

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

(R+7) Contreventement mixte

L'étudiant :
LAROUCI Amina

Encadreur :
Mme. BENSMAIL Messaouda

Promotion Juillet 2019

Liste des tableaux

Tab I.1	Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé.....	9
Tab II.1	Charges permanente revenant au plancher terrasse.....	19
Tab II.2	Charges permanente revenant aux plancher étage courant.....	19
Tab II.3	Charge permanente revenant aux murs extérieurs.....	20
Tab II.4	Evaluation des charges de balcon terrasse.....	21
Tab II.5	Evaluation des charges de balcon étage courant.....	21
Tab II.6	Evaluation des charges sur la volée.....	21
Tab II.7	Evaluation des charges sur le palier.....	22
Tab III.1	Calcul des combinaisons.....	38
Tab III.2	résultat de ferrailage d'escalier.....	41
Tab III.3	Armatures longitudinale.....	46
Tab III.4	Vérification de la contrainte.....	46
Tab III.5	Résultat de ferrailage de poutre palier.....	47
Tab III.6	Combinaison des charges.....	50
Tab III.7	Résultat de ferrailage ELS.....	51
Tab III.8	Résultat de ferrailage de balcon.....	52
Tab III.9	Plancher terrasse cas de l'ELU.....	58
Tab III.10	Etage courante cas de l'ELU.....	59
Tab III.11	Plancher terrasse cas de l'ELS.....	60
Tab III.12	Etage courante cas de l'ELS.....	60
Tab III.13	Plancher terrasse cas de l'ELU.....	63
Tab III.14	étage courant cas de l'ELU.....	63
Tab III.15	Plancher terrasse cas de l'ELS.....	64
Tab III.16	Etage courante cas de l'ELS.....	65
Tab III.17	Résultat de ferrailage ELU.....	67
Tab III.18	Résultat de ferrailage ELS.....	67
Tab III.19	Ferrailage terrasse.....	68
Tab III.20	Résultat de ferrailage ELU.....	68
Tab III.21	Résultat de ferrailage ELS.....	68
Tab III.22	Ferrailage étage courant.....	69

Tab IV.1	valeur de la pression dynamique de référence.....	73
Tab IV.2	Pression dynamique sens 1.....	75
Tab IV.3	Pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.....	76
Tab IV.4	La pression due au vent (q) de la paroi verticale $C_{Pi}=0.8$	78
Tab IV.5	La pression due au vent (q) de la toiture $C_{Pi}=0.8$	78
Tab IV.6	La pression due au vent (q) du parois vertical $C_{Pi} = -0.5$	79
Tab IV.7	La pression due au vent (q) de la toiture $C_{Pi} = -0.5$	79
Tab IV.8	Valeurs des forces de frottement $C_{Pi} = 0.8$	81
Tab IV.9	Valeurs des forces de frottement $C_{Pi} = -0.5$	81
Tab IV.10	Pression dynamique sens 2.....	82
Tab IV.11	Pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.....	82
Tab IV.12	La pression due au vent (q) de la paroi verticale $C_{Pi}=0.8$	85
Tab IV.13	La pression due au vent (q) de la toiture $C_{Pi}=0.8$	85
Tab IV.14	La pression due au vent (q) du parois vertical $C_{Pi} = -0.5$	86
Tab IV.15	La pression due au vent (q) de la toiture $C_{Pi} = -0.5$	86
Tab IV.16	Valeurs des forces de frottement $C_{Pi} = 0.8$	87
Tab IV.17	Valeurs des forces de frottement $C_{Pi} = -0.5$	88
Tab IV.18	Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	91
Tab IV.19	Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	92
Tab IV.20	Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	94
Tab IV.21	Coefficient d'accélération de zone A.....	96
Tab IV.22	Valeurs de β et γ	96
Tab IV.23	Valeurs de ξ (%)......	97
Tab IV.24	Valeurs des pénalités	97
Tab IV.25	Les résultats des forces sismiques.....	98
Tab IV.26	Déplacements absolus pour les deux directions principales.....	100
Tab IV.27	Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité et l'excentricité	101
Tab IV.28	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.....	102
Tab IV.29	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.....	103
Tab IV.30	moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)...	104
Tab IV.31	moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)..	104
Tab V.1	Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	107
Tab V.2	Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	112

Tab V.3	Résultat de ferrailage de Poutres principales.....	117
Tab V.4	Résultat de ferrailage de Poutres secondaires.	117
Tab V.5	caractéristique de situation.....	118
Tab V.6	Pourcentage minimale des armatures longitudinales.....	119
Tab V.7	Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	120
Tab V.8	Tableau récapitulatif des résultats.....	123
Tab V.9	Tableau résumé les résultats de ferrailage.....	126
Tab V.10	Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....	132
Tab VI.1	La stabilité du radier sous (0.8G± E)	144
Tab VI.2	Vérification des contraintes des fondations.....	144
Tab VI.3	Calcul des armatures (ELU)	146
Tab VI.4	Calcul des armatures (ELS)	147
Tab VI.5	Ferrailage de radier.....	148
Tab VI.6	Ferrailage de nervure a l'ELU.....	151
Tab VI.7	Ferrailage de nervure a l'ELS.....	152

Liste des Figures

Fig. I.1	Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	6
Fig. I.2	Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	7
Fig. I.3	Diagramme déformation-contrainte de l'acier.....	9
Fig. II.1	Plancher à corps creux.....	15
Fig. II.2	Coupe transversale du Plancher à corps creux.....	16
Fig. II.3	Schéma statique de l'escalier.....	17
Fig. II.4	Dimensions d'un voile.....	17
Fig. II.5	Schéma statique de l'acrotère.....	18
Fig. II.6	Plancher terrasse.....	19
Fig. II.7	Plancher étage courant.....	20
Fig. II.8	Mur extérieurs en maçonnerie.....	20
Fig. II.9	surface afférente.....	22
Fig. II.10	surface afférente pot (A-1)	26
Fig. II.11	Surface afférente poteau (C-1)	29
Fig. III.1	section à ferrailer.....	34
Fig. III.2	schéma de ferrailage de l'acrotère.....	37
Fig. III.3	schéma statique d'escalier.....	37
Fig. III.4	Les charges sur l'escalier.....	38
Fig. III.5	Les diagrammes des moments et l'effort tranchant.....	39
Fig. III.6	Section à ferraille.....	39
Fig. III.7	Ferrailage d'escalier.....	44
Fig. III.8	Ferrailage de la poutre palière.....	49
Fig. III.9	Schéma statique.....	49
Fig. III.10	Section ferrillé.....	51
Fig. III.11	Plan de ferrailage balcon.....	54

Fig. III.12	Ferraillage des plancher.....	71
Fig. IV.1	Action du vent sur la structure.....	74
Fig. IV.2	Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois.....	76
Fig. IV.3	Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.....	77
Fig. IV.4	Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois.....	82
Fig. IV.5	Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.....	83
Fig. IV.6	Déposition des voiles.....	91
Fig. IV.7	Déposition des voiles.....	92
Fig. IV.8	Première mode de vibration vue en plan.....	94
Fig. IV.9	Deuxième mode de vibration vue en plan.....	95
Fig. IV.10	Troisième mode de vibration vue en plan.....	95
Fig. IV.11	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	99
Fig. V.1	Schéma de ferraillage des poutres.....	118
Fig. V.2	Schéma de ferraillage des poteaux.....	127
Fig. V.3	Schéma de ferraillage de voile.....	136
Fig. VI.1	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens (x-x)	149
Fig. VI.2	Diagramme des efforts tranchant à l'ELU sens (x-x)	149
Fig. VI.3	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens (y-y)	150
Fig. VI.4	Diagramme des efforts tranchant à l'ELU sens (y-y)	150
Fig. VI.5	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens (x-x)	150
Fig. VI.6	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens (y-y)	151
Fig. VI.7	Schéma de ferraillage de la nervure sur appui et en travée.....	154
Fig. VI.8	schéma de ferraillage de la radier.....	154

INTRODUCTION GENERALE

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil c'est : la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à prés enter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

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 coûts du projet (les dépenses).
- ◆ Confort
- ◆ Esthétique.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation, contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques, cet ouvrage sera implanté dans une région classée en Zone II à (wilaya de M'sila), de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003).

Cette mémoire traite la modélisation des structures en béton armé à l'aide du logiciel ROBOT. Nous avons fait l'étude du comportement statique et dynamique d'un bâtiment à usage d'habitation sous charges verticales et l'action sismique. Le but de ce travail est de déterminer les contraintes, les charges et les forces sismiques et puis mettre les solutions nécessaires.

المخلص

اشتملت الدراسة على المحاور التالية:

المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشمل على تعريف المشروع والبنية مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر المكونة لها.

المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية (المدارج والبلاطات المفرغة.....)

المحور الثالث: الدراسة الميكانيكية بواسطة برنامج تسليح مختلف ROBOT الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح العناصر المكونة للبنية مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائية المقاومة للزلازل أما المحور الأخير يشمل RPA99 على دراسة الأجزاء المقاومة (الأعمدة؛ العارضات والأساسات)

اعتمادا علي BAEL91 et RPA99

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation constitué à un rez- de- chaussée + 7 étages, implanté dans la wilaya de M'sila.

Cette étude se compose de quatre parties :

- La première partie c'est la présentation générale du projet avec une description de l'ouvrage et les caractéristiques géométriques de l'ouvrage. Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée au calcul les éléments de l'ouvrage (l'escalier, planchers et l'acrotère).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres ; voiles ; fondation).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Sommaire

Dédicace	I
Remerciements	II
Nomenclature.....	III
Sommaire	VI
Liste des figures.....	XV
Liste des tableaux	XVII
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
1. Introduction.....	3
2. Description de l'ouvrage.....	3
2.1. Caractéristiques de la structure.....	3
3. Conception de la structure du bâtiment.....	4
3.1. Structure de contreventement.....	4
3.2. Le plancher.....	4
3.3. Maçonneries.....	4
3.4. Escaliers.....	4
3.5. Acrotère.....	4
3.6. Ascenseur	4
3.7. Revêtement.....	4
4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
4.1. Béton.....	5
4.1.1. Composition du béton	5
4.1.2. Résistance à la compression f_{cj} : BAEL 91 (Art : A.2.1.1.1).....	5

4.1.3.	Résistance à la traction : BAEL 91 (Art : A.2.1.1.2).....	6
4.1.4.	Modules de déformation longitudinale : BAEL 91 (Article A.2.1.2).....	6
4.1.5.	Coefficient de poisson : ν BAEL 91 (Art : A.2.1.3).....	7
4.1.6.	Contraintes limite : BAEL 91(Art. A.4.4).....	7
4.2.	Acier.....	8
4.2.1.	Contrainte limite.....	9
5.	Les actions : BAEL91 Art. A.3.1 p : 14.....	10
5.1.	Les actions permanentes (G).....	10
5.2.	Les actions variables (Q).....	10
5.3.	Les actions accidentelles (F_a).....	10
6.	Sollicitations : BAEL91 Art. A.3.2 p : 19.....	10
 Chapitre II : pré dimensionnement est descente de charge		
I.	Pré dimensionnement des éléments.....	13
1.	Introduction.....	13
2.	Pré dimensionnement des éléments principaux	13
2.1.	Les poutres.....	13
2.1.1.	Les poutres principales.....	13
2.1.2.	Poutres secondaire.....	14
2.2.	Les poteaux.....	14
2.3.	Planchers.....	15
2.3.1.	Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	15
2.4.	Les escaliers.....	16
2.5.	Les voiles.....	17
2.6.	Acrotère.....	18
2.7.	Balcon.....	18

II.	La descente des charges.....	18
1.	Introduction.....	18
2.	Evaluation des charges.....	18
2.1.	Plancher terrasse.....	19
2.2.	Plancher étage courant.....	19
2.3.	Murs extérieurs en maçonnerie.....	20
2.4.	Les balcons.....	20
2.5.	Les escaliers.....	21
Chapitre III : Etude des éléments secondaires		
1.	Introduction.....	33
2.	L'acrotère.....	33
2.1.	Mode de travaille.....	33
2.2.	Evaluation des charges.....	33
2.3.	Vérification du ferrailage vis à vis du séisme	34
2.4.	Sollicitation.....	34
2.5.	Ferrailage de la section	35
2.6.	Condition De Non Fragilité : BAEL art (A.4.2.1).....	36
2.7.	Vérification De L'effort Tranchant : BAEL art (A.5.1, 1).....	36
2.8.	Armatres de répartition : BAEL(A.8.2.41).....	36
3.	Les escaliers.....	37
3.1.	Méthode de calcul.....	37
3.2.	Détermination des sollicitations.....	38
3.3.	Calcul de ferrailage.....	39

3.4.	Les armatures longitudinales.....	40
3.5.	Conditions de non fragilité.....	40
3.6.	Vérification de la contrainte de cisaillement	41
3.7.	L'espacement entre les armatures : BAEL91 (art 8.2.42).....	41
3.8.	Vérification de la flèche: BAEL (art B.6.5.1).....	42
3.9.	Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2).....	42
4.	Calcul de la poutre palier.....	45
4.1.	Introduction.....	45
	..	
4.2.	Dimensionnement.....	45
	...	
4.3.	Evaluations des charges.....	45
4.4.	Combinaison.....	45
	...	
4.5.	Ferraillage.....	45
	...	
4.6.	Calcul de la poutre palière a la torsion.....	48
5.	Le balcon.....	49
5.1.	Méthode de calcul.....	49
5.2.	Combinaison des charges.....	49

5.3.	Calcul des sollicitations.....	50
5.4.	Calcul des sollicitations.....	50
5.4.1.	Les combinaisons d'action.....	50
5.5.	Calcul du ferrailage.....	51
5.5.1.	Armatures longitudinales.....	51
5.5.2.	Vérification de l'effort tranchant: BAEL91 (A.5.1).....	52
5.5.3.	Les armatures de répartition.....	52
5.5.4.	Espacement Entre Les Armatures.....	53
6.	Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1).....	53
7.	Les planchers.....	54
7.1.	Introduction.....	54
7.2.	Méthode de calcul.....	55
7.3.	Calcul des poutrelles.....	55
7.4.	Les combinaisons d'action.....	56
7.4.1.	Détermination des sollicitations.....	57

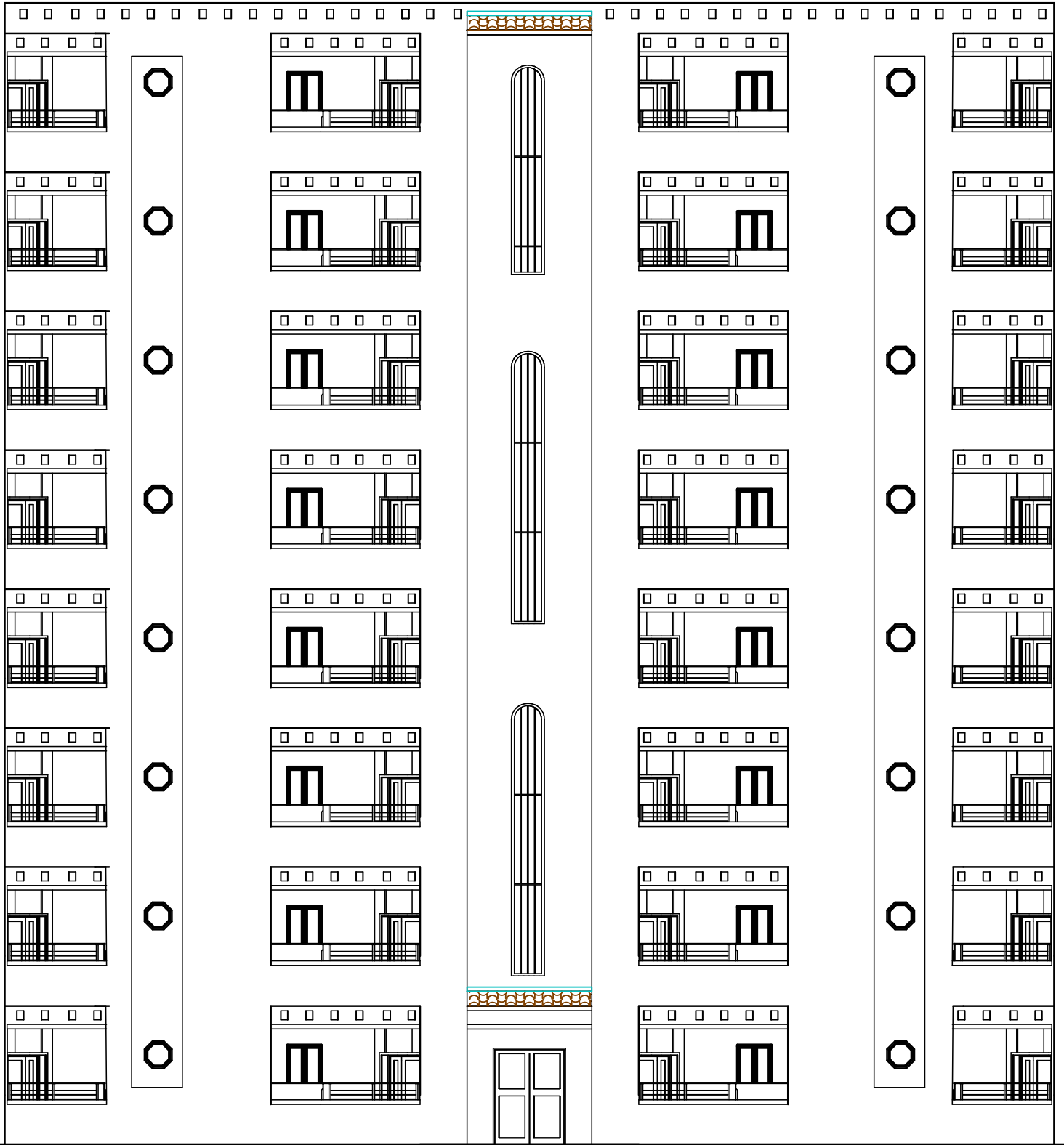
7.5.	Calcul du ferrailage.....	66
7.5.1.	Les armatures longitudinales.....	67
7.5.2.	Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1).....	69
7.5.3.	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1.31).....	70
	
7.6.	Vérification de la flèche: BAEL91 (B.6.8, 424).....	70
7.7.	La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423).....	70
	Chapitre IV : Etude dynamique	
I.	Etude du vent.....	73
1.	Introduction.....	73
2.	Application des R N V 99.....	73
II.	Etude sismique.....	88
1.	Introduction.....	88
2.	Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1).....	88
2.1.	Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2).....	89
2.2.	La méthode d'analyse modale spectrale	89
2.3.	Classification de l'ouvrage selon les RPA99/ Version 2003	90
3.	Analyse de la structure	90
3.1.	Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires.....	90
	...	

3.1.1.	Première variante.....	90
3.1.2.	Deuxième variante.....	91
4.	Système de contreventement.....	93
4.1.	Les schémas des trois premiers modes de vibration.....	94
5.	calcul de l'action sismique.....	95
6.	Vérification les déplacements.....	100
7.	Caractéristique géométrique et massique.....	100
8.	L'excentricité accidentelle.....	101
9.	Justification de l'effort P- Δ	102
10.	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	103
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux		
1.	Introduction.....	108
2.	Ferrailage des poutres.....	108
2.1.	Combinaisons d'actions.....	108
2.2.	Recommandations du RPA 99/version 2003.....	108
3.	Les poutres principales	109

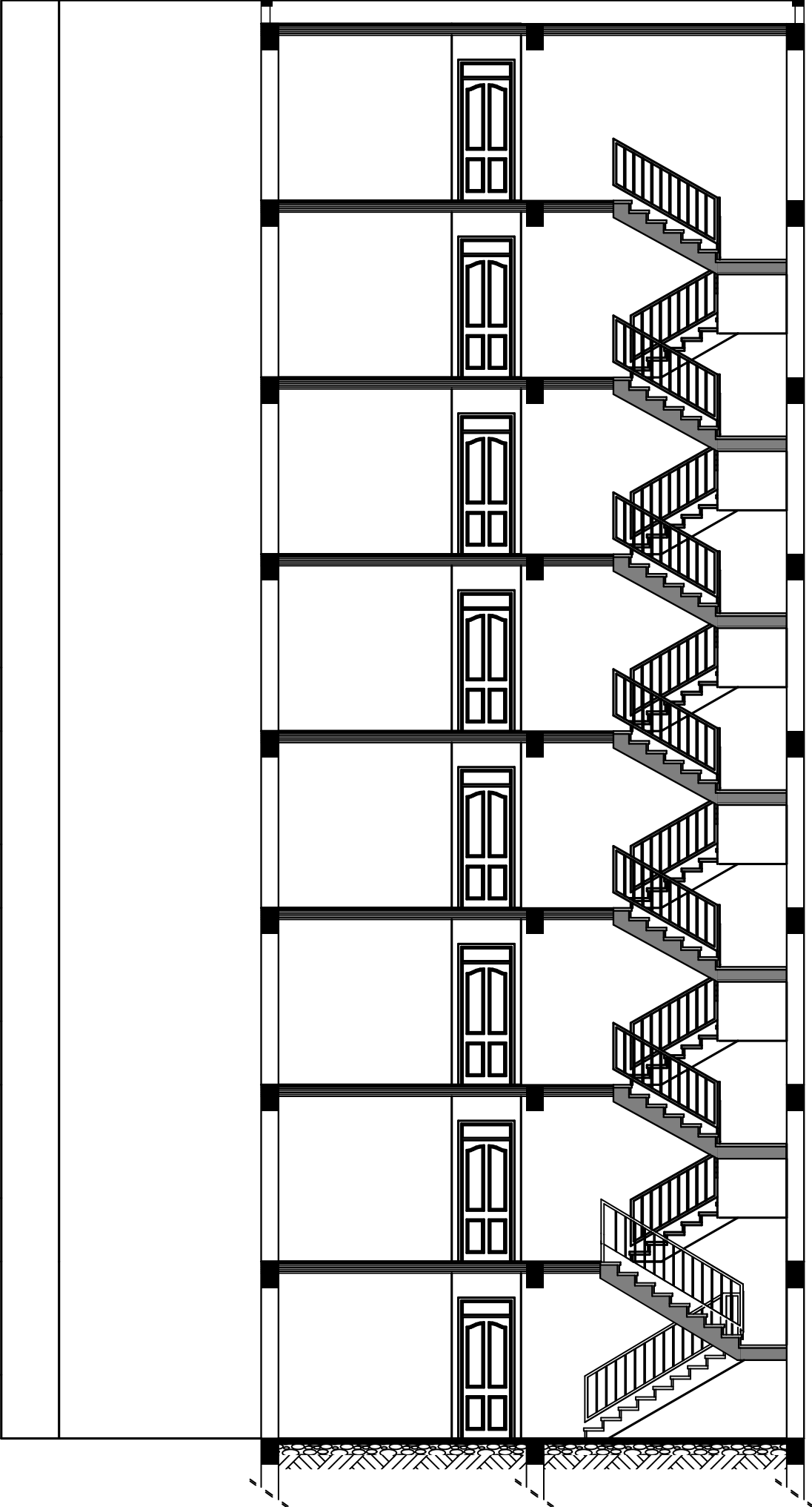
3.1.	Étapes de calcul des armatures longitudinales	109
3.2.	Calcul des armatures	110
3.3.	Vérification a l'état limite de service	112
3.4.	Disposition constructive.....	113
3.5.	Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)	113
3.6.	Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2)	113
4.	Les poutres secondaires.....	114
4.1.	Étapes de calcul des armatures longitudinales.....	114
4.2.	Calcul des armatures.....	115
4.3.	Vérification a l'état limite de service.....	117
4.4.	Disposition constructive.....	118
4.5.	Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23).....	119
4.6.	Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2)	119
5.	Ferraillage des poteaux.....	120
5.1.	Introduction.....	120
5.2	Poteaux rectangulaire.....	122
5.3.	Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2.1	126
5.3.1.	Vérification à L'ELS.....	127
5.3.2.	Armatures transversales.....	129
5.3.3.	Vérification des armatures minimales.....	131
5.4.	Ferraillage Des Voiles.....	133

5.4.1.	Introduction.....	133
	
5.4.2.	Types d'armatures.....	133
5.4.2.1.	Ferraillage verticales.....	133
5.4.2.2.	Ferraillage horizontal.....	134
5.4.2.3.	Règles communes.....	134
5.4.2.4.	Armatures transversaux.....	135
5.4.3.	Calcul de la section d'armature (Ferraillage vertical)	135
5.4.4.	Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)	138
5.4.5.	Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91	139
5.4.5.1.	Armatures vertical.....	139
5.4.5.2.	Armatures horizontales.....	143
Chapitre VI : Etude des fondations		
1.	Introduction.....	147
2.	Le choix de type de fondation dépend de.....	147
2.1.	Différents types de fondations	147
2.2.	Choix de type de fondation	147
2.3.	Combinaison d'action	147
3.	Calcul des fondations	147
3.1.	Présentation de rapport de sol	147
3.2.	Calcul la section des semelles.....	148
4.	Radier général.....	149

4.1.	Pré dimensionnement du radier.....	149
4.2.	Vérification de la surface du radier.....	150
4.3.	Vérification au poinçonnement.....	151
4.4.	Vérification de la stabilité du radier.....	151
4.5.	Caractéristiques géométriques du radier.....	152
4.6.	Vérification de stabilité.....	152
5.	Ferraillage du radier.....	153
5.1.	Méthodes de calcul.....	154
5.2.	Calculs des armatures.....	155
5.3.	Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21).....	157
5.4.	Etude de débord du radier.....	157
5.5.	Etude de la nervure.....	158
5.6.	Vérifications à l'ELU.....	161
5.7.	Vérifications nécessaires pour les nervures.....	161
	Conclusion	164
	générale.....	
	Annexe.....	
	Résumé.....	



FACADE PRINCIPALE



COUPE AA

1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux, aux différentes sollicitations. La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91**, **RPA99** modifié en **2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7) à usage d'habitation contreventement mixte sera implanté à la wilaya de M'sila. Cette région est classée en de zone moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003)

2.1. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

Largeur en plan : 13.90 m.

Longueur en plan : 24.31 m

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère): 24.48 m

Hauteur totale du bâtiment avec acrotère : 25.08 m

Hauteur du RDC : 3.06 m

Hauteur d'étage courant : 3.06 m.

Règles de calcul :

- Le règlement B.A.E.L 91 (béton armé aux états limites)
- Le règlement RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes)
- Le règlement C.B.A93 Règles de conception et de calcul des structures en béton armée
- Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R.B.C.2.2)

3. Conception de la structure du bâtiment :

3.1. Structure de contreventement :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

3.2. Le Plancher :

Planchers en corps creux : (hourdis + table de compression) dans tous les niveaux. Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- 1- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- 2- La facilité de réalisation.
- 3- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- 4- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).

3.3. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

Les murs extérieurs et Les murs de séparation entre les logements sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm

3.4. Escaliers:

L'accès aux étages supérieurs est effectué à partir des escaliers qui sont droites et contient deux paillasse et un palier.

3.5. Acrotères :

Comme la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 60 cm et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

3.6. Ascenseur

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages

3.7. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

4.1. Béton :

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

4.1.2. Composition du béton :

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1m^3 :

- 350 kg/m^3 de ciment CEM II/ A 42,5.
- Gravier $800\text{ kg}/\text{m}^3$ ($\varnothing \leq 25\text{ mm}$).
- Sable $400\text{ kg}/\text{m}^3$ ($\varnothing \leq 5\text{ mm}$).
- Eau $180\text{ L}/\text{m}^3$.

4.1.3. Résistance à la compression f_{cj} : BAEL 91 (Art : A.2.1.1.1)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28j \end{array} \right.$$

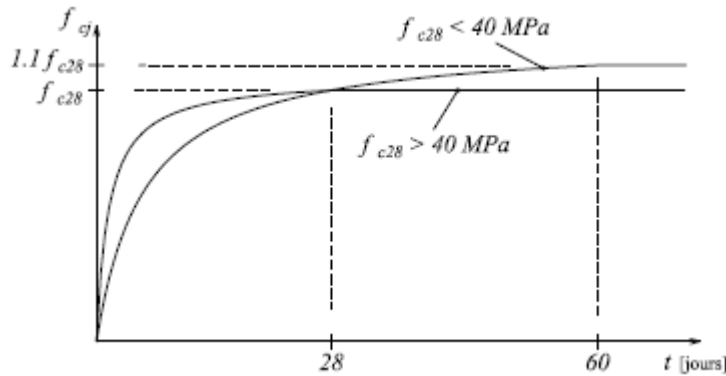


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

4.1.4. Résistance à la traction : BAEL 91 (Art : A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{t_j} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} = 0.275 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont la résistance à la compression à 28 jours $f_{c_{28}} = 25$. La résistance à la traction $f_{t_{28}} = 2.1$ Mpa

4.1.5. Modules de déformation longitudinale : BAEL 91 (Article A.2.1.2)

✓ **Module de déformation instantanée : BAEL 91 (Article A.2.1.2.1)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{c_j})^{1/3}$$

Pour $j=28$ jours $E_{i28} = 11000(25)^{1/3} = 32.164,1951 \text{ MPa}$

✓ **Module de déformation différée : BAEL 91 (Article A.2.1.2.2)**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est égale à :

$$E_{vj} = 3700 * (f_{c_j})^{1/3}$$

Pour $j=28$ jours $E_{v28} = 3700(25)^{1/3} = 10.818,8656 \text{ MPa}$

4.1.6. Coefficient de poisson : BAEL 91 (Art : A.2.1.3)

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre les deux déformations (transversales et longitudinales), et égal à :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{(\Delta L/L)} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations ELU.

$\nu = 0.2$: pour le calcul des déformations ELS.

4.1.7. Contraintes limite : BAEL 91(Art. A.4.4)

➤ Etat limite ultime :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme des contraintes déformations donné sur la Figure ci-après.

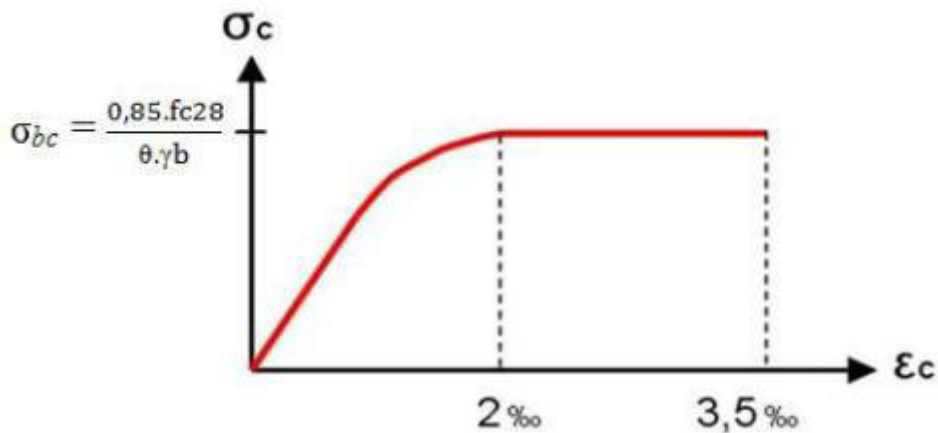


Figure. I.2.Diagramme contraintes déformations à L'ELU

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bc1} &= 2 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Min } 4,5 ; 0,025 f_{cj} \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \end{aligned}$$

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{0,7 \cdot b}$$

Le coefficient de sécurité partiel :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1, 5 & \text{cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

Θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 0.9 & 1\text{h} < \text{durée} < 24\text{ h} \\ 0.85 & \text{durée} < 1\text{h} \\ 1 & \text{durée} > 24\text{ h} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée

Par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement : BAEL91 Art .A.5.1.21 p : 34**

Dans le cas où les armatures transversales sont droites de 90° alors

✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$$

✓ Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$$

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

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

V_u : effort tranchant ultime de calcul

Avec b : largeur de la pièce.

d : hauteur de la pièce

4.2. Acier: BAEL91 (Art .A.2.2 p : 13)

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Type	Désignation	fe [MPa]
Ronds lisses	FeE215	215
	FeE235	235
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400
	FeE500	500
Fils tréfilés HA et treillis soudés HA	FeTE500	500
	TSHA	
Treillis soudés lisses	TSL	500

Tableau I.1: Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé.

4.2.1 Contrainte limite :

➤ Contrainte à ELU

Les contrainte de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données, en fonction des déformations ϵ_s de l'acier par le diagramme ci – dessous :

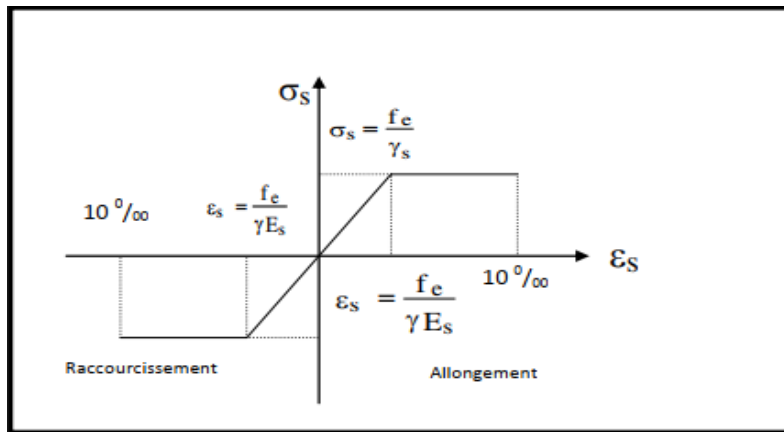


Figure I.3. Diagramme déformation-contrainte de l'acier

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier. : $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$

σ_s : contrainte de l'acier.

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s : \text{coefficient de sécurité de l'acier.} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ en cas de situations accidentelles} \end{array} \right.$

➤ Contrainte à ELS

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ✓ **Fissuration peu nuisible** :(cas des éléments situés dans des clois ou des locaux ouverts).

Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

- ✓ **Fissuration préjudiciable** :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_c; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_c; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

5. Les actions : BAEL91 Art. A.3.1 p : 14

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure, ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température, retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

5.1. Les actions permanentes (G)

- Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure

5.2. Les actions variables (Q)

- Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent

5.3. Les actions accidentelles (Fa)

- Sont la cause des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application (séismes-chocs-explosions).

6. sollicitations : BAEL91 Art. A.3.2 p : 19

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

a) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)

- **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{max}+G_{min}+1.5Q_1+\sum 1,3\psi_i Q_i$$

$\psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'E L S : CBA93 (article : A.3.3.3)

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I. Pré dimensionnement des éléments :

1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure tout en respectant les prescriptions des règles parasismique algériennes RPA99/version 2003 et B.A.E.L.91

Il faut que tous les éléments de la structure soit pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- ✓ Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres et voiles.
- ✓ Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

2.1. Les poutres:

2.1.1. Les poutres principales :

✓ Condition du porté (BAEL91)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) \times L_{max} \quad ; \quad L_{max} = 5.30 \text{ m}$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) \times 530 = (35.33 ; 53)$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0.3 \div 0.4) h$

$$b = (0.3 \div 0.4) \times 45 = (13.5 ; 18)$$

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

- ✓ **Condition R.P.A.99** la page 51: les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \longrightarrow 1.5 < 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

2.1.2. Poutres Secondaire :

✓ Condition du porté (BAEL91)

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) \times L_{max} \quad ; \quad L_{max} = 5.20 \text{ m}$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) \times 520 = (34.66 ; 53)$$

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

La largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0.3 \div 0.4) h$

$$b = (0.3 \div 0.4) \times 40 = (12 ; 16)$$

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

Condition R.P.A.99 la page 51: les poutres doivent respecter les dimensions ci- après :

$$\checkmark \quad b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$\checkmark \quad h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \quad h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \longrightarrow \quad 1.33 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

2.2. Les poteaux :

Nous avons proposée une section rectangulaire des poteaux (45×50) Selon les règles **(RPA99/v.2003)** : Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone I.

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25$ en zone II_a
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec:

b_1 : Largeur de la section

h_1 : Hauteur de la section

h_e : Hauteur d'étage

On prend : $b=45 \text{ cm}$ et $h=50 \text{ cm}$ et $h_e=3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \implies 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e/20 \implies 45 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \implies 0.25 < \frac{45}{50} = 0.9 < 4 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Toutes les conditions sont vérifiées; alors on adopte pour des poteaux de dimensions $(45 \times 50) \text{ cm}^2$.

2.3. Planchers :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.23 hourdis).

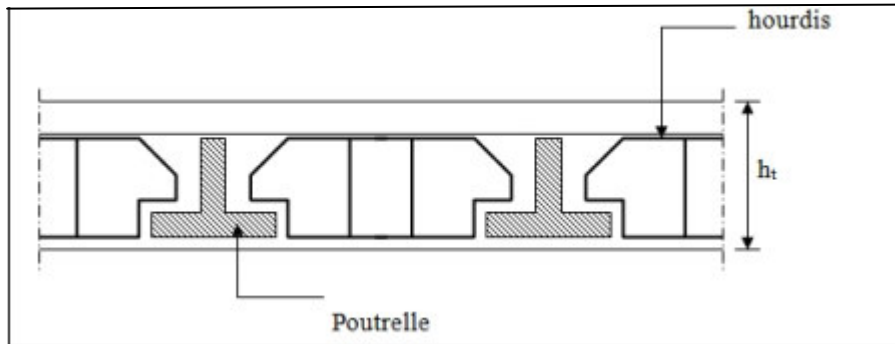


Figure. II.1 : Plancher à corps creux

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à $L / 22,5$.

D'après la condition de résistance à la flèche ($h_t \geq L / 22,5$)

$L = (L_x \text{ max}, L_y \text{ max})$

$L = \min (520, 530) = 520\text{cm}$

$h_t \geq \frac{520}{22,5} = 23,11 \text{ cm}$, alors, on adopte : $h_t = 24 \text{ cm}$

$h_t = 24 \text{ cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} : \text{ hauteur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ hauteur dalle de compression} \end{array} \right.$

2.3.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$.
- Le corps creux est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b = (2 \times b_1) + b_0$$

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

$$L_n = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

L : la longueur de la nervure.

Donc :

$$b_1 = \min \left(\frac{55}{2}; \frac{520}{10} \right) = (27,5 ; 52) \longrightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

La largeur de la table de compression

$$b = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

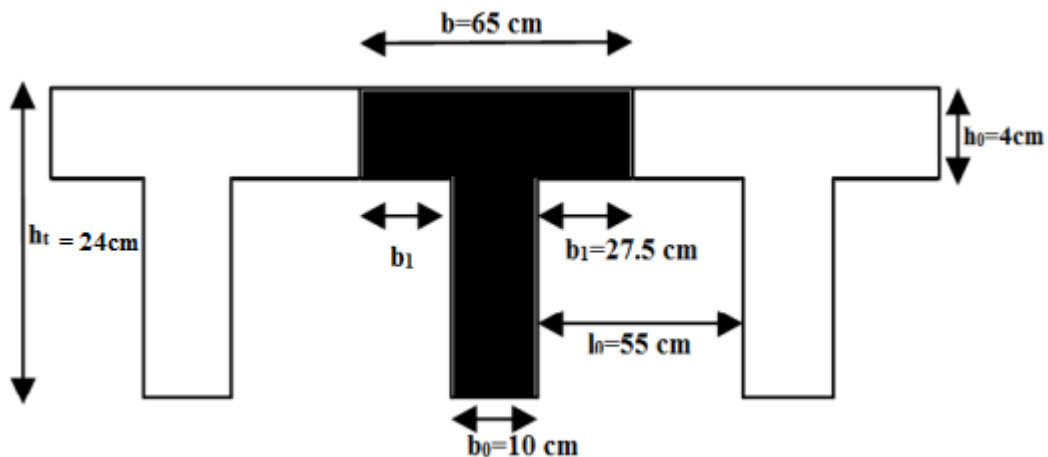


Figure. II.2 : Coupe transversale du Plancher à corps creux

2.4. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes

➤ **La marche et la contre marche :**

- La contre marche : $14 < h < 18$; On choisit : $h = 17 \text{ cm}$
- La marche : $24 < g < 32$; On choisit : $g = 30 \text{ cm}$
- On a : Formule de BLONDEL : $59 < 2h + g < 66$ donc : $59 < 2 \times 17 + 30 = 64 < 66$

➤ **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

$4H$: hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ marche (9 marche pour chaque palissade).}$$

➤ **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

➤ **Inclinaison de la palissade:**

$$\tan \alpha = \frac{H/L}{2} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52$$

➤ **Longueur de la volée (paillasse):**

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52} = 2.85 \text{ m}$$

$$H' = N \cdot h = 9 \cdot 17 = 1.53 \text{ m}$$

➤ **Épaisseur de la paillasse :**

$$e = \left(\frac{1}{30} ; \frac{1}{20} \right) \times l$$

$$l = 393 \text{ cm} \rightarrow e = \left(\frac{1}{30} ; \frac{1}{20} \right) \times 393 \rightarrow e = (13.1 \div 19.7)$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

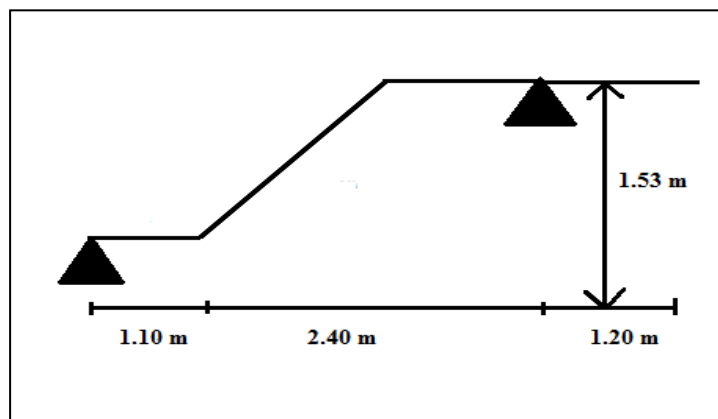


Figure .II.3 : Schéma statique de l'escalier.

2.5. Les voile :

D'après RPA2003 l'article (7.7.1), l'épaisseur minimale « e » est de 15cm. Il doit vérifier les conditions suivantes :

$$e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left\{ \frac{261}{22} ; \frac{261}{20} \right\}$$

$$= \max \left\{ 11.86 ; 13.05 \right\} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

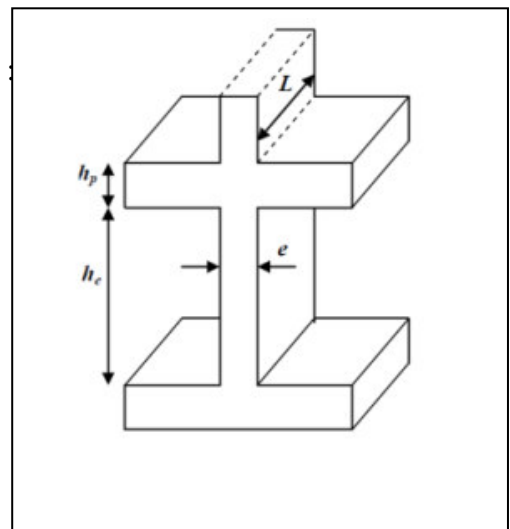


Figure. II.4: Dimensions d'un voile

2.6. Acrotère :

Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60\text{cm}$

Surface:

$$S1 + S2 + S3 = (0.1*0.6) + (0.03*0.1/2) + (0.07*0.1)$$

$$S=0.0685\text{m}^2$$

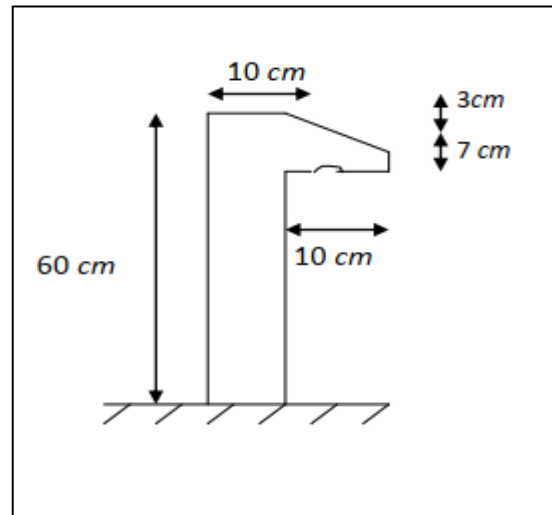


Figure .II.5 : Schéma statique de l'acrotère

2.7. Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle plein dont l'épaisseur est conditionné par

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

Avec : $L = 1.10 \text{ m} \longrightarrow 7.33 < e < 12.5$, on adopte $e = 12 \text{ cm}$

II. La descente des charges:**II.1. Introduction :**

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent :

G : charges permanentes.

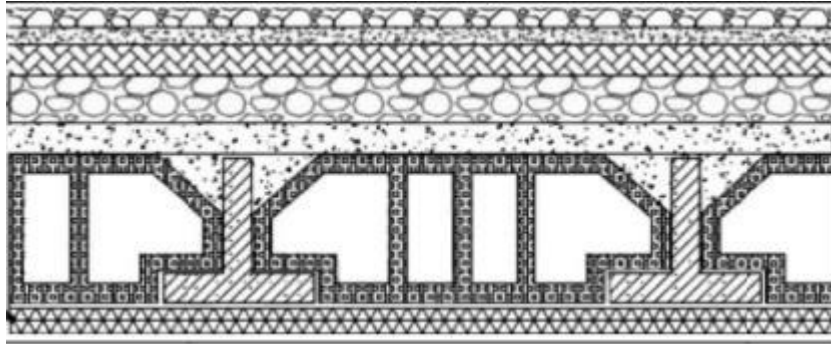
Q : charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2. Evaluation des charges :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit:

II.2.1. Plancher terrasse: (terrasse inaccessible) :**Figure. II.6 :** Plancher terrasse

N	Composant	e (m)	γ (KN / m ³)	poids (KN / m ²)
01	Gravillon de protection	0.05	15	0.75
02	Etanchéité multicouche	0.05	2	0.1
03	Forme de pont	0.1	22	2.20
04	Isolation thermique	0.04	4	0.16
05	Plancher à corps creux	(20+4)	-	3.1
06	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	6.51
Charge d'exploitation			Q	1

Tableau. II.1 : Charges permanente revenant au plancher terrasse**II.2.2. Plancher étage courant :**

N	Composant	e (m)	γ (KN / m ³)	poids (KN / m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle en corps creux	(20+4)	-	3.1
05	enduit de plâtre	0.02	10	0.20
06	Cloisons	-	-	1
Charge permanente			G	5.5

Charge d'exploitation	Q	1.5
------------------------------	----------	------------

Tableau. II.2 : Charges permanente revenant aux plancher étage courant

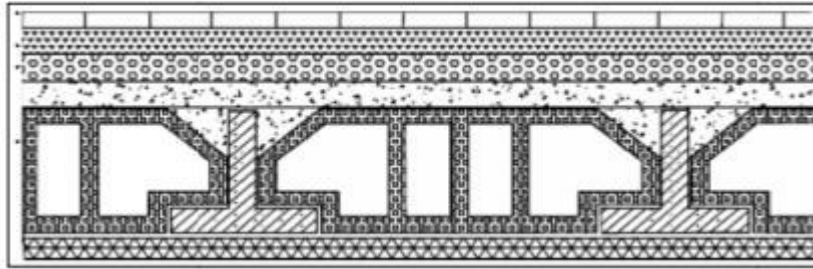


Figure. II.7: Plancher étage courant

II.2.3 : Murs extérieurs en maçonnerie :

N	Composant	e (m)	γ (KN / m ³)	poids (KN / m ²)
01	Enduit extérieur	0.02	20	0.40
02	Brique creuse	0.15	1.3	2.1
03	Brique creuse	0.1	0.9	1.4
04	Enduit intérieur	0.015	12	0.18
Charge permanente			G	4.08

Tableau. II.3 : Charge permanente revenant aux murs extérieurs

La charge permanente totale qu'on a est : $G = 4.08 \text{ KN / m}^2$

Avec 30% d'ouverture : $G = 4.08 \times 0.7 = 2.85 \text{ KN / m}^2$

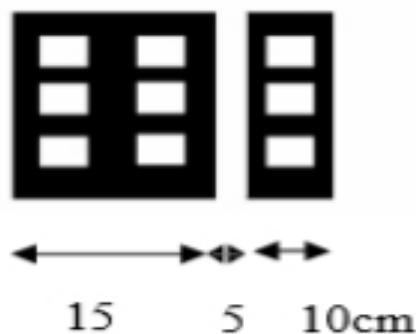


Figure. II.8 : Mur extérieurs en maçonnerie

2.4. Les balcons :

Balcon terrasse :

N	Composant	e (m)	γ (KN / m ³)	poids (KN / m ²)
01	Protection en gravillons roulés	0.05	15	0.75

02	Etanchéité multicouche	0.05	2	0.1
03	Béton forme en pente	0.1	22	2.2
04	Dalle en béton armé	0.12	25	3
05	Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente			G	6.45
Charge d'exploitation			Q	1

Tableau .II.4 : Evaluation des charges de balcon terrasse

Balcon étage courant :

N	Composant	e (m)	γ (KN / m ³)	poids (KN / m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Dalle en béton armé	0.1	25	2.5
04	Lit de sable	0.02	18	0.36
05	Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente			G	4.1
Charge d'exploitation			Q	3.5

Tableau .II.5 : Evaluation des charges de balcon étage courant

II.2.6. Les escaliers :**Evaluation des charges et sur charges sur la volée :**

N	Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/ m ³)	Poids (KN / m ²)
01	carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Poids de marche	0.17	22/2	1.87
04	Paillasse	0.15	25/cos 32.51	4.446
05	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
06	Gar de corps		0.15	0.15
Charge permanente			G	7.51
Charge d'exploitation			Q	2.5

Tableau .II.6 : Evaluation des charges sur la volée

Evaluation des charges sur le palier :

N	Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/ m ³)	Poids (KN / m ²)
01	carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle plein (BA)	0.12	25	3
05	Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente			G	4.6
Charge d'exploitation			Q	2.5

Tableau .II.7 : Evaluation des charges sur le palier

Descente des charges sur le poteau (poteau centrale) (C-2) :

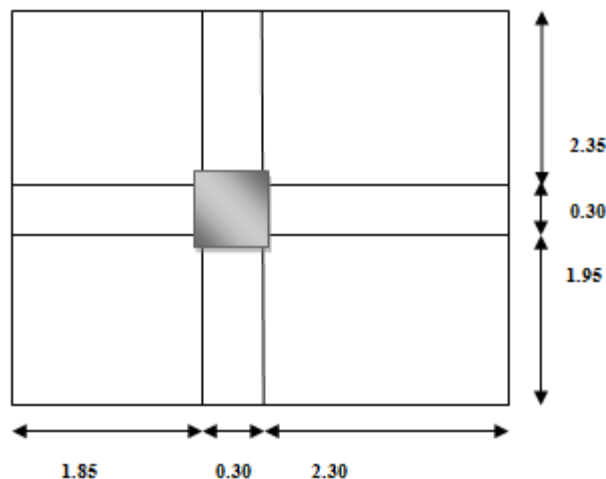


Figure .II.9 : Surface afférente

Surface afférente :

- La surface afférente pour la charge permanente G :

$$S_G = (1.85 + 2.30) \times (1.85 + 2.60) = 18.47 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = (1.85 + 0.3 + 2.30) \times (1.85 + 0.3 + 2.60) = 21.14 \text{ m}^2$$

$$S_{Q,EC} = 21.14 - (0.45 \times 0.5) = 20.91 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher Terrasse: $6.51 \times 18.47 = 120.24$ Poutre P: $(0.3) \times (0.45) \times (4.6) \times 25 = 15.52$ Poutre S : $(0.3) \times (0.4) \times (4.45) \times 25 = 13.35$	149.11	$21.14 \times 1 = 21.14$

1-2	Venant : 149.11 Poteau : $(0.45 \times 0.5) \times 25 \times (3.06 - 0.45) = 14.68$	163.79	21.14
2-1	Venant : 163.79 Plancher étage courant : $5.5 \times 18.47 = 101.58$ Poutre P : 15.52 Poutre S : 13.35	294.15	21.14 + (1.5×20.91) = 52.50
2-2	Venant : 294.15 Poteau : 14.68	308.83	52.50
3-1	Venant : 308.83 Plancher étage courant : 101.58 Poutre P : 15.52 Poutre S : 13.35	439.28	52.50 + (1.5×20.91) = 83.86
3-2	Venant : 439.28 Poteau : 14.68	453.96	83.86
4-1	Venant : 453.96 Plancher étage courant : 101.58 Poutre P : 15.52 Poutre S : 13.35	584.41	83.86 + (1.5×20.91) = 115.22
4-2	Venant : 584.41 Poteau : 14.68	599.09	115.22
5-1	Venant : 599.09 Plancher étage courant : 101.58 Poutre P : 15.52 Poutre S : 13.35	729.54	115.22 + (1.5×20.91) = 137.63
5-2	Venant : 729.54 Poteau : 14.68	744.22	137.63
6-1	Venant : 744.22 Plancher étage courant : 101.58 Poutre P : 15.52 Poutre S : 13.35	876	137.63 + (1.5×20.91) = 168.99
6-2	Venant : 876 Poteau : 14.68	890.68	168.99

7-1	Venant : 890.68 Plancher étage courant : 101.58 Poutre P : 15.52 Poutre S : 13.35	1021.13	168.99 + (1.5×20.91) = 200.35
7-2	Venant : 1021.13 Poteau : 14.68	1035.81	200.35
8-1	Venant : 1035.81 Plancher étage courant : 101.58 Poutre P : 15.52 Poutre S : 13.35	1166.26	200.35+ (1.5×20.91) = 231.71
8-2	Venant : 1166.26 Poteau : 14.68	1180.94	231.71

G = 1180.94 KN

Q = 231.71 KN

Vérification de la section de poteau :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

✓ D'après C.B.A.93 l'article B.8.4.1 :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles C.B.A.93 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton).

L'effort normal ultime NU d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- Nu : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q

$$Nu = (1.35 \times 1180.94) + (1.5 \times 231.71) = 1941.83 \text{ KN}$$

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) —————> Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) —————> Situation accidentel
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$).

- As : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-2) (b-2)] cm²

$$[Br = (45-2) (50-2)] = 2064 \text{ cm}^2 = 206400 \text{ mm}^2$$

- α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} & , \text{ pour : } 0 < \lambda < 50 \\ 0.60 \times (\frac{50}{\lambda})^2 & , \text{ pour : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- λ: Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

$$l_f = 0.7 \times l_0 \longrightarrow 0.7 \times 3.06 = 2.417 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.45 \cdot 0.5^3}{12} = 4.68 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B = 0.45 \times 0.5 = 0.225 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } i = \sqrt{\frac{4.68 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.14 \longrightarrow \lambda = \frac{2.417}{0.14} = 17.26 < 50$$

$$\text{Alor : } \frac{0.85}{1+0.2 \times (\frac{17.26}{35})^2} = 0.81$$

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

$$A_{min}^{BAEL} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100} = 4.5 \text{ cm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = 7.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } A_{min}^{BAEL} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.7\% B \text{ (zone I)} \longrightarrow \frac{0.7}{100} 45 \times 50 = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (15.75 \text{ cm}^2, 4.5 \text{ cm}^2) \longrightarrow A_s = 15.75 \text{ cm}^2 = 1575 \text{ mm}^2$$

$$0.81 \left(\frac{206400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1575 \times 400}{1.15} \right) = 4370048.309 \text{ N} = 4370.05 \text{ KN}$$

Donc : Nu = 1941.83 KN < N̄u = 4370.05 KN.....condition vérifiée

✓ D'après RPA 99/version 2003 :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

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

Br. : section réduite du poteau.

fc28 : résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 1180.94 + 231.71 = 1412.65 \text{ KN} = 1412650 \text{ N}$$

$$B = 450 \times 500 = 225000 \text{ mm}^2$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\frac{1412650}{225000 \times 25} = 0.25 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifié.}$$

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

On prend : poteau (45×50) cm²

Descente des charges pour poteau du coin (A-1) :

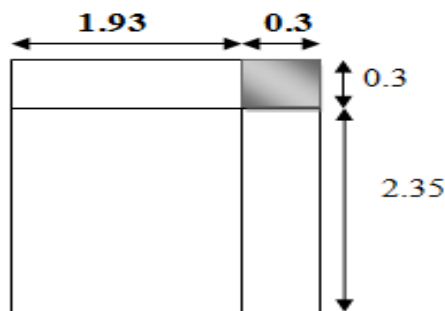


Figure .II.10 : Surface afférente pot (A-1)

Surface affaïrent :

$$S_G = 2.35 \times 1.93 = 4.53 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = (1.93 + 0.3) \times (2.35 + 0.3) = 5.91 \text{ m}^2$$

$$S_{Q,EC} = 5.91 - (0.45 \times 0.50) = 5.68 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher Terrasse: $6.51 \times 4.53 = 29.49$ Poutre P: $(0.3) \times (0.45) \times (2.35) \times 25 = 7.93$ Poutre S : $(0.3) \times (0.4) \times (1.93) \times 25 = 5.79$ Acrotère : $(2.35 + 0.3 + 1.93 + 0.3) \times 25 \times 0.0685 = 8.357$	51.57	$5.91 \times 1 = 5.9$

1-2	Venant : 51.57 Poteau : $(0.45 \times 0.5) \times 25 \times 3.06$ = 17.21 Mur ext : $2.35 \times 2.85 \times (3.06 - 0.45) + 1.93 \times 2.85 \times (3.06 - 0.40)$ = 32.11	100.89	5.9
2-1	Venant : 100.89 Plancher étage courant: $5.5 \times 4.53 = 24.19$ Poutre P: 7.93 Poutre S : 5.79	138.89	5.9+ $(1.5 \times 5.68) = 14.42$
2-2	Venant : 138.89 Poteau : 17.21 Mur ext : 32.11	187.21	14.42
3-1	Venant : 187.21 Plancher étage courant: 24.19 Poutre P: 7.93 Poutre S : 5.79	225.12	14.42+ $(1.5 \times 5.68) = 22.94$
3 - 2	Venant : 225.12 Poteau : 17.21 Mur ext : 32.11	274.44	22.94
4-1	Venant : 274.44 Plancher étage courant: 24.19 Poutre P: 7.93 Poutre S : 5.79	312.35	22.94+ $(1.5 \times 5.68) = 31.46$
4-2	Venant : 312.35 Poteau : 17.21 Mur ext : 32.11	361.67	31.46
5-1	Venant : 361.67 Plancher étage courant: 24.19 Poutre P: 7.93 Poutre S : 5.79	399.58	31.46+ $(1.5 \times 5.68) = 39.98$
5-2	Venant : 399.58 Poteau : 17.21 Mur ext : 32.11	448.9	39.98

6-1	Venant : 448.9 Plancher étage courant: 24.19 Poutre P: 7.93 Poutre S : 5.79	486.81	39.98+ (1.5×5.68) = 48.5
6-2	Venant : 486.81 Poteau : 17.21 Mur ext : 32.11	536.13	48.5
7-1	Venant : 536.13 Plancher étage courant: 24.19 Poutre P: 7.93 Poutre S : 5.79	574.04	48.5+ (1.5×5.68) = 57.02
7-2	Venant : 574.04 Poteau : 17.21 Mur ext : 32.11	623.36	57.02
8-1	Venant : 623.36 Plancher étage courant: 24.19 Poutre P: 7.93 Poutre S : 5.79	661.27	57.02+ (1.5×5.68) = 65.54
8-2	Venant : 661.27 Poteau : 17.21 Mur ext : 32.11	710.59	64.54

$$G = 710.59\text{KN} \quad , \quad Q = 62.54 \text{ KN}$$

Vérification de la section de poteau :

D'après C.B.A.93 l'article B.8.4.1 :

$$Nu \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = (1.35 \times 710.59) + (1.5 \times 62.54) = 1053.11\text{KN}$$

$$0.81 \left(\frac{206400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1575 \times 400}{1.15} \right) = 4370048.309 \text{ N} = 4370.05 \text{ KN}$$

Donc : $N_u = 1053.11 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4370.05 \text{ KN}$condition vérifiée

✓ D'après RPA 99/version 2003 :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = N_{ser} = G+Q = 710.59 + 62.54 = 773.13 \text{ KN} = 773130 \text{ N}$$

$$B = 450 \times 500 = 225000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\frac{773130}{225000 \times 25} = 0.13 \leq 0.3 \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables (45×50) cm^2

Descente des charges Pour poteau de rive (C-1) :

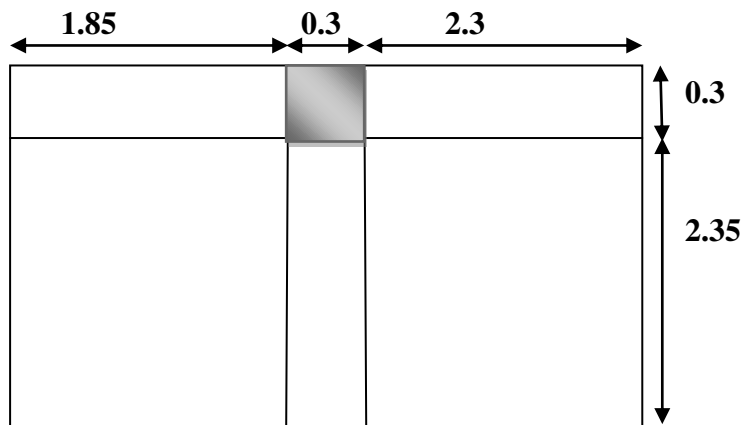


Figure. II.11 : Surface afférente poteau (C-1)

Surface affaïrent :

$$S_G = (1.85+2.3) \times 2.35 = 9.75 \text{ m}^2$$

$$S_{QT} = (1.85+0.3+2.3) \times (2.35+0.3) = 11.79 \text{ m}^2$$

$$S_{Q,EC} = 11.79 - (0.45 \times 0.50) = 11.56 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher Terrasse: $6.51 \times 9.75 = 63.76$ Poutre P: $(0.3 \times 0.45) \times (2.35) \times 25 = 7.93$ Poutre S : $(0.3 \times 0.4) \times (4.15) \times 25 = 12.45$ Acrotère : $(1.85+0.30+2.3) \times 25 \times 0.0685 = 7.62$	91.76	$11.79 \times 1 = 11.79$
1-2	Venant : 91.76 Poteau : $25 \times 3.06 \times 0.45 \times 0.50 = 17.21$ Mur ext : $(2.3+1.85) \times 2.85 \times (3.06-0.4) = 31.46$	140.43	11.79

2-1	Venant : 140.43 Plancher Terrasse: $5.5 \times 9.75 = 53.62$ Poutre P : 7.93 Poutre S : 12.45	214.43	$11.79 + (1.5 \times 11.56)$ $= 29.13$
2-2	Venant : 214.43 Poteau : 17.21 Mur ext : 31.46	263.1	29.13
3-1	Venant : 263.1 Plancher Terrasse : 53.62 Poutre P : 7.93 Poutre S : 12.45	337.1	$29.13 + (1.5 \times 11.56)$ $= 46.47$
3-2	Venant : 337.1 Poteau : 17.21 Mur ext : 31.46	385.77	46.47
4-1	Venant : 385.77 Plancher Terrasse : 53.62 Poutre P : 7.93 Poutre S : 12.45	459.77	$46.47 + (1.5 \times 11.56)$ $= 63.81$
4-2	Venant : 459.77 Poteau : 17.21 Mur ext : 31.46	508.44	63.81
5-1	Venant : 508.44 Plancher Terrasse : 53.62 Poutre P : 7.93 Poutre S : 12.45	582.44	$63.81 + (1.5 \times 11.56)$ $= 81.15$
5-2	Venant : 582.44 Poteau : 17.21 Mur ext : 31.46	631.11	81.15
6-1	Venant : 631.11 Plancher Terrasse : 53.62 Poutre P : 7.93 Poutre S : 12.45	705.11	$81.15 + (1.5 \times 11.56)$ $= 98.49$
6-2	Venant : 705.11 Poteau : 17.21 Mur ext : 31.46	753.78	98.49

7-1	Venant : 753.78 Plancher Terrasse : 53.62 Poutre P : 7.93 Poutre S : 12.45	827.78	98.49+ (1.5×11.56) = 115.83
7-2	Venant : 827.78 Poteau : 17.21 Mur ext : 31.46	876.45	115.83
8-1	Venant : 876.45 Plancher Terrasse : 53.62 Poutre P : 7.93 Poutre S : 12.45	950.45	115.83+ (1.5×11.56) = 133.17
8-2	Venant : 950.45 Poteau : 17.21 Mur ext : 31.46	999.12	133.17

$G = 999.12 \text{ KN}$, $Q = 133.17 \text{ KN}$

Vérification de la section de poteau :

D'après C.B.A.93 l'article B.8.4.1 :

$$Nu \leq \bar{N}_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = (1.35 \times 999.12) + (1.5 \times 133.17) = 1548.57 \text{ KN}$$

$$0.81 \left(\frac{206400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{1800 \times 400}{1.15} \right) = 3603130.435 \text{ N} = 3603.13 \text{ KN}$$

Donc : $N_u = 1548.57 \text{ KN} < \bar{N}_u = 3603.13 \text{ KN}$condition vérifiée

✓ D'après RPA 99/version 2003 :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 999.12 + 133.17 = 1132.29 \text{ KN} = 1132290 \text{ N}$$

$$B = 450 \times 500 = 225000 \text{ mm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\frac{1132290}{225000 \times 25} = 0.20 \leq 0.3 \text{ Condition vérifié.}$$

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables (45×50) cm^2

III.1.Introduction:

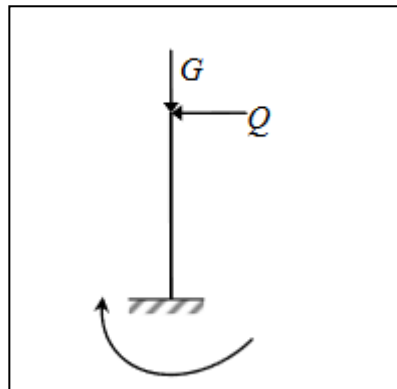
Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit:

- Acrotère
- Escaliers
- Balcons
- Planchers

III.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante.



III.2.1. Mode de travaille :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- ✓ De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- ✓ Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

III.2.2. Evaluation des charges :

Charge :

$$G1=0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$$

$$G2= 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 20 = 0.12 \text{ KN}$$

Le poids propre :

$$G = G1+G2 = 1.83 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN}$$

III.2.3. Vérification du ferrailage vis à vis du séisme :

D'après RPA 99/ V2003 (Art 6.2.3) Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2 ; zone IIa, $A = 0.15$). (Tableau 4.1 RPA 99/2003).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$). (Tableau 6.1 RPA 99/2003).

W_P : Poids de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8325 = 0.8796 \text{ KN/ml}$$

$$F_q = 1 \text{ KN}$$

$$F = \max(F_p, F_q) \longrightarrow F = 1 \text{ KN}$$

III.2.4. Sollicitation

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.M}$$

$$N_u = G = 1.8325 \text{ KN.}$$

$$T = Q = 1 \text{ KN}$$

1. E.L.U : (1G+1.5Q)

➤ Effort normal de compression : $N_u = 1 \times G = 1.8325 \text{ KN/ml}$; L'effort n'est pas pondéré puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

➤ Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/ml}$

➤ Effort tranchant: $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/m}$

2. E.L.S : (G+Q)

➤ Effort normal de compression : $N_{ser} = G = 1.8325 \text{ KN/m}$

➤ Moment fléchissant : $M_{ser} = M = 0.6 \text{ KN.m}$

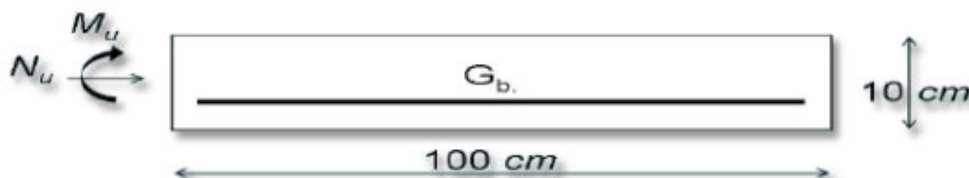


Figure III.1 : section à ferrailer

III.2.5. Ferrailage de la section :• **ELU :**

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$.
-On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ($c=3 \text{ cm}$).

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{1.8325} = 0.49 \text{ m}$$

$0.49 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m} \implies$ l'effort normal est effort de compression ainsi que le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 1.8325 \times (0.05 - 0.03) = 0.9366 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{933.6}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0134 < \mu \ell = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0168$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{933.6}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$A = A_1^u - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.386 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.333 \text{ cm}^2$$

M1(KN.m)	μ	α	β	$A_1^u(\text{cm}^2)$	A (cm ²)
0.9366	0.0134	0.0168	0.993	0.386	0.333

• **E.L.S :**✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.8325} = 0.33 \text{ m}$$

$0.33 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m} \implies$ La section est partiellement comprimée.

✓ **La contrainte de traction d'armature :**

$$\text{Fissuration Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t 28} \right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \longrightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min (266.66, 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.6 + 1.8325 \times (0.05 - 0.03) = 0.6366 \text{ KN. M}$$

$$\mu = \frac{M_1^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{636.6}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006 < \mu \ell = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0007$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.999$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{636.6}{201.63 \times 0.999 \times 7} = 0.451 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 0.451 - \frac{1832.5}{100 \times 201.63} = 0.36 \text{ cm}^2$$

III.2.6. Condition De Non Fragilité : BAEL art (A.4.2.1)

$$A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min}) \Rightarrow A = A^{min} = 0.84 \text{ cm}^2$

On adopte : $A \ell = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.2.7. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL art (A.5.1, 1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\tau_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{Condition Vérifiée})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.8. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41) :

$$A_r = \left(\frac{1}{4} ; \frac{1}{1} \right) A \ell = (0.62, 1.25) \text{ on adopte : } A_r = 4 \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

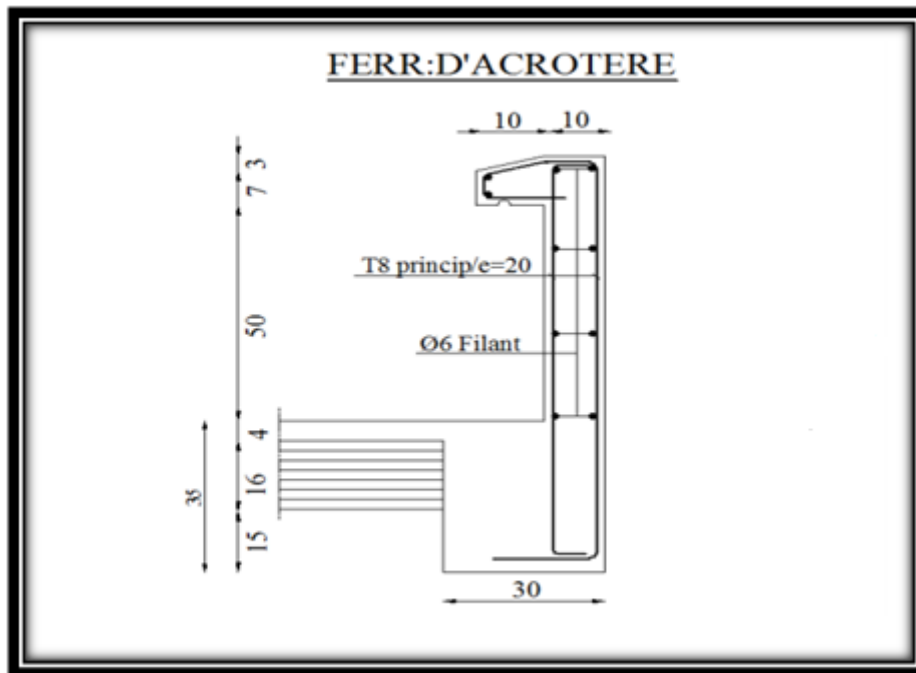


Figure.III.2: schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III .3.1. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

✓ Combinaison des charges :

La volée

$$G = 7.51 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

- Le palier

$$G = 4.6 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

✓ Combinaison d'actions :

E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

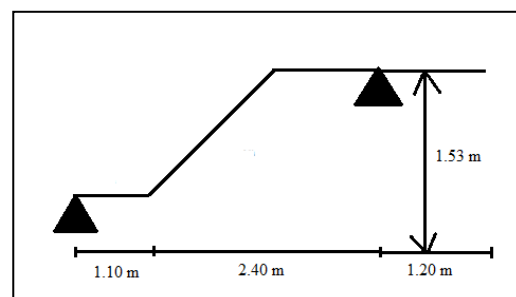


Fig.III.3 : schéma statique d'escalier

E.L.S :

$$q_{ser} = (G+Q) \times 1m$$

combinaison	La volée (P1)	Le palier (P2)
E.L.U (KN/ml)	13.89	9.96
E.L.S (KN/ml)	10.01	7.1

Tableau III .1 : Calcul des combinaisons

III.3.3 : Détermination des sollicitations :

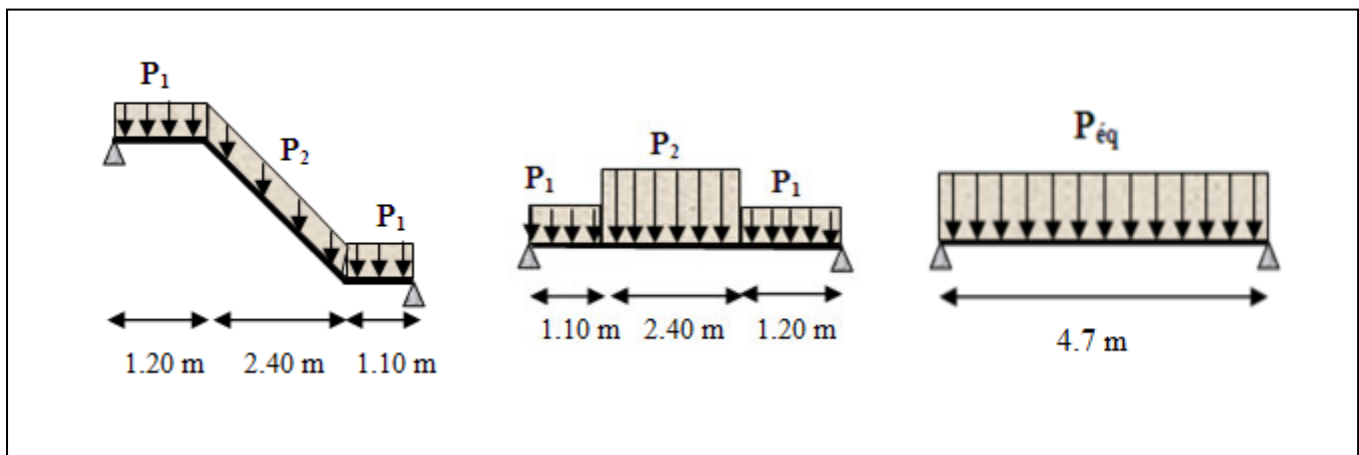


Figure.III. 4. : Les charges sur l'escalier

* La charge équivalente : $P_{\text{éq}} = \frac{P_1 L_1 + P_2 L_2 + P_3 L_3}{(L_1 + L_2 + L_3)}$

* Calcul des moments : $M_0 = \frac{P_{\text{éq}} \cdot l_{\text{éq}}^2}{8}$

* Moment en appuis : $M_a = 0.3 M_0$

* Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

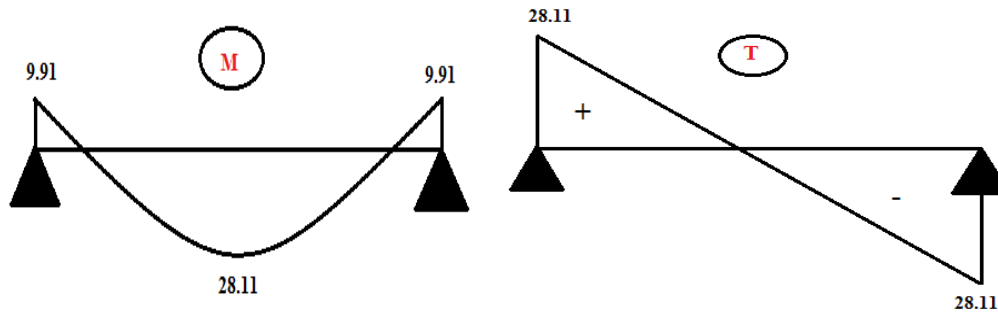
* L'effort tranchant : $T = \frac{P_{\text{éq}} \times L_{\text{éq}}}{2}$

- **Tableau récapitulatif :**

	P_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	$M_a = 0.3 M_0$	$M_t = 0.85 M_0$	T_u (KN)
ELU	11.96	33.02	9.91	28.07	28.11
ELS	8.59	23.72	7.12	20.16	20.18

Les diagrammes des moments et l'effort tranchant :

ELU :



ELS :

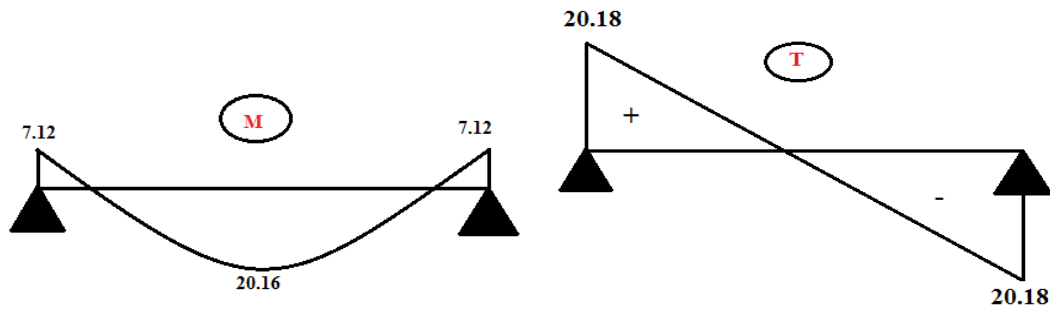


Fig.5 : Les diagrammes des moments et l'effort tranchant

III.3.2. CALCUL DE FERRAILLAGE :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h)

$$C \geq c_0 + \frac{\phi}{2}; \phi \leq \frac{h}{10}; c_0 \geq 1$$

$$\phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$$

$$C \geq 1+1 = 2 \text{ on choisit : } c = 2 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 13 \text{ cm}$$

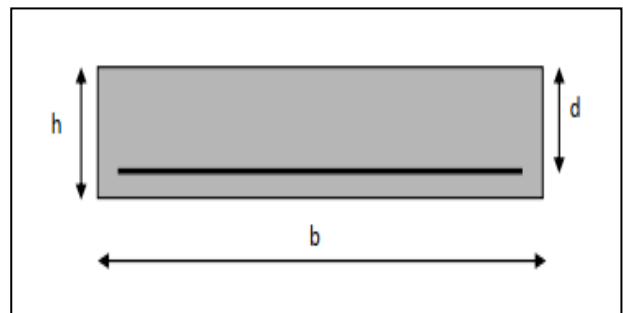


Figure.III.6 : Section à ferraille

III.3.3. Les armatures longitudinales:**a) L'ELU :**

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_l = 0.392, \mu < \mu_l \longrightarrow A' = 0 \text{ avec } : \mu = \frac{M_u}{\sigma_b d^2 b}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \beta (= 1 - 0.4\alpha), A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Désignation	Mu (KN.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)	Φ
Appui	9.91	0.041	0.392	0.052	0.979	2.24	4T10=3.14
Travée	28.07	0.117	0.392	0.156	0.938	6.61	5T14=7.70

b) L'ELS :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } : \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Désignation	α	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28} (Mpa)	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	0.052	9.91	7.12	1.39	25	0.445	Vérifiée
Travée	0.156	28.07	20.16	1.39	25	0.445	Vérifiée

III.3.4. Conditions de non fragilité :

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)**

$$A_{min}^1 \geq 0, 23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **Tableau Récapitulatif : A = max (A_u, A_{min}¹, A_{min}²)**

Eléments	A_u (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	A_{\min}^2 (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	2.24	1.57	1.5	2.24	5HA10= 3.14
Travée	6.61	1.57	1.5	6.61	5HA14 = 7.70

Tableau III.2 : résultat de ferrailage d'escalier

III.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

○ La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{28110}{1000 \times 130} = 0.216 \text{ Mpa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la

formule suivante : $\bar{\tau}_u = \min \{0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\}$ (d'après BAEL (A.5.1, 211))

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa}\} = \min \{3.33 ; 5 \text{ Mpa}\} \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

○ Les armatures de répartitions :

$$A_t = A_L / 4$$

Désignation	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	7.70	1.92	2HA12 = 2.26
appui	3.14	0.78	2HA10 = 1.01

III.3.6. L'espacement entre les armatures : BAEL91 (art 8.2.42)

○ Armatures longitudinales :

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Appui } St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

○ Armatures transversaux:

$$St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } St = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$$

$$\text{Appui } St = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$$

III.3.7. Vérification de la flèche: BAEL (art B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}, M_t = 0.85M_0 \rightarrow \frac{15}{470} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.0319 < 0.085 \dots\dots \text{Condition non}$$

vérifiée

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.70}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} = 0.00059 < 0.0105 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{470} \geq \frac{1}{16} = 0.0319 < 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition:

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L supérieure à 5 m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

III.3.8. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)❖ **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \frac{15}{2} + 1.5 \times 7.70 \times 13}{(100 \times 15) + (1.5 \times 7.70)} = 7.54 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_{G'} = h - Y_G = 15 - 7.54 = 7.46 \text{ cm}$$

$$\delta = Y_G - 2 = 7.54 - 2 = 5.54 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_o = \frac{b}{3} (Y_G^3 + Y_{G'}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 28481.88 \text{ cm}^4$$

❖ **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{7.70}{100 \times 13} = 0.0059$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) 0.0059} = 3.56$$

❖ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 1.42$$

❖ **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

g : C'est l'ensemble des charges permanentes

$$g = \frac{(G_{\text{pallier}} \times L_{\text{pallier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{pallier}})}{L_{\text{pallier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = \frac{(4.6 \times 2.3) + (7.51 \times 2.4)}{2.3 + 2.4} = 6.08 \text{ KN/m}$$

J : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

$$j = \frac{[(G_{\text{dalle pleine}} \times L_{\text{pallier}})] + [(poids de paillasse + poids de marche)] \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{pallier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{(3 \times 2.3) + (4.446 + 1.87) \times 2.4}{2.3 + 2.4} = 4.69 \text{ KN/m}$$

P : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$p = g + q = 6.08 + 2.5 = 8.58 \text{ KN/m}$$

❖ **Les moments correspondants :**

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.08 \times 4.7^2}{8} = 14270.14 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.69 \times 4.7^2}{8} = 11007.72 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8.58 \times 4.7^2}{8} = 20137.79 \text{ N.m}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 13} = 0.00592$$

❖ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.592$$

$$\beta_1 = 0.686$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = 207.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_1 \times d} = 160.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d} = 293.26 \text{ Mpa}$$

❖ **Calcul de coefficients μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.476$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.37$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.59$$

❖ **Module de déformation longitudinale instantané :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des inerties :**

$$I_o = 28481.88 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11627.15 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 13520.65 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10105.17 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_o}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 18694.25 \text{ cm}^4$$

❖ **Flèche correspondant :**

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = 0.56 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = 0.84 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = 1.36 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_v} = 0.52 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (0.52 - 0.56) + (1.36 - 0.84) = 0.48 \text{ cm}$$

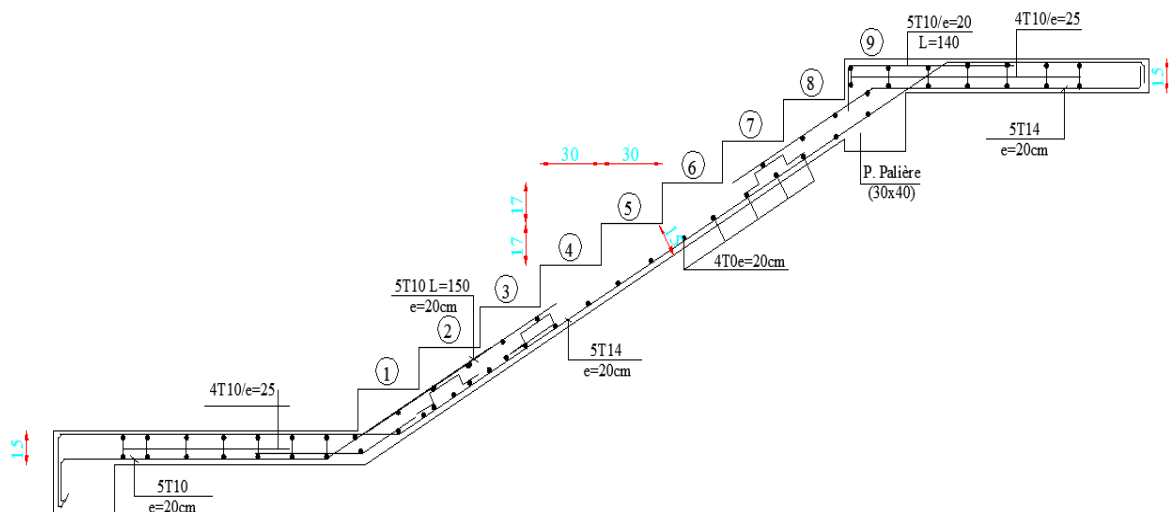


Figure.III.7 : Ferrailage d'escalier

III.4. Calcul de la poutre palier :**III.4.1. Introduction :**

La poutre palier est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle soumise à

- * son poids propre " p_p ".
- * poids du mur extérieur p_m

III .4.2 . Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $\longrightarrow b = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $\longrightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\longrightarrow \frac{35}{25} = 1.4 < 4 \dots\dots\dots (\text{CV})$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (25×35) cm².

III.4.3. Evaluations des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.35 \times 0.25 \times 25 = 2.19 \text{ KN / ml}$
- Poids de mur : $1.18 \times 2.85 = 3.36 \text{ KN/ml}$
- Poids de palier : 4.6 KN/m^2
- Poids de paillasse : 7.51 KN/m^2

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

Donc : $q_{eq} = G_{pa} \cdot 1.2 + G_{pal} \cdot 1.15 + P_p + P_{mur}$

$q_{eq} = (7.51 \times 1.2) + (4.6 \times 1.15) + 2.19 + 3.36 = 19.85 \text{ KN/ml}$

III.4.4. Combinaison d'action:

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

- L'ELU : $(1.35 \times 19.85) + (1.15 \times 2.5) = 30.55 \text{ KN/ml}$
- L'ELS : $19.85 + 2.5 = 22.35 \text{ KN/ml}$

III.4.5. Ferrailage :

$$M_t = \frac{P \times l^2}{24} \quad M_a = \frac{P \times l^2}{12} \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad l = 4.7 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	30.55	65.24	24.12	71.79
ELS	22.35	41.14	20.57	52.52

➤ **Armature longitudinale :**

➤ **E.L.U :**

L'enrobage : $c = 3\text{cm}$, $d = h - c = 35 - 3 = 32\text{cm}$, $b = 25\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Elément	$M_u (N.m)$	μ	μ_l	α	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	24120	0.066	0.392	0.085	0.965	2.24
Appui	65240	0.179	0.392	0.249	0.9	6.5

Tab.III.3 : Armatures longitudinale

➤ **E.L.S :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b set inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Elément	$M_U(N.m)$	$M_S(N.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	24120	20570	1.17	0.085	0.33	CV
Appui	65240	41140	1.58	0.249	0.54	CV

Tab.III.4 : Vérification de la contrainte

➤ **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

➤ **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

➤ **Pourcentage minimale : RPA99 (art 7.4.2.1)**

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8\% \cdot b \times h$$

Elément	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Travée	2.24	0.966	0.875	7	7	5HA14= 7.70cm ²
Appui	6.5	0.966	0.874	7	7	5HA14= 7.70cm ²

Tableau III.5: Résultat de ferrailage de poutre palier

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{71790}{250 \times 320} = 0.89 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad (\text{C.V})$$

- Selon **BAEL91**, les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimaux :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset; \frac{b}{10} \right\} \rightarrow \emptyset \leq \min \{1; 1.2; 2.5\} \rightarrow \emptyset = 8 \text{ mm ; cadre } \emptyset 8$$

➤ **Armatures transversale :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0.003 \times S \times b$

$$S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

- **Dans la zone nodale :** $A_t = 0.003 \times 8.75 \times 25 = 0.656 \text{ cm}^2$, on adopte 2T8 (1,01 cm²)

- **Dans la zone courante :** $S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

$A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$, donc on adopte 3T8 (1.51 cm²).

- **la longueur de la zone nodale :** $L' = 2h = 70 \text{ cm}$

➤ **Vérification De La Flèche : CBA93 article (B.6.5.2)**

D'après le CBA93 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{470} = 0.07 > 0.0625 \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0081 < 0.0105 \dots\dots\dots (\text{CV})$

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{35}{470} = 0.074 > \frac{24.12}{10 \times 84.36} = 0.028 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Donc la flèche est vérifiée.

4.6. Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b-e) \times (h-e)$$

$$e = \frac{b}{6} = 4.16 \text{ cm} \longrightarrow \Omega = (25-4.16) \times (35-4.16) = 642.71 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{appiu} (\text{escalier}) = 9910 \text{ N.m}$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{9910}{2 \times 642.71 \times 4.16} = 1.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Armature longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 2[(25-4.16) + (35-4.16)] = 103.36 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{103.36 \times 9910}{2 \times 642.71 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s}$$

$$\longrightarrow \frac{9910}{2 \times 642.71 \times 348} = 0.022 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

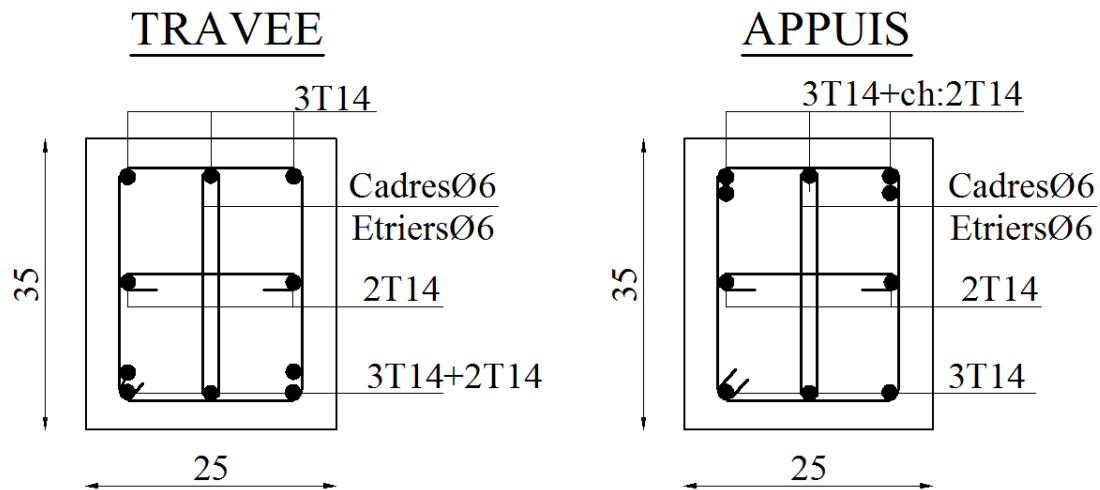


Figure .III.8 : Ferrailage de la poutre palière

III.5. Le balcon :

On a deux types de dalles pleines (balcons).

Le calcul se fait pour une bande de 1m

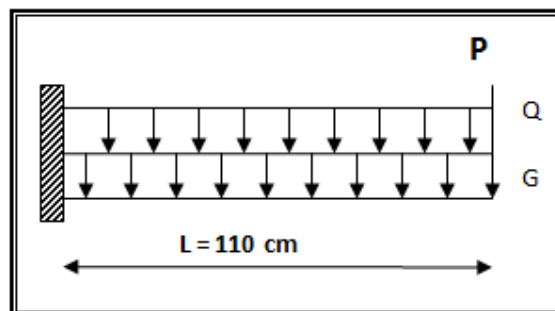


Figure. III.9: Schéma statique

III.5.1. Méthode de calcul :

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

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

$$L_x=1.10\text{m} ; L_y= 2 \text{ m}$$

III.5.2. Combinaison des charges:

❖ Terrasse :

$$G= G \times 1\text{m} = 6.51 \times 1= 6.51 \text{ KN/ml}$$

$$Q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1.83 \text{ KN/ml (Poids de l'acrotère)}$$

❖ **Etage courant :**

On prend une bande de 1 m.

$$\text{Poids propre} \quad G = 5.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge} \quad Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Murs extérieurs} \quad P = 2.85 \times 1.53 = 4.36 \text{ KN/m}$$

III.5.3. Calcul des sollicitations :

$$M_g = \frac{g}{2} l^2 ; \quad M_q = \frac{ql^2}{2} ; \quad M_p = pl$$

$$T_g = g \times l ; \quad T_q = q \times l \quad ; \quad T_p = p$$

	M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
Terrasse	3938.55	605	2013	7161	1100	1830
Etage courant	3327.5	907.5	4796	6050	1650	4360

Tab.III.6: Combinaison des charges

III.5.3. Calcul des sollicitations :

4. Les Combinaisons D'action :

• **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

• **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	8942.09	12327.9
	T_u (N)	13787.85	16528.5
ELS	M_{ser} (N.m)	6859.05	9484.75

III.5.4. Calcul Du Ferrailage :

III.5.4.1 Armatures Longitudinales :

- **Étage courant :**

- ❖ **ELU :**

$M_u = 12327.9 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma \times b \times d^2} = \frac{12327.9}{14.2 \times 100 \times 10^2}$$

$= 0.0869 < \mu_t = 0.392$

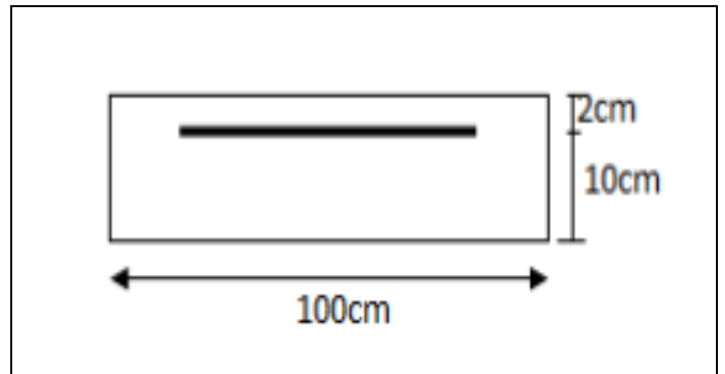


Figure .III.10 : Section ferrailé

La section est simplement armée.

$\mu = 0.068 \Rightarrow \alpha = 0.11 \Rightarrow \beta = 0.954$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12327.9}{348 \times 0.954 \times 10} = 3.71 \text{ cm}^2$$

- ❖ **E. L. S :** D'après le BAEL8

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
0.11	12327.9	9484.75	1.3	25	0.4	CV

Tableau III. 7 : Résultat de ferrailage ELS.

- ❖ **Condition de non fragilité :** BAEL (A.4.2, 1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Pourcentage minimal :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_m \geq 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_m)$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_m (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
3.71	1.21	1.2	3.71	4T12 =4.52

- Terrasse :

- ❖ ELU :

M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_u (cm ²)
8942.09	0.063	0,392	0.081	0.967	2.65

- ❖ ELS :

α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
0.081	8942.09	6859.05	1.3	25	0.4	CV

Tableau Récapitulatif : $A = \max(A_{cal}, A_{min}, A'_m)$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_m (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2.65	1.21	1.2	2.65	3T12 = 3.39

Tableau III.8 : Résultat de ferrailage de balcon

III.5.4.2. Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$T_u = 16528.5 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{v_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{16528.5}{1000 \times 100} = 0.165 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4.3. Les Armatures De Répartition :

- ❖ Terrasse :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- ❖ Etage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.5.4.4. Espacement Entre Les Armatures :➤ **Les armatures longitudinales :****Terrasse:**

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

Étage courant :

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

➤ **Les armatures transversales :****Terrasse:**

$$S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm. Soit : } S_t = 30 \text{ cm.}$$

Étage courant :

$$S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^l = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm.}$$

$$S_t^r \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm.}$$

III.6. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{12}{110} = 0.109 > 0.1 \quad (M_t=M_o) \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{110} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots (\text{CV})$
- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

✚ Étage courant : $\frac{4.52}{100 \times 10} = 0.00452 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots (\text{CV})$

✚ Terrasse : $\frac{3.39}{100 \times 10} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots (\text{CV})$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

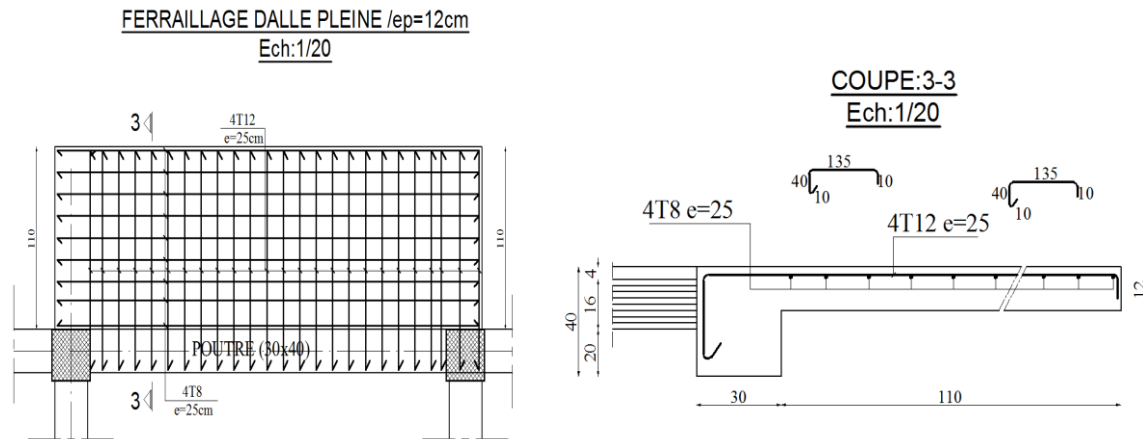


Figure III.11 : Plan de ferrailage balcon

III.6. Les planchers :

III.6.1. Introduction :

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

III.6.2. Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot. Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément.

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- ✓ Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- ✓ Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- ✓ Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.6.3. Calcul des poutrelles :

1. Méthode de forfaitaire :

Condition d'application :

- $Q \leq 2G$ et $Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2$

- Les moments d'inertie constante (I).
- La fissuration peu nuisible.
- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

a) Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive.
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées.
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

b) Les moments en travées :

- ✓ $M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$
- ✓ $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$, travée de rive
- ✓ $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$, travée intermédiaire

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

Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

c) Les moments en appui :

$$M_a = \frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8.5 (l'_w + l'_e)}$$

Avec :

l'_w et l'_e : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

P_w et P_e : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

$l = ' 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

$l = ' l$ Pour une travée de rive.

d) Moment en travée :

$$M_T = M_0 + \frac{M_w + M_e}{2}$$

Avec

M_w et M_e : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

e) **Effort tranchant :**

$$V_w = \frac{M_w + M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times l$$

III.6.4. Les combinaisons d'action :

• Plancher étage courant :

Charge permanente : $G = 5.5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

• Plancher terrasse

Charge permanente : $G = 6.51 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ E.L.U

$$q_{E,C} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5,5 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,29 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{E,TER} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6,51 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,69 \text{ KN/m}^2$$

➤ E.L.S

$$q_{E,C} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5,5 + 1,5) \times 0,65 = 4,55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{E,TER} = (G + Q) \cdot 0,65 = (6,51 + 1,00) \times 0,65 = 4,88 \text{ KN/m}^2$$

Types des nervures :

Nous avons quatre types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse, en choisit deux type plus chargée.

III.6.4.1 Détermination des sollicitations :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Condition 1 :

❖ Pour étage courante :

$$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2$$

$$G = 5.5 \text{ KN / m}^2 \longrightarrow 2G = 11 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \leq 2G = 11 \text{ KN / m}^2 \dots\dots \text{ CV}$$

❖ Pour plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN / m}^2$$

$$G = 6.51 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow 2G = 13.02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 2G = 13.02 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{CV}$$

Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées de continuité CV

Condition 3 :

La fissuration est peu préjudiciable CV

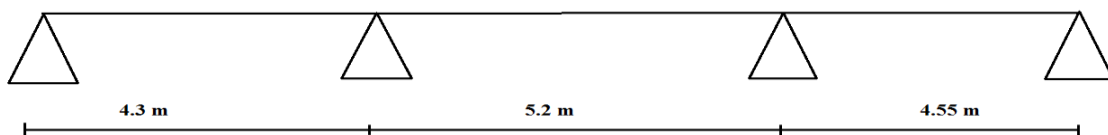
Condition 4 : les rapports des portées

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

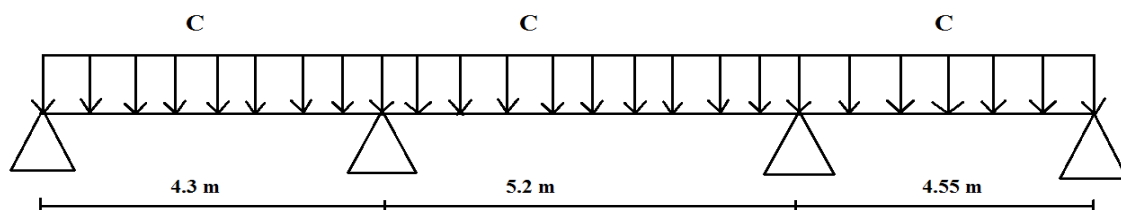
$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 > \frac{3.5}{4.5} = 0.77 \leq 1.25 \dots\dots\dots (\text{CNV}) \\ 0.8 \leq \frac{4.5}{5.3} = 0.85 \leq 1.25 \dots\dots\dots (\text{CV}) \end{array} \right.$$

La méthode forfaitaire n'ai pas applicable, donc on utilise la méthode de Caquot.

Type 1 : plancher repose sur 4 appui

**Cas de chargement :**

Cas 1 : CCC



ELU :

Plancher terrasse :

$$C = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$D = (1.35G) \times 0.65$$

L(m)	4.3	5.2	4.55
L' (m)	4.3	4.16	4.55
G (KN/m ²)	6.51	6.51	6.51
Q (KN/m ²)	1	1	1
Chargée : C	6.69	6.69	6.69
Déchargée : D	5.71	5.71	5.71
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-14.09	-15.02
$M_{iso,C}$ chargée (KN /m ²)	15.46	22.61	17.31
$M_{iso,D}$ déchargée (KN /m ²)	13.19	19.29	14.77
x_{Mtmax}	1.66	2.57	2.77
M_t (KN/m ²)	9.22	8	10.64
V_w (KN)	-17.66	-17.58	-11.92
V_e (KN)	11.11	17.21	18.52

Tableau III.9 : Plancher terrasse cas de l'ELU

Etage courante :

L(m)	4.3	5.2	4.55
L' (m)	4.3	4.16	4.55
G (KN/m ²)	5.5	5.5	5.5

Q (KN/m ²)	1.5		1.5	1.5
Chargée : C	6.29		6.29	6.29
Déchargée : D	4.83		4.83	4.83
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-13.25	-14.10	0
$M_{iso,C}$ chargée (KN /m ²)	14.53		21.26	16.28
$M_{iso,D}$ déchargée (KN /m ²)	11.16		16.32	12.49
x_{Mtmax}	1.66		2.57	2.77
M_t (KN/m ²)	8.66		7.52	10.03
V_w (KN)	-16.60		-16.52	-11.20
V_e (KN)	10.44		16.19	17.41

Tableau III.10 : Etage courante cas de l'ELU

ELS :

Plancher terrasse :

$$C = (G + Q) \times 0.65, \quad D = G \times 0.65$$

L(m)	4.3		5.2	4.55
L' (m)	4.3		4.16	4.55
G (KN/m ²)	6.51		6.51	6.51
Q (KN/m ²)	1		1	1
Chargée : C	4.88		4.88	4.88
Déchargée : D	4.23		4.23	4.23
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-10.28	-10.95	0
$M_{iso,C}$ chargée (KN /m ²)	11.27		16.49	12.63

$M_{iso,D}$ déchargée (KN/m ²)	9.78	14.3	10.95
x_{Mtmax}	1.66	2.57	2.77
M_t (KN/m ²)	6.72	5.83	7.77
V_w (KN)	-12.88	-12.82	-8.69
V_e (KN)	8.10	12.56	13.51

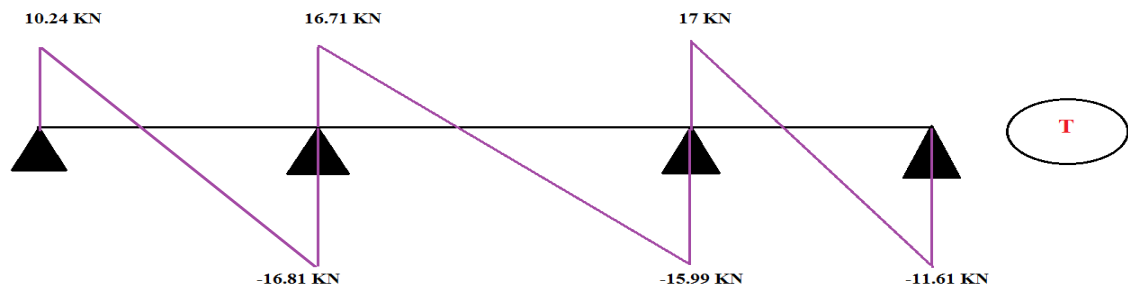
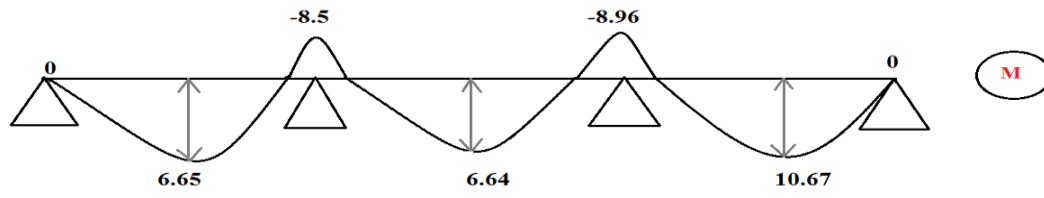
Tableau III.11: Plancher terrasse cas de l'ELS

Etage courante :

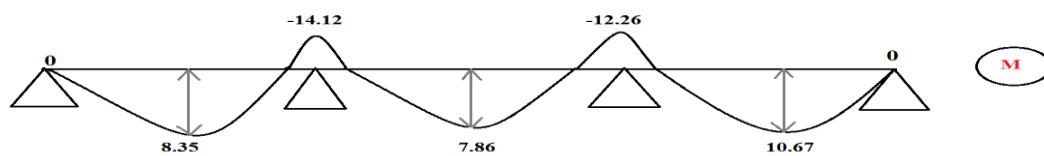
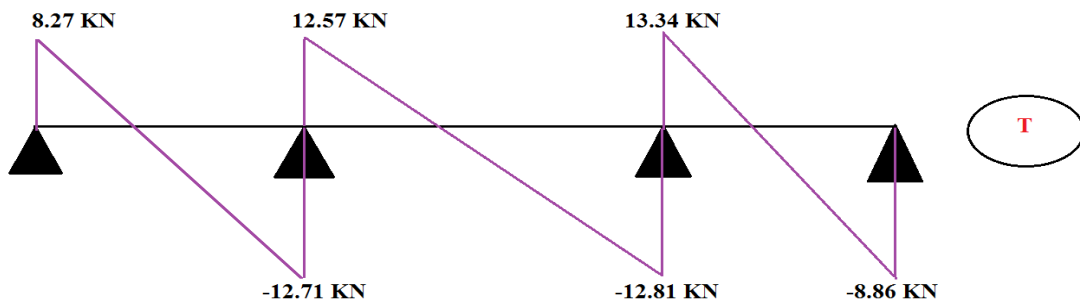
L(m)	4.3	5.2	4.55	
L' (m)	4.3	4.16	4.55	
G (KN/m ²)	5.5	5.5	5.5	
Q (KN/m ²)	1.5	1.5	1.5	
Chargée : C	4.55	4.55	4.55	
Déchargée : D	3.57	3.57	3.57	
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-9.85	-10.21	0
$M_{iso,C}$ chargée (KN/m ²)	10.52	15.38	11.77	
$M_{iso,D}$ déchargée (KN/m ²)	8.25	12.07	9.24	
x_{Mtmax}	1.65	2.58	2.77	
M_t (KN/m ²)	6.19	5.29	7.24	
V_w (KN)	-12.07	-11.89	-8.11	
V_e (KN)	7.49	11.76	12.59	

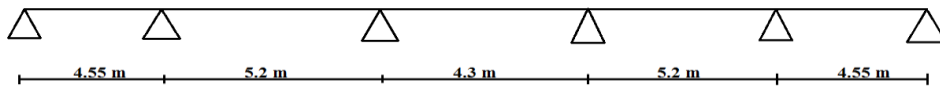
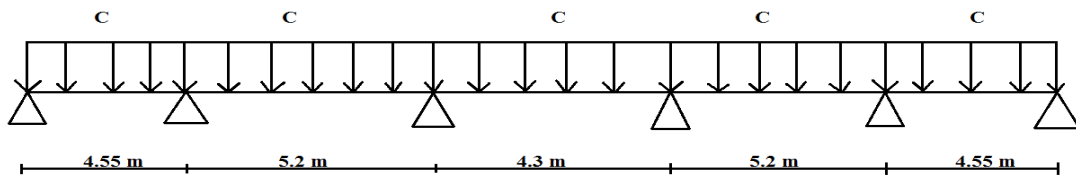
Tableau III.12 : Etage courante cas de l'ELS

ELS :



ELU :



Type 2 : plancher repose sur (6) appui**Cas 1 : CCC****ELU :****Plancher terrasse :**

$$C = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

$$D = (1.35G) \times 0.65$$

L(m)	4.55	5.2	4.3	5.2	4.55	
L' (m)	4.55	4.16	3.44	4.16	4.55	
G (KN/m ²)	6.51	6.51	6.51	6.51	6.51	
Q (KN/m ²)	1	1	1	1	1	
Chargée : C	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69	
Déchargée : D	5.71	5.71	5.71	5.71	5.71	
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-15.02	-11.67	-11.67	-15.02	0

$M_{iso,C}$ chargée (KN /m ²)	17.31	22.61	15.46	22.61	17.31
$M_{iso,D}$ déchargée (KN /m ²)	14.77	19.3	13.2	19.3	14.77
x_{Mtmax}	1.78	2.69	2.15	2.5	2.76
M_t (KN/m ²)	10.6	9.18	3.79	9.23	10.46
V_w (KN)	-18.52	-16.75	-14.38	-18.04	-11.92
V_e (KN)	11.92	18.04	14.38	16.75	18.52

Tableau III.13 : Plancher terrasse cas de l'ELU

Etage courant :

L(m)	4.55	5.2	4.3	5.2	4.55	
L' (m)	4.55	4.16	3.44	4.16	4.55	
G (KN/m ²)	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	
Q (KN/m ²)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	
Chargée : C	6.29	6.29	6.29	6.29	6.29	
Déchargée : D	4.83	4.83	4.83	4.83	4.83	
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-14.12	-10.97	-10.97	-14.12	0
$M_{iso,C}$ chargée (KN /m ²)	16.28	21.26	14.54	21.26	16.28	
$M_{iso,D}$ déchargée (KN /m ²)	12.5	16.32	11.16	14.77	12.5	
x_{Mtmax}	1.78	2.69	2.15	2.5	2.76	
M_t (KN/m ²)	9.96	8.63	3.57	8.68	9.83	
V_w (KN)	-17.10	-15.84	-13.52	-16.78	-11.61	
V_e (KN)	12.42	16.86	13.52	15.93	17	

Tableau III.14 : étage courant cas de l'ELU

ELS :**Plancher terrasse :**

$$C = (G + Q) \times 0.65$$

$$D = G \times 0.65$$

L(m)	4.55	5.2	4.3	5.2	4.55	
L' (m)	4.55	4.16	3.44	4.16	4.55	
G (KN/m ²)	6.51	6.51	6.51	6.51	6.51	
Q (KN/m ²)	1	1	1	1	1	
Chargée : C	4.88	4.88	4.88	4.88	4.88	
Déchargée : D	4.23	4.23	4.23	4.23	4.23	
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-10.95	-8.51	-8.51	-10.95	0
$M_{iso,C}$ chargée (KN /m ²)	17.31	22.61	15.46	22.61	17.31	
$M_{iso,D}$ déchargée (KN /m ²)	14.77	19.3	13.2	19.3	14.77	
x_{Mtmax}	1.78	2.7	2.15	2.5	2.77	
M_t (KN/m ²)	7.73	10.08	4.41	7.47	7.77	
V_w (KN)	-18.24	-16.87	-14.38	-17.92	-12.19	
V_e (KN)	12.19	17.92	14.38	16.87	18.24	

Tableau III.15 : Plancher terrasse cas de l'ELS**Etage courante :**

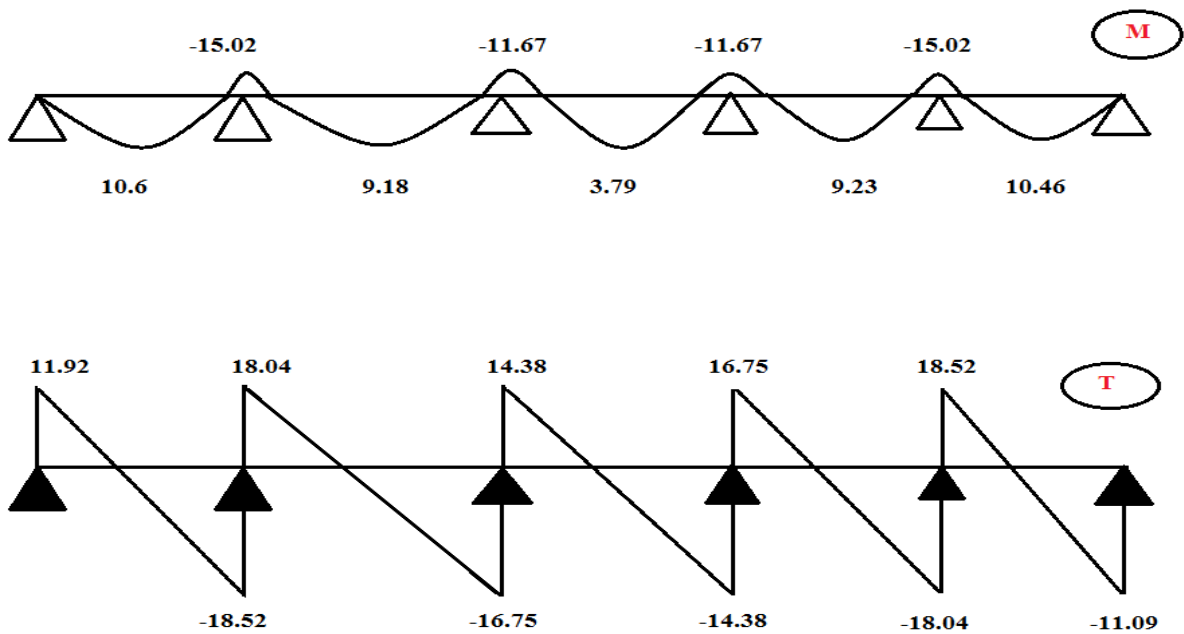
L(m)	4.55	5.2	4.3	5.2	4.55
L' (m)	4.55	4.16	3.44	4.16	4.55
G (KN/m ²)	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
Q (KN/m ²)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Chargée : C	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55

Déchargée : D	3.57		3.57	3.57	3.57	3.57
M_a cas 1 : CCC (KN/m ²)	0	-10.21	-7.94	-7.94	-10.21	0
$M_{iso,C}$ chargée (KN /m ²)	11.77		15.38	10.52	15.38	11.77
$M_{iso,D}$ déchargée (KN /m ²)	9.24		12.07	8.25	12.07	9.24
x_{Mtmax}	1.78		2.69	2.15	2.5	2.77
M_t (KN/m ²)	7.21		6.25	2.58	6.28	7.24
V_w (KN)	-12.6		-11.4	-9.78	-12.26	-8.11
V_e (KN)	8.11		12.26	9.78	11.4	12.6

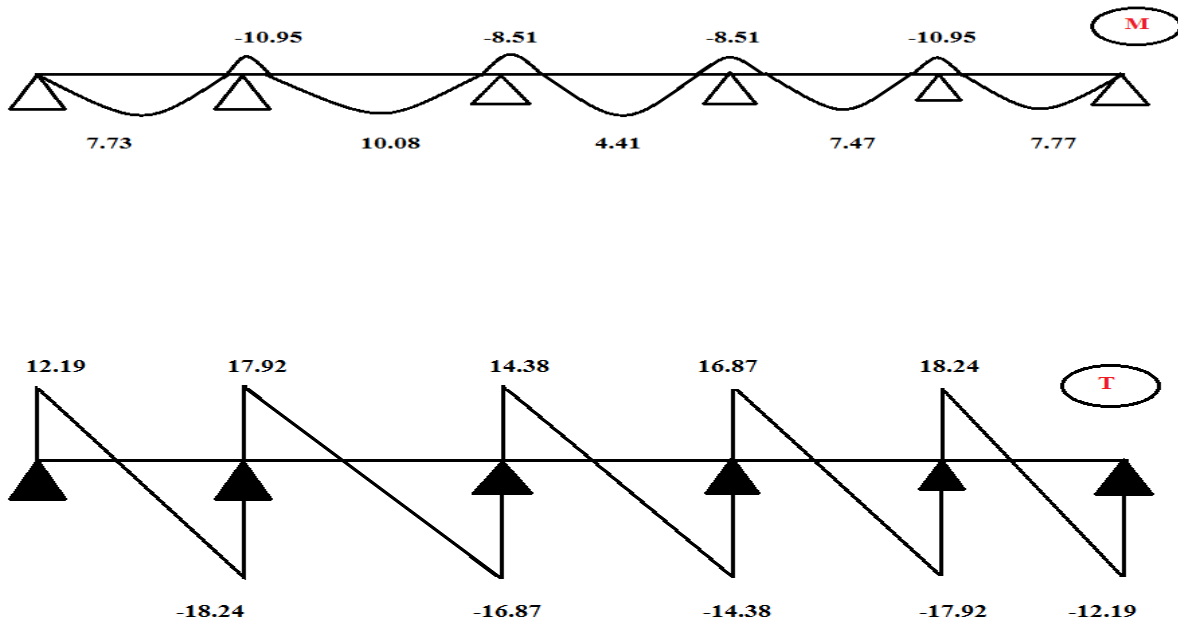
Tableau III.16 : Etage courante cas de l'ELS

Les diagrammes :

ELU :



ELS :



III.6.5. Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage du nervure la plus sollicitée et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

III.6.5.1. Les armatures longitudinales :

A. Plancher Terrasse :

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 13\text{cm} ; c = 2\text{ cm}$$

❖ E. L. U :

• Sur Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(13 - \frac{4}{2}\right) = 40612 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 1064 \text{ N.m} < M_0 = 4061 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma \times b \times d^2} = \frac{10640}{14.2 \times 65 \times 13^2} = 0.068 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.068 \Rightarrow \alpha = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$\bullet A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10640}{348 \times 0.965 \times 13} = 2.44 \text{ cm}^2$$

• **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10\text{cm}$.

$M_a(\text{N.m})$	μ	μ_l	α	β	$A_u (\text{cm}^2)$
15050	0.096	0.392	0.127	0.949	3.5

Tableau III.117 : Résultat de ferrailage ELU.

❖ E. L. S : D'après le BAEL8

- La fissuration est peut nuisible \rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité
- $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, $\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$

	α	$M_u (\text{N.m})$	$M_{ser}(\text{N.m})$	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.088	10640	10080	1.05	25	0.275	CV
Sur Appui	0.127	15050	10950	1.37	25	0.435	CV

Tableau III.18 : Résultat de ferrailage ELS.

❖ **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2, 1)

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

✓ **En travée :**

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times 65 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.42 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appui :**

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times 10 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 0.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée : $A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.

Sur Appui : $A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_m)$

Elément	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_m \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.44	1.42	1.30	2.44	3T12 = 3.39
Appui	3.5	0.16	0.20	3.5	1T16+1T14 = 3.55

Tableau III. 19: Ferrailage terrasse.

B-Plancher Étage Courant :

✓ E. L. U

	$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	β	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	10030	0.064	0.392	0.083	0.966	2.3
Appui	14120	0.091	0.392	0.119	0.952	3.3

Tableau III.20 : Résultat de ferrailage ELU

✓ ELS :

	α	$M_u \text{ (N.m)}$	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.083	10030	7240	1.38	0.44	CV
Appui	0.119	14120	10950	1.29	0.39	CV

Tableau III.21 : Résultat de ferrailage ELS.

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_m)$

Elément	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_m (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	2.3	1.42	1.30	2.3	5T8 = 2.51
Appui	3.3	0.16	0.20	3.3	5T10 = 3.93

Tableau III.22: Ferrailage étage courant.

III.6.5.2. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- **La contrainte tangente** : $\tau_u = \frac{V_u}{db_0}$ (BAEL91 (A.5.1, 1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{18520}{100 \times 130} = 1.42 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

- $\bar{\tau}_u = \min(0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}) \longrightarrow$ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211))

- $\tau_u = 1.42 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots$ (CV)

- **Diamètres minimaux** ϕ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_1, \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{240}{35}, 10, \frac{100}{10}\right) \implies \phi_t \leq \min(6.86, 10, 10)$$

$$\phi_t = 7 \text{ mm} \quad \text{FeE235}$$

$$A_t = 1\phi 10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement S_t** : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 11.7 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 73.83 \text{ cm BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

On dispose les armatures transversales avec un espacement de 15 cm

III.6.5.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1.31)

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

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

Avec : $a = 0.9 \times d = 11.7 \text{ cm}$

Avec : $a = 0.9 \times d = 11.7 \text{ cm}$

$$0.267 \times 11.7 \times 10 \times 25 = 780.97 \text{ N}$$

$$V_u = 18520 \text{ N} < 780.97 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$\gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{18520}{400} = 53.24 \text{ mm}^2$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 = 393 \text{ mm}^2 > 53.24 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

III.6.6. Vérification de la flèche: BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{24}{520} = 0.046 > 0.044 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\bullet \frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{3.93}{25 \times 32} = 0.0049 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\bullet \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \longrightarrow \frac{24}{520} = 0.046 > \frac{10640}{15 \times 22612.2} = 0.031 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

III.6.7. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

✓ 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

✓ 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

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

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A // = \frac{A \perp}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

Donc on choisi un treillis soudé TS Ø5 (20×30) cm²

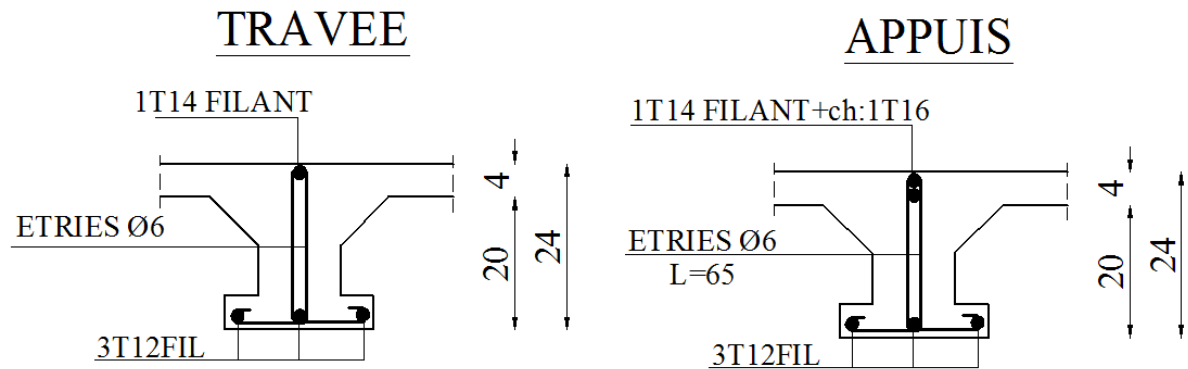


Figure III.12 : Ferrailage des plancher

IV.1. Etude du vent :

IV.1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent. On utilise le règlement NV99 pour le calcul du vent.

IV.2. Application des R N V 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction doit suivre les étapes suivantes :

Le projet implante dans la willaya de M'sila → Zone II (annexe -1 : RNV99)

$q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3 : RNV99).

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 1 : valeur de la pression dynamique de référence

Catégorie terrain (II) (tableau 2.4 : RNV99)

II	K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
Région de culture avec haies et avec petit ferme, maison ou arbres	0.19	0.05	4	0.26

Site plat → $C_t = 1$ (tableau 2.5 : RNV99)

Le calcul suit la réglementation de calcul d'une structure rectangulaire :

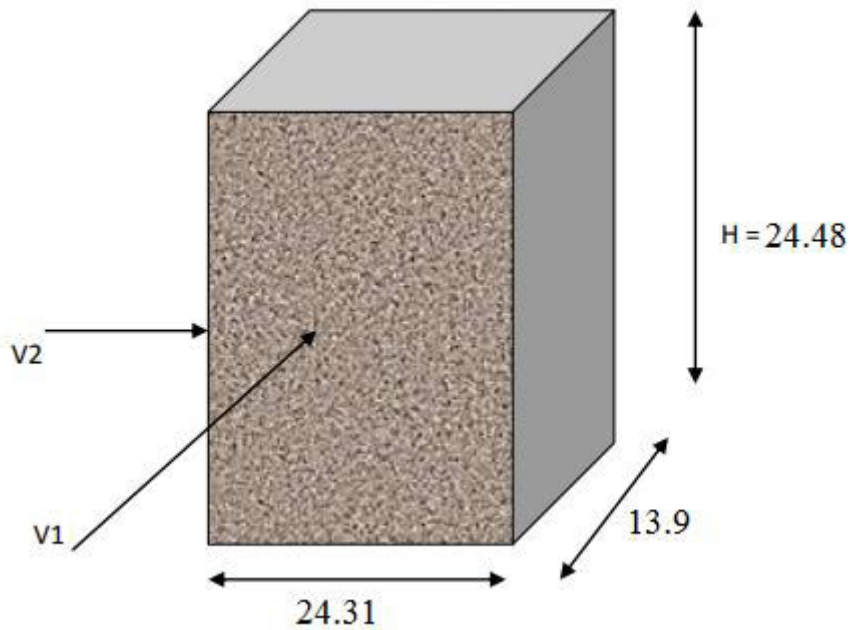


Figure 1: Action du vent sur la structure

IV.4. Choix du sens du vent : (chap. 02 - § 1.1.1 : RNV99)

a) Coefficient dynamique C_d :

$$V_1 \longrightarrow C_d = 0.93 \text{ m (h = 24.48 m ; b = 24.31 m)}$$

$$V_2 \longrightarrow C_d = 0.95 \text{ m (h = 24.48 m ; b = 13.9 m)}$$

$C_d < 1.2$: la structure est peut sensible aux excitations dynamiques
(Chap. 02 - § 3.2 : RNV99).

➤ 1^{er} sens :

Evaluation de la pression due au vent (q) : (chap. 02 - § 1.2.2 : RNV99).

$$q_j = C_d \times W_j(Z)$$

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Evaluation de la pression dynamique (q_{dyn}) : (chap. 02 - § 3.2 : RNV99).

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z)$$

Evaluation de $C_e(Z)$: (chap 02 - § 3.3 : RNV99).

$$C_e(Z) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times \left[1 + \frac{(7 \times K_t)}{(C_r(Z) \times C_t(Z))} \right]$$

Evaluation de $C_r(Z)$ j : (chap 02 - § 4.2 : RNV99).

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times L_n \left(\frac{Z_{min}}{Z_o} \right) \quad \text{pour : } Z \leq Z_{min} .$$

Niveau	Z _j	Z ₀	C _r	C _t	C _e	q _{dyn} (N/m ²)
RDC	1.53	0.05	0.832	1	1.798	845.06
1	4.59	0.05	0.859	1	1.880	883.6
2	7.65	0.05	0.955	1	2.182	1025.54
3	10.71	0.05	1.02	1	2.397	1126.59
4	13.77	0.05	1.067	1	2.557	1201.79
5	16.83	0.05	1.105	1	2.691	1264.77
6	19.89	0.05	1.137	1	2.805	1318.35
7	22.95	0.05	1.164	1	2.903	1364.41

Tableau 2 : Pression dynamique q_{dyn} sens 1

b) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99), les valeurs de $C_{pe, 10}$ et $C_{pe, 1}$. Sont donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

✚ Parois verticales :

$$e = \min (b, 2h) = \min (24.32, 2 \times 24.48) \longrightarrow e = 24.32 \text{ m}$$

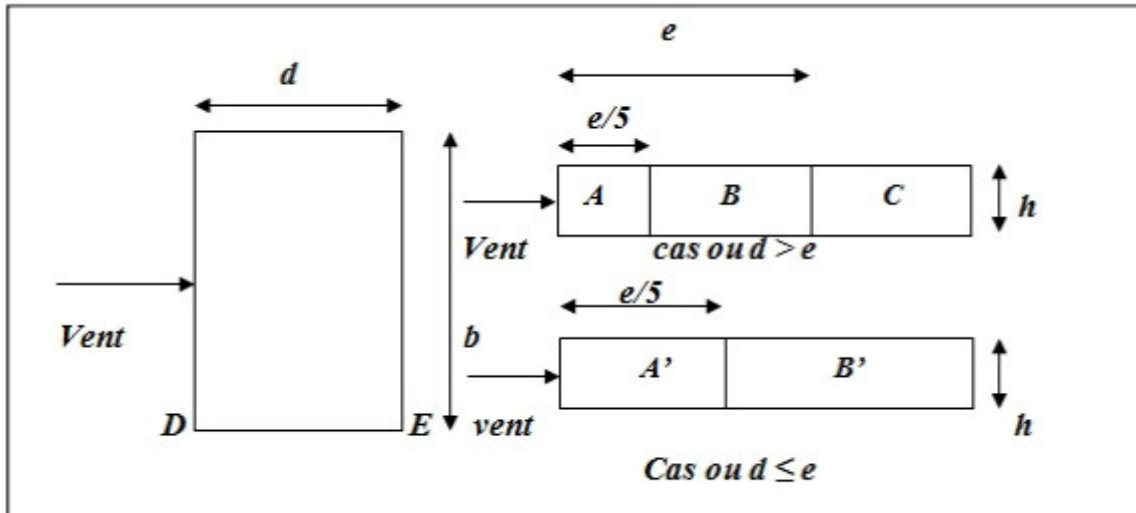
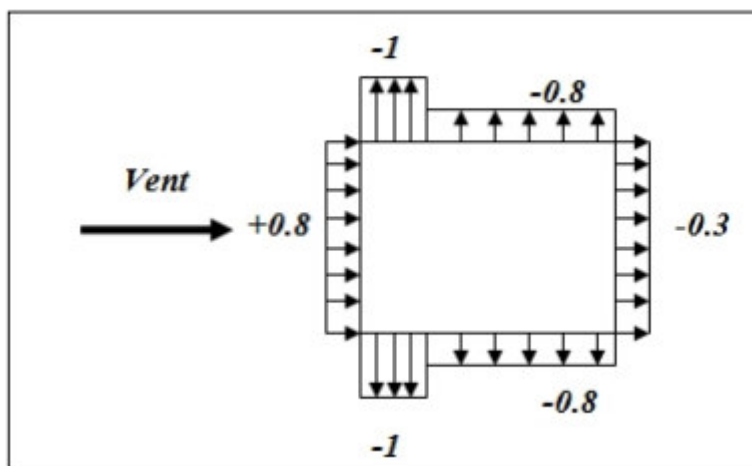


Figure 2 : Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois

$d = 13.9 \text{ m} < e = 24.32 \text{ m}$ \longrightarrow A', B'

AA'		BB'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau 3 : C_{pe} Pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire



✚ Toitures :

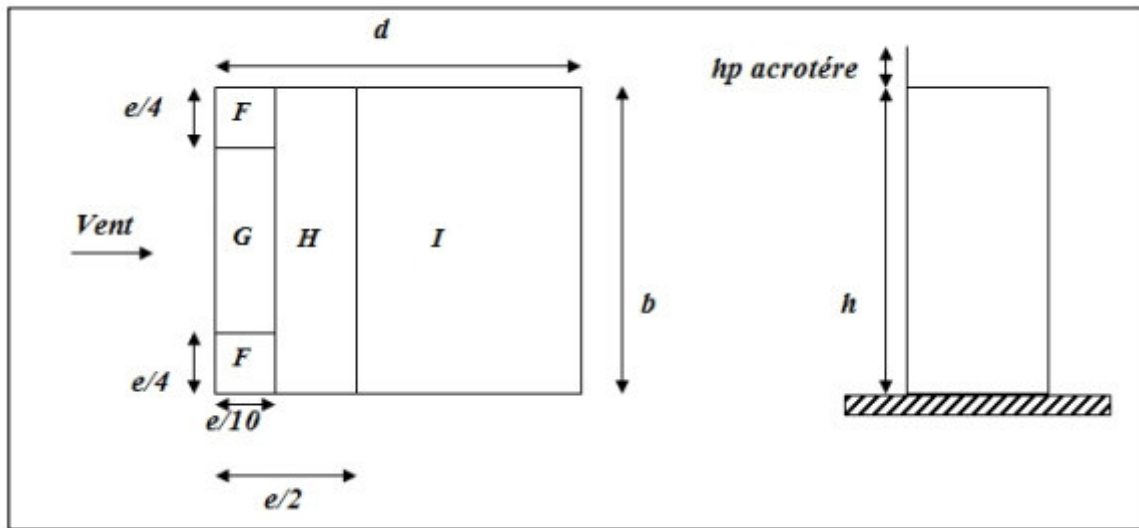


Figure 3 : Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture

$C_{pe} = f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap. 5 RNV99)

$h_p/h = 0.60/25.08 = 0.024$

C_{pe}	F	G	H	I
0.024	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

c) Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap. 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieure, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8, C_{pi} = -0.5$

D) Evaluation de la pression due vent (q) :

1. Parois vertical : $C_{pi} = 0.8$

Zone	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z) = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$
A'	1.53	0.93	-1	0.8	845.06	-1414.63
	4.59				883.6	-1479.15
	7.65				1025.54	-1716.75
	10.71				1126.59	-1885.91
	13.77				1201.79	-2011.79
	16.83				1264.77	-2117.22
	19.89				1318.35	-2206.92
	22.95				1364.41	-2284.02

B'	1.53	0.93	-0.8	0.8	845.06	-1257.45
	4.59				883.6	-1314.79
	7.65				1025.54	-1526
	10.71				1126.59	-1676.36
	13.77				1201.79	-1788.26
	16.83				1264.77	-1881.97
	19.89				1318.35	-1961.70
	22.95				1364.41	-2030.24
D	1.53	0.93	0.8	0.8	845.06	0
	4.59				883.6	0
	7.65				1025.54	0
	10.71				1126.59	0
	13.77				1201.79	0
	16.83				1264.77	0
	19.89				1318.35	0
	22.95				1364.41	0
E	1.53	0.93	-0.3	0.8	845.06	-864.49
	4.59				883.6	-903.92
	7.65				1025.54	-1049.13
	10.71				1126.59	-1152.50
	13.77				1201.79	-1229.43
	16.83				1264.77	-1293.86
	19.89				1318.35	-1348.67
	22.95				1364.41	-1398.86

Tableau 4 : La pression due au vent (q) de la paroi verticale $c_{pi} = 0.8$

2. Toiture

Zone	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	q(z)
F	22.95	0.93	-1.6	0.8	1364.41	-3045.36
G			-1.1			-2410.91
H			-0.7			-1903.35
I			±0.2			-1268.90
						-761.34

Tableau 5 : La pression due au vent (q) de la toiture $c_{pi} = 0.8$

3. Parois vertical : $c_{pi} = -0.5$

Zone	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z) = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$
------	-------	-------	----------	----------	-------------------------------	--

A'	1.53	0.93	-1	-0.5	845.06	-392.95
	4.59				883.6	-410.87
	7.65				1025.54	-476.88
	10.71				1126.59	-523.86
	13.77				1201.79	-558.83
	16.83				1264.77	-588.12
	19.89				1318.35	-613.03
	22.95				1364.41	-634.45
B'	1.53	0.93	-0.8	-0.5	845.06	- 235.77
	4.59				883.6	-246.52
	7.65				1025.54	-286.12
	10.71				1126.59	-314.32
	13.77				1201.79	-335.29
	16.83				1264.77	-352.87
	19.89				1318.35	-367.82
	22.95				1364.41	-380.67
D	1.53	0.93	0.8	-0.5	845.06	1021.67
	4.59				883.6	1068.27
	7.65				1025.54	1239.87
	10.71				1126.59	1362.04
	13.77				1201.79	1452.96
	16.83				1264.77	1529.11
	19.89				1318.35	1593.88
	22.95				1364.41	1649.57
E	1.53	0.93	-0.3	-0.5	845.06	157.18
	4.59				883.6	164.35
	7.65				1025.54	190.75
	10.71				1126.59	209.54
	13.77				1201.79	223.53
	16.83				1264.77	235.24
	19.89				1318.35	245.21
	22.95				1364.41	253.78

Tableau6 : La pression due au vent (q) des parois vertical $c_{pi} = -0.5$

4. Toiture :

Zone	Z (m)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	q _{dyn} (N/m ²)	q(z)
F	22.95	0.93	-1.6	-0.5	1364.41	-1395.79
G			-1.1			761.34
H			-0.7			253.78
I			±0.2			380.67
						888.23

Tableau 7 : La pression due au vent (q) de la toiture c_{pi} = -0.5

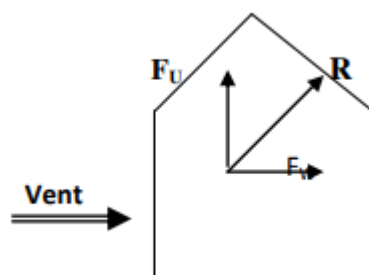
E) Calcul Force de frottement : (chap. 02 - § .1.4. RNV99)

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle soit le rapport d/b ≥ 3 ou le rapport d/h ≥ 3 soient vérifié ; ou [b] la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, [h] la hauteur de la construction, et [d] la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Donc les forces de frottements ne seront pas prises en compte.

La force résultante R, se décompose en deux forces :

1. Une force globale horizontale F_w, qui correspond à la résultante des forces Horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.
2. Une force de soulèvement F_U



$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

d/b = 13.9/24.01 = 0.579 < 3 (Condition non vérifiée)

d/h = 13.9/24.08 = 0.567 < 3 (Condition non vérifiée)

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

Zone	Z (m)	q(z)	Surfac e	R(Z _x) (N/m ²)	R(Z _y) (N/m ²)
D= b×3.06	1.53	0	73.47	0	0
	4.59	0	73.47	0	0
	7.65	0	73.47	0	0
	10.71	0	73.47	0	0
	13.77	0	73.47	0	0
	16.83	0	73.47	0	0
	19.89	0	73.47	0	0
	22.95	0	73.47	0	0
E= b×3.06	1.53	-864.49	73.47	-63514.08	0
	4.59	-903.92	73.47	-66411	0
	7.65	-1049.13	73.47	-77079.58	0
	10.71	-1152.50	73.47	-84674.17	0
	13.77	-1229.43	73.47	-90326.22	0
	16.83	-1293.86	73.47	-95059.89	0
	19.89	-1348.67	73.47	-99086.78	0
	22.95	-1398.86	73.47	-102774.24	0
F=(e/10×e/4) ×2	22.95	-3045.36	29.57	0	-90051.29
G=b-((e/4)×2)	22.95	-2410.91	11.85	0	-28569.28
H=(e/2-e/10) ×b	22.95	-1903.35	233.57	0	-444565.45
I= (d-e/2) ×b	22.95	-1268.90	41.77	0	-53001.95

Tableau 8 : Valeurs des forces de frottement C_{pi} = 0.8

Donc :

$$R_{XX} = \sum R_{Xi} = -678925.96 \text{ N} = -678.92 \text{ KN}$$

$$R_{YY} = \sum R_{Yi} = -616187.97 \text{ N} = -616.189 \text{ KN}$$

Zone	Z (m)	q(z)	Surfac e	R(Z _x) (N/m ²)	R(Z _y) (N/m ²)
D= b×3.06	1.53	1021.67	73.47	75062.09	0
	4.59	1068.27	73.47	78485.79	0
	7.65	1239.87	73.47	91093.24	0
	10.71	1362.04	73.47	100069.07	0
	13.77	1452.96	73.47	106748.97	0
	16.83	1529.11	73.47	112343.71	0
	19.89	1593.88	73.47	117102.36	0
	22.95	1649.57	73.47	121193.91	0

E= b×3.06	1.53	157.18	73.47	4201.01	0
	4.59	164.35	73.47	12074.79	0
	7.65	190.75	73.47	14014.40	0
	10.71	209.54	73.47	15394.90	0
	13.77	223.53	73.47	16422.75	0
	16.83	235.24	73.47	17283.08	0
	19.89	245.21	73.47	18015.59	0
	22.95	253.78	73.47	18645.26	0
F=(e/10×e/4) ×2	22.95	-1395.79	29.57	0	-41273.51
G=b-((e/4)×2)	22.95	761.34	11.85	0	9057.43
H=(e/2-e/10) ×b	22.95	253.78	233.57	0	59276.39
I= (d-e/2) ×b	22.95	380.67	41.77	0	15900.58

Tablea9 : Valeurs des forces de frottement C_{Pi} = -0.5

Donc :

$$R_{XX} = \Sigma R_{Xi} = 918151.23 \text{ N} = 918.15 \text{ KN}$$

$$R_{YY} = \Sigma R_{Yi} = 42960.89 \text{ N} = 42.96 \text{ KN}$$

➤ 2éme sens :*

Niveau	Z _j	Z ₀	C _r	C _t	C _e	q _{dyn} (N/m ²)
RDC	1.53	0.05	0.832	1	1.798	845.06
1	4.59	0.05	0.859	1	1.880	883.6
2	7.65	0.05	0.955	1	2.182	1025.54
3	10.71	0.05	1.02	1	2.397	1126.59
4	13.77	0.05	1.067	1	2.557	1201.79
5	16.83	0.05	1.105	1	2.691	1264.77
6	19.89	0.05	1.137	1	2.805	1318.35
7	22.95	0.05	1.164	1	2.903	1364.41

Tableau 10 : Pression dynamique q_{dyn} sens 2

Des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

✚ Parois verticales :

$$e = \min (b, 2h) = \min (13.9, 2 \times 24.48) \longrightarrow e = 13.9 \text{ m}$$

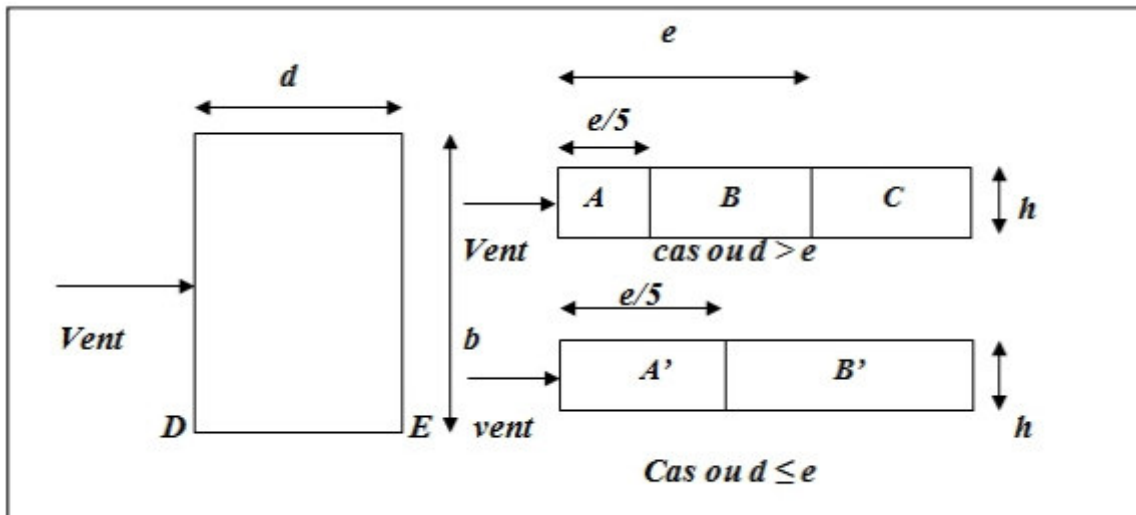
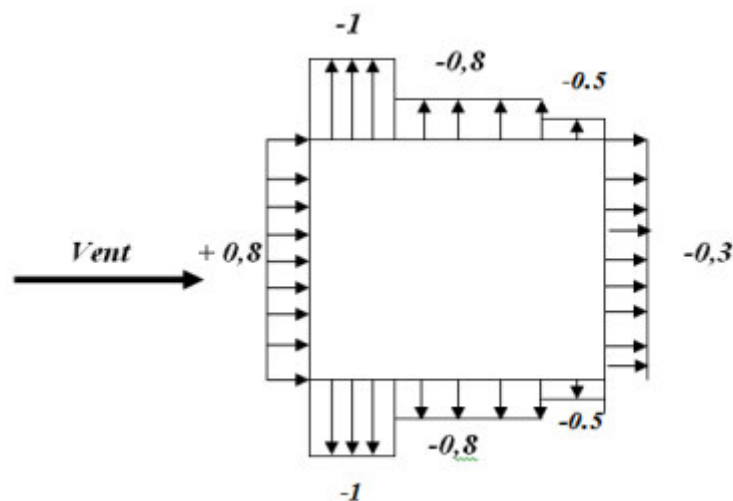


Figure 4 : Répartition des Zones de Pression extérieur sur les parois

$d = 24.31 \text{ m} > e = 13.9 \text{ m} \longrightarrow A, B, C$

AA'		BB'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau 11 : C_{pe} Pour les parois verticales de bâtiment à bas rectangulaire.



Toiture :

$C_{pe} = f(h_p/h)$ (tableau 5.2 chap. 5 RNV99)

$h_p/h = 0.60/25.08 = 0.024$

C_{pe}	F	G	H	I
0.024	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

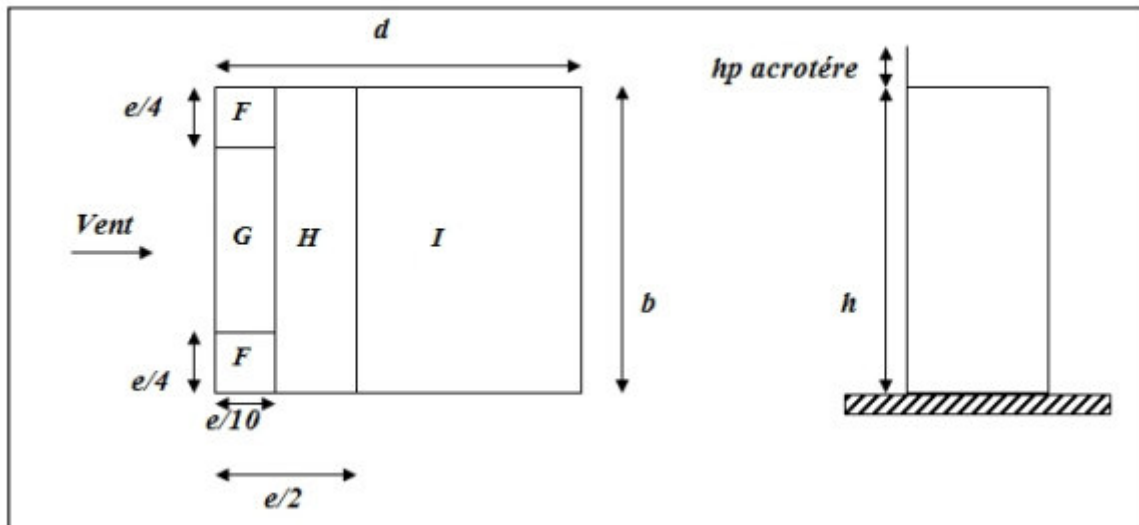


Figure 5 : Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture

c) Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) : (chap. 05 - §2.2.2 : RNV99)

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieure, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$C_{pi} = 0.8, C_{pi} = -0.5$

D) Evaluation de la pression due vent (q) :

1. Parois vertical : $C_{pi} = 0.8$

Zone	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z) = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$
A'	1.53	0.95	-1	0.8	845.06	-1445.05
	4.59				883.6	-1510.95
	7.65				1025.54	-1753.67
	10.71				1126.59	-1926.47
	13.77				1201.79	-2055.06
	16.83				1264.77	-2162.76
	19.89				1318.35	-2254.39
	22.95				1364.41	-2333.14
B'	1.53	0.95	-0.8	0.8	845.06	-1257.45
	4.59				883.6	-1343.07
	7.65				1025.54	-1558.82
	10.71				1126.59	-1622.29
	13.77				1201.79	-2055.06

	16.83				1264.77	-2162.76
	19.89				1318.35	-2003.89
	22.95				1364.41	-2073.90
C	1.53	0.95	-0.5	0.8	845.06	-1043.65
	4.59				883.6	-1091.26
	7.65				1025.54	-1266.54
	10.71				1126.59	-1391.34
	13.77				1201.79	-1484.21
	16.83				1264.77	-1561.99
	19.89				1318.35	-1628.16
	22.95				1364.41	-1685.05
D	1.53	0.95	0.8	0.8	845.06	0
	4.59				883.6	0
	7.65				1025.54	0
	10.71				1126.59	0
	13.77				1201.79	0
	16.83				1264.77	0
	19.89				1318.35	0
	22.95				1364.41	0
E	1.53	0.95	-0.3	0.8	845.06	-883.08
	4.59				883.6	-923.36
	7.65				1025.54	-1071.69
	10.71				1126.59	-1177.28
	13.77				1201.79	-1255.87
	16.83				1264.77	-1321.68
	19.89				1318.35	-1377.67
	22.95				1364.41	-1425.81

Tableau 12 : La pression due au vent (q) de la paroi verticale $C_{pi}=0.8$

2. Toiture

Zone	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	q(z)
F	22.95	0.95	-1.6	0.8	1364.41	-3110.85
G			-1.1			-2462.76
H			-0.7			-1944.28
I			± 0.2			-1296.19
			-777.71			

Tableau 13 : La pression due au vent (q) de la toiture $C_{pi}=0.8$

3. Parois vertical : $C_{pi} = -0.5$

Zone	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	$q(z) = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$
A'	1.53	0.95	-1	-0.5	845.06	-401.40
	4.59				883.6	-419.71
	7.65				1025.54	-487.13
	10.71				1126.59	-535.13
	13.77				1201.79	-570.85
	16.83				1264.77	-600.76
	19.89				1318.35	-626.22
	22.95				1364.41	-648.09
B'	1.53	0.95	-0.8	-0.5	845.06	-240.84
	4.59				883.6	-251.83
	7.65				1025.54	-292.28
	10.71				1126.59	-304.18
	13.77				1201.79	-342.51
	16.83				1264.77	-360.46
	19.89				1318.35	-375.73
	22.95				1364.41	-388.56
C	1.53	0.95	-0.5	-0.5	845.06	0
	4.59				883.6	0
	7.65				1025.54	0
	10.71				1126.59	0
	13.77				1201.79	0
	16.83				1264.77	0
	19.89				1318.35	0
	22.95				1364.41	0
D	1.53	0.95	0.8	-0.5	845.06	1043.65
	4.59				883.6	1091.25
	7.65				1025.54	1266.54
	10.71				1126.59	1391.34
	13.77				1201.79	1484.21
	16.83				1264.77	1561.99
	19.89				1318.35	1628.16
	22.95				1364.41	1685.05
	1.53	0.95	-0.3	-0.5	845.06	160.56
	4.59				883.6	167.88
	7.65				1025.54	194.85
	10.71				1126.59	214.05
	13.77				1201.79	228.34

E	16.83			1264.77	240.31
	19.89			1318.35	250.48
	22.95			1364.41	259.24

Tableau 14 : La pression due au vent (q) du parois vertical $C_{Pi} = -0.5$

4. Toiture :

Zone	Z (m)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	q_{dyn} (N/m ²)	q(z)
F	22.95	0.95	-1.6	-0.5	1364.41	-1425.81
G			-1.1			-777.71
H			-0.7			-259.24
I			±0.2			388.85
						907.33

Tableau 15 : La pression due au vent (q) de la toiture $C_{Pi} = -0.5$

$d/b = 24.01/13.9 = 1.73 < 3$ (Condition non vérifiée)

$d/h = 24.01/24.08 = 0.99 < 3$ (Condition non vérifiée)

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

Zone	Z (m)	q(z)	Surfac e	R(Z _x) (N/m ²)	R(Z _y) (N/m ²)
D= b×3.06	1.53	0	42.53	0	0
	4.59	0	42.53	0	0
	7.65	0	42.53	0	0
	10.71	0	42.53	0	0
	13.77	0	42.53	0	0
	16.83	0	42.53	0	0
	19.89	0	42.53	0	0
	22.95	0	42.53	0	0
E= b×3.06	1.53	-883.08	42.53	-37557.82	0
	4.59	-923.36	42.53	-39270.5	0
	7.65	-1071.69	42.53	-45578.97	0
	10.71	-1177.28	42.53	-50069.72	0
	13.77	-1255.87	42.53	-53412.15	0
	16.83	-1321.68	42.53	-55828.28	0
	19.89	-1377.67	42.53	-58592.30	0
	22.95	-1425.81	42.53	-60639.69	0
F=(e/10×e/4) ×2	22.95	-3110.85	9.66	0	-30050.81
G=b-((e/4)×2)	22.95	-2462.76	6.95	0	-17116.18

$H=(e/2-e/10) \times b$	22.95	-1944.28	77.28	0	-150253.95
$I=(d-e/2) \times b$	22.95	-1296.19	237.13	0	-70235.53

Tableau 16 : Valeurs des forces de frottement $C_{Pi} = 0.8$

Donc :

$$R_{XX} = \sum R_{Xi} = -400949.43 \text{ N} = -400.949 \text{ KN}$$

$$R_{YY} = \sum R_{Yi} = -267656.47 \text{ N} = -267.66 \text{ KN}$$

Zone	Z (m)	q(z)	Surface	R(Z _x) (N/m ²)	R(Z _y) (N/m ²)
D= b×3.06	1.53	1043.65	42.53	44386.43	0
	4.59	1091.25	42.53	46410.86	0
	7.65	1266.54	42.53	53865.95	0
	10.71	1391.34	42.53	59301.28	0
	13.77	1484.21	42.53	63123.45	0
	16.83	1561.99	42.53	66431.43	0
	19.89	1628.16	42.53	69245.64	0
	22.95	1685.05	42.53	71665.18	0
E= b×3.06	1.53	160.56	42.53	6828.62	0
	4.59	167.88	42.53	7139.94	0
	7.65	194.85	42.53	8286.97	0
	10.71	214.05	42.53	9103.55	0
	13.77	228.34	42.53	9711.3	0
	16.83	240.31	42.53	10220.38	0
	19.89	250.48	42.53	10652.91	0
	22.95	259.24	42.53	11025.47	0
F=(e/10×e/4) ×2	22.95	-1425.81	9.66	0	-13773.32
G=b-((e/4)×2)	22.95	-777.71	6.95	0	-5405.08
H=(e/2-e/10) ×b	22.95	-259.24	77.28	0	-20035.10
I=(d-e/2) ×b	22.95	388.85	237.13	0	92208

Tableau 17 : Valeurs des forces de frottement $C_{Pi} = -0.5$

Donc :

$$R_{XX} = \sum R_{Xi} = 460130.28 \text{ N} = 460.130 \text{ KN}$$

$$R_{YY} = \sum R_{Yi} = 52994.5 \text{ N} = 52.99 \text{ KN}$$

Vérification de la stabilité :

$$V_X = 46.01 \text{ T}, V_Y = 42.96 \text{ T}$$

Conclusion :

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

IV.2. Etude sismique :

IV.1.Introduction:

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Cette vibration du sol a pour origine, selon le géologue; le mouvement des plaques terrestre appelé aussi la dérive des continents. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principale plaques appelées plaques tectoniques et de plusieurs plaques secondaires.

✚ But de l'étude parasismique:

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à différent niveau de la structure.

IV.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Condition d'application de la méthode :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires Suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone II :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone II et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

IV.2.3 : Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans II_a .
- ✓ Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe 2.

✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S₂.

✓ La hauteur du structure : $h = 24.48 > 23$ m (zone **IIa**)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

IV.3. Analyse de la structure :

IV.3.1 : Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires :

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante

IV.3.1.1.Première variante :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,26	0,79	72,87	0,00	72,87	0,00
2	1,81	0,55	72,87	71,84	0,00	71,84
3	2,33	0,43	73,07	71,95	0,20	0,12
4	4,52	0,22	87,45	71,97	14,38	0,01
5	6,04	0,17	87,48	86,63	0,03	14,66
6	8,10	0,12	87,48	87,10	0,00	0,47
7	9,05	0,11	93,08	87,11	5,60	0,01
8	9,24	0,11	93,20	87,18	0,12	0,07
9	10,02	0,10	93,21	90,68	0,00	3,50
10	12,19	0,08	93,21	93,33	0,00	2,65

Tableau 18 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

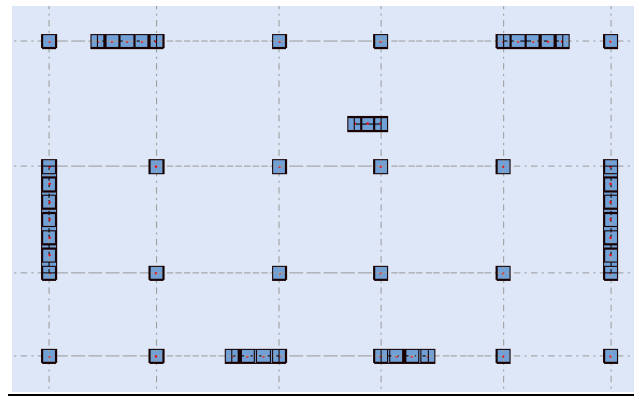


Figure 6 : Déposition des voiles

Interprétation des résultats :

D’après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- ✓ Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l’axe $U_X = 72.87\%$
- ✓ le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l’axe $U_Y = 71.84\%$.
- ✓ le 3^{ème} mode est un mode de torsion selon l’axe $U_X = 0.20\%$ de participation de masse modale.

On vérifier que :

$$\frac{F_{Z,voile}}{F_{Z,total}} = \leq 20\%$$

$$\text{Donc : } \frac{-6747.51}{-27853.5} = 0.24 > 0.20 \dots\dots\dots (\text{CNV})$$

(On veut que la structure travaille avec un système contreventement mixte pour une raison économique donc on change la disposition des voiles)

IV.1.2. Deuxième variante :

Après l’analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,18	0,85	75,91	0	75,91	0
2	1,26	0,79	0	75,74	75,91	75,74
3	1,53	0,65	0,05	0,33	75,95	76,07
4	3,99	0,25	12,03	0,02	87,98	76,08
5	4,18	0,24	0,02	12,24	88	88,33
6	5,33	0,19	0	0,02	88	88,34

7	7,78	0,13	1,82	2,93	89,82	91,27
8	7,89	0,13	3,37	1,7	93,19	92,98
9	8,23	0,12	0,03	0,01	93,22	92,99
10	10,01	0,1	0	0,18	93,22	93,17

Tableau 19 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

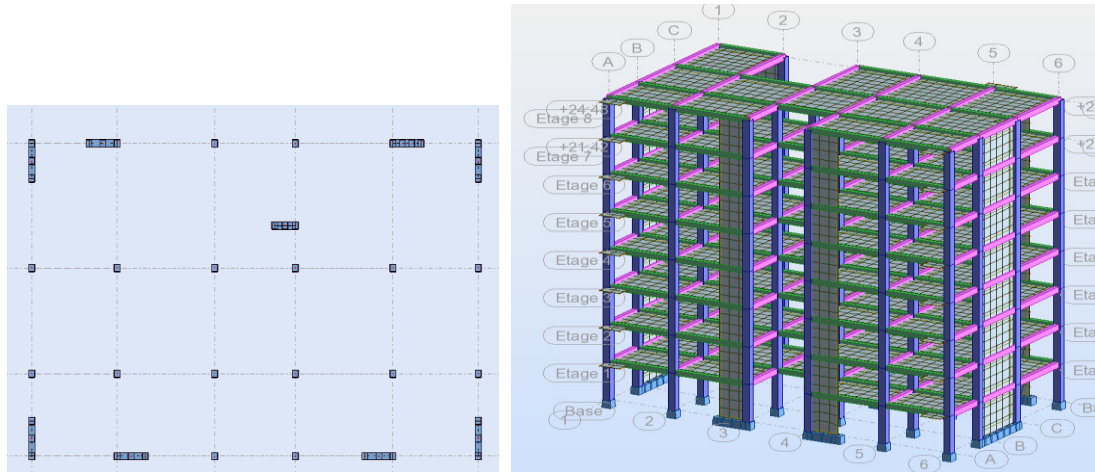


Figure 7 : Déposition des voiles

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- ✓ Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe $U_x = 75.91 \%$ de participation de masse modale.
- ✓ La 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe $U_y = 75.74 \%$.
- ✓ Ma 3^{ème} mode est un mode de torsion selon $U_T = 0.33 \%$
- ✓ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le RPA99 version 2003).

Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons alors cette dernière pour la suite des calculs permettant d'avoir des modes et de formes propres satisfaisants.

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale T_x (dyn) = 0.85 s

- La période fondamentale T_Y (dyn)= 0.79 s.

On a :

- * **La période empirique :**

$$T = C_{t \times} h_N^{(3/4)} \quad \text{RPA99/2003 (Art.4.2.4).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_t = 0.05$$

$$h_N = 25.08 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times 24.48^{(3/4)} = 0.56 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_{X,Y}}}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$T_X = 0.09 \times \frac{25.08}{\sqrt{24.01}} = 0.46 \text{ sec}$$

$$T_Y = 0.09 \times \frac{25.08}{\sqrt{13.9}} = 0.60 \text{ sec}$$

$$T_X = \min (0.46, 0.56) = 0.46 \text{ sec}$$

$$T_Y = \min (0.60, 0.56) = 0.56 \text{ sec } 1.3 T_X = 0.598 \text{ sec} < T_{X,dyn} = 0.85 \text{ sec}$$

$$1.3 T_Y = 0.728 \text{ sec} < T_{Y,dyn} = 0.79 \text{ sec}$$

$$T = 1.3 T_{stat}$$

IV.4. système de contreventement :

Vérifications: selon RPA 99 version 2003(art 3.4.4.a).

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_i^n = k F_i$$

$$V_k \longrightarrow F$$

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
1186,43	542,29	1235,36	678,23	-27673,35	-5636,72
1155,12	620,94	1203,39	645,57	-24013,02	-4837,43

1082,04	693,77	1128,24	677,25	-20542,71	-4138,64
983,06	681,11	1024,45	650,1	-17072,39	-3427,74
858,41	619,24	893,92	585,89	-13602,08	-2707,05
705,56	527,04	734,36	497,29	-10131,76	-1978,14
526,46	414,1	544,76	389,49	-6661,45	-1250,99
296,62	341,31	303,36	324,65	-3186,58	-513,7

Tableau 20 : Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

Interprétation des résultats :

$$\frac{F_{X,poteau}}{F_{X,total}} = \frac{542,29}{1186,43} = 0.45 > 25 \%$$

$$\frac{F_{Y,poteau}}{F_{Y,total}} = \frac{678,23}{1235,36} = 0.54 > 25\%$$

$$\frac{F_{Z,voile}}{F_{Z,total}} = \frac{-5636,72}{-27673,35} = 0.20 \leq 20\%$$

Le Système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interaction portiques –voiles. Donc R = 5

IV.4. 1. Les schémas des trois premiers modes de vibration :



Figure 8 : Première mode de vibration vue en plan

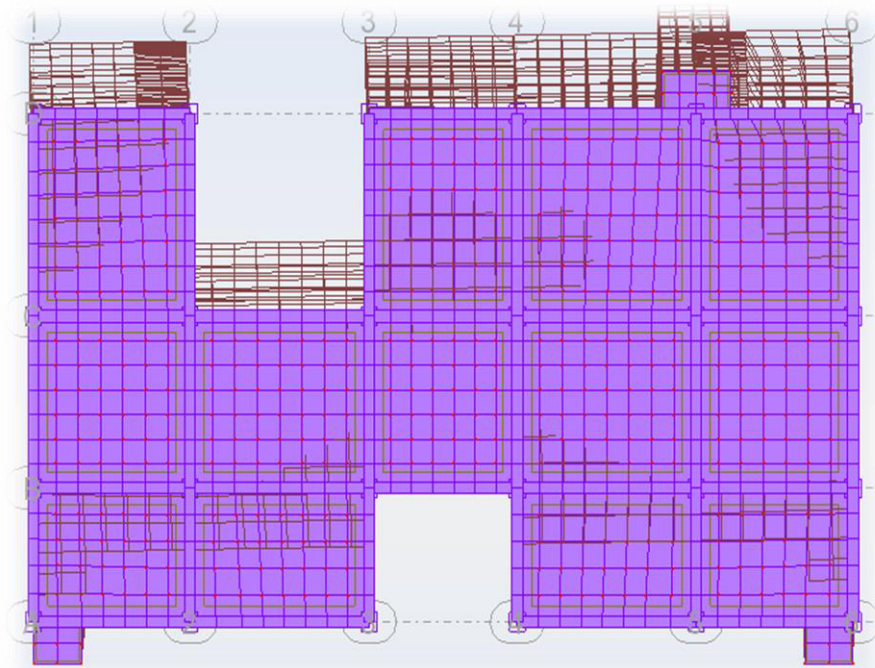


Figure 9 : Deuxième mode de vibration vue en plan

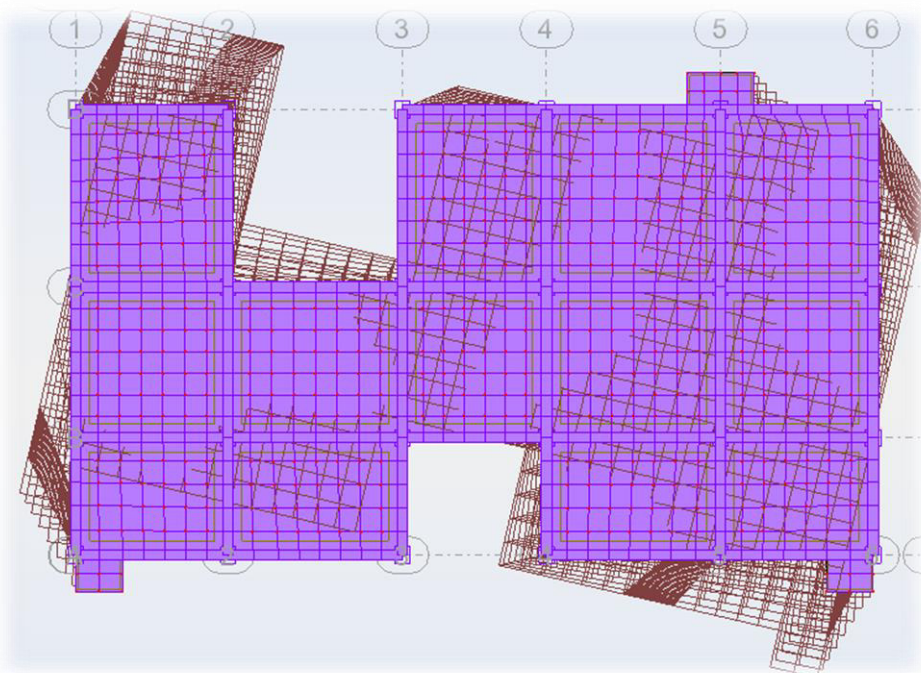


Figure 10 : Troisième mode de vibration vue en plan

IV.5. CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE :

➤ **Méthode statique équivalente :**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003. La zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone II_a et un Groupe d'usage 2.

D'après le tableau : A = 0.15

Groupe d'usage	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 21 : Coefficient d'accélération de zone A

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec T₂ : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, S₂ (T₂ = 0.4 sec)

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 22 : Valeurs de T₁ et T₂

η : Coefficient de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi = 7\%$ (d'après tableau 4.2 du RPA99) — Portique en béton armé remplissage dense)

Remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armée	Acier	Béton armée /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 23 : Valeurs de $\xi(\%)$

$$\eta = 7/(2 + 7) = 0.882 \geq 0.7$$

Donc : $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$, pour (T_x et T_y)

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.40}{0.598} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.68 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.40}{0.728} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.48 \end{cases}$$

✚ R : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction => R = 5

✚ Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.01

Tableau 24 : Valeurs des pénalités P_q

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.16$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Résumé des résultats :

Sens	A	D	R	Q	W(T)	$V_{dyn}(T)$	$V_{stat}(T)$	$0,8V_{stat}$	
Longitudinale (X-X)	0.15	1.68	5	1,16	2546.71	118.643	147.61	118.1	C.V
Transversale (Y-Y)	0.15	1.48	5	1,16	2546.71	123.536	130	104.03	CV

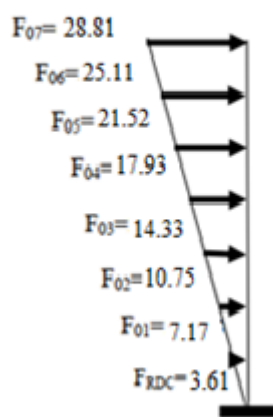
Tableau 25 : Les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0,8 V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifiée

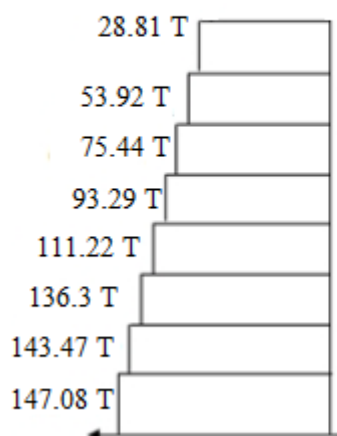
Distribution horizontale de la force sismique :

Sens X :

Force sismique par niveau (T)



Effort tranchant par niveau



Sens-Y :

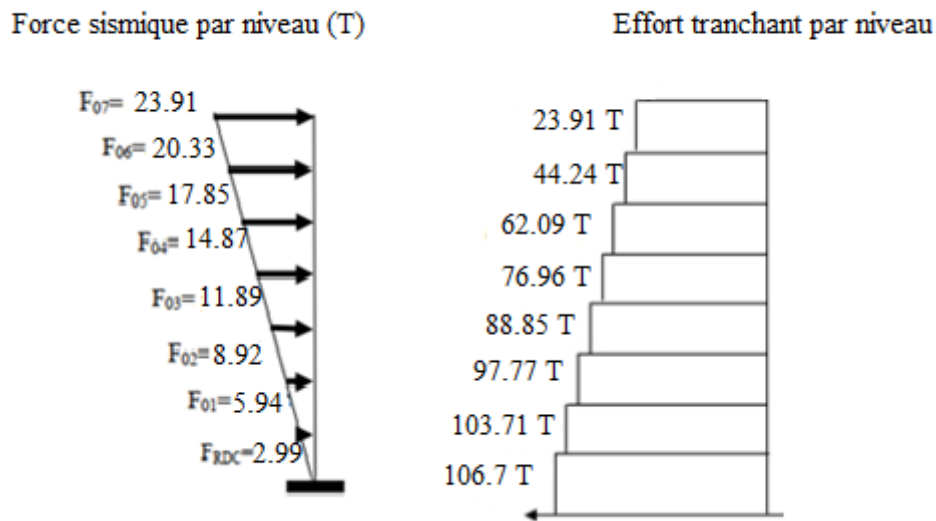


Figure 11 : Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99) :

$$V = Ft + \sum Fi$$

Ft : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} Ft = 0.07 \times T \times V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ Ft = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces Fi sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$Fi = \left[\frac{(V - Ft) \cdot Wi \cdot hi}{\sum(Wj \cdot hj)} \right]$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau i

hi : niveau du plancher où s'exerce la force i

hj : niveau d'un plancher quelconque.

Wi : Wj : poids revenant au plancher i; j

IV.6. Vérification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique Fi

R : coefficient de comportement = 5

ΔK : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta K = \delta_K - \delta$$

Etage	$\delta_{K,X}$ (cm)	ΔK (cm)= $\delta_K - \delta$	$\delta_{K,Y}$ (cm)	ΔK (cm)= $\delta_K - \delta$
RDC	0,5	0,5	0,5	0,5
1	1,5	1	1,4	0,9
2	2,7	1,2	2,5	1,1
3	3,9	1,2	3,5	1
4	4,9	1	4,5	1
5	5,9	1	5,3	0,8
6	6,6	0,7	6	0,7
7	7,2	0,6	6,6	0,6

Tableau 26 : Déplacements absolus pour les deux directions principales

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$

IV.7. Caractéristique géométrique et massique:

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). il est calcule comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y)

➤ **Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- * Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- * Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

➤ **Excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|, \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Etage	W [t]	Position du centre de masse		position du centre de torsion		Excentricité	
		XG(m)	YG(m)	XCR(m)	YCR(m)	Ex	Ey
RDC	320,663	12.10	6.39	11.90	6.81	0,2	0,42
1	317,814	12.12	6.36	11.90	6.81	0,23	0,46
2	317,814	12.12	6.36	11.90	6.81	0,23	0,46
3	317,814	12.12	6.36	11.90	6.81	0,23	0,46
4	317,814	12.12	6.36	11.90	6.81	0,23	0,46
5	317,814	12.12	6.36	11.90	6.81	0,23	0,46
6	317,814	12.12	6.36	11.90	6.81	0,23	0,46
7	319,155	12.21	6.45	11.90	6.58	0,31	0,12

Tableau 27 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité et l'excentricité

IV.8.L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

❖ $e_{a,x} = 0.05 \times L_x$, avec : $L_x = 24.01 \text{ m} \rightarrow 0.05 \times 24.01 = 1.20 \text{ m}$

❖ $e_{a,y} = 0.05 \times L_y$, avec : $L_y = 13.9 \text{ m} \longrightarrow 0.05 \times 13.9 = 0.695 \text{ m}$

IV.9. Justification de l'effort P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau **K**

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

ΔK : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur de l'étage k.

Etage	$P_K(T)$	$\Delta_{K,x}(m)$	$V_{K,x}(T)$	H(m)	θ	Vérification
RDC	2546,72	0,005	147,08	3,06	0,028	CV
2	1911,09	0,012	136,3	3,06	0,0549	CV
3	1593,28	0,012	111,22	3,06	0,0561	CV
4	1275,46	0,01	93,29	3,06	0,0446	CV
5	957,65	0,01	75,44	3,06	0,0414	CV
6	639,84	0,007	53,92	3,06	0,0271	CV
7	320,685	0,006	28,81	3,06	0,0218	CV

Tableau 28 : Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal

Etage	$W_t(T)$	$\Delta_{K,y}$	$V_x(T)$	H(m)	θ	Vérification
RDC	320,663	0,005	106,7	3,06	0,00491	CV
1	317,814	0,009	103,71	3,06	0,00901	CV
2	317,814	0,009	97,77	3,06	0,0095	CV

3	317,814	0,01	88,85	3,06	0,0116	CV
4	317,814	0,009	76,96	3,06	0,0121	CV
5	317,814	0,008	62,09	3,06	0,0133	CV
6	317,814	0,007	44,24	3,06	0,0164	CV
7	319,155	0,004	23,91	3,06	0,0174	CV

Tableau 29 : Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M_R : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_R = \sum F_i \times h$$

M_S : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_S = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure.

➤ Sens X :

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	3.61	3.06	11.05
1	7.17	6,12	43.88
2	10.75	9,18	98.68

3	14.33	12,24	175.4
4	17.93	15,3	274.33
5	21.52	18,36	395.11
6	25.11	21,42	537.56
7	28.81	24,48	705.27

Tableau 30 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

- **Vérification :**

$$M_S = 2546.72 \times \left(\frac{24.01}{2}\right) = 30622.57 \text{ T} \quad , L_x = 24.01$$

$$M_R = 2241.28 \text{ T}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{30622.57}{2241.28} = 13.66 > 1.5 \quad \text{.....(CV)}$$

➤ Sens-Y :

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	2.99	3.06	9.15
1	5.94	6,12	36.35
2	8.92	9,18	81.88
3	11.89	12,24	145.53
4	14.87	15,3	227.51
5	17.85	18,36	327.91
6	20.33	21,42	435.49
7	23.91	24,48	585.32

Tableau 31 : moment de renversement provoqué par les charges horizontales
sens (Y)

Vérification :

$$M_S = 2546.72 \times \left(\frac{13.9}{2}\right) = 17699.7 \text{ T} \quad , L_y = 13.9\text{m}$$

$$M_R = 1848.94 \text{ T}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{17699.7}{1848.94} = 9.57 > 1.5 \quad \text{.....(CV)}$$

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calcules les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants se fait suivant le **BAEL91** et le **BAEL 83** ; le règlement parasismique algérien **RPA99 v2003**, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRE :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

V.2.1 .Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :
 - $1.35G+1.5Q$ en travée
- Selon RPA99/2003 :
 - $G+Q+E$ en appui
 - $0.8G \pm E$ sur appui

V.2.2. Recommandations du RPA 99/version 2003 :

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%$ en toute section.
2. 4% en zone courante
3. 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de : $40\varnothing$ en zone II.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées .Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

V.3.1. Les poutres principales :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+Ey	
Valeurs	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
		75.74	153.51	55.35	111.35	54.34

Tableau V.1 : Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

V.3.1.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

❖ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392, \rightarrow A' = 0; \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d},$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant $\bar{\sigma}_s$
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.005 \times (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1) :**

- ✓ 4% en zone courante
- ✓ 6% en zone de recouvrement

$S = 30 \times 45 \text{ cm}^2$.

$\emptyset \geq \frac{h}{10}, \emptyset \geq \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2}, \quad c \geq 1 + 2.25 = 3.25 \text{ cm}$

On prend : $c=3.5 \text{ cm}$ donc : $d= 41.5 \text{ cm}$

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$

$A_{min} = 0.001 \times (30 \times 45) = 1.35 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 41.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.5 \text{ cm}^2$

V.3.1.2. Calcul des armatures :

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q :**

-En Travée

✓ **ELU :**

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μl	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC-7 étage	75740	0.103	0.392	0.136	0.945	5,55

✓ **ELS :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
RDC-7étage	0.136	75740	55350	1,368	0,434	CV

Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
RDC-7 étage	5,55	1.35	1.52	6,75	6,75	3T12+3T14= 8.01cm²

Tableau V.2 : résultats de ferrailage en travée

Sur appui :

✓ ELU :

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	μl	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC-7 étage	153510	0.209	0.392	0.298	0.881	12.06

✓ ELS :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
RDC-7étage	0.298	153510	111350	1.378	0.439	CV

Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
RDC-7 étage	12.06	1.35	1.52	6,75	12.06	6T16 = 12.06cm²

Tableau V.3 : Résultats de ferrailage sur appui

❖ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} , \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{45}{530} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.077 \quad \text{..... (CV)}$$

$$\frac{4.2}{400} = 0,0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0096 \text{..... (CV)}$$

Donc les conditions précédentes sont vérifiées.

V.3.1.3. Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

a) En travée :

$$M_{t,ser} = 55.35 \text{ KN.m} \quad A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$D = 15 \frac{A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs en trouve :

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)
4	332	14.65	0.353	0.882	27.49	188.78	6.88

$$\sigma_s = 188.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\sigma_b = 6.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

b) En appui :

$$M_{a,ser} = 111.35 \text{ KN.m} \qquad A_s = 12.63 \text{ cm}^2$$

D (cm)	E (cm)	y_1 (cm)	α_1 (cm)	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)
6.31	523.73	17.42	0.419	0.860	20.79	340.55	14.48

$$\sigma_s = 250.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\sigma_b = 11.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{max} = 132.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_u^{max} = \frac{132510}{300 \times 415} = 1.06 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u^{max} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

❖ **V.3.1.4. Disposition constructive :**

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); St = 11.25 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm ; en prend } St = 22 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d; 50\text{cm}) \text{ BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$S_t = 22 \text{ cm} \leq 37.35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

V.3.1.5. Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{22 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.66 \text{ cm}^2$$

V.3.1.6. Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 11.25 \times 30 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 22 \times 30 = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

Soit : 2HA12 \longrightarrow As = 2.26 cm²

V.3.2. Les poutres secondaires :

Combinaisons	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+Ex	
Valeurs	En travée	En appuis	En travée	En appuis	En travée	En appuis
		19.30	43.81	14.16	32.04	13.53

Tableau V.4 : Les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison**V.3.2.1. Étapes de calcul des armatures longitudinales :**❖ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392, \rightarrow A = ' 0; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d},$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant $\bar{\sigma}_s$
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0.005 \times (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 (Art7.4.2.1) :**

- ✓ 4% en zone courante
- ✓ 6% en zone de recouvrement

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2.$$

$$\emptyset \geq \frac{h}{10}, \emptyset \geq \frac{45}{10} = 4 \text{ cm}, c \geq 1 + \frac{\emptyset}{2}, \quad c \geq 1 + 2 = 3 \text{ cm}$$

On prend : **c=3 cm** donc : **d= 37 cm**

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.001 \times (30 \times 40) = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \geq \longrightarrow A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

V.3.2.2. Calcul des armatures :

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q :**

Sur appui :

- ✓ **ELU :**

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	$\mu\ell$	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC-12étage	43810	0.075	0.392	0.097	0.961	3.54

- ✓ **ELS :**

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
RDC-7étage	0.097	43810	32040	1.367	0.434	CV

Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{travée}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A^{BAEL}(cm^2)$	$A_{max}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
RDC-7 étage	3.54	1.2	1.34	6	6	6T12= 6.79

Tableau V.5: Résultats de ferraillage sur appui

-En Travée

✓ ELU :

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Niveau	M_u (N.m)	μ	$\mu\ell$	α	β	A_{cal} (cm ²)
RDC-7 étage	19300	0.033	0.392	0.042	0.983	1.52

✓ ELS :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
RDC-7étage	0.042	19300	14160	1,363	0,431	CV

Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{travée}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A^{BAEL}(cm^2)$	$A_{max}^{RPA}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
RDC-7 étage	1.52	1.2	1.34	6	6	6T12= 6.79

Tableau V.6: Résultats de ferraillage en travée

❖ **État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{40}{520} = 0.0877 = \frac{1}{16} = 0.077 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$\frac{4.2}{400} = 0,0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.00543 \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Donc les conditions précédentes sont vérifiées.

V.3.2.3. Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

c) En travée :

$M_{t,ser} = 19.30 \text{ KN.m}$, $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

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

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Après les calculs en trouve :

D (cm)	E (cm)	y ₁ (cm)	α ₁ (cm)	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)
3.015	223.11	12.23	0.330	0.889	30.45	97.30	3.20

$$\sigma_s = 97.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\sigma_b = 3.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

d) En appui :

$$M_{a,ser} = 43.81 \text{ KN.m} \quad A_s = 6.03 \text{ cm}^2$$

D (cm)	E (cm)	y ₁ (cm)	α ₁ (cm)	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)
3.015	223.11	12.23	0.330	0.889	30.45	220.87	7.27

$$\sigma_s = 220.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\sigma_b = 7.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$V_u^{max} = 112.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^{max} = \frac{112850}{300 \times 370} = 1.02 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u^{max} < \bar{\tau} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

V.3.2.4. Disposition constructive :

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi l; 30\text{cm}); St = 10\text{cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} ; \text{ en prend } St = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d; 50\text{cm}) \text{ BAEL91 (A.5.1.22)}$$

$$S_t = 22 \text{ cm} \leq 33.3 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

V.3.2.5. Section minimale des armatures transversales : BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{22 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

VI.3.2.6. Condition exigée par le RPA99/2003. (A.7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodal).}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$\text{Soit : } 4T8 \longrightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Résumé :

Poutre principale :

	Section (cm ²)	A _s choisit (cm ²)	Choix des barres
Sur travée	30 × 45	8.01	3T12+ 3T14
En appui		12.81	6T16

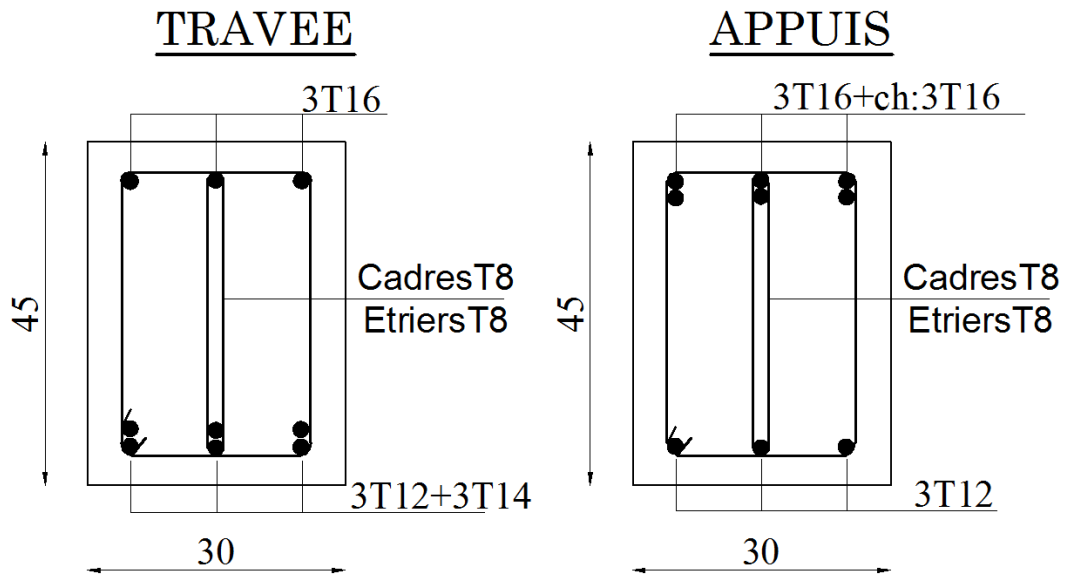
Tableau V.7 : Résultat de ferrailage de Poutres principales

Poutre secondaire :

	Section (cm ²)	A _s choisit (cm ²)	Choix des barres
Sur travée	30 × 40	6.79	6T12
En appui		6.79	6T12

Tableau V.8 : Résultat de ferrailage de poutres secondaires.

Poutre principale :



Poutre secondaire :

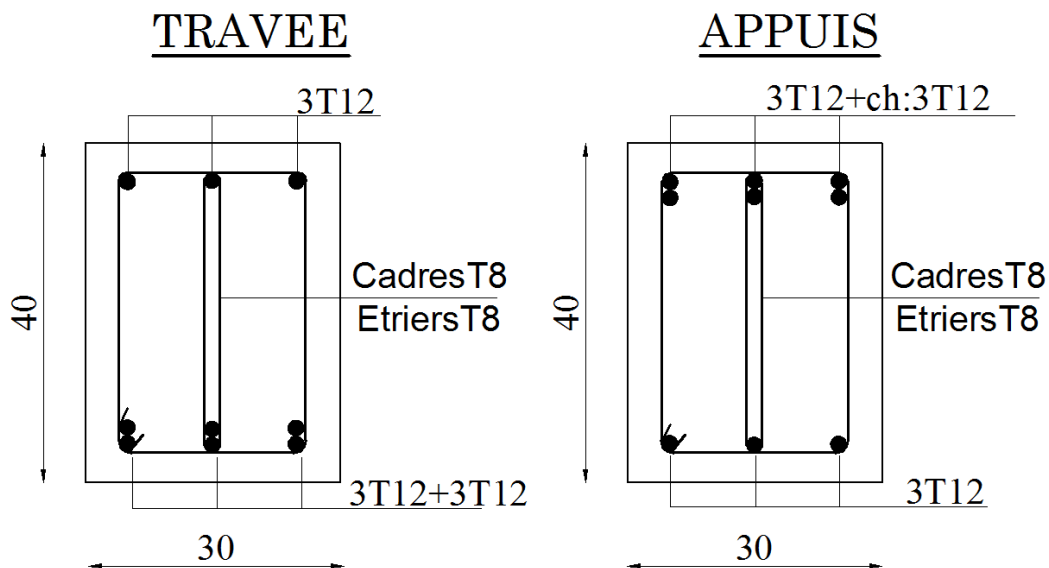


Fig. V.1 : Schéma de ferrailage des poutres

V.2 .Ferrailage des poteaux :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants.

Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

➤ **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14,2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

Tableau. V.9 : Caractéristique de situation.

➤ **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d’actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d’après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

✚ **Selon BAEL 91 :** Situation durable :

1.35 G + 1.5 Q (1)

✚ **Selon le R.P.A 99 :** situation accidentelle :

G+Q+E..... (2)

0.8G+E..... (3)

La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

1- $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

2- $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

3- $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d’acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs.

➤ **Recommandation du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** sera de :

$A_s \geq 0.8\% b.h$ en zone II.

- Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:
 - 40 ϕ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone II.

Niveau	Section de poteau (cm ²)	$A_{s,min}$ RPA (cm ²)	$A_{s,max}$ RPA (cm ²) zone courante	$A_{s,max}$ RPA (cm ²) zone de recouvrement.
RDC+7 étage	45x50	18	90	135

Tableau V.10 : Pourcentage minimale des armatures longitudinales.

VI.2.2 .Poteaux rectangulaire :

ELU		ELS		G+Q + E _Y		0.8G+E	
N_{max}	M_{corr}	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
2295.28	12.71	1070.69	9.22	105.97	133.02	43.59	32.94

Tableau V.11 : Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

➤ **E.L.U :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du BAEL en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$L_f/h \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}).$$

Avec :

h: la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁: Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ; y compris l'excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

e_a: Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués. **e_a = max(2cm, L/250)**

$$e_a = \max(2\text{cm}, 306/250) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

e₂: Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

Ø: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda = 14.81 \quad , \text{ donc : } \lambda < 50$$

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

$$\alpha = 0.821$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.14)^2}{10^4 \times 0.5} \times (2 + 0.821 \times 2) = 0.001 \text{ m} = 0.1 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{12.71}{2295.8} + 0.02 = 0.025 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0025 + 0.001 = 0.0265 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 2295.8 \times 0.0265 = 60.84 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

✓ Les efforts corrigés :

$$N_{max} = 2295.8 \text{ KN}, \quad M_{corrigé} = 60.84 \text{ KN.m}$$

$$a- (0.337 \times h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$(0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.5 \times 14.2 = 0.09086 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = M_{corrigé} + N \times (d - h/2) = 60.84 \times 10^{-3} + 2295.8 \times 10^{-3} \left(0.47 - \frac{0.5}{2}\right) = 0.56591 \text{ MN.m}$$

$$b- = N \times (d - c) - M_{ua} = 2295.8 \times 10^{-3} \times (0.47 - 0.03) - 0.56591 = 0.571655 \text{ MN.m}$$

a < b

$$C = (0.5h - C') \times b \times h \times f_{bu} = 0.7029 \text{ MN.m}$$

B < C : Donc la section est entièrement comprimée

✓ Détermination des armatures à la flexion composée :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N \times (d - c) - M}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{2295.8 \times (47 - 3) - 60.84}{45 \times 50^2 \times 14.2}}{0.8571 - \frac{3}{50}} = 0.512$$

$$A_s = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma'_s}$$

$$A = \frac{60.84 - 0.512 \times 14.2 \times 45 \times 50}{348} = -46.83 \text{ cm}^2$$

$A_2 = 0 \rightarrow$ donc la section de béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin des armatures de compression.

➤ **G+Q + E_Y**✓ Les efforts corrigés:

$$M_{max} = 105.97 \text{ KN.m}, \quad N_{corr} = 133.02 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{105.97}{133.02} + 0.02 = 0.816 \text{ m}$$

$$e = 0.818 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 133.02 \times 0.818 = 108.81 \text{ KN.M}$$

✓ **Les efforts corrigés :**

$$M_{\text{max}} = 108.81 \text{ KN.m} \quad , \quad N_{\text{corr}} = 133.02 \text{ KN}$$

$$a - (0.337 \times h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b = 0.0673 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 138.07 \text{ KN.m}$$

$$b - N \times (d - c) - M_{ua} = -79.54 \text{ MN.m}$$

Donc : $a > b \longrightarrow$ la section est partiellement comprimée.

✓ **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} = \frac{108810}{18.5 \times 45 \times 47^2} = 0.059$$

$$\mu = 0.059 < \mu_l = 0.392$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07628$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.969$$

$$A_f = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{108810}{0.969 \times 47 \times 400} = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2.6445 \text{ cm}^2$$

➤ **0.8G+E :**

$$N_{\text{min}} = 43.59 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{\text{corr}} = 32.94 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{32.94}{43.59} + 0.02 = 0.775 \text{ m}$$

$$e = 0.776 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = 43.59 \times 0.776 = 33.82 \text{ KN.M}$$

✓ **Les efforts corrigés :**

$$N_{\text{min}} = 43.59 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{\text{corrigé}} = 33.82 \text{ KN.m}$$

a- 0.0673 MN .m

$$M_{\text{ua}} = 43.41 \text{ KN.}$$

b- -24.23 MN.m

Donc : $a > b \longrightarrow$ la section est partiellement comprimée.

✓ **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} = \frac{43410}{18.5 \times 45 \times 47^2} = 0.0236$$

$$\mu = 0.0236 < \mu_l = 0.392$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0298$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.988$$

$$A_f = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43410}{0.988 \times 47 \times 400} = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.24 \text{ cm}^2$$

V.2.3.1. Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2.1

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales

$$A_{\text{min}} = 0.8\% (h \times b) = 0.008 (45 \times 50) = 18 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zon II}_a)$$

- zone courante :

$$A_{\max} = \frac{4 \times b \times h}{100} = 90 \text{ cm}^2$$

- zone de recouvrement :

$$A_{\max} = \frac{6 \times b \times h}{100} = 135 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\min} = 2.55 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage RPA (7.4.2.1) :

$$A_{RPA} = 0.009 \times 45 \times 50 = 20.25 \text{ cm}^2$$

	$A_{\text{cal}} \text{ cm}^2$	$A_{RPA} \text{ cm}^2$	$A_{BAEL} \text{ cm}^2$	$A_{\text{adopté}} \text{ cm}^2$
ELU	-46.83	20.25	2.55	4T20+8T14 = 24.88
G+Q+E	2.84			
0.8G+E	1.24			

Tableau V.8.12 : Tableau récapitulatif des résultats

VI.2.3.2 : Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser}) .
- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- La contrainte d'acier est limitée par : $= 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$M_{corr} = 9.22 \text{ KN.m} \quad , N_{max} = 1070.69 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.00861 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.00861 \text{ m} < h/2 = 0.25 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1) = 45 \times 50 + 15(18.85) = 2532.75 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{2532.75} \times \left[\frac{45 \times 50^2}{2} + 15(9.42 \times 3 + 9.42 \times 47) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 25 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times (A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} (25^3 + 25^3) + 15 \times (9.42 \times (25-3)^2 + 9.42 \times (25-3)^2) = 2520426 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$K = \frac{9.22 \times 10^6}{2520426 \times 10^2} = 0.036$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1070.69 \times 10^3}{100 \times 2532.75} = 4.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times \nu_1 = 5.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15 \sigma_0 + K (\nu_1 - c) = 15 \times 4.23 + 0.036 \times (25 - 3) = 64.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \sigma_0 + K (d - \nu_1) = 15 \times 4.23 + 0.036 \times (47 - 25) = 64.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 64.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

$$\sigma_s^2 = 64.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

V2.3.3. Armatures transversales :

✓ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{max} = 74.79 \text{ KN}$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{74.79 \times 10^3}{450 \times 470} = 0.354 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.354 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

✓ Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas :

$$\lambda_g = \left[\frac{2.142}{0.45} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right] = 4.76 < 5 \quad , \text{ alors } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ (ART 7.4.2.2 RPA)
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ (ART 7.4.2.2 RPA)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

♦ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_c} S_t$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 74790 \times 0.10}{50 \times 400} = 1.40 \text{ cm}^2$$

♦ **En zone courante :**

$$A_t = \frac{3.75 \times 74790 \times 0.12}{50 \times 400} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = 1.68 \text{ cm}^2$ 2 cadre de Ø8 $\longrightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

V.2.3.4. Vérification des armatures minimales:

• **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone IIa).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolé entre les valeurs limites précédentes

♦ **Dans la zone nodale t=10 cm**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5 \% \longrightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 45 = 2.22 \text{ cm}^2$$

♦ **Dans la zone courant : t =15 cm**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.5 \% \longrightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 45 = 3.37 \text{ cm}^2$$

♦ **BAEL91 : (art A.8.1. 3) :**

1- Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des armatures transversales $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ (CV)

2- Leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (37.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ Condition Vérifier.

Les résultats sont résumés dans le tableau :

$S_{pot}(\text{cm}^2)$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	Nombres des barres	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
45x50	20.55	4T20+8T14	24.88

Tableau V.13 : Tableau résumé les résultats de ferrailage.

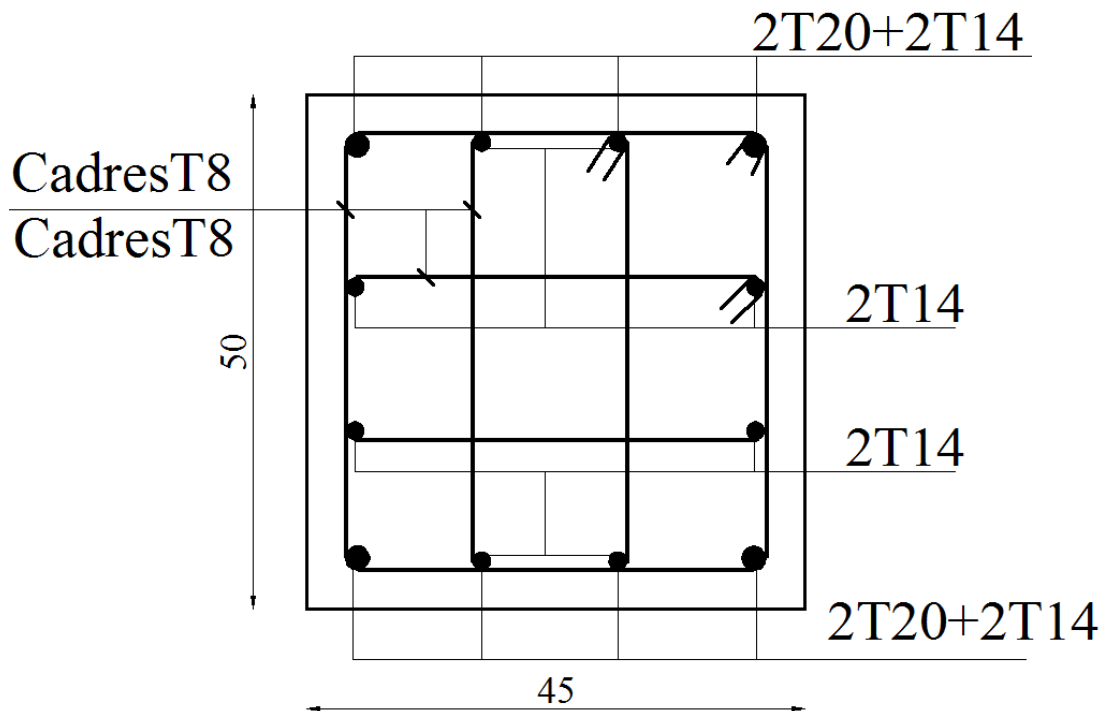


Fig. V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3.Ferrailage Des Voiles :

V.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.3.2. Types d'armatures :

V.3.2.1. Ferrailage verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
 - En zone courante égale à 0.10%.
- Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

V.3.2.2. Ferrailage horizontal :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

V.3.2.3. Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- ✚ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ♣ $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).
 - ♣ $S \leq 30\text{cm}$.

- ✚ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. 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.
- ✚ Les longueurs de recouvrement doivent être de $40 \varnothing$ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✚ Les longueurs de recouvrement doivent être de $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.3.2.4. Armatures transversaux :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V.3.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ◆ Entièrement tendu (S. E. T).
- ◆ Entièrement comprimée (S. E.C)
- ◆ partiellement comprimée (S. P. C)

➤ **Étapes de calcul :**

- Détermination de la nature de la section :
- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $(h/6)$).
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal
($e = M/ N$)

➤ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures.

$$a_1 = \frac{h}{2} - c' + e$$

$$a_2 = \frac{h}{2} - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s\%}} ; A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée** : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

- Si :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

- Si :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par : $A=0$

$$A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \circ \quad \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \circ \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins}$$

♣ 1^{ère} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$:

$$\sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

♣ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

♣ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

$$\text{> } A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\text{> } A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\text{> } A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

V.3.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0,8N_g + N_e \text{ (} N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins)}$$

$$M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité e à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

V.3.5.Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

V.3.5.1.Armatures vertical :

ELU		G+Q + E _x		0.8G+E	
N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
1059.97	21.09	413.47	397.95	210.48	414.36

Tableau V.14 : Tableau résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

✓ **L'armature verticale minimale :**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = 9.12 \text{ MPa}$$

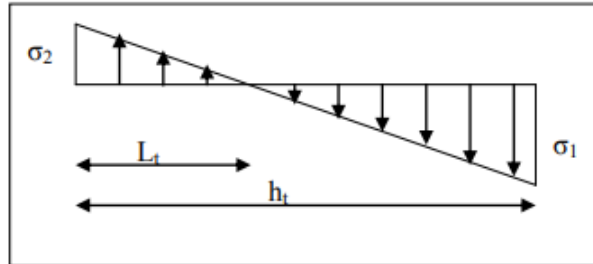
$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = -5.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 ; \sigma_2 < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 1.5 \times \frac{|-5.58|}{|9.12| + |-5.58|} = 0.57 \text{ m}$$



Alors :

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 57 \times 15 = 1.71 \text{ cm}^2$$

❖ **G+Q + E_x** :

$$h = 1.5 \text{ m} \quad ; \quad c = 0.03 \text{ m}$$

$$d = h - c = 1.47 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.15 \text{ m}$$

✓ **Détermination de l'excentricité e :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{413.47}{397.95} = 1.04 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 \times c') \times a \times h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 1.5 - 0.81 \times 0.03) \times 0.15 \times 1.5 \times 18.5 = 2 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2)$$

$$M_{ua} = 700 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$B = -129.95 \text{ KN.m} = -0.12995 \text{ MN.m}$$

$A > B \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de flambement:**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20 \times e}{h} = 2 \quad , \quad \frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{1.5} = 1.43$$

$$\frac{l_f}{h} < 13.87 \quad \dots\dots\dots(\text{CV})$$

❖ **Calcul de ferrailage :**

✓ **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_{ua} = 700 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa (cas accidentelle)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa (} \gamma_s = 1, \text{ cas accidentelle)}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = 0.117 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.157 \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.937$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times \beta \times d} = 12.7 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$A > 0$$

✚ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times h = 0.0015 \times 15 \times 150 = 3.37 \text{ cm}^2$$

✚ Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Alors on prend $A = 3.37 \text{ cm}^2$

✚ En zone courante :

$$h' = h - 2l_t > 0 \longrightarrow h' = 148.86 \text{ cm}$$

$$A_{min,2} = 0.001 \times a \times h' = 0.001 \times 15 \times 148.86 = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_{min,2} > A_{min}^g$$

$$= 2 \times 3.37 + 2.23 = 8.97 \text{ cm}^2 > 3.37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(CV)$$

$$\text{Alors : } A_{adopt} = 8T12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

✚ L'espacement :

D'après (RPA99 version 2003) :

$$S < \min(1.5 \times a, 30\text{cm}) = \min(1.5 \times 15, 30 \text{ cm})$$

$$\text{Donc on prend : } S = 22.5 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

- Dans la zone h/10 :

$$D = \frac{S}{2} = \frac{22.5}{2} = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } D = 11.25 \text{ cm}$$

- Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le **RPA99**.

- **Choix d'armature:**

Soit : $A_{nap,1} = 4T12+ 10T10$

$$A_{nap,2} = 4T12+ 10T10$$

- ✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cla}}{a \times d} = \frac{1.4 \times 462.45 \times 10^3}{150 \times 1470} = 2.94 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{CV})$$

V.3.5.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- ✚ **En zone courante :**

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times 1\text{m} = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $100/4 = 25 \text{ cm}$ (100cm=1m bande de ferrailage)

- ✚ **Les Armatures Transversales** :(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

✚ **Vérification de contrainte de compression** : « à la base du refend »

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

✚ **Le calcul de « σ_c » :**

Contrainte de compression se fait conformément à la formule de **Navier Bernoulli** :

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E_x

M = 413.47 KN.m , N = 397.95 KN

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{397.95 \times 10^3}{150 \times 1500} + \frac{6 \times 413.47 \times 10^3}{150 \times 1500^2} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$$

COUPE SUR VOILE

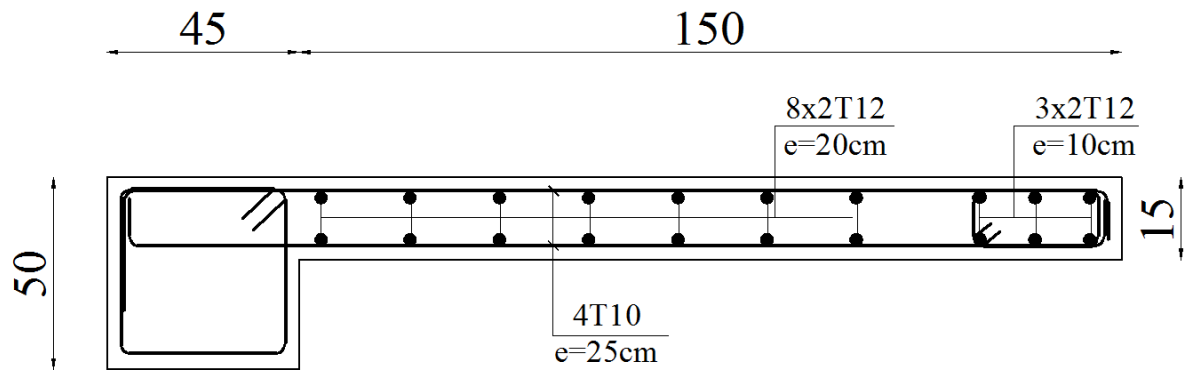


Fig. V.3 : Schéma de ferrailage de voile

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2.1. Différents types de fondations :

- ◆ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ◆ Semi profondes (les puits)
- ◆ Profondes (les pieux)
- ◆ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.2. Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante
- Radier général

VI.2.3. Combinaison d'action :

- ◆ ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ◆ ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- ◆ Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

VI.3. Calcul des fondations :**VI.3.1.Présentation de rapport de sol :**

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de M'sila.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $Q = 2.4$ bars pour l'ensemble du site.
- types de sol : classé dans la catégorie S2 (sol ferme).
- ancrage des fondations : $D = 1.5$ m

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% \right)$$

VI.3.2 Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : la surface total de la semelle.

$$\sigma_{sol} = 2.43 \text{ bar} = 24.3 \text{ T / m}^2$$

$$N_{ser} = 229.525 \text{ T}$$

$$S = \frac{229.525}{24.3} = 9.44 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} = A \times B \text{ (semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 9.44 \text{ m}^2, A = 3.07 \text{ m}$$

$$S_{semelle}^{total} = N \times S = 151.04$$

Surface totale de bâtiment :

$$S = L_x \times L_y = 295.299 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{151.04}{295.299} = 0.511 \times 100 = 51.15\% > 50\% \text{ (radier général)}$$

➤ **Vérification:**

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✚ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✚ La réduction des tassements différentiels.
- ✚ La facilité d'exécution.

VI.4.Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VI.4.1.Pré dimensionnement du radier :**a) Selon la condition forfaitaire :**▪ **Sous poteaux :**- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire e aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20}$$

$$h_r \geq 26.5 \text{ cm}$$

Avec : L_{max} est la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm.

- **La nervure :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10}$$

$$b \geq 53 \text{ cm}$$

b) condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

c) Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=4000 \text{ t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

Donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{max} = 5.3 \text{ m}, E = 3216420 \text{ t/m}^2, K=4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.3^4}{3216420 \times \pi^4}} \longrightarrow h \geq 0.483 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(48.35 \text{ cm}, 35 \text{ cm}, 26.5 \text{ cm})$$

On prend : $h_r = 80 \text{ cm}$.

VI.4.2. Vérification de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante : Détermination des efforts :

$$\text{ELU: } N_u = 3786.50 \text{ T}$$

$$\text{ELS: } N_s = 2767.335 \text{ T}$$

$$\text{ELU: } S_r = \frac{N_u}{\delta_{sol}} = 155.82 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_r = \frac{N_s}{\delta_{sol}} = 113.83 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 295.299 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$$L_x : \text{Longueur en plan (24.31 m)}$$

$$L_y : \text{Largeur en plan (13.9 m)}$$

Calcul de débordement D :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) \longrightarrow D \geq \max(40 \text{ cm}, 30 \text{ cm})$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 295.299 + 0.4 \times 2 \times (24.31 + 13.9) = 325,867 \text{ m}^2$$

✚ Poids du radier :

$$G = (325.867 \times 0.8 \times 25) = 6517,34 \text{ KN}$$

VI.4.3. Vérification au poinçonnement :**Vérification pour les poteaux :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

(Article A.5.2.42) BAEL 91

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau(C3) le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante 194.183 T.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a+b+2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0.45+0.5+2 \times 0.8) = 5.1 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 5.1 \times 0.8 \times 2500}{1.5} = 306 \text{ T}$$

$$N_u = 194.183 \text{ T} < 306 \text{ T} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

VI.4.4. Vérification de la stabilité du radier:

- **Vérification a l'effort de sous pression:**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure (h = 1.5 m)

S: surface de radier (325,867 m²)

$$N_G = 2546.71 \text{ T}$$

$$N_r = 325.867 \times 0.8 \times 25 = 6517,34 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_r = 3081,734 \text{ T} \quad , \quad W = N_T = 3081.734 \text{ T}$$

$$W \geq 1.5 \times 10 \times 1.5 \times 325.867 = 733.20075 \text{ T} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.4.5. Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12.54 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.81 \text{ m}$$

$$I_{x-x} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.31 \times 13.9^3}{12} = 5440.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{hb^3}{12} = \frac{13.9 \times 24.31^3}{12} = 16641.34 \text{ m}^4$$

VI.4.6. Vérification de stabilité :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0.8G±E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

1- Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E)

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{tot} = 2821.598 \text{ T}$$

$$\Sigma M_x = 145.869 \text{ T}$$

$$\Sigma M_y = 167.218 \text{ T}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	2821.598 T	2821.598 T
M (T.m)	145.869	167.218
e (m)	0.052	0.059
L/4 (m)	6.07	3.47

Condition	CV	CV
-----------	----	----

Tableau VI.1 : La stabilité du radier sous (0.8G± E)

2- Vérification des contraintes des fondations (0.8G± E) :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \times 1.5 \quad ; \quad \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y_G$$

N= 2821.598 T

Sens -X			Sens-Y		
M_{x-x} (T.m)	I_{x-x} (m^4)	X_G (m)	M_{y-y} (T.m)	I_{y-y} (m^4)	Y_G (m)
145.869	5440.62	12.54	167.218	16641.34	6.81

	0.8G±E			$\bar{\sigma}_{sol} \times 1.5$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
Sens (X-X)	12.02	6.83	10.72	36.45	CV
Sens (Y-Y)	8.78	8.6	8.73	36.45	CV

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes des fondations

VI.5. Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

VI.5.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x, μ_y : Sont des coefficients en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit:

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Entravée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

✚ **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 37865.023 / 325.867$	$q_{ser} = (G + Q) S_{rad}$ $q_{ser} = 27673.35 / 325.867$
$q_u = 116.19 \text{ KN /m}^2$	$q_{ser} = 84.92 \text{ KN /m}^2$

✚ **Ferrailage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau du (5.20, 5.30) m² (intermédiaire) .

1- ELU : $\nu = 0$, $q_u = 116.19 \text{ KN /m}^2$

$\alpha = 5.20 / 5.30 = 0.98 > 0.4 \longrightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0384$$

$$\mu_y = 0.9545$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0384 \times 116.19 \times 5.20^2 = 120.64 \text{ KN .m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.9545 \times 120.64 = 115.15 \text{ KN .m}$$

$$M_{t,x} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 120.64 = 90.48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t,y} = 0.75 \times M_y = 86.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a,x} = M_{a,y} = 0.5 \times M_x = 60.32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

VI.5.2. Calculs des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 32.4 \text{ cm} \quad , \quad d_y = d_x - \frac{\varphi_x + \varphi_y}{2} = 27.12 \text{ cm}$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
M_u (KN × m)	60.32	90.48	60.32	86.36
μ	0.04	0.061	0.057	0.058
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
A'_s (cm ²)	0	0	0	0
α	0.051	0.078	0.073	0.075
β	0.979	0.969	0.971	0.97
A_s (cm ² /ml)	5.4	8.3	6.6	9.4
$A_{s,min}$ (cm ² /ml)	3.91	3.74	3.91	3.74
Choix des barres/ml	6HA12	6HA14	6HA12	6HA14
$A_{s,corres}$ (cm ² /ml)	5.65	9.24	5.65	9.24
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau. VI.3 : Calcul des armatures (ELU)

2- ELS : $\nu = 0.2$, $q_{ser} = 84.92 \text{ KN/m}^2$

$\alpha = 5.20/5.30 = 0.98 > 0.4 \longrightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL 91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min((2/3)f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \quad , \quad \text{FeE400} \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.34, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0457$$

$$\mu_y = 0.9694$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 105 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 101.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,x} = 0.75 \times M_x = 78.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y} = 0.75 \times M_y = 76.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,x} = M_{a,y} = 0.5 \times M_x = 52.5 \text{ KN.m}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
$M_u(\text{KN} \times \text{m})$	52.5	78.75	52.5	76.35
μ	0.0352	0.053	0.0502	0.073
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
α	0.045	0.068	0.064	0.095
β	0.982	0.973	0.974	0.962
$A_s \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	4.74	7.18	5.71	8.41
$A_{s,min} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	3.91	3.74	3.91	3.74
Choix des barres/ml	5HA12	4HA16	5HA14	4HA16
$A_{s,corres} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	5.65	8.04	6.16	9.24
Espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VI.4 : Calcul des armatures (ELS)

VI.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1) p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{116.19 \times 5.20 \times 5.30}{2 \times 5.30 + 5.20} = 202.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{202.67 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0.579 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.579 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

La condition est vérifiée v on n’a pas besoin des armatures transversales.

VI.5.4. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d’une longueur de 80 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L (cm)
100	40	36	80

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c}$$

$$A^{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2$$

✚ **L’ELU :**

$$M_{max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{116.19 \times 0.8^2}{2} = 37.18 \text{ KN.m}$$

✚ **L’ELS : (fissuration préjudiciable) A_{adop} (cm²)**

$$M_{max} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{84.92 \times 0.8^2}{2} = 27.17 \text{ KN .m}$$

	M_{max}	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix des barres
ELU	37.18	0.020	0.025	0.989	3	3.45	10	10	5HA16 = 10.05
ELS	27.17	0.014	0.018	0.993	2.18	3.45	10	10	

Tableau VI.5 : Ferrailage de radier

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : 4HA10 = 3.14 cm² (avec un espacement 12 cm)

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1\text{ m} \quad , \quad d = 0.90 \times h = 0.36\text{ m}$$

$$V_u = q_u \times L = 92.95\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{92.95 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.258\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.258\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

Note: On prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.5.5. Etude de la nervure :

- **Diagrammes des sollicitations :**

➤ **ELU :**

Sens (x-x) :

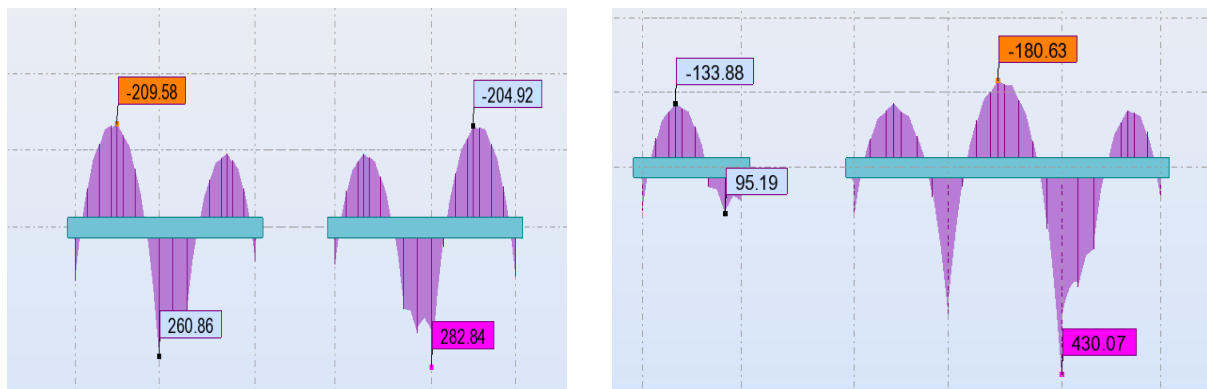


Fig.VI.1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens (x-x)

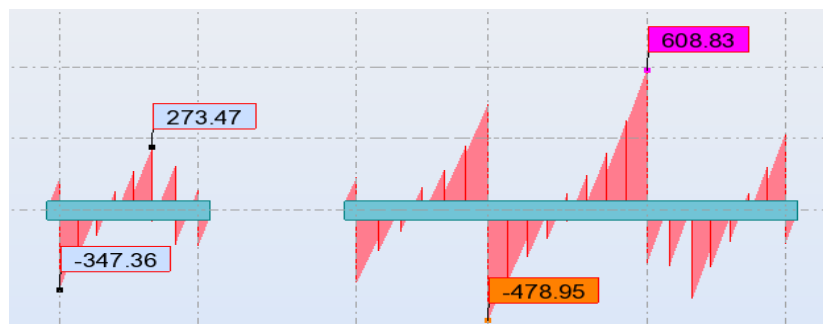


Fig. VI.2 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU sens (x-x)

Sens (y-y) :

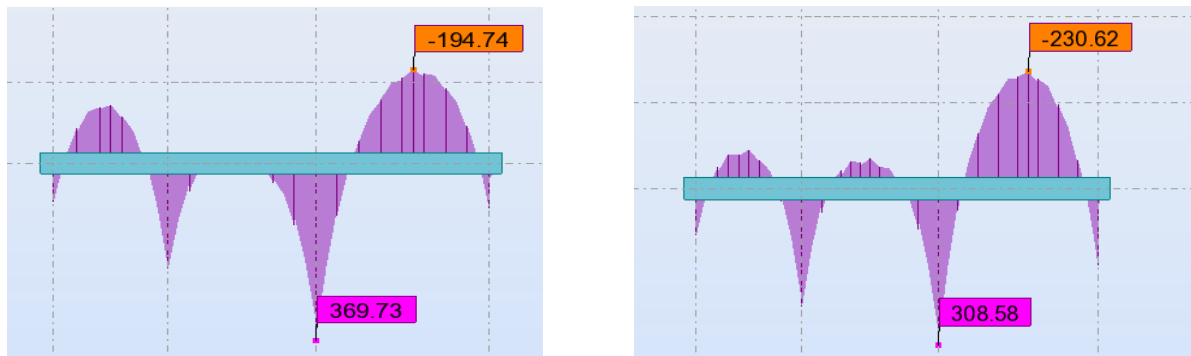


Fig.VI.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU sens (y-y)

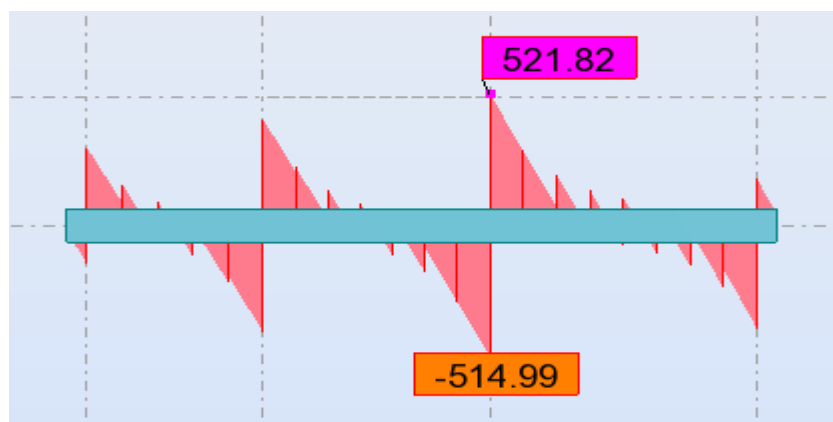


Fig. VI.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU sens (y-y)

➤ **ELS :**

Sens (x-x) :

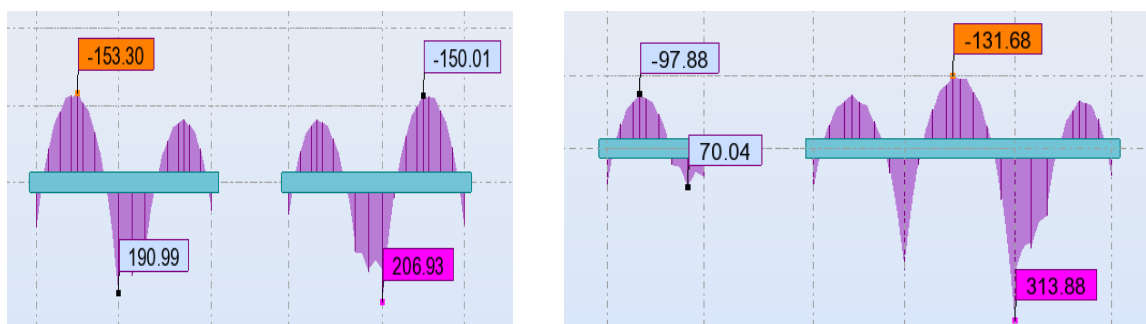


Fig.VI.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens (x-x)

Sens (y-y) :

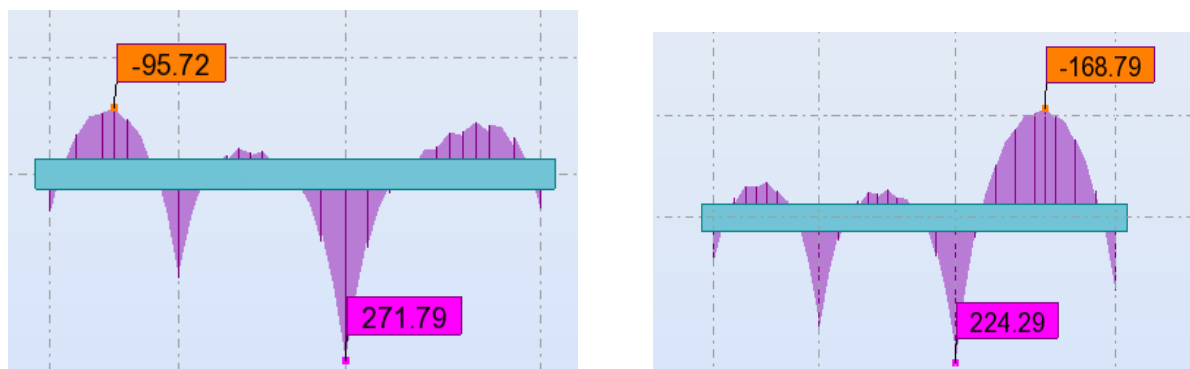


Fig.VI.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS sens (y-y)

✓ L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8}{2} = 5$$

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

$$h = 80 \text{ cm} \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (X-X)} : M_t = -209.58 \text{ KN.m} \quad , M_a = 430.07 \text{ KN.m} \\ \text{Sens (Y-Y)} : M_t = -230.62 \text{ KN.m} \quad , M_a = 369.73 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (X-X)} : M_t = -153.30 \text{ KN.m} \quad , M_a = 313.88 \text{ KN.m} \\ \text{Sens (Y-Y)} : M_t = 271.79 \text{ KN.m} \quad , M_a = -168.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Sens		M_u (KN.m)	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	Section adoptée
X-X	Appui	430.07	0.0978	0.129	0.948	17.38	22	8T14+4T20	24.88
	Travée	209.58	0.0477	0.0611	0.975	8.23	22	8T14+4T20	24.88
Y-Y	Appui	369.73	0.0842	0.110	0.955	14.83	22	8T14+4T20	24.88
	Travée	230.62	0.0525	0.0674	0.973	9.08	22	8T14+4T20	24.88

Tableau VI.6 : Ferrailage de nervure a l'ELU

Sens		M_u (KN.m)	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	Section adoptée
X-X	Appui	313.88	0.0714	0.927	0.963	12.48	22	8T14+4T20	24.88
	Travée	153.30	0.0348	0.044	0.982	5.98	22	8T14+4T20	24.88
Y-Y	Appui	168.79	0.0384	0.0489	0.980	6.59	22	8T14+4T20	24.88
	Travée	271.79	0.0618	0.0798	0.968	10.76	22	8T14+4T20	24.88

Tableau VI.7 : Ferrailage de nervure a l'ELS

VI.5.6. Vérifications à l'ELU

♦ Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
X-X	608.83	1.53	CV
Y-Y	521.82	1.32	CV

VI.5.7. Vérifications nécessaires pour les nervures :

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL91. A.4.2})$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 55 \times 72 \times \frac{2.1}{400} = 4.78 \text{ cm}^2$$

✓ Le pourcentage minimal d'armature :

- Selon BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 80 \times 55 = 4.4 \text{ cm}^2$$

- Selon PPA99/2003 :

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% 55 \times 80 = 22 \text{ cm}^2$$

✓ Armatures transversales minimales :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset \right) = \min (22.85, 55, 20) \longrightarrow \text{on prend } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

✓ **Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales : En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

◆ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

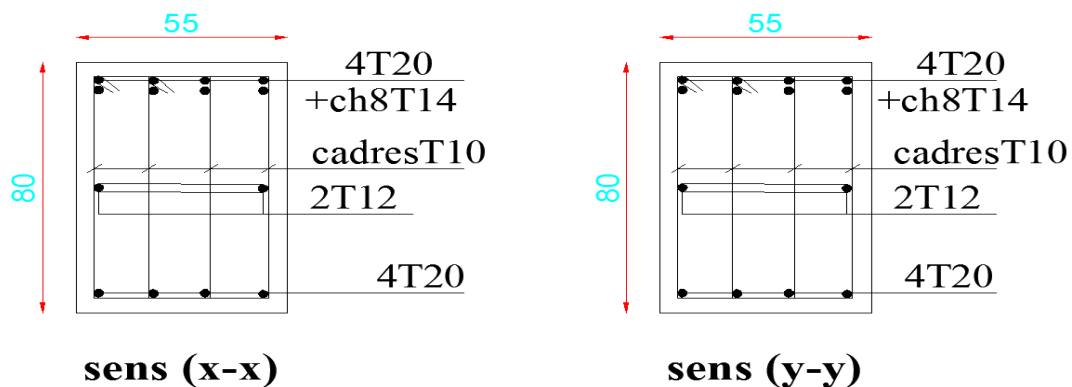
$$S_t \leq 20$$

Nous prenons :

$S_t = 20 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 25 \text{ cm}$ En zone courante

COUPE SUR TRAVEE



COUPE SUR APPUIS

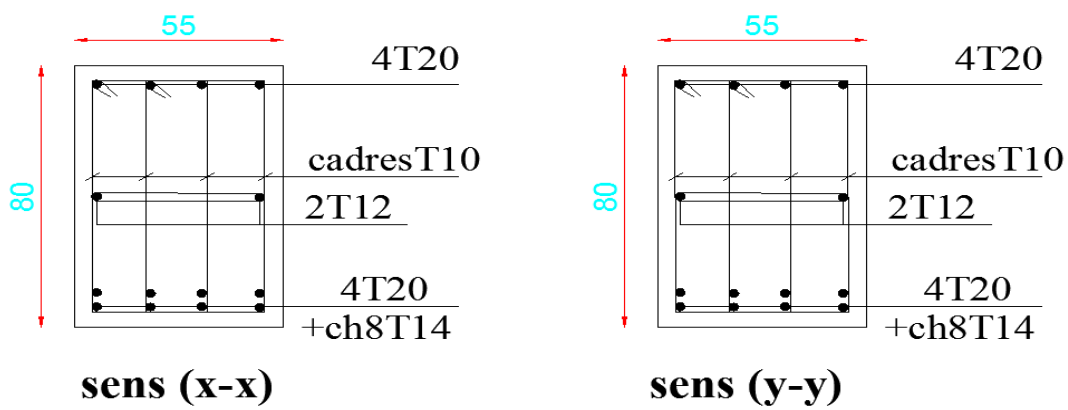


Figure. VI.7: Schéma de ferrailage de la nervure sur appui et en travée

FERRAILLAGE DU RADIER ech 1/20

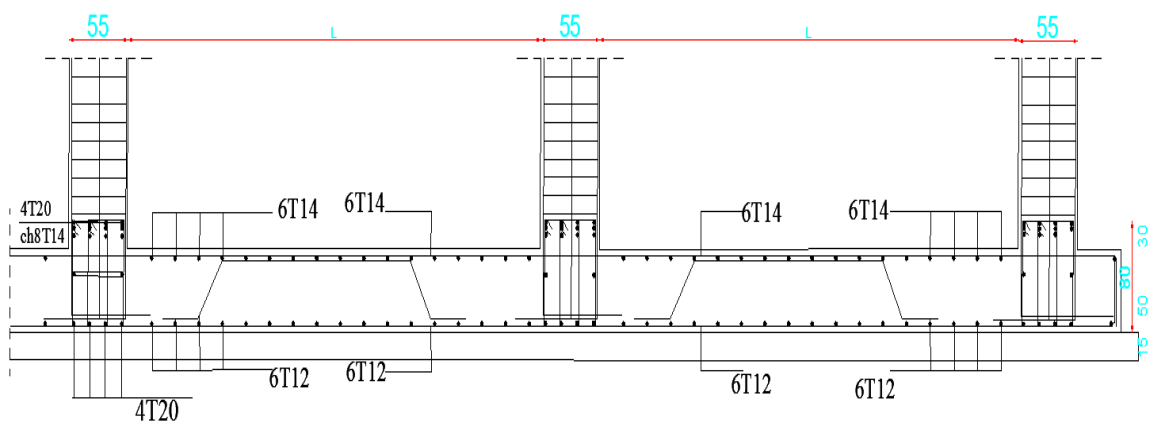


Figure. VI.8 : Schéma de ferrailage de la radier

Conclusion général

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant les règlements : RPA99v2003 et BAEL91, et logiciel de calcul « ROBOT».

Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment. Par la suite, nous avons abordé la programmation par le logiciel ROBOT, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait localiser aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure. Les résultats de ferrailage pour les différents éléments sont donnés par le minimum de RPA99V2003.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.