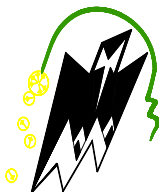




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



## Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*

*Option : construction civil et industriel.*

### THEME

*Etude d'une structure (R+7+sous-sol) à usage d'habitation et Commercial contreventé par Voiles (Modélisation avec ETABS)*



*Etudié par:*

*AIT ALLOUCHE SARA*

*BELLAHCENE DAHMANE*

*Dirigé par :*

*Madame : AKMOUSSI*

*Année 2020/2021*

# Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice *madame AKMOUSSI* pour son aide et ses orientations ainsi que ses encouragements et conseils précieux de plus à sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet en particulier **Mr AZMEDROUB BRAHIM**.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger et d'enrichir par leurs propositions ce travail.

## ***Dédicace***

*Pour la source de tendresse infinie, pour la plus généreuse femme qui a su m'aider avec son profond amour, pour l'âme de ma vie ....ma très chère mère.*

*Et à mon cher père à qui je dois toute ma reconnaissance.*

*Pour mon cher frère: **Belaid** .*

*Pour mes chères Sœurs :**Katia, Nouara, Sonia et Ferial**, sans oublier mes adorables nièces **Anaïs et Dalia** .*

*A la mémoire de mes grands-parents maternelle*

*A mes chers grands-parents paternels à qui je souhaite une longue vie.*

*A toute ma famille*

*A tous mes amis*

*A mon binôme : **BELLAHCENE***

**SARA**

## ***Dédicace***

*Pour la source de tendresse infinie, pour la plus généreuse femme qui a su m'aider avec son profond amour, pour l'âme de ma vie ....ma très chère mère..*

*Pour mes chères frères : **Khaled, Faycel, Ali et Mourad***

*Pour mes chers amis : en particulier : **Azmerdoub Brahim, Tarik Ait Ouarab,***

*mes chers amis intimes : **Iddir Ahmed et Zidelmal Belkacem***

*A toute ma famille : **BELLAHCENE***

*A ma binôme : **AIT ALLOUCHE SARA***

*A toutes les personnes que je porte dans mon*

*Cœur et qui se reconnaîtront car elles en font  
autant*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

**DAHMANE**

# Sommaire

I. Présentation de l'ouvrage	
I.1.Introduction .....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage .....	1
I.3.Caractéristiques géométriques.....	1
I.4.Les éléments constitutifs de l'ouvrage.....	1
➤ L'ossature .....	1
➤ Les portiques .....	2
➤ Les voiles .....	2
➤ Les planchers .....	2
➤ Maçonnerie .....	2
➤ Revêtements .....	2
➤ Escalier .....	3
➤ Cage d'ascenseur .....	3
➤ Fondations .....	3
➤ Console on porte -à- faux .....	4
➤ Acrotère .....	4
I.5.Règlements utilisés .....	4
I.6.Système de coffrage .....	4
I.7.Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	4
➤ Le béton.....	4
❖ Résistance caractéristique du béton a la compression (Art A-2-1-11 BAEL91 modifie 99) .....	5
❖ Résistance caractéristique du béton a la traction (Art A-2-1,12 BAEL91 modifie 99) .....	5
❖ Contraintes limites .....	5
● Etat limite ultime (E.L.U) .....	5
● État limite de service (ELS).....	6
❖ Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifie99).....	6
❖ Module de déformation .....	7
✓ Module de déformation longitudinale .....	7
✓ Module d'élasticité instantané (ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99) .....	7
✓ Module d'élasticité différée (Art A.2.1.2 BAEL91 modifiées 99).....	7
✓ Module de déformation transversale (BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.3) .....	8
❖ Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99).....	8
➤ L'acier.....	8
❖ Module d'élasticité longitudinal :(Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99).....	9
❖ Contraintes limites d'élasticité de l'acier .....	9
✓ Etat limite Ultime (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99).....	9
✓ Etat limite de service (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99).....	9
✓ Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99).....	9
✓ Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99).....	9
✓ Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99).....	9
❖ Protection d'armatures.....	10

I.8.	Conclusion.....	10
II.	Pré-dimensionnement	
II.1.	Introduction .....	11
II.2.	Pré-dimensionnement des éléments.....	11
II .a.	Les planchers.....	11
i.	En corps creux.....	11
ii.	En dalle pleine.....	12
✓	Condition de résistance à la flexion.....	12
✓	Résistance au feu.....	13
✓	Isolation acoustique .....	13
II .b.	Les poutres.....	13
❖	Poutres Principales : (poutre porteuse) .....	14
❖	Poutres secondaires .....	14
❖	La poutre palière.....	14
❖	Poutre de chaînage.....	15
II .c.	Les poteaux .....	16
II .d.	Les voiles .....	25
II.3.	Conclusion .....	27
III.	Calcul des éléments non structuraux.	
III.1.	Acrotère	
III.a.	Introduction .....	28
III.b.	Définition et rôle de l'acrotère .....	28
III.c.	Calcul des efforts .....	29
III.d.	Vérification à l'ELU .....	31
III.e.	Vérification à l'ELS .....	33
III.2.	Les Escaliers	
III.a.	Introduction .....	36
III.b.	Calcul de l'escalier .....	37
III.c.	Ferraillage .....	41
III.d.	Vérification à l'ELU.....	42
III.e.	Vérification à l'ELS.....	44
III.3.	Les planchers	
III.a.	Introduction .....	50
III.b.	Etude de la Dalle de compression .....	50
III.c.	Calcul des Armatures .....	51
III.d.	Etude de la poutrelle .....	51
III.e.	Vérification à l'ELU .....	62
III.f.	Vérification à l'ELS .....	64
III.4.	Calcul de la salle machine	
III.a.	Introduction .....	67
III.b.	Calcul de la dalle pleine.....	68
III.c.	Calcul a l'état limite ultime (ELU) .....	69
III.d.	Ferraillage à L'ELU .....	71
III.e.	Vérification à L'ELU .....	72
III.f.	Calcul à l'état limite de service l'ELS .....	73
III.g.	Vérification à l'ELS .....	75
III.5.	Poutre palière	
III.a.	Pré-dimensionnement.....	77

	III.b. Calcul à l'ELU .....	78
	III.c. Ferrailage.....	78
	III.d. Vérifications à l'ELU .....	79
	III.e. Calcul à l'ELS .....	80
	III.f. Vérifications des contraintes.....	80
	III.g. Conclusion .....	81
	III.6. Poutre de chaînage	
	III.a. Pré-dimensionnement .....	82
	III.b. Evaluation des charges et surcharge .....	82
	III.d. Etude de la poutre a l'ELU .....	83
	III.e. Calcul des armatures .....	83
	III.f. Vérification à l'ELU .....	84
	III.g. Vérification à l'ELS.....	86
IV.	Modélisation	
	✓ Introduction .....	89
	✓ Choix de la méthode de calcul .....	89
	✓ Définition du logiciel de calcul .....	89
	✓ Etapes de Modélisation .....	89
	✓ Chargement .....	97
	✓ Diaphragmes .....	98
	✓ Analyse de la structure.....	100
V.	Vérifications aux exigences du RPA	
	✓ Introduction .....	101
	✓ Vérification de la période empirique T [Art 4.2.4 RPA 99/2003] .....	101
	✓ Vérification de pourcentage de la participation de la masse modale .....	102
	✓ Vérification de l'excentricité .....	103
	✓ Vérification des déplacements relatifs .....	103
	✓ Vérification de déplacement inter-étage .....	103
	✓ Vérification de l'effort tranchant à la base(Art 4.3.6 RPA 99/2003).....	104
	✓ Vérification de l'effort normal réduit.....	106
	✓ Vérification de déplacement maximal .....	107
	✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P-Delta .....	107
	✓ Conclusion .....	112
VI.	Etude de contreventement	
	✓ Introduction .....	113
	✓ Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres.....	113
	✓ Calcul des coefficients $K^-$ (rigidités moyennes) .....	113
	✓ Calcul des coefficients de correction $\alpha_j^i$ des rigidités des poteaux	114
	✓ Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » .....	114
	✓ Caractéristique géométrique des voiles .....	119
	✓ Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » .....	120
	✓ Inertie fictive des portiques et des refends .....	120
	✓ Calcul de l'inertie fictive .....	121
	✓ Calcul des flèches des refends .....	121
	✓ Calcul des déplacements des portiques .....	122
	✓ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques.....	126
	✓ Conclusion .....	126

VII.	<i>Ferrailage des éléments structuraux</i>	
VII.	<i>Poutres</i>	
	❖ <i>Introduction</i> .....	127
	❖ <i>Recommandations du RPA</i> .....	128
	❖ <i>Calcul des armatures longitudinales</i> .....	128
	❖ <i>Armatures transversales minimales</i> .....	128
	❖ <i>Ferrailage des poutres</i> .....	129
	❖ <i>Vérification à l'ELU</i> .....	129
	❖ <i>Délimitation de la zone nodale</i> .....	131
	❖ <i>Vérification à l'ELS</i> .....	132
VIII.	<i>Etude des poteaux</i>	
	❖ <i>Introduction</i> .....	133
	❖ <i>Calcul du centre de pression</i> .....	134
	❖ <i>Détermination des armatures</i> .....	134
	❖ <i>Vérification à l'ELU</i> .....	137
	❖ <i>Calcul des armatures longitudinales à l'ELU</i> .....	138
	❖ <i>Vérifications à l'ELS</i> .....	142
	❖ <i>Conclusions</i> .....	144
IX.	<i>Voiles</i>	
	❖ <i>Introduction</i> .....	145
	❖ <i>Comportement d'un voile</i> .....	145
	❖ <i>Recommandation du RPA 99 version 2003</i> .....	145
	❖ <i>Armatures transversales</i> .....	146
	❖ <i>Armature pour les potelets</i> .....	146
	❖ <i>Espacement</i> .....	146
	❖ <i>Longueur de recouvrement</i> .....	147
	❖ <i>Armatures de coutures</i> .....	147
	❖ <i>Détermination des diagrammes des contraintes</i> .....	147
	❖ <i>Vérification à ELU</i> .....	148
	❖ <i>Vérification à l'ELS</i> .....	149
X.	<i>Etude du mur plaque</i>	
	❖ <i>Introduction</i> .....	152
	❖ <i>Contrainte de sollicitations</i> .....	152
	❖ <i>Ferrailage du mur plaque</i> .....	153
	❖ <i>Ferrailage à l'ELU</i> .....	155
	❖ <i>Recommandation du RPA</i> .....	155
	❖ <i>Vérifications à l'ELU</i> .....	155
	❖ <i>Vérification à l'ELS</i> .....	156
XI.	<i>Etude de l'infrastructure</i> .....	159
	❖ <i>Introduction</i> .....	159
	❖ <i>Type de fondations</i> .....	159
	✓ <i>Les fondations superficielles</i> .....	159
	✓ <i>Les fondations profondes</i> .....	159
	❖ <i>Choix du type de fondations</i> .....	160
	✓ <i>Semelles filantes</i> .....	160
	• <i>Semelles filantes sous voiles</i> .....	160
	• <i>Semelles sous poteaux</i> .....	161
	❖ <i>Détermination de la résultante des charges</i> .....	161

❖	Calcul d'un radier .....	162
✓	Pré-dimensionnement du radier.....	162
•	Dalle.....	163
•	Dalle flottante .....	163
•	Nervure .....	163
❖	Détermination des Surface .....	164
❖	Détermination des efforts à la base du radier .....	164
❖	Vérifications .....	165
✓	Vérification de la contrainte de cisaillement .....	165
✓	Vérification de la stabilité de radier X-X.....	165
✓	Vérification de la stabilité de radier Y-Y .....	166
✓	Vérification de la stabilité au renversement .....	167
❖	Ferraillage du radier	
✓	Ferraillage de la dalle du radier .....	167
•	Ferraillage à ELU .....	168
•	Vérification à l'ELU.....	169
•	Vérification à l'ELS.....	170
❖	Ferraillage des débords .....	171
✓	Sollicitations de calcul .....	171
✓	Calcul des armatures .....	171
✓	Vérification à l'ELU .....	171
✓	Vérification à l'ELS.....	171
❖	Ferraillage de la nervure .....	172
✓	Sollicitation.....	172
✓	Calcul du ferraillage .....	175
✓	Vérification à l'ELU .....	176
✓	Vérification à l'ELS.....	177

# *Liste des figure*

I.	<i>Présentation de l'ouvrage</i>	3
	I.1 Schéma d'un escalier .....	3
	I.2 Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.....	6
	I.3 Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.....	6
	I.4 Diagramme contrainte-déformation .....	10
II.	<i>Pré-dimensionnement</i>	
	II.1 Coupe verticale Plancher en corps creux.....	12
	II.2 Coupe verticale d'une poutre palière.....	15
	II.3 Coupe verticale d'une poutre Chainage.....	15
	II.4 Surface d'influence du poteau .....	17
	II.5 Plancher étage la terrasse inaccessible .....	17
	II.6 Plancher étage courant.....	18
	II.7 Coupe verticale du mur intérieur .....	18
	II.8 Coupe verticale du mur extérieur .....	19
	II.9 Coupe de voile en élévation.....	26
	II.10 Coupe de voile en plan .....	26
III.	<i>Calcul des éléments non structuraux.</i>	
	III.a . Acrotère	
	❖ Coupe verticale de l'acrotère .....	28
	❖ Diagrammes des efforts internes.....	30
	❖ Schéma statique de la section de l'acrotère.....	30
	❖ Plan de Ferrailage de l'acrotère .....	35
	III.b. Les Escaliers	
	❖ Coupe verticale de l'escalier .....	36
	❖ Schéma statique de l'escalier ELU .....	39
	❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU .....	41
	❖ Schéma statique de l'escalier ELS.....	45
	❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS .....	47
	❖ Ferrailage des escaliers.....	49
	III.c. Les planchers	
	❖ Plancher à corps creux .....	50
	❖ Schéma statique du treillis soudé.....	51
	❖ Caractéristique géométrique de la section en T .....	52
	❖ Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire .....	54
	❖ Diagrammes des efforts internes à ELU.....	56
	❖ Diagramme des efforts interne d'une seule travée à ELU .....	57
	❖ Diagrammes des efforts internes à ELS .....	59
	❖ Diagramme des efforts interne d'une seule travée à ELS .....	60
	❖ Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression .....	61
	❖ Ferrailage du plancher à corps creux .....	66
	III.d. Ascenseur.	
	❖ Composition d'un ascenseur.....	67
	❖ Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine....	67
	❖ Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU .....	70
	❖ Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS .....	74
	❖ Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.....	76

	III.e. Poutre palière	
❖	Schéma de la poutre palière .....	77
❖	Section de la poutre palière .....	77
❖	Diagramme du moment et de l'effort à l'ELU.....	78
❖	Diagramme du moment et de l'effort à l'ELS.....	80
❖	Schéma de ferrailage .....	81
	III.f. Poutre de chaînage	
❖	Coupe verticale de la poutre .....	82
❖	Diagramme des efforts internes .....	83
❖	Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	86
❖	Ferrailage de la poutre de chaînage.....	88
IV.	Modélisation	
❖	Système d'unités .....	90
❖	Création d'un nouveau model.....	90
❖	Définition de dimension pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.....	90
❖	Introduction des distances selon xx et yy.....	91
❖	Les lignes de grilles de la structure .....	91
❖	Définition des propriétés du matériau CONC .....	92
❖	Définition des poutres.....	92
❖	Définition des poteaux.....	93
❖	Définition corps creux, voile et dalle pleine .....	93
❖	Affectation des poutres.....	94
❖	Affectation des poteaux.....	94
❖	Affectation de corps ceux et dalle pleine.....	95
❖	Affectation des voiles.....	95
❖	Définition des charges statiques.....	95
❖	Le spectre de réponse.....	96
❖	Définition du spectre.....	96
❖	Définition de la charge sismique.....	97
❖	Création des combinaisons.....	98
❖	Encastrement des appuis.....	98
❖	Diaphragme de chaque plancher.....	99
❖	Schéma de la structure en 3D .....	99
V.	Vérifications aux exigences du RPA	
✓	Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	101
✓	Effort tranchant(ETABS) .....	106
✓	Charge horizontale reprise par la structure(EX) .....	109
✓	Charge reprise par les voiles(EX) .....	109
✓	Charge reprise par la structure(EY) .....	110
✓	Charge horizontale reprise par les voiles .....	110
✓	Charge horizontale reprise par la structure (EY) .....	111
✓	Charge horizontale reprise par les voiles.....	111
VI.	Etude de contreventement	
❖	Coupe verticale d'un niveau .....	113
❖	Trapèze de calcul .....	121
❖	Diagramme des moments des aires.....	121

## VIII. Ferrailage des éléments structuraux

### VIII.1. Etude des poteaux

- ❖ *Moment dans les poteaux* ..... 133
- ❖ *Section entièrement comprimée* ..... 135
- ❖ *Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec* ..... 138
- ❖ *Zone Nodale* ..... 139
- ❖ *Ferrailage des poteaux* ..... 144

## IX. Voiles

- ❖ *Disposition des armatures verticales dans les voiles* ..... 147

## X. Etude du mur plaque

- ❖ *Schéma du mur plaque (Vue en élévation)* ..... 152
- ❖ *Diagrammes des contraintes* ..... 153
- ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X* ..... 153
- ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y* ..... 153
- ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU* ..... 154
- ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU* ..... 154
- ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS* ..... 154
- ❖ *Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS* ..... 154

## XI. Etude de l'infrastructure

- ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x* ..... 174
- ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x* ..... 174
- ❖ *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x* ..... 174
- ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y* ..... 175
- ❖ *Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y* ..... 175
- ❖ *Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y* ..... 175

# Liste des tableaux

I.	Présentation de l'ouvrage	
	I.1. Caractéristiques d'aciers.....	8
II.	Pré-dimensionnement	
	II.1. Charges permanentes de la terrasse inaccessible .....	17
	II.2. Charges permanentes de l'étage courant .....	18
	II.3. Charges permanentes des murs intérieurs.....	18
	II.4. Charges permanentes des murs extérieurs .....	19
	II.5. Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.....	21
	II.6. Sections des poteaux.....	22
	II.7. Vérification du flambement des poteaux.....	25
III.	Calcul des éléments non structuraux.	
	❖ Les Escaliers	
	✓ Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.....	40
	✓ Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.....	46
	❖ Les planchers	
	✓ Charges est surcharges revenant aux poutrelles .....	53
	✓ Calcul des efforts internes à l'ELU .....	55
	✓ Calcul des efforts interne d'une seule travée à l'ELU.....	57
	✓ Calcul des efforts internes à l'ELS .....	58
	✓ Calcul des efforts interne d'une seule travée à l'ELS.....	60
V.	Vérifications aux exigences du RPA	
	❖ Tableau des modes et de la masse participante .....	102
	❖ Vérification de l'excentricité.....	103
	❖ Vérification de déplacements inter-étages suivant Ex.....	103
	❖ Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.....	104
	❖ Tableau facteur de qualité Q.....	105
	❖ Tableau des efforts tranchant (MSE) .....	106
	❖ Tableau effort normal réduit dans les poteaux .....	107
	❖ Vérification L'effet P-Delta suivant Ex .....	108
	❖ Vérification L'effet P-Delta suivant Ey .....	108
VI.	Etude de contreventement	
	VI.1. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X .....	114
	VI.2. Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.....	115
	VI.3. Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.....	115
	VI.4. Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.....	115
	VI.5. Rigidités des portiques dans le sens X-X.....	116
	VI.6. Rigidités des portiques dans le sens Y-Y .....	118
	VI.7. Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).....	119
	VI.8. Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).....	120
	VI.9. Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles » .....	120
	VI.10. Section des aires et position du CDG.....	122
	VI.11. Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).....	123
	VI.12. Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).....	124
	VI.13. Inerties des portiques .....	126
	VI.14. Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) .....	126

	VI.15. Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (Y-Y).....	126
IV.	Ferraillage des éléments structuraux	
	IV.1.Poutres	
	❖ Recommandations du RPA .....	128
	❖ Ferraillage des poutres a l'ELU.....	129
	❖ Vérification condition de non fragilité.....	129
	❖ Vérification aux cisaillements.....	129
	❖ Influence de l'effort tranchant sur l'acier.....	130
	❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	130
	❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement .....	130
	❖ Vérification à l'ELS.....	132
	IV.2.Etude des poteaux	
	❖ Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle ....	133
	❖ Section d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA.....	136
	❖ Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens .....	138
	❖ Détermination de la zone nodale .....	139
	❖ Quantité minimale d'armature transversale.....	141
	❖ Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	142
	❖ Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel SOCOREC.....	143
	❖ Ferraillage finale des poteaux .....	144
	IV.3.Voiles	
	❖ Ferraillage de Voile 1 ,6.....	150
	❖ Ferraillage de Voile 2.....	150
	❖ Ferraillage de Voile 1 ,9.....	150
	❖ Ferraillage de Voile 2,3.....	151
	❖ Ferraillage de Voile 2,5 .....	151
V.	Etude du mur plaque	
	❖ Sollicitations de mur plaque .....	153
	❖ Ferraillage du mur .....	155
	❖ Vérifications de la condition de non fragilité.....	156
	❖ Vérification des contraintes à l'ELS.....	157
VI.	Etude de l'infrastructure	
	❖ Contrainte admissible du sol .....	160
	❖ Largeur de semelles filantes sous voiles .....	161
	❖ Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux.....	161
	❖ Détermination des Surface .....	164
	❖ Détermination des efforts à la base du radier.....	164
	❖ Vérification de la contrainte de cisaillement .....	165
	❖ Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal) .....	165
	❖ Vérification de la stabilité de radier (sens transversal) .....	166
	❖ Récapitulatif des résultats dans les deux sens.....	169
	❖ Vérification de la section minimale .....	169
	❖ Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.....	170
	❖ Répartitions simplifiées des chargements .....	172
	❖ Calcul des charges de la nervure sens ( X-X ) .....	173
	❖ Calcul des charges de la nervure sens ( Y-Y ).....	173
	❖ Efforts maximale .....	175
	❖ Calcul du ferraillage .....	175
	❖ Vérification de Condition de non fragilité .....	176
	❖ Vérification à l'ELS.....	177

## ***INTRODUCTION GENERALE***

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace . Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toute fois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie: sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort, esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.

***I.1 Introduction :***

Dans ce chapitre nous allons présenter notre projet à étudier. Tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec un moindre coût. Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, CBA93, DTU et DTR.

***I.2 Présentation de l'ouvrage :***

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisis d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+07+Sous-sol), qui sera implanté à **Tizi-Ouzou. Éco Quartier «MALIK HACEN»** qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (*zone IIa*).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : «ouvrage d'importance moyenne», et comme le rapport de sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de 2 bars comme une contrainte de sol, cette contrainte correspond à un sol meuble «S3».

Cet ouvrage est composé :

- ✓ un Sous-Sol à usage Commercial ;
- ✓ Un RDC à usage d'habitation;
- ✓ Étages courants à usage d'habitation;
- ✓ Cage d'escaliers;
- ✓ Cage d'ascenseur.

***I.3 Caractéristiques géométriques :***

❖ Hauteur Total.....	30,88 m
❖ Longueur Total.....	20,80 m
❖ Largeur Total.....	17,83 m
❖ La hauteur du Sous-sol .....	4,20 m
❖ Hauteur du RDC.....	3,06 m
❖ Hauteur de l'étage courant.....	3,06 m

***I.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :******L'ossature :***

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 Version 2003), préconise pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature faite en voiles et portiques.

**-Les portiques :** sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontales.

**-Les voiles :** sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

**Les planchers :** les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations dans notre cas on n'a deux type de planchers (planchers en corps creux ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants. Pour les planchers en dalle pleine ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons) . Les planchers assurent deux fonctions principales

- ❖ **Fonction de résistance mécanique:** ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- ❖ **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
  - Les planchers des étages courants sont en corps creux.
  - Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de **1%** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **Maçonnerie :**

- ❖ **Murs extérieurs :** ils seront en double cloison de briques creuses de 10 cm séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs :** ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm.

### **Revêtements :**

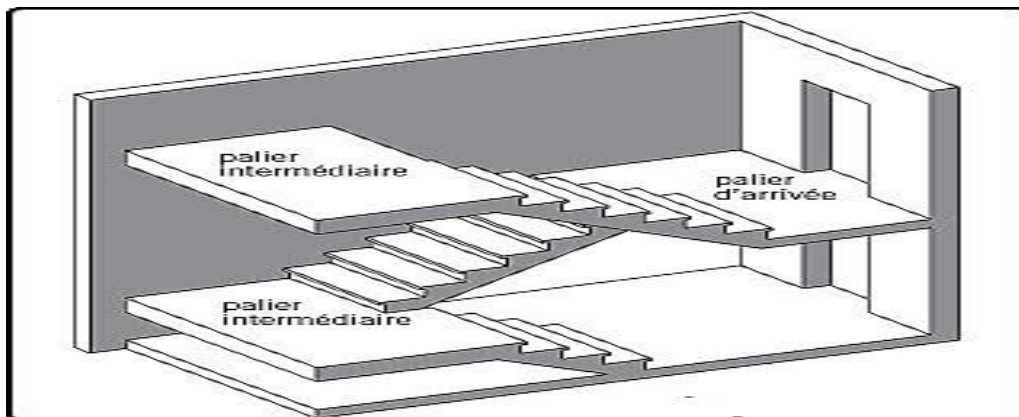
- ❖ **Etanchéité :** destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouches, isolation et une forme de pente de 1%.
- ❖ **Enduit extérieur :** c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs et les cages d'escaliers ;
- ❖ **Enduit intérieur :** réalisé en plâtre pour les plafonds et pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui ont un revêtement en mortier du ciment ;

- ❖ Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de halle d'entrée et les locaux commerciaux ;
- ❖ Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes autres pièces et les escaliers ;
- ❖ Carreaux céramiques pour les façades principales.
- ❖ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,

### **Escalier :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Le bâtiment comporte deux types d'escaliers, ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

- ❖ escalier desservant les étages courants et rez de chaussée : escalier à deux volées et un palier de repos.



**Figure I-1 : Schéma d'un escalier.**

### **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur.

### **Fondations :**

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

## **Console en porte -à- faux :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

## **Acrotère :**

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

## **1.5 Règlements utilisés**

Les règles utilisées sont :

- les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- les règles parasismiques algériennes (RPA 99 modifié 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

## **1.6 Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage en bois pour les portiques.

## **1.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99/ version 2003**) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91/ modifiée 99**).

### **a) Le béton :**

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment portland (CPJ 42,5), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

**i. Résistance caractéristique du béton à la compression (Art A-2-1-11 BAEL91 modifié 99)**

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j$ , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 60\text{jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Si } j > 60\text{jours}$$

Pour des résistances  $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 28\text{jours}$$

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

Pour ce projet on adoptera  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

**I.2- Résistance caractéristique du béton à la traction (Art A-2-1,12 BAEL91 modifié 99)**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

**I.3-Contraintes limites :**

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

**a-Etat limite ultime (E.L.U)**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A 4-3-4, 1 BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures ;

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ;

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $<$  à 1 heure.

A 28 jours  $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

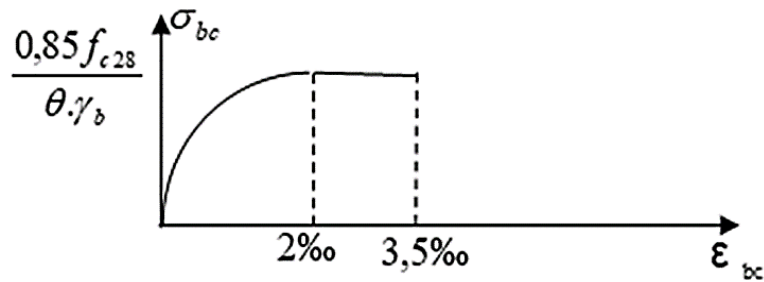


Figure I-2 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

Ce diagramme, dit « Parabole - rectangle », est utilisé dans les calculs relatifs à l'ELU. Il indique une contrainte limite de compression qui a tendance à assurer une utilisation optimale du béton.

**b-état limite de service (ELS)**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A 4-5-2 BAEL 91 modifié 99})$$

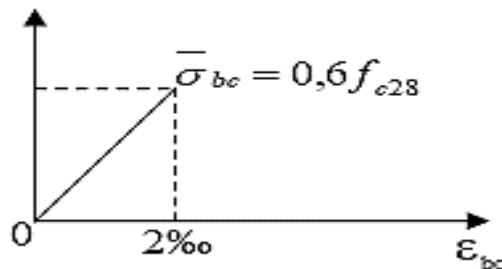


Figure I-3 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.

**I.4- Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifié 99)**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

$b_0$ : La largeur de l'ame.

$d$  : Valeur de la hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[\text{MPa}] \right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right)$$

### ***1.5-Module de déformation :***

#### ***1.5.1 Module de déformation longitudinale:***

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- ***Module d'élasticité instantané (ART A.2.1.21 BAEL91 modifié 99)***

C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures.

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

Dans notre cas :  $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

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

- ***Module d'élasticité différée (Art A.2.1.2 BAEL91 modifié 99).***

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

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

Dans notre cas :  $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**Module de déformation transversale (BAEL91 modifié 99/ArtA.2.1.3) :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$$

Avec :

**E** : Module de YOUNG [Module d'élasticité]

**ν** : Coefficient de poisson

**I.6- Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifié 99).**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ .....à l'état limite de service [ELS].

$\nu = 0$ .....à l'état limite ultime [ELU].

**II- L'acier :**

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau I -1** : Caractéristiques des aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en Treillis	Treillis soudés <b>TL.520</b> <b>(Φ &lt; 6)</b>	TS	520	1.3	1

- **Module d'élasticité longitudinal** : (Art-2.2.1 BAEL91 modifié 99).

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. on admet généralement :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

**Etat limite Ultime** (Art A.4.3.2 BAEL91 modifié 99) :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :  $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec  $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$  ..... Situation Accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$  ..... Situation courante (durable)
- $f_e$  : ..... Limite d'élasticité de l'acier.

- **Etat limite de service** (Art A.4.5.3 BAEL91 modifié 99) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible** (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifié 99) :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.  $\sigma_s \leq f_e$

- **Fissuration préjudiciable** (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifié 99) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations

Cas des éléments exposés à l'intempérie :

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

- **Fissuration très préjudiciable** (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifié 99) :

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite.

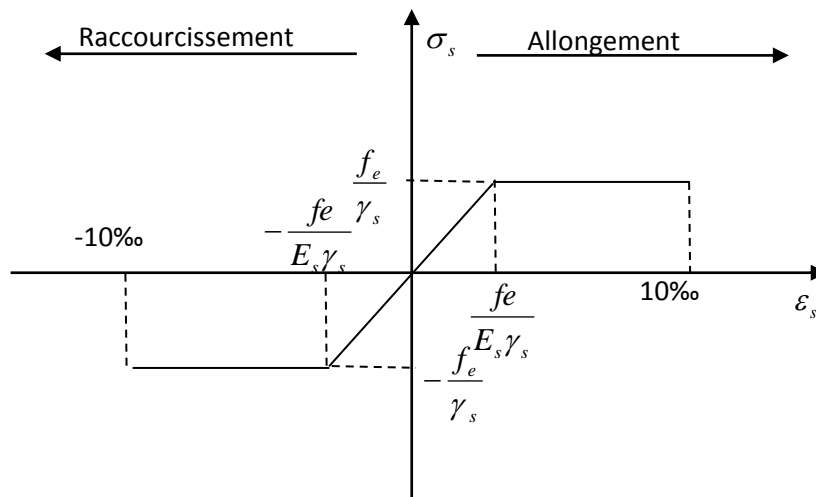
Cas des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec :  $n$  : coefficient de sécurité

- $n = 1$  ..... pour les treillis Soudés
- $n = 1,3$  ..... pour les aciers Haute Adhérence  $\varnothing < 6 \text{ mm}$
- $n = 1,6$  ..... pour les aciers moyens adhérence  $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$ .

**Diagramme contrainte-déformation :**



**Figure I-3 :** Diagramme contrainte-déformation des aciers.

**Protection d'armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $5 > C \geq 2\text{cm}$  : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $2 > C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**Conclusion :**

A ce niveau on a défini tous les éléments que contient notre ouvrage, ainsi que les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de **BAEL91/modifié 99** et le règlement parasismique Algérien (**RPA**).

**II.1 Introduction**

Le pré-dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **CBA93**, **BAEL99** et le **RPA 99/ Version 2003** dont le but est d'arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

**II.2 Pré-dimensionnement des éléments****II.2.1 Les planchers**

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur "e " faible par rapport à leur dimension en plan, ils reposent sur 2, 3 ou 4 appuis, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi deux fonctions principales :

- ❖ **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- ❖ **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :

- ✓ Les planchers de rez de chaussée et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- ✓ Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- ✓ Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) de la salle machine.

On distingue deux types de planchers:

**II.2.1.1 En corps creux**

Les plancher en corps creux sont constituées de :

- **Nervure appelées poutrelles** : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm à 65cm**.

- **Un remplissage en corps creux** : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton** : est une dalle en béton armée d'un quadrillage d'armatures ayant comme but :
  - Limiter le risque de fissuration par retrait.
  - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

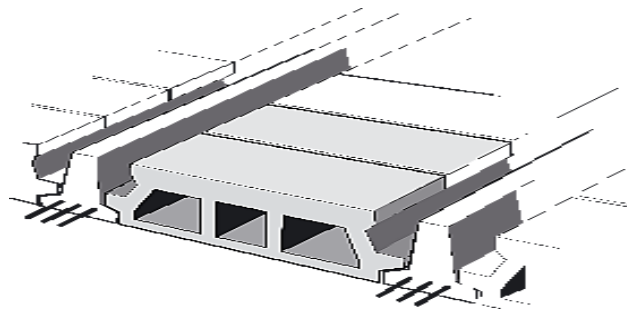
$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.423 BAEL 91})$$

L : portée maximale entre axe, dans le sens des poutrelles.

Avec :

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{360}{22,5} = 16 \text{ cm.}$$



**Figure II** : Coupe verticale du plancher en corps creux.

On optera pour un plancher de  $(16+4) = 20 \text{ cm}$

- Epaisseur du corps creux est de  $16 \text{ cm}$
- Epaisseur de la dalle de compression est de  $4 \text{ cm}$ .

### II.2.1.2 En dalle pleine

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

- **Condition de résistance à la flexion** :
  - ✓ Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x / 35 < e < L_x / 30$  .
  - ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x / 50 < e < L_x / 40$  .

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

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 2 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 1,3\text{m} = 130\text{ cm}$  (Dalle pleine).

La dalle pleine :  $3 < e < 4$  donc :  $e = 4\text{ cm}$

**Résistance au feu : (BAEL 91 révisé 993.1.33)**

$e = 7\text{ cm}$  : pour une heure de résistance au feu.

$e = 11\text{ cm}$  : pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5\text{ cm}$  : pour quatre-heures de résistance au feu.

$e$  : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire :  $ep = 15\text{ cm}$

➤ **Isolation acoustique : (CBA93)**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de  $M = 350\text{ kg/m}^2$ .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14\text{ m} = 14\text{ cm}$$

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à **15 cm**.

### II.2.2 Les poutres

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**Art A.4.1.14 BAEL 91 modifié 99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement (**Art 7.5.1 RPA99/version 2003**):

Les dimensions des poutres *isostatiques* sont définies en fonction de leurs portées  $L_x$ , telles que :

**Règlement Art 7.5.1 RPA99/version 2003**

- Largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Avec :

- $h$  : Hauteur de la poutre,
- $b$  : Largeur de la poutre,
- $b_1$  : Largeur du poteaux .

➤ **Poutres Principales : (poutre porteuse)**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$25,33 \leq h \leq 38,0 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 25$

➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$24 \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$  ;

Nous optons pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 25 \text{ cm}$

**Vérification selon le RPA 99 / version 2003**

$b \geq 20 \text{ cm}$  On a  $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$  On a  $h = 35 \geq 30 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ cm}$  .....la Condition est Vérifiée.

**La poutre palière :**

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ( $b \times h$ ), reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, le

pois du mur en maçonnerie, et la réaction de la pailleasse avec une portée max de 280 cm. On choisit la poutre palière du RDC et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

**Pré-dimensionnement de la poutre palière : (Art 7.5.1 RPA99/version 2003):**

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur  $h_t$  est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$18.66 \leq h \leq 28 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 20 \text{ cm}$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

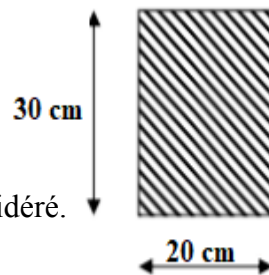


Figure II : Coupe verticale de la poutre palière.

**Vérification selon le RPA 99 / version 2003**

$b \geq 20 \text{ cm}$  On a  $b = 20 \geq 20 \text{ cm}$ .....la Condition est vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$  On a  $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$ .....la Condition est vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$  .....la Condition est vérifiée.

**III.3 Etude de la poutre de chaînage :**

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids le poids propre du plancher et le poids du mur en double cloisons.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

La Hauteur  $h_t$  est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$24 \leq h \leq 36 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 20 \text{ cm}$ .

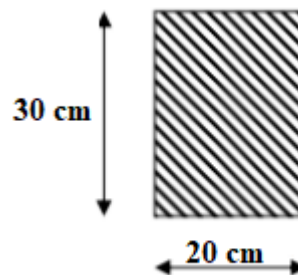


Figure II-5: Coupe verticale Poutre Chainage

- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré

#### Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$  On a  $b = 20 \geq 20 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$  On a  $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$ .....la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$  On a  $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$  .....la Condition est Vérifiée.

### Les poteaux

#### Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression  $N_s = (G+Q)$ .

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/2003}]$$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

#### Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

#### Localisation du poteau le plus sollicité

La surface revenant au poteau est :

$$S_1 = 1.675 \times 1.775 = 2.973 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.675 \times 1.675 = 2.805 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.675 \times 1.675 = 2.805 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.675 \times 1.755 = 2.973 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.556 \text{ m}^2$$

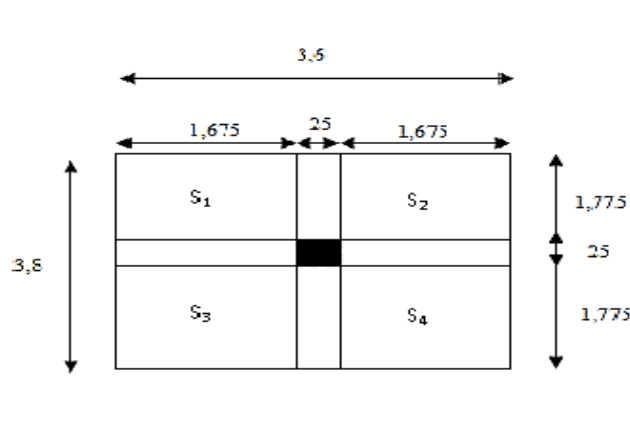


Figure II : surface d'influence du poteau

**Détermination des charges et des surcharges:**

Pour déterminer les charges permanentes G

Q(KN/m<sup>2</sup>); nous allons nous référer au document technique règlementaire *DTR B.C.2.2*

« charges et surcharges d'exploitation Charges permanentes G :

*Plancher terrasse*

Tableau II -1 Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	pare vapeur	1 feuille	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher corps creux (16+4)	(16+4)	3	1.9775
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>TOTAL</b>				<b>4.64</b>

Figure II :Plancher terrasse

Plancher étage courant

Tableau II - 2 Charges permanentes de l'étage courant.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0,9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
3	mortier de pose	0.02	22	0.44
4	couche de sable	0.02	18	0.36
5	plancher en corps creux	(16+4)	3	1,9775
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b>TOTAL</b>				<b>4,32</b>

Figure II: Plancher étage courant.

Murs intérieurs

Tableau II – 3 Charges permanentes des murs intérieurs.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
<b>TOTAL</b>				<b>1,3</b>

Figure II : Coupe verticale du mur intérieur

Murs extérieurs

Tableau II – 4 Charges permanentes des murs extérieurs.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
3	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
<b>TOTAL</b>				<b>2.44</b>

*Figure II : Coupe verticale du mur extérieur*

**Poids propre des éléments :**

C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

**Plancher terrasse :**

$$G_t = 11,556 \times 4,64 = 53,61 \text{ KN}$$

**Plancher courant :**

$$G_c = 11,556 \times 4,32 = 49,92 \text{ KN}$$

**Poutres principales :**

$$G_{PP} = (0,35 \times 0,25) \times (3,8 - 0,25) \times 25 = 7,76 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires :**

$$G_{PS} = (0,35 \times 0,25) \times (3,60 - 0,25) \times 25 = 7,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 7,76 + 7,32 = 15,08 \text{ KN}$$

**Poteaux :**

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  En zone I et IIa
- $Min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  En zone IIb et III
- $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  Avec  $h_e$  : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure  $b= 25 \text{ cm}$  ,  $h=25\text{cm}$  :

$$G_{\text{Etage}}=0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3,06) \times 25 = 4,78 \text{KN}$$

$$G_{\text{sous-sol}}=0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (4,20) \times 25 = 6,56 \text{KN}$$

**Surcharge d'exploitation Q :**

Plancher étage courant à usage d'habitation.....	$1,5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$
Plancher terrasse inaccessible .....	$1 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$

Les Surcharge d'exploitation seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

**Etages courants**

$$Q \times S = 1,5 \times 11,556 = 17,334 \text{KN}$$

**Plancher terrasse inaccessible**

$$Q \times S = 1 \times 11,556 = 11,556 \text{KN}$$

**Loi de dégression des charges d'exploitation**

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le D.T.R B.C 2.2, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux

$n \geq 5 \text{ niveaux}$  Où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable D.T.R B.C 2.2 Art 6.3

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$$

**Q<sub>0</sub>** : surcharge d'exploitation à la terrasse.

**Q<sub>i</sub>** : surcharge d'exploitation de l'étage i.

**n** : numéro de l'étage du haut vers le bas.

**Q<sub>n</sub>** : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

**Coefficients de dégression des surcharges :**

**Tableau II – 5 valeurs des coefficients de dégression des surcharges.**

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

**Les surcharges cumulées :**

8<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0=11,556 \text{ KN}$

7<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + Q_1= 28,89 \text{ KN}$

6<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)=44,49 \text{ KN}$

5<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.9 (Q_1+Q_2+Q_3) =58,35 \text{ KN}$

4<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=70,49 \text{ KN}$

3<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =80,89 \text{ KN}$

2<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =89,57 \text{ KN}$

1<sup>er</sup> niveau :  $Q_0 + 0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 97,70 \text{ KN}$

Sous-Sol :  $Q_0 + 0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) =105,85 \text{ KN}$

Dimensionnement des sections des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	$G_{tot}$	$G_{cum}$	$Q_i$	$Q_{cum}$		Section trouvée $\frac{N}{0,3 f_{c28}}$	Section Adopté
7	53,61	4,78	15,08	73,47	73,47	11,55 6	11,55 6	85,02	113,36	30×30
6	49,92	4,78	15,08	69,78	143,2 5	17,33 4	28.89	172,1 4	229,52	30×30
5	49,92	4,78	15,08	69,78	213,0 3	17,33 4	44.49	257,5 2	343,36	30×30
4	49,92	4,78	15,08	69,78	282,8 1	17,33 4	58.35	341,1 6	454,88	35×35
3	49,92	4,78	15,08	69,78	352,5 9	17,33 4	70.49	423,0 8	564,10	35×35
2	49,92	4,78	15,08	69,78	422,3 7	17,33 4	80.89	503,2 6	671,01	35×35
1	49,92	4,78	15,08	69,78	492,1 5	17,33 4	89.57	581,7 2	775,62	40×40
RDC	49,92	4,78	15,08	69,78	561,9 3	17,33 4	97,7	659,6 3	879,5	40×40
Sous-Sol	49,92	6,56	15,08	71,56	633,4 9	17,33 4	105.8 5	739,3 4	985,78	40×40

Tableau II – 6 Sections des poteaux.

**Remarque :**

- ✓ Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s’effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d’avoir des sections qui résistent à d’éventuelles efforts dynamiques.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ **sections adoptées suivant les étages :**

Pour le Sous-Sol , Le RDC, et le 1<sup>er</sup> étage : **S= (40× 40)**

Pour le 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étages : **S= (35 ×35)**

Pour le 5<sup>eme</sup> ,6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étages : **S= (30 ×30)**

- ✓ Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d’angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent êtres coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits. **(Art.7.4.1.RPA)**

➤ **Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :**

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  En zone I et IIa
- $Min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  En zone IIb et III
- $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  Avec  $h_e$  : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

**Du Sous-Sol au 1<sup>er</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$ .....Condition vérifiée.

Du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> niveau :

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$ .....Condition vérifiée.

Du 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> niveau :

$Min(b, h) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 30 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$ .....Condition vérifiée.

**Vérification au flambement :**

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7 l_0$ )

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$l_0$  : longueur libre du poteau.

$I$  : Moment d'inertie du poteau  $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

**Tableau II – 7 Vérification du flambement des poteaux.**

Niveaux	<i>b</i> (cm)	<i>h</i> (cm)	<i>I</i> (cm <sup>4</sup> )	<i>S</i> (cm <sup>2</sup> )	<i>i</i> (cm)	<i>l</i> <sub>0</sub> (cm)	<i>L</i> <sub><i>f</i></sub> (cm)	$\lambda$	Condition
7	30	30	67500,00	900	8,660254038	306	214,2	24,73	Condition vérifiée
6	30	30	67500,00	900	8,660254038	306	214,2	24,73	Condition vérifiée
5	30	30	67500,00	900	8,660254038	306	214,2	24,73	Condition vérifiée
4	35	35	125052,08	1225	10,10362971	306	214,2	21,20	Condition vérifiée
3	35	35	125052,08	1225	10,10362971	306	214,2	21,20	Condition vérifiée
2	35	35	125052,08	1225	10,10362971	306	214,2	21,20	Condition vérifiée
1	40	40	213333,33	1600	11,54700538	306	214,2	18,55	Condition vérifiée
RDC	40	40	213333,33	1600	11,54700538	306	214,2	18,55	Condition vérifiée
Sous-Sol	40	40	213333,33	1600	11,54700538	420	294	18,55	Condition vérifiée

**Pré dimensionnement des voiles**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet d’un chargement horizontal (séisme...) d’une part, et à reprendre une partie des charges verticales d’autre part .

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à le **RPA 99 /version 2003 Art 7.7.1.**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $l \geq 4a$ .

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Pour notre cas :

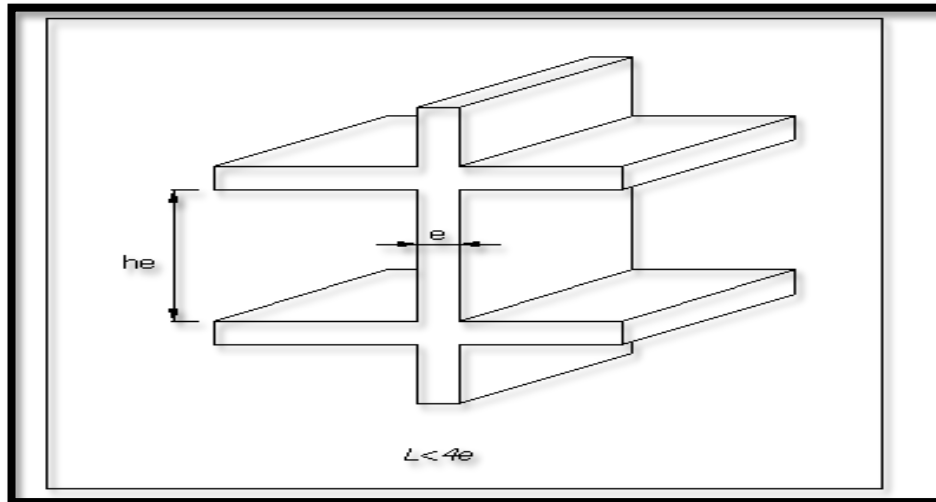


Figure II- Coupe de voile en élévation

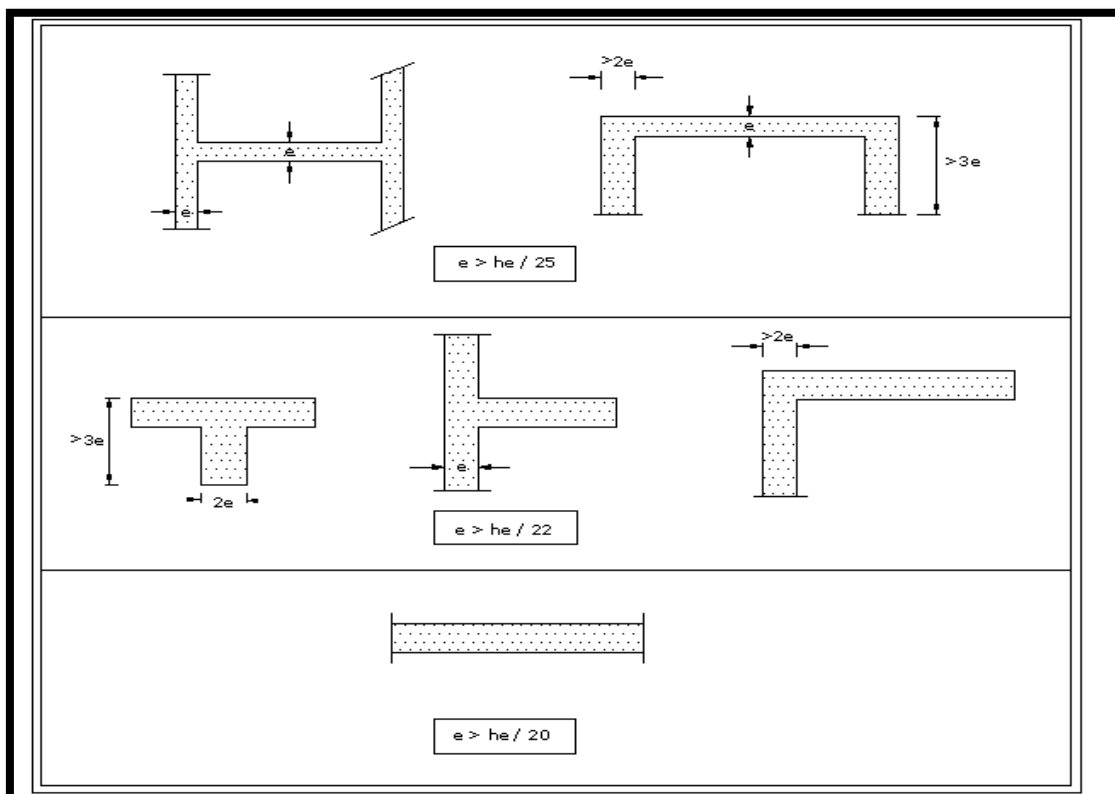


Figure II- Coupe de voile en plan

$a$  : épaisseur du voile,

$h_e$  : hauteur libre d'un étage  $h_e = h - e_p$

$h$  : hauteur d'étage,

$e_p$  : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$$e_{pmin} \geq 15 \text{ cm}$$

$$L_{min} \geq 4e_p$$

$$h_e = 420 - 20 = 400 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003**

$a_{min} = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

$L_{min} = 271 \text{ cm} > 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$ ..... Condition vérifiée.

**Conclusion :**

- Poutres principales : (25 × 35)
- Poutres secondaires : (25 × 35)
- Poutres palière : (20 × 30)
- Poutres chaînage : (20 × 30)
- Epaisseur des voiles : 20 cm
- Epaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm
- Epaisseur de la dalle pleine : 15 cm
- Sections adoptées pour les poteaux
  - Sous-Sol au 1<sup>ème</sup> niveau : (40 × 40)
  - 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> niveau : (35 × 35)
  - 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> niveau : (30 × 30)

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changer après l'étude dynamique de la structure.

## Acrotère

### Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

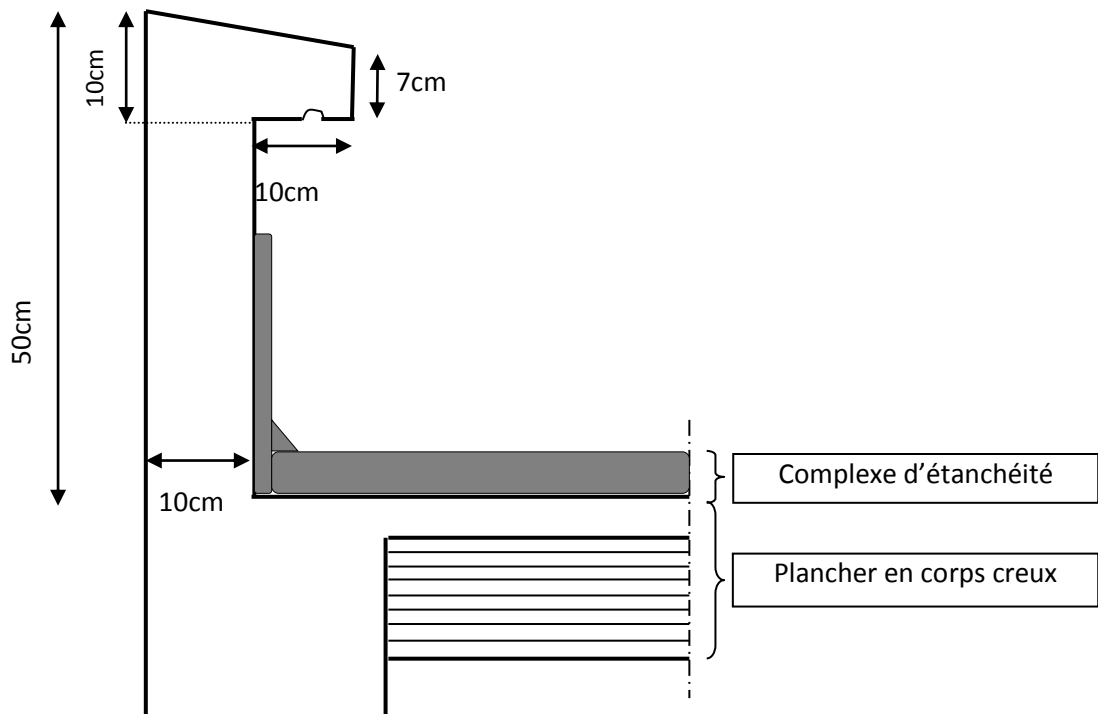
Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

### Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (  $Q = 1 \text{ [kN/ml]}$  ) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.



*Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère*

**Calcul des efforts :**

**a) Effort normal dû au poids propre  $G$  :**

L'effort normal dû au poids propre est donné par :  $N_G = G \times 1m$

Avec :  $G = \rho \times S$

$N$  : effort normal

$G$  : poids propre

$\rho$  : masse volumique de béton  $\rho = 25 \frac{KN}{m^3}$

$S$  : section transversale

$$G = 25 \times \left[ (0,4 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{(0,03 \times 0,2)}{2} \right] = 1,425 \frac{KN}{ml}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1 m = 1,425 \times 1 m = 1,425 KN$$

**b) Effort tranchant  $T$  :**  $T = Q \times 1 m = 1 \times 1 m = 1 KN$

**c) Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :**

$$M_q = Q \times H \times 1 m = 1 \times 0,5 \times 1 m = 0,5 KN.m$$

**Combinaison des charges (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :**

❖ **A l'E.L.U :** sous la combinaison  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

**Effort normal de compression dû au poids propre  $G$  :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,425 = 1,92 KN$$

**a) Effort tranchant  $T$  :**

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 m = 1,5 KN$$

**b) Moment de renversement dû à la surcharge  $Q$**

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 KN.m$$

❖ **A l'E.L.S :** sous la combinaison  $G + Q$

**a) Effort normal de compression dû au poids propre  $G$  :**

$$N_s = G = 1,425 KN$$

**b) Effort tranchant  $T$  :**

$$T_s = T = 1 KN$$

**Moment de renversement dû à la surcharge  $Q$  :**

$$M_s = M_q = 0,5 KN.m$$

Schéma statique de l'Acrotère

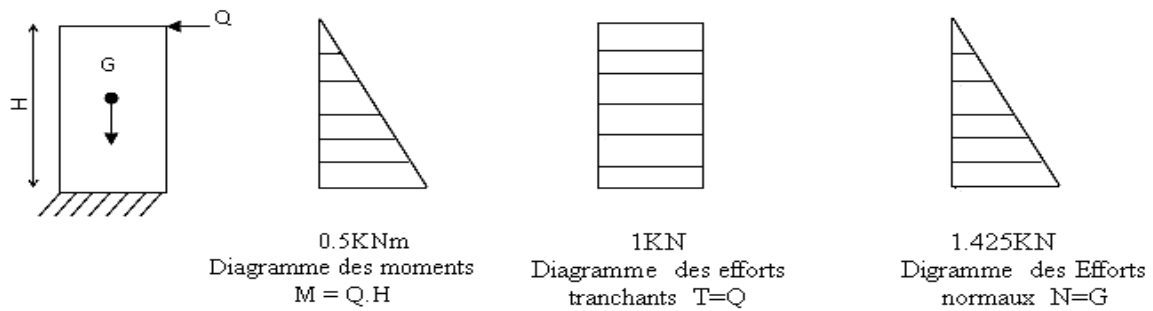


Figure III - 2 Diagrammes des efforts internes.

Ferraillage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

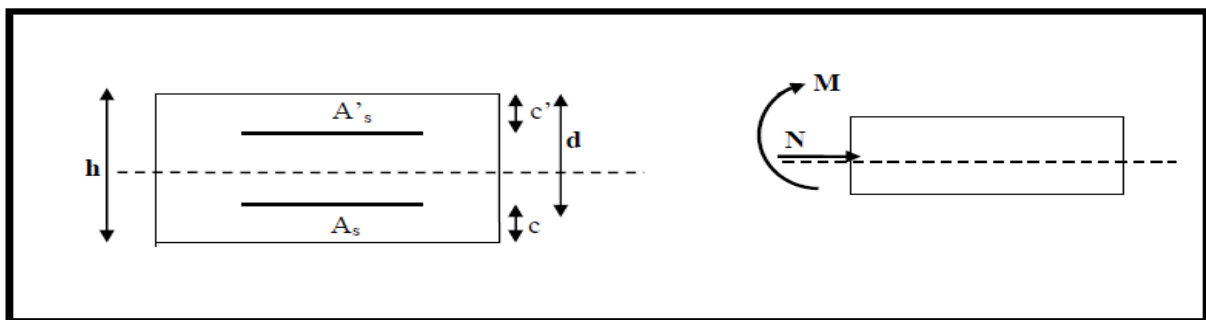


Figure III – 3 Schéma statique de la section de l'acrotère.

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur de la section : 100cm
- c et c' : Enrobage : 3cm
- d : Hauteur utile (h – c) : 7cm
- M<sub>f</sub> : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

Calcul de l'excentricité :

$$\text{Calcul de l'excentricité } e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,92} = 0,39 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M<sub>f</sub>)

. Calcul d'armatures en flexion simple:

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 1,92 \left( 0,39 + \frac{0,10}{2} + 0,03 \right) = 0,902 \text{ KN.m}$$

$g$  : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

Calcul le moment réduit :  $\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ,  $\theta = 1$  ,  $\gamma_b = 1,5$  situation courante

$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\mu = \frac{0,902 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0129 < \mu_{id} = 0,392$

Donc la section est simplement armé (S.S.A).

**Armatures fictives (Flexion Simple)**

Les armatures comprimées non ne sont pas nécessaire car la section est simplement

Armé  $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$  ,  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\mu = 0,0129 \rightarrow \beta = 0,995$  Dans le tableau ou  $\alpha = 0,0126$

$A_{stf} = \frac{0,902 \times 10^3}{0,995 \times 7 \times 348} = 0,387 \text{ cm}^2$

$A_{sc} = 0$  , non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due à la main courante (échafaudage, échelle des pompiers...etc., ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc  $A_{sc} = 0,387 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures réelles (flexion composée) :**

$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,387 - \frac{1,92}{348} = 0,381 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C.N.F  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

**a) Calcul la section minimale :**

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right)$ ,  $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5}{1,425} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \left( \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} \right) = 0,798 \text{ cm}^2$

$A_{st} < A_{st}^{min}$  , la section n'est pas vérifiée, donc on opte pour une section

$$A = A_{st}^{min} \geq 0,798 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4HA8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min}$$

Avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 HA8 \dots \dots \dots A = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

**III-1-5-2-2) Vérification des espacements :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3).

$$- S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition est vérifiée

h = l'épaisseur totale de l'élément .

**Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :**

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

Avec :

Vu : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

$$Vu = 1,5.q = 1,5.1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1,0,07} = 21,428 \text{ KN/m}^2 = 0,0214 \text{ MPa}.$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{2,5; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

**Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1. 3) :**

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le BAEL (A-6-1-3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,053 \text{ cm}$ .

$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 10,058 \cdot 10^4} = 0,23683 \text{ MPa}$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 0,23683 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$ ..... condition vérifiée. Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**III-1-5-2-5) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  »

$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$  ;  $\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$ .

$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm}$  On prend  $L_s = 30 \text{ cm}$

Soit  $L_s = 30 \text{ cm}$

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

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable.

On doit vérifier :

La contrainte dans les aciers  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

**Vérification de la contrainte dans l'acier : (BAEL 91 révisé 99-Art- A-4-5-3-3)**

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\}$

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\phi \geq 8 \text{ mm}$

$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$

$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[ \left\{ \frac{2}{3} 400, \text{Max} \left( \frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \right]$

$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$  ;  $\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 44,52 \\ \beta_1 = 0,916 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,911 \times 7 \times 2,01} = 38,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 38,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**Vérification des contraintes de compression dans le béton : (BAEL99/ Art.A.2.1.12).**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}, \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,0224$$

$$\sigma_{bc} = 0,0224 \times 38,79 = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**III-1-5-2-7) Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003):**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

$$F_p = 4.A. C_p .W_p \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab 4.1}} A = 0,15$$

C<sub>p</sub> : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

$$C_p = 0,8 \quad \text{pour les élément en console} \quad \text{Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3}$$

W<sub>p</sub> = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 * (0.4 * 0.1 + 0.2 * 0.07 + 0.03 * 0.2 / 2) = 1,425 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,425 = 0,684 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,684 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F<sub>p</sub>, donc le ferrailage adopté est vérifié vis a vis des charges sismiques.

**\*Vérification de la section au flambement :**

-Calcul de l'élançement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élançement de l'élément

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^2}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^2}{12} = 8,33 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$L_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 2 \times 0,5 = 1 m$$

$$\lambda = \frac{1\sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-4}}} = 10,95$$

$$\lambda \leq \max \left[ 50; \min \left( \frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min(52,26; 100)]$$

$$\lambda = 10,95 < 52,26 \dots\dots\dots ok$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

**Conclusion :**

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

-4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup> comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup> comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement St = 15cm.

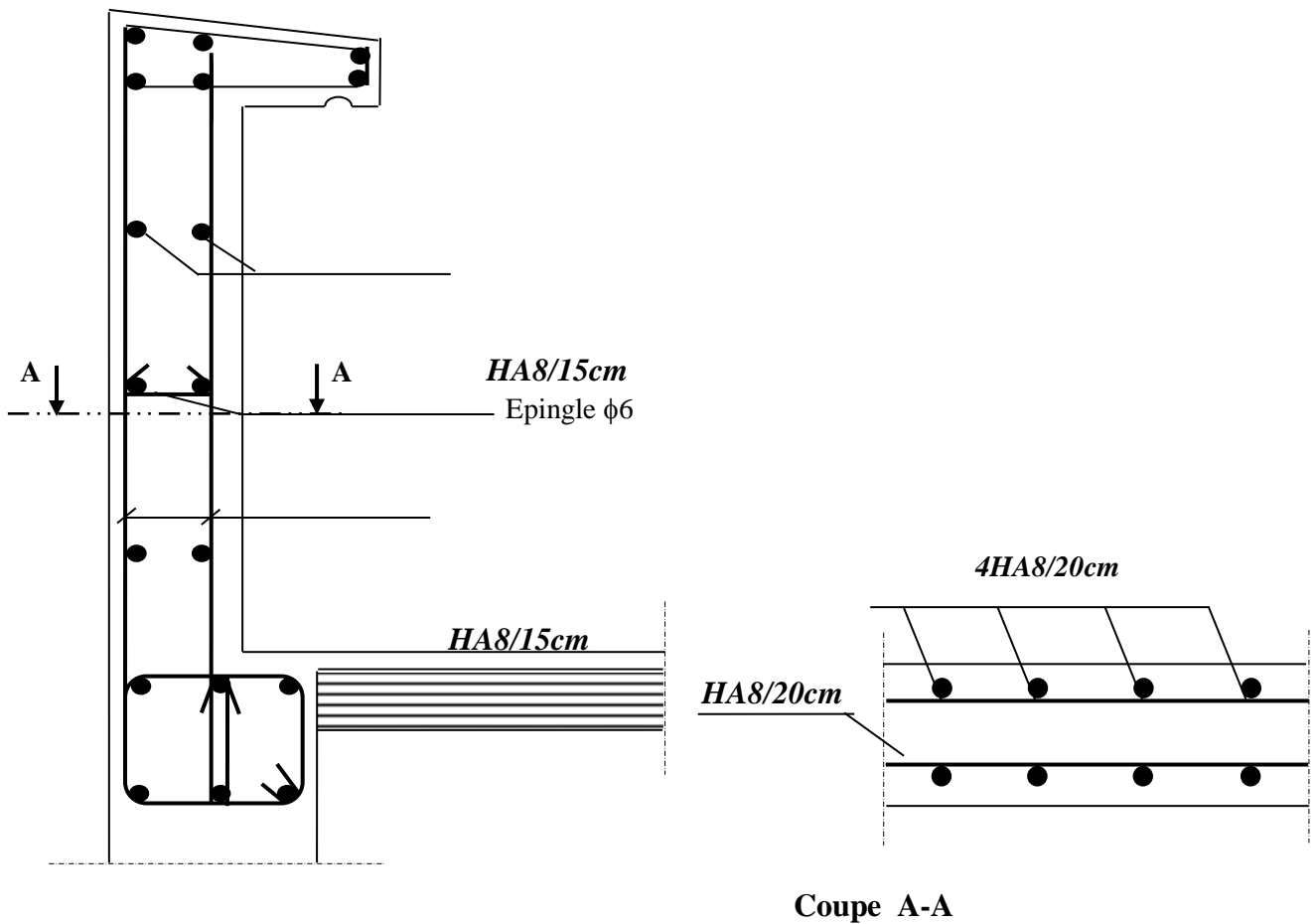
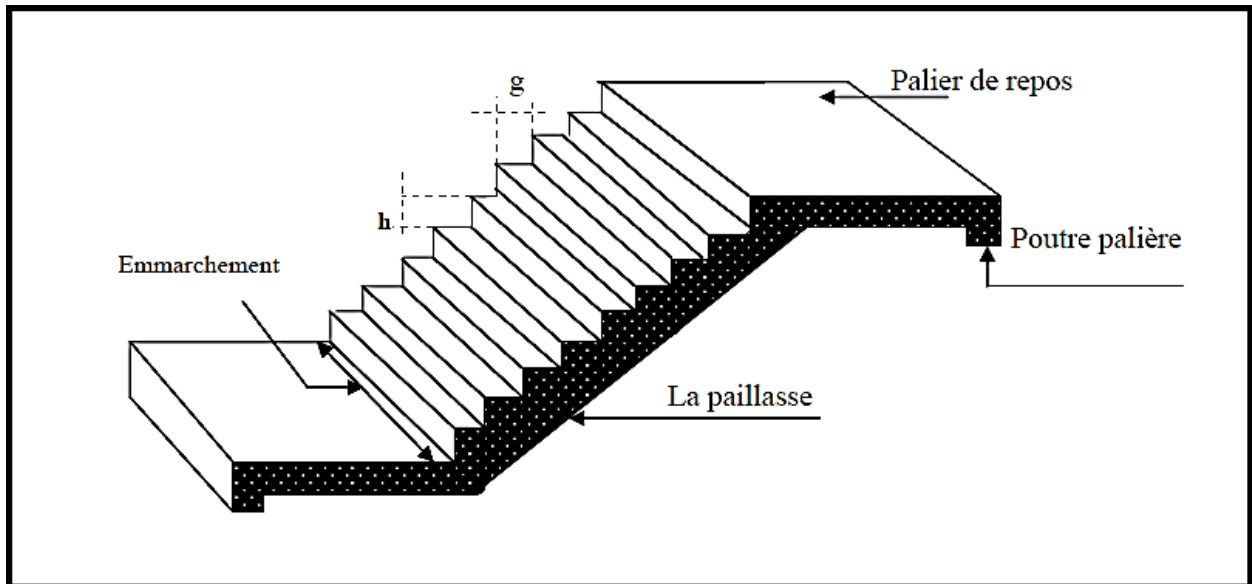


Figure III – 4 Plan de Ferrailage de l'acrotère.

*Les Escaliers*

*Introduction :*

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.



*Figure III- coupe verticale de l'escalier.*

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- ❖ **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- ❖ **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- ❖ **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- ❖ Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- ❖ **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

- ✓  $g$  : Largeur de la marche.
- ✓  $h$  : Hauteur de la contre marche.
- ✓  $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✓  $H$  : hauteur de la volée.
- ✓  $l$  : portée de la paillasse.
- ✓  $l_2$  : largeur du palier.
- ✓  $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- ✓  $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

**Calcul de l'escalier :**

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux.

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

**Calcul de n, h et g :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :  $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$

$$28\text{ cm} \leq g \leq 36\text{ cm}$$

➤ **La hauteur de la marche h :**

On a :  $14\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$  ; on prend  **$h = 17\text{ cm}$** .

➤ **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \qquad n : \text{nombre des contre marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur trois volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

➤ **Le giron g :**

$$g = \frac{l_m}{n-1} = \frac{2,4}{9-1} = 0,30\text{ m}$$

**b) Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$$

$$2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm}$$

Donc :  $59\text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64\text{ cm}$  ➔ la Condition est vérifiée

**La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.**

**Epaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (**ep**) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

**Avec :**

**$L_0$**  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L_1 + L_2$ .

**$L_1$**  : longueur de la paillasse projetée.

**L2** : longueur du palier.

$$\operatorname{Tg}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = 0,5666 \quad \alpha = 29,53^\circ$$

$$L_0 = \frac{2,4}{\cos\alpha} + 113 = 388,83 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse est  $\frac{388,83}{30} \leq ep \leq \frac{388,83}{20}$

$$12,96 \leq ep \leq 19,44 \quad \text{On prend : } ep = 15 \text{ cm}$$

**Nb** : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

**Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

✓ **Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{e_p \times \gamma_b}{\cos\alpha} = \frac{0,15 \times 25}{\cos 29,53} \dots\dots\dots = 4,31 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche :  $\frac{h \times \gamma_b}{2} = \frac{0,17 \times 25}{2} \dots\dots\dots = 2,125 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements :

- Carrelage :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps :  $0,2 \times 1m \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 18 \times 1m \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

---

**G = 8,49 KN/ml**

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier :  $e_p \times \gamma_b \times 1m = 25 \times 0,15 \times 1 \dots\dots\dots = 3,75 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements :

- Carrelage :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable :  $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

---

**G = 5,61 KN/ml.**

**Charges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **(DTR B.C.2.2)** est

**Q = 2,5x1 = 2,5KN/ml**

**a) Combinaisons de charge :**

**A l'état limite ultime ELU : 1,35G + 1,5Q**

**Le palier :  $q_{u1} = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = (1,35 \times 5,61 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,32 \frac{KN}{ml}$ .**

La volée :  $q_{u_2} = 1,35 G_v + 1,5 Q_v = (1,35 \times 8,49 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 15,21 \frac{KN}{ml}$ .

a) Effort interne :

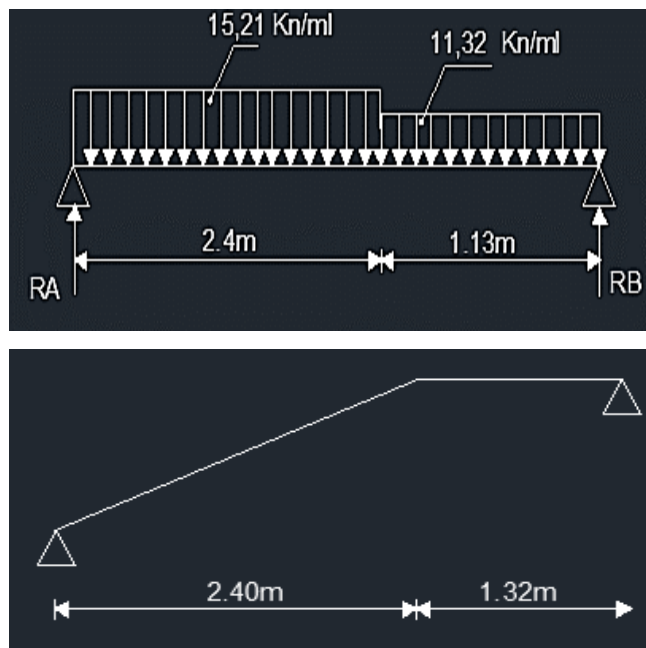


Schéma statique de l'escalier.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = (15,21 \times 2,4) + (11,32 \times 1,13) = 49,295 KN$$

$$R_A + R_B = 49,295 KN$$

$$\sum M/A = 0$$

$$3,53R_B - [(15,21 \times 1,2 \times 2,4) + (11,32 \times 1,13 \times 2,956)] = 0$$

$$R_B = 23,146 KN$$

$$R_A = 49,295 - 23,146 = 26,149 KN.$$

Calcul des efforts internes :

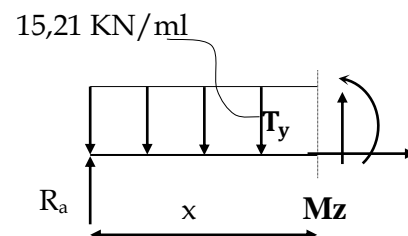
1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$T(x) = 15,21x - 26,149$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -26,149 \text{ KN} \\ x = 2,4 & T(2,4) = 10,355 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :



$$M(x) = 15,21 \frac{x^2}{2} - 26,149 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 2,4 & M(1,35) = 18,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0\text{m} \leq x \leq 1,13\text{m}$

**Effort tranchant**

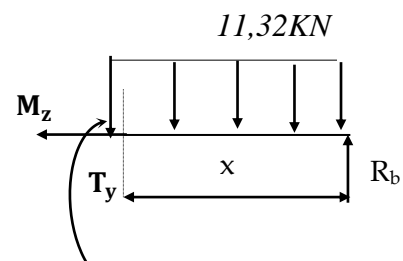
$$T(x) = 23,146 - 11,32x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 23,146 \text{ KN} \\ x = 1,13 & T(1,13) = 10,34 \text{ KN} \end{cases}$$

**Moment fléchissant :**

$$M(x) = 23,146x - 11,32 \left( \frac{x^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,13 & M(1,13) = 18,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Tableau III -1 Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.**

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	0	-26,149	0
	2,4	10,355	18,95
$2,4 \leq x \leq 3,53$	2,4	10,34	18,92
	3,53	23,14	0

**Moment fléchissant maximum :**

$$T(x) = (15,21 \times 2,4) + (x - 2,4) \times 11,32 - 26,149 = 0$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{10,355}{11,32} + 2,4 = 3,31 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_{max} = -(11,32 \times 1,13) \times \left( 3,31 - \frac{1,13}{2} \right) - \left( \frac{(3,31-1,13)^2}{2} \right) \times 15,21 + 26,149 \times 3,31$$

$$M_{max} = 15,29$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{max}$ , au niveau des appuis et en travée.

$M_{max}$  aux appuis :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 15,29 = -4,587 \text{KN.m}$$

$M_{max}$  en travée :

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 15,29 = 12,99 \text{KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :

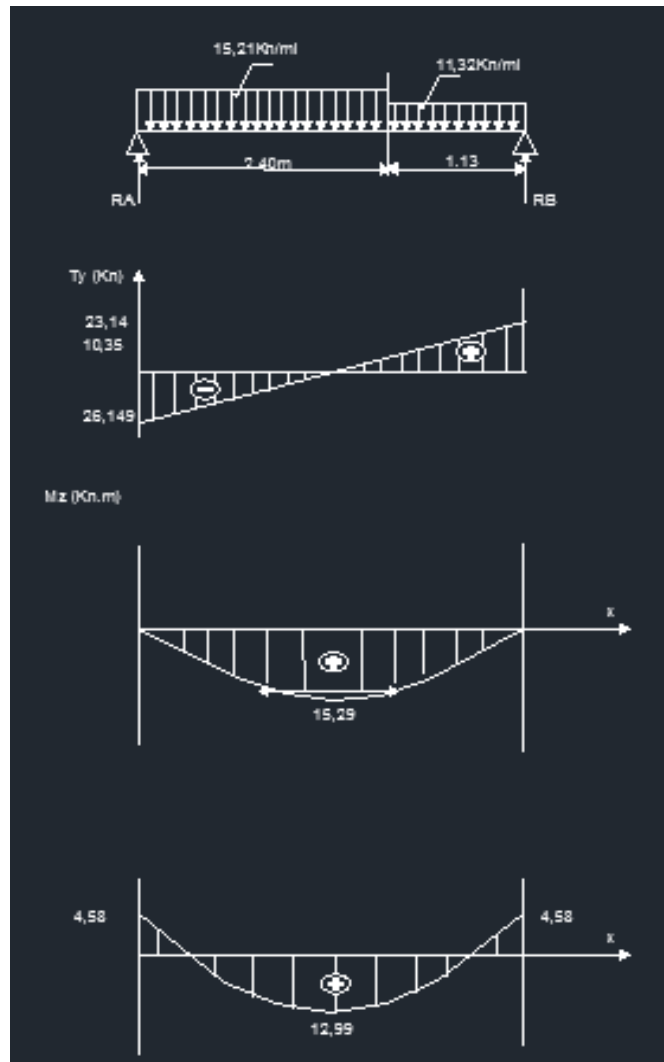


Figure III- Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU

Ferraillage :

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 12,5 \text{cm} ; H = 15 \text{cm} ; C = C' = 2,5 \text{cm} ; b = 100 \text{cm}$$

❖ Aux appuis :  $M_{max}^A = 4,587 \text{KN.m}$

✓ **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,587 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,02$$

$0,02 < \mu_{id} = 0,392 \implies$  Section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

$\mu = 0,02 \implies \beta = 0,99$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,587 \times 10^3}{0,99 \times 12,5 \times 348} = 1,065 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12  $\implies A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10  $\implies A_{Ap} = 3,93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

✓ **En travée :**  $M_{max}^t = 12,99 \text{ KN.m}$

• **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,99 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_{id} = 0,392$$

$\mu_a = 0,058 < \mu_l = 0,392 \implies$  section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

$\mu = 0,058 \implies \beta = 0,97$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,99 \times 10^3}{0,97 \times 12,5 \times 348} = 3,07 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12  $\implies A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10  $\implies A_{Ap} = 3,93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Vérification à l'ELU.**

**Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$ .

**Calcul de la section minimale.**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 12.5 \times 2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_{adopte} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$A_{adopte} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3) :**

- **Armatures principales :**  $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \text{ Avec : } T_{max} = 23.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{23.14 \times 10^3}{1000 \times 12.5} = 0.185 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :  $\tau_u = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

il n'y a Pas de risque de cisaillement.

❖ **Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de

scellement droite  $L_s$  est égale à :  $L_s = 35\phi$

$$L_{ad} = \text{ Pour les HA 10 : } L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{ Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale  $0.4 L_s$  pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$$

❖ **Vérification d'adhérence des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\overline{\tau_{sc}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_{sc}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{23,14 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 188,4} = 1,09 MPa$$

$$\tau_{se} = 1,09 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant.**

- **Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).**

$A_{st}$  adopté >  $A_{st}$  ancrer

$$A = \left( T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left( 23,14 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,665 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,665 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$$

$$T_{max} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$b_0 = 100$  cm (largeur de la poutre).

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 125}{1,5} = 75 \times 10^4 \text{ N} = 750 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 23,14 \text{ KN} < 750 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'état limite de service ELS : G + Q**

Le palier :  $q_{u1} = Gp + Qp = (5,61 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,11 \frac{KN}{ml}$ .

La volée :  $q_{u2} = Gv + Qv = (8,69 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 10,99 \frac{KN}{ml}$ .

a) Effort interne :

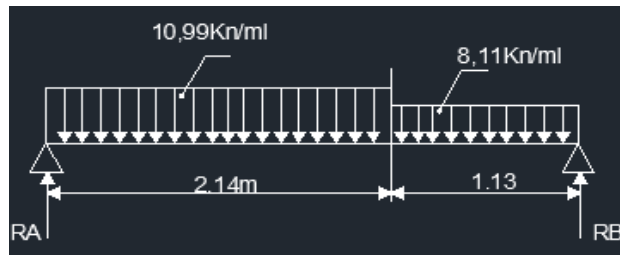


Figure III- Schéma statique de l'escalier (ELS)

a) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_x = (10,99 \times 2,4) + (8,11 \times 1,13) = 35,54$$

$$R_A + R_B = 35,54$$

$$\sum M/A = 0$$

$$3,53 R_B - [(10,99 \times 2,4 \times 1,2) + (8,11 \times 1,13 \times 2,963)] = 0$$

$$R_B = 16,66 \text{ KN}$$

$$R_A = 35,54 - 16,66 = 18,87 \text{ KN.}$$

Calcul des efforts internes :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

Effort tranchant :

$$T(x) = 10,99x - 18,87$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -18,87 \text{ KN} \\ x = 2,4 & T(2,4) = 7,506 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 10,99 \frac{x^2}{2} - 18,87x$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 2,4 & M(2,4) = 13,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1,13 \text{ m}$

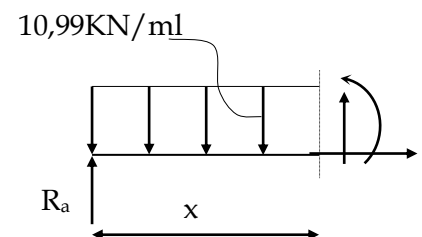
Effort tranchant :

$$T(x) = 16,66 - 8,1$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 16,66 \text{ KN} \\ x = 1,13 & T(1,13) = 7,506 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 16,66x - 8,11 \frac{x^2}{2}$$



$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,13 & M(1,13) = 13,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

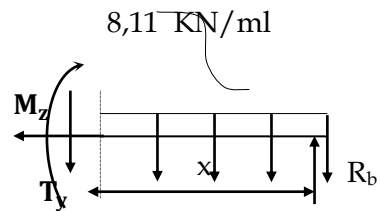


Tableau III – 2 Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

Tronçons	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	0	-18,87	0
	2,4	7,506	13,64
$2,4 \leq x \leq 3,53$	2,4	7,506	13,64
	3,53	16,66	0

**Moment fléchissant maximum :**

$$T(x) = (10,99 \times 2,4) + (x - 2,4) \times 8,11 - 18,87 = 0$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{11,694}{8,11} = 1,47 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_{max} = -(8,11 \times 1,13) \times \left(1,47 - \frac{1,13}{2}\right) - \left(\frac{(1,47-1,13)^2}{2}\right) \times 10,99 + 18,87 \times 1,47$$

$$M_{max} = 18,8$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment  $M_z^{max}$ , au niveau des appuis et en travée.

**$M_{max}$  aux appuis :**

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 18,8 = -5,64 \text{ KN.m}$$

**$M_{max}$  en travée :**

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 18,8 = 15,98 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS :

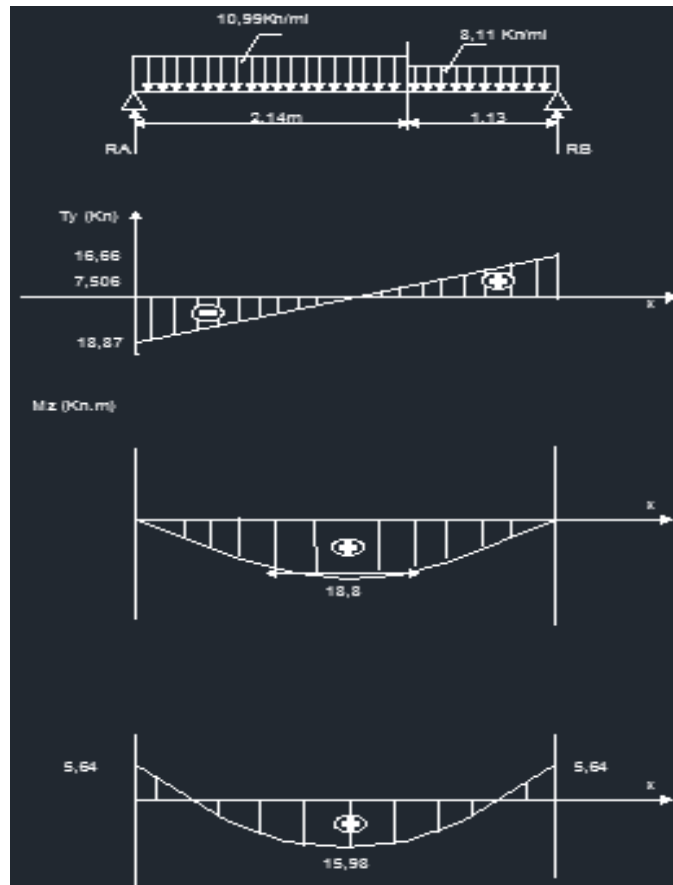


Figure III- Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS.

Vérification à l'ELS.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  : Dans le béton

• Aux appuis :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 3,31 \text{ KN.m} ; d = 12,5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12,5} = 0,452$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 34,02 \\ \beta_1 = 0,898 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{3,31 \times 10^3}{0,898 \times 12,5 \times 5,65} = 52,19 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 52,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ ..... Condition est vérifiée.

✓ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,02} = 0,0293$$

$$\sigma_{bc} = 0,0293 \times 52,19 = 1,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• *En travée :*

✓ *Vérification de la contrainte dans les aciers*

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_t = 15,98 \text{ KN.m} ; d = 12,5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12,5} = 0,452$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 34,02 \\ \beta_1 = 0,898 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{15,98 \times 10^3}{0,898 \times 12,5 \times 5,65} = 241,21 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 241,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ *Vérification de la contrainte dans le béton.*

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,02} = 0,0293$$

$$\sigma_{bc} = 0,0293 \times 241,21 = 7,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

**a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)**

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \overline{f}$$

$$\text{La flèche admissible de la poutrelle est : } \overline{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = 10,99 \text{ KN/ml}$$

$\overline{f}$  : La flèche admissible

$l = 2,40 \text{ m}$  : portée entre nus d'appuis,

$E_v$  : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 5,65 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

$S_{xx}$  : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 12,5 = 12309,375 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12309,375}{1584,75} = 7,76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,76 = 7,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7,76^3 + 7,24^3) + 15 \times 5,65 \times (7,24 - 2,5)^2 = 30130,52 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,99 \times 3,53^2 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 52566,06 \times 10^{-8}} = 0,0031 \text{ m} = 0,31 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{2,40}{500} = 0,48$$

$f = 0,46 < \bar{f} = 0,48$ .....Condition vérifiée.

**On opte pour le ferrailage suivant :**

- **Aux appuis :**
  - ❖ Armatures principales : 5HA12 espacement = 25 cm
  - ❖ Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 25 cm
- **En travée :**
  - ❖ Armatures principales : 5HA12 espacement = 25 cm
  - ❖ Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 25 cm
  - ❖

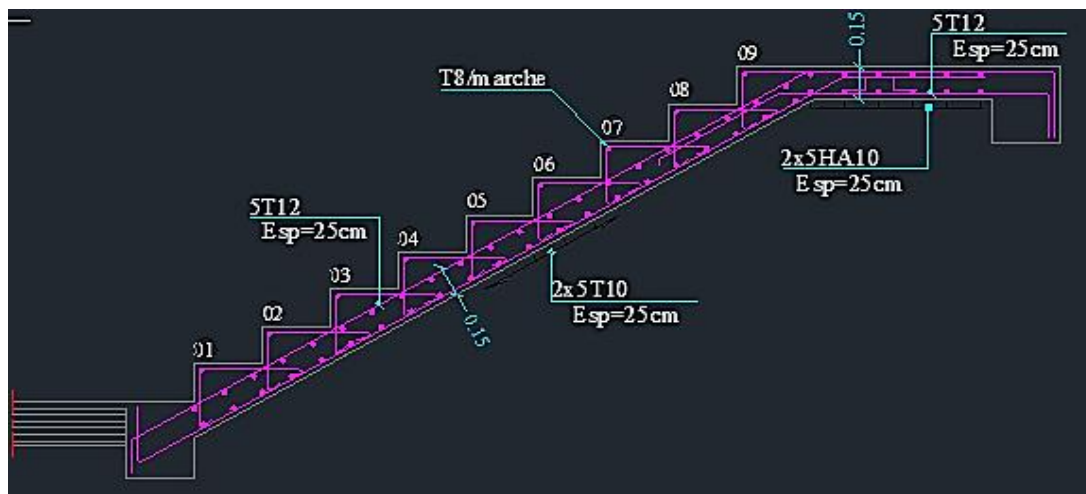


Figure III- ferrailage des escaliers.

## Les planchers

### III.1.1 Introduction :

Notre structure comporte un plancher à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

- ❖ Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- ❖ Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4cm.
- ❖ Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée, pour réduire la flèche espacée de 65cm.

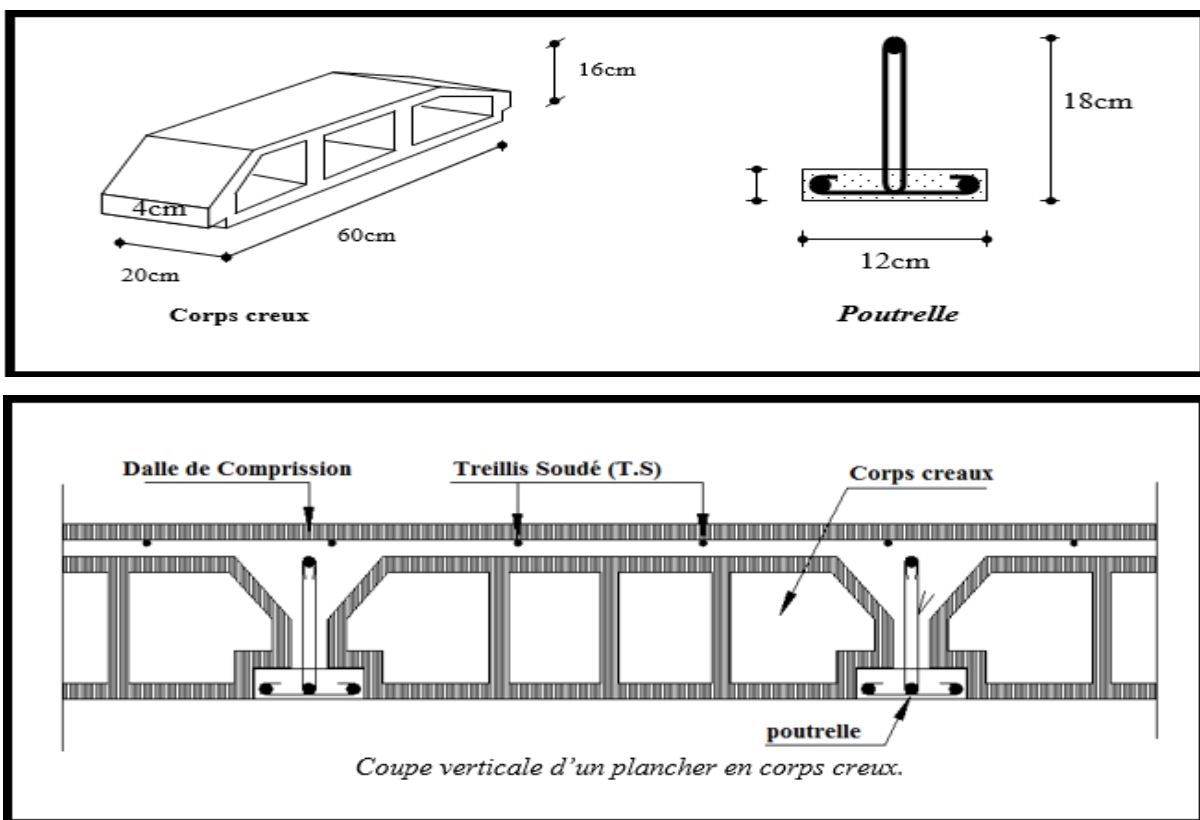


Figure III.11 Coupe verticale d'un plancher corps creux

### Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (TL 520;  $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$ ) avec :  $f_e = 520 \text{ MPa}$  et une épaisseur courante de 4cm environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.

- ❖ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

**Calcul des Armatures :**

**a) Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e}$$

Avec :  $l = 65 \text{ cm}$ : distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$  : Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression

un treillis soudé (TL520) de dimension (6 × 6 × 200 × 200).

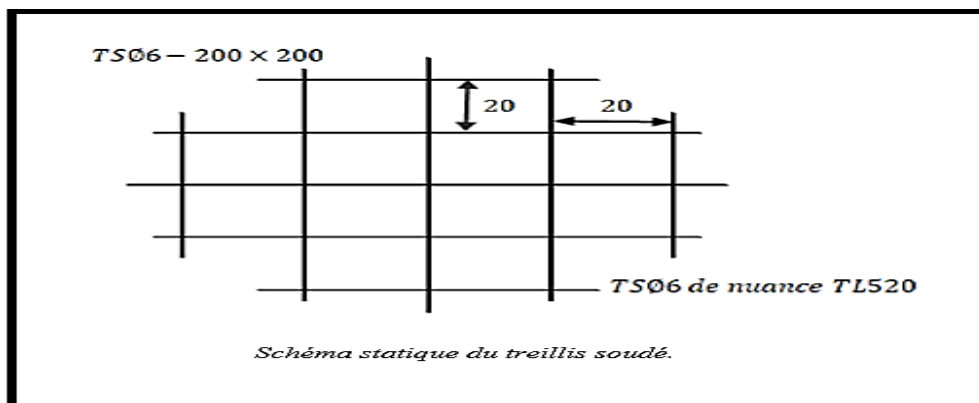


Figure III.12 schéma statique du treillis soudé

**Etude de la poutrelle :**

**Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives ( $l' = 65\text{cm}$ ).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :  $b_1 \leq \min \left( \frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$

$b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

- $b$  : Distance entre axes des poutrelles.
- $L$  : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ .
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $l_1 = 3,6\text{m}$ .

- $h_0$ : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- $h$ : hauteur totale de plancher.

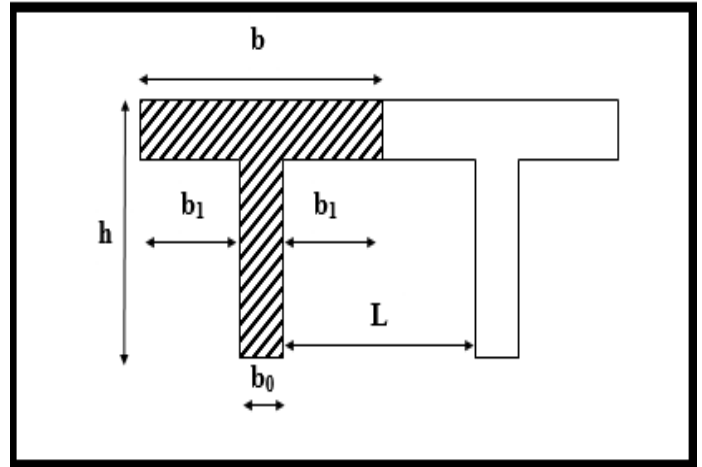
Figure III.13 caractéristique géométrique de la section en T.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2 \times 360}{3 \times 2} = 120 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend :}$$

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

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 =$$

65 cm..... Condition vérifiée.



**Calcul de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminées par l'entre axe de deux poutrelles successives ( $b = 65\text{cm}$ ).

**1<sup>er</sup> Etape : avant le coulage :**

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Mais ce n'est pas la panne de faire le calcul parce que les poutrelles sont maintenues par des pieds droit.

**Après le coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher.

**Chargement :**

**Terrasse inaccessible :**

$$G = 4,64 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

**Etage courant :**

$$G = 4,32 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}$$

**Sous-Sol :**

$$G = 4,32 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul des charges est surcharges revenant aux poutrelles :

ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$P_u = q_u \times l'$

ELS :  $q_s = G + Q$

$P_s = q_s \times l'$  avec  $l' = 0,65 m$

Tableau III -3 Charges est surcharges revenant aux poutrelles.

Désignation	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
Terrasse	4,64	1	7,764	5,0466	5,64	3,666
Etage courant	4,32	1,5	8,082	5,2533	5,82	3,783
Sous-Sol	4,32	2,5	9,582	6,2283	6,82	4,433

❖ Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments.

a) Méthode forfaitaire :

✓ Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.210 BAEL 91 modifiée99).

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation :

$$Q \leq \max\left(2G ; 5 \frac{KN}{ml}\right)$$

$Q = 2,5 \frac{KN}{ml} \leq \max\left(2G ; 5 \frac{KN}{ml}\right)$ ..... Condition vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ..... Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable ..... Condition vérifiée.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{3,8}{3,6} = 1,05 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{3,6}{3,6} = 1 < 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

✓ **Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

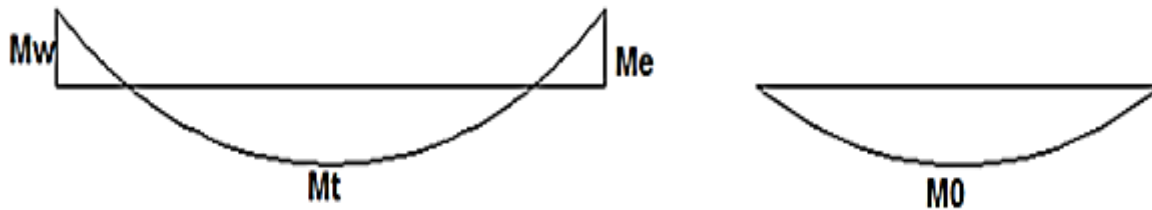


Figure III-14 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

✓ **Exposé de la méthode :**

La valeur  $M_t$  doit vérifier les conditions suivantes tel que :

- a) *Moment en travées* :  $M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$
- b) *Moment en travées Intermédiaire* :  $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- c) *Moment en travées de Rive* :  $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

$M_0$  : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ .

$L$  : Longueur entre nus d'appuis.

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$M_t$  : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$M_w$  et  $M_e$ : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

- Pour les poutres de deux travées  $\geq 0,6 M_0$ .
- Pour les poutres plus de deux travées :
  - Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à  $\geq 0,5 M_0$ .
  - Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à  $\geq 0,4 M_0$ .

Tableau III - 4 Efforts internes à ELU

Plancher	Type	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant		
				$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$V_x$ gauche	$V_x$ droite	
	<b>I</b>										
		1			0,3	3,024	0,366		10,65	0	
		2	3,6	10,08	0,5	5,04	0,366	7,708	11,49	-11,77	
		3	3,6	10,08	0,4	4,032	0,366	7,204	9,96	-10,49	
		4	3,2	7,971	0,4	4,032	0,366	4,736	10,93	-9,96	
		5	3,6	10,08	0,5	5,04	0,366	7,204	11,77	-11,49	
		6	3,6	10,08	0,3	3,024	0,366	7,708	0	-10,65	
		<b>II</b>	1			0,3	3,024	0,366		0	10,37
			2	3,6	10,08	0,6	6,048	0,366	6,65	-12,05	12,05
			3	3,6	10,08	0,3	3,024	0,366	6,65	-10,37	0

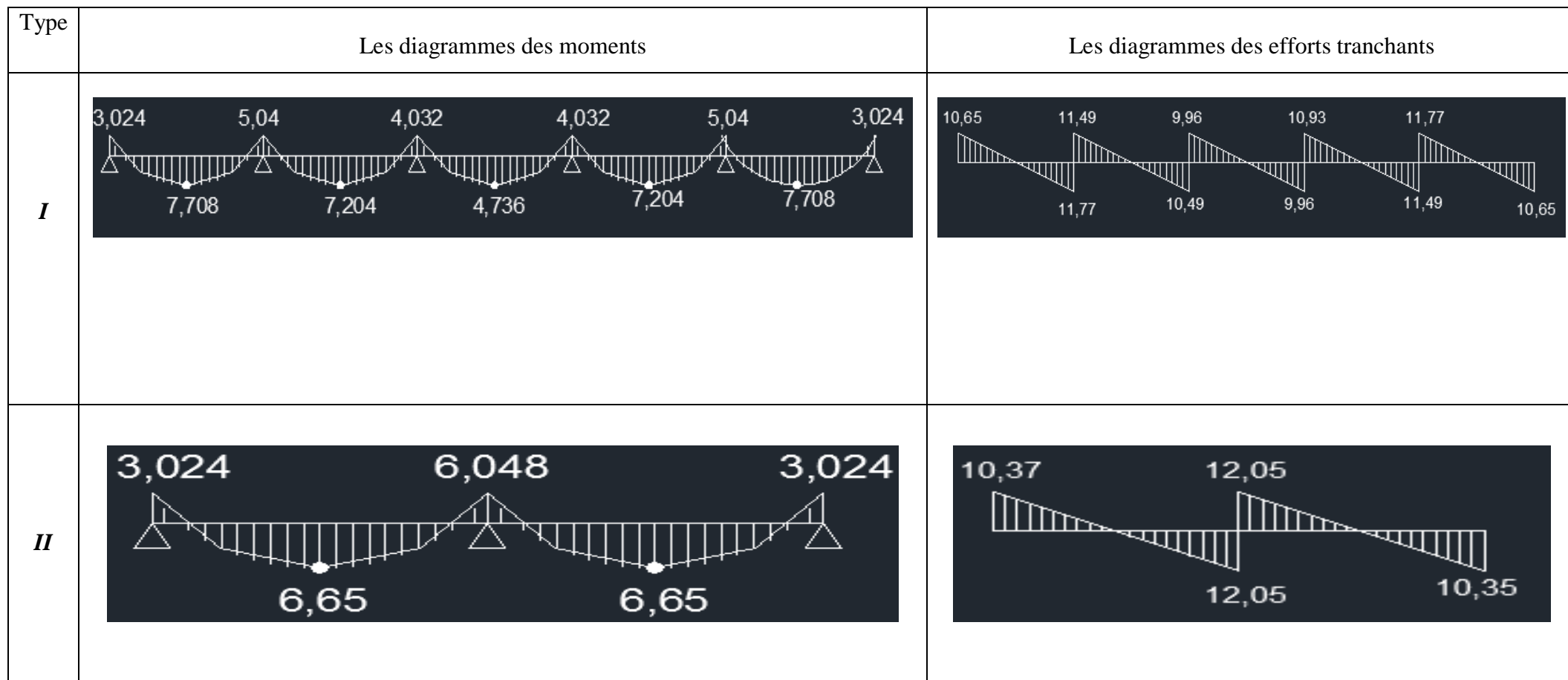


Figure III-15 : Diagrammes des efforts internes à ELU

❖ Calcul d'une seule travée par la méthode de RDM a l'ELU :

Plancher	Type	Appuis	Li	Moment				Effort tranchant	
				$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$M_{travée}$	$V_x$ gauche	$V_x$ droite
	TRAVEE SEULE	1			0,3	2,15		0	10,98
		2	3,6	7,18	0,3	2,15	6,1	-10,98	0



❖ Calcul des efforts internes à l'ELS :

Tableau III -5 Efforts internes à ELS

Plancher	Type	Appuis	$L_i$	Moment					Effort tranchant	
				$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$\alpha$	$M_{travée}$	$V_x$ gauche	$V_x$ droite
	<b>I</b>									
		1			0,3	2,154	0,366		0	7,25
		2	3,6	7,18	0,5	3,59	0,366	5,02	-8,68	8,32
		3	3,6	7,18	0,4	2,872	0,366	4,66	-7,61	7,08
		4	3,2	5,6742	0,4	2,872	0,366	6,23	-7,08	7,61
		5	3,6	7,18	0,5	3,59	0,366	4,66	-8,32	8,688
	6	3,6	7,18	0,3	2,159	0,366	5,02	-7,25	0	
	<b>II</b>	1			0,3	2,15	0,366		0	7,37
		2	3,6	7,18	0,6	4,308	0,366	4,75	-8,56	8,56
		3	3,6	7,18	0,3	2,15	0,366	4,75	-7,37	0

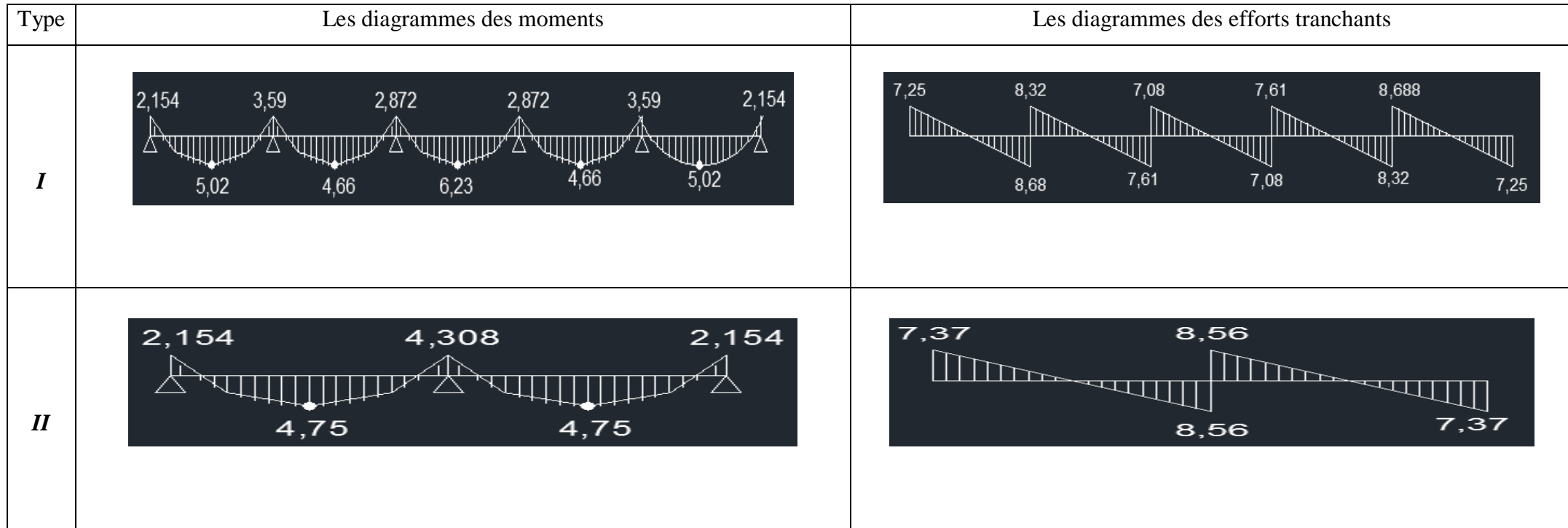
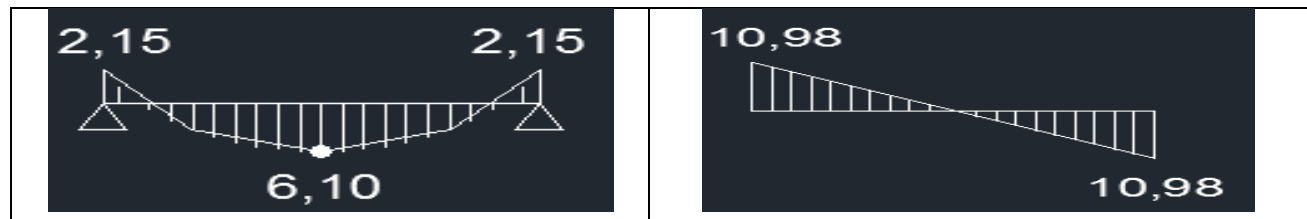


Figure III-16 Diagrammes des efforts internes à ELS.

❖ Calcul d'une seule travée par la méthode de RDM a l'ELS :

Plancher	Type	Appuis	$L_i$	Moment				Effort tranchant	
				$M_{oi}$	Coefficient	$M_{appui}$	$M_{travée}$	$Vx_{gauche}$	$Vx_{droite}$
	TRAVEE								
	SEULE	1			0,3	2,15		0	10,98
		2	3,6	7,18	0,3	2,15	6,1	-10,98	0



❖ **Calcul des Armatures à l'ELU :**

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té :

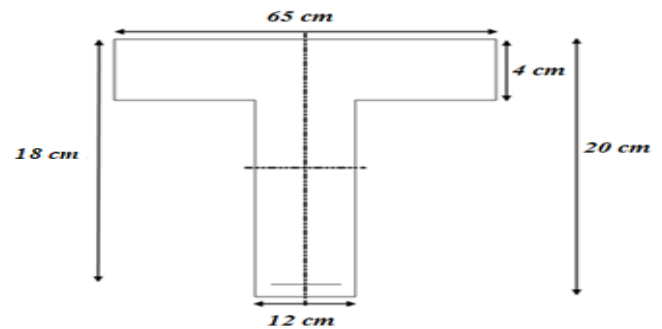
$$b = 65 \text{ cm} ,$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ,$$

$$h = 20 \text{ cm} ,$$

$$h_0 = 4 \text{ cm} ,$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} .$$



**Figure III- 17 :** Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

**Position de l'axe neutre :**

Si :  $M_T > M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

$M_T < M_0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} .$$

$$M_T = 0,65 \times 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^2 = 59,072 \text{ KN m} .$$

**Remarque :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximums.

$$\begin{cases} M_{max}^t = 8,768 \text{ KN m} . \\ M_{max}^a = 6,048 \text{ KN m} . \end{cases}$$

$M_{max}^t = 8,768 \text{ KN m} < M_T = 59,072 \text{ KN m} \Rightarrow$  Donc, l'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$ .

✓ **Calcul des Armatures longitudinales :**

● **En travées :**

$$M_{max}^T = 8,768 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,768 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,029 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,768 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures :  $2HA10 \Rightarrow A_{Ap} = 1,57 \text{ cm}^2$ .

• **Aux appuis :**

$$M_{max}^A = 6,048 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,048 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,109 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0.109 \quad \beta = 0,942$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,048 \times 10^3}{0.942 \times 18 \times 348} = 1,024 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature: 1HA10 + 1HA10 chap  $\Rightarrow A_{Ap} = 0,79 \text{ cm}^2 + 0,79$ .

✓ **Calcul des Armatures Transversales :**

Diamètre des armatures transversales (**Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99**).

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 8; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 8; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm.}$$

On opte pour une section d'armature 2HA8  $\Rightarrow A_{Ap} = 1,01 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en  $\phi 8$ .

✓ **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$S_t = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).**

○ **Calcul de la section minimale :**

• **En travée :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 12,42 \text{ KN.}$$

• **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

• **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{12,42 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,575 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,42 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,22 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 10 = 31,40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,42 \times 10^3}{0,9 \times 31,40 \times 180} = 2,44 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 2,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

✓ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale a  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur le béton :**

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d b_0$$

$$V_u^{max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 11,77 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d b_0 = 129,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = \frac{1,15}{40} \times \left( 12,42 + \frac{-8,768}{0,9 \times 0,180} \right) = - 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A_a = - 1,19 \text{ cm}^2 < 0$$

Aucune vérification a effectué .

➤ **Vérification à l'ELS :**

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  : Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  : Dans le béton

- **Aux appuis :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{max}^a = 4,3 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,719$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 25,65 \\ \beta_1 = 0,877 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{4,3 \times 10^3}{0,877 \times 18 \times 1,57} = 173,49 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 173,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 173,49 = 6,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **En travée :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_t = 7,55 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,7268$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 25,49 \\ \beta_1 = 0,876 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$  Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{7,55 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 304,97 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 304,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25,49} = 0,0392$$

$$\sigma_{bc} = 0,0392 \times 304,79 = 11,94 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11, MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$  .....Condition est vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration étant peu nuisible (non préjudiciable) donc aucune vérification n'est nécessaire.

- ❖ **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 4,43 \times \frac{3,6^2}{8} = 7,17 \text{ KN m.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ ..... La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \text{ ..... la condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{7,55}{15 \times 7,17} = 0,047 \text{ ..... La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

**Conclusion :**

- ❖ Armatures longitudinales :
  - En travée : 2HA10  
1HA10
  - Aux appuis : 2HA10  
1HA10 + 1HA10 Chap
- ❖ Armatures transversales :
  - Etrier HA 8
- ❖ Treillis soudé : TS Ø6 – 200 \* 200

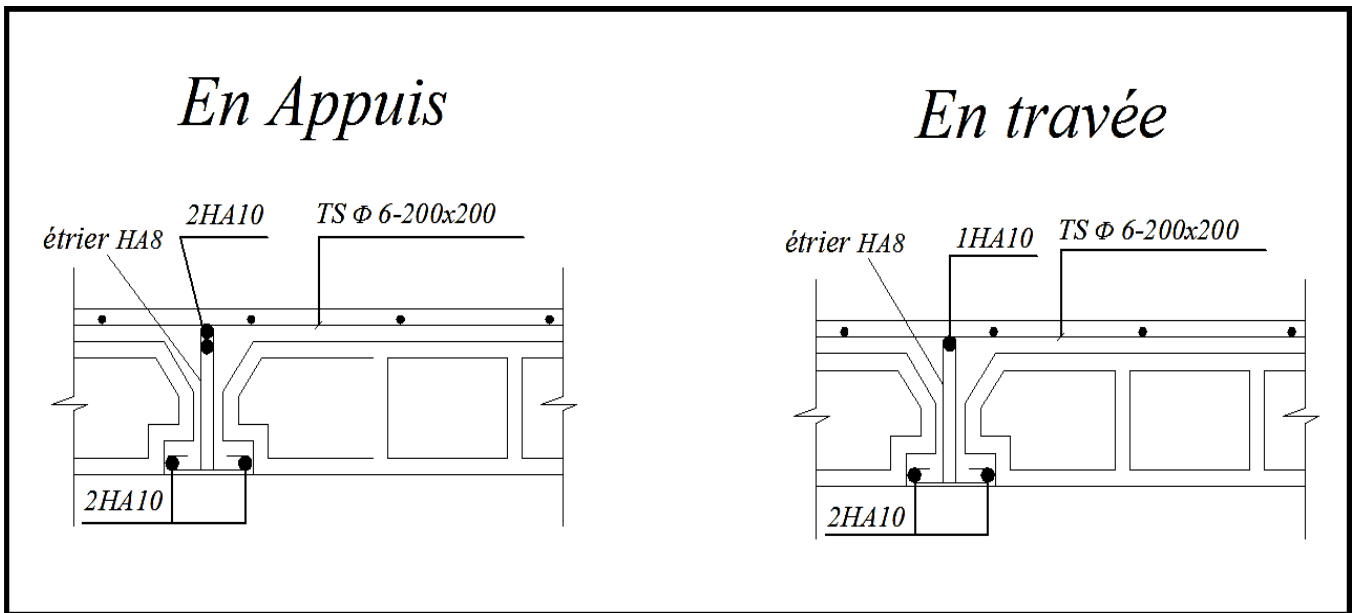


Figure III- 18 : Ferrailage du plancher à corps creux.

Salle machine

III.4.1 Introduction

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions  $(2 \times 3,1 = 6,2 \text{m}^2)$  appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle  $\begin{cases} U_0 = 80 \text{ cm} \\ V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$  engendré par le système de levage.

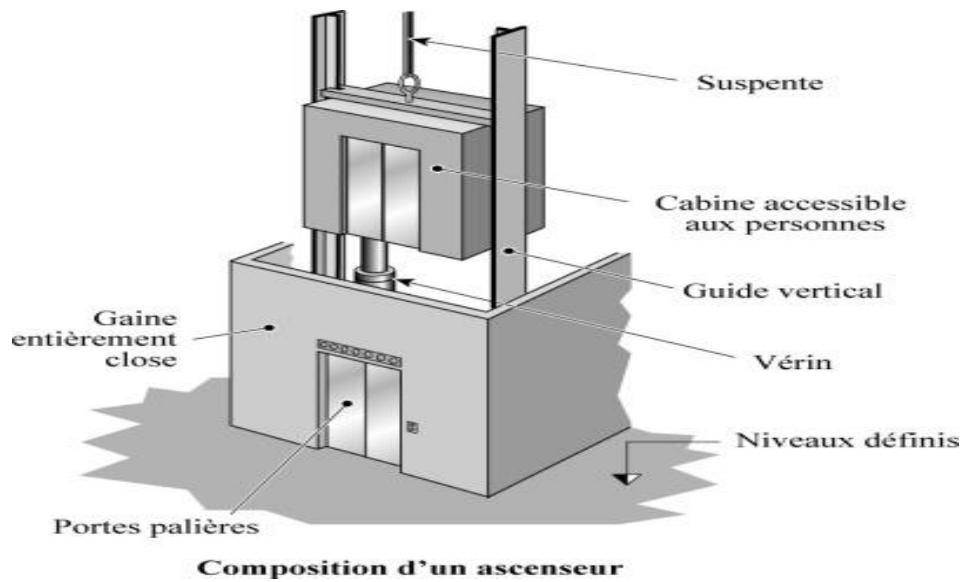


Figure III-19 Composition d'un ascenseur.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90kN).

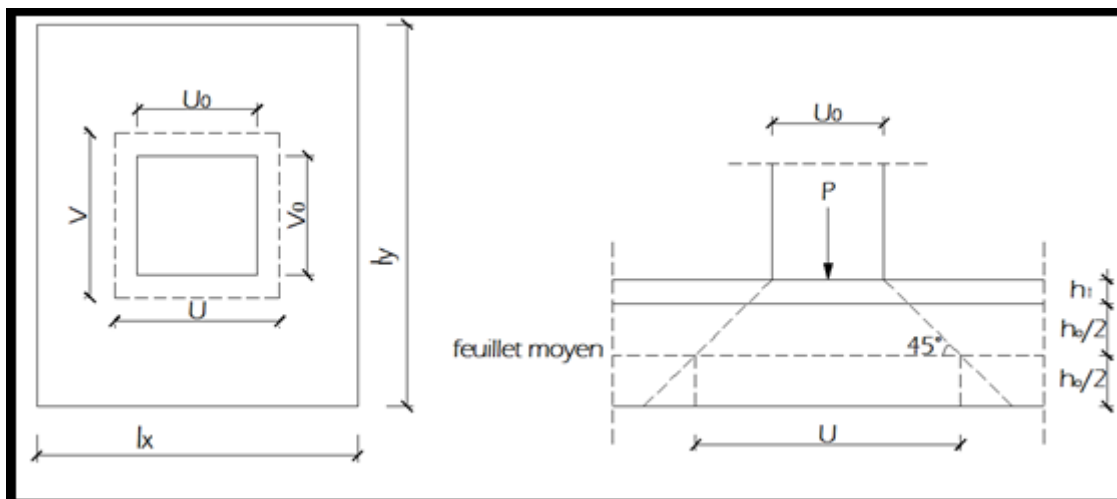


Figure III- 20 Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine .

**III.4.2 Calcul de la dalle pleine****A. Dimensionnement de la dalle**

$$\begin{cases} L_x = 1,6 \text{ m} \\ L_y = 3,2 \text{ m} \end{cases}$$

$$S = L_x \times L_y = 1,6 \times 3,2 = 5,12 \text{ m}^2$$

**B. Epaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante:

$$e \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm.}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA 99 Version 2003**), nous adoptons une hauteur :  $h_t = 15 \text{ cm}$

**III.4.3 Principe de calcul**

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = P(\vartheta M_1 + M_2) \end{cases}$$

**Avec :**

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens  $XX$  et  $YY$ , dues à la charge concentrée  $P$ , sont donnés par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports  $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ .

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$

$P$  : intensité de la charge concentré ;

$U$  et  $V$  : cotées du rectangle sur lequel agit la charge  $P$  compte tenue de la division à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

**A. Calcul de  $U$  et  $V$** 

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle. ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ )

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$\xi$  : Coefficient de revêtement.  $\Rightarrow \xi = 1$  (car le revêtement est aussi solide que le béton).

$U_0, V_0$  : surface de contact, zone dans laquelle  $P$  est concentrée ( $U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$ ).

$$\begin{cases} U = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \\ V = 0,80 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05 \text{ m} \end{cases}$$

**B. Détermination des sollicitations :**

Poids propre de la salle  $G = 0,15 \times 25 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$  (bande de 1m de largeur) .

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

➤ **A P'ELU :**

$$Pu = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ (charge concentrée du système de levage).}$$

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ (charge uniformément répartie)}$$

➤ **A P'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN.} \end{cases}$$

**III.4.4 Calcul a l'état limite ultime (ELU) :**

**A. Calcul des moments au centre du panneau.**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{320} = 0,5 \rightarrow 0.4 \leq \rho = 0,5 \leq 1 : \text{ le panneau de dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0,65 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{320} = 0,32 \end{cases} \begin{matrix} \longrightarrow \\ \longrightarrow \end{matrix} \begin{cases} M_1 = 0,122 \\ M_2 = 0,058 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{x1} = Pu(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times (0,122 + 0) = 14,82 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = Pu(M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times (0 + 0,058) = 7,047 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**B. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

$0.4 \leq \rho = 0,5 \leq 1$  : le panneau de dalle travail dans les deux sens.

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91 modifié 99)

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x qu l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

Avec:

$M_{x2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_x$  ;

$M_{y2}$ : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_y$  ;

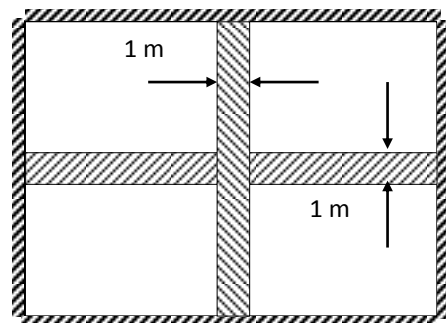
$\mu_x$  et  $\mu_y$ : Coefficient donnés en fonction de  $\rho$  et  $\nu$ .

$$\begin{cases} \rho = 0,5 \\ \nu = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0966 \\ \mu_y = 0,1803 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0966 \times 6,56 \times 1,6^2 = 1,622 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,1803 \times 1,622 = 0,292 \text{ KN.m} \end{cases}$$



*C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :*

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,82 + 1,622 = 16,442 \text{ KN m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,047 + 0,292 = 7,33 \text{ KN m} \end{cases}$$

**Remarque**

A fin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

**Sens  $L_x$  :**

**En travées**

$$M_x^t = 0,85 \times 16,442 = 13,97$$

**Aux appuis**

$$M_x^a = -0,3 \times 16,442 = -4,932.$$

**Sens  $L_y$**

**En travées**

$$M_y^t = 0,85 \times 7,33 = 6,2305.$$

**Aux appuis**

$$M_y^a = -0,3 \times 7,33 = -2,199.$$



**Figure III-21:** Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

**III.4.5 Ferrailage à L'ELU :**

**Détermination de la section des armatures**

**a. Dans le sens de la petite portée (X-X)**

**En travée**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :  $b=100$  cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad M_x^t = 13,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13,97 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,058 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,97 \times 10^3}{0,970 \times 13 \times 348} = 3,18 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA12  $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = 4,932 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,932 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,932 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,1 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b. Dans le sens de la grande portée (Y-Y) :**

**En travée :**

$$M_y^t = 6,2305 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,2305 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,025 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$A_a = 1,39 \text{ cm}^2$  Soit 4HA12

Soit 4HA12  $\Rightarrow A_t = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Aux appuis :**

$$M_y^a = 2,199 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{2,199 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{2,199 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10  $\Rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III-4-5 Vérification à L'ELU :**

**A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4) :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \\ A_x \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \times b \cdot h \\ \text{Et } W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$A_x$  : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$  : section totale de béton.

$W_x$  et  $W_y$  : Les Taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y) ;

$\rho_0$  = Rapport du volume des aciers à celui du béton  $\rho_0 = 0,0008$  pour des barres à haute adhérence de classe FeE400.

**a. Sens (X-X) :**

$$\begin{aligned} W_x &= \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3 - \rho)}{2} \\ A_x &\geq \frac{0,0008 \times (3 - 0,6)}{2} \times 100 \times 15 = 1,44 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En travées :  $A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x = 1,44 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Aux appuis :  $A_{adoptée} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x = 1,44 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**b. Sens (Y-Y) :**

$$W_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travées :  $A_{adoptée} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_y = 1,2 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Aux appuis :  $A_{adoptée} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y = 1,2 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**B. Diamètre maximal des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.7.21) :**

On doit vérifier que  $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$ .

$\phi$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ . → vérifier.

**C. Espacements des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.8.2.42) :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :(Charges concentrées)

**a. Armatures principale:**

$$S_t \leq \min (2h; 25cm)$$

$$S_t = 25cm \leq \min (30cm; 25cm) = 25cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b. Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min (3h; 33cm)$$

$$S_t = 25cm \leq \min (45cm; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de non poinçonnement BAEL91modifié99 (Art A.5.2.42) :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $P_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P_u = 1,35(90) = 121,5 \text{ kN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25000}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

**D. Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99 (Art A.5.2 .2) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m} ; d = 0,9 h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm.}$$

**Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{P_u}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

**Au milieu de V :**

On a :

$$V_u = \frac{P_u}{3.V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

**NB :**  $V_u = 38,57 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,285 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,285 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III-4-6 Calcul à l'état limite de service (l'ELS) :**

**a. Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,122 + 0,2 \times 0,058) = 12,024 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0,058 + 0,2 \times 0,122) = 7,41 \text{ kN.m}$$

**b. Évaluation des moments  $M_{x2}$ ;  $M_{y2}$  dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

$$\begin{cases} \rho = 0,5 \\ \nu = 0,2 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1 \text{ (RPA99Version2003/ Tabl 1.3)} \\ \mu_y = 0,3671 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,5 \rightarrow \mu_x = 0,1 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,1 \times 4,75 \times (1,6)^2 = 1,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{x2} = 1,21 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0,3671 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,3671 \times 1,21 = 0,446 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,446 \text{ kN.m}$$

**C. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,024 + 1,21 = 13,234 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,41 + 0,446 = 7,85 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

**Sens  $L_x$**

**En travées**

$$M_x^t = 0,85 \times 13,234 = 11,24 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis**

$$M_x^a = -0,3 \times 13,234 = -3,97 \text{ kN.m}$$

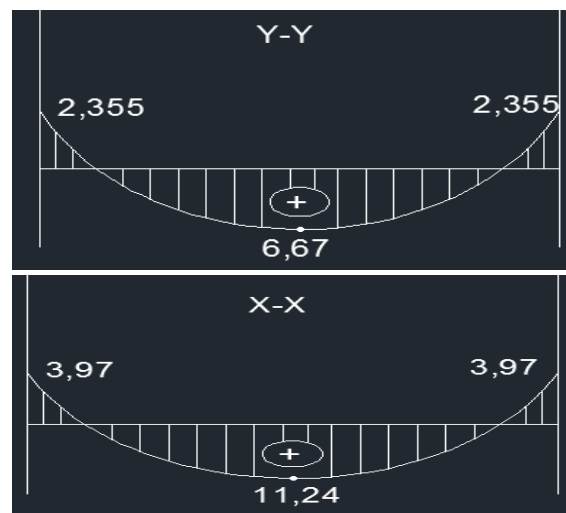
**Sens  $L_y$**

**En travées**

$$M_y^t = 0,85 \times 7,85 = 6,67 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis**

$$M_y^a = -0,3 \times 7,85 = -2,355 \text{ kN.m}$$



**Figure III-22 :** Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS

**III-4-7 Vérification à l'ELS :**

**A. Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

**B. Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :**

**a. Sens (X-X)**

**En travée**

$$M_t = 11,24 \text{ KN. m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{11,24 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 213,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{213,48}{33,08} = 6,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = 3,97 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{3,97 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 99,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{99,95}{170,2} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Sens (Y-Y)**

**En travée**

$$M_t = 6,67 \text{ KN. m} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \quad K_1 = 33,08 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,896$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{6,67 \times 10^6}{0,896 \times 130 \times 452} = 126,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{126,68}{33,08} = 3,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = 2,355 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow K_1 = 170,2 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{2,355 \times 10^6}{0,973 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 59,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{59,29}{170,2} = 0,348 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.

-  $M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $L_x$

-  $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x –x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

$M_x = 14,662 \text{ KN.m}$

-  $A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

- d : La hauteur utile de la bande.

- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,093 > \frac{M_t}{20 M_x} = \frac{13,37}{20 \times 13,23} = 0,052 \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est pas nécessaire de vérifier la flèche .

**Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- ❖ Armatures dans le sens X-X :
  - En travée :4HA12 (esp=25cm)
  - Aux appuis :4HA10 (esp=25cm)
- ❖ Armatures dans le sens Y-Y :
  - En travée :4HA12 (esp=25cm)
  - Aux appuis :4HA10 (esp=25cm)
  -

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

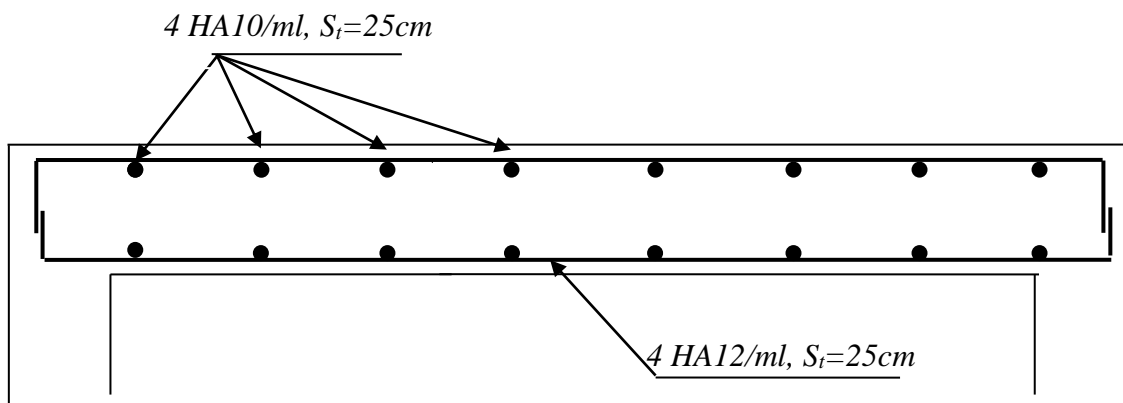


Figure III-23 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

**III.6 .Les balcons :**

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, c'est le balcon en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastree à ses extrémités.

**III- Etude de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures

**a) Pré-dimensionnement :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

✓ L'épaisseur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{L}{15} = \frac{360}{15} = 24 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{360}{10} = 36 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

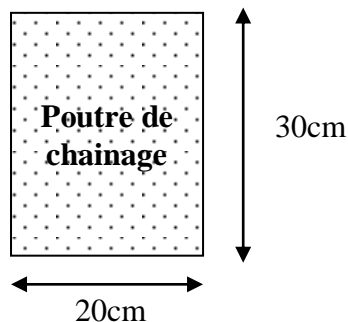
✓ La largeur :

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

$$0.4h = 14 \leq b \leq 0.7h = 21 \quad \text{On adoptera une largeur } b = 20 \text{ cm}$$

Note :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré : L = 360cm.



**Figure III :** Coupe transversal de la poutre

**b) Evaluation des charges et surcharges :**

c)

✓ **Les charges permanentes:**

- Poids propre de la poutre :  $0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,5 \text{ kn/ml}$
- Poids du mur (double cloison) :  $(3,06 - 0,30) \cdot 1,3 = 3,588 \text{ kn/ml}$
- Poids du plancher :  $4,32 \times \frac{0,65}{2} = 1,404 \text{ Kn/m}$
- **$G_t = 6.492 \text{ kN/ml}$ .**

- ✓ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{ kN/ml.}$$

- ✓ Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5q = 1.35 \times 6.492 + 1.5 \times 0.487 = 10.03 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.492 + 0.487 = 6.979 \text{ kN/ml.}$$

**d) Etude de la poutre à l'ELU :**

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

**Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

- ✓ En travée :

$$M_t = 0.85 \times 10.03 \times \frac{3.6^2}{8} = 13.81 \text{ KN.m}$$

- ✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3 \times 10.03 \times \frac{3.6^2}{8} = 4.87 \text{ KN.m}$$

- ✓ Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{10.03 \times 3.6}{2} = 18.05 \text{ KN}$$

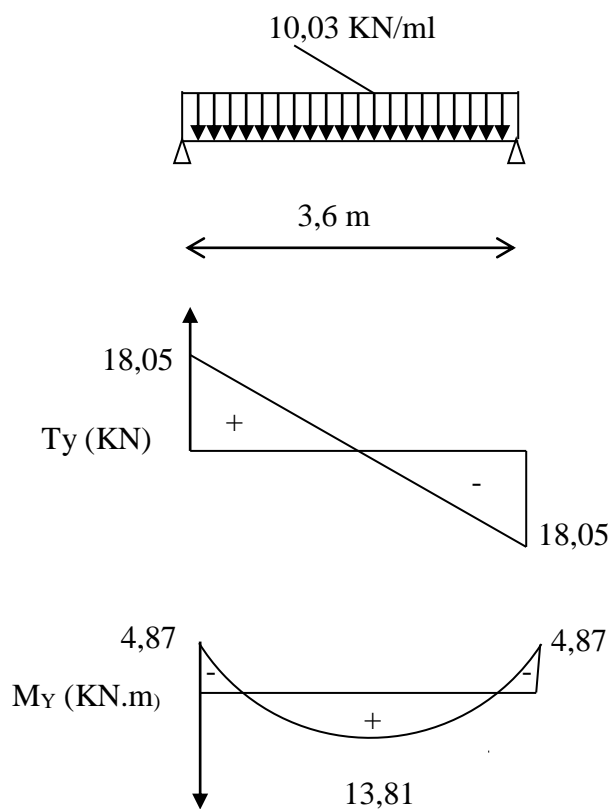


Figure III: Diagramme des Efforts internes

**e) Calcul des armatures :**

- ✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.81 \times 10^{-3}}{0.20 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.16$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée. } \beta = 0.912$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.81 \times 10^3}{0.912 \times 18 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.87 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,052$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée. } \beta = 0,970$$

$$A_{sta} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.87 \times 10^3}{0,97 \times 18 \times 348} = 0,801 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

f) Vérification à ELU

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,434 \cdot \text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 0,434 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{min} \\ A_{st}^t > A_{min} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 18,8 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{18,05}{0,20 \cdot 0,18} = 501,38 \text{ KN / m}^2 = 501,38 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 0,50138 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \cdot \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

▪ Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)..... [2]

$$T_u = 18,05 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 10^3 = 216 \text{ KN} \cdot \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 18,05 + \frac{-4,87}{0,9 \times 0,18} \right) = 0,03 \dots \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)... [2]

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_U}{0,9.d.\sum U_i} \quad \text{Avec : } \Sigma U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma U_i = n.\pi.\phi = 3.(3,14).12 = 113,04\text{mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{18,05.10^3}{0,9.180.113,04} = 0,98\text{MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 0,98\text{MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15\text{MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

▪ **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)..... [2]**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 31,74\Phi\text{cm}$$

Pour  $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 31,74 \times 1,2 = 38,1 \text{ cm.}$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée et appui :  $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 31,74 = 15,24\text{cm.}$

❖ **Calcul des armatures transversales**

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{30}{35} = 0,85; \frac{20}{10} = 2; 1,2 \right)$$

En prend comme diamètre:  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi^2 = 2,01\text{cm}^2.$$

✓ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \text{min} (16,2, 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 30} = 1,34 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement entre les barres :**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left( \frac{30}{4} = 7,5; 12(1,2) = 14,4; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 8 \text{ cm.}$$

• **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm.} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELS

- calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 6,979 \text{ KN/ml}$$

- Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 9,979 \times \frac{3,6}{2} = 17,96 \text{ KN}$$

- Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 6,979 \times \frac{3,6^2}{8} = 11,30 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 11,3 = -3,39 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 11,3 = 9,605 \text{ KN.m}$$

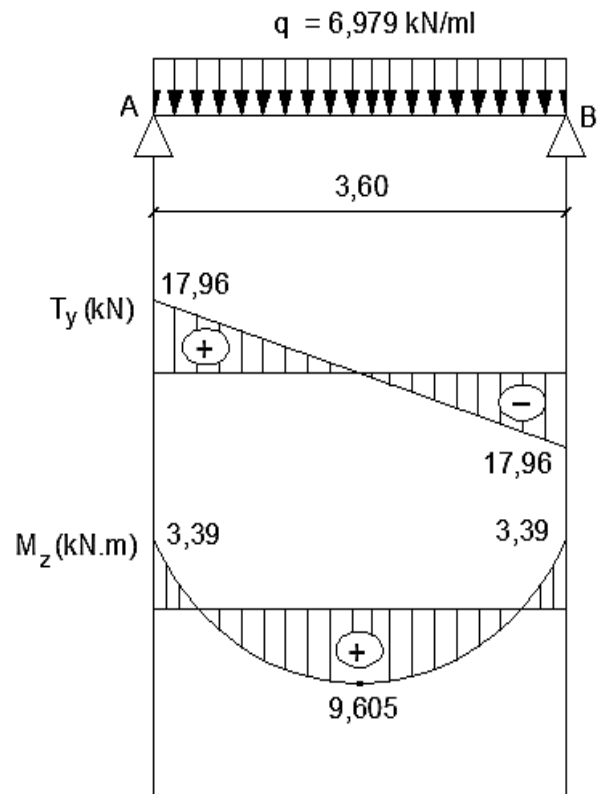


Figure III : Diagramme des Moments et des efforts tranchants

❖ Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  (voir chapitre I).

Et :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$  (Une poutre soumise à la flexion simple).

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

- Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 18} = 0,941 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,8642 \\ K_1 = 21,814 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{3,39 \cdot 10^6}{0,8642 \times 180 \times 3,39 \cdot 10^2} = 64,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{64,28}{21,814} = 2,94 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2.94 MPa. \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 18} = 0.941 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,8642 \\ K_1 = 21.814 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta.d.A_{st}} = \frac{9,605.10^6}{0,8642 \times 180. \times 3,39.10^2} = 182.14 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{182.14}{21.814} = 8,34 MPa.$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 MPa$$

On a  $\sigma_{st} = 182.14 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \Rightarrow$  la condition est vérifiée

❖ vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

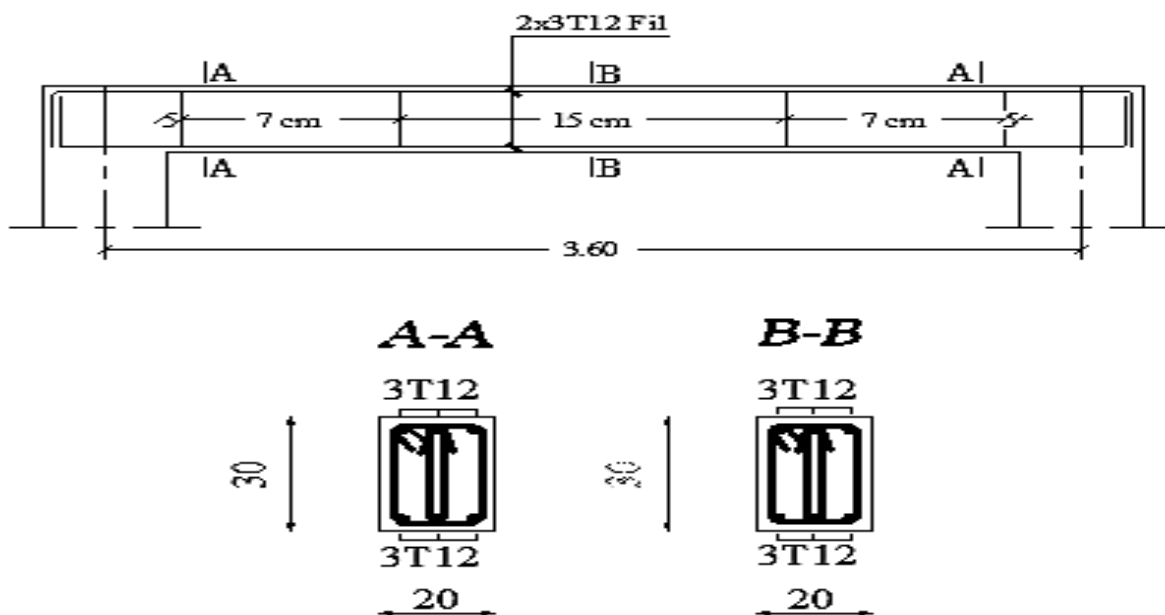
$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0,08 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{360} = 0.08 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{9,605}{10 \times 11,3} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A}{bd} &= \frac{3,39}{20 \times 18} = 0,009 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure III :** Ferrailage de la poutre de chaînage.

**Introduction**

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquences de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

**IV.1 Choix de la méthode de calcul RPA99 (Art 4.1)**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- 1) par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable) ;
- 2) par la méthode d'analyse modale spectrale
- 3) par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

**Principe Méthode Dynamique Modale Spectrale**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**IV.2 modélisation de la structure**

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

**IV.2.1 Définition d'un logiciel du calcul**

Logiciel du calcul est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS**.

**IV.2.2 Les étapes de la modélisation**

En général La modélisation sur ETABS consiste en les étapes suivantes :

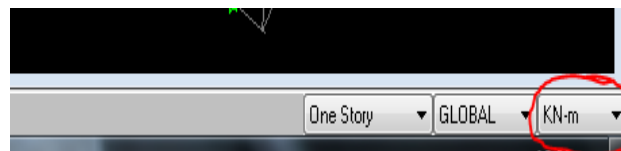
- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) ;
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;

- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;
- L'analyse dynamique et Visualisation des résultats.

**Première étape : spécifié la géométrie**

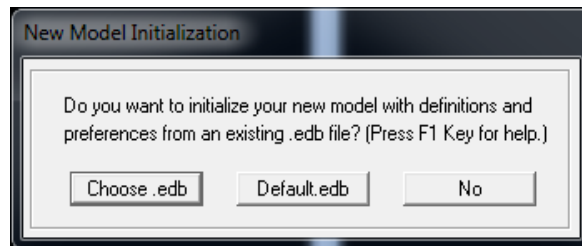
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- Démarrer le programme.
- Choix de l'unité : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



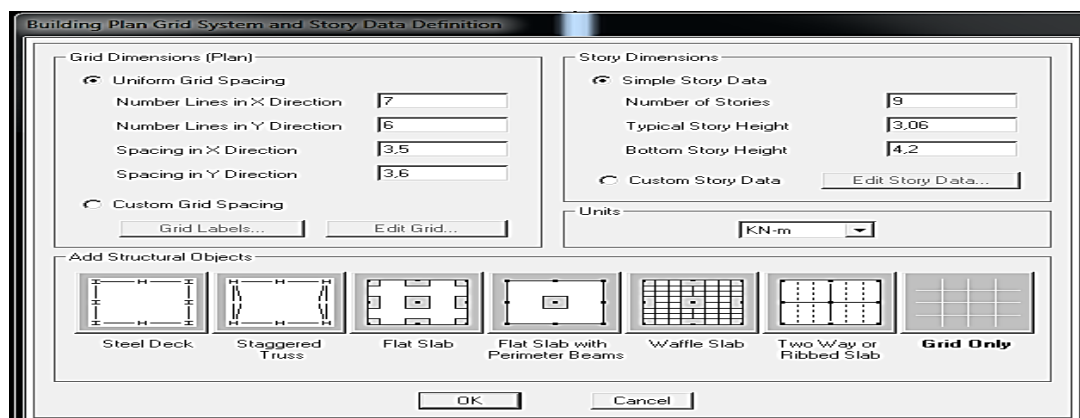
**Figure IV.1** : systèmes d'unités.

- Commencer un nouveau modèle : Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône **New Model** ou en utilisant le raccourci **Ctrl+N**. Une boîte de dialogue intitulée **New Model Initialization** apparaît:



**Figure IV.2** : Création d'un nouveau model.

- Définir la **Géométrie de base** Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** puis **Default.edb**, la fenêtre de dialogue s'apparaîtra :



**Figure IV.3** : Définition de dimensions pour la grille horizontale et nombre et la hauteur des étages.

- e. Modification des grilles prédéfinis : On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, On clique sur (**Custom grid spacing** puis **Edit Grid**)  
On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

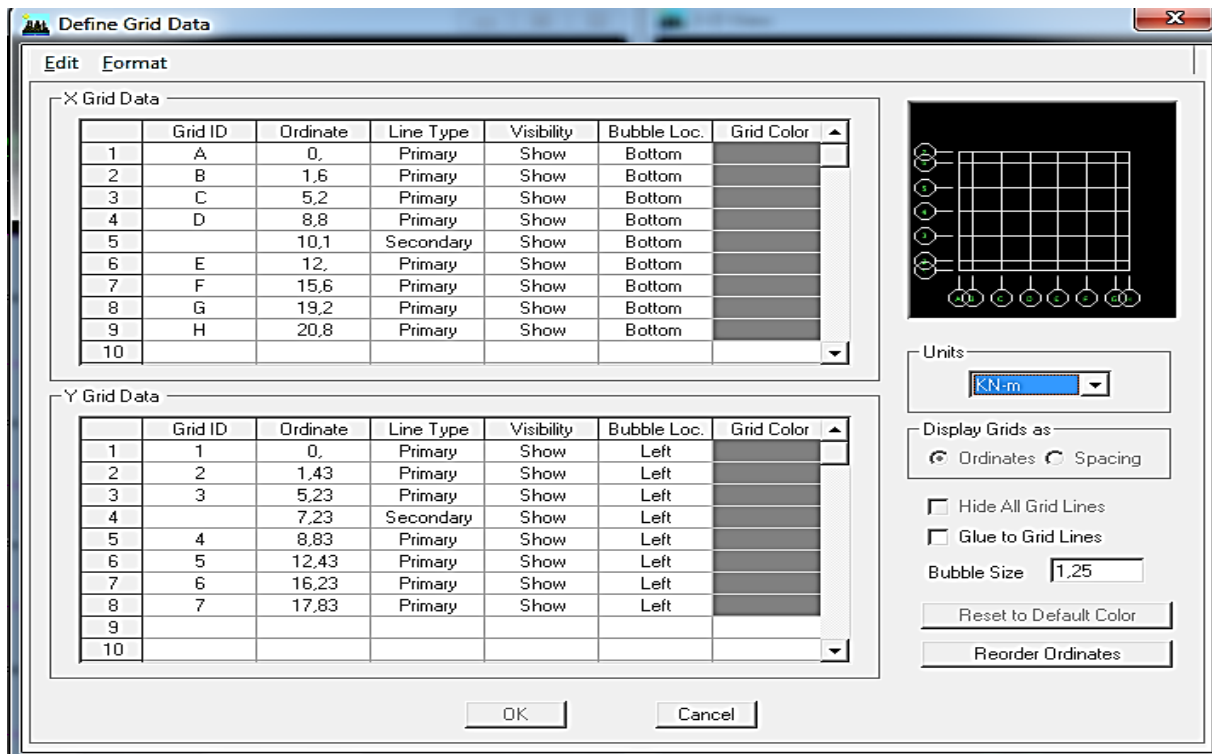


Figure IV.4 : Introduction des distances selon x-x et y-y.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en **3D** l'autre en **2D** suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

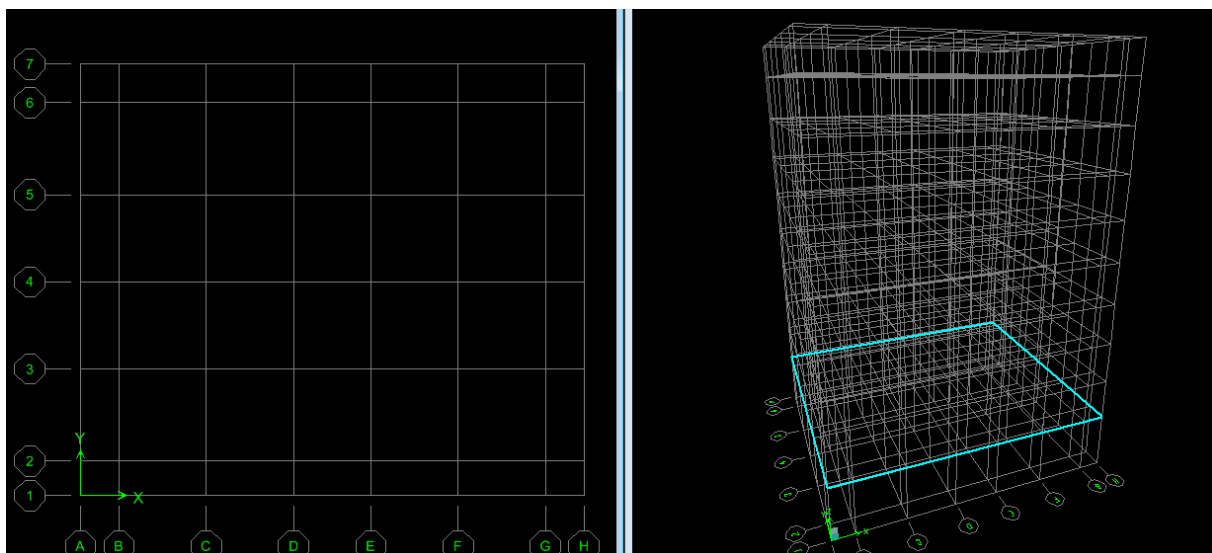
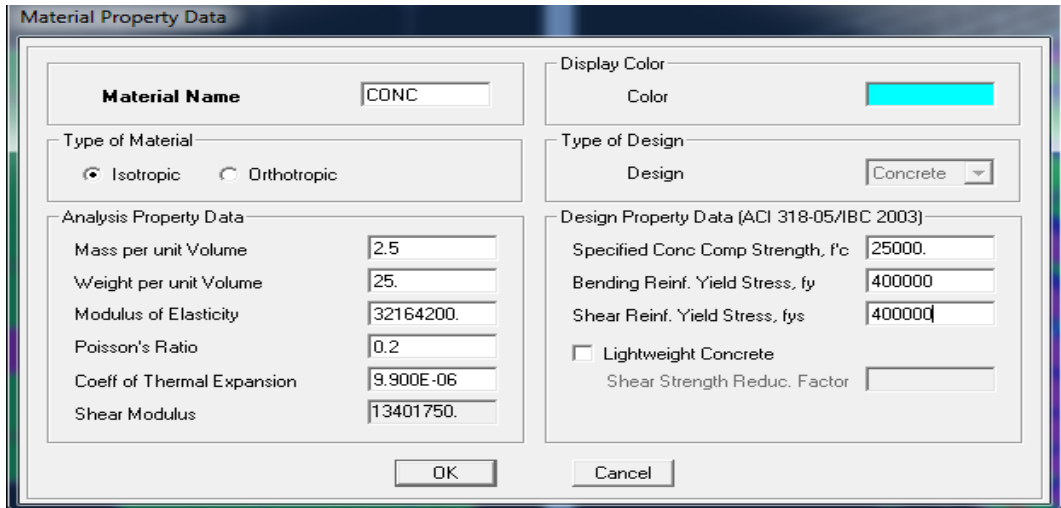


Figure IV.5 : Les lignes de grille de la structure.

*Deuxième étapes*

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define**→**Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure Suivante :



**Figure IV.6 :** Définition des propriétés du matériau CONC (Béton).

*Troisième étapes*

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, corps creux, dalle pleine, voile...).

*Définition des différents éléments*

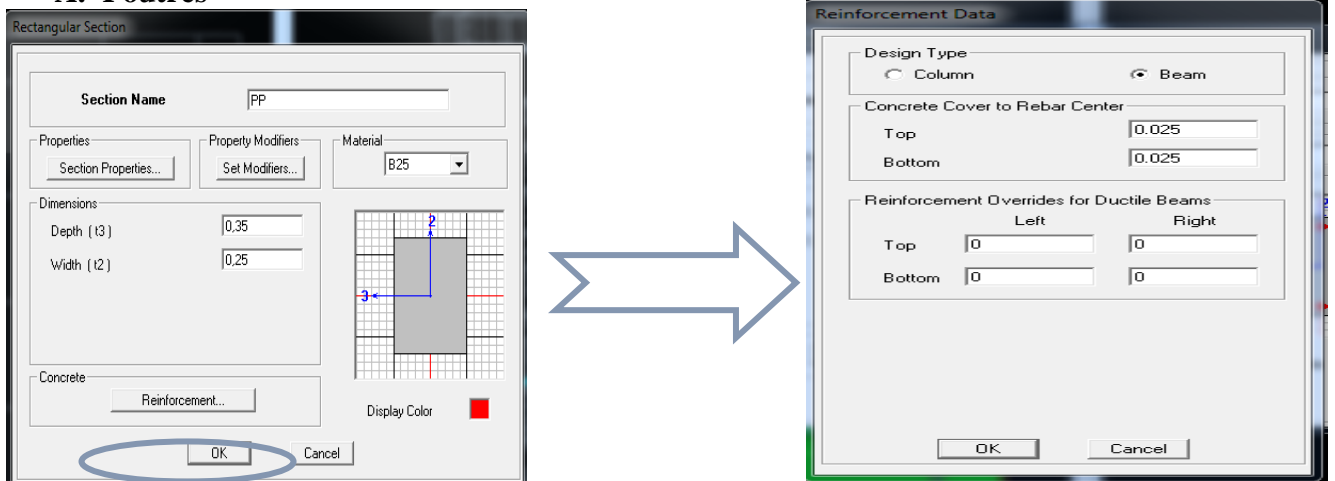
- **Les éléments barres (poutres et poteaux)**

Nous choisissons le menu **Define Frame sections**, Ou bien on clique sur l'icône →Icône **properties** on sélection tout **delete property**→ Icône **click to** On clique sur **Add Rectangular**→l'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.



**Exemples**

**A. Poutres**



**Figure IV.7 :** Définition des poutres.

**B. Poteaux**

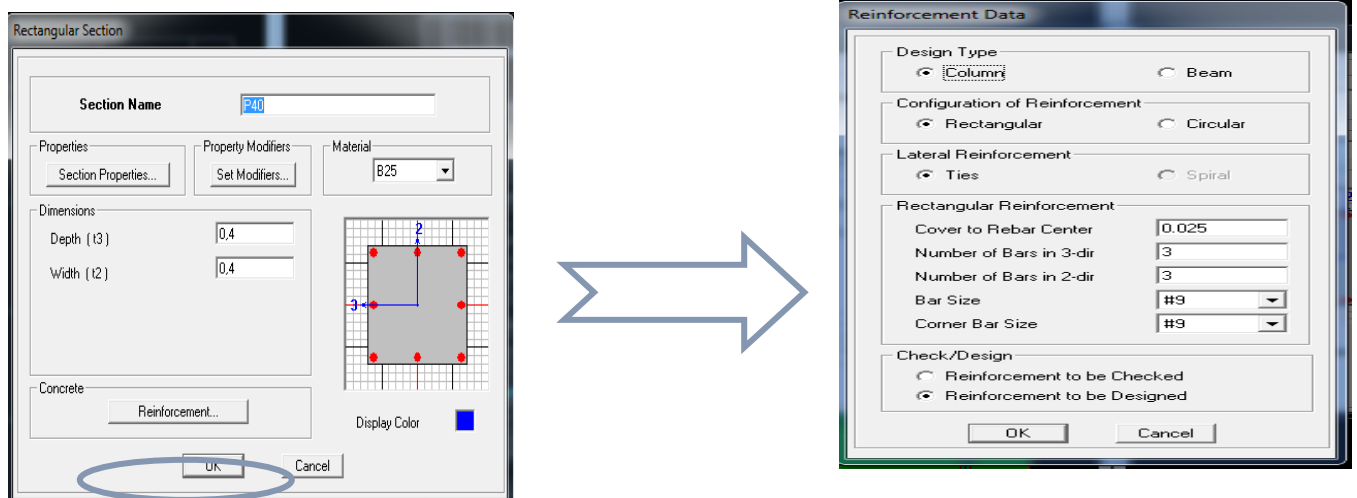
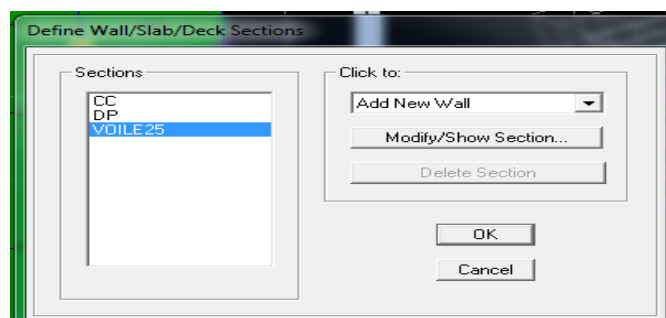


Figure IV.8 : Définition des poteaux.

**- les éléments plaques (corps creux, voile et dalle pleine)**

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (corps creux, voile et dalle pleine).

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée **Define wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône



**corps creux**

**voiles**

**Dalle pleine**

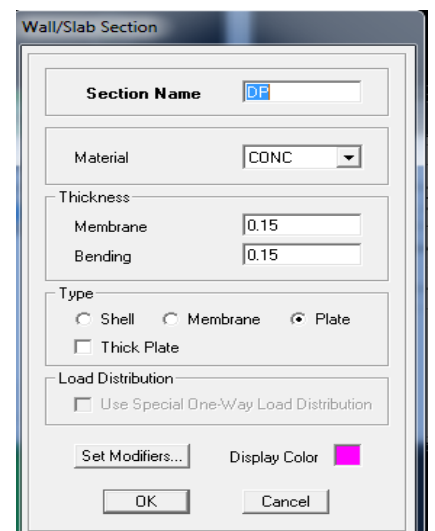
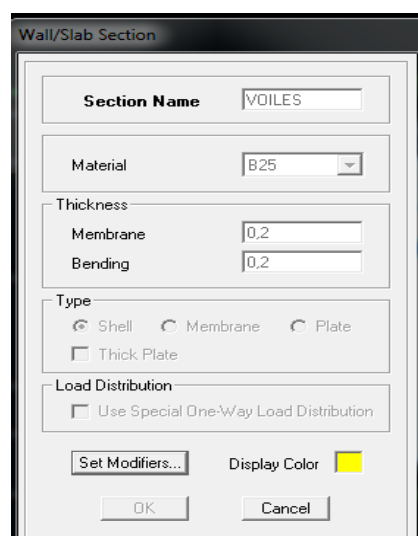
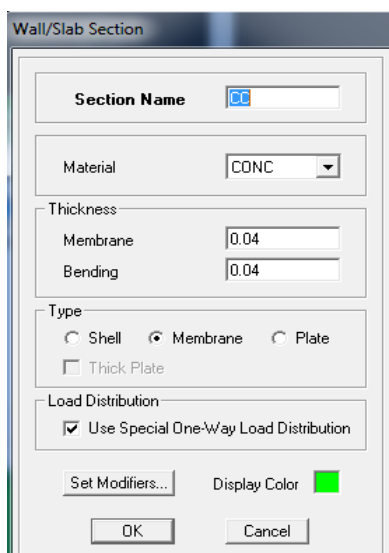
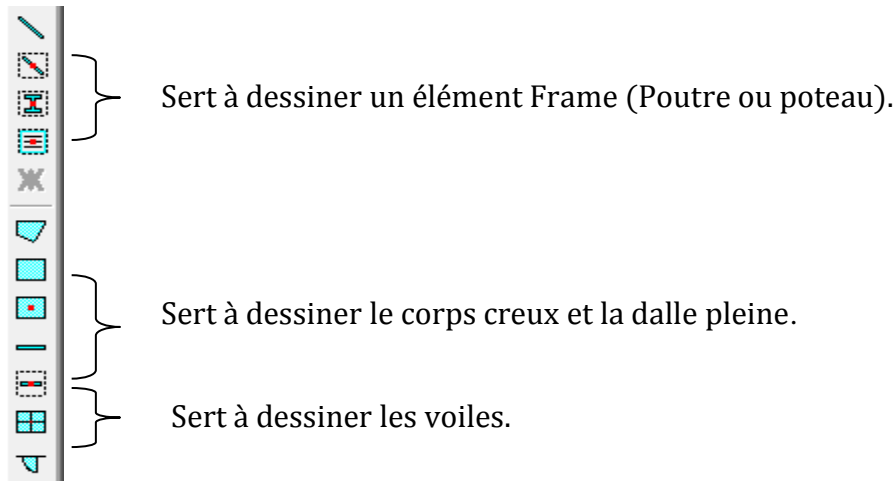



Figure IV.9 : Définition corps creux, voile et dalle pleine.

*Quatrièmes étapes : Dessin du modèle*

Après avoir défini tous les paramètres du bâtiment on dessine en utilisant soit le Menu **draw**, soit les icônes de l'interface du logiciel à la barre flottante situé à droite. Pointeur utilisé pour une sélection d'élément en cliquant dessus ou par la fenêtre de sélections suivantes :




**a/Poutres**

On clique sur  puis on choisit la section de la poutre par exemple les poutres principales **PP** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0,

**Figure IV.10** : Affectation des poutres.

**b/poteaux**

On clique sur  puis on choisit la section de poteau par exemple les poteaux **PP** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.

Property	P40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

**Figure IV.11** : Affectation des poteaux.

**c/corps creux et dalle pleine**


On clique sur  puis on choisit **CC** ou **DP** et on sélectionne les Grid lignes que portent nos éléments.



Figure IV.12 : Affectation de corps creux et dalles pleines.

**d/les voiles**

On clique sur  puis on choisit **VOILES** et on sélectionne les Grid lignes qui portent le voile

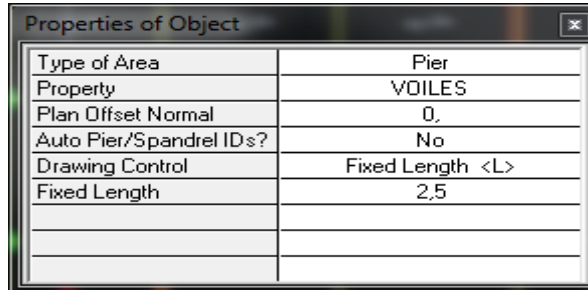


Figure IV.13 : Affectation des voiles.

**Cinquième étape : Définition des charges**

Avant de charger la structure il faut d’abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

**a/charges statiques (G et Q)**

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d’exploitation **Q**.

pour les définir on clique sur **Define** → **Static Load Cases**, ou bien on clique sur 

On multiplie fois le coefficient interne poids propre.

- **Charges permanentes**  
**Load Name** (nom de la charge) : **G**  
**Type** : **DEAD** (permanente)  
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**
- **Surcharges d’exploitation**  
**Load Name** (Nom de la charge): **Q**  
**Type** : **LIVE** (exploitation).  
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**

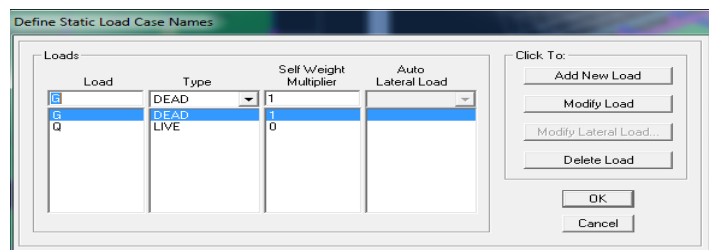



Figure IV.14 : Définition des charges statique.

- **Charges statiques pour les éléments surfaciques**

Pour introduire ces charges il faut :

- Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher en corps creux ...).
- Choisir le cas de charge.
- Introduire l’intensité des charges (G et/ou Q).


Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est :

On clique sur **Assign** puis **Shell/Area Loads** puis **Uniform**  Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

**b/Charges dynamiques (Sismiques)**

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

**1. Définition du spectre de réponse**

Le spectre de réponse est définie grâce à l'application **RPAEXE**  externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

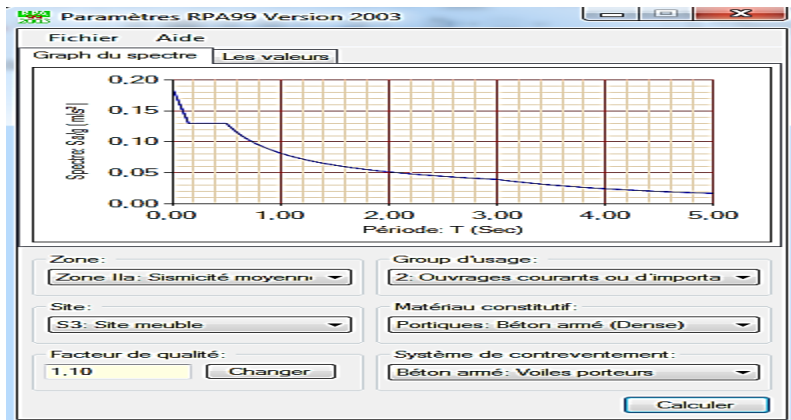



Figure IV.15 : Le spectre de réponse.

**2. Introduction du spectre**

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant : **Define** → **Response Spectrum Functions** ou grâce à l'icône  tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

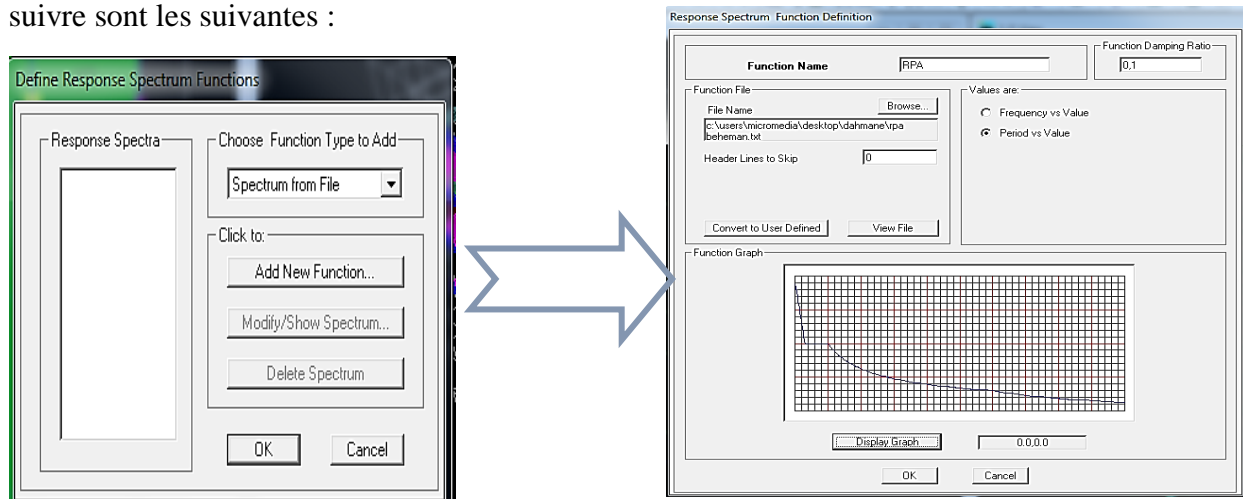



Figure IV.16 : Définition du spectre.

### 3. Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y, L'introduction de ces composantes se fait comme suit

**Define** → **Response Spectrum Cases**. Ou avec l'icône  tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

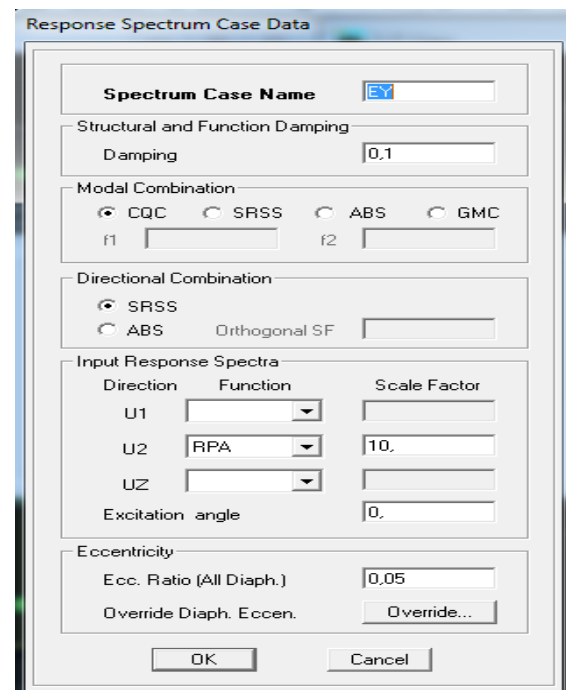
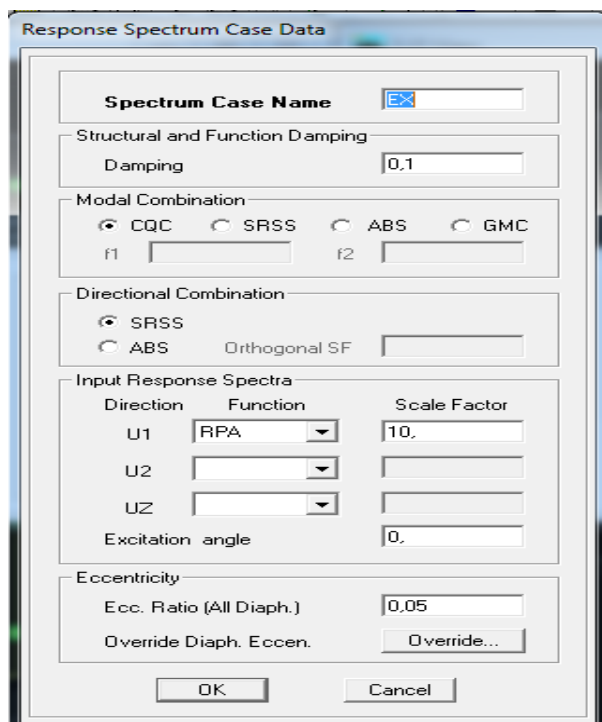
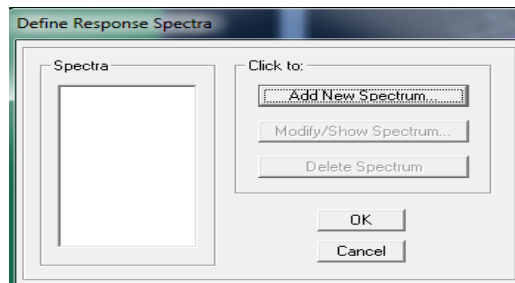


Figure IV.17 : Définir la charge sismique.

#### Sixième étape : Combinaisons de charges

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les combinaisons de **RPA99 version 2003 (Art 5.2)** et la combinaison poids de l'article de **RPA99 version 2003 (Art 4.2.3)**.

#### Combinaisons aux états limites

**ELU** :  $1.35G + 1.5Q$ .

**ELS** :  $G + Q$ .

Et la combinaison poids :  $G + 0.2Q$

#### Combinaisons accidentelles du RPA :

**GQE** :  $G + Q \pm E$ .

08GE :0.8G ± E.

Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant : **Define** → **Load combinations** → **Add New Combo**. Ou bien ou en utilisant l'icône

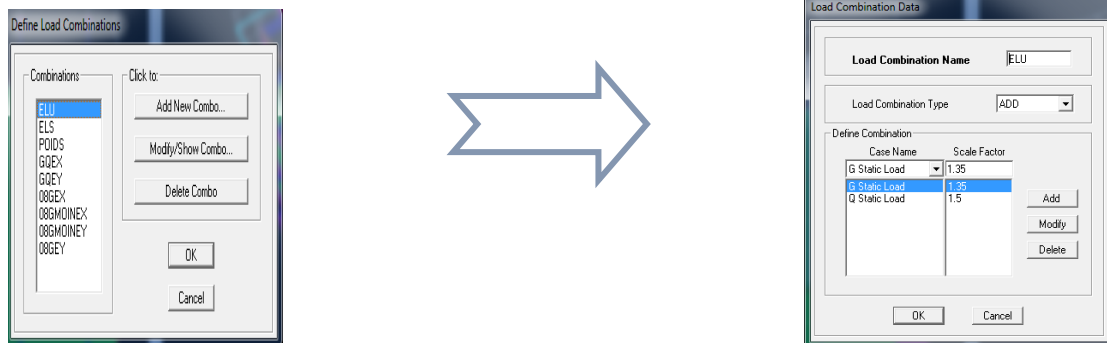


Figure IV.18 : Création des combinaisons.

*Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)*

**1. Appuis**

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante : On clique sur **Assign** → **Joint/Point** → **Restraints (Supports)** ou bien l'icône

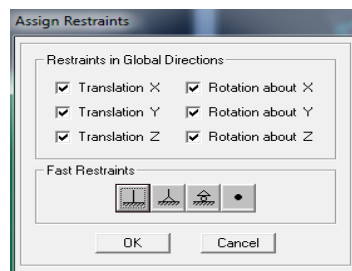


Figure IV.19 : Encastrement des appuis.

**Remarque**

Tous les nœuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

**2. Diaphragme**

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « **Mass source** » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante :

on clique sur **Define** puis **Mass Source** ou en utilisant l'icône



Les plancher sont modélisés comme infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur

**Assign** → **Joint/ point** → **Diaphragm** ou bien on clique directement sue l'icône



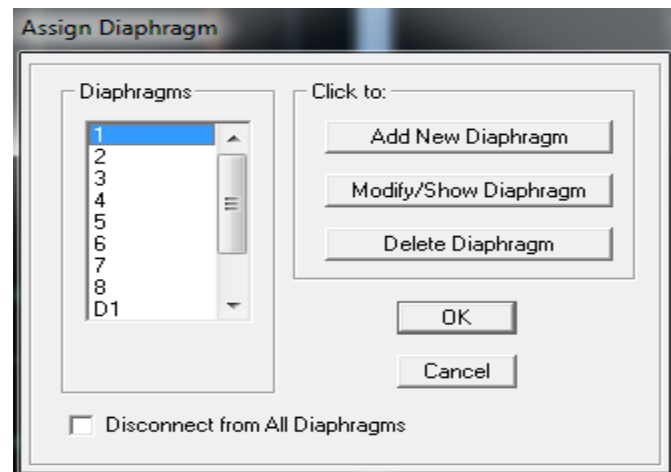


Figure IV.20 : diaphragme de chaque plancher.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

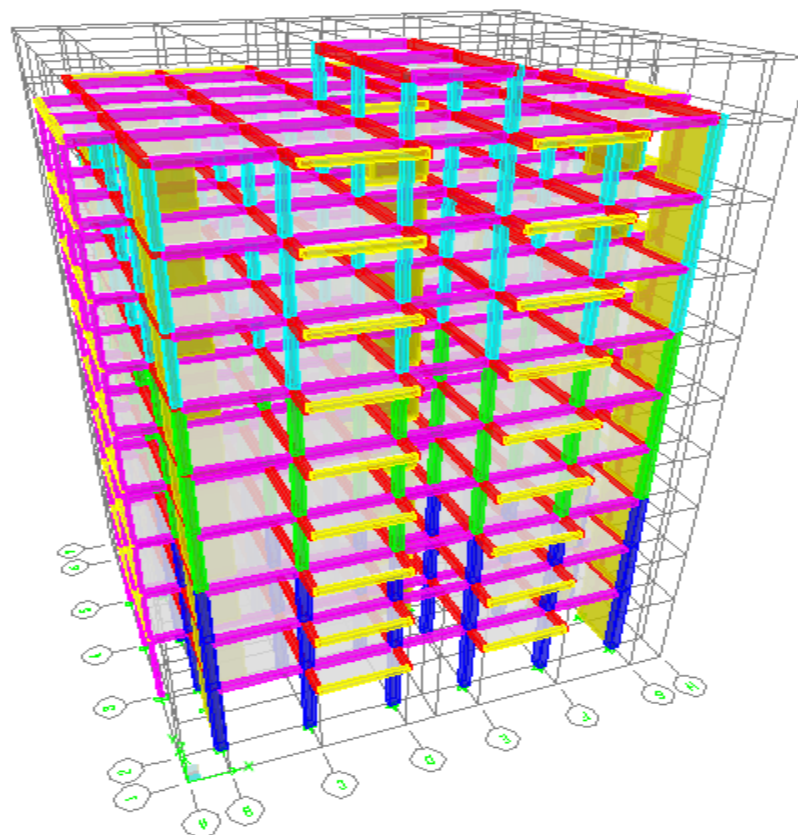



Figure IV.21 : Schéma de la structure en 3D.

*Huitième étape : L'analyse dynamique et Visualisation des résultats***a. l'analyse**

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant : **Analyze** →**Set Analysis Options** →**Set Dynamic Parameters** ensuite entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boîte de dialogue « **Analysis Options** » cocher « **Full 3D** » pour une analyse en trois dimensions et « **Include P-Delta** » pour l'analyse du second ordre **P-Delta**. Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante **Analyze** puis **Check Model** cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans **Analyze**→**Run Analysis**, à l'aide de l'icône

**Run Analysis**  ou avec la touche **F5** du clavier.

**V-1) Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste .Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels, en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Le règlement parasismique algérien (**RPA99**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algérien :**

**Vérification de la période empirique T :**

**a) Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{2}} \quad \text{formule(4 – 6)RPA99vs2003}$$

$$T = 0,05 \times (30,88)^{3/4} = 0,655s$$

$$T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{formule (4 – 7)RPA99vs2003}$$

**b) Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj} = T + 30\%T$$

$$T_{maj} = 0,655 + 30\% \times 0.655 = 0,851 s$$

**c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,822351	66,7192	0,0605	66,7192	0,0605	6,0769	6,0769
2	0,787366	0,2153	71,8284	66,9345	71,8889	0,4424	6,5193
3	0,737416	5,6503	0,5768	72,5848	72,4657	65,9826	72,5019
4	0,222011	15,3358	0,0454	87,9206	72,5111	0,9451	73,4470
5	0,210437	0,0069	15,6975	87,9275	88,2086	0,3734	73,8204
6	0,196550	1,0421	0,3397	88,9696	88,5483	14,8880	88,7084
7	0,102583	3,9329	0,0244	92,9025	88,5728	0,0009	88,7094
8	0,098612	0,0301	2,9320	92,9326	91,5048	0,0167	88,7261
9	0,092446	1,0037	0,0071	93,9363	91,5119	2,1599	90,8860
10	0,085923	0,1452	2,3291	94,0815	93,8410	0,5378	91,4238
11	0,084960	0,4871	0,5447	94,5686	94,3857	0,7189	92,1427
12	0,082097	0,2877	0,1577	94,8563	94,5434	2,4226	94,5653

**Fig V-1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS**

$$T_{etabs} = 0,822s$$

**T = 0.655s** : La période calculée.

**T<sub>maj</sub> = 0,851**: La période majorée.

**T<sub>etabs</sub> = 0.822s** : La période d'ETABS.

$$T = 0,655 < T_{etabs} = 0,822s < T_{majorée} = 0.851s$$

→La période est vérifiée.

**Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

**Tableau V-1 : Tableau des modes et de la masse participante**

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,822351	66,7192	0,0605	66,7192	0,0605	6,0769
2	0,787366	0,2153	71,8284	66,9345	71,8889	0,4424
3	0,737416	5,6503	0,5768	72,5848	72,4657	65,9826
4	0,222011	15,3358	0,0454	87,9206	72,5111	0,9451
5	0,210437	0,0069	15,6975	87,9275	88,2086	0,3734
6	0,19655	1,0421	0,3397	88,9696	88,5483	14,888
7	0,102583	3,9329	0,0244	92,9025	88,5728	0,0009
8	0,098612	0,0301	2,932	92,9326	91,5048	0,0167
9	0,092446	1,0037	0,0071	93,9363	91,5119	2,1599
10	0,085923	0,1452	2,3291	94,0815	93,841	0,5378
11	0,08496	0,4871	0,5447	94,5686	94,3857	0,7189
12	0,082097	0,2877	0,1577	94,8563	94,5434	2,4226

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T=0.822$  s
- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> sont des modes de **translation**.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de **rotation**.
- On doit retenir les 8 modes que la masse éteigne les 90% selon RPA99 vs 2003.

**Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99 vs 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Tableau V-2 : Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly
SS	D1	10,418	8,631	-0,152	1,040	8,631	8,661	-0,03	0,8915
RDC	D2	10,414	9,148	-0,155	1,040	9,148	8,605	0,543	0,8915
1ER	D3	10,414	9,153	-0,142	1,040	9,153	8,583	0,57	0,8915
2EME	D4	10,414	9,159	-0,129	1,040	9,159	8,578	0,581	0,8915
3EME	D5	10,414	9,159	-0,117	1,040	9,159	8,578	0,581	0,8915
4EME	D6	10,414	9,164	-0,107	1,040	9,164	8,579	0,585	0,8915
5EME	D7	10,415	9,168	-0,097	1,040	9,168	8,579	0,589	0,8915
6EME	D8	10,415	9,168	-0,091	1,040	9,168	8,577	0,591	0,8915
TERRASSE	D9	10,404	9,085	-0,098	1,040	9,085	8,572	0,513	0,8915
SM	D10	10,4	5,136	-0,058	1,040	5,136	5,944	-0,808	0,8915

**Vérification des déplacements relatifs :**

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :  $\Delta K = R \delta k$

$\delta k$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k'' par rapport au niveau k-1''est égal à :  $\Delta K = \delta k - \delta k-1$

**Vérification de déplacements inter-étages suivant  $E_x$ .**

Story	Load	UX	$\delta k - \delta k-1$	$h_e$	$1\%h_e$	Observation
SS	EX	0,0176	0,0007	220	2,2	Condition vérifiée
RDC	EX	0,0169	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
1	EX	0,0151	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
2	EX	0,013	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
3	EX	0,0109	0,0022	306	3,06	Condition vérifiée
4	EX	0,0087	0,0022	306	3,06	Condition vérifiée
5	EX	0,0065	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
6	EX	0,0044	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
TR	EX	0,0025	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
SM	EX	0,001	0,001	420	4,2	Condition vérifiée

Vérification de déplacements inter-étages suivant  $E_y$ .

Story	Load	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$h_e$	$1/h_e$	Observation
SS	EY	0,017	0,0007	220	2,2	Condition vérifiée
RDC	EY	0,0163	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
1	EY	0,0145	0,0019	306	3,06	Condition vérifiée
2	EY	0,0126	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
3	EY	0,0105	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
4	EY	0,0084	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
5	EX	0,0063	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
6	EX	0,0042	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
TR	EX	0,0024	0,0015	306	3,06	Condition vérifiée
SM	EX	0,0009	0,0009	420	4,2	Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times$

W(4.1RPA99VS2003)

Tel que :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.  
Zone IIa ; groupe d'usage 2 → **A=0,15**
- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)  
Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

Paramètres		La valeur
<b>Coefficient d'accélération de zone : A</b> <i>Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.</i>	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
<b>Calcul de la période T :</b>  <i>RPA version 2003 page 31 formule 4.6</i>  $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ <i>Tableau (4-6)</i>  $h_n = 30,88$ m	T=0,822 s.
<b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b>  <i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i>  $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3}$ $T > 3s$	<i>Valeur <math>T_2</math> : RPA2003 page 34.</i> Site meuble d'où $T_2 = 0,5$ .  <i>Valeur de <math>\xi</math> :</i> <i>RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur :</i>	D=1,36

	$\xi = 10$	
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2).	
	$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \eta=0,76$	
<b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b>  RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	<b>une structure contreventée par voile</b>	R=3,5
<b>Poids total <math>W_i</math>:</b>		23670,52 KN

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

**Tableau V-3 : Facteur de qualité Q.**

Observation de critère	Q <sub>y</sub>		Q <sub>x</sub>	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.10		1.10	

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	1098,88	76,09	0,00	-1624,222	23289,125	-9245,801
EX	2	U1	10,31	-112,23	0,00	2377,821	217,618	-1262,150
EX	3	U1	118,41	34,81	0,00	-742,787	2536,481	-705,670
EX	4	U1	356,94	-69,11	0,00	231,204	1353,474	-4047,785
EX	5	U1	9,84	58,76	0,00	-212,850	41,955	520,412
EX	6	U1	19,56	12,33	0,00	-48,070	66,440	-61,265
EX	7	U1	89,78	-18,77	0,00	80,503	381,357	-865,092
EX	8	U1	3,79	18,26	0,00	-80,608	16,234	161,170
EX	9	U1	54,53	-2,49	0,00	12,433	180,577	-574,306
EX	10	U1	5,53	-20,69	0,00	70,649	17,089	-272,861
EX	11	U1	24,39	19,21	0,00	-68,230	79,112	-52,876
EX	12	U1	8,05	6,40	0,00	-22,212	23,267	-15,885
EX	All	All	1290,49	17,55	0,00	221,825	25754,213	11844,996
EY	1	U2	76,09	5,27	0,00	-112,460	1612,517	-640,171
EY	2	U2	-112,23	1221,89	0,00	-25888,951	-2369,354	13741,882
EY	3	U2	34,81	10,23	0,00	-218,340	745,589	-207,429
EY	4	U2	-69,11	13,38	0,00	-44,767	-262,070	783,762
EY	5	U2	58,76	351,04	0,00	-1271,634	250,654	3109,104
EY	6	U2	12,33	7,77	0,00	-30,302	41,882	-38,620
EY	7	U2	-18,77	3,92	0,00	-16,831	-79,733	180,871
EY	8	U2	18,26	88,07	0,00	-388,699	78,282	777,174
EY	9	U2	-2,49	0,11	0,00	-0,568	-8,248	26,230
EY	10	U2	-20,69	77,33	0,00	-264,107	-63,884	1020,042
EY	11	U2	19,21	15,13	0,00	-53,752	62,325	-41,656
EY	12	U2	6,40	5,09	0,00	-17,657	18,496	-12,628
EY	All	All	17,55	1311,34	0,00	26266,767	223,126	13694,182

Fig V.2 : L'effort tranchant (ETABS)

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V <sub>MSE</sub>	V <sub>logiciel</sub>	V <sub>logiciel</sub> ≥ 0,8*V <sub>MSE</sub>
<b>Sens X-X</b>	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$ 151761,5	1214,09	1257,68	Condition vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$ 151761,5	1214,09	1304,87	Condition vérifiée

V.3.3 Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N<sub>d</sub> : Effort normal maximal ;

B<sub>c</sub> : Section du poteau ;

f<sub>c28</sub> : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V-4:L'effort normal réduit dans les poteaux

POTEAUX	Na(kN)	Bc(cm <sup>2</sup> )	Fc28(kN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
40 X 40	1187,10	1600	2,5	0,2968	v<0.3 condition vérifiée
35 X 35	799,36	1225	2,5	0,2610	v<0.3 condition vérifiée
30 X 30	387,11	900	2,5	0,1720	v<0.3 condition vérifiée

**Vérification de déplacement maximal (ART B.6.5,3 /BAEL91)**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{30,88}{500} = 0.062 \text{ m}$$

Avec :

$\delta_{max}$  : Déplacement maximal de la structure.

$f_{adm}$  : La flèche admissible.

✓ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

Donc d'après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X :  $\delta_{max-x} = 0,02\text{m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y :  $\delta_{max-x} = 0,02 \text{ m}$

On admet que

$$\delta_{max-x} = 0,02 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.051 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_{max-y} = 0,02 \text{ m} \leq f_{adm} = 0.051 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

**V-3-9) Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau V-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Niveau	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$	$h_K$	$V_K$ (m)	$\theta(x)$	Condition
SM	197,69	0,0007	2,2	32,57	0,0019	Vérifiée
TERRASSE	2828,4	0,0018	3,06	306,3	0,0054	Vérifiée
6	5330,77	0,0021	3,06	527,61	0,0069	Vérifiée
5	7833,13	0,0021	3,06	698,44	0,0077	Vérifiée
4	10410,09	0,0022	3,06	844,63	0,0089	Vérifiée
3	12987,04	0,0022	3,06	970,31	0,0096	Vérifiée
2	15563,99	0,0021	3,06	1072,19	0,0100	Vérifiée
1	18227,01	0,0019	3,06	1157,16	0,0098	Vérifiée
RDC	20890,02	0,0015	3,06	1223,92	0,0084	Vérifiée
SS	23670,52	0,001	4,2	1257,68	0,0045	Vérifiée

Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

Niveau	$P_K$ (KN)	$\Delta_K$	$h_K$	$V_K$ (m)	$\theta(x)$	Condition
SM	197,69	0,0007	2,2	35,99	0,0017	Vérifiée
TERRASSE	2828,4	0,0018	3,06	317,61	0,0052	Vérifiée
6	5330,77	0,0019	3,06	547,67	0,0060	Vérifiée
5	7833,13	0,0021	3,06	726,53	0,0074	Vérifiée
4	10410,09	0,0021	3,06	880,56	0,0081	Vérifiée
3	12987,04	0,0021	3,06	1012,4	0,0088	Vérifiée
2	15563,99	0,0021	3,06	1118,07	0,0096	Vérifiée
1	18227,01	0,0018	3,06	1204,91	0,0089	Vérifiée
RDC	20890,02	0,0015	3,06	1271,77	0,0081	Vérifiée
SS	23670,52	0,0009	4,2	1304,87	0,0039	Vérifiée

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**Justification vis-à-vis de contreventement**

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

**1. Forces horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

**Voiles et portiques :**

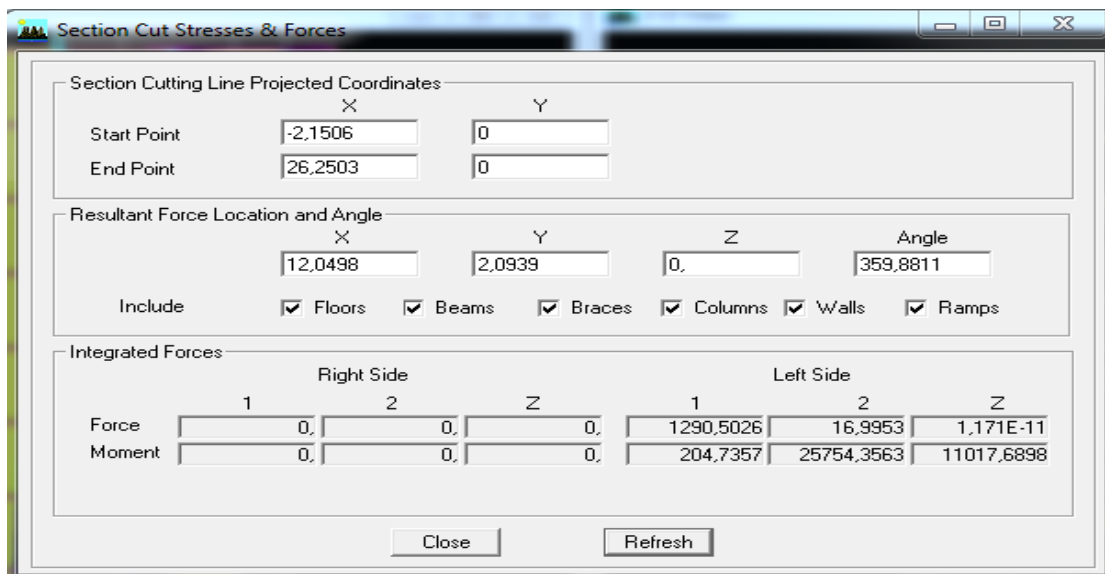


Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX

**Voile uniquement :**

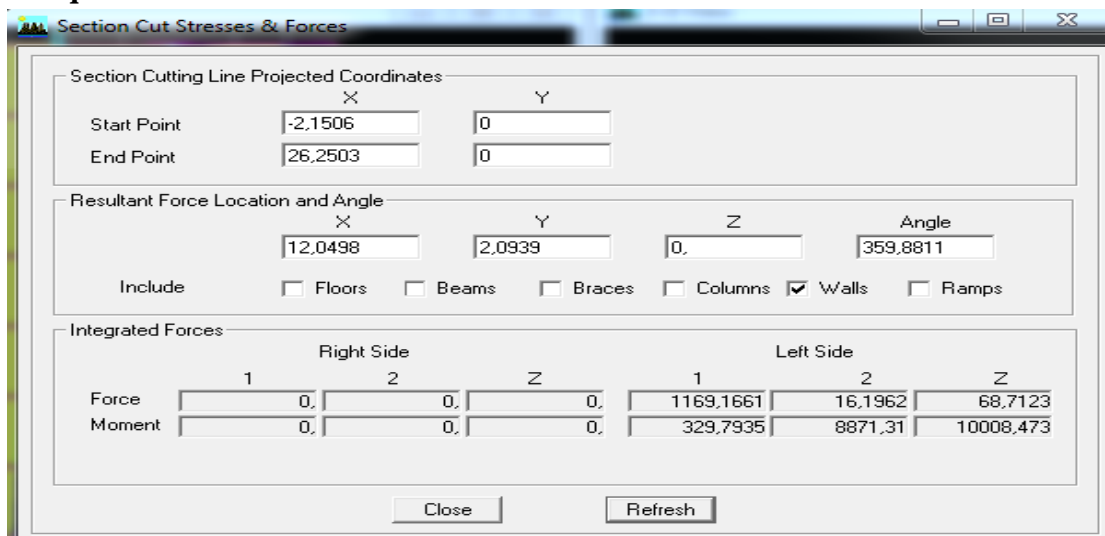


Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles EX

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1290,50	1169,17	90,60	9,40

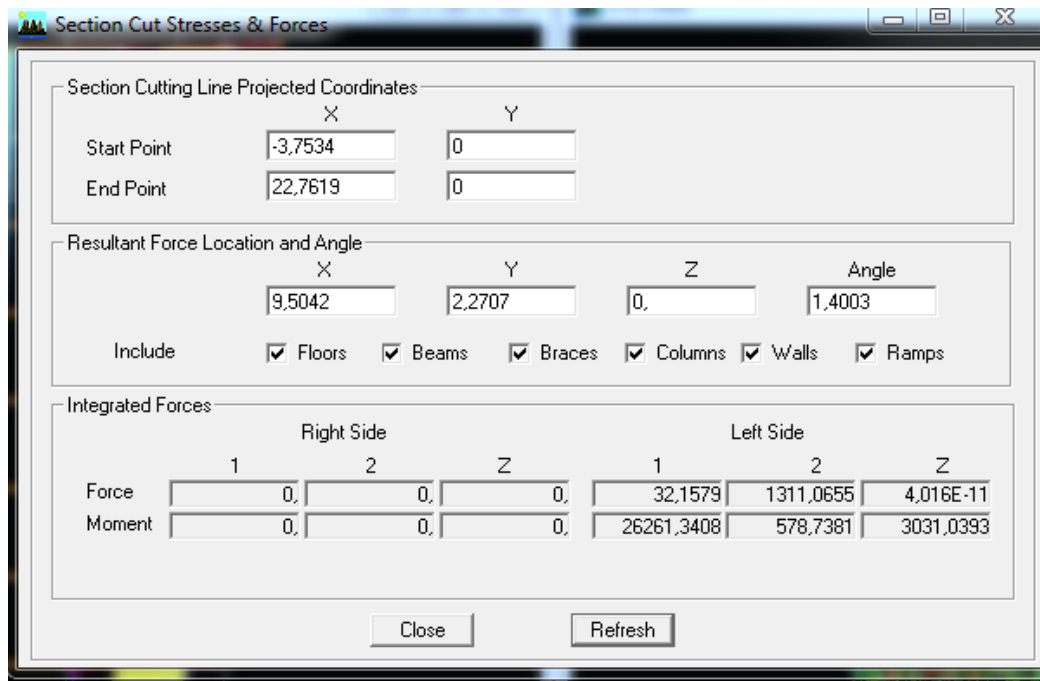


Figure V.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

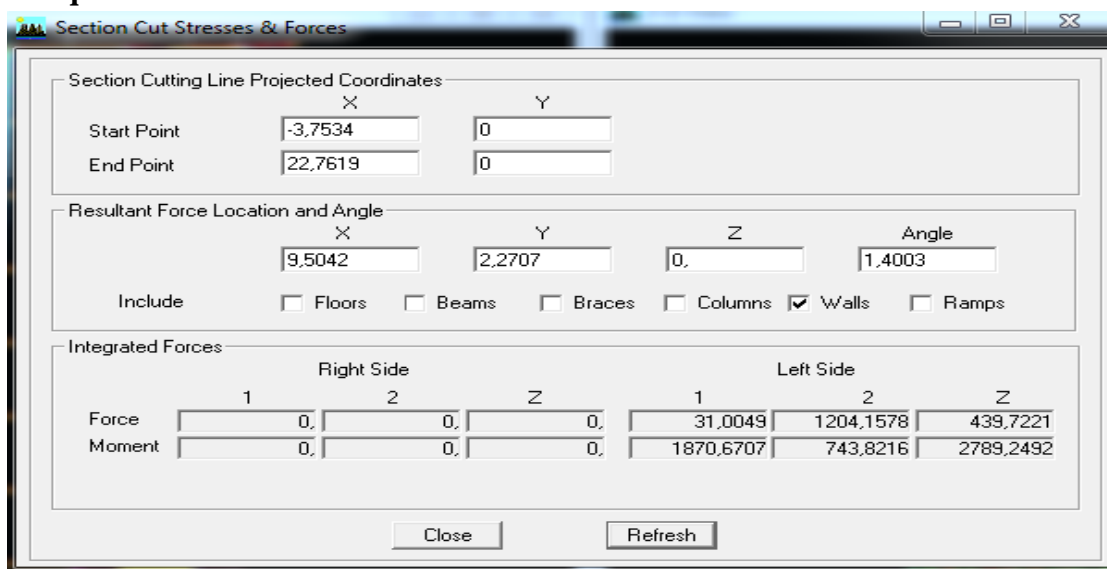


Figure V.6 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1311,07	1204,16	91,84	8,15

2. Forces verticales :

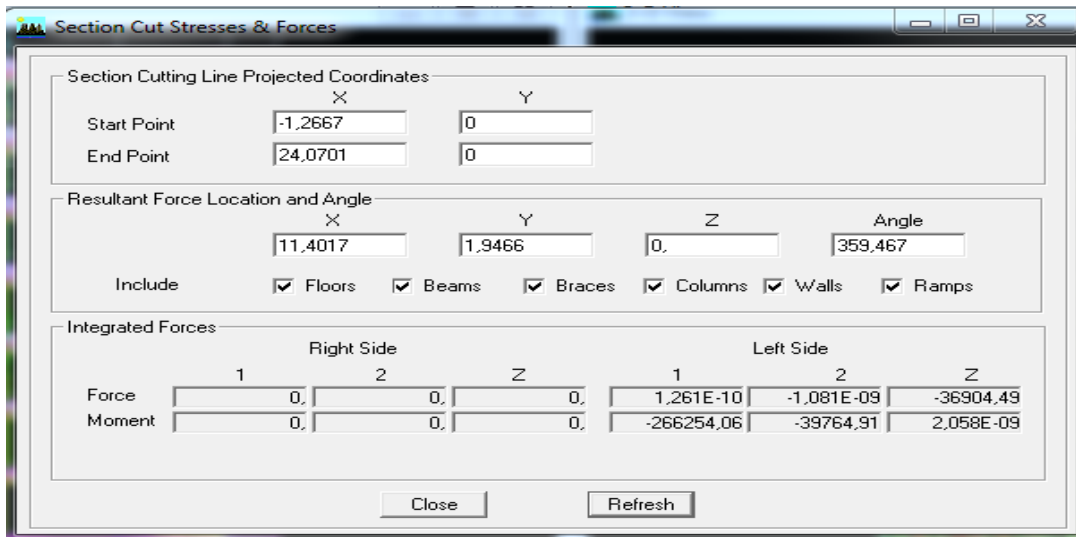


Figure V.7 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

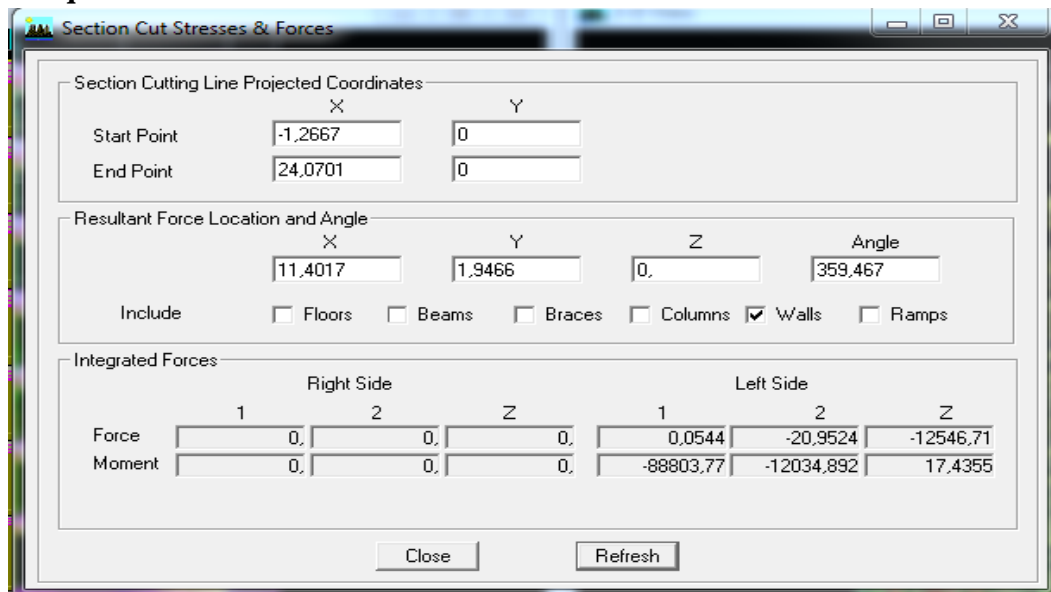


Figure V.8 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	36904,49	12546,71	34	66

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris  $R=3.5$  d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

Après la classification de notre système de contreventement il est impératif dans changer la valeur de coefficient de comportement  $R=3.5$  et réintroduire le spectre comme montré dans la figure ci-dessous :

### **Conclusion :**

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide du logiciel ETABS, on peut passer aux ferrailages de ces éléments structuraux.

**VI-1 Introduction :**

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinaux et transversales. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque élément (portiques et voiles), afin de définir le type de contreventement, on utilise la méthode des inerties équivalentes.

**Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

- ❖ La rigidité linéaire d'un poteau est :  $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- ❖ La rigidité linéaire d'une poutre est :  $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

**Identification des paramètres :**

$I$  : moment d'inertie de l'élément  $(I = \frac{b h^3}{12})$ .

$h_c$  : hauteur du poteau  $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$

$L_c$  : longueur de la poutre  $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$

Avec :

$\bar{h}$  : Hauteur entre nus des poteaux.  $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$ .

$\bar{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis  $\bar{L} = L_c - e_{poteaux}$ .

$h_e$  : Hauteur entre nu d'appuis (poutres).

$h_c$  : Hauteur des poteaux entre axe des poutres.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : Largeur des poteaux

$L_c$  : Longueur de la poutre entre axe des poteaux.

$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

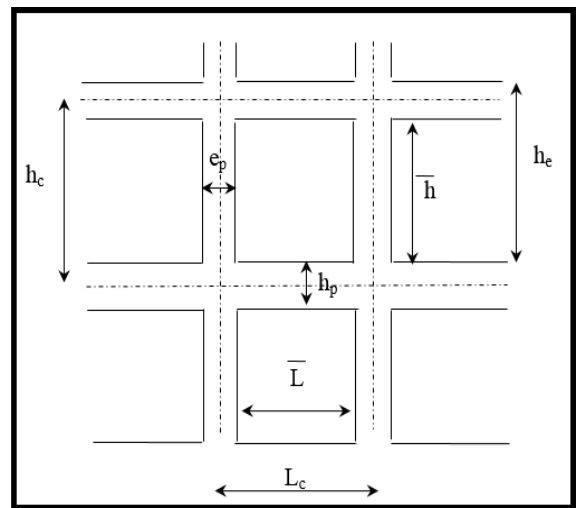


Figure : Coupe verticale d'un niveau.

**Calcul des coefficients  $\bar{K}$  (rigidités moyennes)**

**1<sup>er</sup> Cas : étages courant**  $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (poutre\ sup + poutre\ inf)}{2 K_{poteau}}$

$k_1$	$k_2$
$k_p$	
	$k_3$

$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$

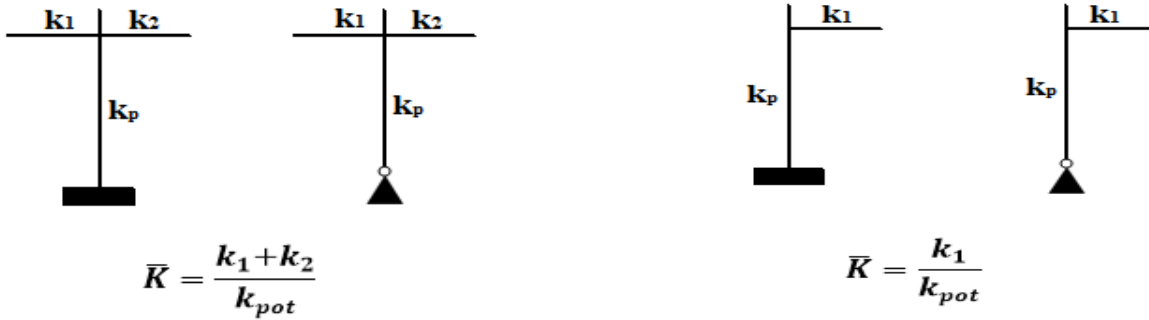
$k_1$	$k_2$
$k_p$	
$k_3$	$k_4$

$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

	$k_1$
$k_p$	
	$k_2$

$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

**2<sup>ème</sup> Cas : Premier niveau :**  $\bar{K} = \frac{\Sigma K_{ptr} \times (poutres sup)}{K_{poteau}}$



Calcul des coefficients de correction  $a_j^i$  des rigidités des poteaux :

**1<sup>er</sup> Cas :** Etage courant :  $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

**2<sup>ème</sup> Cas :** Premier niveau :

- Poteau encasté à la base :  $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base :  $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$$

Avec  $E_i$ , module de déformations instantanées du béton.

**Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :**

$R_{jx} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats des rigidités linéaires,  $\bar{K}$ ,  $a_j^i$  et  $r_j^i$ , sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI - 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.**

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	(cm)	epot (cm)	hc (cm)	Kpoteau
7	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
6	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
5	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
4	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45608
3	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45608
2	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45608
1	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10423
RDC	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10423
S-Sol 1	40	40	213333,33	420	35	385	40	405	526,74896

**Tableau VI - 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y**

Niveaux	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$h_e$ (cm)	$h_p$ (cm)	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$h_c$ (cm)	$K_{poteau}$
7	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
6	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
5	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,01399
4	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45608
3	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45608
2	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,45608
1	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10423
RDC	40	40	213333,33	306	35	271	40	291	733,10423
S-Sol 1	40	40	213333,33	420	35	385	40	405	526,74896

Tableau VI - 3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X..

Niveaux	Travée	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$I$ (cm)	$L_0$	$e_{pot}$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$h_{poutre}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$K_{poutre}$
<b>ET5</b> → <b>ET7</b>	1	25	35	8,93E+04	360	30	330	35	347,5	2,57E+02
	2	25	35	8,93E+04	360	30	330	35	347,5	2,57E+02
	3	25	35	8,93E+04	320	30	290	35	307,5	2,90E+02
	4	25	35	8,93E+04	360	30	330	35	347,5	2,57E+02
	5	25	35	8,93E+04	360	30	330	35	347,5	2,57E+02
<b>ET2</b> → <b>ET4</b>	1	25	35	8,93E+04	360	35	325	35	342,5	2,61E+02
	2	25	35	8,93E+04	360	35	325	35	342,5	2,61E+02
	3	25	35	8,93E+04	320	35	285	35	302,5	2,95E+02
	4	25	35	8,93E+04	360	35	325	35	342,5	2,61E+02
	5	25	35	8,93E+04	360	35	325	35	342,5	2,61E+02
<b>S-SOL</b> → <b>ET1</b>	1	25	35	8,93E+04	360	40	320	35	337,5	2,65E+02
	2	25	35	8,93E+04	360	40	320	35	337,5	2,65E+02
	3	25	35	8,93E+04	320	40	280	35	297,5	3,00E+02
	4	25	35	8,93E+04	360	40	320	35	337,5	2,65E+02
	5	25	35	8,93E+04	360	40	320	35	337,5	2,65E+02

Tableau VI - 4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	$b$ (cm)	$h$ (cm)	$I$ (cm)	$L_0$	$e_{pot}$ (cm)	$\bar{L}$ (cm)	$h_{poutre}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$K_{poutre}$
<b>ET5</b> → <b>ET7</b>	1	25	35	8,93E+04	380	30	350	35	367,5	2,43E+02
	2	25	35	8,93E+04	360	30	330	35	347,5	2,57E+02
	3	25	35	8,93E+04	360	30	330	35	347,5	2,57E+02
	4	25	35	8,93E+04	380	30	350	35	367,5	2,43E+02
<b>ET2</b> → <b>ET4</b>	1	25	35	8,93E+04	380	35	345	35	362,5	2,46E+02
	2	25	35	8,93E+04	360	35	325	35	342,5	2,61E+02
	3	25	35	8,93E+04	360	35	325	35	342,5	2,61E+02
	4	25	35	8,93E+04	380	35	345	35	362,5	2,46E+02
<b>S-SOL</b> → <b>ET1</b>	1	25	35	8,93E+04	380	40	340	35	357,5	2,50E+02
	2	25	35	8,93E+04	360	40	320	35	337,5	2,65E+02
	3	25	35	8,93E+04	360	40	320	35	337,5	2,65E+02
	4	25	35	8,93E+04	380	40	340	35	357,5	2,50E+02

Tableau VI - 5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveau $x$	Travée	$K_{poutre}$ ( $cm^3$ )	Pot	$K_{poteau}$ ( $cm^3$ )	$\bar{K}$	$\alpha_j^i$	$E$ (MPa)	$h_c$ ( $cm^3$ )	$r_j^i$ (N/m)	$R_x^j$ (N/m)
<b>ET6 ET ET7</b>	(1-1)	256,98	1	236,01	1,09	0,353	32164, 2	286	3925,77	31421,95
	(2-2)	256,98	2	236,01	2,18	0,521	32164, 2	286	5805,19	
	(3-3)	290,41	3	236,01	2,32	0,537	32164, 2	286	5980,02	
	(4-4)	256,98	4	236,01	2,32	0,537	32164, 2	286	5980,02	
	(5-5)	256,98	5	236,01	2,18	0,521	32164, 2	286	5805,19	
				6	236,01	1,09	0,353	32164, 2	286	
<b>ET5</b>	(1-1)	256,98	1	236,01	1,10	0,354	32164, 2	286	3944,28	29631,52
	(2-2)	256,98	2	236,01	2,19	0,523	32164, 2	286	5825,39	
	(3-3)	290,41	3	236,01	2,48	0,554	32164, 2	286	6166,41	
	(4-4)	256,98	4	236,01	2,19	0,523	32164, 2	286	5825,39	
	(5-5)	256,98	5	236,01	1,09	0,353	32164, 2	286	3925,77	
				6	236,01	1,10	0,354	32164, 2	286	
<b>ET3 ET ET4</b>	(1-1)	260,73	1	433,46	0,60	0,231	32164, 2	288,5	4647,58	40101,70
	(2-2)	260,73	2	433,46	1,20	0,376	32164, 2	288,5	7549,57	
	(3-3)	295,21	3	433,46	1,28	0,391	32164, 2	288,5	7853,69	
	(4-4)	260,73	4	433,46	1,28	0,391	32164, 2	288,5	7853,69	
	(5-5)	260,73	5	433,46	1,20	0,376	32164, 2	288,5	7549,57	
				6	433,46	0,60	0,231	32164, 2	288,5	

<b>ET2</b>	<b>(1-1)</b>	260,73	<b>1</b>	433,46	0,61	0,233	32164, 2	288,5	4674,00	37348,38
	<b>(2-2)</b>	260,73	<b>2</b>	433,46	1,21	0,377	32164, 2	288,5	7584,40	
	<b>(3-3)</b>	295,21	<b>3</b>	433,46	1,37	0,407	32164, 2	288,5	8183,99	
	<b>(4-4)</b>	260,73	<b>4</b>	433,46	1,21	0,377	32164, 2	288,5	7584,40	
	<b>(5-5)</b>	260,73	<b>5</b>	433,46	0,60	0,231	32164, 2	288,5	4647,58	
				<b>6</b>	433,46	0,61	0,233	32164, 2	288,5	
<b>ET1 ET RDC</b>	<b>(1-1)</b>	264,59	<b>1</b>	733,10	0,36	0,153	32164, 2	291	5108,16	46522,93
	<b>(2-2)</b>	264,59	<b>2</b>	733,10	0,72	0,265	32164, 2	291	8861,61	
	<b>(3-3)</b>	300,17	<b>3</b>	733,10	0,77	0,278	32164, 2	291	9291,69	
	<b>(4-4)</b>	264,59	<b>4</b>	733,10	0,77	0,278	32164, 2	291	9291,69	
	<b>(5-5)</b>	264,59	<b>5</b>	733,10	0,72	0,265	32164, 2	291	8861,61	
				<b>6</b>	733,10	0,36	0,153	32164, 2	291	
<b>S-SOL</b>	<b>(1-1)</b>	264,59	<b>1</b>	526,75	0,50	0,401	32164, 2	405	4964,89	35030,06
	<b>(2-2)</b>	264,59	<b>2</b>	526,75	1,00	0,501	32164, 2	405	6207,06	
	<b>(3-3)</b>	300,17	<b>3</b>	526,75	1,07	0,512	32164, 2	405	6343,09	
	<b>(4-4)</b>	264,59	<b>4</b>	526,75	1,07	0,512	32164, 2	405	6343,09	
	<b>(5-5)</b>	264,59	<b>5</b>	526,75	1,00	0,501	32164, 2	405	6207,06	
				<b>6</b>	526,75	0,50	0,401	32164, 2	405	

Tableau VI - 6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	$K_{poutre}$ ( $cm^3$ )	Poteaux	$K_{poteau}$ ( $cm^3$ )	$\bar{K}$	$\alpha_j^i$	$E$ (MPa)	$h_c$ ( $cm^3$ )	$r_j^i$ (N/m)	$R_x^j$ (N/m)
ET6 ET ET7	(A-A)	242,99	1	236,01	1,03	0,340	32164,2	286	3784,73	24831,59
	(B-B)	256,98	2	236,01	2,12	0,514	32164,2	286	5728,47	
	(C-C)	256,98	3	236,01	2,18	0,521	32164,2	286	5805,19	
	(D-D)	242,99	4	236,01	2,12	0,514	32164,2	286	5728,47	
				5	236,01	1,03	0,340	32164,2	286	
ET5	(A-A)	242,99	1	236,01	1,04	0,341	32164,2	286	3801,92	24940,39
	(B-B)	256,98	2	236,01	2,19	0,523	32164,2	286	5825,39	
	(C-C)	256,98	3	236,01	2,19	0,523	32164,2	286	5825,39	
	(D-D)	242,99	4	236,01	2,07	0,509	32164,2	286	5668,65	
				5	236,01	1,04	0,343	32164,2	286	
ET3 ET ET4	(A-A)	246,34	1	433,46	0,57	0,221	32164,2	288,5	4447,90	31281,73
	(B-B)	260,73	2	433,46	1,17	0,369	32164,2	288,5	7418,17	
	(C-C)	260,73	3	433,46	1,20	0,376	32164,2	288,5	7549,57	
	(D-D)	246,34	4	433,46	1,17	0,369	32164,2	288,5	7418,17	
				5	433,46	0,57	0,221	32164,2	288,5	
ET2	(A-A)	246,34	1	433,46	0,57	0,222	32164,2	288,5	4472,09	31453,46
	(B-B)	260,73	2	433,46	1,21	0,377	32164,2	288,5	7584,40	
	(C-C)	260,73	3	433,46	1,21	0,377	32164,2	288,5	7584,40	
	(D-D)	246,34	4	433,46	1,14	0,364	32164,2	288,5	7316,38	
				5	433,46	0,58	0,224	32164,2	288,5	
ET1 RDC	(A-A)	249,79	1	733,10	0,34	0,146	32164,2	291	4863,98	35945,81
	(B-B)	264,59	2	733,10	0,70	0,260	32164,2	291	8678,11	
	(C-C)	264,59	3	733,10	0,72	0,265	32164,2	291	8861,61	
	(D-D)	249,79	4	733,10	0,70	0,260	32164,2	291	8678,11	
				5	733,10	0,34	0,146	32164,2	291	
S-SOL	(A-A)	249,79	1	526,75	0,47	0,394	32164,2	405	4880,50	28265,32
	(B-B)	264,59	2	526,75	0,98	0,496	32164,2	405	6148,63	
	(C-C)	264,59	3	526,75	1,00	0,501	32164,2	405	6207,06	
	(D-D)	249,79	4	526,75	0,98	0,496	32164,2	405	6148,63	
				5	526,75	0,47	0,394	32164,2	405	

Caractéristique géométrique des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissant, elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultats de ses forces se trouvent excentrées de façons notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

**Rigidités des refends (voiles) :**

**Calcul des inerties des voiles :**

**Les voiles longitudinaux (x-x) :**

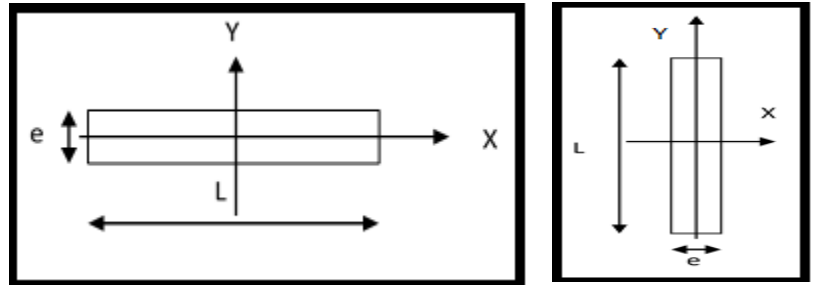
$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$  :  $I_x$  est négligeable devant  $I_y$

**Les voiles transversaux (y-y) :**

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$  :  $I_y$  est négligeable devant  $I_x$



**Calcul des rigidités des voiles :**

- Dans le sens longitudinal :  $r_x^j = \frac{12E_i I_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal :  $r_y^j = \frac{12E_i I_x}{h^3}$

**Tableau VI - 7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).**

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	E (MPa)	$h_e$ (cm)	$r_x^j$ (N/m)	$R_x^j = \sum r_x^j$
<b>RDC</b> □ <b>ET7</b>	VL1	20	230	20278333,3	3,22E+04	306	2,73E+05	1,06E+06
	VL2	20	230	20278333,3	3,22E+04	306	2,73E+05	
	VL3	20	200	13333333,3	3,22E+04	306	1,80E+05	
	VL4	20	200	13333333,3	3,22E+04	306	1,80E+05	
	VL5	20	190	11431666,7	3,22E+04	306	1,54E+05	
<b>S-SOL</b>	VL1	20	230	20278333,3	3,22E+04	420	1,06E+05	4,10E+05
	VL2	20	230	20278333,3	3,22E+04	420	1,06E+05	
	VL3	20	200	13333333,3	3,22E+04	420	6,95E+04	
	VL4	20	200	13333333,3	3,22E+04	420	6,95E+04	
	VL5	20	190	11431666,7	3,22E+04	420	5,96E+04	

**Tableau VI - 8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).**

Niveaux	Voiles	$e$ (cm)	$L$ (cm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$E$ (MPa)	$h_e$ (cm)	$r_y^j$ (N/m)	$R_x^j = \sum r_y^j$
<b>ET2 → ET7</b>	VT1	20	250	26041666,7	32164,2	306	3,51E+05	1,50E+06
	VT2	20	250	26041666,7	32164,2	306	3,51E+05	
	VT3	20	250	26041666,7	32164,2	306	3,51E+05	
	VT4	20	250	26041666,7	32164,2	306	3,51E+05	
	VT5	20	160	6826666,67	32164,2	306	9,20E+04	
	VT6	20	160	6826666,67	32164,2	306	9,20E+04	
<b>S-SOL</b>	VT1	20	250	26041666,7	32164,2	420	1,36E+05	5,78E+05
	VT2	20	250	26041666,7	32164,2	420	1,36E+05	
	VT3	20	250	26041666,7	32164,2	420	1,36E+05	
	VT4	20	250	26041666,7	32164,2	420	1,36E+05	
	VT5	20	160	6826666,67	32164,2	420	3,56E+04	
	VT6	20	160	6826666,67	32164,2	420	3,56E+04	

Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Tableau VI - 9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	$R_x^j$	$R_y^j$	$R_x^j$	$R_y^j$	$R_x^j$	$R_y^j$
<b>ET6 → ET7</b>	3,14E+04	2,48E+04	1,06E+06	1,50E+06	1,09E+06	1,52E+06
<b>ET5</b>	2,96E+04	2,49E+04	1,06E+06	1,50E+06	1,09E+06	1,52E+06
<b>ET3 → ET4</b>	4,01E+04	3,13E+04	1,06E+06	1,50E+06	1,10E+06	1,53E+06
<b>ET2</b>	3,73E+04	3,15E+04	1,06E+06	1,50E+06	1,10E+06	1,53E+06
<b>RDC → ET1</b>	4,65E+04	3,59E+04	1,06E+06	1,50E+06	1,11E+06	1,53E+06
<b>S-SOL</b>	3,50E+04	2,83E+04	4,10E+05	5,78E+05	4,45E+05	6,06E+05

**Inertie fictive des portiques et des refends :**

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « *calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé* », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m<sup>4</sup>, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

**Calcul de l'inertie fictive :**

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau n.

$f_n$  : Flèche du refend au même niveau.

$I$  : Inertie fictive du portique au niveau n.

**Calcul des flèches des refends :**

Le calcul des flèches des refends dont  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumises au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante :  $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

$S_i$  : Surface de trapèze :  $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

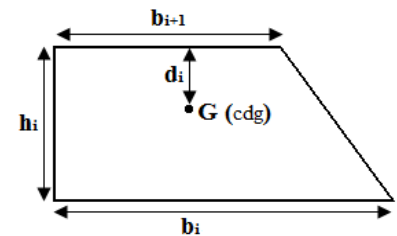
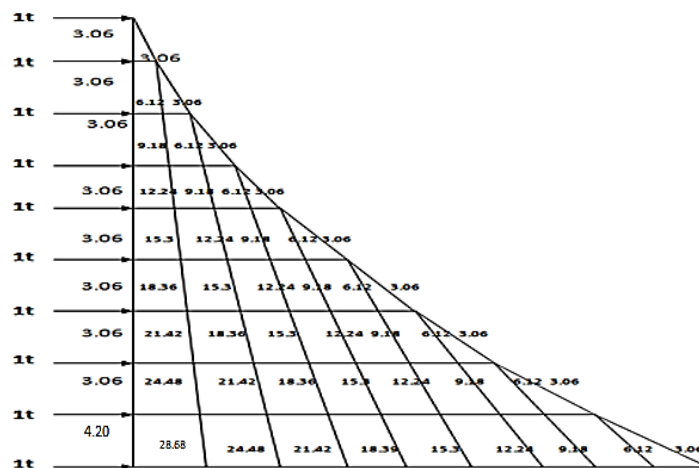


Figure : trapèze de calcul

**Diagramme des moments des aires**



Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

**Tableau VI - 10** section des aires et position du CDG

Niveaux	$b_{i+1}$	$b_i$	$h_e$	$d_i$	$S_i$	$EI \times f_s$
ET7	0	3,06	3,06	2,04	4,68	9,55
ET6	3,06	9,18	3,06	1,79	18,73	33,43
ET5	9,18	18,36	3,06	1,70	42,14	71,63
ET4	18,36	30,6	3,06	1,66	74,91	124,16
ET3	30,6	45,9	3,06	1,63	117,05	191,02
ET2	45,9	64,26	3,06	1,62	168,54	272,20
ET1	64,26	85,68	3,06	1,60	229,41	367,71
RDC	85,68	110,16	3,06	1,59	299,64	477,54
S-SOL	110,16	138,84	4,2	2,18	522,90	1140,25

**Calcul des déplacements des portiques :**

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$M_n$  : Moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$  : Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastés à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base :  $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

**Tableau VI – 11** Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Niveaux	Portique	$h_e$ (m)	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$\sum K_{pot}$ ( $m^3$ ) $10^{-4}$	$\sum K_{pout}$ ( $m^3$ ) $10^{-4}$	$E\theta_n$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (Kn/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	Elf (KN.m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
ET7	(A-A)	3,06	3,06	0	236,013986	242,99	524,71	510,43	1561,91	8656,06	9,55	0,0011	0,0101
	(B-B)	3,06	3,06	0	236,013986	256,98	496,15	496,15	1518,22				
	(C-C)	3,06	3,06	0	236,013986	256,98	496,15	510,43	1561,91				
	(D-D)	3,06	3,06	0	236,013986	242,99	524,71	1311,77	4014,00				
ET6	(A-A)	3,06	9,18	3,06	236,013986	242,99	2098,82	2041,72	6247,65	29004,61	33,43	0,0012	0,0090
	(B-B)	3,06	9,18	3,06	236,013986	256,98	1984,60	1984,61	6072,89				
	(C-C)	3,06	9,18	3,06	236,013986	256,98	1984,60	2041,72	6247,65				
	(D-D)	3,06	9,18	3,06	236,013986	242,99	2098,82	3410,59	10436,41				
ET5	(A-A)	3,06	18,36	9,18	236,013986	242,99	4722,35	4593,86	14057,22	61673,71	71,63	0,0012	0,0079
	(B-B)	3,06	18,36	9,18	236,013986	256,98	4465,36	4465,36	13664,01				
	(C-C)	3,06	18,36	9,18	236,013986	256,98	4465,36	4593,86	14057,22				
	(D-D)	3,06	18,36	9,18	236,013986	242,99	4722,35	6501,72	19895,27				
ET4	(A-A)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	246,34	8281,08	8052,64	24641,07	105691,18	124,16	0,0012	0,0067
	(B-B)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	260,73	7824,19	7824,19	23942,03				
	(C-C)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	260,73	7824,19	8052,64	24641,07				
	(D-D)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	246,34	8281,08	10610,13	32467,01				
ET3	(A-A)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	246,34	12939,18	12582,25	38501,67	162717,34	191,02	0,0012	0,0055
	(B-B)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	260,73	12225,29	12225,30	37409,43				
	(C-C)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	260,73	12225,29	12582,25	38501,67				
	(D-D)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	246,34	12939,18	15785,81	48304,57				
ET2	(A-A)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	246,34	18632,42	18118,43	55442,41	231528,84	272,20	0,0012	0,0044
	(B-B)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	260,73	17604,42	17604,44	53869,57				
	(C-C)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	260,73	17604,42	18118,43	55442,41				
	(D-D)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	246,34	18632,42	21821,72	66774,45				
ET1	(A-A)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	249,79	25010,99	24311,39	74392,85	309285,74	367,71	0,0012	0,0032
	(B-B)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	264,59	23611,77	23611,78	72252,05				
	(C-C)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	264,59	23611,77	24311,39	74392,85				
	(D-D)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	249,79	25010,99	28839,21	88247,98				
RDC	(A-A)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	249,79	32667,41	31753,65	97166,17	402231,88	477,54	0,0012	0,0020
	(B-B)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	264,59	30839,87	30839,88	94370,03				
	(C-C)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	264,59	30839,87	31753,65	97166,17				
	(D-D)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	249,79	32667,41	37101,15	113529,51				
S-SOL	(A-A)	4,2	138,84	110,16	526,748963	249,79	41534,85	40373,06	169566,86	591044,25	477,54	0,0008	0,0008
	(B-B)	4,2	138,84	110,16	526,748963	264,59	39211,23	39211,25	164687,24				
	(C-C)	4,2	138,84	110,16	526,748963	264,59	39211,23	40373,06	169566,86				
	(D-D)	4,2	138,84	110,16	526,748963	249,79	41534,85	20767,45	87223,29				

Tableau VI – 12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Niveaux	Portique	$h_e$ (m)	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$\sum K_{pout}$ (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	$EIf$ (KN.m <sup>3</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$\sum I$ (m <sup>4</sup> )
ET7	(1-1)	3,06	3,06	0	236,013986	256,98	496,15	496,15	1518,22	3167,87	9,55	0,0030	0,0273
	(2-2)	3,06	3,06	0	236,013986	256,98	496,15	467,60	1430,84				
	(3-3)	3,06	3,06	0	236,013986	290,41	439,04	467,60	1430,84				
	(4-4)	3,06	3,06	0	236,013986	256,98	496,15	496,15	1518,22				
	(5-5)	3,06	3,06	0	236,013986	256,98	496,15	1240,38	3795,56				
ET6	(1-1)	3,06	9,18	3,06	236,013986	256,98	1984,60	1984,61	6072,89	10934,96	33,43	0,0031	0,0243
	(2-2)	3,06	9,18	3,06	236,013986	256,98	1984,60	1870,38	5723,37				
	(3-3)	3,06	9,18	3,06	236,013986	290,41	1756,16	1870,38	5723,37				
	(4-4)	3,06	9,18	3,06	236,013986	256,98	1984,60	1984,61	6072,89				
	(5-5)	3,06	9,18	3,06	236,013986	256,98	1984,60	3224,98	9868,45				
ET5	(1-1)	3,06	18,36	9,18	236,013986	256,98	4465,36	4465,36	13664,01	23492,23	71,63	0,0030	0,0212
	(2-2)	3,06	18,36	9,18	236,013986	256,98	4465,36	4208,36	12877,59				
	(3-3)	3,06	18,36	9,18	236,013986	290,41	3951,36	4208,36	12877,59				
	(4-4)	3,06	18,36	9,18	236,013986	256,98	4465,36	4465,36	13664,01				
	(5-5)	3,06	18,36	9,18	236,013986	256,98	4465,36	6144,78	18803,02				
ET4	(1-1)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	260,73	7824,19	7824,19	23942,03	40407,75	124,16	0,0031	0,0182
	(2-2)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	260,73	7824,19	7367,31	22543,96				
	(3-3)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	295,21	6910,41	7367,31	22543,96				
	(4-4)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	260,73	7824,19	7824,19	23942,03				
	(5-5)	3,06	30,6	18,36	433,4560832	260,73	7824,19	10024,75	30675,73				
ET3	(1-1)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	260,73	12225,29	12225,30	37409,43	62388,31	191,02	0,0031	0,0151
	(2-2)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	260,73	12225,29	11511,42	35224,94				
	(3-3)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	295,21	10797,52	11511,42	35224,94				
	(4-4)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	260,73	12225,29	12225,30	37409,43				
	(5-5)	3,06	45,9	30,6	433,4560832	260,73	12225,29	14914,87	45639,49				
ET2	(1-1)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	260,73	17604,42	17604,44	53869,57	88969,86	272,20	0,0031	0,0120
	(2-2)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	260,73	17604,42	16576,44	50723,91				

	(3-3)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	295,21	15548,43	16576,44	50723,91				
	(4-4)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	260,73	17604,42	17604,44	53869,57				
	(5-5)	3,06	64,26	45,9	433,4560832	260,73	17604,42	20608,11	63060,82				
ETI	(1-1)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	264,59	23611,77	23611,78	72252,05	118874,52	367,71	<b>0,0031</b>	<b>0,0090</b>
	(2-2)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	264,59	23611,77	22212,57	67970,45				
	(3-3)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	300,17	20813,34	22212,57	67970,45				
	(4-4)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	264,59	23611,77	23611,78	72252,05				
	(5-5)	3,06	85,68	64,26	733,1042268	264,59	23611,77	27225,83	83311,04				
RDC	(1-1)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	264,59	30839,87	30839,88	94370,03	154729,98	477,54	<b>0,0031</b>	<b>0,0059</b>
	(2-2)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	264,59	30839,87	29012,33	88777,73				
	(3-3)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	300,17	27184,77	29012,33	88777,73				
	(4-4)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	264,59	30839,87	30839,88	94370,03				
	(5-5)	3,06	110,16	85,68	733,1042268	264,59	30839,87	35025,56	107178,21				
S-SOL	(1-1)	4,2	138,84	110,16	526,748963	264,59	39211,23	39211,25	164687,24	171803,37	477,54	<b>0,0028</b>	<b>0,0028</b>
	(2-2)	4,2	138,84	110,16	526,748963	264,59	39211,23	36887,62	154928,00				
	(3-3)	4,2	138,84	110,16	526,748963	300,17	34563,97	36887,62	154928,00				
	(4-4)	4,2	138,84	110,16	526,748963	264,59	39211,23	39211,25	164687,24				
	(5-5)	4,2	138,84	110,16	526,748963	264,59	39211,23	19605,64	82343,67				

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI – 13** inerties des portiques

Niv Sens	S-SOL	RDC	ET1	ET2	ET3	ET4	ET5	ET6	ET7	Inertie Moyenne
Y-Y	0,0028	0,0059	0,009	0,012	0,0151	0,0182	0,0243	0,0243	<b>0,0273</b>	<b>0,01543</b>
X-X	<b>0,0008</b>	<b>0,002</b>	<b>0,0032</b>	<b>0,0044</b>	<b>0,0055</b>	<b>0,0067</b>	<b>0,0079</b>	<b>0,009</b>	<b>0,0101</b>	<b>0,00551</b>

❖ **Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :**

**Sens X-X :**

**Tableau VI – 14 :** Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X)

	<b>Inerties (m<sup>4</sup>)</b>	<b>Pourcentage %</b>
<b>Portiques</b>	<b>0,00551</b>	<b>3,38 %</b>
<b>Voiles</b>	<b>0,15731</b>	<b>96,62 %</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	<b>0,16282</b>	<b>100 %</b>

**Sens Y-Y :**

**Tableau VI – 15 :** Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (Y-Y).

	<b>Inerties (m<sup>4</sup>)</b>	<b>Pourcentage %</b>
<b>Portiques</b>	<b>0,01543</b>	<b>7,29</b>
<b>Voiles</b>	<b>0,196366667</b>	<b>92,71</b>
<b>Voiles + Portiques</b>	<b>0,211796667</b>	<b>100</b>

**Conclusion :**

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l’inertie des voiles dépasse les 80 % (tel que prévu par le RPA article 3.4) de l’inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **une structure contreventée par voile** dans les deux sens principaux.

D’où le coefficient de comportement R=3,5 (tableau 4.3 RPA 99 Version 2003)

**Les poutres :**

**VII-1-Introduction:**

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime(ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service(ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui sera données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{matrix} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{matrix} \right\} \longrightarrow \text{Combinaison RPA}$$

$$\left. \begin{matrix} G+Q \text{ (ELS)} \\ 1,35G + 1,5G \text{ (ELU)} \end{matrix} \right\} \longrightarrow \text{Combinaison RPA}$$

**VII-2-Calcul des armatures à l'ELU :**

Armatures longitudinales : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

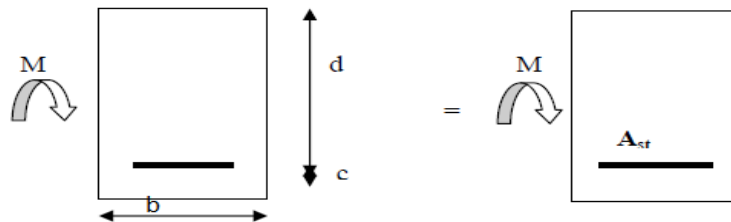
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2MPa$

Pour le FeE400 on à :  $\mu_1 = 0,392$

1<sup>er</sup> cas

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \implies$  les armatures comprimée se sont pas nécessaire  $\implies A_{sc} = 0$



$$A_{sc} = \frac{M_y}{\beta d \sigma_s}$$

Avec  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

$\gamma_s = 1,5 \implies$  Cas générale

$\gamma_s = 1,15 \implies$  Cas accidentelle

Fe=400MPa

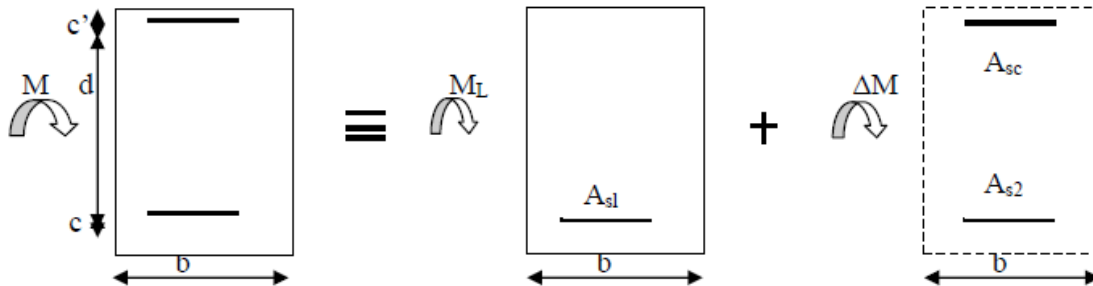
$A_{st}$ :Section d'acier tendu

$d$ :La distance entre la fibre extrême exprimé et les aciers tendus

2<sup>eme</sup> cas

$\mu \geq \mu_l = 0,392 \implies$  la section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta L \times d} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{sc}}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$F_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

**VII-3- Recommandation du RPA :**

**1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min} = 0,5\% b h$  dans la section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

4% b h : en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone IIa.

**2) Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \times st \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, \varnothing\right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement}$$

Section [cm <sup>2</sup> ]	0.5%bh [cm <sup>2</sup> ]	4% bh [cm <sup>2</sup> ]	6% bh [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale (25x35)</b>	4.375	35	52.50
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	4.375	35	52.50

**Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées

**VII-4- Ferrailage des poutres**

	Localisation	Moments (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{ad}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre Principale</b>	Travée	93,99	0,2507	SSA	0,854	8,466	4.375	3 HA16+3HA12	9,42
	Appuis	114,92	0,3065	SSA	0,811	10,900	4.375	3 HA16+3HA16	12,06
<b>Poutre Secondaire</b>	Travée	59,35	0,1583	SSA	0,914	4,995	4.375	3 HA14+3HA16	10,65
	Appuis	106,83	0,2849	SSA	0,829	9,913	4.375	3 HA14+3HA16	10,65

**VII-5- Vérifications à L'ELU :**

**A) Vérification de la condition de non fragilité :**(Article B.6.4 BAEL)

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

**Tableau VII- 11** Vérification condition de non fragilité

	Localisation	$A_{st}^{min}$	$A_{Adopte}$	Observation
<b>Poutre Principale</b>	Travée	0,981	9,42	Condition vérifiée
	Appuis	0,981	12,06	Condition vérifiée
<b>Poutre Secondaire</b>	Travée	0,981	10,65	Condition vérifiée
	Appuis	0,981	10,65	Condition vérifiée

**b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :**

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

**Tableau VII- 12 :** Vérification aux cisaillements.

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
<b>Poutre principale</b>	162,27	25	32,5	0,200	2,5	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	143,07	25	32,5	0,176	2,5	Condition vérifiée

- ✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :** (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

Lorsqu'au droit d'un appui  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , on doit prolonger une section d'armature pour équilibrée un moment égal  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$  tel que  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( v_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ .

Poutres	T (KN)	Mu Kn/m	d	$T_u - \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
<b>Poutre principale (25x35)</b>	162,27	114,92	0,325	-230,62	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	143,07	106,83	0,325	-222,16	Condition vérifiée

- ✓ **influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :** (article A.5.1.32 du BAEL91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \frac{0,9 \times b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Tableau VII- 13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

Poutres	b (cm)	d (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	Effort tranchant (KN)	T (KN)	Observation
<b>Poutre principale (25x35)</b>	25	32,5	25	1,5	162,27	487,5	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire (25x35)</b>	25	32,5	25	1,5	143,07	487,5	Condition vérifiée

- c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i}$$

∑ U<sub>i</sub> : Périmètre minimal circonscrit a la section droite des barres

Poutres	Localisation	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	d (cm)	0,9 × d	∑u(cm)	τ <sub>se</sub> (MPa)	τ̄ <sub>se</sub> (MPa)	Observation
<b>Poutre principale</b>	<b>Travée</b>	162,27	32,5	29,25	26,376	0,210	3,15	Condition vérifiée
	<b>Appuis</b>	162,27	32,5	29,25	30,144	0,184	3,15	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	<b>Travée</b>	143,07	32,5	29,25	22,608	0,216	3,15	Condition vérifiée
	<b>Appuis</b>	143,07	32,5	29,25	26,376	0,185	3,15	Condition vérifiée

- d) Calcul de la longueur d'ancrage (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{La longueur de scellement droit des barres : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les HA12 :  $l_s = 49,38cm$

Pour les HA14 :  $l_s = 42,32cm$

Pour les HA16 :  $l_s = 56,43cm$

Le règlement BAEL 91 modifié 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à 0.4Ls

Pour les HA12  $l_a = 16,92cm$

Pour les HA14  $l_a = 19,95cm$

Pour les HA16  $l_a = 22,57cm$

**Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$$

$h$  : Hauteur de la poutre

$b_1$  et  $h_1$  : Dimension du poteau

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres

On distingue deux types de zone nodale suivant la coupe effectuée

Dans notre cas les poutres principales et secondaires sont identiques donc une seule coupe

Niveau	poteaux	$h_e [cm]$	$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$		$l' [cm]$
SS	(40×40)	4,20	$h' = \max\{64,40,60cm\}$	$h' = 64cm$	70
1 <sup>ère</sup>	(40×40)	306	$h' = \max\{45,40,60cm\}$	$h' = 60cm$	70
2 <sup>ème</sup> , au 4 <sup>ème</sup>	(35×35)	306	$h' = \max\{45,35,60cm\}$	$h' = 60cm$	70
5 <sup>ème</sup> au étage7	(30×30)	306	$h' = \max\{45,30,60cm\}$	$h' = 60cm$	70
SM	(30×30)	220	$h' = \max\{30,30,60cm\}$	$h' = 60cm$	70

**e) Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2) :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right\} \text{ En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ en zone courant}$$

Avec  $\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Section [cm <sup>2</sup> ]	zone	BEAL			RPA		Section Adepté			
		$\phi$ Cm	St Cm	AtMin Cm <sup>2</sup>	St Cm	At Cm <sup>2</sup>	$\phi$ mm	StMin Cm <sup>2</sup>	Ferrailage	Aadp Cm <sup>2</sup>
Poutre principale (25x35)	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01
Poutre secondaire (25x35)	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01

**VII.6.Vérifications à l'ELS :**

**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée comme étant peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de compression du béton : (Article A.5.2 du BAEL 91)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

**Tableau VII- 16 Vérification à l'ELS**

	Localisation	M <sub>s</sub> <sup>max</sup> [kN.m]	A <sub>adop</sub> [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_s$	k <sub>1</sub>	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre Principale	Travée	42,39	9,42	1,159	0,853	112,198	348	19,01	5,9	15	Condition vérifiée
	Appuis	16,51	12,06	1,484	0,84	125,472	348	16,25	7,72	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	26,83	10,65	1,311	0,846	89,713	348	17,47	5,14	15	Condition vérifiée
	Appuis	52,06	10,65	1,311	0,846	128,201	348	17,47	7,34	15	Condition vérifiée

## 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 tout genre de sollicitations.

### VIII .1 Ferrailage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée .Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  et à deux moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$ .

Avec :

$M_x$  : Moment du poteau dans le sens longitudinal ;

$M_y$  : Moment du poteau dans le sens transversal.

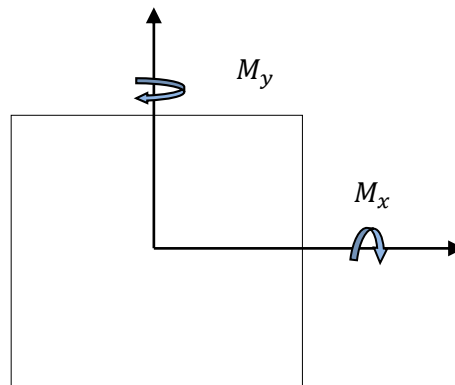


Figure VIII.1.1 : Les moments dans les poteaux.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situations	Béton			Acier		
	$\gamma_s$	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	$\gamma_s$	$F_e[MPa]$	$\sigma_s[MPa]$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ ) ;
- effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{correspondant}}$ ) ;
- moment fléchissant maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{correspondant}}$ ) .

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 modifiée 99**  
 ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$   
 ELS :  $G + Q$
- **Selon le RPA 99/ modifiée 2003**  
 $G + Q \pm E$   
 $0.8G \pm E$

### VIII .1.2 Exposé de la méthode de calcul des armatures à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort de normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , nous pouvons avoir l'un des cas suivant :

- section partiellement comprimée (SPC)
- section entièrement comprimée (SEC)
- section entièrement tendue (SET)

#### Calcul du centre de pression

$e = \frac{M}{N} \Rightarrow$  Deux cas peuvent se présenter :

##### a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- 1) Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures ( $\forall$  l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- 2) Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

#### a-1) Détermination des armatures

- Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

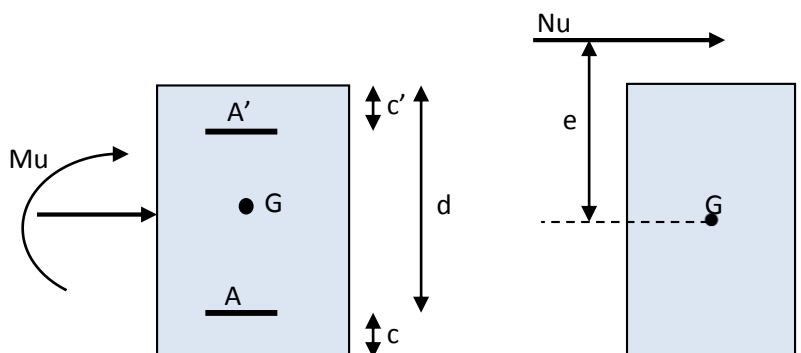
- Calcul du moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA ( $A' = 0$ )

#### Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$



**Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA } (A' \neq 0)$

**Armatures en flexion simple**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

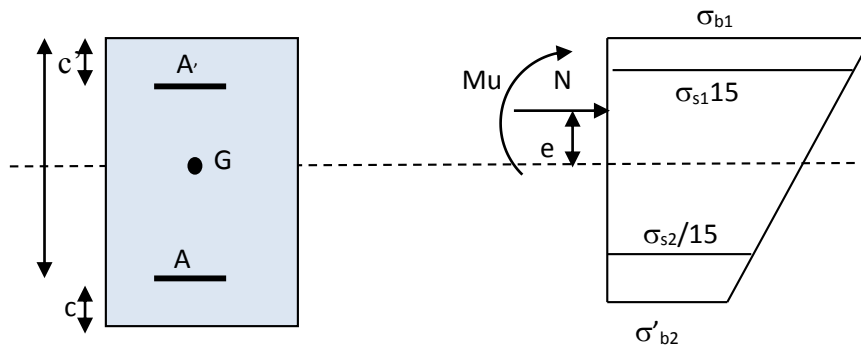
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

**Armatures en flexion composée**

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

**b) Section entièrement comprimé (SEC)**



La section est entièrement comprimée si :

- 1)  $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- 2) Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

**b-1) Détermination des armatures**

**1<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c'). b. h. f_{bu} \rightarrow S. D. A$

$$A' = \frac{M_f - b. h. f_{bu}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b. h. f_{bu}}{\sigma_{bc}} - A'$$

**2<sup>eme</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c'). b. h. f_{bu} \rightarrow S. S. A$

$$A' = \frac{N_u - \psi. b. h. f_{bu}}{\sigma'_{st}} ; A = 0 \quad \text{avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b. h^2. f_{bu}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

**VIII .1.3 Calcul du ferrailage des poteaux****A) les armatures longitudinales****Les recommandations du RPA 2003 pour les armatures longitudinales**

D'après **RPA2003(Art.7.4.2.1)** les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

**Cas de la zone II<sub>a</sub>**

Leur pourcentage minimal sera de : **0.8 % en zone II<sub>a</sub>** ;

Leur pourcentage maximal sera de :

- **4% en zone courante** ;
- **6% en zone de recouvrement.**

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.1.2 :** Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Section des poteaux( $cm^2$ )	$A_{min}[cm^2]$	$A_{max}[cm^2]$ (Zone courante)	$A_{max}[cm^2]$ (Zone de recouvrement)
	$A_{min} = 0.8\%b. h$	$A_{max} = 4\%b. h$	$A_{max} = 6\%b. h$
(40 × 40)	12,8	64	96
(35 × 35)	9,8	49	73,5
(30 × 30)	7,2	36	54

**Exemple de calcul manuel****Poteaux 40 × 40**

$$N = 2132.57 \text{KN} \quad M = 0.931 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.0004 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.23$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

**Calcul de moment fictif à la flexion simple**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.931 + 2132.57 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.02\right) \Rightarrow M_f = 491.422 \text{KN.m}$$

$$\text{Vérification de la 1ère condition : } N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$d = h - c = 0.5 - 0.02 \Rightarrow d = 0.48 \text{m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 2132.57 \times (0.48 - 0.02) - 491.422 = 489.560 \text{KN.m} \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.02) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 540.665 \text{KN.m} \dots \dots (2)$$

$$(1) < (2) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée  $A_{sc} = 0 \text{cm}^2$

**Calcul de  $A_{st}$** 

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{491.422 \times 10^6}{500 \times (480)^2 \times 14.2} = 0.3$$

$$\mu_f = 0.3 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.816$$

**Les armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{491.422 \times 10^5}{0.816 \times 48 \times 348 \times 10^2} = 36.05 \text{cm}^2$$

**Les armatures réelles**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = \frac{2132.57 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -25.23 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = 0 \text{cm}^2 \text{ et } A_{st} = 0 \text{cm}^2$$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le RPA2003 :  $A_{min} = 20 \text{cm}^2$

$$A_s = 4HA20 + 4HA16 = 20.6 \text{cm}^2$$

**Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

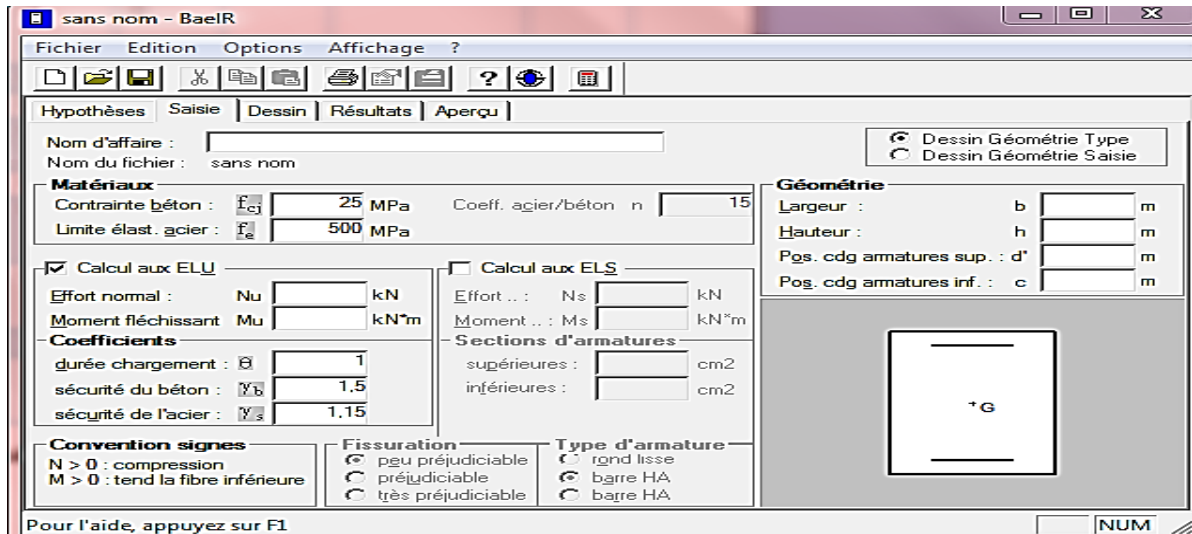


Figure VIII – 2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII- 3: Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	$A_{Inf}$ cm <sup>2</sup>	$A_{Sup}$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage	$A_{eq}$ cm <sup>2</sup>
		$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{corr}$	$M_{corr}$							
1 <sup>er</sup> ⇔ TOS – S	40 x 40	$N_{max}$	1187,1	$M_{corr}$	7,72	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		$N_{min}$	596,56	$M_{corr}$	4,906	0.8G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	678,13	$N_{corr}$	59,553	ELU	SEC	0	0			
2 <sup>ème</sup>	35 x 35	$N_{max}$	799,36	$M_{corr}$	8,652	ELU	SEC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		$N_{min}$	126,23	$M_{corr}$	5,764	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	291,82	$N_{corr}$	55,991	ELU	SEC	0	0			
5 <sup>ème</sup> ⇔ 7 <sup>ème</sup>	30 x 30	$N_{max}$	387,11	$M_{corr}$	9,154	ELU	SEC	0	0	7,2	4HA14+4HA12	10,67
		$N_{min}$	27,18	$M_{corr}$	0,86	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		$M_{max}$	59,82	$N_{corr}$	39,187	ELU	SEC	0	0			

**Délimitation de la zone nodale RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)**

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\} \end{cases}$$

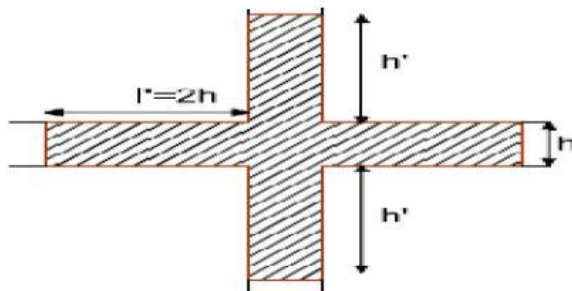


Figure VIII.1.3 : Zone nodale.

Tableau VIII.1.4 : Délimitation de la zone nodale.

Niveau	poteaux	$h_e$ [cm]	$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$		$l'$ [cm]
SS	(40×40)	4,20	$h' = \max\{64,40,60\text{cm}\}$	$h' = 64\text{cm}$	70
1 <sup>ère</sup>	(40×40)	306	$h' = \max\{45,40,60\text{cm}\}$	$h' = 60\text{cm}$	70
2 <sup>ème</sup> , au 4 <sup>ème</sup>	(35×35)	306	$h' = \max\{45,35,60\text{cm}\}$	$h' = 60\text{cm}$	70
5 <sup>ème</sup> au étage7	(30×30)	306	$h' = \max\{45,30,60\text{cm}\}$	$h' = 60\text{cm}$	70
SM	(30×30)	220	$h' = \max\{30,30,60\text{cm}\}$	$h' = 60\text{cm}$	70

**Longueur de recouvrement RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.1)**

La longueur minimale des recouvrements est de **40 cm**

Pour les Ø16:  $L_r = 40 \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 70\text{cm}$

Pour les Ø14:  $L_r = 40 \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 60\text{cm}$

Pour les Ø12 :  $L_r = 40 \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 60\text{cm}$

**Longueur d'ancrage BAEL91 modifié 99(Art A.6.1.2)**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \Rightarrow \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.} \\ \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 16 : L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times [0,6 \times (1,5^2) \times 2,1]} = 56,44 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 14 : L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times [0,6 \times (1,5^2) \times 2,1]} = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \varnothing 20 : L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times [0,6 \times (1,5^2) \times 2,1]} = 42,32 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0,4 L_s$ , pour les aciers HA.

- Pour les  $\varnothing_{16} : L_a = 22,57 \text{ cm.}$
- Pour les  $\varnothing_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm.}$
- Pour les  $\varnothing_{12} : L_a = 16,92 \text{ cm.}$

**B) les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

**1) Selon BAEL91 modifié 99****Le diamètre BAEL91 modifié 99(Art A.8.1.3)**

D'après les règles du BAEL91 modifié 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \varnothing_{l \max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

$\varnothing_{l \max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

2) Selon RPA99 version 2003

**Espacement des armatures transversales RPA99 version 2003 (Art.7.4.2.2)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm) = \min(10 \times 1.2, 15cm) \Rightarrow \text{soit } S_t =$$

**10cm**

- **En zone courante**

$$S_t \leq 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18cm \Rightarrow \text{soit } S_t = \mathbf{15cm}$$

D'après RPA2003(Art.7.4.2.2) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : est effort tranchant de calcul ;

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Contraintes limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant;

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \Rightarrow \lambda g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda g = \frac{I_f}{b}$$

Avec :

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux  $\Rightarrow I_f = 0.7h_e$  ;

$a$  et  $b$  : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

Poteaux	Hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation
				Zone courante $S_t=15 cm$	Zone nodale $S_t=10 cm$		
40x40	420	294	7,35	1,8	1,2	2.01	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	5,355	1,8	1,2	2.01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6,12	1,575	1,05	2.01	Condition vérifiée
30x30	306	214,2	7,14	1,35	0,9	2.01	Condition vérifiée
30x30	220	154	5,13	1,35	0,9	2.02	Condition vérifiée

**1- Vérification au cisaillement RPA99 version 2003 (Art.7.4.3.2)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec

$\tau$ : Contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

**Tableau VIII.5 : Vérification au cisaillement.**

<i>Poteau (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>h<sub>e</sub> (m)</i>	<i>b=h (mm)</i>	<i>λ<sub>g</sub> ≥ 5</i>	<i>d (mm)</i>	<i>T<sub>u</sub> X10<sup>3</sup>N</i>	<i>τ<sub>b</sub> (MPa)</i>	<i>τ<sub>bu</sub> (MPa)</i>	<i>Observation</i>
40x40	5,26	0,4	0,375	7,35	0,075	0,35	1,875	<i>Condition vérifiée</i>
40x40	5,26	0,4	0,375	5,355	0,075	0,35	1,875	<i>Condition vérifiée</i>
35x35	6,36	0,35	0,325	6,12	0,075	0,56	1,875	<i>Condition vérifiée</i>
30x30	12,34	0,3	0,275	7,14	0,075	1,50	1,875	<i>Condition vérifiée</i>
30x30	12,34	0,3	0,275	5,13	0,075	1,50	1,875	<i>Condition vérifiée</i>

**VIII .1.6 Vérification à l'ELS****1- Etat limite de compression du béton BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5, 2)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous vérifions que :

$$\begin{aligned} \sigma_{bsup} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{inf} &\leq \bar{\sigma}_{st} \end{aligned}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible de béton  $\bar{\sigma}_{bc} = 15Pa$ .

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible de l'acier  $\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$ .

**Remarque**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Niveau	Poteaux	$N_s$ Effort Normal (KN)		$M_s$ Moment (KN.m)		Etat des contrainte	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	$\sigma_{\text{Acier}}^s$	$\sigma_{\text{Acier}}^i$	$\sigma_{\text{Acier}}^{\text{ad}}$	Observation
		$N_{\text{max}}$		$M_{\text{corr}}$									
1 <sup>er</sup> S-SOL-S	40 x 40	$N_{\text{max}}$	856,29	$M_{\text{corr}}$	5,56	SEC	5,12	4,32	15	76,1	65,6	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{min}}$	133,79	$M_{\text{corr}}$	3,834	SEC	1,01	0,46	15	14,7	7,46	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{corr}}$	738,57	$M_{\text{max}}$	13,083	SEC	5,01	3,13	15	73,4	48,8	348	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> S	35 x 35	$N_{\text{max}}$	576,07	$M_{\text{corr}}$	6,069	SEC	4,62	3,45	15	69,5	53,1	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{min}}$	57,28	$M_{\text{corr}}$	5,079	SEC	0,95	0	15	13,1	1,22	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{corr}}$	203,57	$M_{\text{max}}$	18,983	SEC	3,51	0	15	48,1	6,4	348	Condition vérifiée
5 <sup>ème</sup> S	30 x 30	$N_{\text{max}}$	279,07	$M_{\text{corr}}$	6,44	SEC	3,68	1,59	15	52,5	26,4	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{min}}$	5,04	$M_{\text{corr}}$	6,323	SEC	1,45	0	15	15,8	43,5	348	Condition vérifiée
		$N_{\text{corr}}$	50,77	$M_{\text{max}}$	18,872	SPC	4,57	0	15	53,1	10,8	348	Condition vérifiée

**Conclusion**

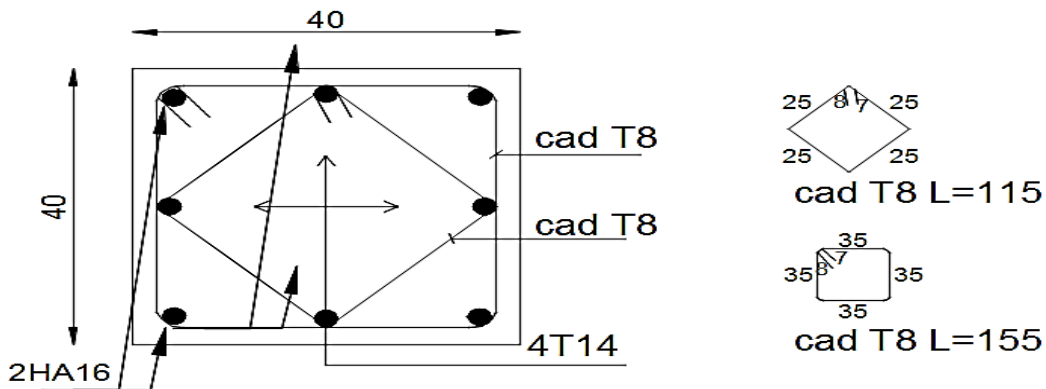
Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

**Tableau VIII.1.6 :** Ferrailage finale des poteaux.

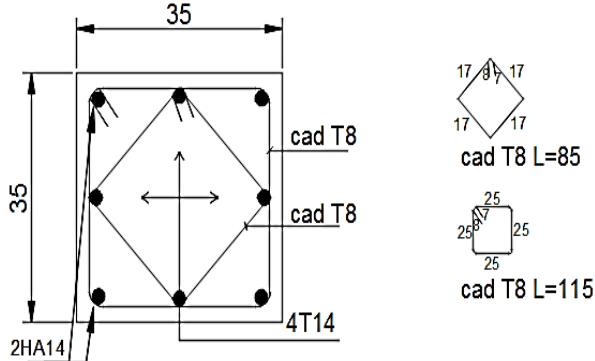
Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>adoptée</sub>	
		A <sub>long</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>trans</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Sous-sol au 1 <sup>er</sup> étage	40 × 40	4HA16+4HA14=14,19	4HA8=2.01
2 <sup>eme</sup> au 4 <sup>eme</sup> étage	35 × 35	8HA14=12,31	4HA8=2.01
5 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	30 × 30	4HA14+4HA12=10,67	4HA8=2.01

Schéma de ferrailage des poteaux :

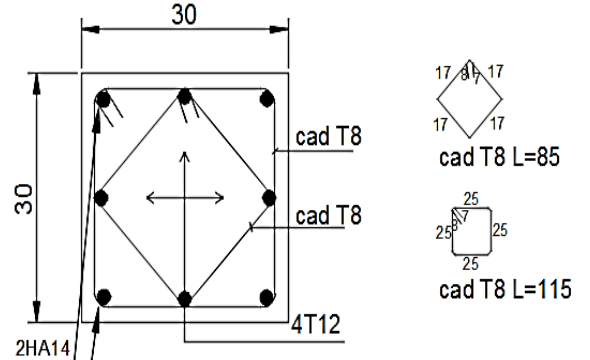
**coupe 1-1**



**coupe 2-2**



**coupe 3-3**



**Figure VIII.1.4:** Ferrailage des poteaux.

**Ferrailage des Voiles**

**Introduction :**

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est de élément structural de contreventement, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

**a) Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

**Recommandation du RPA 99 version 2003 :**

**Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :
 

$A_H \geq 0,15\% B$	Globalement dans la section du voile	}	Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.
$A_H \geq 0,10\% B$	En zone courante		
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- ✓ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ✓ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ( e = 25 cm )

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de 1/( 10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ **Longueur de recouvrement:** (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖  $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

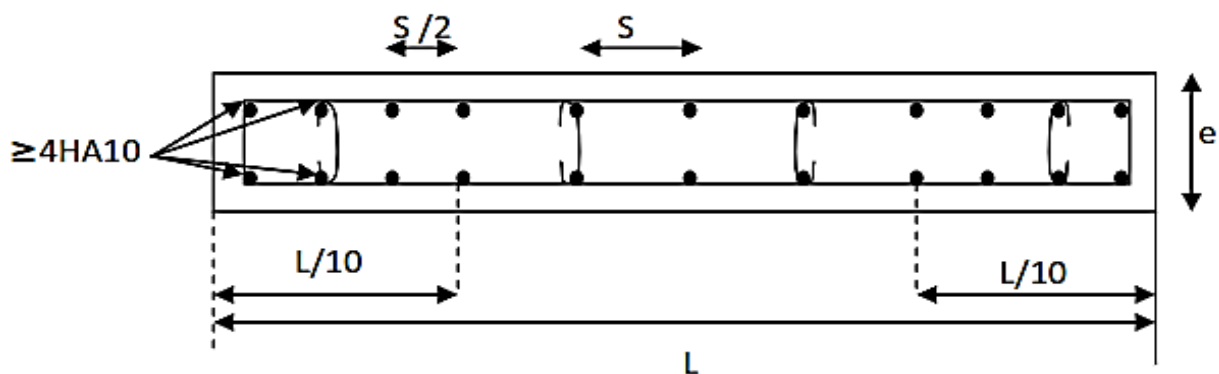


Figure IX : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**Exposé de la méthode de calcul :**

calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M}{N}$

**Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N, M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :  $B$  : Section de béton

$I$  : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$V, V'$  : Bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$

$M$  et  $N$  sont déterminés à partir du logiciel.

➤ **Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

**Calcul le moment fictif :**

$$M_f = M + Nu \left( \frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec :  $g = e_u + \frac{h}{2} - c$  si  $N_u$  est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$  si  $N_u$  est un effort de traction

**Ferraillage du voile :**

✓ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : 1,15 situation accidentelle ;  $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec :  $A_v$  : section des armatures tendue du voile.

**Vérification a ELU :**

**Section minimal d'armature :**

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99}) \\ A_{min} \geq 0,002B \quad (\text{Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003}) \end{array} \right.$$

**Exigences du RPA 99 (version 2003)**

**Zone tendue :**

On doit vérifier  $A_{total\ tendu} \geq 0,2\%B \times lt$  (Art 7.7.4.1/ RPA 99 version 2003)

Avec :

**B** : la section de voile

**Lt** : la longueur de la zone tendue.

**Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \quad (\text{Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003})$$

**Zone courante :**

On doit vérifier :  $A_{total\ courante} \geq 0,10\%LC \times b$  (Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003)

Avec

**LC** =  $L - 2L/10$  : La longueur de la zone courante

**B** : la largeur de voile.

**Les vérifications :**

**Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

**Avec :**

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec :  $V = 1,4 \times T$

$b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute.

**D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).**

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\bar{\tau}_u$  : contrainte de cisaillement admissible

Tableau IX- 17 Ferrailage de Voile 1,6

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-1579,41	133,52	75	GQEX	-3364,83	-6506,48	0	0	0	3,32	3,32	1,66	8,4	5,25	7,21	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,774	Condition vérifiée	0,553	Condition vérifiée	13,259	Condition vérifiée
	379,09	143,341	71,78	08GEX	2871,02	-501,71	0,24	68,33	1,96	0,47	2,44	1,22	8,4	5,25														
	-856,46	523,691	159,31	GQMEY	3484,63	-8837,51	1,15	399,87	11,49	5,06	16,55	8,27	8,4	7,21														
Zone II	-755,54	123,484	85,41	GQEX	-908,31	-3813,82	0	0	0	3,78	3,78	1,89	8,4	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,452	Condition vérifiée	0,323	Condition vérifiée	6,343	Condition vérifiée
	-102,67	144,657	86,52	08GEX	1381,00	-2022,69	0,95	131,31	3,77	2,28	6,05	3,02	8,4	5,25														
	-443,78	195,469	93,05	GQEY	912,82	-3686,45	1,28	117,06	3,36	3,30	6,66	3,33	8,4	5,25														
Zone III	-409,47	71,695	50,25	GQEX	-436,12	-2123,06	0	0	0	2,22	2,22	1,11	8,4	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,256	Condition vérifiée	0,183	Condition vérifiée	3,437	Condition vérifiée
	1,36	14,828	8,25	08GEX	178,70	-170,20	0,78	13,95	0,40	0,18	0,58	0,29	8,4	5,25														
	-247,5	80,193	52,61	GQEY	170,01	-1716,88	1,46	24,75	0,71	2,12	2,83	1,41	8,4	5,25														

Ferrailage de Voile 2

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-1386,81	61,307	14,28	GQEY	-3007,11	-3926,94	0	0	0	0,63	0,63	0,32	10,5	5,25	6,73	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,754	Condition vérifiée	0,539	Condition vérifiée	11,634	Condition vérifiée
	-91,06	45,153	25,28	08GEY	111,08	-566,38	1,50	16,72	0,48	0,94	1,42	0,71	10,5	5,25														
	-1275,77	828,116	193,98	GQEX	3023,00	-9401,85	1,36	411,75	11,83	6,50	18,33	9,16	10,5	6,73														
Zone II	-984,46	41,82	74,995	GQEY	-2147,42	-2774,88	0	0	0	3,32	3,32	1,66	10,5	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,089	Condition vérifiée	0,778	Condition vérifiée	8,259	Condition vérifiée
	-119,04	18,01	26,347	08GMEY	-162,49	-432,71	0	0	0	1,17	1,17	0,58	10,5	5,25														
	-781,42	124,96	279,901	GQEX	-1016,12	-2890,98	0	0	0	12,39	12,39	6,19	10,5	5,25														
Zone III	-501	39,349	22,07	ELU	-957,31	-1547,69	0	0	0	0,98	0,98	0,49	10,5	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,349	Condition vérifiée	0,249	Condition vérifiée	4,203	Condition vérifiée
	-56,25	24,944	16,35	08GEY	46,50	-327,75	1,58	7,33	0,21	0,63	0,84	0,42	10,5	5,25														
	-418,7	136,839	89,7	GQEX	-20,20	-2073,30	0	0	0	3,97	3,97	1,98	10,5	5,25														

Ferrailage de Voile 1,9

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-1535,15	45,852	17,71	GQEY	-3657,77	-4421,97	0	0	0	0,78	0,78	0,39	9,975	5,25	10,68	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,093	Condition vérifiée	0,780	Condition vérifiée	9,480	Condition vérifiée
	199,67	40,276	16,99	08GMEY	861,08	189,81	1,90	163,61	4,26	0,75	5,01	2,51	9,975	2,49375														
	-808,92	888,209	266,92	GQEX	5273,00	-9530,48	1,22	645,00	18,53	7,60	26,14	13,07	9,975	10,68														
Zone II	-758,67	4,161	5,25	ELU	-1961,83	-2031,18	0	0	0	0,23	0,23	0,12	9,975	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,771	Condition vérifiée	0,551	Condition vérifiée	6,366	Condition vérifiée
	-165,05	16,166	10,45	08GEY	-299,63	-569,06	0	0	0	0,46	0,46	0,23	9,975	5,25														
	-534,67	349,565	188,4	GQEX	1506,02	-4320,07	1,41	212,18	6,10	6,18	12,28	6,14	9,975	5,25														
Zone III	-413,2	4,036	1,85	GQEY	-1053,74	-1121,00	0	0	0	0,08	0,08	0,04	9,975	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,442	Condition vérifiée	0,316	Condition vérifiée	3,467	Condition vérifiée
	7,96	10,248	8,89	08GEY	106,35	-64,45	0,72	7,62	0,22	0,15	0,37	0,18	9,975	5,25														
	-280,43	158,746	108,08	GQEX	584,91	-2060,86	1,48	86,56	2,49	3,73	6,21	3,11	9,975	5,25														

Ferrailage de Voile 2,3

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		$\tau_b$	Observation				$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation		
Zone I	-1501,3	100,756	25,34	GQEY	-2684,35	-3843,04	0	0	0	1,12	1,12	0,56	12,08	5,25	8,61	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,89	Condition vérifiée	0,64	Condition vérifiée	9,27	Condition vérifiée
	-122,69	75,315	37,66	08GEY	166,34	-699,78	1,86	30,91	0,89	1,35	2,23	1,12	12,08	5,25														
	-1321,16	1234,982	263,02	GQEX	4229,06	-9973,23	1,62	683,04	19,63	8,17	27,80	13,90	12,08	8,61														
Zone II	-1053,64	103,804	61,35	GQEY	-1693,65	-2887,39	0	0	0	2,71	2,71	1,36	12,08	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,61	Condition vérifiée	0,43	Condition vérifiée	8,83	Condition vérifiée
	-143,71	26,292	15,55	08GEY	-161,23	-463,59	0	0	0	0,69	0,69	0,34	12,08	5,25														
	-821,13	419,877	179,05	GQEX	629,23	-4199,36	2,00	125,86	3,62	6,89	10,51	5,25	12,08	5,25														
Zone III	-535,69	50,913	31,53	ELU	-871,79	-1457,29	0	0	0	1,40	1,40	0,70	12,08	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,41	Condition vérifiée	0,29	Condition vérifiée	4,49	Condition vérifiée
	-61,15	23,84	18,06	08GEY	4,15	-270,01	2,27	0,94	0,03	0,79	0,81	0,41	12,08	5,25														
	-451,11	194,043	121,03	GQEX	135,07	-2096,42	2,16	29,19	0,84	5,03	5,87	2,94	12,08	5,25														

Ferrailage de Voile 2,5

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		$\tau_b$	Observation				$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation		
Zone I	-1345,96	61,803	3,48	ELU	-2394,79	-2989,05	0	0	0	0,15	0,15	0,08	13,125	5,25	10,89	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	9	14	0,892	Condition vérifiée	0,637	Condition vérifiée	7,270	Condition vérifiée
	-77,15	604,722	189,28	08GEY	2753,02	-3061,62	1,32	362,39	10,41	4,41	14,82	7,41	13,125	5,63														
	-787,49	1537,008	286,86	GQEY	5814,48	-8964,44	1,52	881,72	25,34	7,70	33,04	16,52	13,125	10,89														
Zone II	-1072,42	418,733	183,62	GQEY	-131,70	-4157,98	0	0	0	8,13	8,13	4,06	13,125	5,25	5,25	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	9	14	0,624	Condition vérifiée	0,445	Condition vérifiée	7,871	Condition vérifiée
	10,21	202,017	113	08GEY	991,66	-950,82	1,22	121,35	3,49	2,45	5,93	2,97	13,125	5,25														
	-351,45	533,658	200,45	GQEY	1862,76	-3268,56	1,59	296,64	8,52	5,65	14,17	7,09	13,125	5,25														
Zone III	-583,06	121,635	108,64	GQEY	-581,34	-1750,90	0	0	0	4,81	4,81	2,40	13,125	5,25	5,25	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	9	14	0,364	Condition vérifiée	0,260	Condition vérifiée	4,279	Condition vérifiée
	18,53	120,822	68,29	08GEY	617,94	-543,82	1,17	72,31	2,08	1,41	3,49	1,75	13,125	5,25														
	-395,06	153,634	117,03	08GEY	-51,50	-1528,75	0	0	0	5,18	5,18	2,59	13,125	5,25														

**X.1 Introduction**

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement.

- ❖ **Les murs** : qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).
- ❖ **Les écrans** qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

Exemples :

- ✓ Rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol ;
- ✓ Paroi moulée en béton armé ;
- ✓ Mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton. Le présent chapitre se limite à traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués.

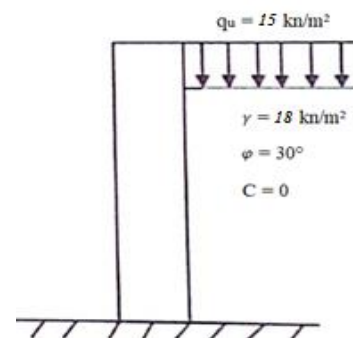
Dans notre cas le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

**Pré dimensionnement du mur plaque (Art: 10.1.2 vs RPA 2003):**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur plaque doit être supérieure à l'égale 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 25 cm.

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle :  $q = 1,5 \text{ t/m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 1,8 \text{ t/m}$
- Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$



**Figure X-1** : Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

**X.2 Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_v$  et  $\sigma_h$

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.  $ELU \sigma_v = (1.35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$ ,  $ELS \sigma_v = (\gamma \times h + q)$

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$$\sigma_h = K_o \times \sigma_v$$

Avec :

$K_o$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

$$k_o = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :  $q = \frac{3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m}$

- Calcul des sollicitations :

Tableau X.1 : Sollicitations de mur plaque

	$K_o$	$\sigma_v$		$\sigma_h$		q
		0	4,20	0	4,20	
ELU	0,33	22,5	124,56	7,26	41,10	32,64
ELS	0,33	15	90,6	4,95	29,89	23,65

Diagramme des contraintes :

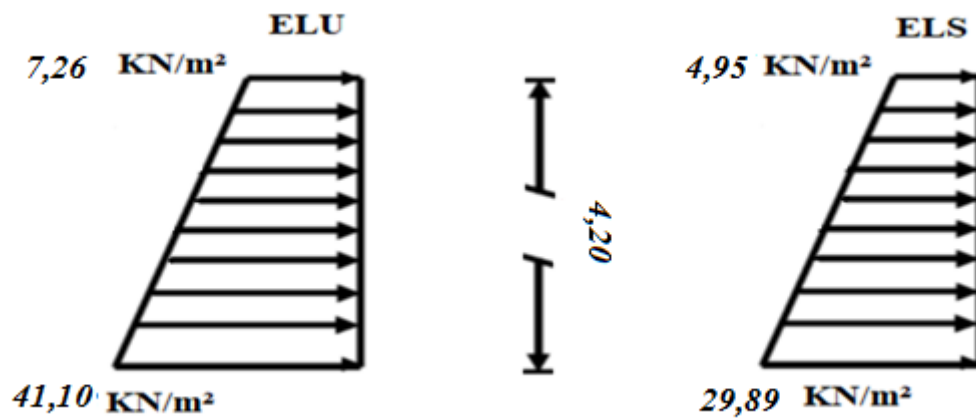


Figure X.2 : Diagrammes des contraintes

### X.3 : Ferrailage du mur plaque

#### A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

Sens X-X

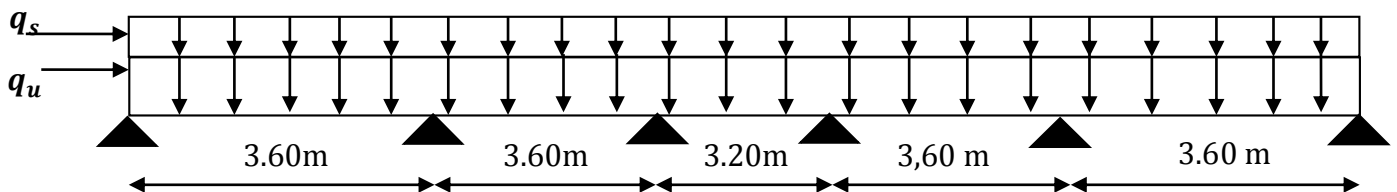


Figure X.3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

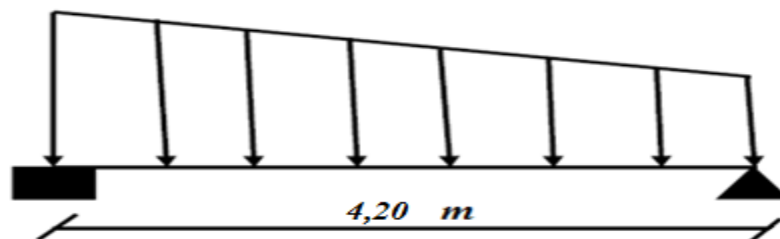
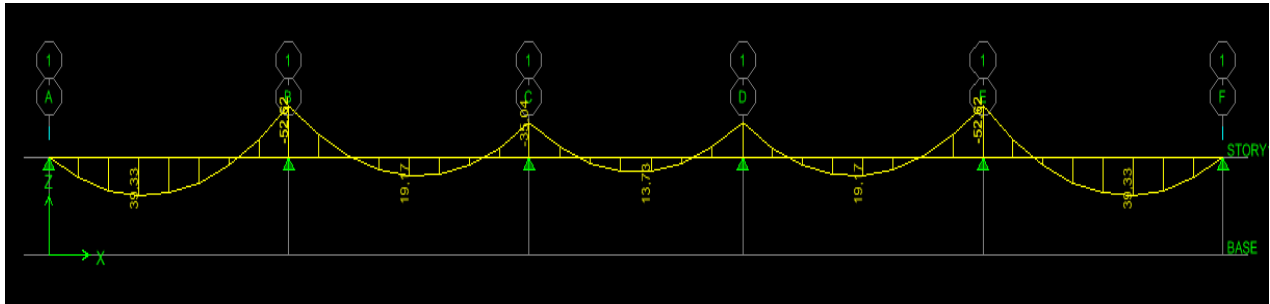


Figure X.4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

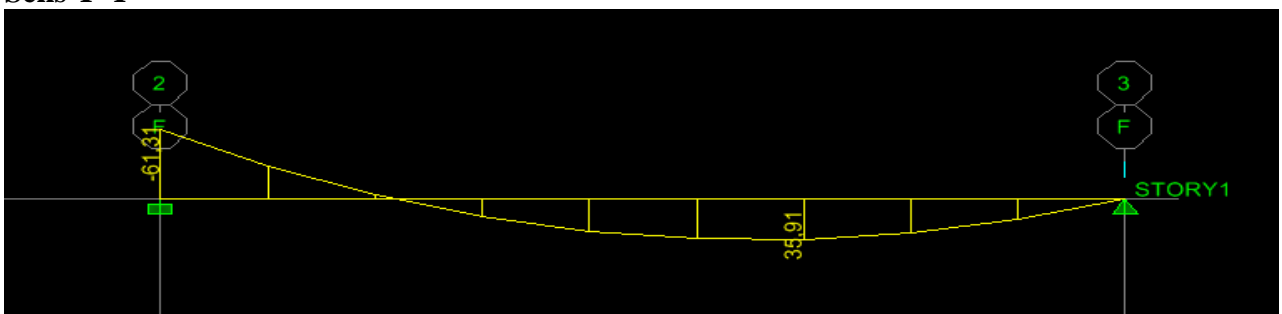
**B. Diagrammes des efforts**  
**ELU**



**Sens X-X**

**Figure X.5 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

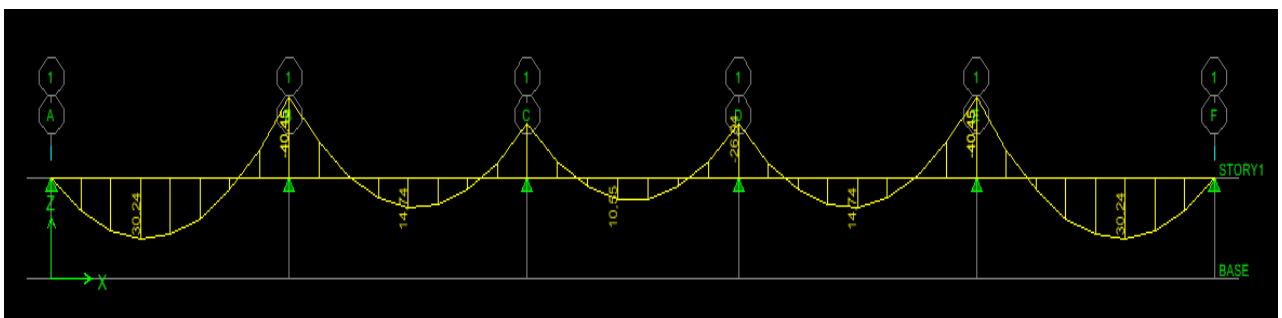
**Sens Y-Y**



**Figure X.6 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

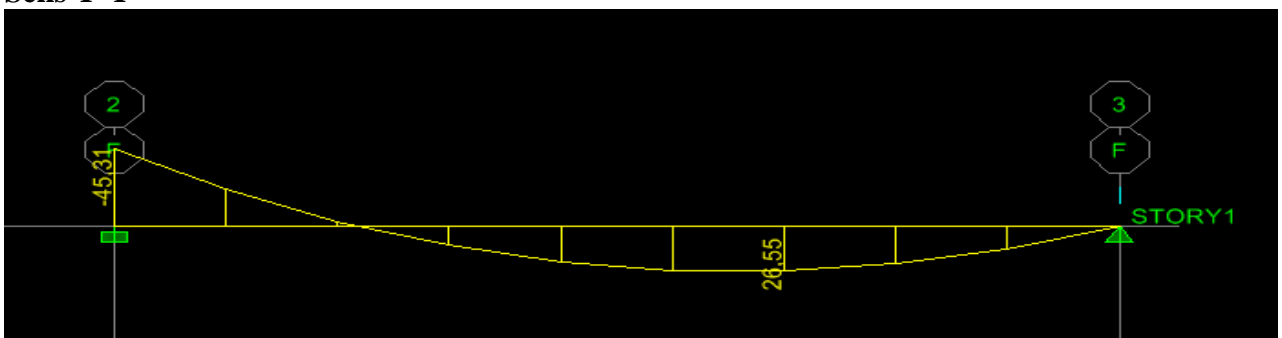
**ELS**

**Sens X-X**



**Figure X.7 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

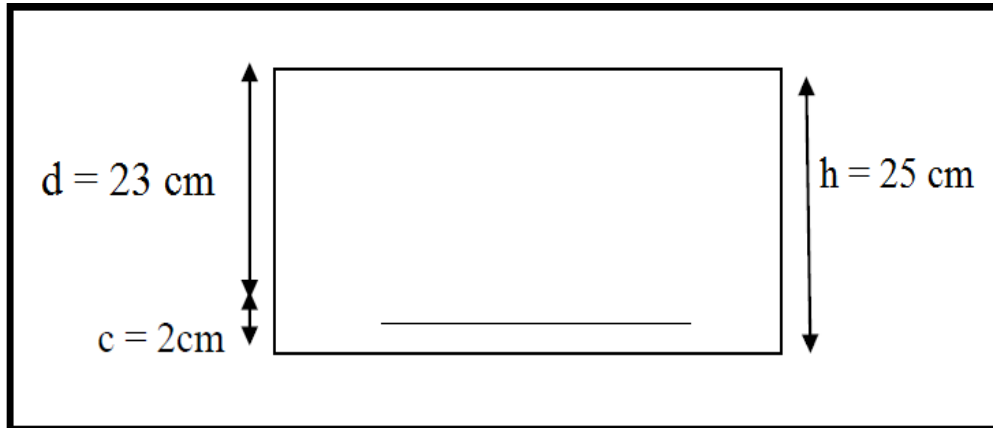
**Sens Y-Y**



**Figure X.8 :** Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

C. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b=1\text{ m}$  et d'épaisseur  $e_p = 25\text{ cm}$ , en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :  
On n'a

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \times b \times \sigma_s}$$

VIII-4 Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)  $A \geq 0,0015bh$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles /  $m^2$  de HA8.

$b = 1\text{ m} = 100\text{ cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 25 cm).

Tableau X.2 : Ferrailage du mur.

sens	Zone	$M_u$ KN.m	$\mu_u$	Section	$\beta$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)
X-X	Appuis	52,62	0,111	SSA	0,9405	3,75	5,36	6HA12= 6,78	20
	Travée	39,33	0,083	SSA	0,9575	3,75	3,93	6HA12= 6,78	20
Y-Y	Appuis	61,31	0,129	SSA	0,9305	3,75	6,31	6HA12= 6,78	20
	Travée	35,91	0,076	SSA	0,96	3,75	3,58	6HA12= 6,78	20

1 vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{adoptée}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 4,11\text{ cm}^2$$

Tableau X.3 : vérifications de la condition de non fragilité.

sens	Zone	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	Observation
X-X	Appuis	4,11	5,36	Condition vérifiée
	Travée	4,11	3,93	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	4,11	6,31ZQ33	Condition vérifiée
	Travée	4,11	3,58	Condition vérifiée

**B. Espacement des barres**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :  $S_t < \min(3h ; 33cm)$

**Sens X-X**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33cm \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**Sens Y-Y**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33cm \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

**C. Longueur de scellement des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835MPa$

**Pour les HA12** :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33cm \Rightarrow L_s = 45cm.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

**Pour Ø12**  $\Rightarrow L_a = 18cm.$

**X-5 Vérification à l'ELS :**

**X-5-1 Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

**$f_e$**  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

**$f_{tj}$**  : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

**$\eta$**  : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6** mm pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa.$$

**Dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**Tableaux X.4 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x- x	Appui	6,7	40,4	0,23	0,924	51,0	67,9	201,6	<b>Condition</b>	1,3	1	<b>Condition</b>
	s	8	5	8	5	8	3	3	<b>vérifiée</b>	3	5	<b>vérifiée</b>
	Travé	6,7	30,2	0,23	0,924	51,0	50,7	201,6	<b>Condition</b>	0,9	1	<b>Condition</b>
	e	8	4	8	5	8	8	3	<b>vérifiée</b>	9	5	<b>vérifiée</b>
Sens y- y	Appui	6,7	45,3	0,23	0,924	51,0	76,0	201,6	<b>Condition</b>	1,4	1	<b>Condition</b>
	s	8	1	8	5	8	9	3	<b>vérifiée</b>	9	5	<b>vérifiée</b>
	Travé	6,7	26,5	0,23	0,924	51,0	44,5	201,6	<b>Condition</b>	0,8	1	<b>Condition</b>
	e	8	5	8	5	8	9	3	<b>vérifiée</b>	7	5	<b>vérifiée</b>

**X -6-1 Etat limite de déformation**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :  $\left( \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right)$

**Avec :**

**h = 25 cm :** hauteur totale,

**L :** portée entre nus d'appuis,

**M<sub>t</sub> :** moment maximum en travée,

**M<sub>0</sub> :** valeur maximum du moment isostatique,

**A :** section des armatures,

**b :** longueur da la section,

**d :** hauteur utile de la section droite

**Sens X-X**

$q_s = 23,65\text{ KN/ml}$

$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 23,65 \times \frac{3.60^2}{8} = 27,68\text{KN.m}$

$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 27,68 = 20,76\text{ KN.m}$

$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0.00294 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{20,76}{10 \times 27,68} = 0.075 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Sens Y-Y**

$$q_s = 23,65 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 23,65 \times \frac{4,20^2}{8} = 52,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 52,14 = 39,10 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,00294 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,3 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{39,10}{10 \times 52,10} = 0,075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

***XI.1 Introduction :***

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

❖ *Les fondations superficielles.*

❖ *Les fondations profondes.*

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

***XI.2 Type de fondations :***

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

***XI.2.1 Les fondations superficielles :***

Généralement elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

***XI.2.2 Les fondations profondes :***

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

**NB :** Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

**IX.3 Choix du type de fondations :**

- **La contrainte admissible du sol :**

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars) → voir **DTU 13.11** :

**Tableau XI -1 : contrainte admissible du sol**

Type de site	$\sigma_{adm}$
<b>Limon de plateau</b>	1.5 à 3.0 bars
<b>Terre à meulière</b>	3.0 à 4.5 bars
<b>Marne verte, argile</b>	0.7 à 4.5 bars
<b>Alluvions anciennes, sables, graviers</b>	6.0 à 9.0 bars
<b>Sables de Beauchamp</b>	7.5 à 15 bars
<b>Craie</b>	9.0 à 10 bars
<b>Marne + caillasse</b>	7.5 à 15 bars
<b>Calcaire grossier</b>	18 à 45 bars
<b>Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable</b>	7.5 à 4.5 bars
<b>Terrain non cohérent à bonne compacité</b>	3.5 à 7.5 bars
<b>Terrain non cohérent à moyenne compacité</b>	2.0 à 4.0 bars
<b>Argile</b>	0.3 à 3.0 bars

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$ , située à une profondeur de 2m (Site non cohérent à moyenne compacité). En l'absence d'une nappe phréatique il n'y aura pas de risque de remontée des eaux.

**Remarque :**

Vu l'ampleur de notre bâtiment et du fait que la structure est un système « voile porteur », le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.

**Semelles filantes :**

**Semelles filantes :**

**Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle (longueur du voile).
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- $\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$ )

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau XI – 2** Largeur de semelles filantes sous voiles

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= LxB (m2)	Nombres	S totale (m <sup>2</sup> )
Voiles transversal	V1	2,3	497,38	1,08	2,49	2	4,97
	V2	2	452,27	1,13	2,26	2	4,52
	V3	1,9	743,32	1,96	3,72	1	3,72
Voiles longitudinal	V4	2,5	473,51	0,95	2,37	4	9,47
	V5	1,6	743,32	2,32	3,72	2	7,43
							<b>30,11</b>

❖ **Semelles sous poteaux :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.  
 Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

$e_i$  : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$\left\{ \begin{array}{l} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \cdot B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}} \\ q(\frac{l}{4}) = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{array} \right.$$

**1) Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau XI –3 :** Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux.

Poteaux	$N_{imax}$ (KN)	$M_i$ (KN.m)	$e_i$ (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
1	693,97	-0,577	-7,4	-5135,378
2	617,9	-1,353	-3,6	-2224,44
3	771,68	0,584	0	0
4	570,91	-1,98	3,6	2055,276
5	856,29	5,56	7,4	6336,546
<b>Somme</b>	<b>3510,75</b>	<b>2,234</b>	<b>/</b>	<b>1032,004</b>

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1032,004 + 2,234}{3510,75} = 0,3 \text{ m.}$$

$$e = 0,3 \text{ m} < \frac{l}{6} = \frac{14,8}{6} = 2,46 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3510,75}{14,8} \left(1 - \frac{6 \times (0,3)}{14,8}\right) = 208,36 \text{ KN/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3510,75}{14,8} \left(1 + \frac{6 \times (0,3)}{14,8}\right) = 266,06 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3510,75}{14,8} \left(1 + \frac{3 \times (0,3)}{14,8}\right) = 251,6 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{240,79}{200} = 1,25 \text{ m} \cong 1,30 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_p = B \times L = 1,3 \times 14,8 = 19,8 \text{ m}^2$ .

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :  $S_{t \text{ Pot}} = 19,8 \times 6 = 115,44 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_{v \text{ tot}} + S_{t \text{ Pot}} = 115,44 + 30,11 = 145,55 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure :  $S_{t \text{ structure}} = 266,4 \text{ m}^2$ .

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t \text{ semelles}}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{145,55}{266,4} = 0,54 \Rightarrow \text{La surface des semelles représente 54 \% de la surface totale}$$

### Remarque

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier.

### XI.3.3 Calcul d'un radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilite le coffrage.
- Est exécutable rapidement.
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### XI.3.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{min} \geq 25 \text{ cm.}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\text{Selon la condition forfaitaire : } \frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier.

$L_{max}$ : distance entre deux voiles successifs.  $L_{max} = 3,80 \text{ m.}$

$$\frac{3,80}{8} \leq h \leq \frac{3,80}{5} \Rightarrow 0,475 \leq h \leq 0,76, \text{ On opte pour } h = 70 \text{ cm.}$$

**1) Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 25 \text{ cm.}$$

**Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{380}{50} \leq h_t \leq \frac{380}{40} \rightarrow 7,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 9,5 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

**2) Nervure**

✓ **La hauteur de la nervure :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 50 \text{ cm.}$$

✓ **La largeur de la nervure :**

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 50 \leq b_n \leq 0,7 \times 50$$

$$\Rightarrow 20 \leq b_n \leq 35, \text{ On opte pour : } b_n = 35 \text{ cm.}$$

✓ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de  $1m$ ).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée.  $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3,8\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,723 \text{ m, On adopte pour : } h = 80 \text{ cm}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur totale du Radier :  $h = 80 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure :  $b_n = 50 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle :  $h_d = 25 \text{ cm}$ .
- La dalle flottante :  $e_f = 10 \text{ cm}$ .

✓ Détermination des Surface :

Tableau XI – 4 Détermination des Surface

Chargement	Charge permanente	$G=22686,37 \text{ KN}$
	Charge d'exploitation	$Q=4920,72 \text{ KN}$
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 22686,37 + 1.50 \times 4920,72 = 38007,6795 \text{ KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 22686,37 + 4920,72 = 27607,09 \text{ KN}$
Surface	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{38007,6795}{1,33 \times 200} = 142,89 \text{ m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{27607,09}{200} = 138,04 \text{ m}^2$
	Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}\} = 142,89 \text{ m}^2$
	La surface du bâtiment	$S_{bat} = 266,4 \text{ m}^2$
Conclusion	$S_{bat} = 266,4 \text{ m}^2 > S_{rad} = 142,89 \text{ m}^2$ Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit : $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right\} = 40\text{cm}$ $L_{déb} = 50 \text{ cm}$	
Surface du débord	$S_{déb} = (14,8 + 17,6) \times 2 \times 0,5 = 32,40 \text{ cm}^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 266,4 + 32,40 = 298,8 \text{ m}^2$	

✓ Détermination des efforts à la base du radier :

Tableau XI – 5 Détermination des efforts à la base du radier

	Poids du bâtiment	$G= 22686,37 \text{ KN}$
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 298,8 \times 0,25 \times 25$ <b>1867,50 KN</b>
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum(L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0,50 \times 0,80 \times 25 \times 176,80$ <b>1768,00 KN</b>
	Poids de TVO	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum(L_x \times n + L_y \times m) = 0,5 \times 176,8 = 88,40 \text{ m}^2$ $P_{TVO} = (298,8 - 88,40) \times 0,50 \times 17$ <b>1788,40 KN</b>
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 298,8 \times 0,10 \times 25$ <b>747,00 KN</b>
	Poids de radier	
Surcharge d'exploitation	Surcharge de bâtiment Q	
	Surcharge du radier $Q = 2,5 \times 298,8$	
Poids total de la structure	$G_T = G_b + G_{rad} = 22686,37 + 6170,90$	
	$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 4920,72 + 747,00$	
Combinaisons	ELU	$N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1,35 \times 28857,27 + 1,50 \times 5667,72$ <b>47458,89 KN</b>
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 28857,27 + 5667,72$ <b>34524,99 KN</b>

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau XI – 6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Contrainte de cisaillement	$T_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$ $T_u^{max} = \frac{47458,89 \times 0,8}{298,8} \times \frac{3,80}{2} = 241,42 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{241,42 \times 10^3}{800 \times 0,9 \times 250} = 1,34 \text{ MPa}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2,50 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}$
$\tau_u = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,50 \text{ MPa}$ <span style="float: right;"><b>Condition vérifiée</b></span>	

2) Vérification de la stabilité de radier :

Tableau XI- 7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	8,8 m
	Moment d'inertie	$I_{yy}$	6723,85 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 25094,363 + 1257,68 \times 0,8 = 26100,51 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{47458,89}{298,8} + \frac{26100,51}{6723,85} \times 8,8 = 192,99 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{47458,89}{298,8} - \frac{26100,51}{6723,85} \times 8,8 = 124,67 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 192,99 + 124,67}{4} = 175,91 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 175,91 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$	<b>Condition vérifiée</b>
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{34524,99}{298,8} + \frac{26100,51}{6723,85} \times 8,8 = 149,71 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{34524,99}{298,8} - \frac{26100,51}{6723,85} \times 8,8 = 81,39 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 149,71 + 81,39}{4} = 132,63 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 132,63 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$	<b>Condition vérifiée</b>	

Tableau XI- 8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

✓ Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	7,4 m
	Moment d'inertie	$I_{xx}$	4754,63 m <sup>4</sup>
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 26169,962 + 1304,87 \times 0,8 = 27213,86 \text{ KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{47458,89}{298,8} + \frac{27213,86}{4754,63} \times 7,4 = 201,19 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{47458,89}{298,8} - \frac{27213,86}{4754,63} \times 7,4 = 116,48 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 201,19 + 116,48}{4} = 180,01 \text{ KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 180,01 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{34524,99}{298,8} + \frac{27213,86}{4754,63} \times 7,4 = 157,90 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{34524,99}{298,8} - \frac{27213,86}{4754,63} \times 7,4 = 73,19 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m$	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 157,90 + 73,19}{4} = 136,72 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 136,72 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>		

**Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au

renversement  $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{26100,51}{34524,99} = 0,76 \text{ m} < \frac{17,6}{4} = 4,4 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{27213,86}{34524,99} = 0,79 \text{ m} < \frac{14,8}{4} = 3,7 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**XI.3.4 Ferrailage du radier :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L91 modifié 99.**

**VIII.3.4.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** si  $\rho < 0,4 \implies$  le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** si  $0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$  le panneau de dalle travaille dans deux sens.

Dans le sens de plus petite portée  $L_x$ :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$ :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients  $\mu_x ; \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{3,8} = 0,95 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0510 \\ \mu_y = 0.875 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$  La dalle travail dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ .

$$A L'ELU : q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 180,01 - \frac{6170,90}{298,8} = 159,36 \text{ KN/m}^2$$

$$A L'ELS : q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 136,72 - \frac{6170,90}{298,8} = 116,07 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0.0510 \times 159,36 \times 3,6^2 = 105,33 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0,875 \times 105,33 = 92,16 \text{ KN m.}$$

**Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0,85 : pour les moments en travées,
- 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- 0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times 105,33 = 31,60 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,3 \times 92,16 = 27,65 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 105,33 = 89,53 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,85 \times 92,16 = 78,34 \text{ KN m.} \end{cases}$$

**1) Ferrailage à ELU :**

• **Sens longitudinale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{31,60 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,044 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,978$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31,60 \times 10^3}{0,978 \times 22,5 \times 348} = 4,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 9HA14  $\Rightarrow A_{ad}^x = 13,85 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 12,5 \text{ cm}$ .

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{89,53 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,126 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,126 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,932$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{89,53 \times 10^3}{0,932 \times 22,5 \times 348} = 12,27 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 9HA14  $\Rightarrow A_{ad}^x = 13,85 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 12,5 \text{ cm}$ .

• **Sens transversale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{27,65 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27,65 \times 10^3}{0,981 \times 22,5 \times 348} = 3,60 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 8HA14  $\Rightarrow A_{ad}^x = 12,31 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{78,34 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,110 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,110 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,942$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{78,34 \times 10^3}{0,942 \times 22,5 \times 348} = 10,62 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 8HA14  $\Rightarrow A_{ad}^x = 12,31 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau XI – 9 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

Zone	Sens	M (KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	Obs	$\beta$	As	Ferraillage	St (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
En travée	X-X	89,53	0,126	0,392	S.S.A	0,932	12,27	9HA14	12.5	13,85
	Y-Y	78,34	0,110		S.S.A	0,981	10,62	8HA14	15	12,31
Aux appuis	X-X	31,60	0,044		S.S.A	0,978	4,13	9HA14	12.5	13,85
	Y-Y	27,65	0,038		S.S.A	0,942	3,60	8HA14	15	12,31

Vérification à l'ELU.

❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que :

Sens longitudinale :

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \left( \frac{3 - 0,95}{2} \right) = 2,05 \text{ cm}^2$$

Sens transversale

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2,00 \text{ cm}^2$$

Avec :

W<sub>0</sub> : Pourcentage d'acier min réglementaire.

W<sub>0</sub> = 0.08% Pour les aciers FeE400

W<sub>x</sub> : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

• Ferraillage minimal :

Tableau XI – 10 : Vérification de la section minimale.

Sens	Zone	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Obs
X-X	Appuis	2,05	13,85	CV
	Travée	2,05	13,85	CV
Y-Y	Appuis	2,00	12,31	CV
	Travée	2,00	12,31	CV

❖ Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ Sens longitudinal :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (90 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

S<sub>t</sub> = 12.5 cm < 33cm..... Condition vérifiée.

✓ *Sens transversal :*

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte tangentielle (Art .A.5.2,2 BAEL91 modifiée99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

• *Au milieu de  $l_y$*

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 159,36 \times 3,60 \times 3,80 = 2180,04$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{2180,04}{3 \times 3,80} = 191,23$$

• *Au milieu de  $l_x$*

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2180,04}{2 \times 3,8 + 3,6} = 194,65$$

$$\tau_u = \frac{191,23 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,85$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

**2) Vérification à l'ELS :**

❖ **Evaluation des moments  $M_x$ ;  $M_y$  :**

*Sens longitudinal :*

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,0510 \times 116,07 \times 3,6^2 = 76,72 \text{ KN m.}$$

✓ *Moment aux appuis :*  $M_a^x = 0,3 \times 76,72 = 23,02 \text{ KN m.}$

✓ *Moment en travées :*  $M_t^x = 0,85 \times 76,72 = 65,21 \text{ KN m.}$

• *Sens transversal :*

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,875 \times 76,72 = 67,13 \text{ KN m.}$$

✓ *Moment aux appuis :*  $M_a^y = 0,3 \times 67,13 = 20,14 \text{ KN m.}$

✓ *Moment en travées :*  $M_t^y = 0,85 \times 67,13 = 57,06 \text{ KN m.}$

**Tableau XI – 11 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.**

Sens	Zone	$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-	Travée	65,21	13,85	0,603	0,885	28,48	241,51	348	8,48	15	Condition vérifiée
	Appuis	23,02	13,85	0,301	0,914	43,14	165,10	348	3,83	15	Condition vérifiée
Sens y-	Travée	57,06	12,31	0,503	0,891	31,73	251,66	348	7,93	15	Condition vérifiée
	Appuis	20,14	12,31	0,251	0,92	47,5	172,20	348	3,63	15	Condition vérifiée

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

**IX.3.4.2 Ferrailage des débords :**

❖ **Sollicitations de calcul :**

✓ **ELU :**  $q_u = 159,36 \text{ KN/ml} \implies M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-159,36 \times (0,5)^2}{2} = -19,92 \text{ KN.m}$

✓ **ELS :**  $q_s = 116,07 \text{ KN/ml} \implies M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-116,07 \times (0,5)^2}{2} = -14,50 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{19,92 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$\mu = 0,028 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,986$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,92 \times 10^3}{0,986 \times 22,5 \times 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12  $\implies A_{ad} = 5,65 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 5HA12  $\implies A_{ad} = 5,65 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

$A_{ad} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition est vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS :**

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$\rho_1 = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 22,5} = 0,251$  du tableau  $\rightarrow \beta_1 = 0,920$  et  $K_1 = 47,50$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{14,50 \times 10^6}{0,920 \times 565 \times 225} = 123,979$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{123,979}{47,50} = 2,61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$M_s$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
14,50	5,65	0,251	0,920	47,50	123,979	348	Condition vérifiée	2,61	15	Condition vérifiée

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{radier} > A_{débord}$  alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

**Ferraillage de la nervure :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

➤ **Sollicitation :**

✓ **Moment fléchissant :**

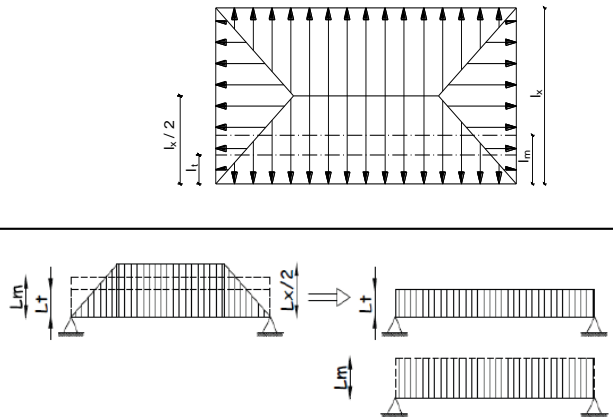
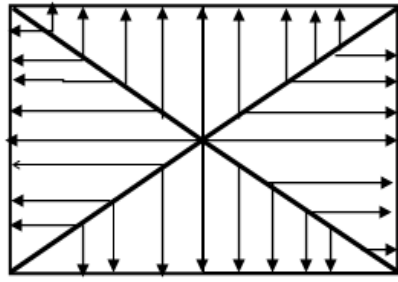
$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ **Effort tranchant :**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

Table

au XI – 12 : Répartitions simplifiée des chargements

Tableau XI- 13 : Calcul des charges de la nervure sens ( X-X ).

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
A - B	1	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04	382,08	139,14	278,29	143,42	286,85	104,46	208,93
	2	3,6	3,8	0,947	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04		139,14		143,42		104,46	
B - C	1	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04	382,08	139,14	278,29	143,42	286,85	104,46	208,93
	2	3,6	3,8	0,947	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04		139,14		143,42		104,46	
C - D	1	3,2	3,6	0,889	Triangulaire	1,07	0,80	159,36	116,07	169,81	339,63	123,68	247,37	127,49	254,98	92,86	185,71
	2	3,2	3,8	0,842	Triangulaire	1,07	0,80	159,36	116,07	169,81		123,68		127,49		92,86	
D - E	1	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04	382,08	139,14	278,29	143,42	286,85	104,46	208,93
	2	3,6	3,8	0,947	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04		139,14		143,42		104,46	
E - F	1	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04	382,08	139,14	278,29	143,42	286,85	104,46	208,93
	2	3,6	3,8	0,947	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04		139,14		143,42		104,46	

Tableau XI -14 : Calcul des charges de la nervure sens ( Y-Y ).

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	∑ Q <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	∑ Q <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	∑ Q <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	∑ Q <sub>st</sub>
1-2	1	3,6	3,8	0,947	Trapézoïdal	1,26	0,99	159,36	116,07	201,03	402,06	146,42	292,84	158,12	316,25	115,17	230,34
	2	3,6	3,8	0,947	Trapézoïdal	1,26	0,99	159,36	116,07	201,03		146,42		158,12		115,17	
2-3	1	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04	382,08	139,14	278,29	143,42	286,85	104,46	208,93
	2	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04		139,14		143,42		104,46	
3-4	1	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04	382,08	139,14	278,29	143,42	286,85	104,46	208,93
	2	3,6	3,6	1,000	Triangulaire	1,20	0,90	159,36	116,07	191,04		139,14		143,42		104,46	
4-5	1	3,6	3,8	0,947	Trapézoïdal	1,26	0,99	159,36	116,07	201,03	402,06	146,42	292,84	158,12	316,25	115,17	230,34
	2	3,6	3,8	0,947	Trapézoïdal	1,26	0,99	159,36	116,07	201,03		146,42		158,12		115,17	

**Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

**Sens longitudinale « X-X » :**

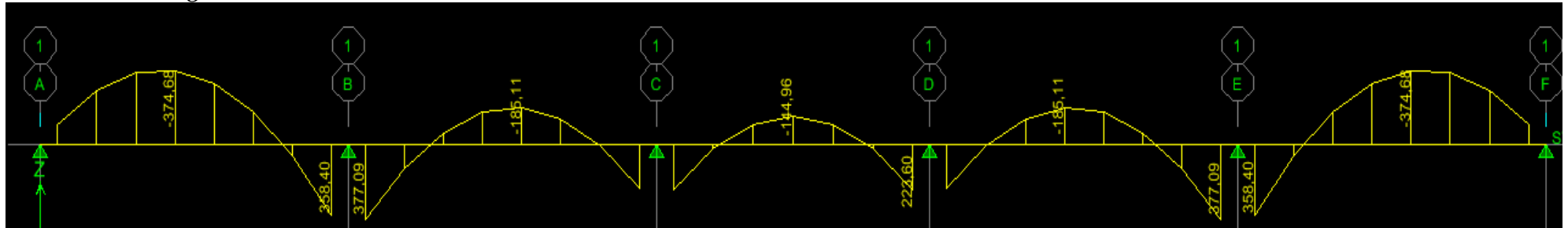


Figure IX- 1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

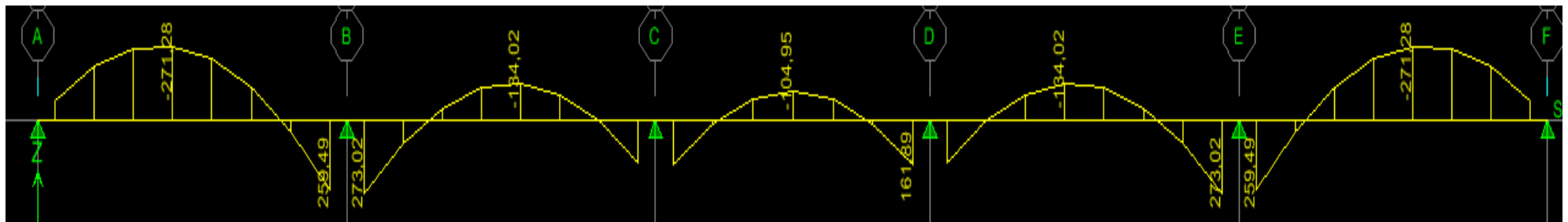


Figure IX- 2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

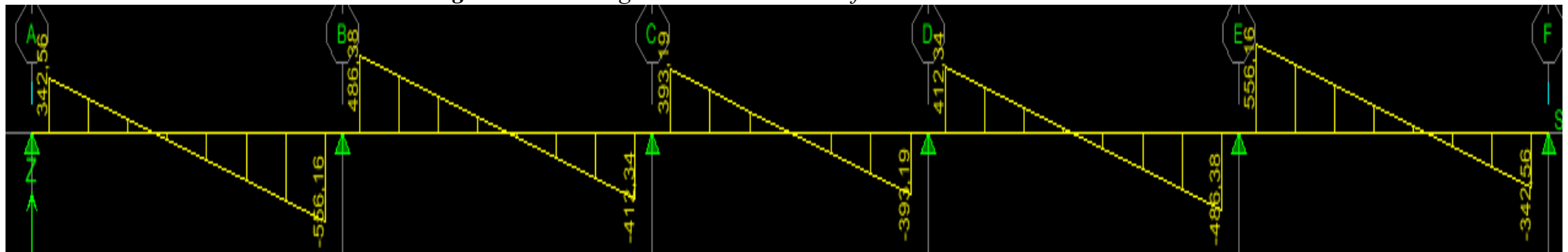


Figure XI- 3: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » :

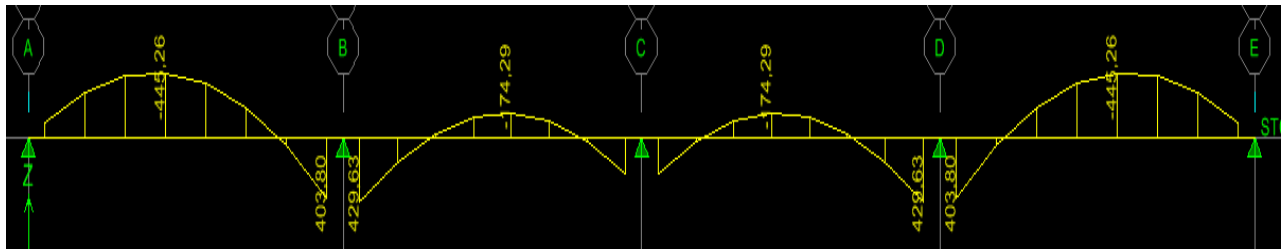


Figure IX- 4: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

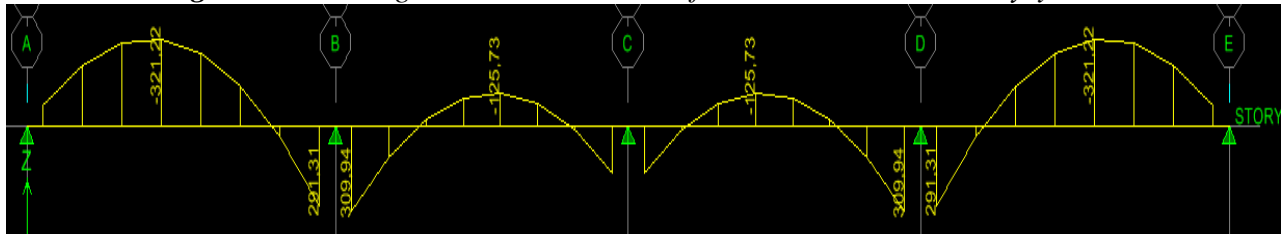


Figure IX- 5: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

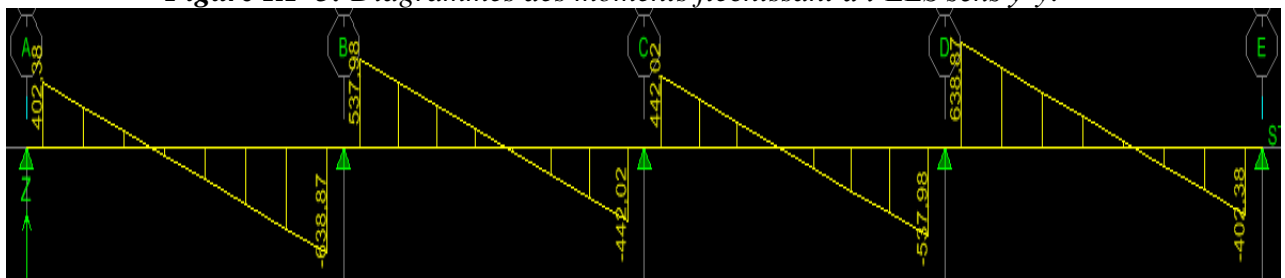


Figure XI- 6: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau XI – 15 : Efforts maximale.**

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{max}^a = 377,09$	$M_{max}^a = 273,02$	$M_{max}^a = 429,63$	$M_{max}^a = 309,94$
$M_{max}^t = 374,68$	$M_{max}^t = 271,21$	$M_{max}^t = 445,29$	$M_{max}^t = 321,22$
$T_{max} = 556,16$		$T_{max} = 638,87$	

**Calcul du ferrailage :**

$b = 50 \text{ cm}$      $h = 80 \text{ cm}$      $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$      $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$  ;  $A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau XI – 16 : Calcul du ferrailage.**

		M (KN. cm)	$\mu$	Obs	B	$A_s$	Choix	$A_{ad}$
X-	Appuis	377,09	0,009	S.S.A	0,9955	14,51	5HA16+5 HA 12	15,7
X	Travée	374,68	0,009	S.S.A	0,9955	14,42	5HA16+5 HA 12	15,7
Y-	Appuis	429,63	0,010	S.S.A	0,995	16,54	5HA16+5 HA 14	17,74
Y	Travée	445,29	0,010	S.S.A	0,995	17,15	5HA16+5 HA 14	17,74

**Vérification à l'ELU :**

1) **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1}{400} = 4,53 \text{ cm}^2$$

**Tableau XI – 17** Vérification de Condition de non fragilité

		$A_{Adepte}$	$A_{min}$	<i>Observation</i>
X-X	Appuis	15,7	4,53	<i>Condition vérifiée</i>
	Travée	15,7	4,53	<i>Condition vérifiée</i>
Y-Y	Appuis	17,74	4,53	<i>Condition vérifiée</i>
	Travée	17,74	4,53	<i>Condition vérifiée</i>

**Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures:**

**Zone nodal:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2 \text{ cm}$$

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

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens X-X :  $\tau_u = \frac{556,16 \times 10^3}{500 \times 800} = 1,39 < 2,5 \text{ MPa}$     Condition vérifiée

Sens Y-Y :  $\tau_u = \frac{638,87 \times 10^3}{500 \times 800} = 1,59 < 2,5 \text{ MPa}$     Condition vérifiée

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}. \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} \quad , \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

**Tableau XI – 18 : Vérification à l'ELS.**

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Observation
x-x	Travée	15,7	271,21	0,419	0,901	35,5	255,63	348	7,20	15	Condition vérifiée
	Appuis	15,7	273,02	0,419	0,901	35,5	257,34	348	7,25	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	17,74	321,22	0,473	0,896	33,08	269,45	348	8,15	15	Condition vérifiée
	Appuis	17,74	309,94	0,473	0,896	33,08	259,99	348	7,86	15	Condition vérifiée

**Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{1\text{m}} \times 80 = 2,4 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

## CONCLUSION GENERALE

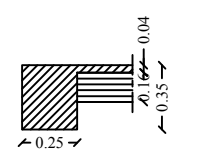
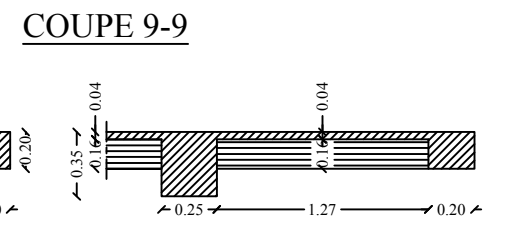
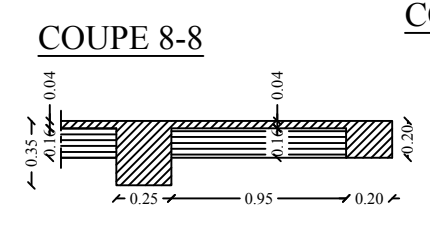
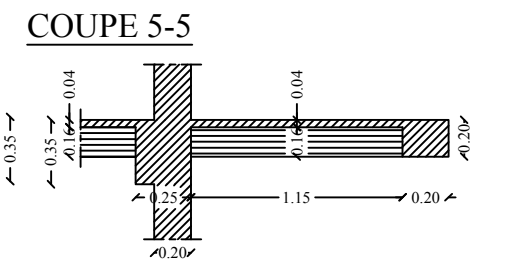
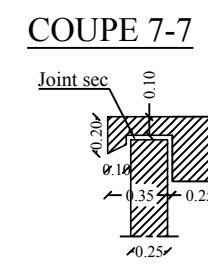
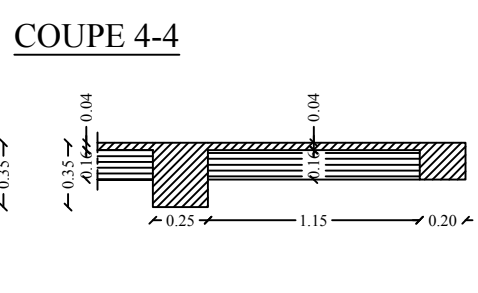
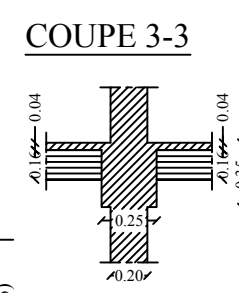
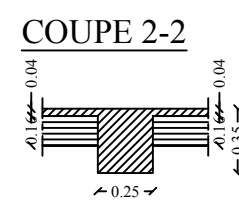
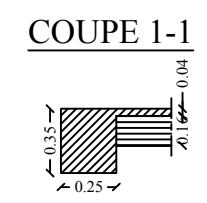
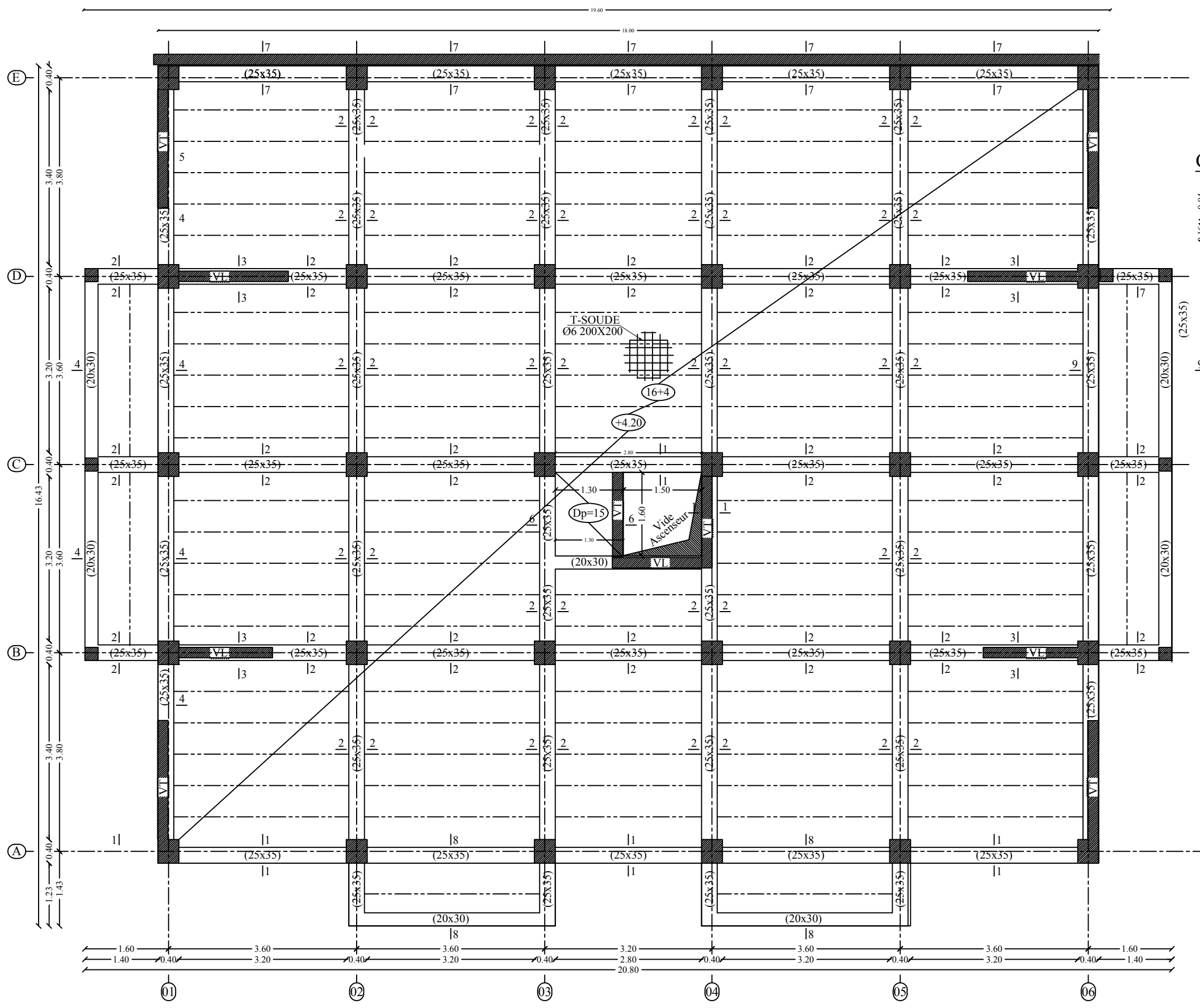
L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle.

Ce travail nous a aidés à découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien(RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre plusieurs choses très pratique telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD, SOCOTEC....

En effet, les difficultés rencontrés au cours de l'étude, nous ont d'abord permis de mettre en pratique nos connaissances théorique acquises tout au long de notre cursus universitaire, ensuite de nous documenter et a apprendre des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'as pas répondu à toutes les question que nous nous sommes posées , il nous a néanmoins permis de voir en général les étapes et les méthodes de calcul de la superstructure(élément structuraux et non structuraux) et l'infrastructure d'un bâtiment.

Au final nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

---

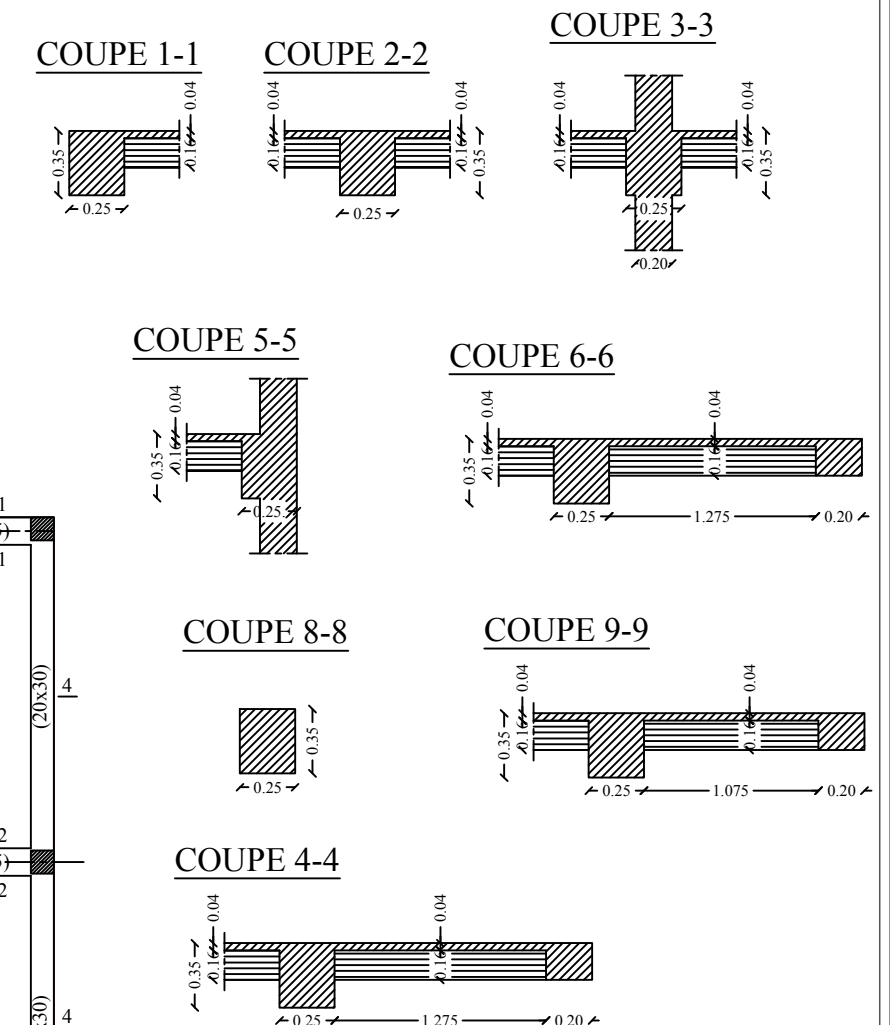
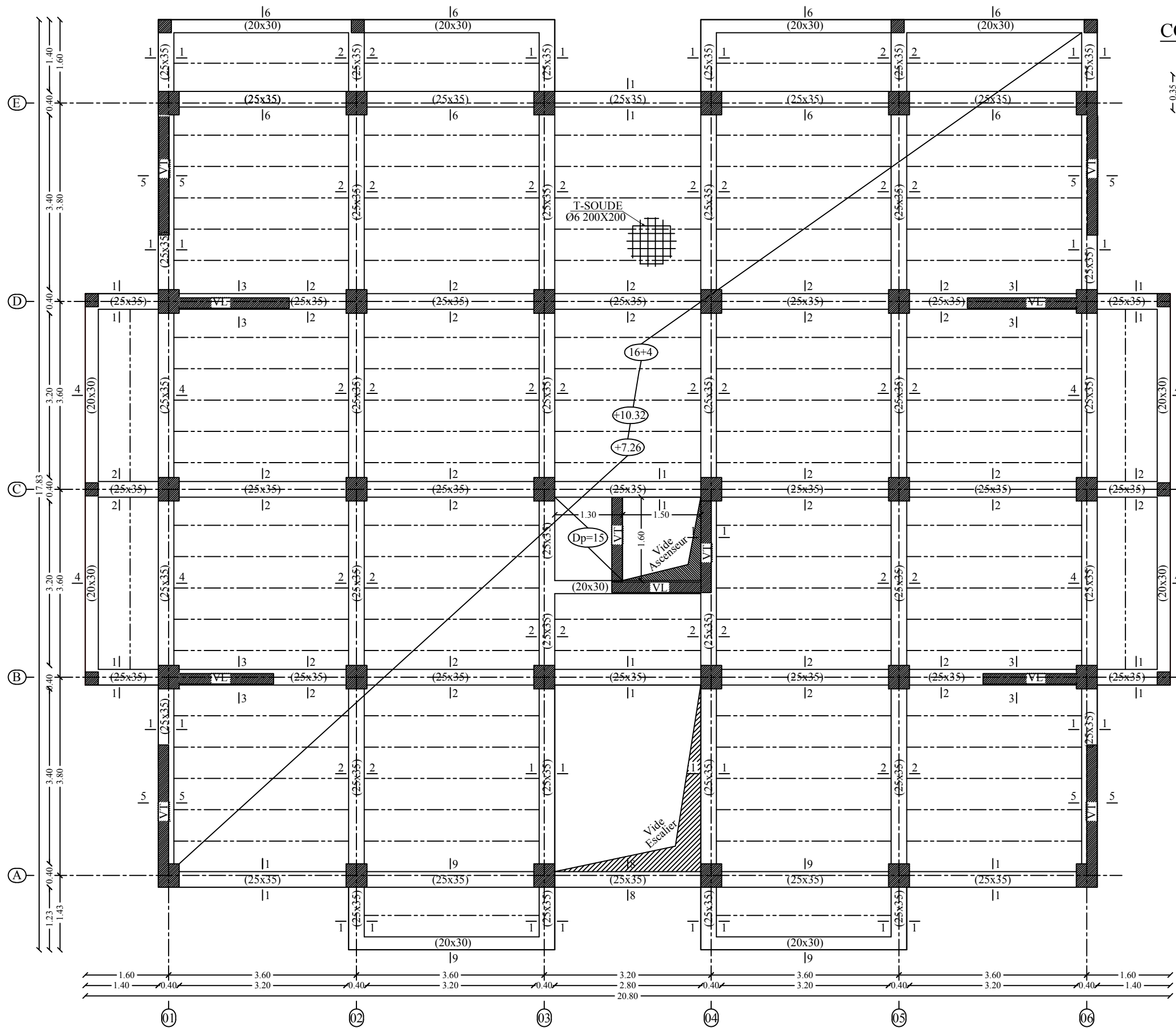
DIRIGE PAR :  
 Mme: AKMOUSSI

---

ETUDIER PAR:  
 BELLAHCENE DAHMANE  
 AIT ALLOUCHE SARA

---

**COFFRAGE PLANCHER**  
 NIV :+4.20 / P(40 x40)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Genie Civil

---

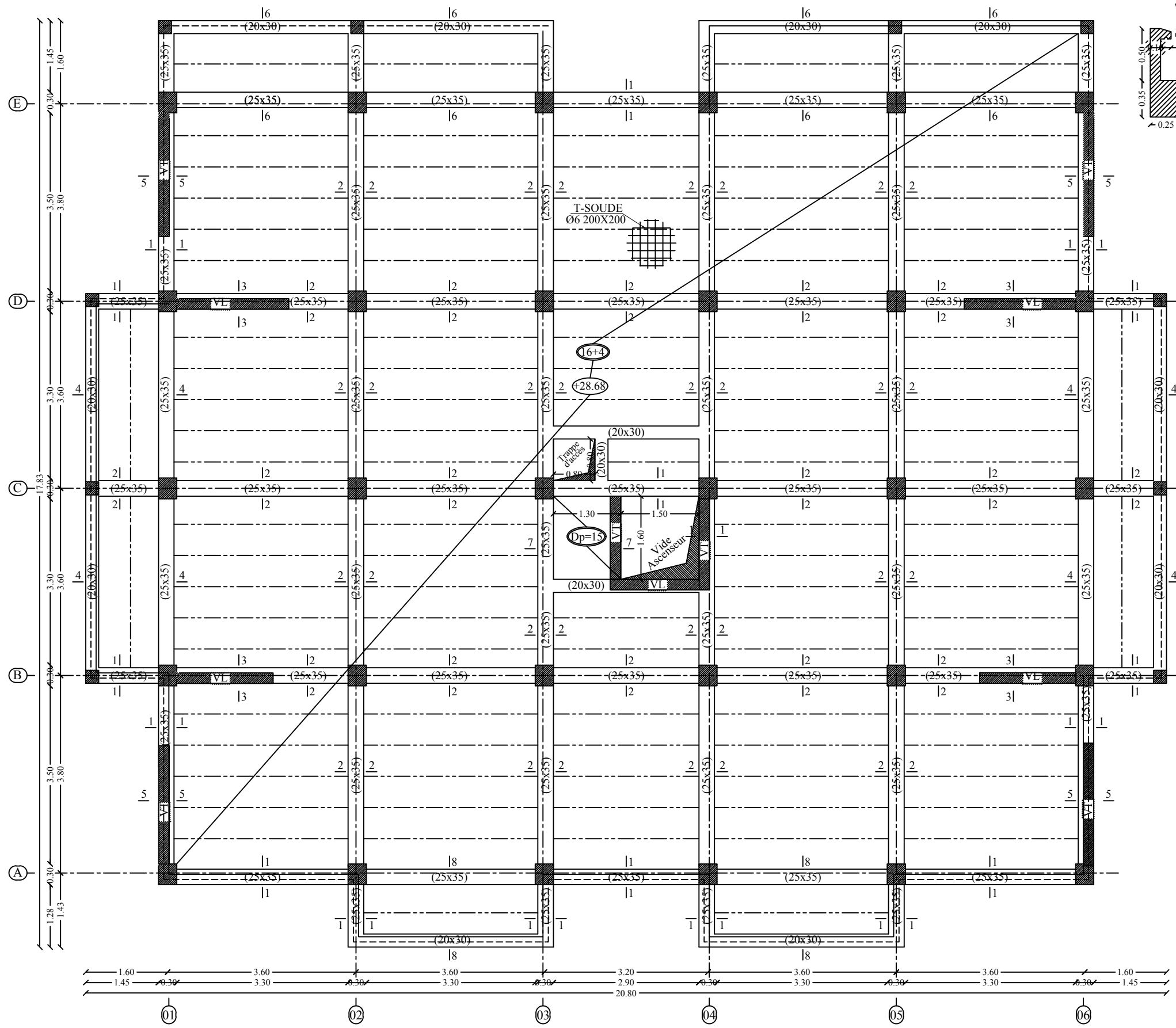
DIRIGE PAR :  
 Mme: AKMOUSSI

---

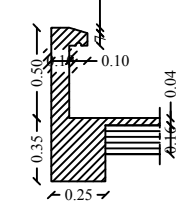
ETUDIANT PAR :  
 BELLAHCENE DAHMANE  
 AIT ALLOUCHE SARA

---

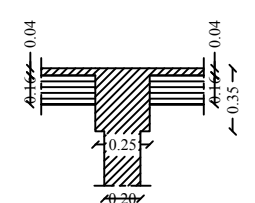
COFFRAGE PLANCHER NIV: +7.26+10.32 / P(40x40)  
 COFFRAGE PLANCHER  
 NIV: NIV.+13.38+16.44+19.50 / P(35x35)  
 COFFRAGE PLANCHER  
 NIV: NIV.+22.56+25.62+28.68 & +30.88 / P(30x30)



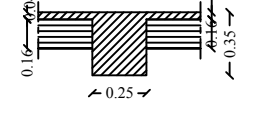
COUPE 1-1



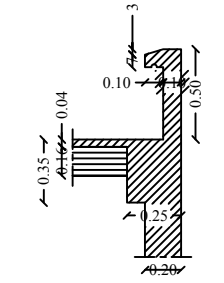
COUPE 3-3



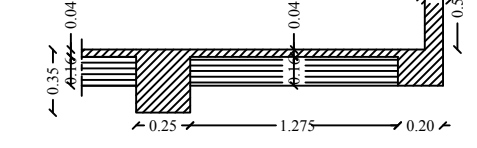
COUPE 2-2



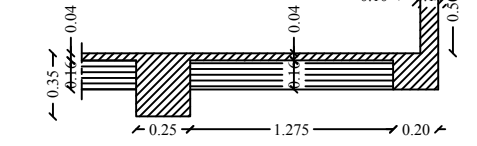
COUPE 5-5



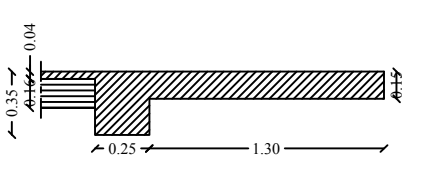
COUPE 4-4



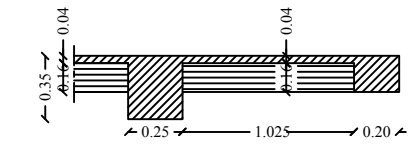
COUPE 6-6



COUPE 7-7

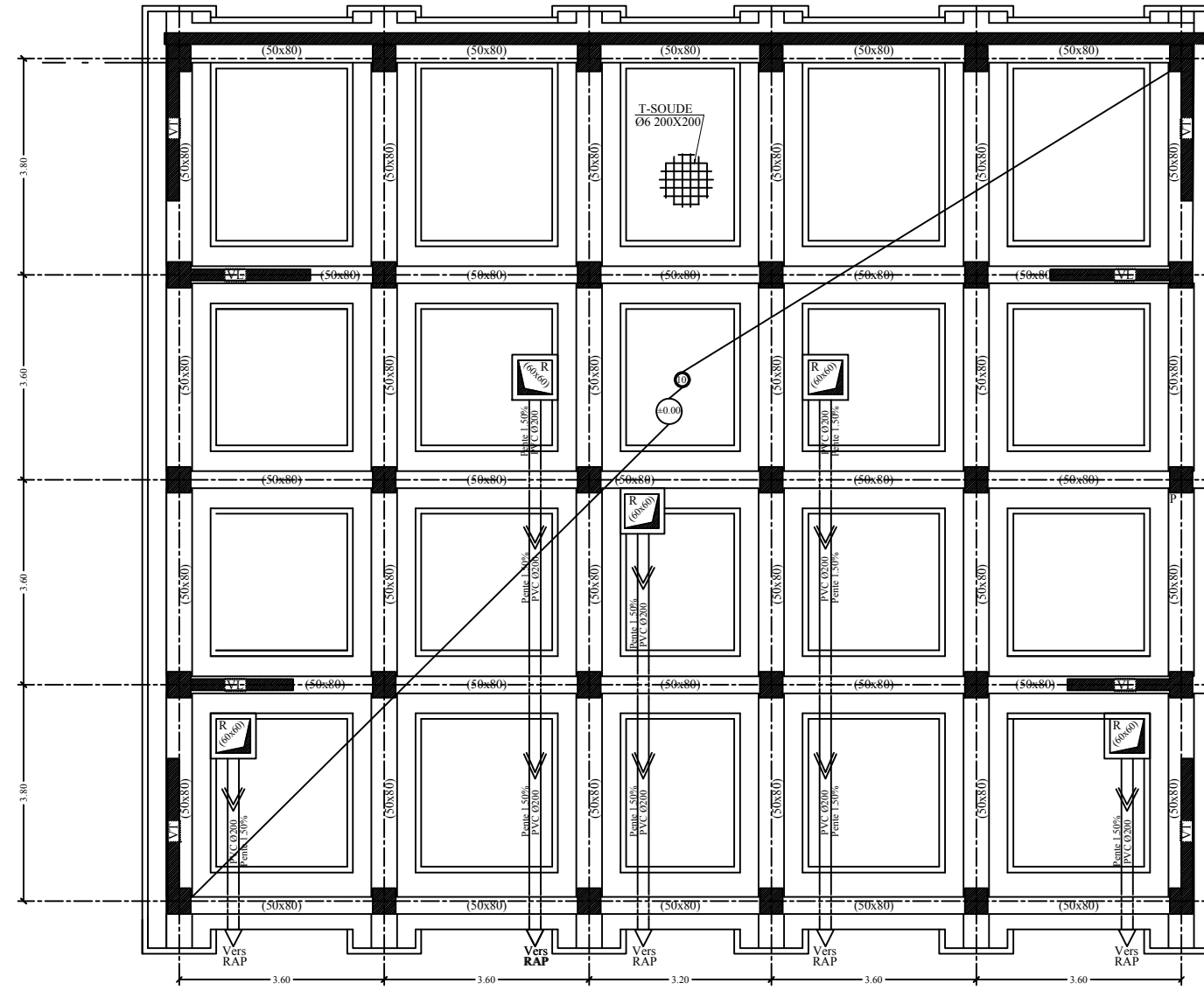


COUPE 8-8

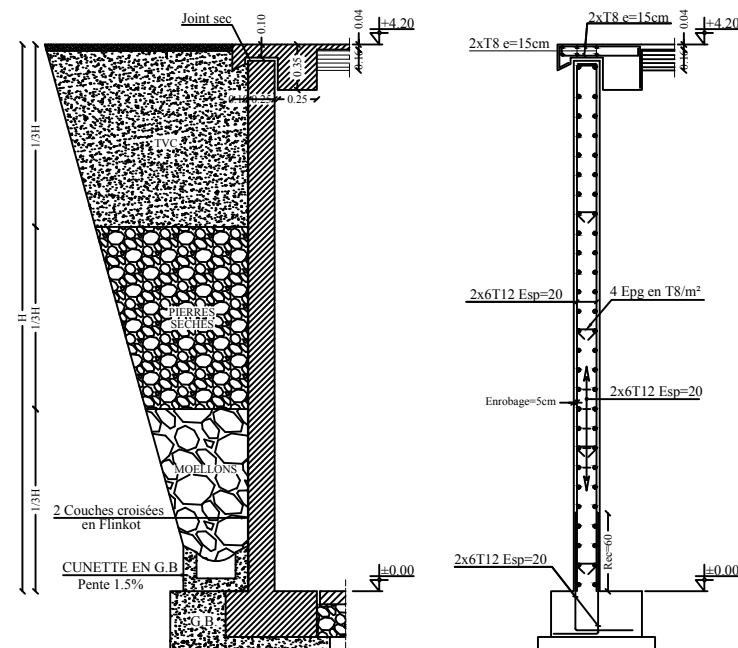


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR : <p style="text-align: center; margin-top: 10px;">Mme: AKMOUSSI</p>	COFFRAGE PLANCHER NIV: +28.68 / P(30x30)
ETUDIÉ PAR: BELLAHCENE DAHMANE AIT ALLOUCHE SARA	

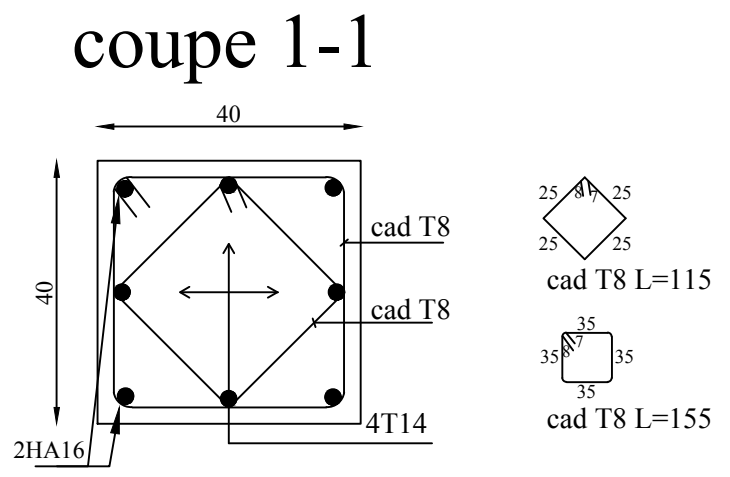
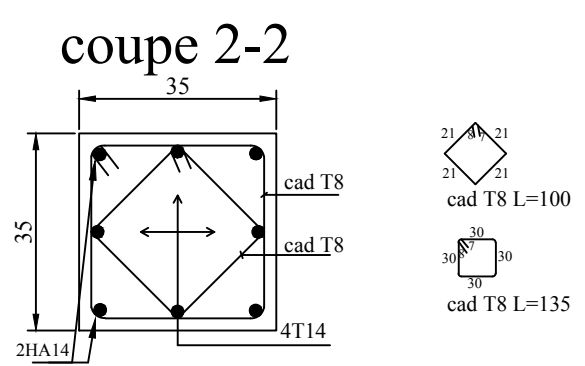
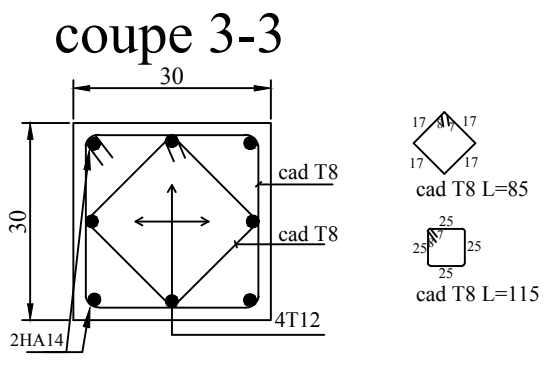
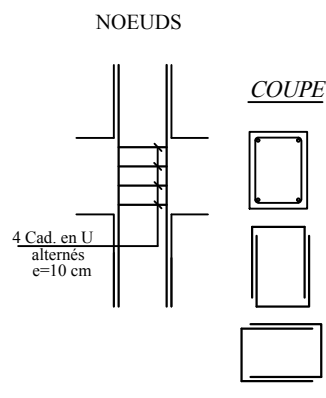
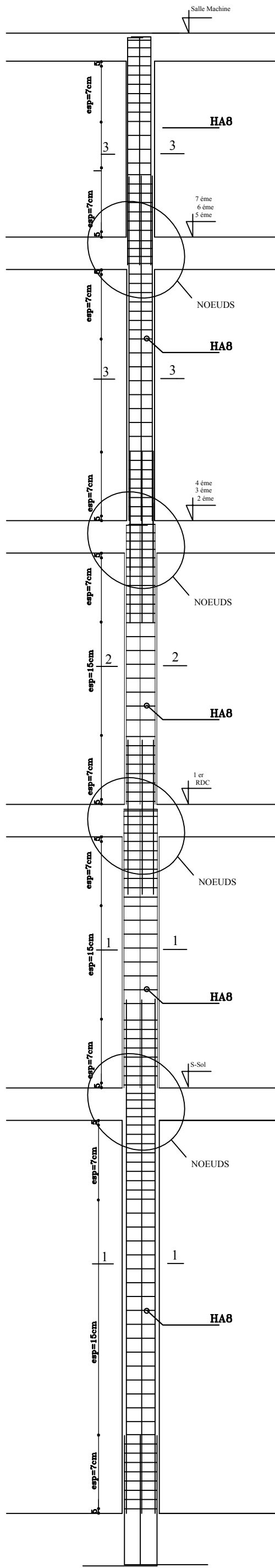


**COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU VOILE PLAQUE**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : Mme: AKMOUSSI	COFFRAGE ET FERRAILLAGE FONDATIONS NIV: ±0.00 / P(40x40)
ETUDIANT PAR: BELLAHCENE DAHMANE AIT ALLOUCHE SARA	



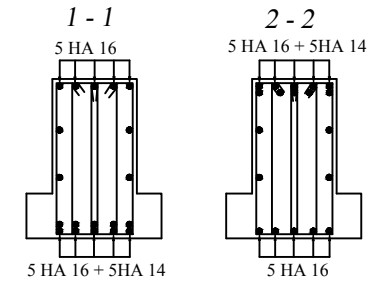
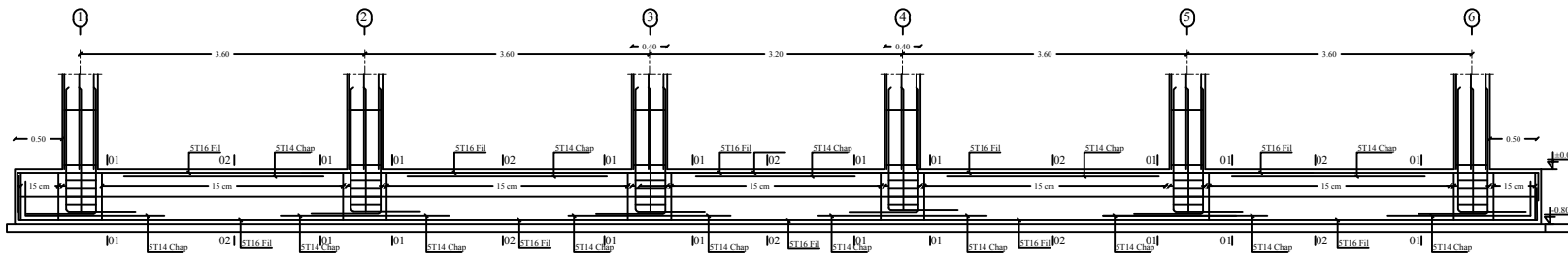
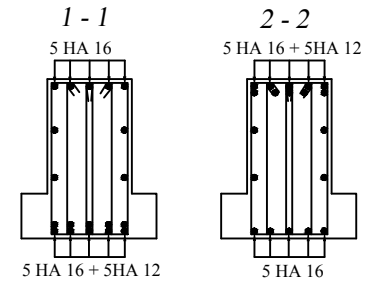
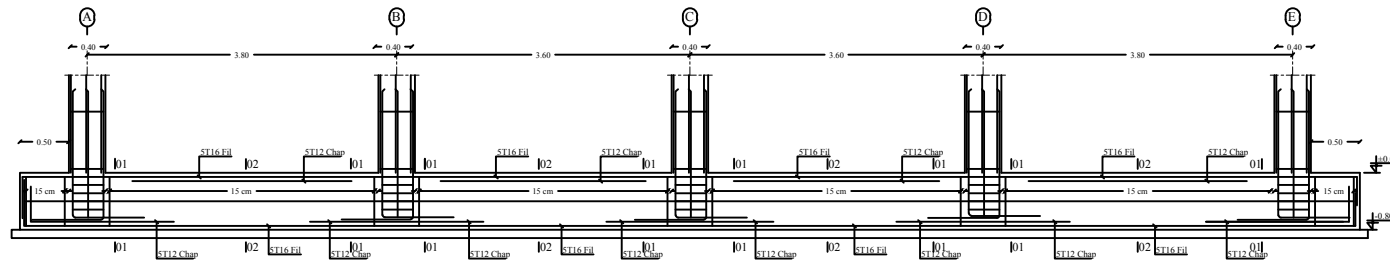


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

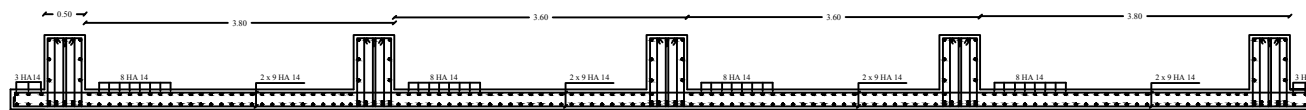
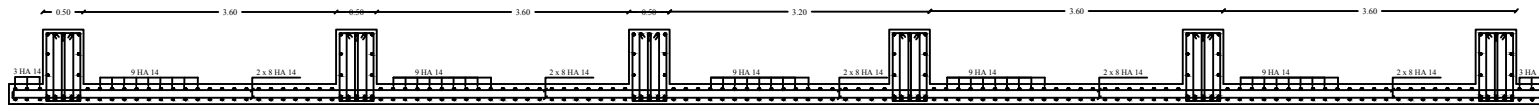
---

DIRIGE PAR : <b>Mme: AKMOUSSI</b>	<b>Ferrailages des poteaux</b>
ETUDIER PAR: <b>BELLAHCENE DAHMANE AIT ALLOUCHE SARA</b>	

EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES NERVURES (50x80)

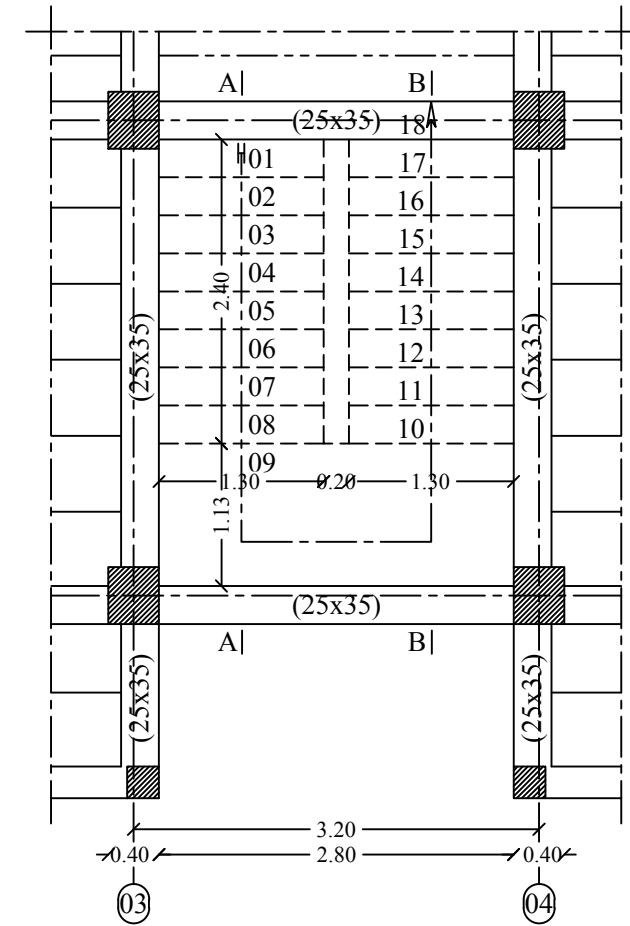
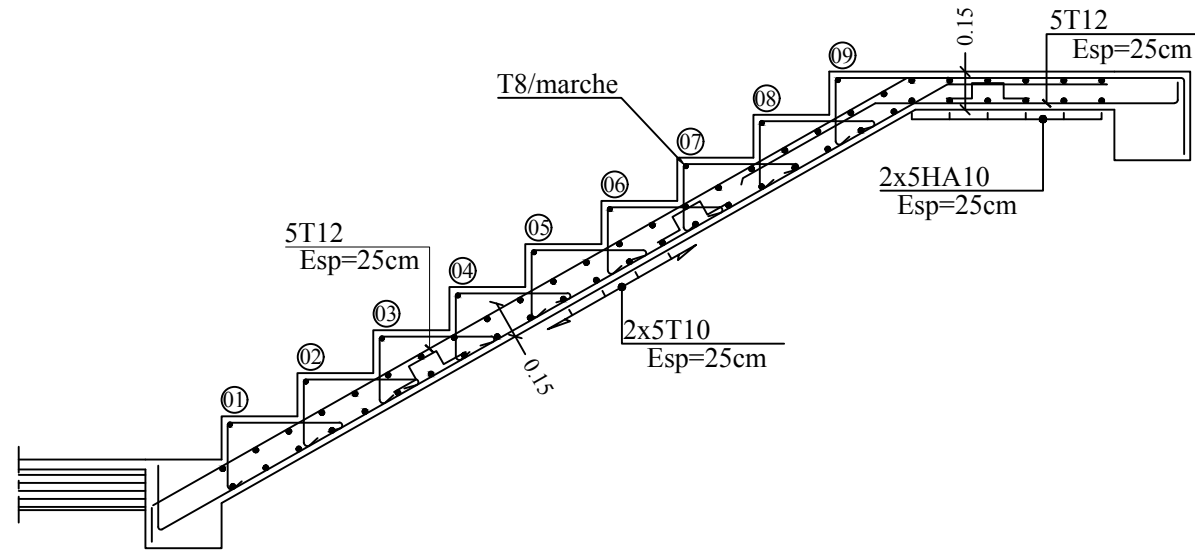


EXEMPLE DE FERRAILLAGE DE RADIER



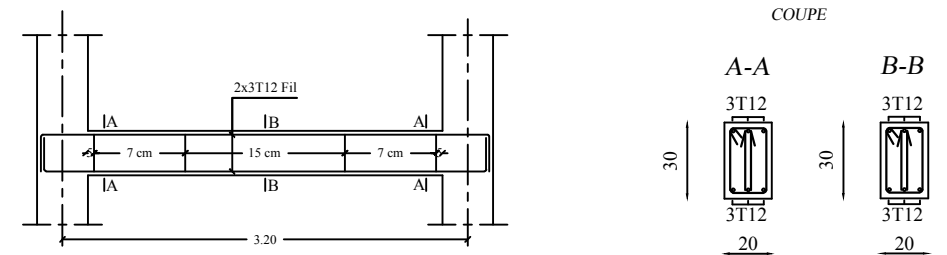
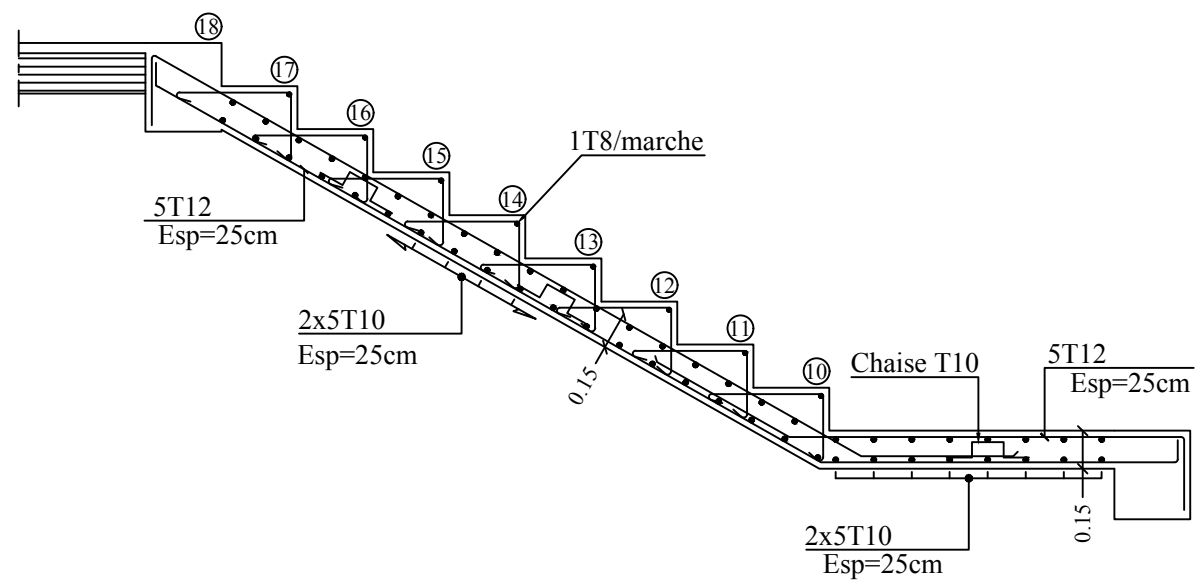
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULoud MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : <b>Mme: AKMOUSSI</b>	<b>FERRAILLAGE DES FONDATIONS</b> NIV: ±0.00 / P(40x40)
BELLAHCENE DAHMANE AIT ALLOUCHE SARA	

Coupe A-A



COFFRAGE DE L'ESCALIER

Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

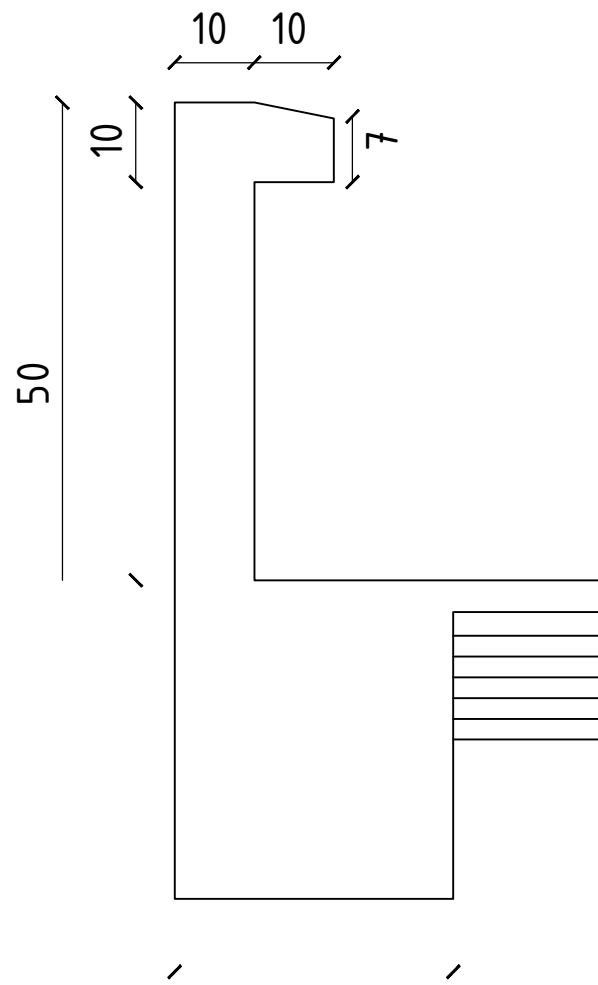
DIRIGE PAR :

Mme: AKMOUSSI

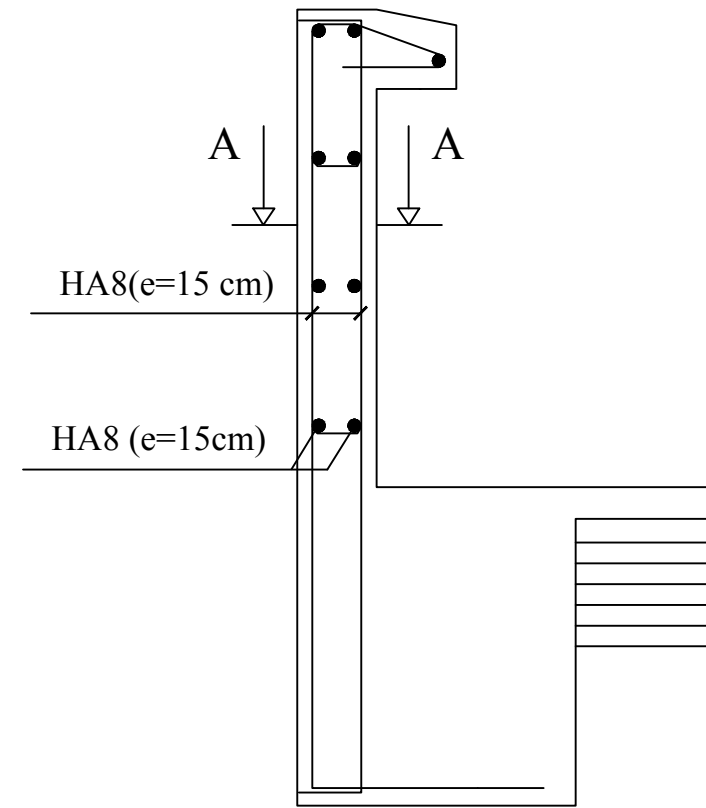
ETUDIER PAR:

BELLAHCENE DAHMANE  
AIT ALLOUCHE SARA

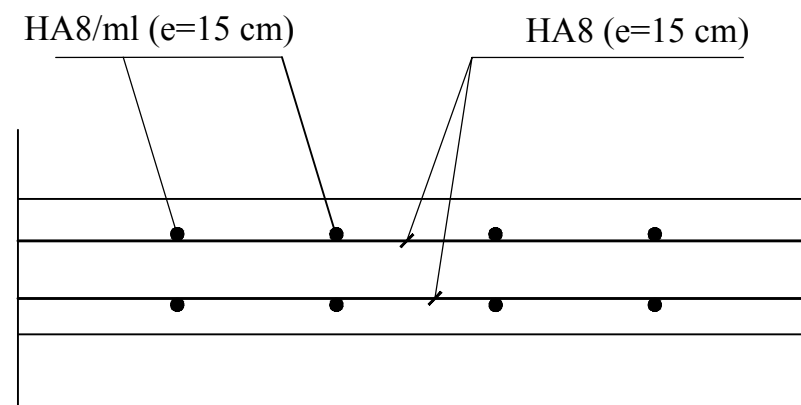
Ferrailages  
des escaliers



Coffrage de l'acrotère



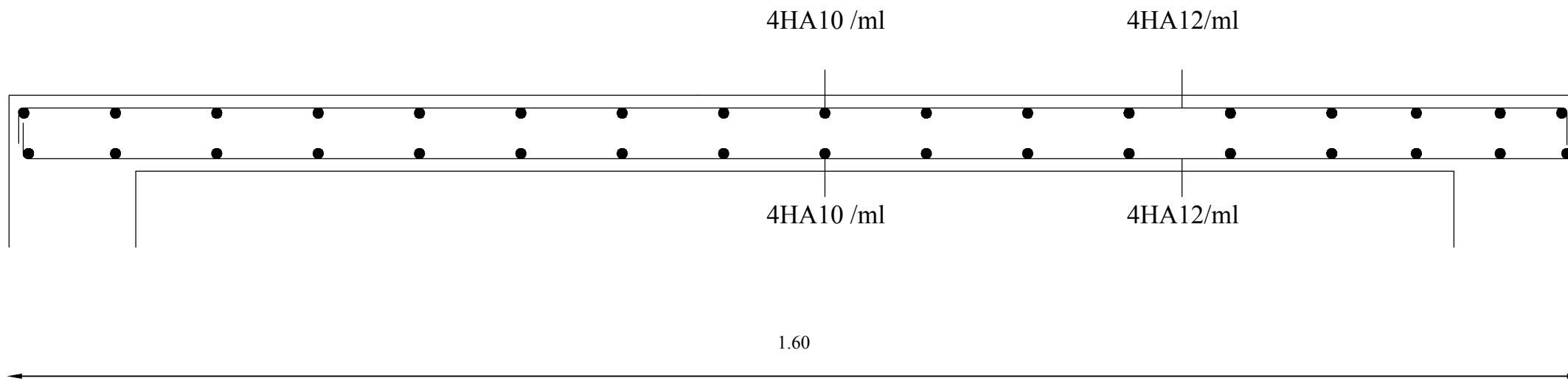
Ferraillage de l'acrotère



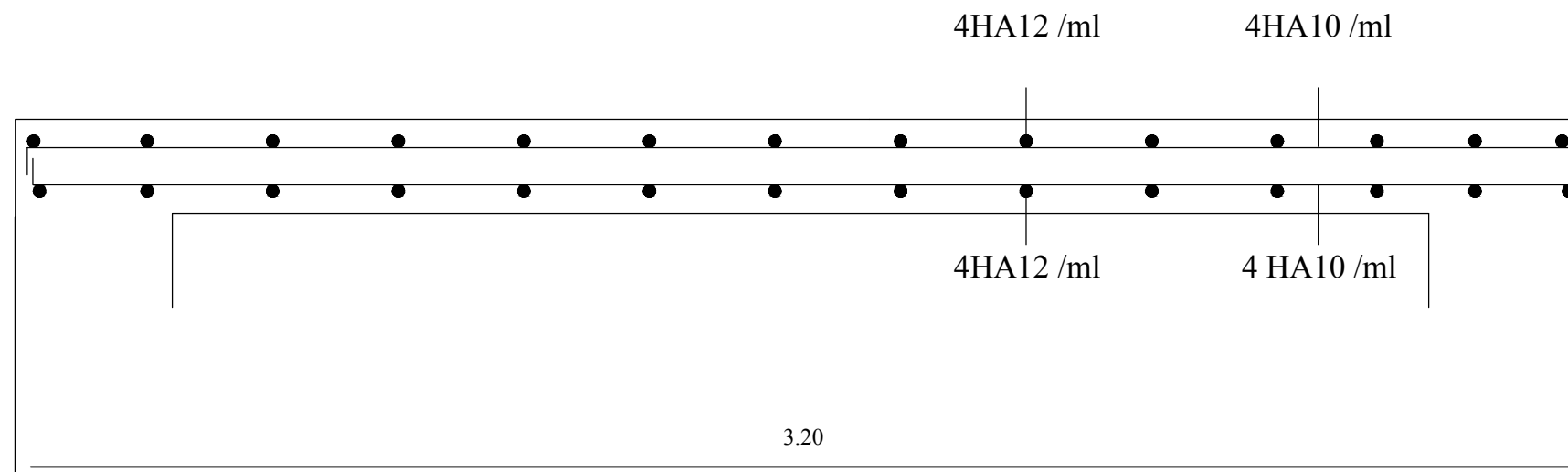
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : <b>Mme: AKMOUSSI</b>	<b>Ferraillage de l'Acrotère</b>
ETUDIÉ PAR : <b>BELLAHCENE DAHMANE AIT ALLOUCHE SARA</b>	

XX



YY



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou  
Faculte du Genie de la Construction  
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

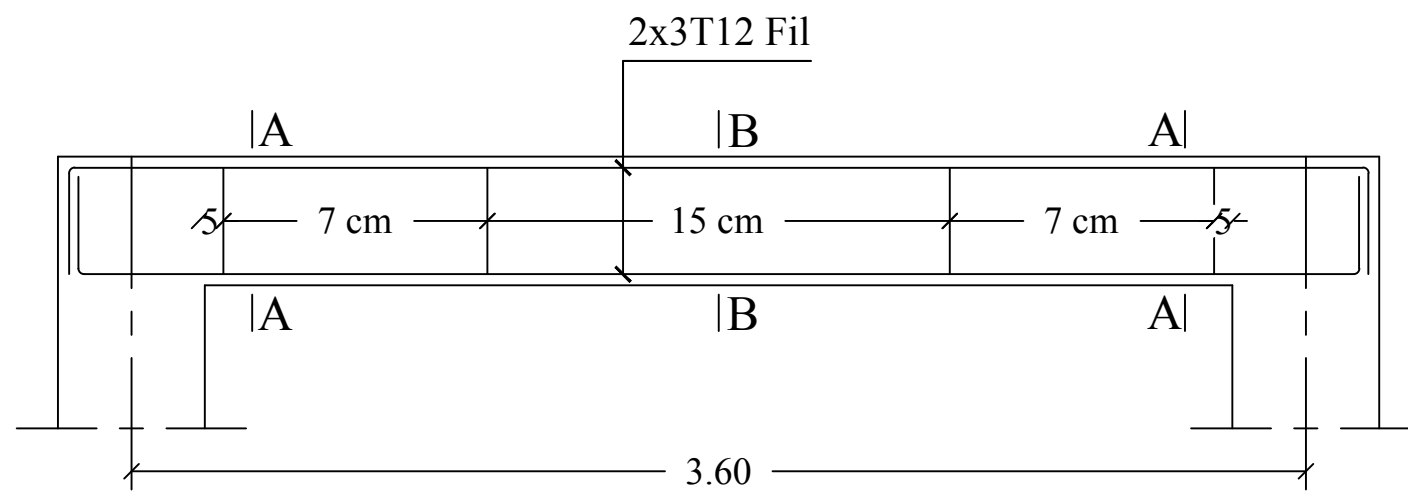
**Mme: AKMOUSSI**

*ETUDIER PAR:*

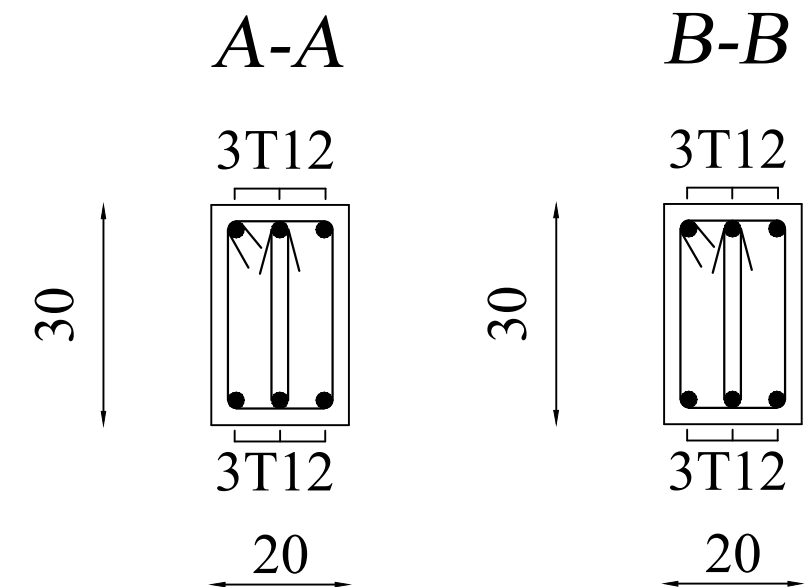
**BELLAHCENE DAHMANE  
AIT ALLOUCHE SARA**

Ferrailages de la  
salle machaine





COUPE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

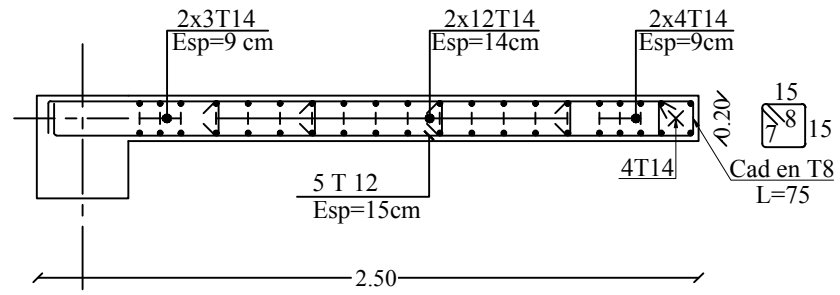
**Mme: AKMOUSSI**

ETUDIER PAR:

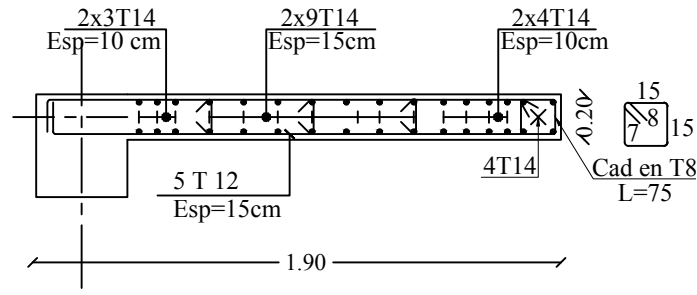
**BELLAHCENE DAHMANE  
 AIT ALLOUCHE SARA**

FERRAILLAGE  
 DE POUTRE DE CHINAGE

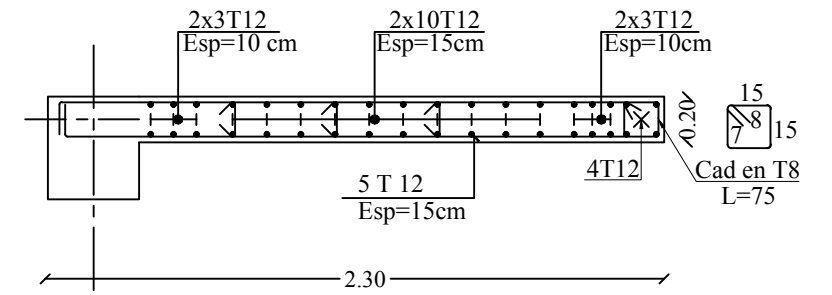
Ferrailage voile 2.50 niveaux S-Sol au RDC



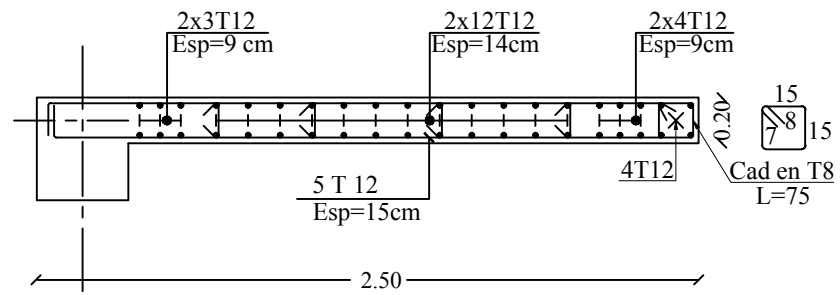
Ferrailage voile 1,90 niveaux S-Sol au RDC



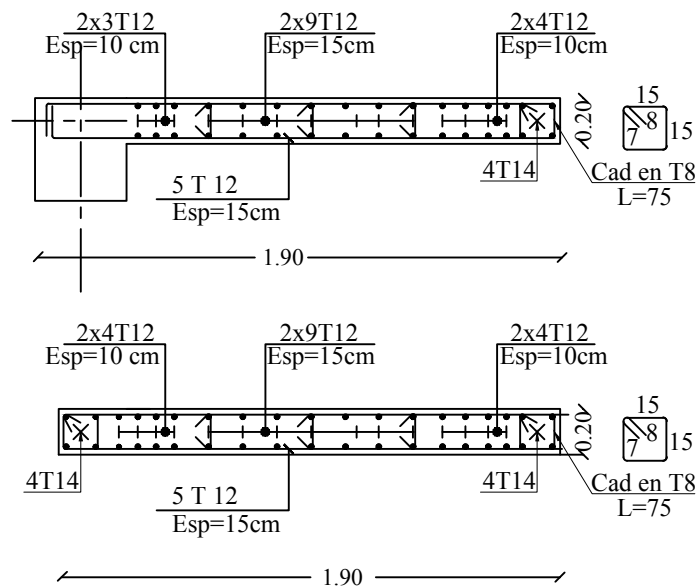
Ferrailage voile 2.30 pour tout les niveaux



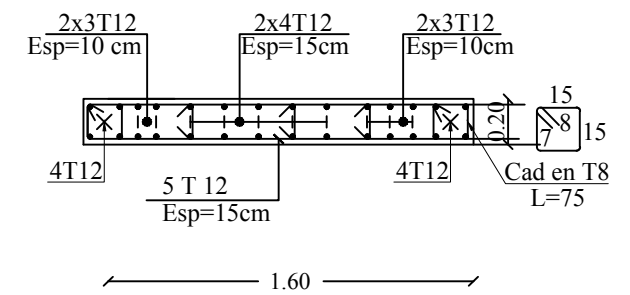
Ferrailage voile 2.50 niveaux 1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup>



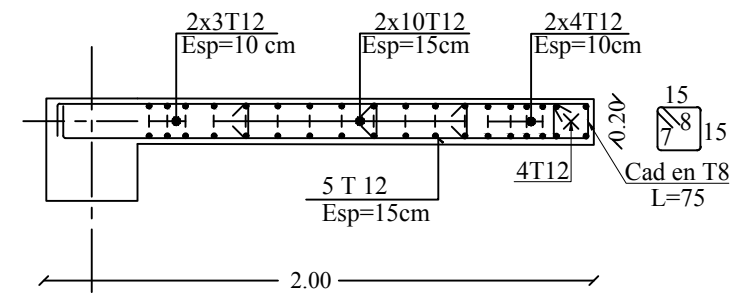
Ferrailage voile 1.90 niveaux 1<sup>er</sup> au 7<sup>eme</sup>



Ferrailage voile 1.60 pour tout les niveaux



Ferrailage voile 2.00 pour tout les niveaux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
**Mme :AKMOUSSI**

ETUDIER PAR:  
**BELLAHCENE DAHMANE**  
**AIT ALLOUCHE SARA**

FERRAILAGE DES VOILES  
 DE CONTREVENTEMENT