tunnel.*

<i>Niveau</i>	<b>Sens y-y</b>					<b>Observation</b>
	<b>h<sub>K</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>P<sub>K</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>Δ<sub>K</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>V<sub>K</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>Θ<sub>k</sub></b>	
<i>5<sup>er</sup> étage</i>	306	5273.0050	0.00	530.07	0.00	Observé
<i>4<sup>er</sup> étage</i>	306	9691.8294	0.35	884.33	0.01	Observé
<i>3<sup>er</sup> étage</i>	306	14110.6538	0.00	1151.23	0.00	Observé
<i>2<sup>er</sup> étage</i>	306	18587.2634	0.00	1358.92	0.00	Observé
<i>1<sup>er</sup> étage</i>	306	23006.0878	0.35	1507.19	0.02	Observé
<b>RDC</b>	340	27543.2542	0.00	1573.74	0.00	Observé

*Tableau IV.23 : Vérification des effets (P-Δ) sans x-x système tunnel.*

#### IV.11.Vérification au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un

Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant / moment de renversement ≥ 1.5**

##### IV.11.1.Vérification au renversement système portique

- *Sans X-X :*

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{322301.9025}{15455.68634} = 20.85 > 1.5 \dots\dots cv$$

- **Sans Y-Y :**

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{219923.6511}{15455.68634} = 14.23 \geq 1.5 \dots\dots CV$$

#### IV.11.2.Vérification au renversement système voile

- **Sans X-X :**

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{374588.2571}{22645.06} = 16.54 > 1.5 \dots\dots cv$$

- **Sans Y-Y :**

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{255601.399}{22645.06} = 11.29 \geq 1.5 \dots\dots cv$$

## IV.12. Conclusion

Le choix de la disposition des voiles pour le système portique pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences dans les deux systèmes, selon le RPA99/2003 à savoir :

- la vérification de la période ;
- la vérification de la résultante des forces sismiques ;
- justification vis-à-vis les déformations et effet (P- $\Delta$ ) ;
- Vérification au renversement ;
- Calcul des déplacements.

# **Chapitre V**

## **Etude Des Eléments Principaux**

## Chapitre V

### Etudes Des Eléments Principaux

#### V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

#### V.2.Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Autodesk Robot Structural Analysis 2014** ", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$-GQEx : G + Q \mp Ex ;$$

$$-GQEy: G + Q \mp Ey;$$

$$-0.8GEx: 0,8G \mp Ex;$$

$$-0.8GEy: 0,8G \mp Ey ;$$

$$-ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$-ELS : G + Q.$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×40) ;
- ✓ Poutres secondaires (30× 35).

#### V .2.1.Recommandation du RPA99/2003

- ✓ **Armatures longitudinales [90]**
  - Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section.  $A_{tmin} = 0,005 \cdot S \cdot b$  ;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante ;
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone I.
- ✓ **Armatures transversales [91]**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre ;

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$  en zone nodale ;
- $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre.

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues [92]}$$

### V .2.2.Sollicitations de calculs

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	$M_{max} [kN.m]$	63.56	53.17	29.57	28.56
	ELS	$M_{max} [kN.m]$	45.43	37.86	21.14	20.35

	<i>Accidentelle</i>	$M_{max} [KN.m]$	<b>52.01</b>	<b>37.15</b>	<b>30.63</b>	<b>20.02</b>
	<i>Effort tranchant T [kN]</i>		<b>71.13</b>		<b>63.69</b>	
<b>terrasse</b>	<i>ELU</i>	$M_{max} [kN.m]$	<b>50.74</b>	<b>52.32</b>	<b>26.77</b>	<b>28.59</b>
	<i>ELS</i>	$M_{max} [kN.m]$	<b>36.83</b>	<b>38.12</b>	<b>19.53</b>	<b>20.81</b>
	<i>Accidentelle</i>	$M_{max} [KN.m]$	<b>41.03</b>	<b>37.38</b>	<b>23.71</b>	<b>19.97</b>
	<i>Effort tranchant T [kN]</i>		<b>63.32</b>		<b>39.96</b>	

*Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.*

### V.2.3.Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales**

Suivant le RPA

$$\text{-Poutres principales : } A'_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutres secondaires : } A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 37.5 = 1.36 \text{ cm}^2$$

-Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32.5 = 1.18 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée:**

- **ELU**

$$M_{u,t} = 52.32 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{52.32 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (37.5)^2} = 0.087$$

$$\mu = 0.087 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.145$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.942$$

$$A'_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{52.32 \times 10^3}{348 \times 0.942 \times 37.5} = 4.26 \text{ cm}^2$$

- **ELA**

$$M_{acc,t} = 37.38 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{37.38 \cdot 10^3}{18.5 \times 30 \times (375)^2} = 0.062$$

$$\mu = 0.062 < \mu_L = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{37.38 \times 10^3}{400 \times 0.968 \times 37.5} = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 6.00 \text{ cm}^2$$

On adopter:  $A_{st} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

✓ **Sur appuis**

▪ **ELU**

$$M_{u.t} = 50.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{50.74 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (37.5)^2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.111$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.956$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{50.74 \times 10^3}{348 \times 0.956 \times 37.5} = 4.07 \text{ cm}^2$$

▪ **ELA**

$$M_{acc.t} = 41.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{41.03 \times 10^3}{18.5 \times 30 \times (37.5)^2} = 0.053$$

$$\mu = 0.053 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.974$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{41.03 \times 10^3}{400 \times 0.974 \times 37.5} = 2.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{acc} ; A_{min}) = 6 \text{ cm}^2$$

On adopter:  $A_t = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

▪ **ELS**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- - la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	$\alpha$	$M_u$	$M_{ser}$	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Travée</b>	0.144	52.32	38.12	1.37	0.435	CV
<b>Appui</b>	0.111	50.74	36.83	1.38	0.44	CV

Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 63.32 + \frac{50.74}{33.75} \right) = 0.18 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

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

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{63.32 \times 1000}{300 \times 375} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

**-Section et écartement des armatures transversales  $A_t$**

✓ **Diamètre des armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400

$$4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espace des armatures transversales**

\* **Zone nodale** :  $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

\* **Zone courante** :  $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 20 \text{ cm}$

**Donc**

-  $\delta_t = 20 \text{ cm}$  en zone courante ;

-  $\delta_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

- **Vérification des armatures transversales**

\* **Zone nodale**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

\* **Zone courante**

$$A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 20 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40\phi$  en zone I

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$  on adopte  **$L_r = 50 \text{ cm}$**

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$  on adopte  **$L_r = 50 \text{ cm}$**

**Remarque**

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

**Tableau Récapitulatif**

## ➤ ELU

Type des poutres		$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]		$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]		Barres choisies		$A_{cor}$ [cm <sup>2</sup> ]		$L_r$ cm
		BAEL	RPA	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	1.36	6.00	4.26	4.3	6.00	6.00	6HA12	6HA12	6.79	6.79	50
	Appui	1.36	6.00	4.07	5.2	6.00	6.00	6HA12	6HA12	6.79	6.79	50
Poutres secondaires	Travée	1.18	5.25	2.61	2.59	5.25	6.00	5HA12	5HA12	5.65	5.65	50
	Appui	1.18	5.25	2.44	2.7	5.25	6.00	5HA12	5HA12	5.65	5.65	50

Tableau V. 3: Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		$\alpha$		$M_u$		$M_{ser}$		$\bar{\alpha}$		Condition
		Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	0.144	0.154	52.32	53.17	38.12	37.86	0.435	0.450	CV
	Appui	0.111	0.140	50.74	63.56	36.83	45.43	0.440	0.450	CV
Poutres secondaires	Travée	0.081	0.081	28.59	28.56	20.81	20.35	0.445	0.450	CV
	Appui	0.076	0.035	26.77	29.57	19.53	21.14	0.435	0.450	CV

Tableau V. 4: Récapitulatif de vérification à ELS.

V.2.4.Schéma de ferrailage structure (Terrasse& Etage)

– Poutres Principales

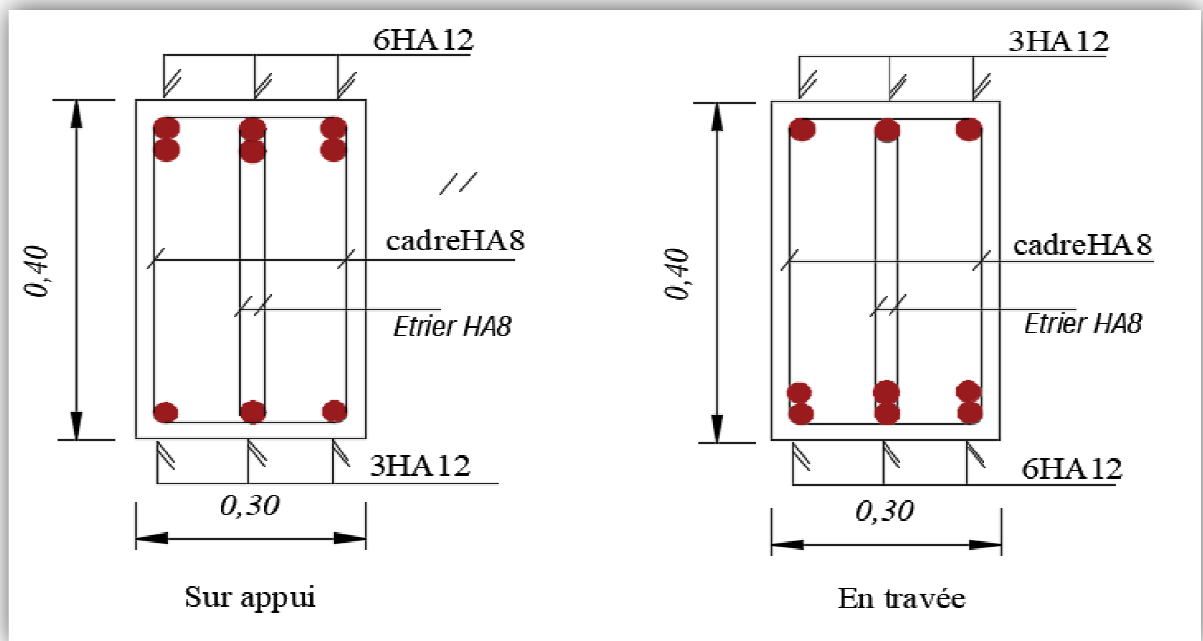


Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale.

– Poutres secondaires

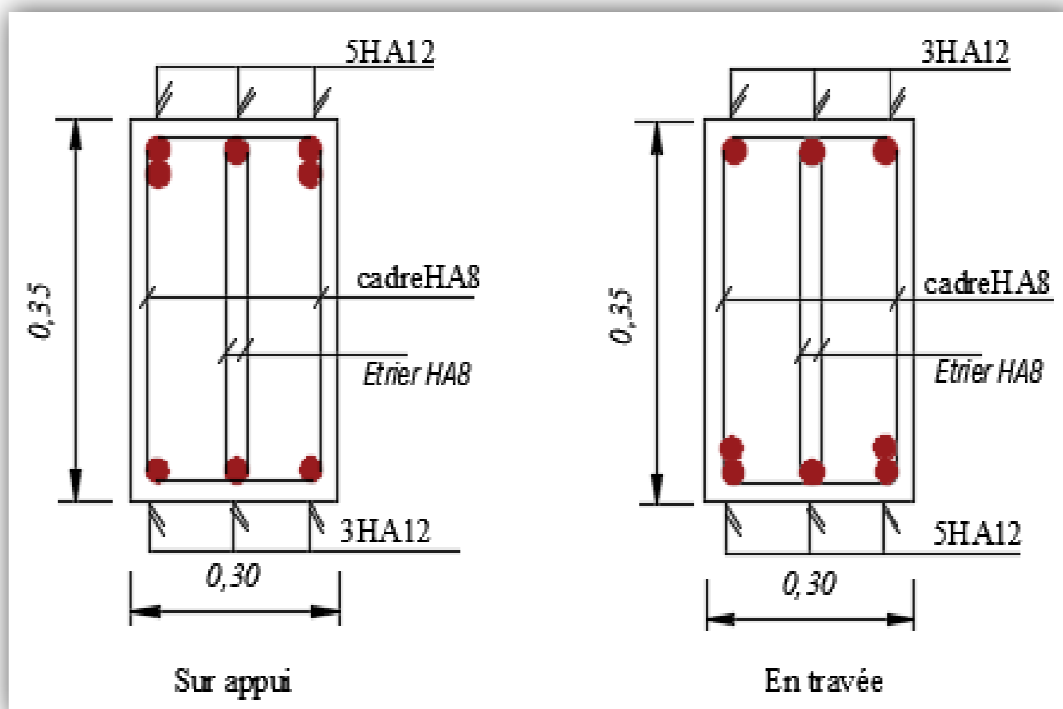


Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.

### V.3.Etude des poteaux

#### V.3.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

#### V.3.2.Aspect réglementaire

##### • Les combinaisons accidentelles

Suivant le RPA :

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

E.L.A

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

##### • Les combinaisons fondamentales

Suivant le BAEL

E.L.U :  $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S :  $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1<sup>ère</sup> cas :  $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$  ;
- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 4<sup>ème</sup> cas :  $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$ .

▪ **Armatures longitudinales [93]**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

\* Armatures minimales : 0.7% en zone I ;

\* Armatures maximales :  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

\* Longueur de recouvrement est de  $40\phi$  en zone I ;

\* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

▪ **Armatures transversales [94]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec

- $V_u$  : effort tranchant de calcul;

- $h_L$  : hauteur totale de la section brute;

- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- $P_a$  : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux - dans la direction considérée  $P_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,75 dans le cas contraire.

-  $\delta_t$  : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(0 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L_{min}}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

\* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$  En % et est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5$ : 0.3%

- Si  $\lambda_g \leq 3$ : 0.8%

- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limitent précédentes

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

**h** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \cdot \phi_t$  minimum.

### V.3.3. Les sollicitations

#### ✓ Poteaux (50×50)

<b>CAS</b>	<b>efforts</b>	<b>ELU</b>	<b>ELA</b>	<b>ELS</b>
<b>Cas 1</b>	$N_{max}$ [KN]	1245.24	911.94	896.94
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	4.24	3.52	3.03
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	2.96	15.14	2.14
<b>Cas 2</b>	$M_{Zmax}$ [KN.m]	40.19	49.40	28.66
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	19.08	10.50	13.80
	$N_{cor}$ [KN]	281.29	547.67	204.27
	$M_{Ymax}$ [KN.m]	33.28	47.85	23.82

<b>Cas 3</b>	$M_{Zcor}$ [KN.m]	21.14	26.37	15.71
	$N_{cor}$ [KN]	497.70	385.59	359.47
<b>Cas 4</b>	$N_{min}$ [KN]	188.53	199.48	137.54
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	1.45	0.84	1.05
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	2.16	0.59	1.55

Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux (50\*50).

## ✓ Poteaux (40×40)

<b>CAS</b>	<b>efforts</b>	<b>ELU</b>	<b>ELA</b>	<b>ELS</b>
<b>Cas 1</b>	$N_{max}$ [KN]	590.34	433.73	426.34
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	8.96	7.18	6.39
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	5.50	11.08	3.99
<b>Cas 2</b>	$M_{Zmax}$ [KN.m]	49.82	40.34	36.15
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	23.85	15.02	17.35
	$N_{cor}$ [KN]	61.03	51.94	44.99
<b>Cas 3</b>	$M_{Ymax}$ [KN.m]	31.17	36.93	22.64
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	41.79	33.80	30.34
	$N_{cor}$ [KN]	64.25	61.78	47.41
<b>Cas 4</b>	$N_{min}$ [KN]	1.47	2.98	1.06
	$M_{Zcor}$ [KN.m]	1.89	0.47	1.37
	$M_{Ycor}$ [KN.m]	5.42	3.53	3.95

Tableau V.6 : Sollicitations des poteaux (40\*40).

## V.3.4.Exemple de calcul

## ✓ Etat Limite De Stabilité De Forme

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_a + e_2$ .

**Avec**

$e_1$  : excentricité du premier ordre ;

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

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

$l_f$  : longueur de flambement du poteau;

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement;

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1;

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

**1<sup>er</sup> cas: 1,35G+1,5Q**

$$N_{max} = 1245.24 \text{ KN}; M_{corr} = 4.24 \text{ KN.m}; M_{ser} = 3.03 \text{ KN.m}$$

**\* Calcul de L'excentricité**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{4.24}{1245.24} = 0.003 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{340}{250}\right) = \max(2, 1.36)$$

$$e_a = 2\text{cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{4.24}{1.5 \times 3.03}\right)$$

$$\alpha = 0.67;$$

$$\phi=2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,40)^2}{10000 \times 0,4} (2 + 0,67 \times 2)$$

$$e_2 = 0,014$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,037m$$

\* **Calcul de coefficient de remplissage  $\Psi$**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1245,24 \times 10^3}{500 \times 500 \times 14,2} = 0,35$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0,81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

\* **Calcul l'excentricité critique relative  $\zeta$  :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,35}}{20,76} = 0,153$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,153 \times 0,50 = 0,076$$

$$e = 0,037m < e_{Nc} = 0,076 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$e < e_{Nc}$  : Section entièrement comprimée.

$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2$  x périmètre de la section.

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0,50 + 0,50) \times 2] = 8\text{cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

• **Condition de non fragilité**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b.h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{50 \times 50}{1000}; 50 \times 50 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 2,5\text{cm}^2; 13,13\text{cm}^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 13,13\text{cm}^2$$

Suivant le RPA :

• **Armatures maximales**

\* **en zone courante**

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b.h$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$$

**\* en zone de recouvrement**

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ .

**• Armatures minimales**

$$A_{\min} = 0,7\% \times (b \cdot h) = 0,007 \times 50 \times 50 = 17,5 \text{ cm}^2$$

**\* Choix des armatures**

$$A_s \geq A_{s\min} = 17,5 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 12HA14 = 18,47 \text{ cm}^2$

**• Vérification vis -à vis de l'état limite de service**

**– Contrainte maximale de compression de béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,003 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 50 \times 50 + 15 \times 18,47 \Rightarrow S = 2777,05 \text{ Cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -2,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 647097,04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 3,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 3,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max} (\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 3,40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

**$V_1 = 25 \text{ cm}$**

$V_2 = h - v_1$

**$V_2 = 25 \text{ cm}$**

$$\sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 55.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 52.05 \text{ MPa}$$

$\text{Max} (\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 55.65 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$

– **Calcul des armatures transversales**

$L_f = 0,7 \times 3,4 = 2.38 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{238}{50} = 4.76 < 5$$

donc :  $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm})$$

$\phi_L^{\min} = 12 \text{ mm}$

$t \leq \min(18; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$

$t \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

– Suivant le RPA :

**\* Zone nodale**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm})$$

$\phi_L^{\min} = 12 \text{ mm}$

$t \leq \min(12; 15 \text{ cm})$

$t \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

**\* Zone courante**

$t' \leq 15\phi_L^{\min}$

$t' \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

– **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,3 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

– **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 56.87 \times 0,1}{50 \times 400} \times 10^{-2} = 0,011 \text{ cm}^2$$

– **Armatures transversales minimales**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{340}{50} = 6.8 > 5$$

On a :  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b_1$

$$A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8H\text{A}8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de 10φ<sub>t</sub>

**V.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux**

✓ **Poteaux (50\*50)**

<i>CAS</i>	<i>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>min RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Choix</i>	<i>A<sub>adopté</sub></i>	<i>Longueur de Rec (cm)</i>
<b>CAS1</b>	8	17.5	<b>12HA14</b>	18.47	<i>HA14 : (60 cm)</i>
<b>CAS2</b>	0	17.5	<b>12HA14</b>	18.47	<i>HA14 : (60 cm)</i>
<b>CAS3</b>	0	17.5	<b>12HA14</b>	18.47	<i>HA14 : (60 cm)</i>
<b>CAS4</b>	8	17.5	<b>12HA14</b>	18.47	<i>HA14 : (60 cm)</i>

*Tableau V.7 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (50\*50).*

– Vérification à l'ELS

<i>Cas</i>	<i>N ser</i>	<i>M ser</i>	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
<i>1</i>	896.94	3.03	3.40	15	55.65	201.66
<i>2</i>	204.27	13.80	1.67	15	20.30	201.66
<i>3</i>	359.47	23.82	2.68	15	35.40	201.66
<i>4</i>	137.54	1.55	0.69	15	9.15	201.66

*Tableau V.8 : Vérification des contraintes des poteaux (50\*50).*

✓ Poteaux (40\*40)

<i>CAS</i>	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ RPA (cm <sup>2</sup> )	<i>Choix</i>	$A_{adopté}$	<i>Longueur de Rec</i> (cm)
<i>CAS1</i>	6.4	11.2	<b>8HA14</b>	12.32	HA14 : (60 cm)
<i>CAS2</i>	3.12	11.2	<b>8HA14</b>	12.32	HA14 : (60 cm)
<i>CAS3</i>	1.55	11.2	<b>8HA14</b>	12.32	HA14 : (60 cm)
<i>CAS4</i>	0.40	11.2	<b>8HA14</b>	12.32	HA14 : (60 cm)

*Tableau V.9 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (40\*40).*

– Vérification à l'ELS

<i>Cas</i>	<i>N ser</i>	<i>M ser</i>	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
<i>1</i>	426.34	6.39	3.38	15	47.16	201.66
<i>2</i>	44.99	17.35	1.73	15	23.87	201.66
<i>3</i>	47.41	22.64	2.11	15	34.52	201.66
<i>4</i>	1.06	3.95	0.34	15	4.45	201.66

*Tableau V.10 : Vérification des contraintes des poteaux (40\*40).*

**Vérification de l'effort tranchant**

✓ **Poteaux (50\*50)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{56.87}{0,5 \times 0,475} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **Vérification de l'effort normal**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{896.94}{2500 \times 25} = 0.14 \leq 0,30$$

✓ **Poteaux (40\*40)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21.13}{0,4 \times 0,37} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **Vérification de l'effort normal**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{426.34}{1600 \times 25} = 0.10 \leq 0,30$$

### V.3.5.Schéma de ferrailage

✓ Poteaux (50\*50)

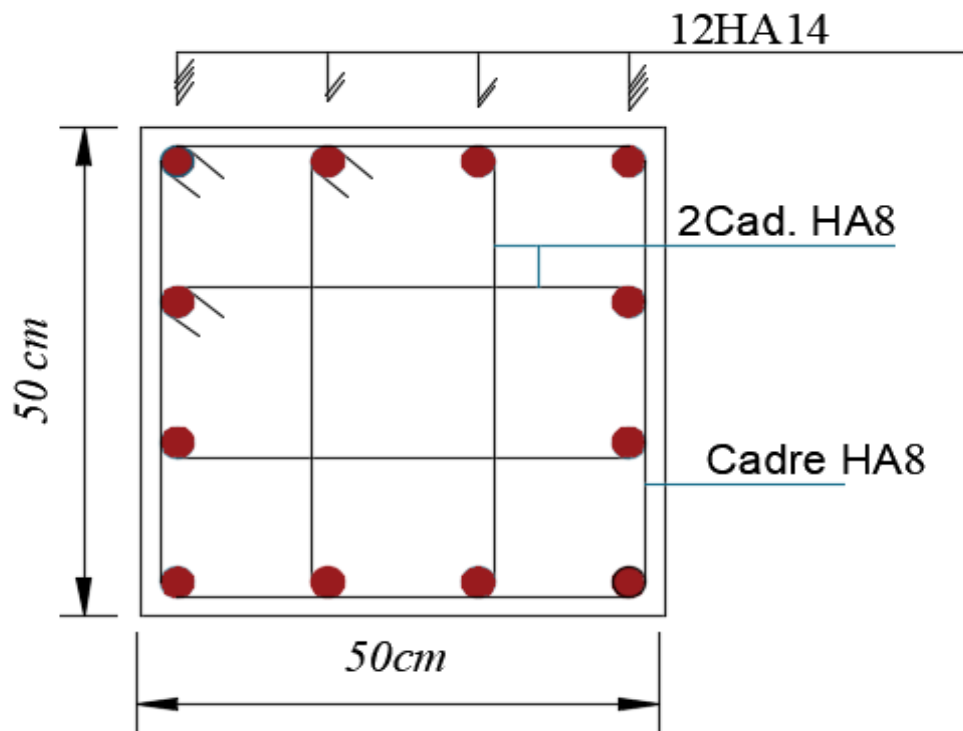


Figure V. 3 : Ferrailage des poteaux (50\*50).

✓ Poteaux (40\*40)

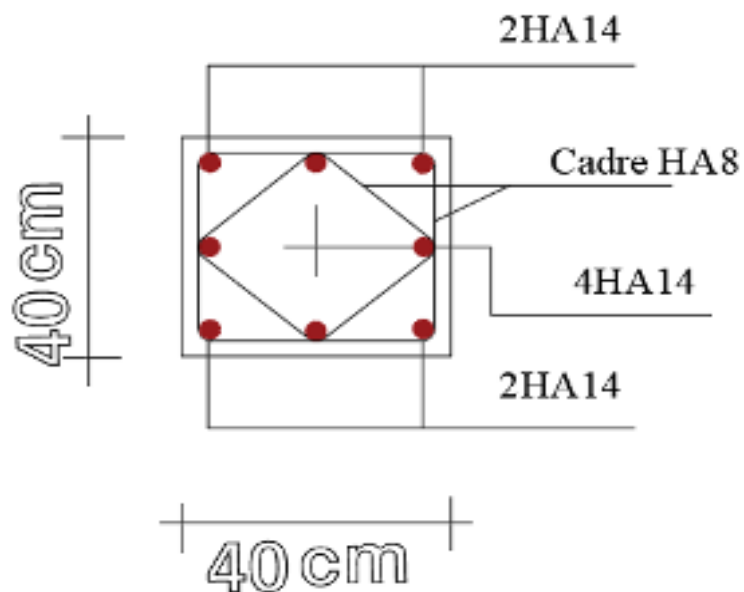


Figure V. 4 : Ferrailage des poteaux (40\*40).

## V.4.Les voiles

### V.4.1.Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### V.4.2.Recommandation du RPA99/2003

#### a. Armatures verticales [98]

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

$l_t$  : Longueur de la zone tendue;

$e$ : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement :  $S_t < e$  ( $e$ : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### **b. Les armatures horizontales [99]**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_i$ .

#### **c. Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

#### **d. Les armatures de coutures**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1V/f_e$$

#### **e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) [100]**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{min} = 0.15\%(b \times h)$  → Globalement dans la section du voile ;

$A_{min} = 0.10\%(b \times h)$  → En zone courante.

#### **❖ L'espacement**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

#### **❖ Longueurs de recouvrement**

- $40\phi$ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible ;
- $20\phi$ : Pour les barres situées dans.

### V.4.3. Les sollicitations

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- Cas 1 : N min – M correspondant;
  - Cas 2 : N max – M correspondant;
  - Cas 3 : M max – N correspondant.
- ✓ **Système portique (variante 1)**

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	857.09	473.81	16.42	21.96	473.81	857.09	
Sens Y-Y							
V	893.06	9.46	24.88	24.77	413.31	873.12	244.24

*Tableau. V. 11 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.*

- ✓ **Système voile (variante 2)**

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	1860.66	162.94	0.92	61.11	773.61	1310.76	
Sens Y-Y							
Voile	951.45	21.98	2.08	34.89	120.15	660.32	122.83

*Tableau. V. 13 : Sollicitations maximales de calcul des voiles sans ouvertures dans les deux sens.*

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	voile	2037.16	1005.03	19.37	1.36	1005.03	
Sens Y-Y							
Voile	1805.08	1073.24	2.02	19.95	1073.24	1805.08	190.95

*Tableau. V. 14 : Sollicitations maximales de calcul des voiles avec ouvertures dans les deux sens.*

**V.4. 4.Exemple de calcul d'un voile plein variante 1 (15cm)**

$$M = 473.81 \text{ KN.m}$$

$$N = 857.09 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 3^3}{12} = 0.34 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.15 \times 3 = 0.45 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 \text{ m}$$

**Avec:**

I: Inertie du voile;

$\Omega$  : Surface en plan du voile ;

$v$  : La position de l'axe neutre.

- **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 3994.98 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_2 = -185.69 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de  $L'$

$$L_C = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.78 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_C = 3 - 2.78 = 0.13 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{3}{2}, \frac{2 \times 2.78}{3} \right) = 1.5 \text{ m}$$

soit :  $d = 1.5 \text{ m}$

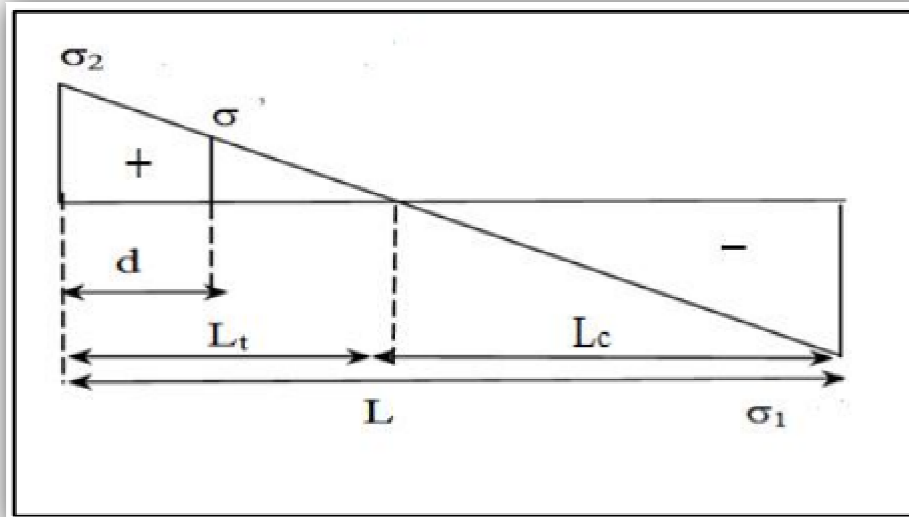


Figure V. 5 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

$L < d \Rightarrow$  on utilise la longueur de la partie tendue ( $L_t$ ) pour le calcul de ferrailage.

de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 24.51 \text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 0.09 \text{ cm}^2$$

**Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)**

$$L = 13 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 15 \times 13 = 0.39 \text{ cm}^2$$

Donc on prend dans la zone tendue :  $A = \max (A_s ; A_{\min} ) = \max(0.09 ; 0.39)$

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

**Globalement dans la section du voile**

$$A_s \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 15 \times 300 = 6.75 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante**

$$h' = h - 2L_t = 3.00 - 2 \times 0.13 = 2.8 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% \times e \times h' = 0.0010 \times 15 \times 280 = 4.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 300 - (2 \times 30) = 240 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2 / S_t = 240 / 20 = 12$$

On prend : N (espacements) = 12

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 12 + 1 = 13$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t/2=10 \text{ cm}$$

$$L_1=L/10=30\text{cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1/S_t= 3$$

On prend : N (espacements) = 3

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 3 + 1 = 4$$

✓ **Le diamètre**

$$\emptyset \leq a/10 = 15\text{mm}$$

On adopte :  $\emptyset=12\text{mm}$

✓ **Zone courante**

$$A_s = 13HA 12 = 14.70 \text{ cm}^2$$

**La zone d'about**

$$A_s = 4 HA 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 4.52 + 14.70 = 23.74\text{cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 23.74 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} (\text{globale}) = 6.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

✓ **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = \mathbf{5MPa}$$

Avec :

$$\tau = 0.09\mathbf{MPa} < 5\mathbf{MPa}. (\text{Pas de risque de cisaillement})$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ ,  $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$  donc :  $S_t = 20\text{cm}$

$A_t \geq 0.08 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures**

On adopte :  $= 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **Vérification de l'espacement**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

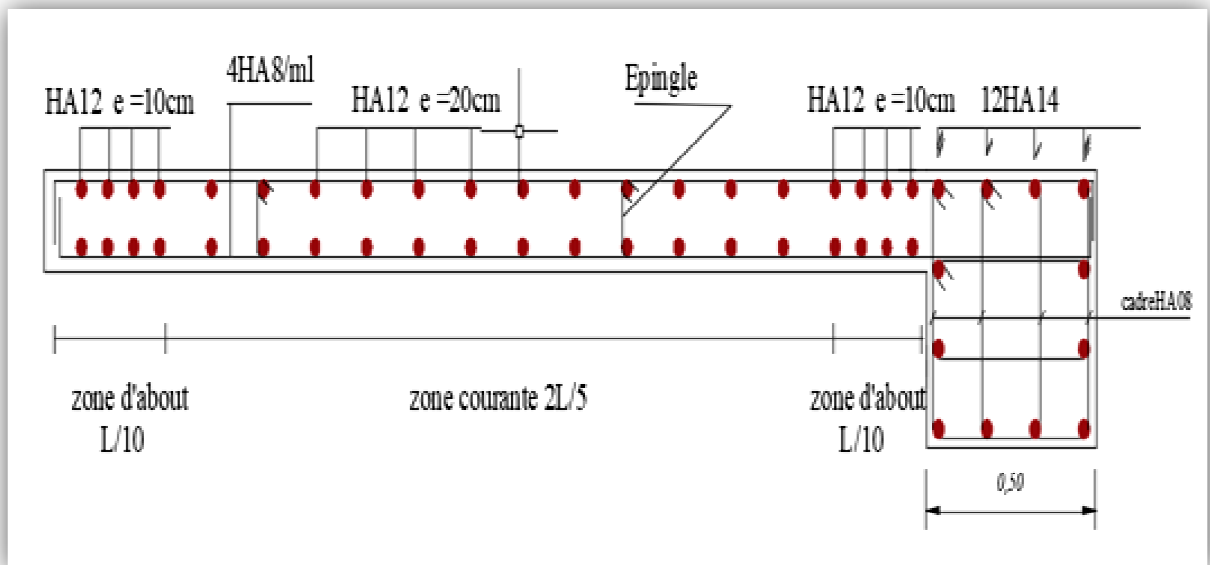
• **Le pourcentage minimum d'armatures**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t.min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 0.75 \text{ cm}^2$$

**V.4.5. Schéma de ferrailage système portique**



**Figure V.6:** Schéma de ferrailage du voile.

### V.4 6.Exemple de calcul d'un voile avec ouvertures variante 2

Ferrailage des trumeaux : Panneau numéro 47

$$M = 1174.76 \text{ KN.m}$$

$$N = 2037.16 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 6.7^3}{12} = 3.56 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.15 \times 6.7 = 1.01 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{6.7}{2} = 3.35 \text{ m}$$

- Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 3122.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 911.53 \text{ KN/m}^2$$

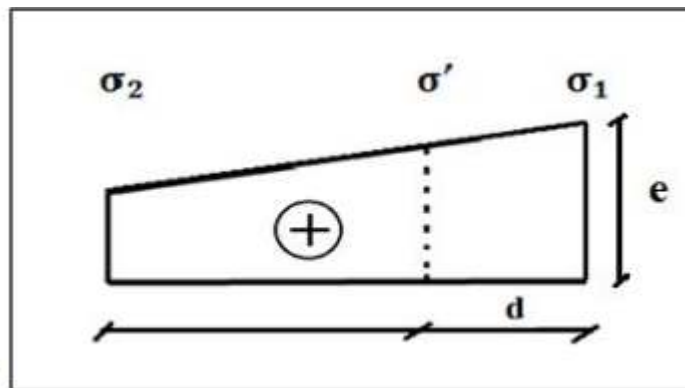


Figure V. 7 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0$  → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times a \times L = 0.002 \times 15 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur  $d$  est tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right) = 1.70$$

On adopte :  $d=1.5m$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L_C$  : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on a :

✓ **La section globale**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 15 \times 670 = 15.08 \text{cm}^2$$

✓ **En zone courante**

$$0.10\% \times e \times L = 0.001 \times 15 \times 670 = 10.05 \text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 20 \text{cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$L_2 = L - 2L_1 = 670 - (2 \times 67) = 536 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2/S_t = 536/20 = 26.8$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 27$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 27 + 1 = 28$$

✓ **La zone d'about**

$$S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 67 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1/S_t = 6.7$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 7$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 7 + 1 = 8$$

✓ **Le diamètre**

$$\varnothing \leq a/10 = 15\text{mm}$$

On adopte :  $\varnothing = 12\text{mm}$

✓ **Zone courante**

$$A_s = 28\text{HA } 12 = 31.64 \text{ cm}^2$$

**La zone d'about**

$$A_s = 8 \text{ HA } 12 = 9.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 9.04 + 31.64 = 49.72$$

$$A_{s,\text{tot}} = 49.72 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} (\text{globale}) = 15.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = \mathbf{5\text{MPa}}$$

Avec :

$$\tau = 0.03\mathbf{MPa} < 5\text{MPa}. \text{ (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30\text{cm}) \text{ donc } : S_t = \mathbf{20\text{cm}}$$

$$A_t \geq \mathbf{0.05 \text{ cm}^2}$$

• **Choix des armatures**

$$\text{On adopte } : = \mathbf{4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2}$$

Soit :  $S_t = \mathbf{25 \text{ cm}}$ .

• **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t,min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 0.75cm^2$$

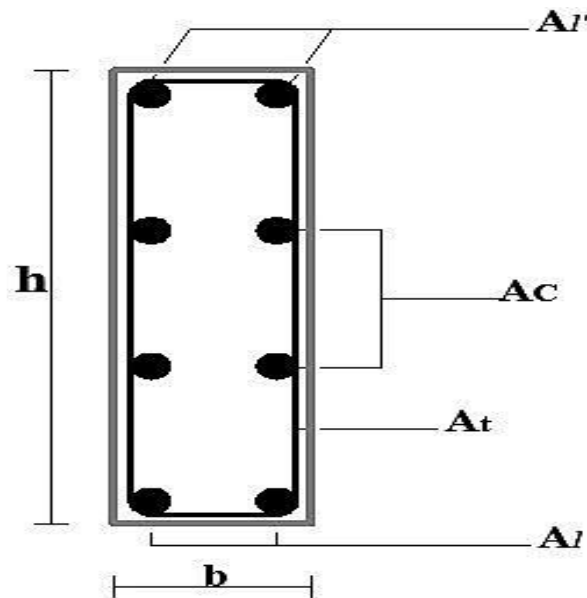
- **Ferrailage des linteaux**

Pour le calcul, il faut traiter les linteaux comme des poutres soumises à la flexion simple (avec les efforts M, V). Après une vérification des contraintes limites de cisaillement ( $v_b$ ) dans linteaux, le ferrailage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du **RPA99/2003** qui préconise deux ca.

- **1<sup>er</sup> cas :  $v_b \leq 0,06 f_{C28}$  (article 7.7.3.1 du RPA99/2003)**

On dispose alors le ferrailage suivant :

- Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ );
- Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ ).



*Figure V. 8 : Ferrailage Linteau du 1<sup>er</sup> cas.*

- 2<sup>ème</sup> cas  $v_b > 0,06 f_{C28}$  (article 7.7.3.2 du RPA99/2003)

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ) à disposer obligatoirement.

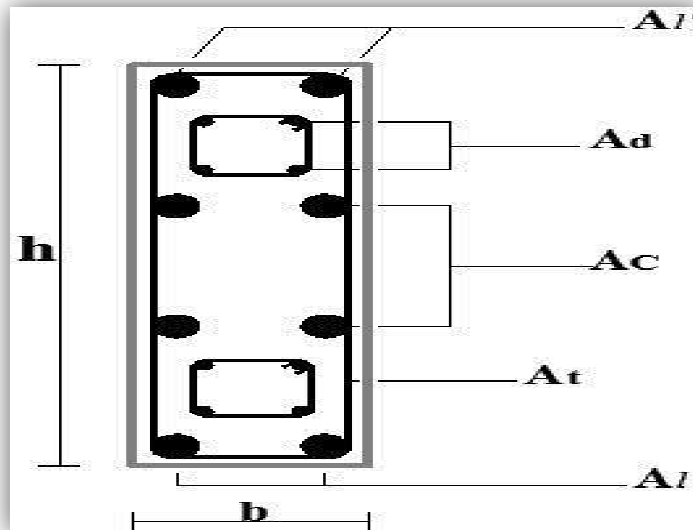


Figure V. 9 : ferrailage Linteau du 1<sup>er</sup> cas.

- Détermination des armatures
- Vérification de l'effort tranchant :  $V = 206.11 \text{ KN}$

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec

$$b_0 = 15 \text{ cm}, d = 90 \text{ cm}$$

$$\tau = 2.14 < 5 \text{ MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

$$\tau = 2.14 \text{ MPa} > 0,06 f_{C28} = 1,5 \text{ MPa} \implies \tau \geq 0,06 f_{C28} \text{ (2<sup>ème</sup> cas)}$$

- Calcul des armatures longitudinales ( $A_l$ )

$$A_l, A_l' \geq 0.0015 \times 15 \times 100$$

$$A_l, A_l' \geq 2.25 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales ( $A_t$ )

$$A_t \geq 0,0025 \times 15 \times 15$$

$$A_t \geq 0,56 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures de peau ( $A_C$ )

$$A_c \geq 0.002 \times 15 \times 100$$

$$A_c \geq 3 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures diagonales ( $A_D$ )

$$A_D \geq 0,0015 \times 15 \times 100$$

$$A_D \geq 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \text{Max} (A_D (\text{Cal}); A_D (\text{RPA}))$$

$$A_{D \text{ cal}} = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \quad \text{avec} \quad \text{Tng } \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{100-(2 \times 6)}{120} = 0.73$$

$$\sin \alpha = 0.59$$

$$A_{D \text{ cal}} = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \max (1.58, 4.43) \rightarrow A_D = 4.43 \text{ cm}^2$$

#### Choix de ferrailage

$$\left. \begin{aligned} (A_1 ; A_1')_{(\text{Calculer})} &= 4\text{HA}12 \\ A_t_{(\text{Calculer})} &= 4\text{HA}8 \\ A_C_{(\text{Calculer})} &= 4\text{HA}10 \\ A_D_{(\text{Calculer})} &= 8\text{HA}8 \end{aligned} \right\}$$

#### V.4.8. Schéma de ferrailage système voile

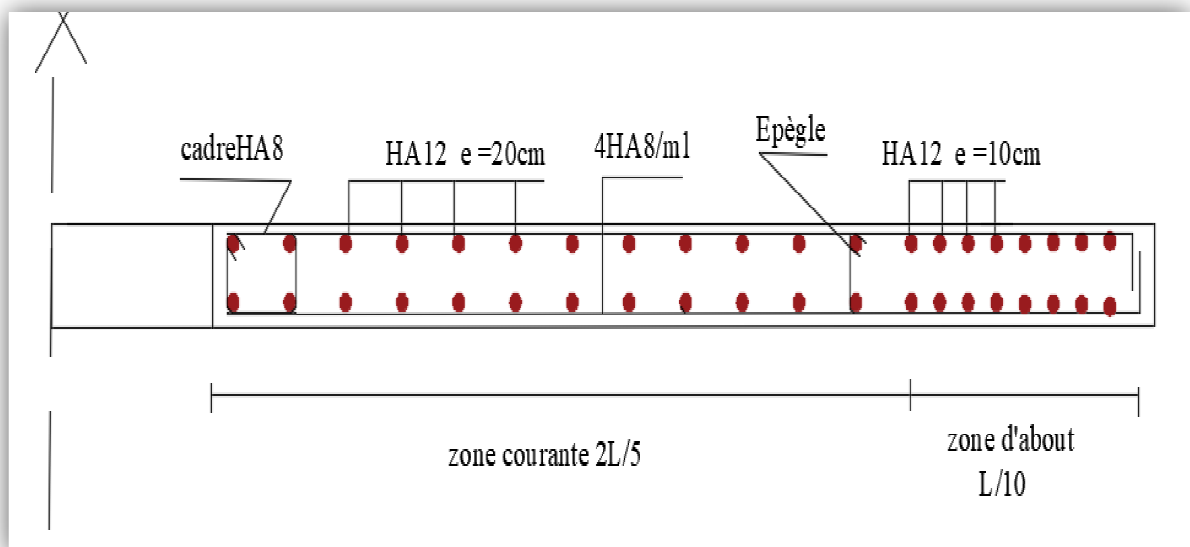


Figure V.10: Schéma de ferrailage du trumeau.

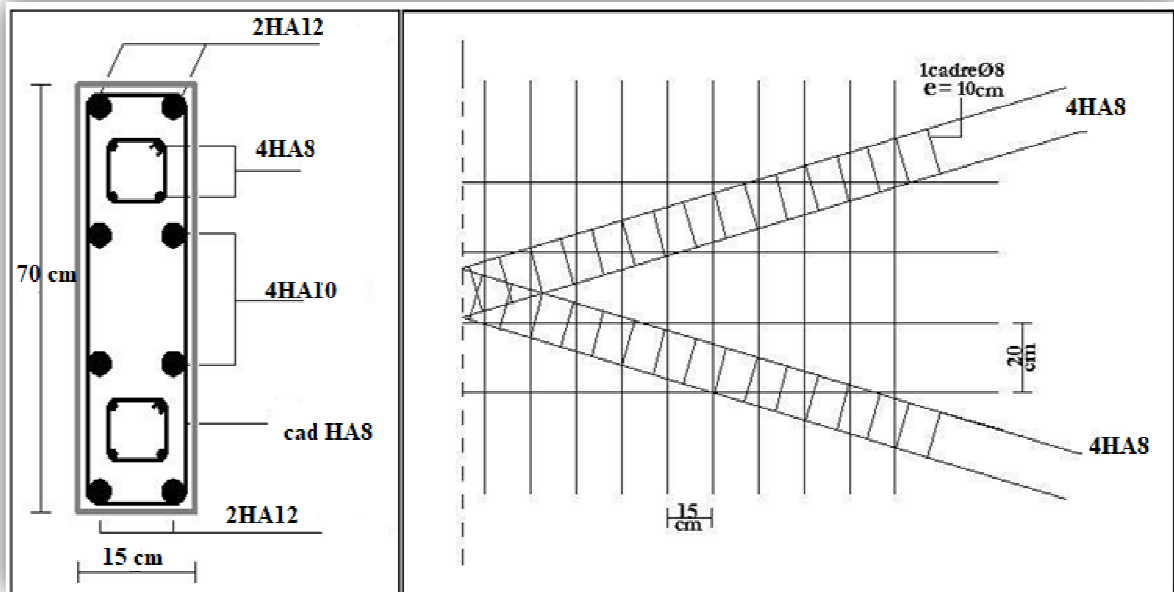


Figure V.11: Schéma de ferrailage du linteau.

### V.5.Conclusion

Eléments		Choix d'armatures	A <sub>corp</sub> [Cm <sup>2</sup> ]	A <sub>répa</sub> (/ml)
Poteaux (50*50)		12HA14	18.47	4HA8
Poteaux (40*40)		8HA14	12.32	4HA8
Poutres principales		6HA12	6.79	4HA8
Poutres secondaires		5HA12	5.65	4HA8
Voiles (variante 1)	Zone courante	13HA12	14.70	4HA8
	Zone d'about	4HA12	4.42	4HA8
Voiles (Variante 2)	Zone courante	28HA12	31.64	4HA8
	Zone d'about	8HA12	9.08	4HA8

Tableau. V.15 : conclusion de ferrailages pour des éléments principaux.

# **Chapitre VI**

## **Etude de l'Infrastructure**

## Chapitre VI

### Etude de l'Infrastructure

#### VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre 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.

#### VI.2.Système portique (Variante 01)

##### VI.2.1Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si  $S_0 > S$  : la fondation par semelles isolées est possible ;
- si  $S > S_0$  : la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si  $S \approx S_0$  : c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

$S_0$  : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

$S$  : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma_s}$  : La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 423.135 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 23252.22 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{23252.22}{200} = 116.26 \text{ m}^2$$

• **Verification:**

- $S / S_0 = 116.26 / 423.135 = 27.47\%$
- $S / S_0 = 27.47\% < 50 \%$

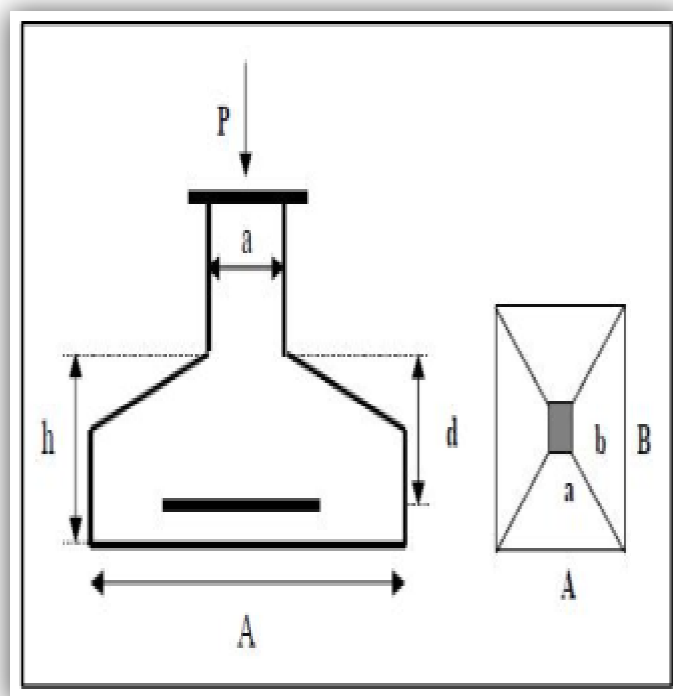
**VI.2.2. Combinaisons d'actions à considérer**

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8 \times G \pm E$

**VI.2.2. Calcul des semelles**

**VI.2.2.1. Calcul de la semelle isolée**



*Figure VI.1 : Semelle isolée.*

➤ **Condition d'homogénéité**

$$a = 50 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

$$N_{ser} = 896.94 \text{ KN}; M_{ser} = 3.03 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1245.24 \text{ KN}; M_u = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 4.34 \text{ m}^2; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 4.61 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{Nu}{A \times B} \quad A \times B = \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1245.24}{200}}$$

$$B \geq 2.49 \text{ m}$$

$$B = A = 2.49 \text{ m}$$

Donc finalement on choisie une semelle de **(2.50m×2.50m)**

➤ **Détermination de "d" et "ht"**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$d \geq \begin{cases} A - a / 4 = 50 \text{ cm} & \Rightarrow d = 50 \text{ cm} \\ B - b / 4 = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'ou : } h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des conditions de stabilité**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0.u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{4.24}{1245.24} = 0.0034 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0034 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.50}{6} = 0.48 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Selon on a :

$$e_0 = 0.0034m \leq \frac{A}{4} = \frac{2.50}{4} = 0.62 \dots\dots\dots cv$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité**

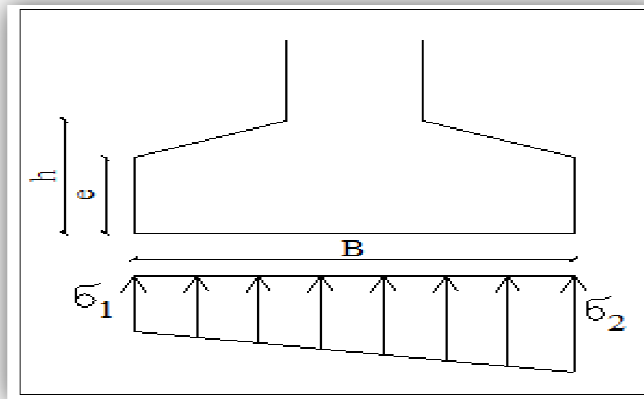


Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\begin{cases} \sigma_M = (1 + \frac{6e_0}{B}) \frac{Nu}{A.B} = 200.86KN / m^2 \\ \sigma_m = (1 - \frac{6e_0}{B}) \frac{Nu}{A.B} = 197.61KN / m^2 \\ \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 199.01KN / m^2 \end{cases}$$

$\sigma_{moy} = 199.01 KN/m^2 \leq 200 KN/m^2 \dots\dots\dots c.n.v$

➤ **Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 0.55 \times (2.5) (2.5) \times 25 = 85.94 KN$$

– **Poids de remblai**

$$P_r = 18 (2.5 \times 2.5 - 0.5 \times 0.5) (2.5 - 0.55)$$

$$P_r = 264.6KN$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 1245.24 + 85.94 + 264.6 = 1595.78KN.$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35 (P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1245.24 + 1.35(85.94 + 264.6) = 1718.46KN.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

• **Sens X-X**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$Nu' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Nu = 1250.32 \text{KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{Ns'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1250.32(2.5-0.50)}{8 \times 0.60 \times 348} = 14.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 14.97 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 14.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 10 \text{HA14} = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 60 \text{ cm} \leq B/4; \quad 31.25 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 62.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

**VI.2.2.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle**

$$\begin{cases} a1 = a + h = 2.5 + 0.55 = 3.05 \text{ m} \\ b1 = b + h = 2.5 + 0.55 = 3.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a2 = a + 2h = 2.5 + (2 \times 0.55) = 3.6 \text{ m} \\ b2 = b + 2h = 2.5 + (2 \times 0.55) = 3.6 \text{ m} \end{cases}$$

$$u_c = 2(a1 + b1) = 2(3.6 + 3.6) = 14.4 \text{ m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a2 \times b2 / AB)] = -67.36 \text{ KN}$$

$$P_u' = -67.36 \text{ KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 5940 \text{ KN}$$

### VI.2.2.3. Schéma de ferrailage

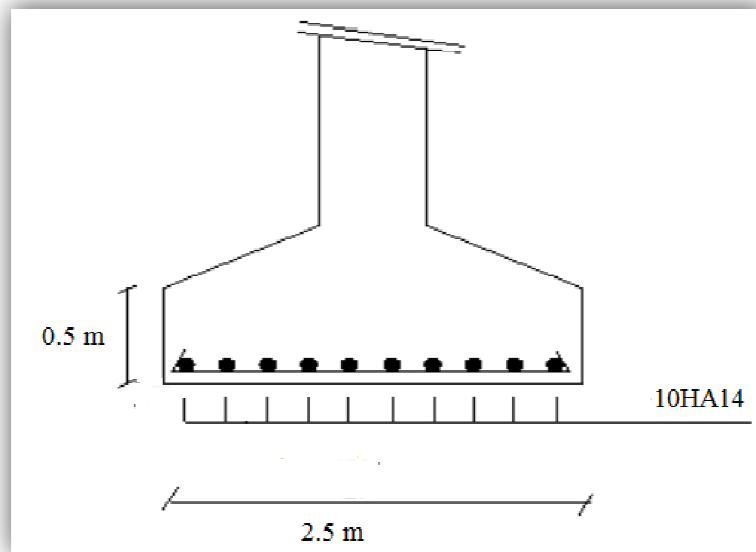


Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

### VI.2.3. Calcul de la semelle filante sous voile

#### VI.2.3.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (X-X)

Avec :  $L=3.00\text{m}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$N_{ser}=857.09 \text{ KN}; M_{ser}=473.81 \text{ KN.m}$$

$$N_u=486.79 \text{ KN}; M_u=13.32 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{857.09}{3.00} = 285.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{473.79}{3.00} = 157.93 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{486.79}{3.00} = 162.26 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{13.32}{3.00} = 4.44 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.81 \text{ m}^2 ; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.058 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{157.93}{285.69} = 0.553m$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 3.32 m$$

Il faut que

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.553}{3.32}\right) \frac{285.69}{200} = 2.142 m$$

Donc on adopte : B=3.5 m

$$B=3.5 m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.553}{3.5}\right) \frac{285.69}{1 \times 3.5} = 120.32 \text{ KN/m}^2$$

120.32 KN/m<sup>2</sup> < 200KN/m<sup>2</sup> .....cv

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0.84 \Rightarrow d = 90cm \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 95cm$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut

$$As = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - b) = \frac{285.69}{8 \times 90 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.553}{3.5}\right) (3.5 - 0.15) = 5.63 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 10.86 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 10.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : A<sub>s</sub>=6HA16=12.06cm<sup>2</sup>/ml

➤ **L'espacement**

Soit : St=100/6=17cm

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 12.5cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{rep} = 4HA10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de l'espacement**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$

• **La longueur de scellement**

$L_s = 40\Phi = 48 \text{ cm}$

$B/8 \leq 48 \text{ cm} \leq B/4; \quad 47.5 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \leq 95 \text{ cm}$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

**VI.2.3.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens y-y)**

Avec **L=3.00m**

➤ **Calcul des sollicitations**

$N_u = 893.06 \text{ KN}; M_u = 9.46 \text{ KN.m}$

$N_{ser} = 493.28 \text{ KN}; M_{ser} = 10.62 \text{ KN.m}$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{893.06}{3.00} = 297.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{9.46}{3.00} = 3.15 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{493.28}{3.00} = 164.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{10.62}{3.00} = 3.54 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.82 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.10 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{3.15}{297.69} = 0.011m$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.063m$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{0.063}\right) \frac{297.69}{200} = 1.75 m$$

Donc on adopte : B=2 m

$$B=2 m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{2}\right) \frac{297.69}{1 \times 2} = 151.30 \text{ KN/m}^2$$

151.30 KN/m<sup>2</sup> < 200KN/m<sup>2</sup> .....cv

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 50cm \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 55cm$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B-b) = \frac{297.69}{8 \times 50 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.011}{2}\right) (2 - 0.15) = 4.02 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{\min} ; A_u\} = 6.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : A<sub>s</sub>=4HA14=6.16cm<sup>2</sup>/ml

➤ **L'espacement**

Soit : S<sub>t</sub>=25cm.

➤ **Vérification de l'espacement**

S<sub>t</sub>=25cm ≤ min (3h, 33 cm) =33cm.....cv

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_{rep} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $S_t = 25 \text{cm}$ .

➤ **Vérification de l'espacement**

$S_t = 20 \text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$

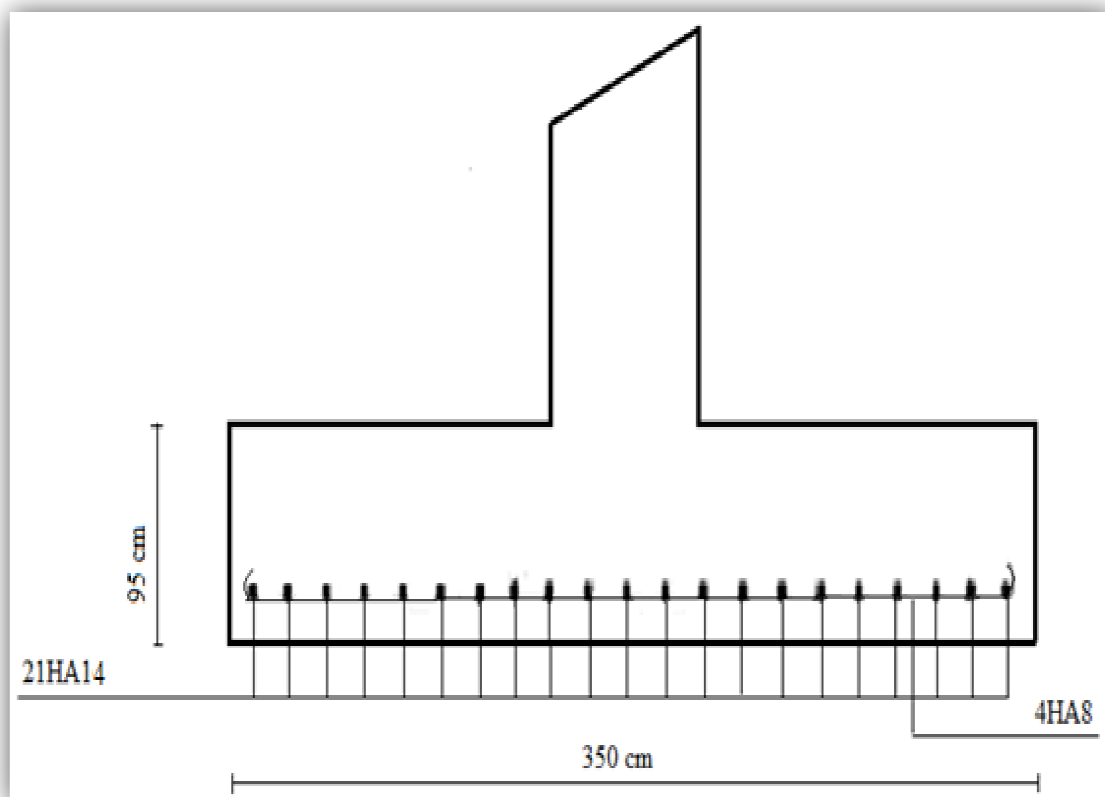
➤ **La longueur de scellement**

$L_s = 40\Phi = 56 \text{cm}$

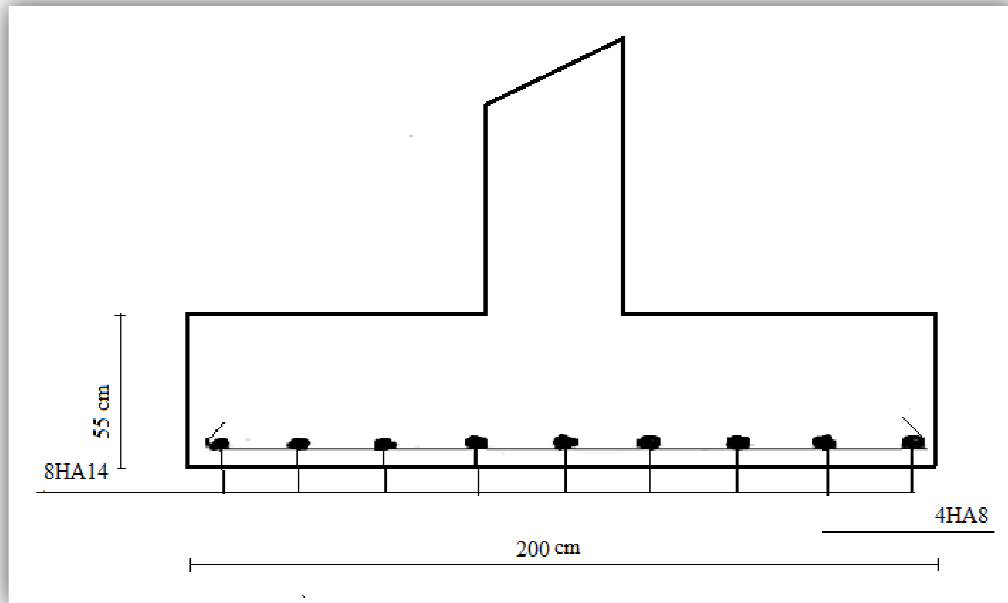
$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4; \quad 37.5 \text{cm} \leq 56 \text{cm} \leq 75 \text{cm}$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

**VI.2.3.3. Schéma de ferrailage**



*Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x.*



*Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.*

#### VI.2.4. Les longrines

##### VI.2.4.1.Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

##### VI.2.4.2 .Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88],

Pour un sol de fondation de catégorie (S 2) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 30) cm<sup>2</sup>.

On adopte (b x h) = (30 x 30) cm<sup>2</sup>.

##### VI.2.4.3.Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité ;

$\alpha$ : coefficient de site en fonction de la zone sismique ;

(Dans notre cas  $\alpha = 15$ ).

**VI.2.4.4. Ferrailage de longrines****➤ A l'état limite ultime**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s} [1]$$

On a:  $N_u = 1245.24 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{1245.24 \times 1000}{348 \times 15} = 2.38 \text{ cm}^2$$

**➤ Etat limite de service: (CBA 93)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$N_{ser} = 896.94 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{896.94}{15 \times 201.66} = 2.97 \text{ cm}^2$$

**➤ Section minimale :(RPA 99)**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15  $\phi$ l).

Alors:  $A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 30)$

$$A_r = 5.4 \text{ cm}^2$$

**➤ Résultats**

$$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**➤ Espacement**

$$S_t = \min [20\text{cm} ; 15\phi_l] = \min [20\text{cm} ; 18\text{cm}]$$

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

**➤ Armatures transversales:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm}$$

On adopte  $\varphi_t = 8\text{mm}$

#### VI.2.4.5. Schéma de ferrailage

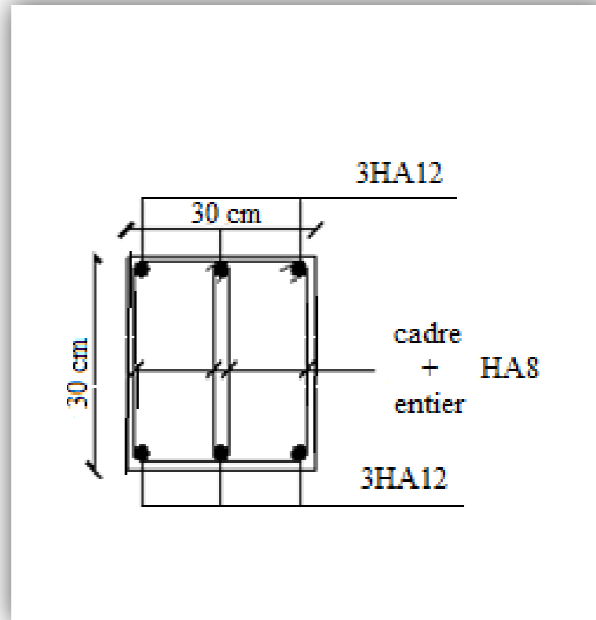


Figure.VI.6:schéma de Ferrailage des longrines.

#### VI.3.Système voile (Variante 02)

$$S_0 = 423.135 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 27543.54 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{27543.54}{200} = 137.72 \text{ m}^2$$

- **Verification:**

$$S / S_0 = 137.72 / 423.135 = 33\%$$

$$S / S_0 = 33\% < 50\%$$

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

#### VI.3.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8 \times G \pm E$

### VI.3.2.Calcul des semelles

#### VI.3.2.2.Calcul de la semelle filante sous voile

##### VI.3.2.2.1.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm(X-X)

Avec :  $L=11.80$  m

➤ **Calcul des sollicitations**

$$N_u=2037.16 \text{ KN}; M_u=1005.03 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser}=1993.44 \text{ KN}; M_{ser}=998.51 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{2037.16}{11.80} = 172.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{1174.76}{11.80} = 99.56 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{1383.08}{11.80} = 117.21 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{998.51}{11.80} = 84.62 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.59 \text{ m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0.64 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{99.56}{172.64} = 0.58 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 3.46 \text{ m}$$

Il faut que:

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.58}{3.46}\right) \frac{172.64}{200} = 1.29 \text{ m}$$

Donc on adopte :  $B=3.50$  m

$$B=3.00 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.58}{3.5}\right) \frac{172.64}{1 \times 3.5} = 73.85 \text{ KN/m}^2$$

$$73.85 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 90 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 95 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left( 1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B} \right) (B - b) = \frac{172.64}{8 \times 90 \times 348} \left( 1 + \frac{3 \times 0.58}{3.5} \right) (350 - 15) = 3.46 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 6.04 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 6.92 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **L'espacement**

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4; \quad 43.75 \text{ cm} \leq 56 \text{ cm} \leq 87.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

### VI.3.2.2.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens y-y)

Avec  $L=8.00m$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$N_u=1805.08 \text{ KN}; M_u=1073. \text{ KN.m}$$

$$N_{ser}= 1087.54 \text{ KN}; M_{ser}=834.21 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{1805.08}{8.00} = 225.64 \text{ KN /ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{1073.24}{8.00} = 134.16 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{1087.54}{8.00} = 135.94 \text{ KN /ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{834.21}{8.00} = 104.28 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.68 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0.83 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{134.16}{225.64} = 0.59m$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 3.49 \text{ m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.59}{3.49}\right) \frac{225.64}{200} = 1.70 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=3.50 m**

$$B=3.50m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.59}{3.5}\right) \frac{225.64}{1 \times 3.5} = 97.07 \text{ KN/m}^2$$

$$97.07 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 90 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 95 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left( 1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B} \right) (B - b) = \frac{225.64}{8 \times 90 \times 348} \left( 1 + \frac{3 \times 0.59}{3.5} \right) (3.5 - 0.15) = 4.54 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 9.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 9.08 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_s = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement**

Soit :  $S_t = 17 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}.$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4; \quad 43.75 \text{ cm} \leq 56 \text{ cm} \leq 87.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI.3.2.2.3. Schéma de ferrailage

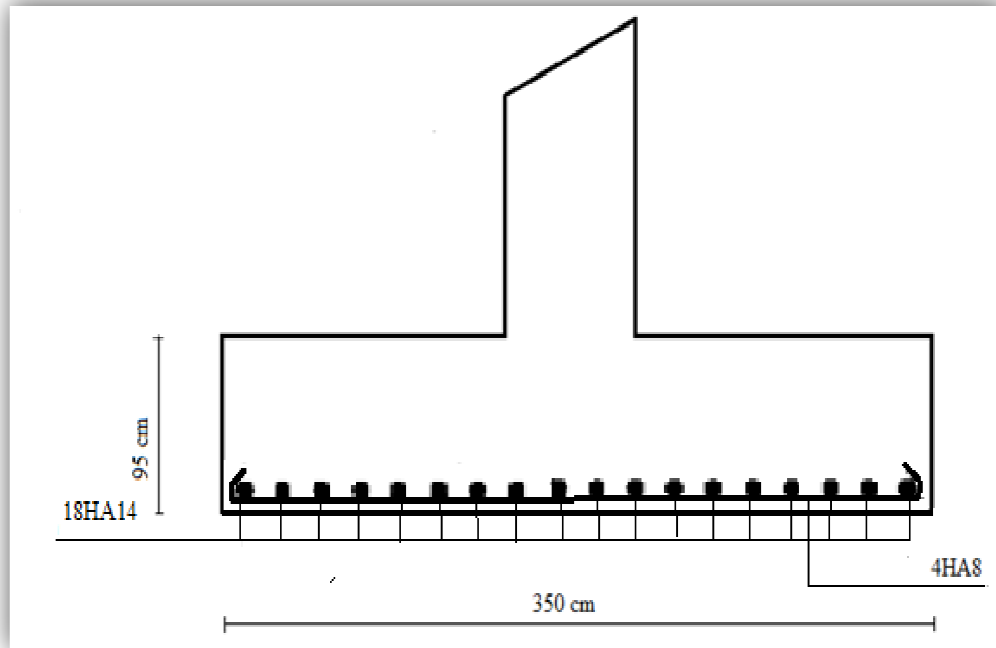


Figure VI.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x

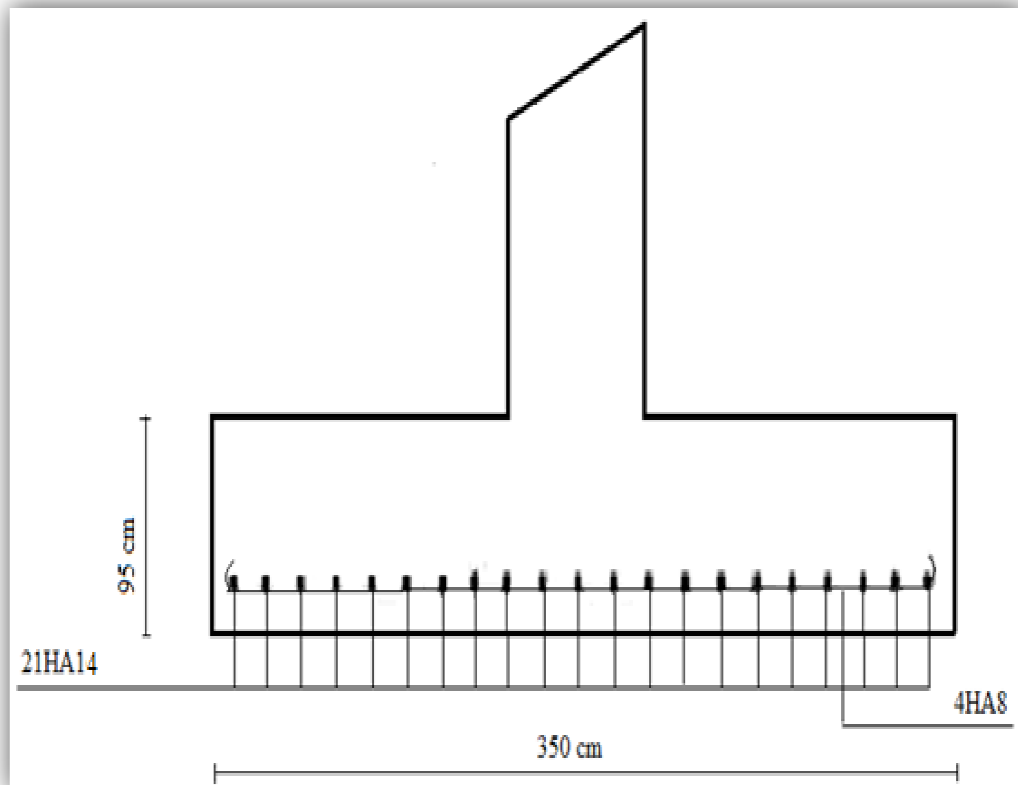


Figure VI.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

### VI.4.Conclusion

		Type de semelle	A <sub>Cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>rep</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	S <sub>t</sub> (cm)
Var 1		Isolée	14.97	6.64	14.64	10HA14	25	1.	4HA10	25
	Filante	Sens x-x	5.63	10.86	10.86	6HA16	15	3.015	4HA10	25
		Sens y-y	4.02	6.03	6.16	6HA12	12.5	1.54	4HA10	25
		Longrine	2.97	5.4	5.4	6HA12	25	/	HA8	25
Var 2	Filante	Sens x-x	3.46	6.04	6.04	5HA14	20	1.93	4HA10	25
		Sens y-y	4.54	9.08	9.08	6HA14	17	2.31	4HA10	25

*Tableau. VI.1 : conclusion de ferrailages pour les éléments d'infrastructure*

# **Chapitre VII**

## **Etude Technico-économique**

## Chapitre VII

### Etude Technico-économique

#### VII.1.Introduction

Les systèmes constructifs Dans tout processus de structuration de construction le choix du système de structure à utiliser est tout aussi important que les autres phases ou parties de la construction. Le type de structure choisie doit être compatible avec la nature, la forme, le coté économique, la destination et les conditions de la construction.

Le contreventement d'un bâtiment est constitué par l'ensemble des éléments structuraux capables d'assurer la résistance à un effort horizontal (vent, séisme, poussée des terres).

#### VII.2.Etude technique

En doit faire une comparaison technique entre les deux variantes construction portique et construction voiles. Cette comparaison contient des démonstrations des résultats sur type de structure, les matériaux utilisés, la réponse sismique, le poids, les procédés de réalisation, les avantages et les inconvénients et enfin des commentaires.

##### VII.2.1.Domaine d'application

systeme	Systeme voiles	Systeme portique
1	Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.	Systeme portique pour exécuter des bâtiments rare (unique) non répétitifs majoritairement utilisées pour les halls de stockage et des bâtiments industriels.
2	Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.	On utilise les portiques en béton armé de hauteur allant jusqu'à 20-25 étages.
3	Dans les bâtiments qui n'accepte pas le changement et la modification dans le plans architecturale.	Dans les bâtiments qui la modification des plans architecturale est possible.

*Tableau VII.1. Domaine d'application des systèmes.*

**VII.2.2.Comparaison des éléments secondaires**

Comparaison	Système tunnel	Système portique
<b>Les éléments secondaires :</b>	D’après les calculs et les résultats de chapitre 03 on peut dire que la quantité de béton et d’acier est la même dans les deux systèmes parce que se référer a son fonctionnement fixe dans tous les variantes.	
<b>Dalle</b>	<p><b>Dans le système tunnel on utilise les dalles pleines</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>–un ferrailage très dense et qui est coulé sur place</li> <li>–elle nécessite beaucoup de coffrage, beaucoup de main d'œuvre, beaucoup de matériel et de technicité pour la mise en place</li> <li>– l'avantage qu'elle présente est qu'elle est d'une grande résistance</li> <li>–elle consomme énormément de béton et d'acier.</li> <li>–la dalle pleine coûte chère</li> <li>–En terme de délai d'exécution pour la dalle pleine, le coffrage et le ferrailage prennent du temps</li> <li>–Isolation acoustique</li> <li>–Préfabrication difficile.</li> <li>–Inertie thermique.</li> </ul>	<p><b>Dans le système portique on utilise type des plancher corps creux</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>–Le plancher hourdis est très répandu et le plus utilisé</li> <li>– L'avantage est qu'il ne nécessite pas d'avoir recours à un bureau d'études et consomme moins de main d'œuvre</li> <li>–le plancher poutrelle-hourdis n'étant pas assez solide pour les supporter</li> <li>–le coût de ce plancher est moins chère mais il ya le frais de transport</li> <li>–En termes de délai d'exécution la pose des éléments préfabriqués nécessite moins de technicité mais consomme aussi du temps</li> <li>–Isolation thermique améliorée.</li> <li>–Mauvaise isolation acoustique,</li> </ul>
	<p>➤ <b>Le plancher poutrelle-hourdis est nettement plus avantageux que la dalle pleine en termes de coût et de délai d'exécution, mais en termes de qualité et d'esthétique, la dalle pleine est de loin la meilleure</b></p>	

*Tableau VII.2. Comparaison des éléments secondaires des systèmes.*

### VII.2.3.Comparaison sismique

	<b>Système tunnel</b>	<b>Système portique</b>
<b>Modélisation robot</b>	Il ya des difficultés dans la modélisation du coté ouvertures.	Simple, rapide, et pas de difficulté.
<b>Poids</b>	Le poids de la structure est grand comparé au système portique a cause de la déférence de poids entre le voile et le poteau pourtant on n'a pas pris tous les murs comme des voiles.	c'est le poids idéal pour la construction, léger et résistant.
<b>période</b>	La période donnée par le robot est 0,14 s , cette dernière vérifie la condition dynamique $T_{dynamique} < 1.3 \times T_{empirique}$ Cette période est très fiable.	Pendant la modélisation de la structure portique la période donnée ( $T= 0.89s$ ) par le robot non vérifiable Par contre avec l'injection des voiles (système mixte) La période donnée par le robot est 0,39 s Cette période vérifiable mais elle est moins fiable que l'autre.
<b>Déplacement</b>	Déplacement max 0,2cm Déplacement min 0,00cm On conclut par le déplacement presque nul dans le système tunnel.	déplacement max 1,6cm déplacement min 0,2cm le déplacement existe mais il est plus grand dans le système tunnel ce dernier vérifie comme même la condition dynamique.

**Réponse sismique:**

après une comparaison entre les différents aspects (période, déplacement.)

on conséquent que les structures coffrage tunnel les plus résistant aux séismes par apport aux systèmes portiques.

*Tableau VII.3. Comparaison sismique des systèmes.*

**VII.2.4. Les avantages et les inconvénients**

	<b>Système voiles</b>	<b>Système portique</b>
<b>Délais</b>	C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrent une vitesse d'exécution assez rapide.	Le délai d'exécution de ce système est un peut lent par rapport à coffrage tunnel.
<b>Construction</b>	Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.	Il permet d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
<b>Séisme</b>	Il permet d'obtenir des structures plus adapté aux séismes.	Système portique besoin de renforcement par des voiles (système mixte portique+voiles) pour obtenir des structures plus adapté aux séismes.
<b>Mise en œuvre</b>	Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art ; Nécessités des personnels qualifiés et spécialisé.	Facilité de mise en œuvre ; Il assure des économies importantes sur les coûts de main d'œuvre.
<b>Coffrage</b>	Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables ; Coffrages métalliques .	matériels simple ; Coffrages en bois.

<b>Infrastructure</b>	Types des fondations filantes ou radiers.	Types des fondations : isolés ou filantes.
<b>Côté architecturale</b>	Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.	Ce système offre beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.
	Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.	Les maisons en poteau poutre sont également appréciées pour la liberté architecturale et des maisons de tous styles
<b>Coût</b>	Le coût est cher par rapport aux autres types des coffrages.	Coût réduit comparés aux autres types de coffrages et leur capacité à marier la forme de la structure moulée.

*Tableau VII.4. Les avantages et les inconvénients des deux systèmes.*

### **VII.3. Etude économique**

#### **VII.3.1. Définition de métré**

Le métré n'est pas un plan, c'est un document administratif établi par le métreur sur des feuilles spéciales. Le métré est composé de calculs de surfaces et de volumes qui permettent de déterminer les quantités de matières à mettre en œuvre.

#### **VII.3.2. Le but de métré**

Le métré a donc pour but l'évaluation des ouvrages en partant de leur mesurage suivant les cas : avant, pendant et après l'exécution des travaux. On peut dire : (Si le métré est calculé avant le début des travaux sur chantier c'est-à-dire, s'il est calculé entièrement sur des plans, il porte le nom AVANT – METRE).

#### **VII.3.3. Feuille de métré**

D'après nos calculs détaillés de métré, il existe deux types des matériaux :

- Gros œuvres : tous les éléments en béton armé;
- Secondes œuvres : les éléments en maçonnerie et les planchers corps creux.

• **Tableau de métré [annexe métré]**

	Désignation	Système portique	Système voiles
<b>Gros œuvres</b>	Poteaux	169.4 m <sup>3</sup>	/
	Poutres	187.294 m <sup>3</sup>	/
	Voiles	67.32 m <sup>3</sup>	450.112 m <sup>3</sup>
	Dalles	20.19 m <sup>3</sup>	454.35 m <sup>3</sup>
	Acrotère	7.231 m <sup>3</sup>	7.231 m <sup>3</sup>
	L'infrastructure	250.39 m <sup>3</sup>	583.84 m <sup>3</sup>
	Balcons	14.112 m <sup>3</sup>	14.112 m <sup>3</sup>
	Escaliers	13.64 m <sup>3</sup>	13.64 m <sup>3</sup>
	Linteaux	7.25 m <sup>3</sup>	1.05 m <sup>3</sup>
	<b>Sous total</b>		<b>736.82 m<sup>3</sup></b>
<b>Secondes œuvres</b>	<b>Mur extérieur</b>	2057.15m <sup>2</sup>	690.86 m <sup>2</sup>
	<b>Mur intérieur</b>	1110.496m <sup>2</sup>	/
	<b>Corps creux</b>	16304.7984	/
<b>Sous total maçonnerie</b>		<b>3167.65m<sup>2</sup></b>	<b>690.86m<sup>2</sup></b>
<b>Sous total corps creux</b>		<b>16304.7984</b>	/

*Tableau VII.5 : Calculs de métré dans les deux systèmes*

• **Tableau de comparaison**

Désignation		Système portique	Système voiles	Ecart % (S <sub>voile</sub> /S <sub>portique</sub> )
<b>Gros œuvres (béton)</b>		<b>736.82 m<sup>3</sup></b>	<b>1514.811 m<sup>3</sup></b>	<b>51.36 %</b>
<b>Gros</b>	<i>Maçonnerie</i>	<b>3167.65m<sup>2</sup></b>	<b>690.86m<sup>2</sup></b>	<b>− 78.19 %</b>

<b>œuvres</b>	<b>Corps creux</b>	<b>16304.7984</b>	<b>/</b>	<b>– 100 %</b>
---------------	--------------------	-------------------	----------	----------------

*Tableau VII.6 : Ecart de métré dans les deux systèmes.*

### VII.3.3.1.Commentaire

D’après les résultats obtenus à partir des tableaux précédents (Tabs VII.5 et 6) on distingue que

- **Ecart des gros œuvre** : le système voile utilise plus de 51.36% de béton par rapport au système portique Cela est dû à le volume des voiles, dalle pleine et l’infrastructure
- **Secondes œuvres** : le système voile utilise moins de 78.18% maçonneries et corps creux par rapport au système portique.

### VII.4.Conclusion

On notera que cette étude technico-économique représente une base de comparaison entre les deux systèmes en béton armé (système portique et système voiles).

La comparaison technique comprend des différents aspects (domaine d’application, étude sismique, avantages, dalle.....etc.). Tel qu’ils sont indiqués dans les tableaux (Tabs VII.1,2,3et4) .nous concluons se qui suit :

- Le comportement des structures en voiles au séisme sont les plus résistants par rapport structures portiques ;
- A cause de l’utilisation des systèmes tunnels qu’offrent des avantages de rapidité de délais de réalisation par contre système portique ou l’utilisation du coffrage traditionnelle (planches bois) ou panneaux ;
- On peut citer que chaque système des structures, a des avantages et des inconvénients dans différents critères d’exigence de réalisation.

La comparaison économique inclus les quantités des gros œuvres et secondes œuvres proportionnellement avec les Côté de deux types des matériaux. Le système voile contient plus de 51.36% des gros œuvres par rapport au système portique. Donc il Coût plus cher par conte en trouve dans système portique beaucoup plus des secondes œuvres qui coût moins cher.

## CONCLUSION GENERALE

Le rôle de l'ingénieur en génie civil dans un projet de construction d'un bâtiment est fondamental .Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Le projet qu'on amené nous a permis d'utiliser des logiciels de calcul, outils devenus indispensables pour l'étude des ouvrages en béton armé. Grâce au **Logiciel ROBOT**, on a effectué des dimensionnements et des calculs de différents éléments des structures porteuses.

On s'est également rendu compte que l'emploi de l'informatique impose à l'ingénieur de formuler un certain nombre d'hypothèses et de vérifications pour rendre les résultats convenablement exploitables pour son travail.

Par conséquent, on 'a été amené à exploiter, moyennant certaines vérifications, des résultats pour le dimensionnement des éléments de la structure.ons'est également familiarisé avec les règlements et règles de construction en béton armé.

## *Liste des references*

- [1]: RPA99/V2003 artc 3.2
- [2]: BAEL 91 artc A .1.2
- [3]: BAEL 91 artc. A.3.1, 3
- [4]: BAEL 91 art. A2.1, 11
- [5]: BAEL 91 art. A2.1, 12
- [6]: CBA93 art A.2.1.2.1
- [7]: CBA93 art A.2.1, 22
- [8]: BAEL 91art A.2.1, 3
- [9]: BAEL 91art. A.4.3, 2
- [10]: BAEL 91Art. A.4.5, 1
- [11]: BAEL 91art. A.4.3,2 & art. A.4.3,3
- [12]: BAEL 91art. A.4.3,41
- [13]: BAEL 91art. A.5.1,21
- [14]: BAEL 91Art. A.4.3,2
- [15]: RRA 99/V2003 artc A7.5.1 page 6
- [16]: RRA 99/V2003 artc A7.4.1 page 64
- [17]: BAEL 91 artc B.6.8.424
- [18]: DTR B.C.2.2 artcC.3 page 39
- [19]: PRATIQUE DU BAEL 91chapitre 12 artc 2.2.a page348
- [20]: PRATIQUE DU BAEL 91chapitre 03 artc 1.2 page348
- [21]: RRA 99/V2003 artc 7.7.1 page 74
- [22]: RRA 99/V2003 artc 10.1.1.b page 98
- [23]:DTR B.C.2.2 artc C.1.1page 36
- [24]: DTR B.C.2.2 artc 6.3 page 16
- [25]: DTU BAEL91 artc B.8.4.1 page 112
- [26]: guide de calcul – BETON ARME artc 9.1 page 59
- [27]: guide de calcul – BETON ARME artc 9.3 page 61

[28]: *guide de calcul – BETON ARME artc 9.3 page 60*

[29]: *RRA 99/V2003 artc 7.4.3.1 page 63*

[30]: *RRA 99/V2003 artc 6.2.3*

[31]: *RRA 99/V2003 Tab 4.1 page 38*

[32]: *RRA 99/V2003 Tab 6.1 page 59*

[33]: *BAEL 91 artc A.4.2.1*

[34]: *DTU BAEL91 artc A.8.4.241*

[35]: *DTU BAEL91 artc A.8.4.2.42*

[36]: *DTU BAEL91 artc A.5.1*

[37]: *guide de calcul – BETON ARME artc 13.2.1 page 96*

[38]: *guide de calcul – BETON ARME artc 13.3 page 96*

[39]: *guide de calcul – BETON ARME page 96*

[40]: *DTR B.C.2.2 Annex B page 35*

[41]: *BAEL 91 artc B .6.4*

[42]: *BAEL 91 artc B .6.5.1*

[43]: *DTU BAEL 91 artc B.6.2, 210*

[44]: *CBA Art B 6.2.2.1.1*

[45]: *DTU BAEL 91 artc .E.1.2*

[46]: *DTU BAEL 91 artc .E.1.2*

[47]: *PRATIQUE DU BAEL 91 chapitre12 artc .4.2*

[48]: *PRATIQUE DU BAEL 91 chapitre12 artc .4.1*

[49]: *DTU BAEL 91 artc B.6.2, 220*

[50]: *DTU BAEL 91 Artc E.2.2, 1*

[51]: *BAEL91 artc A.7.1*

[52]: *BAEL91 artc A.7.2.1*

[53]: *BAEL91 art B.6.4*

[54]: *BAEL91 art A.5.1*

[55]: *BAEL91 artc A.5.1, 1*

[56]: *BAEL91 artc A.5.1, 2*

[57]: BAEL91 artc A.7.2, 2

[58]: BAEL91 artc A.5.1, 2, 2

[59]: BAEL91 artc B.6.8, 424

[60]: BAEL91 artc B.6.5, 2

[61]: BAEL91 artc B.6.8, 423

[62]: RPA99/V2003 artc. 5.2

[63]: RPA99/V2003 artc 4.1.1

[64]: RPA99/V2003 artc 4.2

[65]: RPA99/V2003 artc 4.2 .1

[66]: RPA 99/ V2003 artc 4.1.2

[67]: RPA 99 / version 2003 tableau 4.1

[68]: RPA 99 / version 2003 tableau 4.4

[69]: RPA 99 / version 2003 formule 4.2

[70]: RPA 99 / version 2003 formule 4.3

[71]: RPA 99 / version 2003 tableau 4.2

[72] :RPA 99 /V2003artc 4.2.4.formules 4.6 et 4.7

[73]: RPA 99 /version 2003 tableau 4.6

[74]: RPA 99 /version 2003 artc 4.2.4.2

[75]: RPA 99 / version 2003 tableau 4.7

[76]: RPA 99 / version 2003 tableau (4.3

[77]: RPA99 / version 2003 artc 4.2 .2

[78]: RPA99/ version 2003 artc 4.3.6

[79]: RPA99/ version 2003 artc 4.1 .3

[80]: RPA99/ version 2003 artc 4.3.1

[81]: RPA99/version2003 artc 4.3.4

[82]: RPA99/version2003 artc 4.3. 3

[83]: RPA99/version2003 tableau 4.5

[84]: RPA 99/V2003 artc 4.3.7

[85]: RPA 99/V2003 artc 4.2.6 formule 4-12

*[86]: RPA 99/V2003 artc 4.2.5 formule 4-11*

*[87]: RPA 99/V2003 artc 4.2.4, 4*

*[88]: RPA99/2003 artc 4.43*

*[89]: RPA99/2003 artc 5.9*

*[90]: RPA99-2003 artc 7.5.2.1*

*[91]: RPA99/2003 artc 7.5.2.2*

*[92]: . BAEL91 artc A.4.2, 1*

*[93]: RPA 99 /V2003 artc 7.4.2.1page65*

*[94]: RPA 99 /V2003 artc 7.4.2.2 page 66*

*[95]: RPA99/2003 artc 7.7.4.1*

*[96]: RPA99/2003 artc 7.7.4.2*

*[97]: RPA99/2003 artc 7.7.4.3.2*

*[98]: RPA99/2003 artc 7.7.4.1*

*[99]: RPA99/2003 artc 7.7.4.2*

*[100]: RPA99/2003 artc 7.7.4.3*

## *Bibliographie*

- **Mémoires :**

ZERRED Linda & HOGGAS Amel, Etude d'un bâtiment à usage mixte « habitation & commercial » (R+5) en béton armé avec un contreventement mixte, Promo 2018/2019, Université de Khenchela.

TIR Sonia & DJEBAILI Nadjat & LECHKHEB Nadia, Etude d'un hôpital (60 lits) en béton armé avec contreventement mixte, Promo 2017/2018, Université de Khenchela.

BOUZIDI Dounia & BENDIFALLAH Amira, Etude d'un centre culturel « SS+RDC+3 étages » avec un contreventement mixte, Promo 2016/2017, Université de Khenchela.

- **Règlements :**

Béton Armé aux Etats Limites « BAEL 91 modifié 99 », Jean Pierre Mougine, EYROLLES, 2000.

Pratique du BAEL91 Cours et Exercices corrigés, Jean Perchat & Jean Roux, EYROLLES, 1998.

Maitrise du BAEL91 Cours et des D.T.U Associés, Jean Perchat & Jean Roux, EYROLLES, 1997.

DTR B C 2 41 « Règles De Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé C.B.A.93 », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 1993.

DTR B C 2 48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 2003.

DTR B C 2 2 « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation », Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique C.G.S, 1992.

- **Livres :**

Calcul des Ouvrages en Béton Armé, M. Belazougui, Office des Publications Universitaires, 1997

Guide de Calcul Béton Armé, H. Renaud & J. Lamirault, FOUCHER, 2004

Précis de Calcul Béton Armé, H. Renaud & J. Lamirault, DUNOD, 1989

- **Logiciels :**

Autodesk Robo Structural Analysis 2014.

Autodesk Autocad 2018.

SOCOTEC.

# ANNEXE DE METRE

- **Poutres secondaires**

Trame : 3.7m  $\Rightarrow 12 (0.35 \times 0.3 \times 3.7) = 4.662 \text{m}^3$

Trame : 4.5m  $\Rightarrow 12 (0.35 \times 0.3 \times 4.5) = 5.67 \text{m}^3$

Trame : 3.6m  $\Rightarrow 8 (0.35 \times 0.3 \times 3.6) = 3.024 \text{m}^3$

Trame : 3.3m  $\Rightarrow 3 (0.35 \times 0.3 \times 3.3) = 1.0395 \text{m}^3$

$P_s = 6 (4.662 + 5.67 + 3.024 + 1.0395 + 0.3465) = 86.7195 \text{m}^3$

- **Acrotère**

$S = 0.069 \text{m}^2$

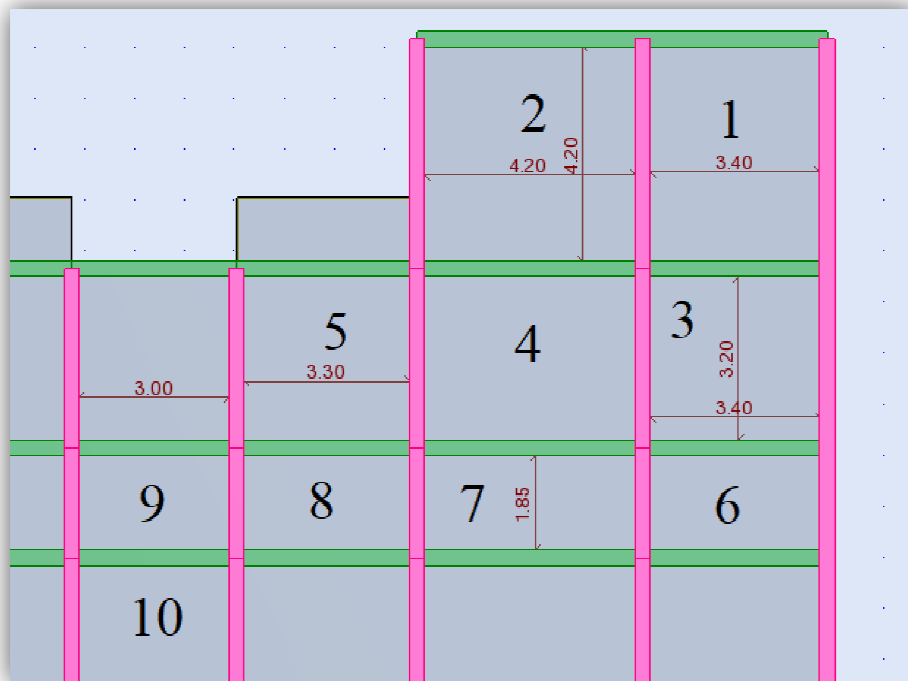
Sens x-x :  $L_x = 3.4 + 4.5 + 0.4 + 3.3 + 3.7 + 4.5 + 4.0 \Rightarrow L_x = 34 \text{m}$

Sens y-y :  $L_y = 18.56 \text{m}$

$V = 0.069 (34 \times 18.56)$

$V = 7.25328 \text{m}^3$

- **Plancher corps creux**



*Figure.1.* Distance entre quelque poutre

$S_1 = 4.5 \times 3.4 = 14.28 \text{m}^2$

$S_2 = 4.2 \times 4.2 = 17.64 \text{m}^2$

$$S_3 = 3.4 \times 3.2 = 10.88 \text{ m}^2$$

$$S_7 = 1.85 \times 4.2 = 7.77 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{totale}} = 322.68 \text{ m}^2 / \text{étage}$$

$$\Rightarrow S_{\text{RDC}} = 332.28 \text{ m}^2$$

– Nombre des poutrelles

$$n = \frac{\text{distance en poutre secondaire}}{\text{longueur de poutrelle (b)}}$$

1.  $n_1 = \left(\frac{4.2}{0.65}\right) = 6.46$  on prend  $n_1 = 7$

2.  $n_2 = \left(\frac{4.2}{0.65}\right) = 4.92$  on prend  $n_2 = 5$

3.  $n_3 = \left(\frac{4.2}{0.65}\right) = 2.84$  on prend  $n_3 = 2.84$

– nombre de corps creux

$$n = \frac{\text{surface ente poutres}}{1 / \text{Surface poutrelle}}$$

- **Balcon**

$$V = L_x \times L_y \times \text{épaisseur}$$

$$V = 3.6 \times 1.4 \times 0.14 = 0.7056 \text{ m}^3$$

$$V_{1\text{étage}} = (4 \times 0.7056) = 2.8224 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = (2.8224 \times 5) = 14.112 \text{ m}^3$$

- **Voiles système voiles**

Type 1 :

$$L = 8.00 \text{ m} \Rightarrow V_1 = (8 \times 3.4 \times 0.15) - (1.2 \times 1.2 \times 0.15)$$

$$V_1 = 3.864 \text{ m}^3$$

Type 2 :

$$L = 2.15 \Rightarrow V_2 = (2.15 \times 3.4 \times 0.15)$$

$$V_2 = 1.0965 \text{ m}^3$$

Type 3 :

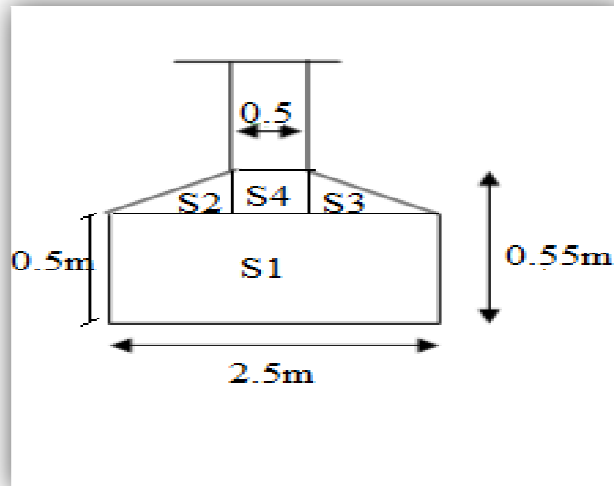
$$L = 8 \Rightarrow V_3 = (8 \times 3.4 \times 0.15) - 4(0.8 \times 2.4 \times 0.15)$$

$$V_3 = 2.928 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow \text{Voiles RDC} = 82.566 \text{ m}^3$$

⇒ (1<sup>ère</sup> .2.3.4.5<sup>ème</sup> étage ) =367.083 m<sup>3</sup>

• **Semelles isolés variante 1 :**



*Figure.2.* Surface sur semelle isolé.

$$S_1 = 2.5 \times 0.5 = 1.25 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{1 \times 0.05}{2} = 0.025 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0.025 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 0.5 \times 0.05 = 0.025 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total} = 1.325 \text{ m}^2$$

$$V = 1.325 \times 2.5 = 3.3125 \text{ m}^3$$

• **Les longrines :**

$$\text{Sens x-x : } L_x = (12 \times 3.7) + (12 \times 4.5) + (8 \times 3.6) + (3 \times 3.5) = 137.7 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } L_y = (12 \times 4.5) + (16 \times 3.5) + (8 \times 2.15) = 127.2 \text{ m}$$

$$L_{\text{totale}} = 137.7 + 127.2 = 264.9 \text{ m}$$

$$V = 0.3 \times 0.3 \times 264.9 = 23.841 \text{ m}^3$$

➤ **Calcul récapitulatif (système portique)**

Eléments	Calcul (unitaire)	unité	Quantités	Totale
Poteaux (50*50) RDC	$0.5 \times 0.5 \times 3.4$ =0.85	m <sup>3</sup>	44 poteaux	37.4 m <sup>3</sup>

Poteaux (50*50) (1, 2 <sup>ème</sup> étages)	$0.5 \times 0.5 \times 3.06$ = 0.765	m <sup>3</sup>	(44×2) = 88 poteaux	67.32 m <sup>3</sup>
Poteaux (40*40) (3.4.5 <sup>ème</sup> étages)	$0.4 \times 0.4 \times 3.06$ = 0.49	m <sup>3</sup>	(44×3) = 132 poteaux	64.68 m <sup>3</sup>
<b>Poteaux Total</b>	$37.4 + 67.32 + 64.68 = 169.4 \text{ m}^3$			
Voiles (RDC)	$0.15 \times 3 \times 3.4$ = 1.53	m <sup>3</sup>	8 voiles	12.24
Voiles (1, 2 . 3 .4.5 <sup>ème</sup> étages)	$0.18 \times 3 \times 3.06$ = 1.377	m <sup>3</sup>	(8×5) = 40 voile	55.08
<b>Voiles total</b>	$12.24 + 55.08 = 67.32 \text{ m}^3$			
Poutre secondaire Rdc +étage	$0.30 \times 0.35 \times L$	m <sup>3</sup>	(35×5) = 175 poutres	71.9775
Poutre secondaire Terrasse	$0.35 \times 0.30 \times L$	m <sup>3</sup>	36 poutres	14.742
<b>Poutres secondaires total</b>	$71.9775 + 14.742 = 86.7195 \text{ m}^3$			
Poutres principale	$0.3 \times 0.4 \times L$	m <sup>3</sup>	36×6 = 216	91.584
Balcons	$3.6 \times 1.4 \times 0.14$ = 0.7056	m <sup>3</sup>	(4×5) = 20 Balcons	14.112
Volet rdc	$(1.55 \times 3.19 \times 0.14)$ 0.69223	m <sup>3</sup>	2 volet	1.38446
Volet étage	$2(3.1 \times 1.55 \times 0.14)$ = 1.3454	m <sup>3</sup>	(4×2) = 8 Volet	5.3816
Pallier	$3.1 \times 1.4 \times 0.14$ = 0.6468	m <sup>3</sup>	5 étage	3.234
Les marches	$\frac{0.7 \times 0.2}{2} \times 1.55$ = 0.03953	m <sup>3</sup>	Rdc 20 marches Etage 18 marches	3.63666
<b>Escalier total</b>	<b>13.63672 m<sup>3</sup></b>			

Acrotère	$0.069 \times 105.16$	$m^3$	1	7.25328
Plancher corps creux	S : surface ente poutres Etage = 322.68	$m^2$	6 étages	1945.68
Corps creux	Nombre de corps creux d'un seul étages : $322.68 \times 8.35 = 2694.378$ Totale = 16304.7984			
Poutrelle	Nombre de poutrelle d'un seul étage = 147 Total = 882			
Dalle de comprissions	Surface = $504.832 m^2$ Volume = $504.832 \times 0.04 = 20.19328 m^3$ Totale des étages = $121.15968 m^3$			
Mur extérieur	RDC = $355.85 m^2$ (1 <sup>er</sup> .2 <sup>ème</sup> étages) = $653.1 m^2$ (3.4.5 <sup>ème</sup> étages) = $1048.2036 m^2$ <b>Mur extérieur total = 2057.1536 m<sup>2</sup></b>			
Linteaux mur extérieurs (porte)	$1.7 \times 0.1 \times 0.3$ = 0.051	$m^3$	11 portes 6 étages = 66 linteaux	3.366
Linteaux mur extérieurs (fenêtre)	$1.4 \times 0.1 \times 0.3$	$m^3$	8 fenêtres 6 étages 48 linteaux	2.016
Linteaux mur intérieurs	$1.1 \times 0.1 \times 0.1$	$m^3$	168 linteaux	1.849
Mur intérieur RDC Mur intérieur étages	$149.26 m^2$ $1110.496 m^2$			
Semelles isolées	3.3125	$m^3$	44 semelles	145.75
Les amorces poteaux	$0.5 \times 0.5 \times 2 =$	$m^3$	44 amorces poteaux	22
Les longrines	$0.3 \times 0.3 \times 264.9$	$m^3$	71	23.841
Semelle filante	Sens x-x = $37.8 m^3$ Sens y-y = $21 m^3$	$m^3$	8 semelles	58.8

**Tableau .1 : calcule de métré variante 1 système portique**

➤ **Calcul récapitulatif (système voiles)**

Eléments	Calcul (unitaire)	unité	Quantités	Totale
Voiles RDC	$L \times 3.4 \times 0.15$	$m^3$	26 voiles	80.373
Voiles étages	$L \times 3.06 \times 0.15$	$m^3$	130 voiles	367.083
<b>Voiles total</b>	<b>450.649 <math>m^3</math></b>			
Poutre	$0.25 \times 0.25 \times 3.3$ $0.25 \times 0.25 \times 2.15$	$m^3$	12 poutres 12 poutres	2.475 1.61
Acrotère	$0.069 \times 105.16$	$m^3$	1	7.25328
Balcons	$3.6 \times 1.4 \times 0.14$ =0.7056	$m^3$	(4×5)=20 Balcons	14.112
Volet rdc	$(1.55 \times 3.19 \times 0.14)$ 0.69223	$m^3$	2 volet	1.38446
Volet étage	$2(3.1 \times 1.55 \times 0.14)$ =1.3454	$m^3$	(4×2)=8 Volet	5.3816
Pallier	$3.1 \times 1.4 \times 0.14$ =0.6468	$m^3$	5 étage	3.234
Les marches	$\frac{0.7 \times 0.2}{2} \times 1.55$ =0.03953	$m^3$	Rdc 20 marches Etage 18marche	3.63666
<b>Escalier total</b>	<b>13.63672 <math>m^3</math></b>			
Plancher Dalle pleine	$27.2 \times 18.56$	$m^2$	6 étages	3028.992
Plancher Dalle pleine	$27.2 \times 18.56 \times 0.15$ =75.7248	$m^3$	6 étages	454.3488
Mur extérieur	RDC = 125.94 $m^2$ (1 <sup>er</sup> .2.3.4.5 <sup>ème</sup> étages) = 564.92 $m^2$ <b>Mur extérieur total =690.86 <math>m^2</math></b>			
Linteaux mur extérieurs (porte)	$1.7 \times 0.1 \times 0.3$	$m^3$		0.051
Semelles filantes	$b \times d \times L$	$m^3$	<b>26 filantes</b>	448.205

*Tableau VII.2 : calcul de métré variante 2 systèmes voiles*