

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : MOUADNA AICHA

Thème : Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

« RDC+9 étages » en Béton Armé

Sous la direction de : Mr. LABROUKI Bachir

Jun 2018

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur :

Dr.LABROUKI.BACHIR pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A ma mère qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles
de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma
soutenu durant toute ma vie, ma mère qui a sacrifié toute sa
vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci **ma mère**.*

A mon frère Ayoub, pour son encouragement.

*A mes chères sœurs « Zahra, Meriem et Sara », pour leurs
encouragements et leurs soutien moral*

A tous mes amis sans exception.

*A mes formidables et chères tantes adorables Meriem
et Fati*

A toute ma famille.

*Enfin je veux conclure par mes proches amis et à tous les
collègues de la promotion 2018.*

A vous

MOUADNA AICHA

المخلص

المخلص:

أهداف هذه الدراسة هو إعطاء الأبعاد الأولوية والتسليح والتحقق من استقرار جميع العناصر الثانوية والابتدائية، المشكلة للبرج المؤلف من 9 طوابق الواقعة في منطقة زلزالية متوسطة.

تم انشاء ملاحظات الحساب والتحقق اللازمة، وفقا لقواعد حساب هياكل الخرسانة المسلحة في قوة على المستوى الوطني.

كلمات البحث: البناء- التقوية- زلزال- عناصر تحمل- العناصر الثانوية.

Résumé

Résumé :

Les objectifs visés par la présente étude sont de dimensionner et vérifier la stabilité d'ensemble, des différents éléments (secondaires et principaux) constituant une tour à usage d'habitation, constitué de 9 étages et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

Les notes de calcul ainsi que les vérifications nécessaires ont été établies conformément aux règles de calcul des structures en béton armé en vigueur au niveau national.

Mots clés : Bâtiment – Ferrailage – Séisme – Eléments porteurs – Eléments secondaires.

Summary

Summary:

The objectives of this study are to dimension, scarp and check the overall stability of the various elements (secondary and main) constituting a residential tower, consisting of 9 floors and located in an area of medium seismicity. The calculation notes and the necessary verifications were drawn up in accordance with the for the calculation rules of reinforced concrete structures in fore at national level.

Keywords: building – Reinforcement – Earthquake – carrying elements – Secondary elements.

Sommaire

Sommaire

Dédicaces

Remerciements

Résumés : Arabe, Français, Anglais.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Introduction générale	1
I.1.Introduction	3
I.2.Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques	3
I.3. Conception de la structure	8
I.4.Caractéristiques géotechniques du sol	8
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux	9
I.5.1. Béton	9
I.5.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton	9
I.5.1.2. Dosage et composition du béton	10
I.5.1.3. La résistance caractéristique du béton	10
I.5.1.4. Déformation longitudinales du béton	11
I.5.1.5. Coefficient de poisson	11
I.5.1.6. Diagrammes déformations –contraintes de béton	12
I.5.1.7. Les contraintes limites	13
I.5.2. Aciers	14
I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale	14
I.5.2.2. Contraintes limites	15
I.5.2.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier	15
I.5.2.4. Diagramme de déformation d'une section en béton arme	16

Sommaire

I.6. Hypothèse de calcul	17
I.6.1. Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)	17
I.6.1.1. Etats limites ultimes (ELU)	17
I.6.1.2. Etats limites de service (ELS)	17
I.6.2. Méthodes de calcul	18
I.6.2.1. Méthode statique équivalente	18
I.6.2.2. Méthode dynamique modale spectrale	18
I.6.3. Hypothèse de calcul	18
 Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges	
II.1. Introduction	19
II.2. Prédimensionnement des Planchers	19
II.2.1. Planchers à corps-creux	19
II.2.2. Plancher en dalle pleine	22
II.2.3. Dalles pleines (Les Balcons)	22
II.3. Les escaliers	23
II.3.1. Caractéristiques techniques	24
II.3.2. Inclinaison de la paillasse	24
II.4. Pré dimensionnement des poutres	25
II.4.1. Poutres principales (porteuses)	25
II.4.2. Poutres secondaire (non porteuses)	26
II.4.3. Etude de la poutre palière	27
II.5. Pré dimensionnement des Poteaux	28
II.6. Les voiles	30
II.7. Evaluation des charges	32
II.7.1. Les Plancher	32
II.7.2. Les Balcons	33

Sommaire

II.7.3. Les Escaliers	36
II.7.4. Maçonnerie	37
II.7.5. Les voile	38
II.8. l'acrotère	38
II.9. Descente de charges	39
II.9.1. Choix du poteau le plus sollicité	39
II.9.2. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau	39
II.9.3. Dimensions des poteaux de l'entrée	46
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1. Introduction	47
III.2. L'acrotère	47
III.2.1. Calcul des sollicitations	48
III.2.2. Calcul d'excentricité	48
III.2.3. Ferrailage de l'acrotère	49
III.2.3.1. L'ELU	49
III.2.3.2. Vérifications à l'ELS	50
III.2.4. Schémas de ferrailage	51
III.3. Etude des balcons	52
III.3.1. Balcon Type « 1 »	52
III.3.1.1. Evaluation des charges	52
III.3.1.2. Les combinaisons des charges	52
III.3.1.3. Calcul de la section des armatures	53
III.3.1.4. Schémas de ferrailage	54
III.3.2. Balcon type « 2 »	55
III.3.2.1. Evaluation des charges	55
III.3.2.2. Les combinaisons des charges	55

Sommaire

III.3.2.3. Calcul de la section des armatures	56
III.3.2.4. Schémas de ferrailage	57
III.4. Etude de l'escalier	58
III.4.1. Etude de la partie (AB)	58
III.4.1.1 Charges et surcharges	58
III.4.1.2 Calcul des sollicitations	60
III.4.1.3 Ferrailage	63
III.4.1.4 Schéma de ferrailage	65
III.4.2. Etude de la Poutre palière	65
III.4.2.1. Evaluation des charges	65
III.4.2.2. Sollicitation de calcul	66
III.4.2.3. Calcul les armatures à E L U	66
III.4.2.4. Schéma de ferrailage	69
III.5. Les planchers	69
III.5.1. Les méthodes utilisées	69
III.5.2. Calcul des sollicitations	73
III.5.3. Plancher terrasse	74
III.5.3.1. Calcul des moments sur appuis	74
III.5.3.2. Calcul des Moments en travée	75
III.5.4. Etage courant	76
III.5.4.1. Calcul des moments sur appuis	76
III.5.4.2. Calcul des Moments en travée	77
III.5.5. Les sollicitations maximums	76
III.5.6. Ferrailages des poutrelles	78
III.5.6.1. Ferrailage longitudinale	78
III.5.6.2. Calcul des armatures transversales	79

Sommaire

III.5.7. Schéma de ferrailage des poutrelles	82
III.5.8. Ferrailage de la table de compression	83
III.6. Etude de la dalle d'ascenseur	84
III.6.1. Introduction	84
III.6.2. Pré dimensionnement	84
III.6.3. Détermination des charges et surcharges	85
III.6.3.1. Charges permanentes	85
III.6.3.2. Surcharge d'exploitation	86
III.6.3.3. Combinaison de charges	86
III.6.3.4. Calcul des efforts	86
III.6.4. Ferrailage de la dalle	87
III.6.4.1. Ferrailage en travée	87
III.6.4.2. Ferrailage en appuis	87
III.6.4.3. Calcul des armatures transversales	88
III.6.4.4. Vérification a l'ELS	88
III.7. Conclusion	90

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

IV.1. Introduction	91
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	91
IV.3. Présentation du logiciel ROBOT	91
IV.4. Méthode de calcul des forces sismiques	92
IV.4. Etude statique	93
IV.4. 1. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente	93
IV.5. Etude dynamique	97
IV.5.1. Détermination des paramètres des combinaisons d'action	97

Sommaire

IV.5.2. Modélisation	97
IV.5.3. Disposition des voiles	99
IV.5.4. Justification des prescriptions du RPA99/version2003	99
IV.5.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales	99
IV.5.4.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	104
IV.5.4.3. Vérification de déplacement	104
IV.5.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	109
IV.5.4.5. Vérification de L'excentricité accidentelle	110
IV.5.4.6. Vérification au renversement	112
IV.6. Conclusion	113

Chapitre V : Etude du vent

V. étude du vent	114
V.1. Introduction	114
V.2. Application de R N V 99	114
V.2.1. Vérification à la stabilité d'ensemble	114
V.2.2. Commentaire	131
V.3. Vérification de la stabilité	131
V.4. Conclusion	131

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Introduction	132
VI.2. Etude des poteaux	132
VI.2.1. Vérification spécifique sous sollicitations normales	134
VI.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	135
VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales	136

Sommaire

VI.2.4. Calcul des armatures transversales	138
VI.2.5. Vérifications à faire	140
VI.2.5.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant	140
VI.2.5.2. Vérification du risqué de flambement	141
VI.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux pour les étages courants	142
VI.3. Etude des poutres	143
VI.3.1. Calcul du ferrailage	144
VI.3.1.1 Armatures longitudinales	144
VI.3.1.2. Armatures transversales	147
VI.3.2. Schéma de ferrailage des poutres	150
VI.3.3. Ferrailage totale des poutres secondaires	152
VI.3. Etude des voiles	154
VI.3.1. Pré dimensionnement des voiles	155
VI.3.2. La méthode de calcul	155
VI.3.3. Etapes de calcul	155
VI.3.4. Calcul des armatures du voile	156
VI.3.4.1. Les armatures horizontales	156
VI.3.4.2. Les armatures transversales	157
VI.3.4.3. Armatures verticales	157
VI.3.4.4. L'espacement des armatures verticales et horizontales	157
VI.3.4.5. Longueur de recouvrement	158
VI.3.5. Ferrailage des voiles	158
VI.3.6. Vérification au cisaillement	161
VI.3.7. Schéma de ferrailage	162

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

VII.1. Introduction	163
---------------------------	-----

Sommaire

VII.2. Choix du type des fondations	163
VII.3. Contrainte admissible du sol	163
VII.4. Radier général	164
VII.4.1. Différents types de radiers	164
VII.4.2. Pré dimensionnement de radier général	164
VII.4.2.1. Epaisseur de Nervure du radier	164
VII.4.2.2. Epaisseur de la dalle du radier	165
VII.4.2.3. Calcul de la surface de radier	166
VII.4.2.4. Calcul du débordement	166
VII.4.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement	166
VII.4.2.6. Vérification de l'effet de sous pression	167
VII.4.2.7. Vérification au non poinçonnement	167
VII.4.2.8. Vérification de la stabilité du radier au renversement	168
VII.4.2.9. Caractéristiques géométriques du radier	169
VII.4.2.10. Calcul des contraintes sous fondation	169
VII.4.3. Ferrailage du radier	170
VII.4.3.1. Calcul de Ferrailage de la dalle radier	171
VII.4.3.2. Calcul de Ferrailage de nervure	177
VII.5. La dalle flottante	182

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1. Vue en plan niveaux RDC de la structure	4
Figure I.2. Vue en plan niveaux étage courant de la structure	5
Figure I.3. Vue en plan niveaux terrasse de la structure	6
Figure I.4. Façade principale et postérieure	7
Figure I.5. Diagramme rectangulaire simplifié	12
Figure I.6. Diagramme Contraintes Déformations du béton	13
Figure I.7. Diagramme contraintes-déformations	15
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section	16

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II.1. Coupe verticale du plancher en corps creux	20
Figure II.2. Les poutrelles	21
Figure II.3. Schéma terminologie d'escalier	23
Figure II.4. Vue en plan	23
Figure II.5. Dimensions à respecter par les poutres	25
Figure II.6. Dimension des poteaux	29
Figure II.7. Coupe du voile en élévation	30
Figure II.8. Coupes de voiles en plan	31
Figure II.9. Plancher Terrasse inaccessible	32
Figure II.10. Plancher étage courant	33
Figure II.11. Coup transversal de plancher a dalle pleine(Balcon)	33
Figure II.12. Coupe transversale des murs	37

Liste des figure

Figure II.13. Acrotère	38
Figure. II.14. Poteau centrale le plus sollicité	39

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1. L'acrotère	47
Figure III.2. Section de calcul d'acrotère	49
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère	51
Figure III.4. Ferrailage du Balcon type « 1 »	54
Figure III.5. Ferrailage du Balcon type « 2 »	57
Figure III.6. Coupe en élévation de l'escalier	58
Figure III.7. Schéma statique de l'escalier	59
Figure III.8. Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers	59
Figure III.9. Schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers	59
Figure III.10. Schéma des efforts équivalents à ELU aux escaliers	60
Figure III.11. Schéma des efforts équivalents à ELS aux escaliers	60
Figure III.12. Diagramme des sollicitations d'escalier	62
Figure III.13. Section d'escalier à ferrailer	63
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la partie AB de l'escalier	65
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière	69
Figure III.16. Plan de coffrage RDC	71
Figure III.17. Plan de coffrage niveau d'étage courant	72
Figure III.18. Plan de coffrage niveau terrasse	72
Figure III.19. Type de plancher	73
Figure III.20. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU	75
Figure III.21. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU	77
Figure III.22. Ferrailage de poutrelle	83

Liste des figure

Figure III.23. Schéma d'un ascenseur mécanique 84

Figure III.24. Schéma de la dalle machine 84

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Figure IV.1. Diagramme de spectre de réponse 93

Figure IV.2. Structure en 3D 98

Figure IV.3. Disposition des voiles 99

Figure IV.4 .1^{ère} Mode de vibration, translation suivant « X » 101

Figure IV.5. 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse sens « X-X » (résultats de Robot 2010) 101

Figure IV.6 .2^{ème} Mode de vibration, translation suivant « Y » 102

Figure IV.7. 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse sens « Y-Y » (résultats de Robot 2010) 102

Figure IV.8 .3^{ème} Mode de vibration, mode de torsion 103

Figure IV.9. 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse sens « X-Y » (résultats de Robot 2010) 103

Figure IV.10. Evaluation des effets du second ordre 109

Chapitre V : Etude du vent

Figure V.1 : Action du vent 117

Figure V.2. Répartition de la pression dynamique 118

Figure V.3. Répartition de Z_j 119

Figure V.4. Vue en plan et vue en élévation, sens XZ 120

Figure V.5. Répartition de C_{pe} sur les parois horizontales - Direction du vent V_2 .. 121

Figure V.6. Vue en plan et vue en élévation, sens XY 122

Figure V.7. Répartition de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent V_1 122

Figure V.8. Répartition de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent 123

Liste des figure

Figure V.9. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 23,60$ m	124
Figure V.10. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 12,65$ m	124
Figure V.11. Force résultante R	128
Figure V.12. Excentricité de la force globale horizontale	130

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1. Dispositions des cadres dans les poteaux	139
Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux	142
Figure VI.3. Coupe de ferrailage des poteaux cercle	142
Figure.VI.4. Schéma de ferrailage des poutres principales	151
Figure.VI.5. Schéma de ferrailage des poutres secondaires	153
Figure.VI.6. Voile soumis à la flexion composée	155
Figure.VI.7. Schéma de ferrailage des voiles sens transversal « RDC »	162
Figure.VI.8. Schéma de ferrailage des voiles sens longitudinal « RDC »	162

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

FigureVII.1. Schéma de radier général nervuré	170
Figure VIII.2. Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{xx} «ELU»	171
Figure VII.3. Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{yy} «ELU»	171
Figure VII.4. Différentes sollicitations agissantes de radier effort tranchant : T_{yy} «ELU»	175
Figure VII.5. Différentes sollicitations agissantes de radier effort tranchant : T_{xx} «ELU»	175

Liste des figure

Figure VII.6. Ferrailage de la dalle du radier général	176
Figure VII.7. Ferrailage de la nappe inférieur et supérieur pour une bande de 1m	176
Figure VII.8. Schéma des nervures	177
Figure VII.9. Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures	177
Figure VII.10. Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures(ELS)	179
Figure VII.11. Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis et travée	181
Figure VII.12. Schéma de dalle flottante sur terreplein	182

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques	3
Tableau I.2. Dosage et composition du béton	10
Tableau I.1. Types d'acier	14

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II.1. Tableau récapitulatif	22
Tableau II.2. Dimension des poutres	27
Tableau II.3. Sections préalables des poteaux	29
Tableau II.4. Epaisseur de voiles	31
Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux	32
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	33
Tableau II.7. Evaluation des charges de dalle de balcon non accessible	34
Tableau II.8. Evaluation des charges de dalle de balcon étage courant	34
Tableau II.9. Evaluation des charges de dalle pleine non accessible	35
Tableau II.10. Evaluation des charges de dalle pleine étage courant	35
Tableau II.11. Evaluation des charges de palier	36
Tableau II.12. Evaluation des charges de paillasse	36
Tableau II.13. Évaluation des charges dans les murs extérieurs	37
Tableau II.14. Évaluation des charges dans les murs intérieurs	37
Tableau II.15. Evaluation des charges des voiles	38
Tableau II.16. Les charges G et surcharges Q pour le poteau central	40

Liste des tableaux

Tableau II.17. Dégression des charges d'exploitation	41
Tableau II.18. Estimation des sections droites	42
Tableau II.19. Calcule de \bar{N}_u	44
Tableau II.20. Vérification des efforts normaux et admissibles	45
Tableau II.21. Vérification de l'effort normal (poteaux centraux)	46

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1. Calcul des sollicitations	48
Tableau III.2. Les charges appliquées dues au balcon	52
Tableau III.3. Evaluation des charges –balcon-	52
Tableau III.4. Les charges appliquées dues au balcon	55
Tableau III.5. Evaluation des charges –balcon-	55
Tableau III.6. Combinaison de charges escalier	58
Tableau III.7. Ferrailage d'escalier	64
Tableau III.8. Vérification à E.L.S d'escalier	64
Tableau III.9. Moments et l'effort tranchants	66
Tableau III.10. Les charges appliquées dues aux plancher à corps creux	73
Tableau III.11. Les moments sur appuis de rives (plancher terrasse)	74
Tableau III.12. Les moments sur appuis intermédiaires (plancher terrasse)	74
Tableau III.13. Les moments en travée (plancher terrasse)	75
Tableau III.14. Les moments sur appuis de rives (Plancher étage courant)	76
Tableau III.15. Les moments sur appuis intermédiaires (Plancher étage courant) ..	76
Tableau III.16. Les moments en travée (Plancher étage courant)	77
Tableau III.17. Les sollicitations maximums	78
Tableau III.18. Vérification de la flèche	82
Tableau III.19. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (Sens L_x et L_y)	87

Liste des tableaux

Tableau III.20. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (Sens Lx et Ly)	87
---	----

Tableau III.21. Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens	89
---	----

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Tableau IV.1. Facteur de qualité	96
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure	100
Tableau IV.3. Les réactions à la base	104
Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismique	104
Tableau IV.5. Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques	105
Tableau IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)	110
Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)	110
Tableau IV.8. Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels	111
Tableau IV.9. Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	112
Tableau IV.10. Vérification de renversement de la Tour sens transversal	113

Chapitre V : Etude du vent

Tableau V.1. Définition de catégorie de terrain	115
Tableau V.2. Valeurs de $C_t(Z)$	116
Tableau V.3. Valeurs de la pression dynamique de référence	116
Tableau V.4. Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau	119
Tableau V.5. Coefficient de pression extérieure des toitures plates	123
Tableau V.6. Valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = 0,8$	125
Tableau V.7. Valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = -0,5$	125
Tableau V.8. Valeurs de q_j dans le sens longitudinal Pour : $C_{pi} = 0,8$	126

Liste des tableaux

Tableau V.9. Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = 0,8$	126
Tableau V.10. Valeurs de q_j dans le sens longitudinal Pour : $C_{pi} = 0,5$	127
Tableau V.11. Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = 0,5$	127
Tableau V.12. Résultats des efforts appliqués au bâtiment de chaque niveau	129
Tableau V.13. Résultats des efforts de vent appliqués à la base du bâtiment	130

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI .1. Armatures longitudinales et minimale dans les poteaux	133
Tableau VI .2. Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales	135
Tableau VI .3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	136
Tableau VI .4. La section des armatures transversale	139
Tableau VI .5. Ferrailage totale des poteaux	140
Tableau VI .6. Vérification de flambement	141
Tableau VI.7. Ferrailage des poutres principales (30X40)	149
Tableau VI.8. Ferrailage des poutres principales (30X35)	152
Tableau VI.9. Pré dimensionnement des voiles	155
Tableau VI.10. Sollicitations des voiles (sens Y-Y)	158
Tableau VI.11. Calcul d'armatures des voiles transversales	158
Tableau VI.12. Sollicitations des voiles (sens X-X)	160
Tableau VI.13. Calcul d'armatures des voiles longitudinales	160
Tableau VI.14. Vérification au cisaillement	161

Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

As : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ø : Diamètre des armatures.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V₀ : Effort tranchant a la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

Liste des notations

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Introduction générale :

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

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.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ✓ Souplesse d'utilisation.
- ✓ Durabilité (duré de vie).
- ✓ Résistance au feu.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé de dix niveau (**RDC+9**) réalisé à Annaba, et ce conformément aux règlements de construction algériens.

Ce manuscrit est composé de sept chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés,...etc.).Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère) et principaux (poteaux, poutres et voiles).

Le calcul des éléments secondaires et l'étude du vent sont exposé aux chapitres trois et quatre . Le chapitre cinq est dédié à la modélisation 3D en éléments finis du bâtiment et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes **(RPA99/V2003)**.

Le calcul des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure (fondations) sont présentés respectivement au chapitres six et sept.

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont 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 et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage multiple constitué de :

- ✓ Un rez-de-chaussée (RDC) à usage d'habitation et commercial
- ✓ Du 1er au 9ème étage à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à Annaba classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques géométriques.

Dimensions	(m)
Hauteur de la chambre niveau terrasse	3.00
Longueur totale de Bâtiment à la base en plan	23.90
Larguer totale de Bâtiment à la base en plan	13.05
Hauteur des étages courants	3.06
Hauteur du RDC	3.06
Hauteur totale de Bâtiment (Avec l'acrotère)	34.79
Surface du bâtiment	311.895 m ²

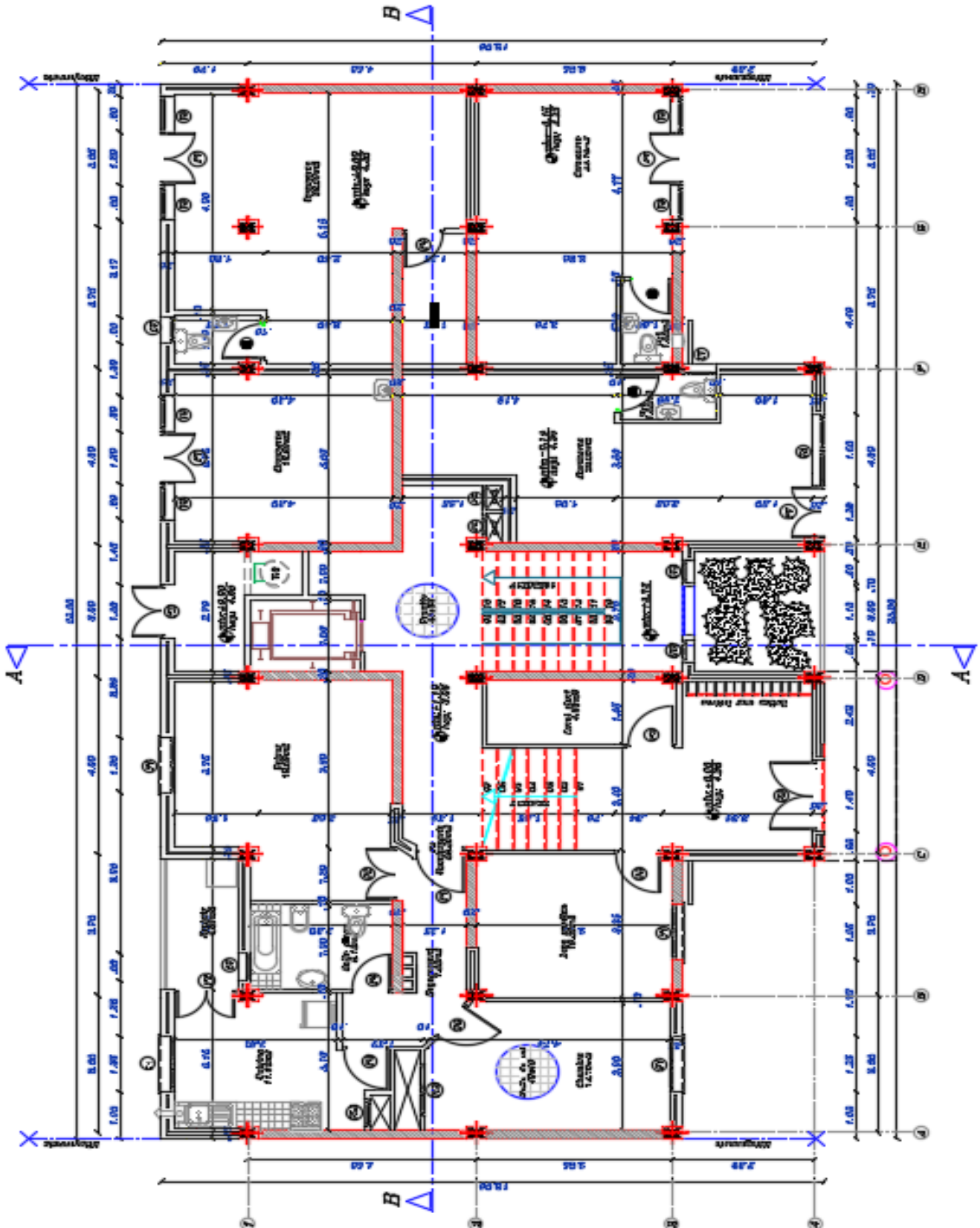


Figure I.1. Vue en plan niveaux RDC de la structure.

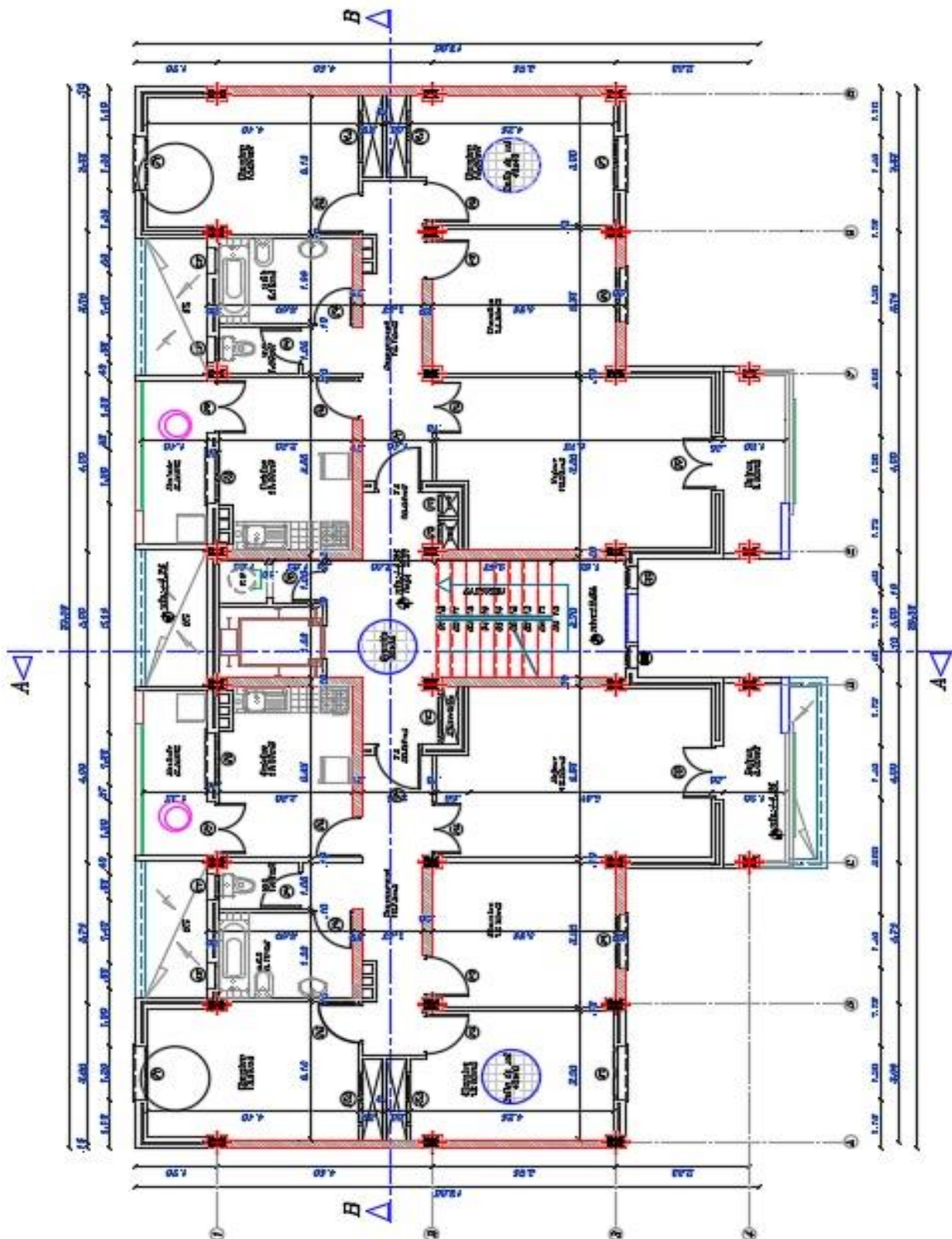


Figure I.2. Vue en plan niveaux étage courant de la structure.

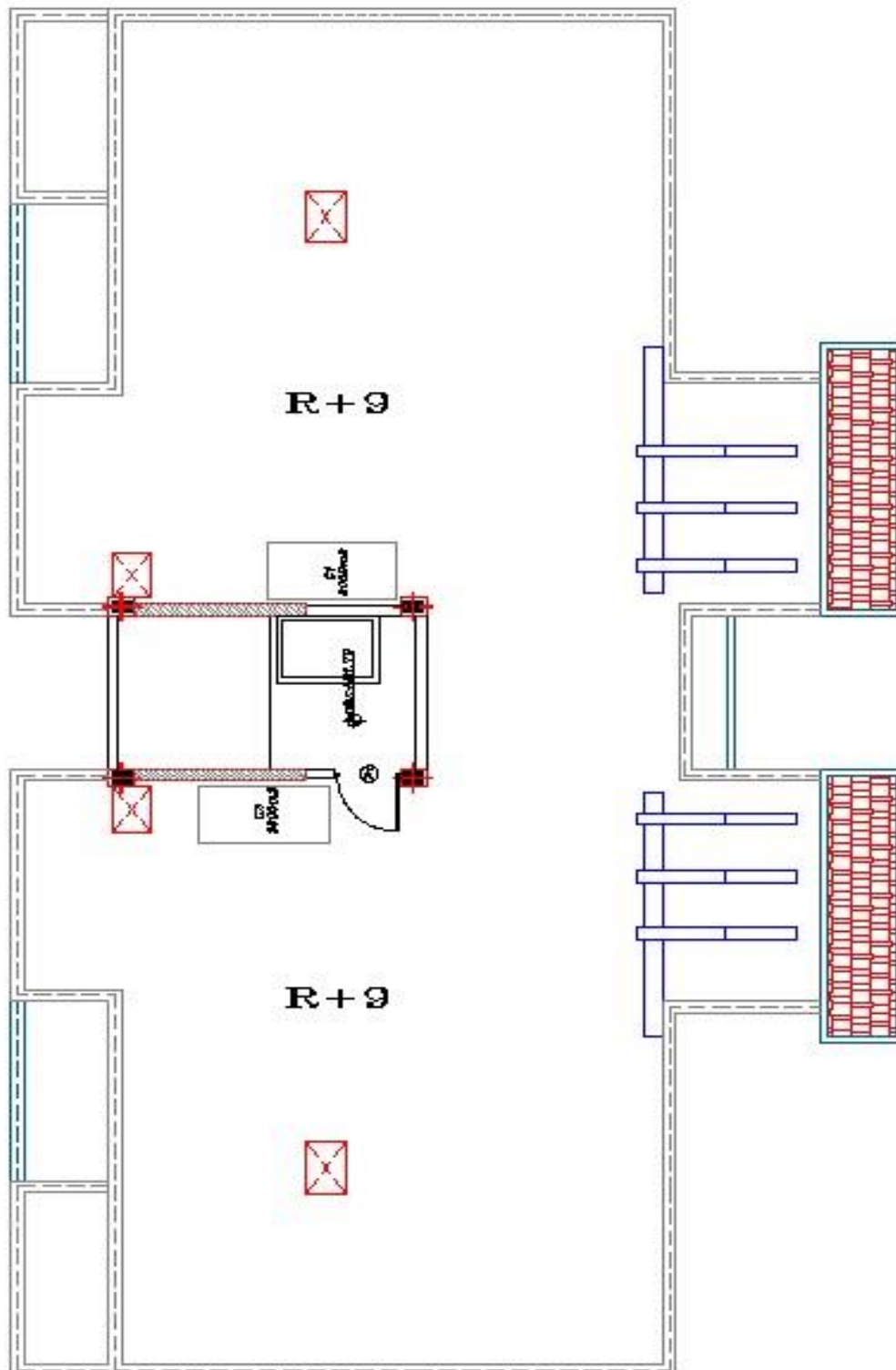


Figure I.3. Vue en plan niveaux terrasse de la structure.

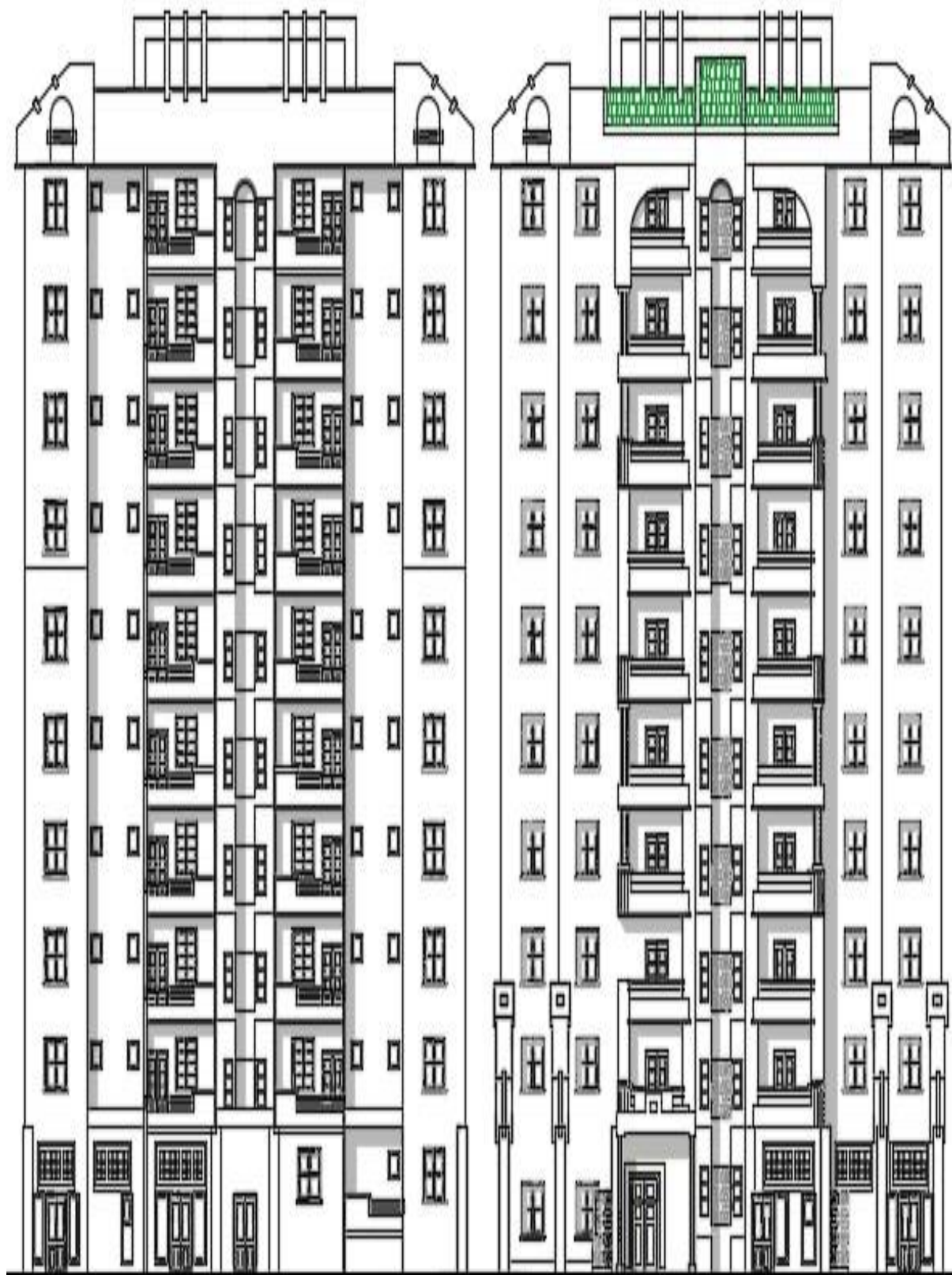


Figure I.4. Façade principale et postérieure.

I.3. Conception de la structure :

✓ Ossature :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

✓ Plancher :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en dalle plein.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

✓ Escaliers :

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.

✓ Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

✓ Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

✓ Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

✓ Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettent le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vieu) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 1,8$ bars.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir :

- ✓ Béton
- ✓ Acier

I.5.1. Béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL), ainsi qu'aux règlements en vigueur en Algérie. Le béton est un mélange complexe composé de pâte pure (**ciment + eau + sable**), de matériaux pierreux (**graviers**) qui après prise et durcissement résiste bien à la compression mais mal à la traction, c'est pourquoi on lui associe l'acier, un matériau qui développe une grande résistance aussi bien en compression qu'en la traction.

Pour notre projet le béton utilisé est béton courant :

I.5.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- ♣ **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- ♣ **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- ♣ **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

- ♣ Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- ♣ Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.
- ♣ En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.5.1.2. Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, la composition moyenne pour 1m de béton est la suivante :

Tableau I.2. Dosage et composition du béton.

composants	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400L	8 Sacs	180 L
Poids (Kg)	1200	600	400	180

I.5.1.3. La résistance caractéristique du béton :

- ♣ **Résistance à la compression « f_{cj} » :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

♣ **Résistance à la traction « f_{ij} » :**

Cette résistance est déterminée expérimentalement après trois types d'essais :

- Essai par traction directe sur éprouvette.
- Essai et calcul de contrainte de traction sur éprouvette fléchés.
- Essai brésilien par fendage du béton.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour notée f_{ij} , est conventionnellement conventionnellement définie par la relation :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} & \text{Pour } j = 28 \text{ jours.} \\ f_{ij} = 0,275f_c^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

I.5.1.4. Déformation longitudinales du béton :

♣ **Déformations instantanées « E_{ij} » :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

♣ **Déformations différées « E_{vj} » :**

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 donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad \text{Avec : } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

I.5.1.5. Coefficient de poisson :

- ✓ $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.
- ✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

I.5.1.6. Diagrammes déformations –contraintes de béton :

On distingue (figure) :

- ✓ Le diagramme « parabole rectangle ».
- ✓ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole -rectangle »

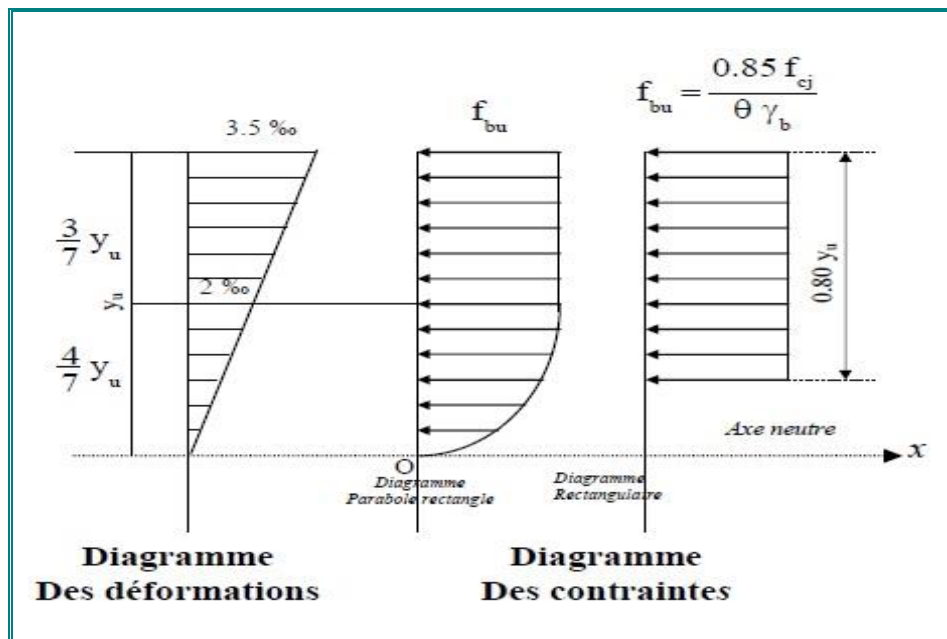


Figure I.5. Diagramme rectangulaire simplifié.

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours.

γ_b : Coefficient de sécurité égale 1.5.

f_{bu} : Contrainte de calcul.

θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

θ	Durée d'application
1	>24 h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	<1h

I.5.1.7. Les contraintes limites :

♣ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

• La contrainte limite du béton en compression :

$f_{bu} = 14.17$ [MPa]. Déduire de la formule suivante: $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$; dans notre cas

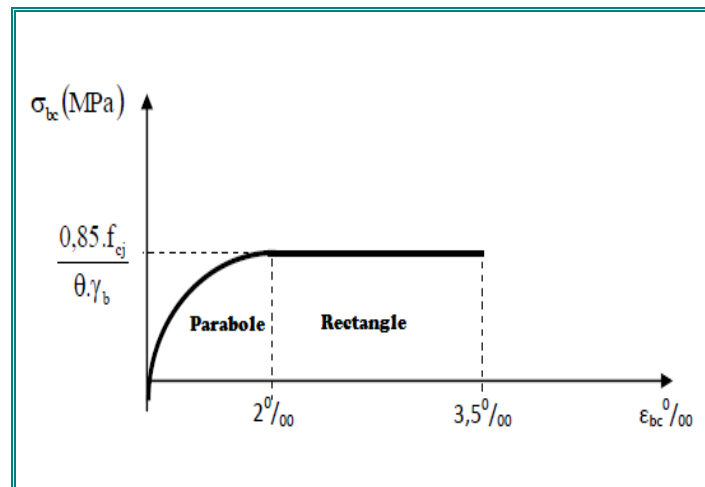


Figure I.6. Diagramme Contraintes Déformations du béton.

Notations :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\Theta = \begin{cases} 1 \dots \dots \dots t > 24\text{h.} \\ 0,9 \dots \dots \dots 1\text{h} < t < 24\text{h.} \\ 0,8 \dots \dots \dots t < 1\text{h.} \end{cases}$$

♣ Etat limite de service :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ [MPa].

• Contrainte limite de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = 3.33$ [MPa] Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

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

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

I.5.2. Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Types d'acier.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	Fe E400	400	310-490	22%
	Fe E500	500	390-490	25%
Rond lisse (RL)	Fe E215	500	480	14%
	Fe E235	235	550	12%
Treillis soudés	Fe E500	500	550	12%

Dans notre ouvrage, nous avons opté pour l'utilisation :

- ✓ Aciers de haute adhérence FeE400.... Armatures longitudinales.
- ✓ Aciers ronds lisses (RL) : FeE215.....étriers, cadres, épingles.
- ✓ Treillis soudés (TS) : FeE500.....tables de compression.

I.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$.

I.5.2.2. Contraintes limites :

♣ Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse: } \sigma_s = 186,96 [\text{MPa}] \\ \text{Barre HA: } \sigma_s = 347,83 [\text{MPa}] \end{cases}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{ Situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{ Situation accidentelle.} \end{cases}$$

♣ Etat limite de service :

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{- Cas de fissuration peut préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e, \text{ dans notre cas} \\ \bar{\sigma}_s = 266,67 [\text{MPa}] \\ \text{- Cas de fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}, \text{ dans notre cas} \\ \bar{\sigma}_s = 201,63 [\text{MPa}] \end{cases}$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour rondes lisses.

$\eta=1.6$ pour acier HA.

I.5.2.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier :

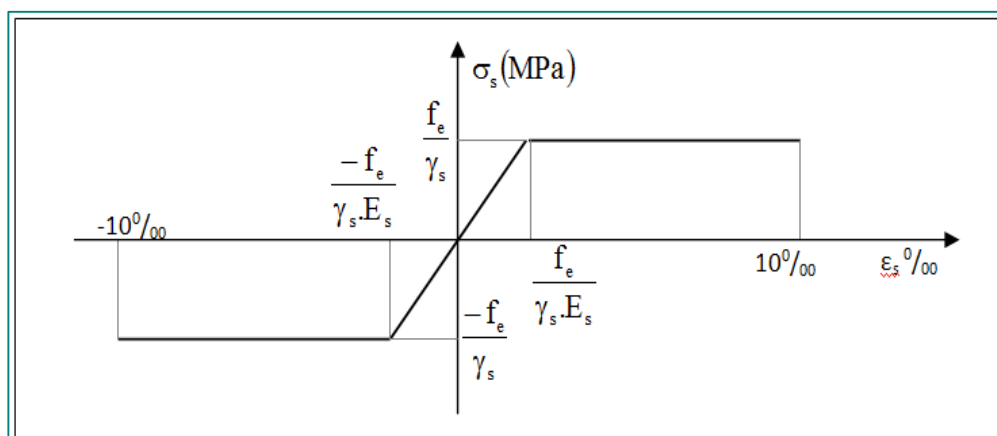


Figure I.7. Diagramme contraintes-déformations.

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU se déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.

I.5.2.4. Diagramme de déformation d'une section en béton armé :

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après).

Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art, A.4.3.3, P22).

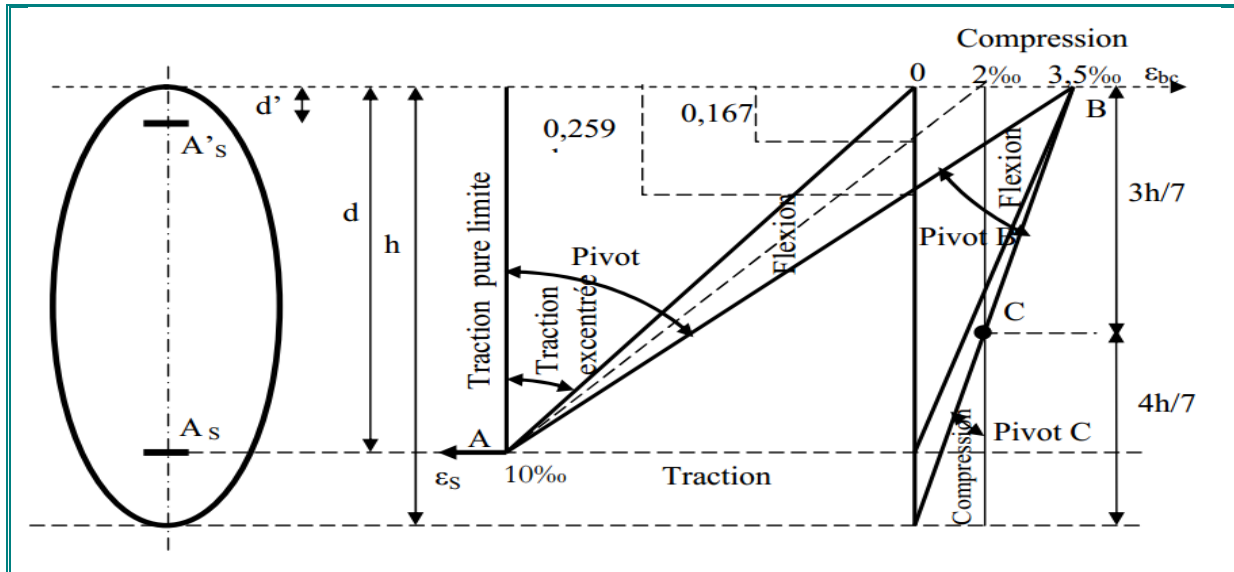


Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section.

a. Pivot (A) région 1 :

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

b. Pivot (B) région 2 :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

c. Pivot (C) région 3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc} = 2 \cdot 10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.6. Hypothèse de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I.6.1. Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

I.6.1.1. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

♣ *Hypothèses :*

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I.6.1.2. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

♣ *Hypothèses :*

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

I.6.2. Méthodes de calcul :

Il y a deux méthodes de calcul retenues par le RPA :

I.6.2.1. Méthode statique équivalente :

Seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

I.6.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

I.6.3. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij}=32164,195\text{Mpa}$.
- Limite d'élasticité de l'acier : $f_e = 400\text{Mpa}$.

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2. Prédimensionnement des Planchers :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1. Planchers à corps-creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire les conditions suivantes :

❶ Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de donner une épaisseur minimale à la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

D'après BEAL 91 :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

On admet : $e = 16 \text{ cm}$

② Condition de flèche :

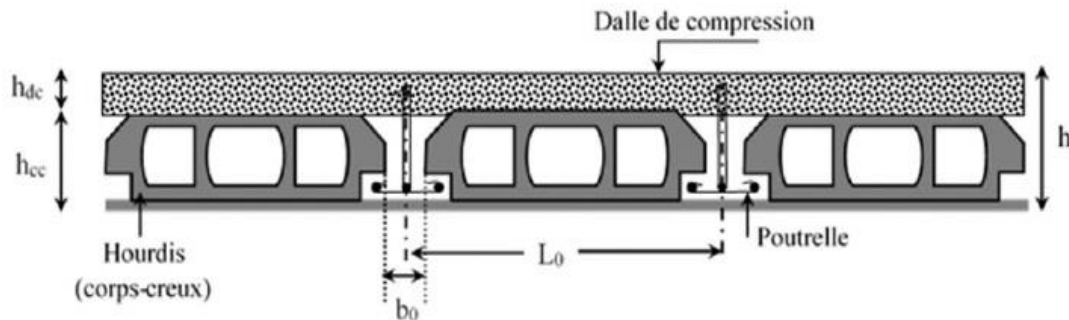


Figure II.1. Coupe verticale du plancher en corps creux.

Les planchers sont constitués des associés aux corps creux, pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles on utilisera les formules empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L : la distance entre nues d'appuis.

h_t : épaisseur du plancher.

$$\begin{cases} L_{x \max} = 3.70 \text{ m} \\ L_{y \max} = 4.10 \text{ m} \end{cases}$$

Donc : $L = \min (L_{x \max}, L_{y \max}) = 3.70 \text{ m}$

On a : $L = 370 \text{ cm}$

$$\frac{370}{25} \leq h_t \leq \frac{370}{20} \quad \text{d'ou} \quad 14,80 \leq h_t \leq 18,50$$

Donc l'épaisseur de : $h_t = 20 \text{ cm}$

③ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

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

Tel que : $h (16 + 4) = \begin{cases} d = 16 \text{ cm (Hauteur du Corps creux).} \\ e = 4 \text{ cm (Hauteur de la dalle de compression).} \end{cases}$

④ Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

h_t : épaisseur du plancher (hauteur de la poutrelle) = 20 cm.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b : Largeur efficace.

b_0 : Largeur de la nervure, $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$.

$$\frac{b+b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots\dots(\text{CBA93.Art.4.1.3}).$$

Avec

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

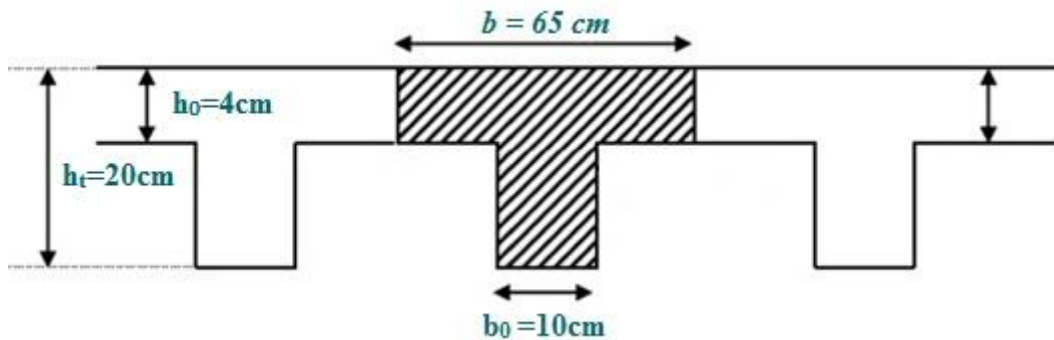


Figure II.2. Les poutrelles.

Dans notre cas on a :

$$h_t = 20\text{cm} \quad , \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 10 - b_0 = L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

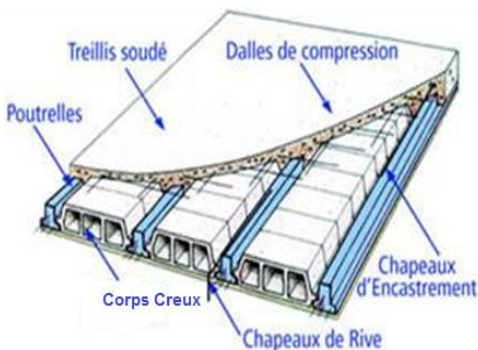
$$L_y^{min} = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{b+b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{270}{10}\right) \Rightarrow \frac{b+b_0}{2} \leq \min(27,5 ; 27) \text{ ce qui donne } b = 65 \text{ cm.}$$

Tableau récapitulatif :

Tableau II.1. Tableau récapitulatif.

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4 cm
hauteur totale de plancher (corps-creux)	20 cm
Entre axes des nervures (b)	65 cm
Largeur des nervures (b_0)	10 cm



«plancher à corps creux»

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Dans notre projet on a un seul type :

Largeur : 1,30 m

Longueur : 3,20 m

$$e_p < L/10 = 130/10 = 13 \text{ cm}$$

e_p doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après RPA99/V2003).

On adopte :

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

II.2.3. Dalles pleines (Les Balcons) :**» Résistance à la flexion :**

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq L_x / 20 + 7$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

$$e \geq 140 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 14 \text{ cm}$$

e : doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99/V2003).

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

Remarque

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur :

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

II.3. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches et de Contre marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

La figure.II.3. Montre les différents éléments constituant un escalier :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur projetée de la volée).
- (3) : g (Giron).
- (4) : h (Hauteur de la contre marche).
- (5) : H (Hauteur de la volée).
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse).
- (7) : (Emmarchement).

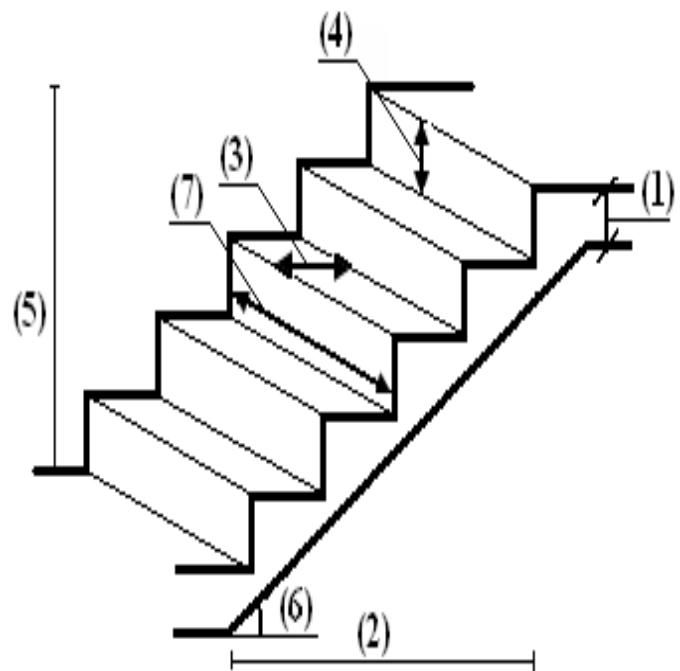


Figure II.3. Schéma terminologie d'escalier.

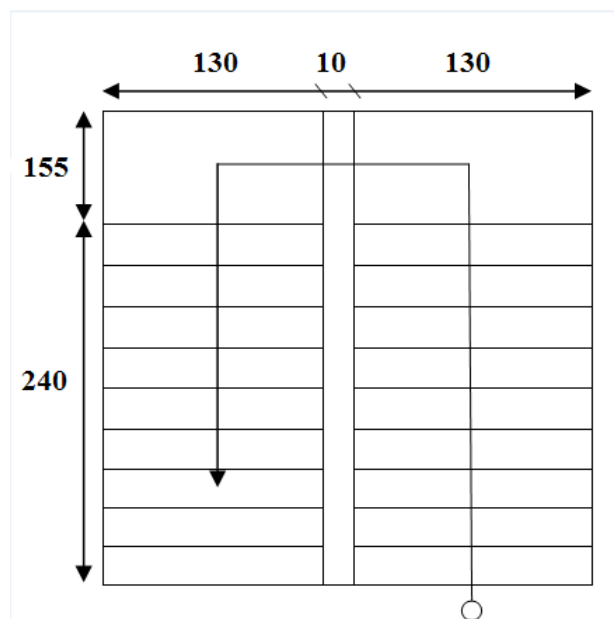


Figure II.4. Vue en plan.

II.3.1. Caractéristiques techniques :

Pour étage courant et RDC :

Hauteur : $H=3,06$ m.

Giron : $g=30$ cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{varié de 14 cm à 20 cm.} \\ g : \text{varié de 22 cm à 33 cm.} \end{array} \right.$

Pour : $\left\{ \begin{array}{l} h = 17 \text{ cm.} \\ N_C : \text{nombre des contremarches.} \end{array} \right.$

$$N_c = H/h = 306/17$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

9 contre marche

$n=N_C - 1= 08$ marche par volée.

II.3.2. Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H'=N_c \times h \Rightarrow H'= 9 \times 17 \Rightarrow H'=1.53\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (9-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2.40\text{m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.53/2.40 = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

La longueur de volée est : $L=1.53/ \sin\alpha \Rightarrow L = 2.85\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$

$$\Rightarrow 9.5 < e < 14.25 \Rightarrow$$

$e = 14\text{cm}$

✓ L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse.

II.4. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par le **BAEL 91 révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

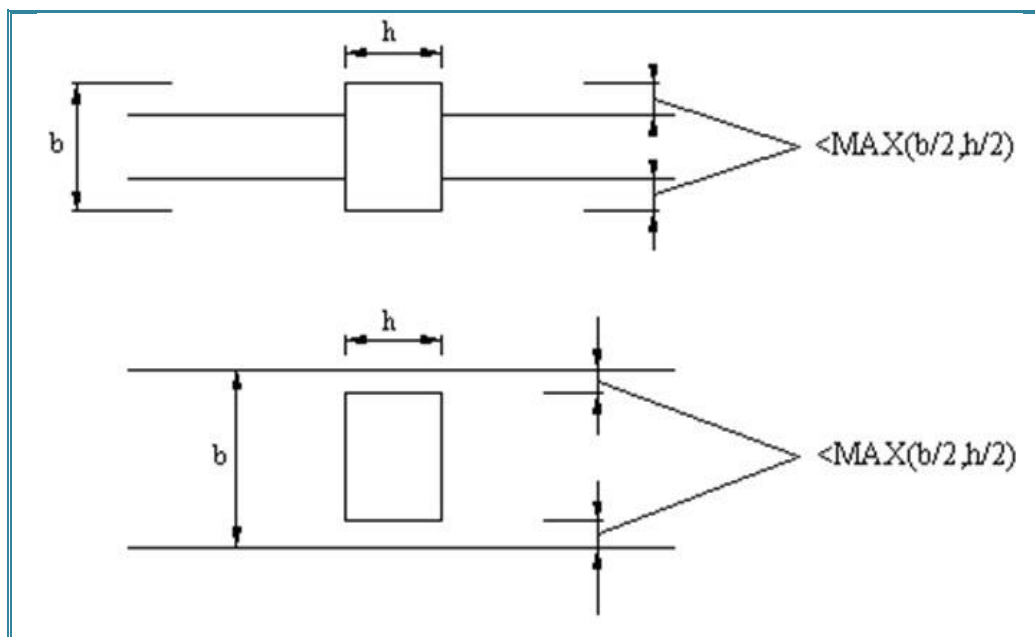


Figure II.5. Dimensions à respecter par les poutres.

On a deux types de poutres :

II.4.1. Poutres principales (porteuses) :

D'après le BAEL91

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Tel que :

- $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{portée maximale de poutre.} \\ h_t : \text{hauteur de la poutre.} \\ b : \text{largeur de la poutre.} \end{array} \right.$

Nous avons : $L = 4,50 \text{ m}$ d'où $4,50 \cdot 40 = 4,10\text{m}$

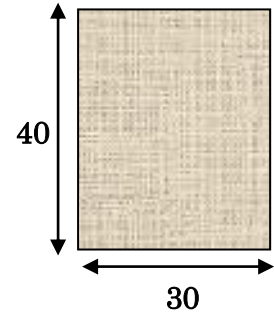
$$H = L_{\max}/12 = (410) /12 = 34.16 \text{ cm}$$

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 27, 33 \text{ cm} \leq h_t \leq 41 \text{ cm.}$$

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

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

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



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article :7.5.1 de RPA 99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie.

II.4.2. Poutres secondaire (non porteuses) :

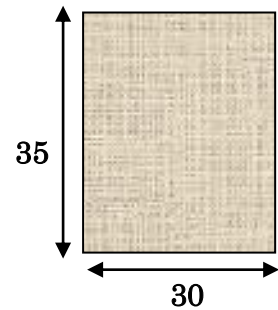
D'après le BAEL91

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Tel que :

- L : portée maximale de poutre.
- h_t : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.



Nous avons : $L= 4,00 \text{ m}$ d'où $4,00 \cdot 30 = 3,70\text{m}$

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm.}$$

On prend $h = 35 \text{ cm.}$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 25.5 \text{ cm.}$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article :7.5.1 de RPA 99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow$ vérifie.

- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow$ vérifie.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.16 < 4 \rightarrow$ vérifie.

II.4.3. Etude de la poutre palière :

D'après BAEL 91 :

$$L = 2,70 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 18 \leq h \leq 27$$

On prend $h = 35 \text{ cm.}$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 25.5 \text{ cm.}$$

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

Vérification du RPA99 V 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.16 < 4$ vérifie.

Tableau II.2. Dimension des poutres.

	<i>Dimensions (cm²)</i>
<i>Poutres principales (sens transversale)</i>	(30×40)
<i>Poutres secondaires (sens longitudinale)</i>	(30×35)
<i>Poutre palière (cm²)</i>	(30×35)

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$F_{\max} \leq L/500$$

Si la portée L est au plus égale à 5m.

$$F_{\max} \leq (L/1000) + 0.5$$

Si la portée L est supérieur à 5 m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = (5 q L^4 / 384EI)$$

Avec :

F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

Q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3/12$

✓ **Poutre principale :**

$$L = 4.50 \text{ m}$$

$$F_{\max} \leq (410 / 500) = 0,82 \text{ cm} \quad , \quad E=321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad , \quad I= 160000 \text{ cm}^4$$

- Charge permanent $G = 723 \text{ kg/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

$$q = G + Q = (723 \times 4.10 + 2500 \times 0.3 \times 0.40) + (100 \times 4.10) = 3674,3 \text{ kg/ml}$$

$$F_{\max} = 0.26 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la condition vérifie.}$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$L = 3.70 \text{ m}$$

$$F_{\max} = 370/500 = 0.74 \text{ cm.} \quad E=321642 \text{ kg/cm}^2 \quad I=107187.5\text{cm}^4$$

$$q = G + Q = (723 \times 3.70 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (100 \times 3.70) = 3308 \text{ kg/ml.}$$

$$F_{\max} = 0.23 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la condition vérifie.}$$

II.5. Pré dimensionnement des Poteaux:

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une Section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

Selon le RPA99 (version 2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- ☑ Critère de résistance.
- ☑ Critère de stabilité de forme (flambement).
- ☑ Condition RPA.

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée.

❖ Condition RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm pour la zone I et II} \\ \text{Min}(a, b) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < a / b < 4 \end{array} \right.$$

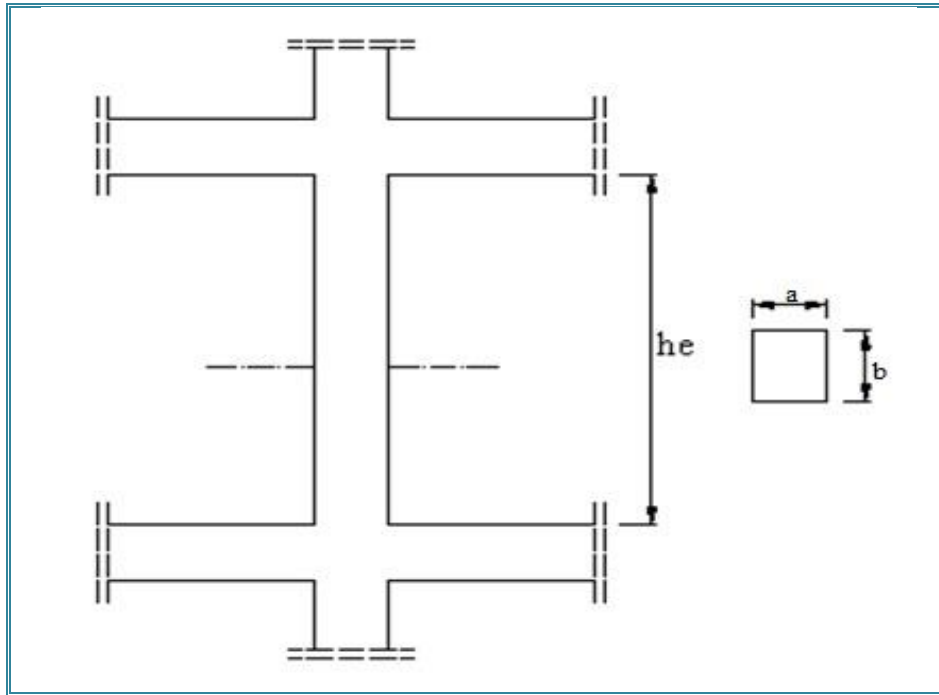


Figure II.6. Dimension des poteaux.

Tel que :

h_e : hauteur libre d'étage.

$h_e = 3,06$ m

(a, b) : dimension de la section.

Nous optons pour des poteaux carrés ($a=b$)

On adopte préalablement la section des poteaux ($a \times b$) comme suit

Tableau II.3. Sections préalables des poteaux.

Etages	RDC	1 ^{ère} étage+ 2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}	8 ^{ème} +9 ^{ème} + 7 ^{ème}
Sections($a * b$) cm^2	(50x50)	(45x45)	(35x35)	(30x30)

II.6. Les voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ☑ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ☑ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- ☑ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- ☑ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après cet article :

- « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. »

Avec : $\begin{cases} L : \text{porté du voile.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$

- « L'épaisseur minimale est de 15 cm », l'épaisseur doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités du voile comme indiquée sur les figures suivantes :

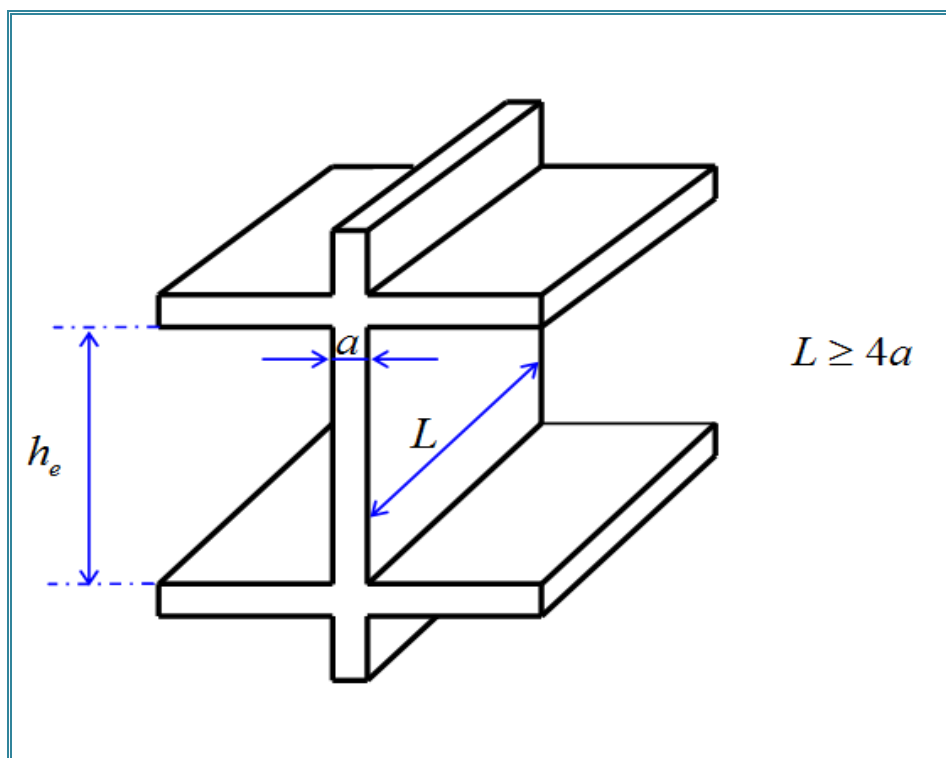


Figure II.7. Coupe du voile en élévation.

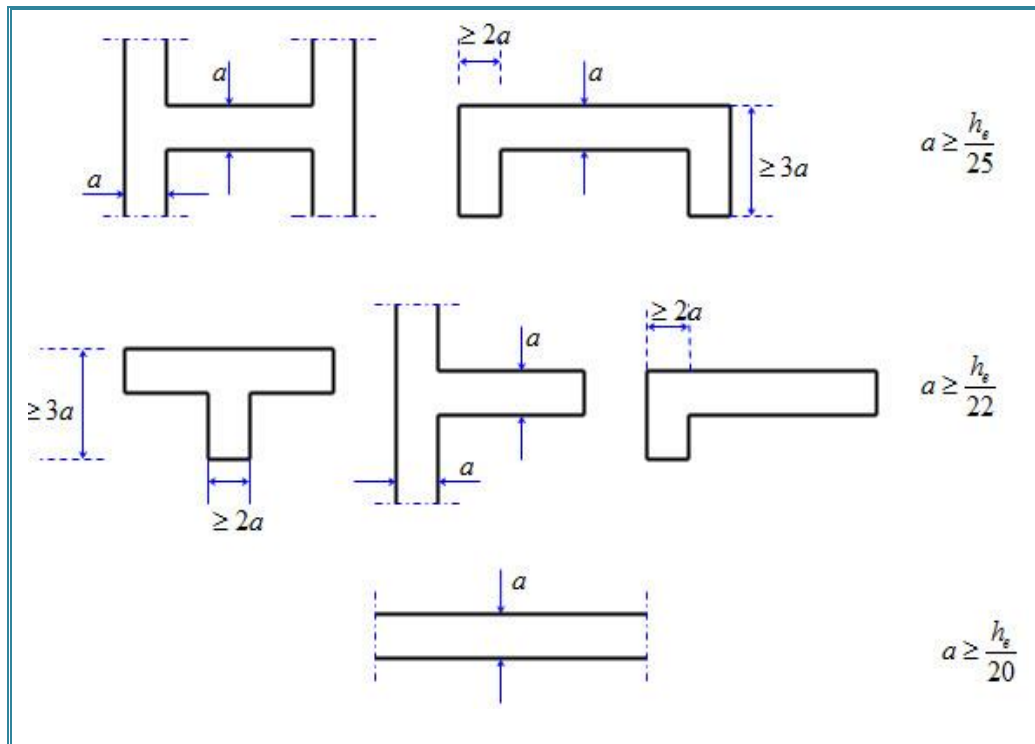


Figure II.8. Coupes de voiles en plan

Dans notre cas et du fait que l'on va prendre la même épaisseur pour tous les voiles de contreventement du bâtiment longitudinalement et transversalement, et aussi vu que les différents voiles possèdent différentes conditions de liaisons aux limites nous aurons donc :

$$a \geq \max (he/25 , he/22 , he/20)$$

Avec : « h_e » : hauteur d'étage.

$$he = 3,06 \text{ m} \Rightarrow a \geq 306/20 \Rightarrow a \geq 15,30 \text{ cm}$$

$$a \geq \max (12,24 ; 13,90 ; 15 ,30) \text{ cm}$$

Conclusion : On prendra pour tous les voiles de la structure une épaisseur de :

Tableau II.4. Epaisseur de voiles.

Niveau	Epaisseur a (cm)
RDC, 1 ^{ère} 9 ^{ème} étage	20 cm

II.7. Evaluation des charges :

L'évaluation des charges consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge permanente qu'il induit ainsi que la surcharge qu'il est supposé reprendre conformément aux règles de calcul, cette évaluation servira aux dimensionnements géométriques et mécaniques de ces éléments porteurs.

II.7.1. Les Planchers :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

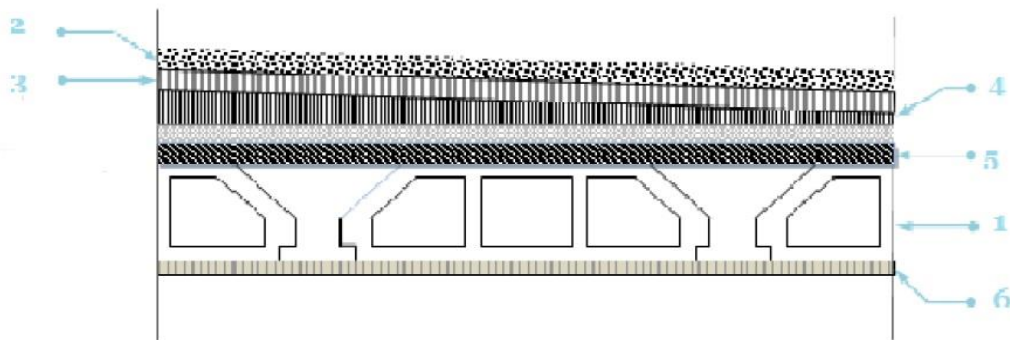


Figure II.9. Plancher Terrasse inaccessible.

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	2	600	12
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Poids propre du plancher	16+4	1400	280
6-Enduit plâtre	2	1000	20
La charge permanente			$\Sigma = 628 \text{ Kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

➤ Plancher de l'étage courant :

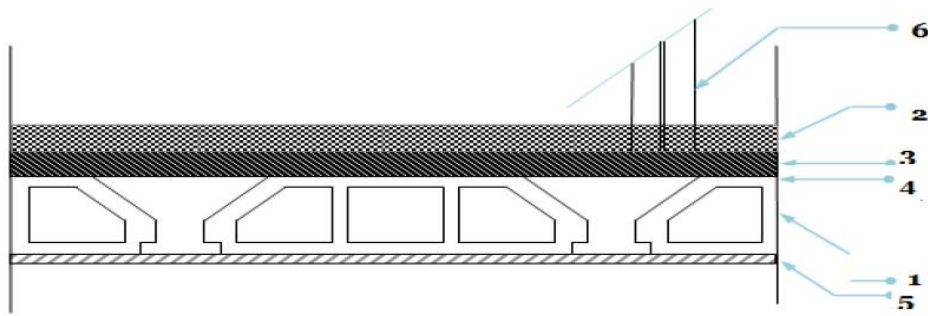


Figure II.10. Plancher étage courant.

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Revêtement carrelage (2cm)	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Poids propre du plancher	16+4	1400	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100
La charge permanente			$\Sigma = 538 \text{ Kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 150 \text{ kg/m}^2$

II.7.2. Les Balcons :

➤ Balcon terrasse :

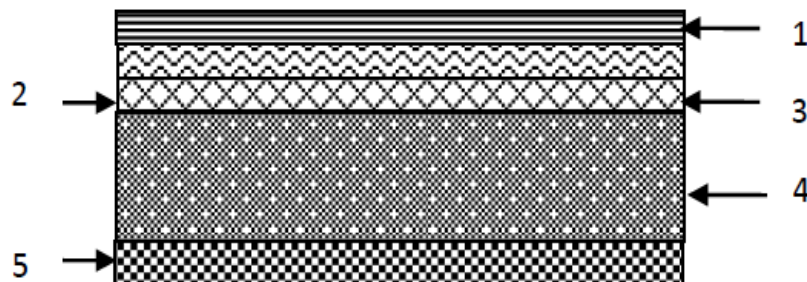


Figure II.11. Coup transversal de plancher a dalle pleine(Balcon).

Tableau II.7. Evaluation des charges de dalle de balcon non accessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	2	600	12
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20
La charge permanente			$\Sigma = 723 \text{ kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

➤ **Balcon étage courant :**

Tableau II.8. Evaluation des charges de dalle de balcon étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Revêtement carrelage (2cm)	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4- Dalle pleine	15	2500	375
5-Enduit plâtre	2	2000	40
La charge permanente			$\Sigma = 553 \text{ Kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

➤ Dalle pleine terrasse :

Tableau II.9. Evaluation des charges de dalle pleine non accessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	2	600	12
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	13	2500	325
6-Enduit plâtre	2	1000	20
La charge permanente			$\Sigma = 673 \text{ kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

➤ Dalle pleine étage courant :

Tableau II.10. Evaluation des charges de dalle pleine étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Revêtement carrelage (2cm)	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4- Dalle pleine	13	2500	325
5-Enduit plâtre	2	2000	40
La charge permanente			$\Sigma = 503 \text{ Kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

II.7.3. Les Escaliers :

➤ Paliers :

Tableau II.11. Evaluation des charges de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	40
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	14	2500	350
5-Enduit ciment	2	2000	40
La charge permanente			$\Sigma = 544 \text{ kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

➤ Paillasse :

Tableau II.12. Evaluation des charges de paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	14	2500	$(2500 \times 0,14) / \cos 32,52^\circ = 415,08$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20
La charge permanente			$\Sigma = 820 \text{ Kg/m}^2$
La charge d'exploitation			$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

II.7.4. Maçonnerie :

➤ Murs extérieurs :

Tableau II.13. Évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuses	25	900	225
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3-Enduit ciment	2	2000	40
La charge permanente			$\Sigma = 289 \text{ Kg/m}^2$

➤ Murs intérieurs :

Tableau II.14. Évaluation des charges dans les murs intérieurs.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuses	10	900	90
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3- Enduit ciment	2	2000	40
La charge permanente			$\Sigma = 154 \text{ Kg/m}^2$

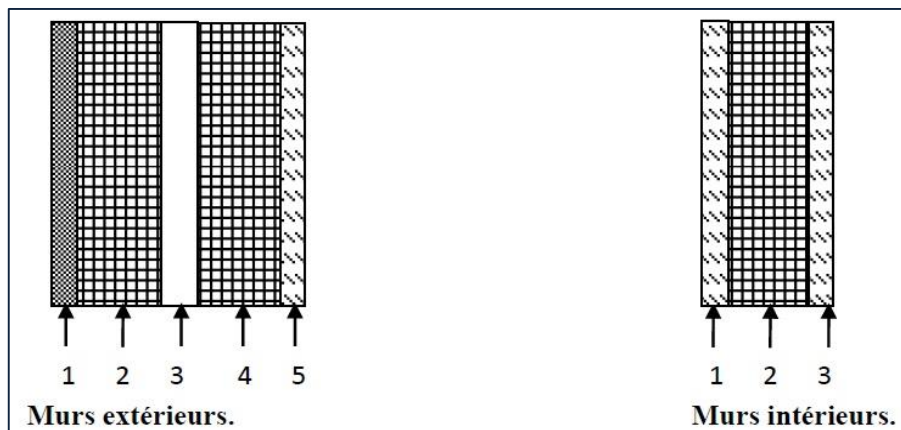


Figure II.12. Coupe transversale des murs.

II.7.5. Les voiles :

Tableau II.15. Evaluation des charges des voiles

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Poids propre	20	2500	500
2-Enduit en ciment	2	2000	40
3-Enduit plâtre	2	1200	24
La charge permanente			$\Sigma = 564 \text{ Kg/m}^2$

II.8. l'acrotère :

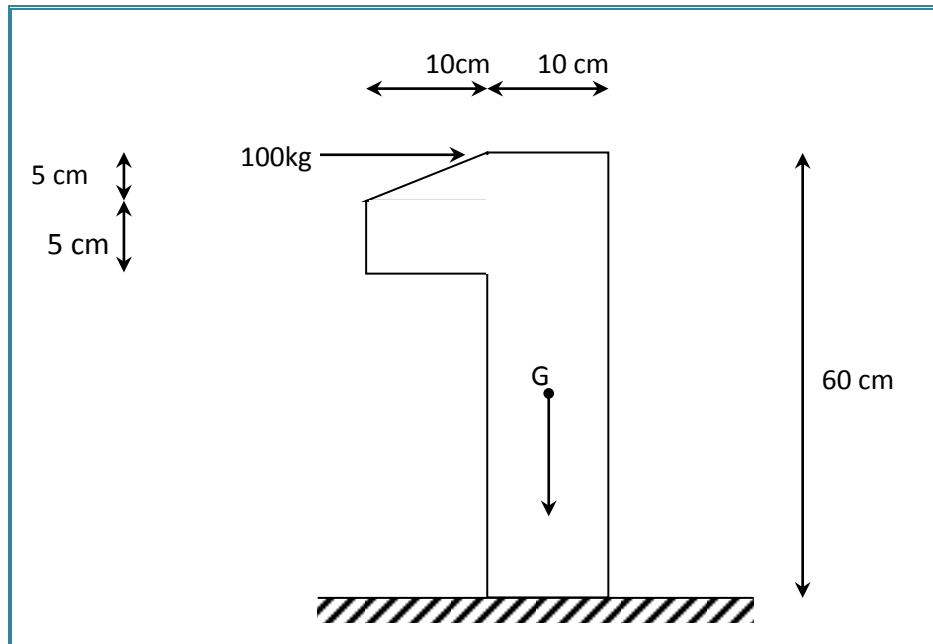


Figure II.13. Acrotère.

Section transversale :

$$s = ((0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1)/2) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.0675 \times 2500 = 168,75 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 1 \times 0.02 \times 2000 [0.6+0.2+0.05+0.1+0.5] = 58 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Donc : } G = 227.95 \text{ Kg/ml}$$

La surcharge d'exploitation due à la main courante est : $Q = 100 \text{ Kg/ml.}$

II.9. Descente de charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

II.9.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Poteau central :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux (C-2) avec une surface offerte : $S = 12.46 \text{ m}^2$

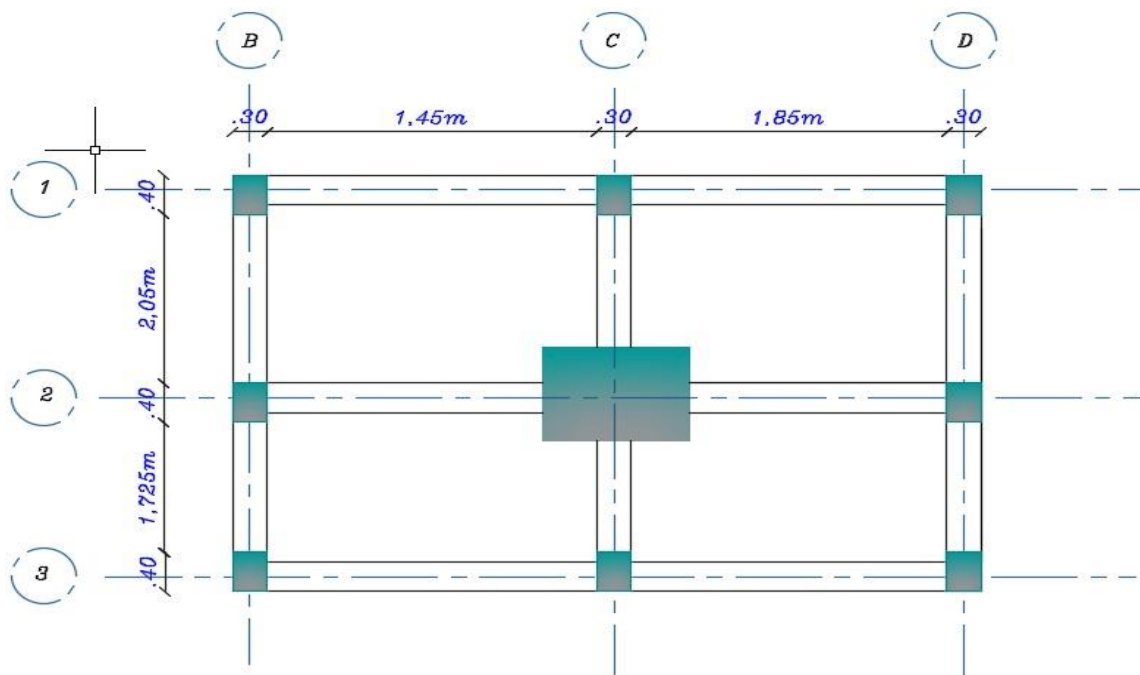


Figure. II.14. Poteau centrale le plus sollicité.

II.9.2. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

Niveau terrasse :

Plancher : $6,28 \times 12,46 = 78,25 \text{ KN}$

Poutres transversales : $25[(0,3 \times 0,4) \times (1,725 + 2,05)] = 11,33 \text{ KN}$

Poutres longitudinales : $25[(0,3 \times 0,35) \times (1,45 + 1,85)] = 8,66 \text{ KN}$

Surcharges : $1 \times 12,46 = 12,46 \text{ KN}$

$$N_G = 98,24 \text{ KN}$$

$$N_Q = 12,46 \text{ KN}$$

Niveau étage courant :

Plancher : $5,38 \times 12,46 = 67,03 \text{ KN}$
 Poutres transversales: $25[(0,3 \times 0,4) \times (1,725 + 2,05)] = 11,33 \text{ KN}$
 Poutres longitudinales : $25[(0,3 \times 0,35) \times (1,45 + 1,85)] = 8,66 \text{ KN}$
 Surcharges: $1,5 \times 12,46 = 18,69 \text{ KN}$

$$N_G = 87,02 \text{ KN}$$

$$N_Q = 18,69 \text{ KN}$$

- Les charges G et surcharges Q pour le poteau central :

Tableau II.16. Les charges G et surcharges Q pour le poteau central.

Charges	Poteau central
$Q_{terrasse} (KN)$	98,24
$Q_{etage} (KN)$	12,46
$G_{terrasse} (KN)$	87,02
$G_{etage} (KN)$	18,69

- Dégression des charges d’exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q.

Sous terrasse : Q0

Sous 9ème étage : Q0 + Q1

Sous 8ème étage : Q0 + 0,95(Q1 + Q2)

Sous 7ème étage : Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)

Sous 6ème étage : Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)

Sous 5ème étage : Q0 + 0,80(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5)

Sous les étages inférieurs : $Q0 + [(3 + n) / 2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i = Q_n$

n : numéro d’étage à partir du sommet du bâtiment.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporter par le poteau le plus chargé :

Tableau II.17. Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression	Q [t]
Sous terrasse	Q_0	12,46
Sous 9ème étage	$Q_0 + Q_1$	31,150
Sous 8ème étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	47,971
Sous 7ème étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	62,923
Sous 6ème étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	76,006
Sous 5ème étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	87,220
Sous 4ème étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	96,565
Sous 3ème étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	105,349
Sous 2ème étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	115,180
Sous 1ère étage	$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_9)$	123,479
Sous le RDC	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + QRDC)$	133,945

- Estimation des sections droites :

Et d'après les règles BAEL91 ; la section réduite B_r est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \times \left(\frac{A}{B_r} \right)}$$

$$N_u = (1.35N_G + 1.5N_Q) \times \beta$$

β : la majoration des charges appliquée, on aura alors : $\beta = 1.2$

D'après les RPA99/Version2003, le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone II.a (choix économique), On peut prendre :

$$A_{\min} = 1\% Br \quad \Rightarrow \quad \frac{A}{Br} = 0,01$$

Donc on trouve : $B_r \geq 0,642N_u$ (N_u en KN et B_r en cm^2).

Pour une section carrée $Br = (a-0,02)^2$ d'où $a = \sqrt{Br} + 2$ (en cm)

• **Pour les Poteaux centraux ($\beta = 1,1$) :**

D'après le RPA 99/version2003 : On prend une majoration dynamique de 1,2

Tableau II.18. Estimation des sections droites.

niveaux	$G_{cumulée} (t)$	$Q_{cumulée} (t)$	$1,1N_u$	$Br(cm^2)$	$A=[(Br)^{1/2}+2].1,2$	B
Sous terrasse	98,24	12,460	166,45	106,86	14,80	/
9	185,26	31,150	326,51	209,62	19,77	(30x30)
8	272,28	47,971	483,49	310,40	23,54	(30x30)
7	359,30	62,923	637,38	409,20	26,67	(30x30)
6	446,32	76,006	788,20	506,02	29,39	(35x35)
5	533,34	87,220	935,92	600,86	31,81	(35x35)
4	620,36	96,565	1080,57	693,72	34,01	(35x35)
3	707,38	105,349	1224,29	785,99	36,04	(45x45)
2	794,40	115,180	1369,73	879,37	37,98	(45x45)
1	881,42	123,479	1512,65	971,12	39,80	(45x45)
RDC	968,44	133,945	1659,14	1065,17	41,56	(50x50)

➤ **Vérification des dimensions :**

L'article 7.4.1 des RPA99/Version2003 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone IIa):

b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau

$\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$

$\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$

$l/4 > b_1 / h_1 > 4$. Toutes ces conditions sont vérifiées.

► **Critère de stabilité de forme :**

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement).

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton = 25MPa

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa.

$\gamma_b = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$

α : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{Pour} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \quad \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée (stabilité vis à vis du flambement).

► **Calcul de la longueur de flambement L_f :**

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

- ☑ Soit encastré dans un massif de fondation.
- ☑ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

Pour notre cas, on a :

$L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

$L_0 = 3,06$ m (RDC et étage courant).

RDC + étage courant : $\longrightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142$ m

Tableau II.19. Calcul de \bar{N}_u .

niveaux	dimension	Br(cm ²)	Lf(m)	λ	α	As (mm ²)	\bar{N}_u (Kn)
9	(30x30)	784	2,142	24,73	0,644	90	1093,58
8	(30x30)	784	2,142	24,73	0,644	90	1093,58
7	(30x30)	784	2,142	24,73	0,644	90	1093,58
6	(35x35)	1089	2,142	24,73	0,660	122,5	1525,48
5	(35x35)	1089	2,142	21,21	0,660	122,5	1525,48
4	(35x35)	1089	2,142	21,21	0,660	122,5	1525,48
3	(45x45)	1849	2,142	16,50	0,678	202,5	2590,48
2	(45x45)	1849	2,142	16,50	0,678	202,5	2590,48
1	(45x45)	1849	2,142	16,50	0,678	202,5	2590,48
RDC	(50x50)	2304	2,142	14,84	0,684	250	3226,43

➤ Vérifications du $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II.20. Vérification des efforts normaux et admissibles.

niveaux	1.35G	1.5Q	1,1 Nu ≤ N _u		Observation
			1.1N _U (Kn)	N _u (Kn)	
Sous terrasse	132,624	18,690	166,45	1093,58	CV
9	250,101	46,725	326,51	1093,58	CV
8	367,578	71,957	483,49	1093,58	CV
7	485,055	94,385	637,38	1093,58	CV
6	602,532	114,009	788,20	1525,48	CV
5	720,009	130,830	935,92	1525,48	CV
4	837,486	144,848	1080,57	1525,48	CV
3	954,963	158,024	1224,29	2590,48	CV
2	1072,44	172,770	1369,73	2590,48	CV
1	1189,917	185,219	1512,65	2590,48	CV
RDC	1307,394	200,918	1659,14	3226,43	CV

On remarque que la condition $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$ est vérifiée dans tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

➤ **Vérification de l'effort normal :**

Et d'autre part : ART 7.4.3.1 des RPA 99/Version2003 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times Fc28} \leq 0,3 \quad \Rightarrow \quad Bc > \frac{Nd}{0,3 \times Fc28} = \frac{Nd}{7,5}$$

Avec : $N_d = N_G + N_Q + N_E$, en négligeant N_E .

Tableau II.21. Vérification de l'effort normal (poteaux centraux).

Niveau	poteaux	Nd(Kn)	fc 28	ν	Observation
9	(30x30)	216,41	2,5	0,10	$\leq 0,3$
8	(30x30)	320,25	2,5	0,14	$\leq 0,3$
7	(30x30)	422,22	2,5	0,19	$\leq 0,3$
6	(35x35)	522,33	2,5	0,17	$\leq 0,3$
5	(35x35)	620,56	2,5	0,20	$\leq 0,3$
4	(35x35)	716,93	2,5	0,23	$\leq 0,3$
3	(45x45)	812,73	2,5	0,16	$\leq 0,3$
2	(45x45)	909,58	2,5	0,18	$\leq 0,3$
1	(45x45)	1004,90	2,5	0,20	$\leq 0,3$
RDC	(50x50)	1102,39	2,5	0,18	$\leq 0,3$

Remarque :

D'après le **RPA99** les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

II.9.3. Dimensions des poteaux de l'entrée :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\text{MIN}(a,b) \geq 30\text{cm}$ en **zone IIa**.

Les dimensions de la section des poteaux circulaires doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $D \geq 30\text{ cm}$ en **zone IIa**.

Tableau II.22. Pré dimensionnement des poteaux de l'entrée de bâtiment

Dimension du poteau circulaire	D (cm)	40
--------------------------------	--------	----

D'après l'article 7.4.1 des RPA 99/Version2003, il est recommandé que les poteaux aient la même section pour chaque niveau.

III.1. Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

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

- ☑ L'acrotère.
- ☑ Les dalles pleines des balcons.
- ☑ Les escaliers.
- ☑ Les planchers à corps creux (poutrelle et table de compression).

III.2. L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul se fera pour une bande de 1m, sollicitée à la flexion composée qui est due à l'effort normal (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant M tel que :

$$M = (\max (M (fp), M (q))).$$

$M (fp)$: le moment fléchissant dû à l'effort horizontal (fp).

$M (q)$: le moment fléchissant dû à la main courante qui est une surcharge d'exploitation.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

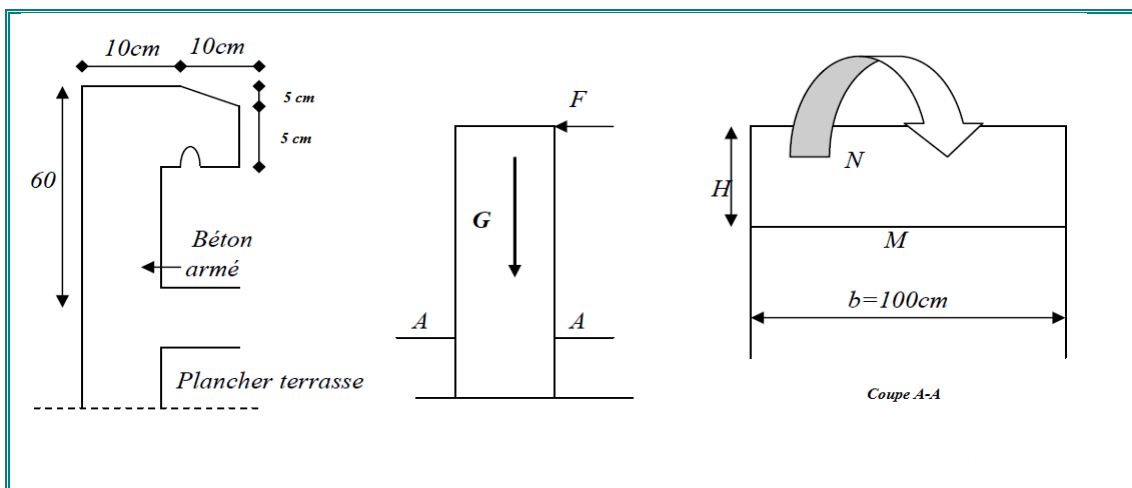


Figure III.1. L'acrotère.

III.2.1. Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_P = 227,95 \text{ Kg/ml}$
- La surcharge d'exploitation due à la main courante est : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$.
- **Charge accidentelle due au séisme :**

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

Avec :

F_P : la force sismique.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

W_P : Poids propre de l'acrotère.

Dans notre cas on a : Zone IIa, Groupe 2, ($A = 0,15$)

$$C_p = 0,8 \quad , \quad W_P = 2,279 \text{ KN /m.}$$

$$\text{Donc : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,279 = 1,094 \text{ KN/ml.}$$

$$M (f_p) = 1,094 \times 0,6 = 0,656 \text{ KN.m.}$$

$$M (q) = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$N (G) = 2,279 \text{ KN.}$$

Tableau III.1. Calcul des sollicitations.

	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
<i>Sollicitation</i>	1,35G + 1,5 Q	G + Q
<i>N (KN)</i>	3,077	2,279
<i>M (KN.m)</i>	0,984	0,656

III.2.2. Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_o = M_u / N_u = 0,984 / 3,077 = 0,32 \text{ m.}$$

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,656 / 2,279 = 0,28 \text{ m.}$$

$N_u > 0$ alors N est un effort de compression.

$$e_o = 0,53\text{m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017\text{m}$$

$e_o > h / 6$ donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$e_a = e_o + (h/2 - C) = 0,32 + (5 - 2) = 35\text{cm.}$$

III.2.3. Ferrailage de l'acrotère :

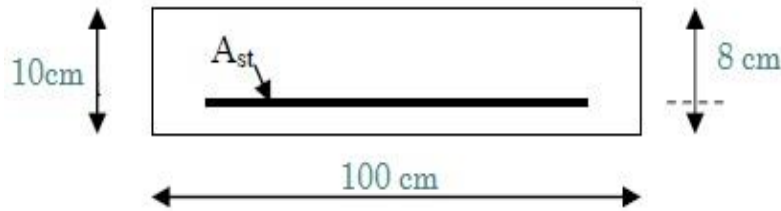


Figure III.2. Section de calcul d'acrotère

III.2.3.1. L'ELU :

Selon le **BAEL 91**:

$$M_a = M_U + N_U \cdot (d - 2/h)$$

$$M_a = 0,984 + 3,077 \cdot (0,08 - 0,1/2) = 1,076 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bU} = M_{Ua} / (b_0 \times d^2 \times F_{bu}) = 1,076 \times 10^3 / (8^2 \times 14,17 \times 10^2) = 0,012$$

$$\mu_{bU} < \mu_L = 0,392 \quad \text{alors } A' = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée}).$$

D'où :

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 8(1 - (0,4 \times 0,015)) = 7,95 \text{ cm}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}. \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,076 \times 10^3}{7,95 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2 = 39 \text{ mm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_{st}} = 0,39 - \frac{3,077 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,31 \text{ cm}^2$$

► Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = (0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}) = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A < A_{\min}$, donc on prend $A_{\min} = 0,966$

Ce qui fait $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements :

$$\text{Les armatures principales : } St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \quad \text{soit } St = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Les armatures de répartition : } St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \quad \text{soit } St = 25 \text{ cm.}$$

► Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u \max < \bar{\tau}_u$ tel que

$$V_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / b.d = 1500/1000*80 = 0,0187 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_{adm} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA}$$

Donc pas de risque de fissuration par l'effort tranchant (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

► Longueur de scellement droit : (BAEL 91 1.2.2) :

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

III.2.3.2. Vérifications à l'ELS :

► Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{ser} = 0,656 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 2,279 \text{ KN.m} \\ e_{0ser} = 0,29 \text{ m} \end{cases}$$

$$Y_{ser} = Z + C$$

Avec :

$$C = (h / 2) - e \quad \Rightarrow \quad C = (0,10 / 2) - 0,29$$

$$\Rightarrow C = -0,24 \text{ m}$$

Z : est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$Z^3 + PZ + q = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$P = -3 C^2 - 90 A'_s (c - d') / b - 90 A_s (d - c)^2 / b \quad \text{Tel que } A'_s = 0$$

$$P = -0,167 \text{ m}^2$$

$$q = -2 C^3 - 90 A'_s (c - d') / b - 90 A_s (d - c)^2 / b$$

$$q = 0,0258 \text{ m}^3$$

La solution de l'équation (1) dépend $\Delta = q^2 + (4 p^3 / 27)$

$$\Delta = (0,0258)^2 + \frac{4 \times (0,167)^3}{27} = -2,435 \times 10^{-5} < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$Z_1 = a \cos (Q / 3) = 26 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cos ((Q / 3) + 120^\circ) = - 47 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cos ((Q / 3) + 240^\circ) = 20 \text{ cm}$$

Calcul de y_{ser} :

$$y_{\text{ser} 1} = Z_1 - C = 2 \text{ cm}$$

$$y_{\text{ser} 2} = Z_2 - C = - 71 \text{ cm}$$

$$y_{\text{ser} 3} = Z_3 - C = - 4 \text{ cm}$$

Il faut donc vérifier que $0 \leq y_{\text{ser}} \leq d = 8\text{cm}$ alors la solution est :

$$I = (b y_{\text{ser}}^3 / 3) + 15 [A_s (d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s (y_{\text{ser}} - d')^2] \quad , \quad A'_s = 0$$

$$I = 1352,07 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = (Z N_{\text{ser}} / I) y_{\text{ser}} = (26 \times 2,279 \times 10^3 / 1352,07) 2 \times 10^{-2} = 0,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,87 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier tendue σ_s :

$$\sigma_s = 15 (Z N_{\text{ser}} / I) (d - y_{\text{ser}}) = 15 (2,279 \times 26 \times 10^3 / 1352,07) (8 - 2 \times 10^{-2})$$

$$\sigma_s = 39,44 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4. Schémas de ferrailage :

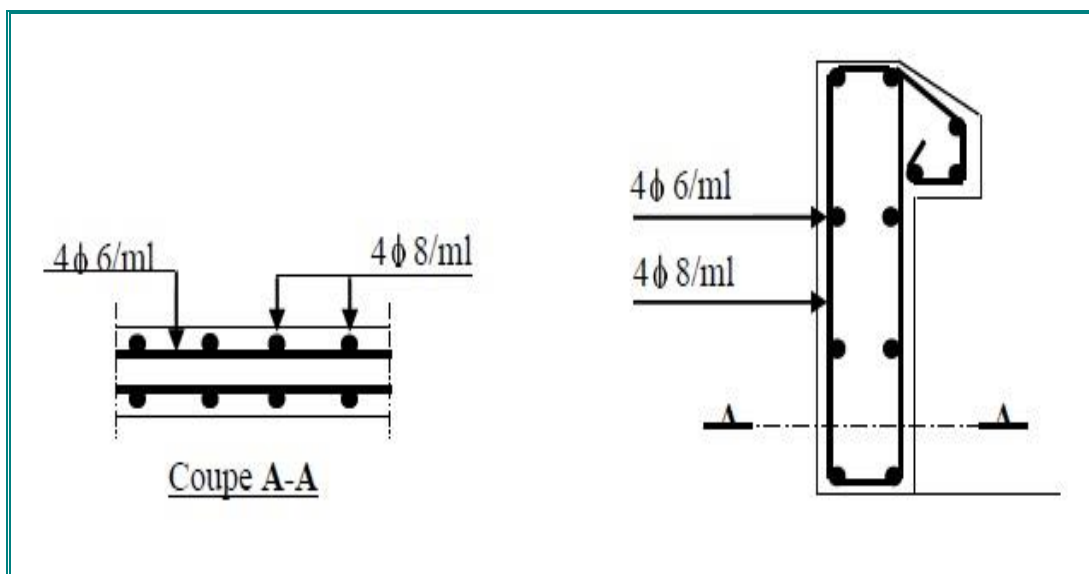


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des balcons :

Notre structure comporte deux types de balcon, on va choisir permis ces deux le cas le plus défavorable, et on adopte ce ferrailage trouvé pour tous les balcons.

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrillée en flexion simple.

III.3.1. Balcon Type « 1 » :

III.3.1.1. Evaluation des charges :

Tableau III.2. Les charges appliquées dues au balcon.

	Charge parement « Kg/m ² »	Charge d'exploitation « Kg/m ² »
Terrasse (non accessible)	723	100
Etage courant	553	350

III.3.1.2. Les combinaisons des charges :

E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

- Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est de :

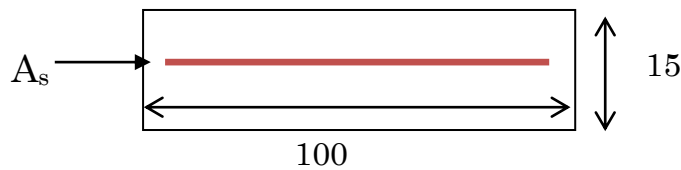
$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l$$

- Le Moment Service a l'encastrement M_s est de :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l$$

Tableau III.3. Evaluation des charges –balcon-

	$q_u(Kg.ml)$	$q_s(Kg.ml)$	$M_u(Kg.m)$	$M_s(Kg.m)$	$V_u(Kg)$
Terrasse (non accessible)	1126,05	823	1105,42	808	1578
Etage courant	1271,55	903	1248,01	886,36	1781,52



III.3.1.3. Calcul de la section des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{1248,01 \times 10}{(100 \times 13,5^2 \times 14,17)} = 0,048$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,048)})$$

$$\alpha_u = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times 0,062 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_u = \frac{M_u}{B.d.\sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{1248,01 \times 10}{(0,975 \times 13,5 \times 348)} = 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 13,5 \times 100 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min} \quad \text{Donc adopte : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_u = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

► Effort tranchant :

$$v_{\max} = 1781,52 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b.d} = \frac{1781,52 \times 10}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ Mpa}$$

Pour une Fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 2.5, 4 \text{Mpa} \}$$

Donc $0.13 < 2.5 \dots \dots \dots$ vérifiée

► **Vérification à E.L.S :**

Etat limite de compression du béton d'après les BAEL 91 pour les poutres à section rectangulaire soumise à la flexion dans les armatures son en Fe400.

Il peut être admis de ne pas procéder à la vérification de la contrainte compression

de béton. Lorsque la hauteur relative de l'axe neutre $\frac{y_u}{d}$ et plus égal $\frac{\delta}{2 + 0.01F_{c28}}$

désigné le rapport du moment agit de service .

$$M_u = 1248,01 \text{kg.m} \quad , \quad M_{ser} = 886,34 \text{kg.m}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1248,01}{886,34} \Rightarrow \delta = 1.40$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

On a $\alpha_u = 0.062 < \alpha = 0.45$ vérifiée

► **Calcul de l'espacement :**

Fissuration préjudiciable

Espacement longitudinal

$$St = \min \{ 0.9d, 40 \text{cm} \} \Rightarrow St = 12.15 \text{cm}$$

On prend : $St = 15 \text{cm}$.

III.3.1.4. Schémas de ferrailage :

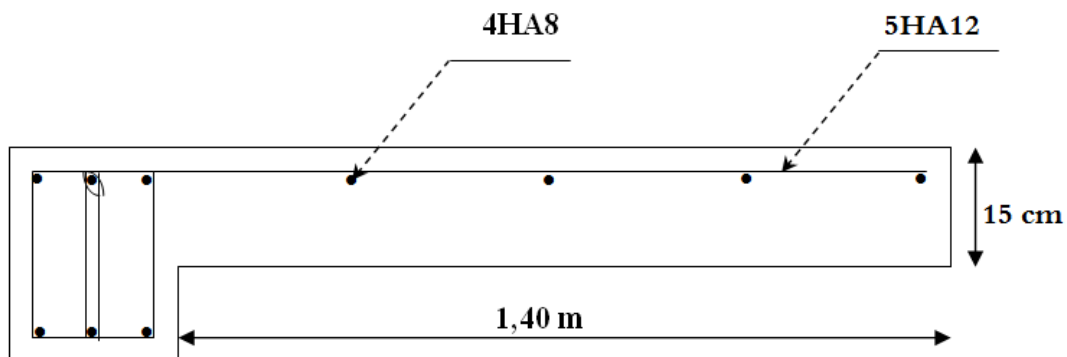


Figure III.4. Ferrailage du Balcon type « 1 ».

III.3.2. Balcon type « 2 » :

III.3.2.1. Evaluation des charges :

Tableau III.4. Les charges appliquées dues au balcon.

	Charge parement « Kg/m ² »	Charge d'exploitation « Kg/m ² »
<i>Terrasse (non accessible)</i>	673	100
<i>Etage courant</i>	503	350

III.3.2.2. Les combinaisons des charges :

E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

- Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est de :

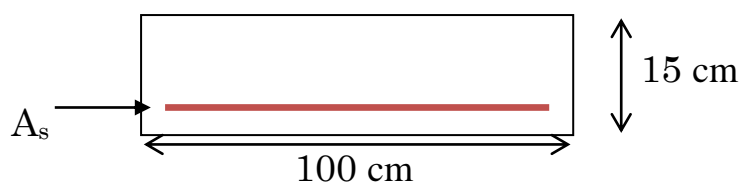
$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l$$

- Le Moment Service a l'encastrement M_s est de :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + p_s \times l$$

Tableau III.5. Evaluation des charges –balcon–

	$q_u(Kg.m)$	$q_s(Kg.m)$	$M_u(Kg.m)$	$M_s(Kg.m)$	$V_u(Kg)$
<i>Terrasse (non accessible)</i>	1058,55	773	896.23	654,48	1377,46
<i>Etage courant</i>	1204,05	853	1019,18	722,08	1566,61



III.3.2.3. Calcul de la section des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{1019,18 \times 10}{(100 \times 11,7^2 \times 14,17)} = 0,053$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}\right) \Rightarrow \alpha = \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,048)}\right)$$

$$\alpha_u = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha_u \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times 0,062 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_u = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{1019,18 \times 10}{(0,973 \times 11,7 \times 348)} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,57 \text{ cm}^2$$

► Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 11,7 \times 100 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min} \quad \text{Donc adopte : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_u = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = A_r = 2,01 \text{ cm}^2$$

► Effort tranchant :

$$v_{\max} = 1566,61 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{v_{\max}}{b \cdot d} = \frac{1566,61 \times 10}{1000 \times 117} = 0,13 \text{ Mpa}$$

Pour une Fissuration préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\sigma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 2,5, 4 \text{ Mpa} \}$$

Donc $0,13 < 2,5 \dots \dots \dots$ vérifiée

► Vérification à E.L.S :

Etat limite de compression du béton d'après les BAEL 91 pour les poutres à section rectangulaire soumise à la flexion dans les armatures son en Fe400.

Il peut être admis de ne pas procéder à la vérification de la contrainte compression de béton. Lorsque la hauteur relative de l'axe neutre $\frac{y_u}{d}$ et plus égal $\frac{\delta}{2+0.01F_{c28}}$

désigné le rapport du moment agit de service

$$M_u = 1019,18 \text{ kg.m} \quad , \quad M_{ser} = 722,08 \text{ kg.m}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1019,18}{722,08} \Rightarrow \delta = 1.41$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

On a $\alpha_u = 0.068 < \alpha = 0.45$ vérifiée

► Calcul de l'espacement :

Fissuration préjudiciable

Espacement longitudinal

$$St = \min\{0.9d, 40\text{cm}\} \Rightarrow St = 10.53\text{cm}$$

On prend : $St = 15\text{cm}$.

III.3.2.4. Schémas de ferrailage :

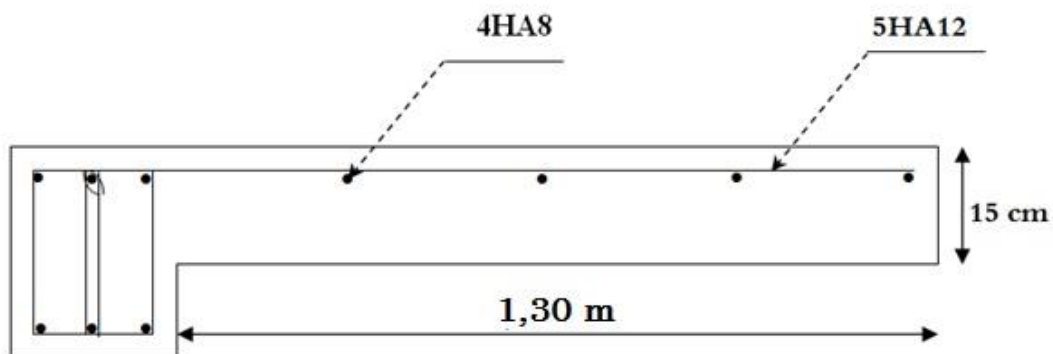


Figure III.5. Ferrailage du Balcon type « 2 ».

III.4. Etude de l'escalier :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

Dans cet ouvrage nous avons un seul types d'escaliers, celui des étages courants et celui du RDC.

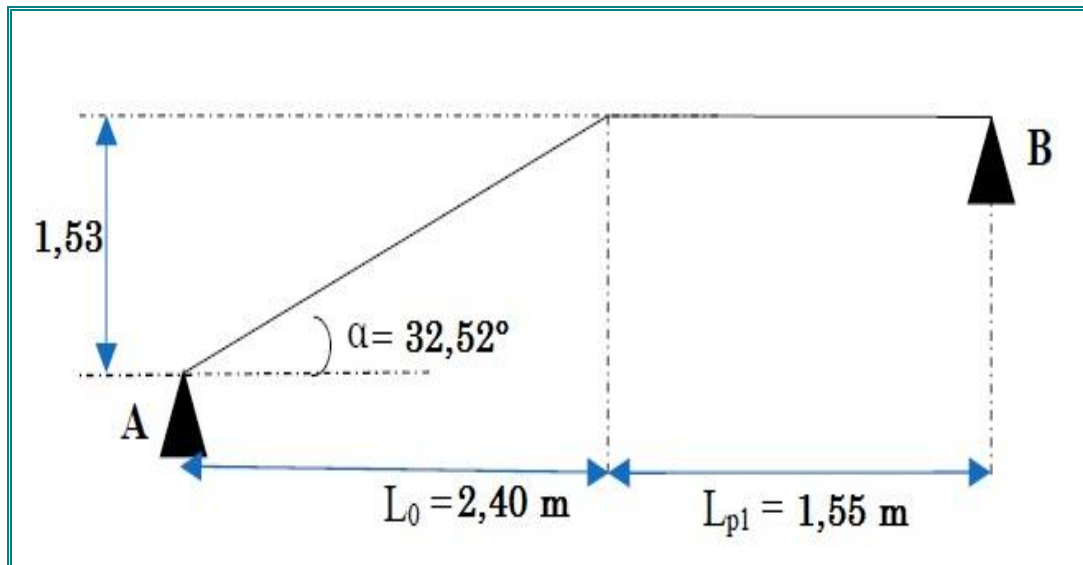


Figure III.6. Coupe en élévation de l'escalier.

III.4.1. Etude de la partie (AB) :

Les parties AB et BC sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

III.4.1.1. Charges et surcharges :

► Combinaison d'action :

On fait le calcul pour 1 ml

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

ELS : $G + Q$

Tableau.III.6. Combinaison de charges escalier.

	Section	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
RDC et Etage courant	Palier	5,44	2,50
	paillasse	8,20	2,50

► Calcul du chargement qui revient sur l'escalier :

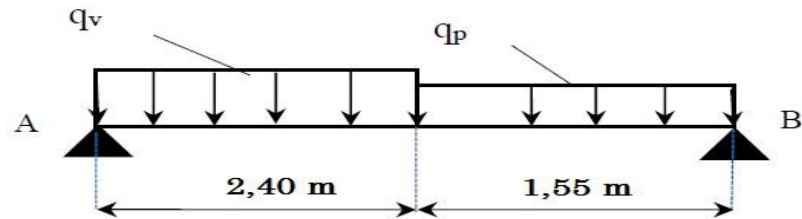


Figure III.7. Schéma statique de l'escalier.

RDC et étage courant :

E.L.U. {

- Palier :
 $1.35(5,44) + 1.5(2.50) = 11,09 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :
 $1.35 (8,20) + 1.5 (2.50) = 14.82 \text{ KN/ml}$

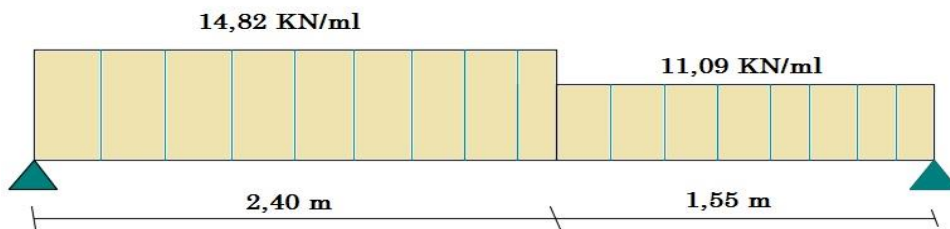


Figure III.8. Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers.

E.L.S. {

- Palier :
 $5,44 + 2.50 = 7,94 \text{ KN/ml}$
- Paillasse :
 $8,20 + 2.50 = 10,70 \text{ KN/ml}$

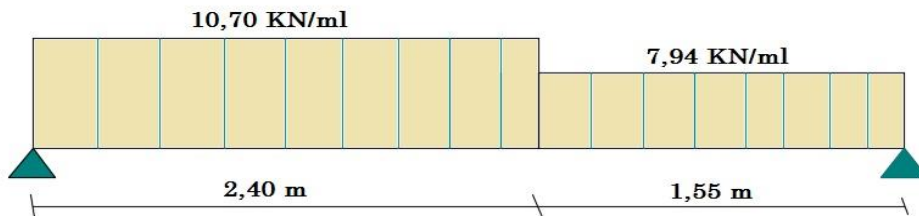


Figure III.9. Schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers.

Charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$$

E.L.U:

$$q_{eu} = (14,82 \times 2,40) + (11,09 \times 1,55) / (2,40 + 1,55) = 13,36 \text{ KN/ml}$$

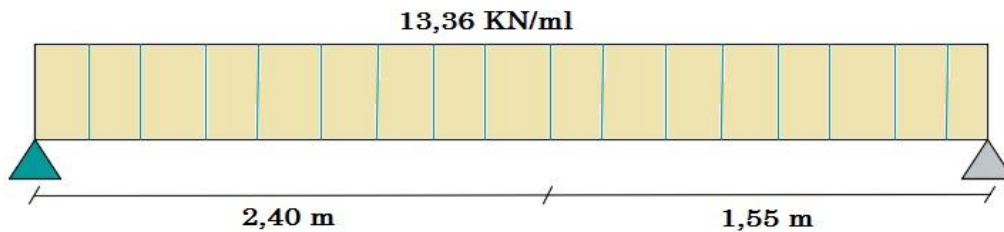


Figure III.10. Schéma des efforts équivalents à ELU aux escaliers.

E.L.S:

$$q_{se} = (10,70 \times 2,40) + (7,94 \times 1,55) / (2,40 + 1,55) = 9,62 \text{ KN/ml}$$

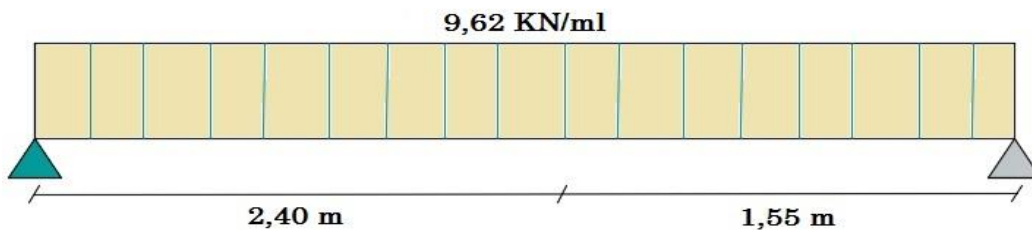


Figure III.11. Schéma des efforts équivalents à ELS aux escaliers.

III.4.1.2. Calcul des sollicitations :

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

► Calcul des réactions à l'E.L.U:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 13,36 \times 3,95 = 52,77 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 3,95 + 13,36 \times \left(\frac{3,95}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_B = 26,38 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow -R_A \times 3,95 + 13,36 \times \left(\frac{3,95}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow R_A = 26,38 \text{ KN}$$

Coupe A-A $0 \leq X \leq 3,95$

$$T_x = R_A - q_e \times X$$

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0$$

$$T_x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow X = 1,97m$$

$$M_x = R_A \times X - \frac{q \times X^2}{2}$$

$$M_x = 26,38X - \frac{13,36X^2}{2}$$

$$M_{\max} = M_x(1,97) = M_0 = 26,04KN.m$$

$$M_B = M_x(3,95) = 0,024KN.m$$

Calcul M_t

$$M_t = 0.85 M_0 = 22,13KN.m$$

$$M_a = -0.2 M_0 = 5,21KN.m$$

► **Calcul des réactions à l'E.L.S:**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_e \times l$$

$$R_A + R_B = 9,62 \times 3,95 = 37,99KN$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow -R_B \times 3,95 + 9,62 \times \left(\frac{3,95}{2}\right)^2 = 19,00KN$$

$$\Rightarrow R_B = 19,00KN$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow -R_A \times 3,95 + 9,62 \times \left(\frac{3,95}{2}\right)^2 = 19,00KN$$

$$\Rightarrow R_A = 19,00KN$$

$0 \leq X \leq 3,95$

$$T_x = R_A - q_e \times X$$

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0$$

$$T_x = 0 \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_e} \Rightarrow X = 1.97m$$

$$M_x = R_A \times X - \frac{q \times X^2}{2}$$

$$M_x = 19.00X - \frac{9,62X^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(1.97) = M_0 = 18.76 \text{KN.m}$$

Calcul M_t

$$M_t = 0.85 M_0 = 15,95 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0.2 M_0 = 3,75 \text{KN.m}$$

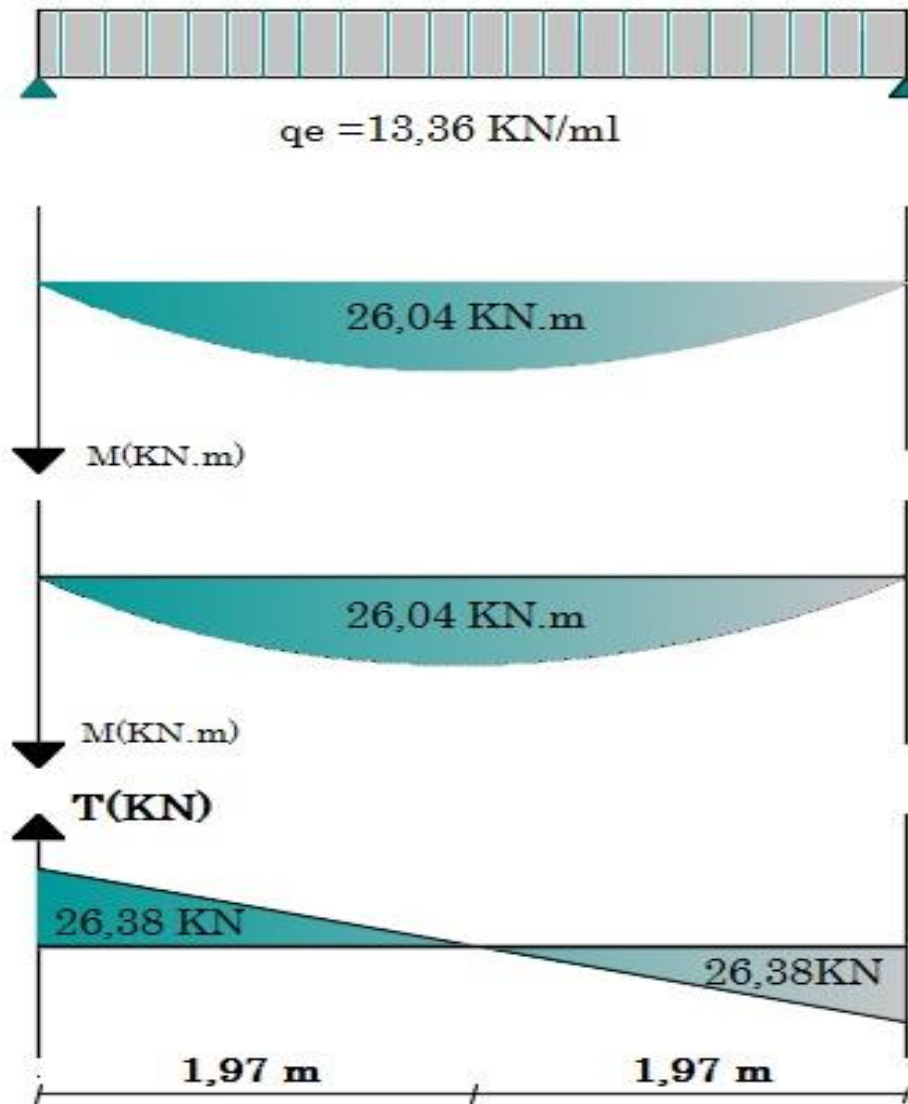


Figure III.12. Diagramme des sollicitations d'escalier.

III.4.1.3. Ferrailage :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 12,6 \text{ cm.} \\ h = 14 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

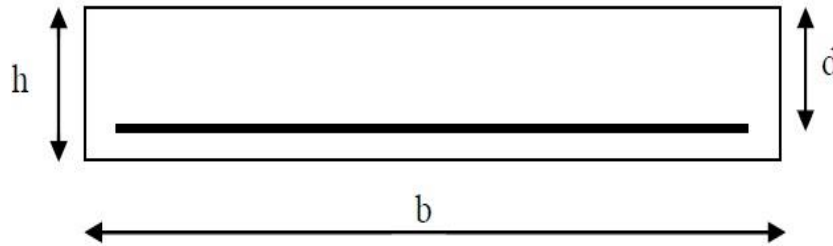


Figure III.13. Section d'escalier à ferrailer

► Calcul les armatures à E L U:

On a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2F_{bu}} F_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

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

$$A_{calculée} = \frac{M_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \times h \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Calcul la section minimale :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 12,6 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A}{4}$$

Tableau III.7. Ferrailage d'escalier.

	M_u (KN.m)	u	α	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	A répartition	St (cm ²)
M_{max}	26,04	0,115	0,153	0,938	6,33	1,52	6HA12 = 6,79	5HA10 = 3,93	/
M_t	22,13	0,098	0,129	0,948	5,32	1,52	6HA12 = 6,79	5HA10 = 3,93	15
M_a	5,21	0,023	0,029	0,988	1,20	1,52	6HA8 = 3,02	3HA8 = 1,51	20

► Vérification à E.L.S :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $F_e = 400$ MPa, si ce condition suivant est vérifier $\alpha_u < \alpha$.

Avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \quad \text{avec :} \quad \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.8. Vérification à E.L.S d'escalier.

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	Comparaison
Travée	1,39	0,129	0,44	0,129 < 0,44

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$T_x = R_A - q_e \times X \Rightarrow T_{max} = 26,38 - 13,36(3,95) = 26,39 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq 0,05 f_c 28$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{26,39 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,209 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

III.4.1.4 Schéma de ferrailage :

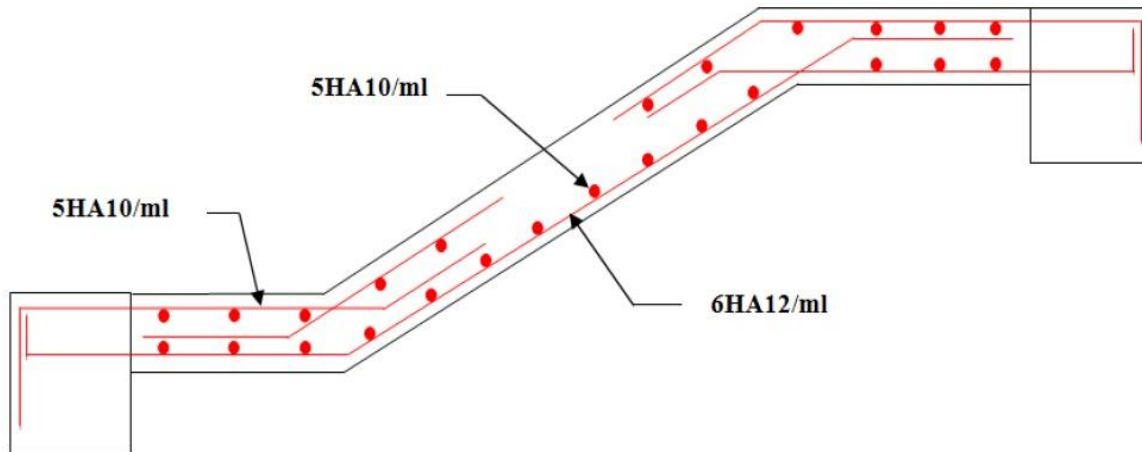


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la partie AB de l'escalier.

III.4.2. Etude de la Poutre palière :

La poutre est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier).

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :

$$h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

III.4.2.1. Evaluation des charges :

$$\text{*Poids propre : } (0,30 \cdot 0,35 \cdot 2500) = 2,625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{*Poids du mur : } 2,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{*Réaction de l'escalier sur la poutre : } R_b = ql/2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Réaction de la poutre} & R_{bu} = 26,38 \text{ KN} \\ \text{Réaction de la poutre} & R_{bs} = 19,00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$R_{bu} = 26,38 \cdot 2,7/2 = 35,61 \text{ KN.}$$

$$R_{bs} = 19,00 \cdot 2,7/2 = 25,65 \text{ KN.}$$

III.4.2.2. Sollicitation de calcul :

E.L.U :

$$q_u = 1.35G + R_{bu} = 1.35 (2,625 + 2,89) + 35,61 = 43,06 \text{ KN/ml.}$$

E.L.S :

$$q_s = G + R_{bs} = 2,625 + 2,89 + 25,65 = 31,16 \text{ KN/ml.}$$

► Calcul des moments et l'effort tranchants :

$$M_0 = \frac{q.L^2}{8} \quad , \quad T_u = \frac{q.L}{2}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } M_t = 0.85M_0 \\ \text{Appui : } M_a = -0.2M_0 \end{array} \right.$$

Tableau III.9. Moments et l'effort tranchants.

	$M_0(\text{KN.m})$	$T_u(\text{KN})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
<i>E.L.U</i>	39,24	58,13	33,35	7,85
<i>E.L.S</i>	28,39	42,07	24,13	5,68

III.4.2.3. Calcul les armatures à E L U :

$$\text{On à : } b = 30\text{cm} \quad , \quad d = 31,5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2F_{bu}} F_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$A_{\text{calculée}} = \frac{M_{\max}}{\beta.d.\sigma_s} \quad , \quad A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \times h \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Calcul la section minimale

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

►► Calcul de ferrailage

	M_u (KN.m)	u	α	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Travée	33,35	0,079	0,103	0,958	3,17	1,14	3HA14 =4,62
Appui	7,85	0,019	0,024	0,990	0,72	1,14	3HA12 = 3,39

►► Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = 58,13 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{58,13}{300 \times 315} = 0,615 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \{ 3,33; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\overline{\tau_U} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow 0,615 < 3,33 \Leftrightarrow \tau_U < \overline{\tau_U}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

►► Ferrailage a la torsion :

$$e = b / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (b - e) \cdot (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2 [(b - e) + (h - e)] = 2 [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{tor}} = M_a(\text{escalier}) = 5,21 \text{ KN.m.}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{\mu \cdot M_{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = (110 \times 5,21 \times 10^3) / (2 \times 750 \times 348) = 1,097 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,097 < 3,33 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

► Vérification à E.L.S :

Fissuration étant peu nuisible aucune vérification concernant les aciers tendus

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} - \frac{F_{C28}}{100} \quad \text{avec : } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$	α_U	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} - \frac{F_{C28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.38	0,103	0.44	0.103 < 0.44

► Vérification de la flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{0,35}{2,70} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow Ok$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{4,62}{35 \times 31,5} = 0,0042 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow Ok$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,13 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 \quad \Rightarrow Ok$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

► Dispositions constrictives :

$$\phi_t \leq \phi_{\min} = \min (h/35 ; \phi_1 ; b/10) \quad \text{d'où } \phi_t \leq \min (10 ; 12 ; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des cadres :

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

$$\text{Zone nodale } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_1 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min (10 ; 12 \phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } St = 15 \text{ cm.}$$

III.4.2.4. Schéma de ferrailage :

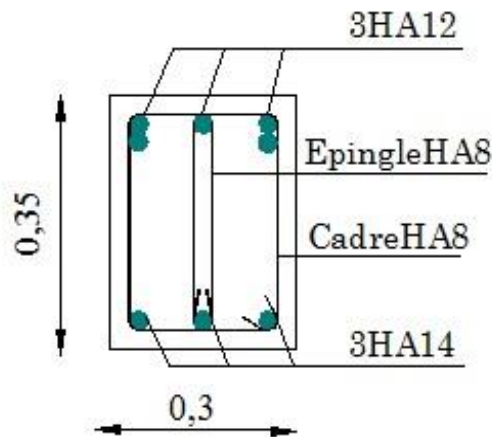


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Les planchers :

III.5.1. Les méthodes utilisées :

a) Méthode forfaitaire :

► Domaine d'application :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5000\text{N/m}^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton arme ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers a charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Soit :

1) M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux même charges.

2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et $t M$ le montant maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$.

b) Méthode de Caquot :

► Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions Industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées :

$q > 2g$ ou $q > 5\text{Kn/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; diérèse de longueur entre les portées Supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut Appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2/3g$ pour le calcul des Moments sur appui.

► Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- ☑ De la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- ☑ De l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant

Que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

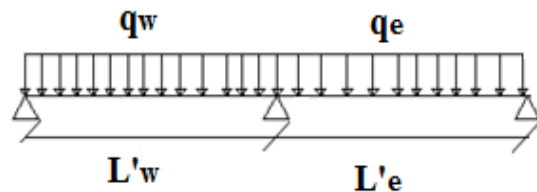
Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est(e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

a) Moments sur appuis

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- $L' = L$ pour les deux travées de rive.
- $L' = 0.8 L$ pour les travées intermédiaires.
- Le moment sur l'appui (calcule ici en valeur absolue).



Moments en appui :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,15M_0 \quad \text{Appui de rive, avec } M_0 = \frac{ql^2}{8} \\ M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \quad \text{Appui intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{MT} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl} \\ M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l} \end{array} \right.$$

Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = T_w + ql \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \end{array} \right.$$

(T_w ; T_e) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

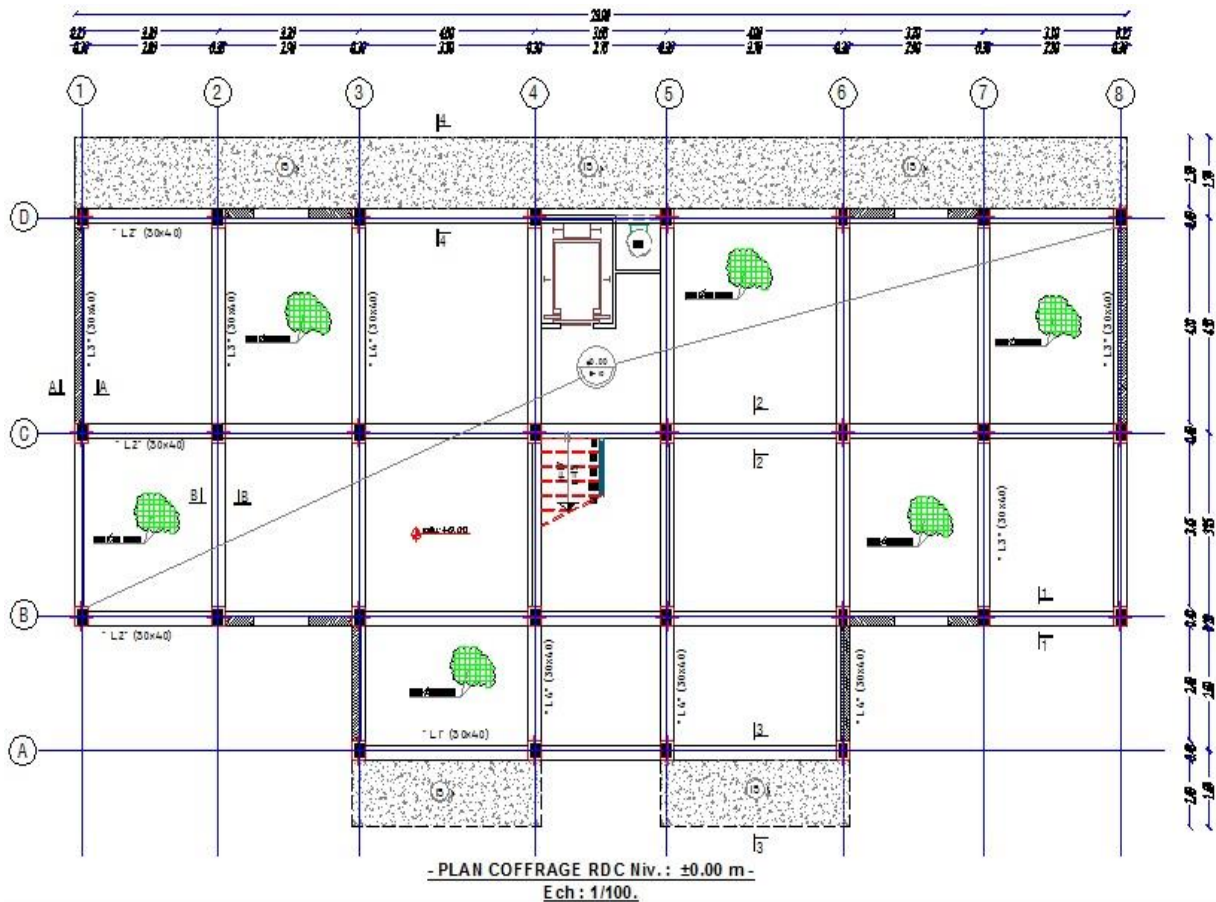


Figure III.16. Plan de coffrage RDC

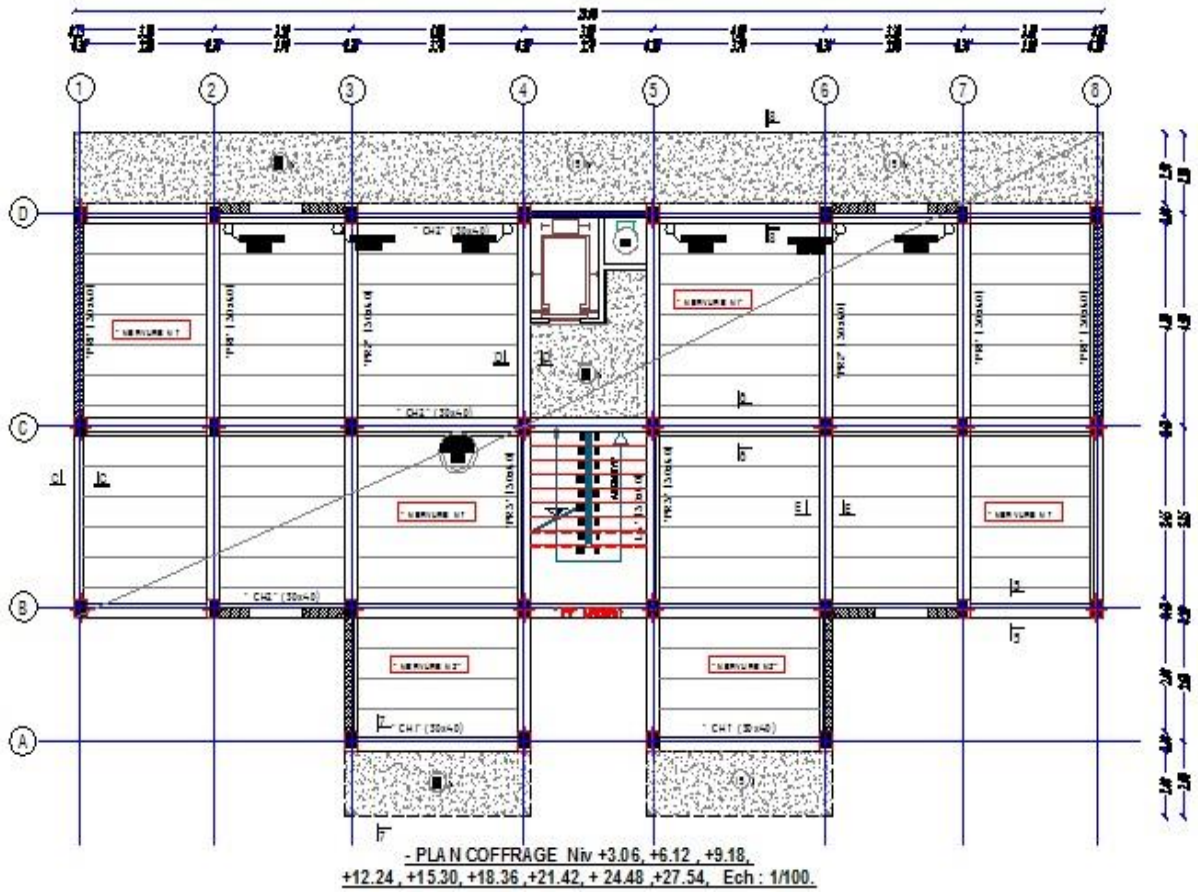


Figure III.17. Plan de coffrage niveau d'étage courant.

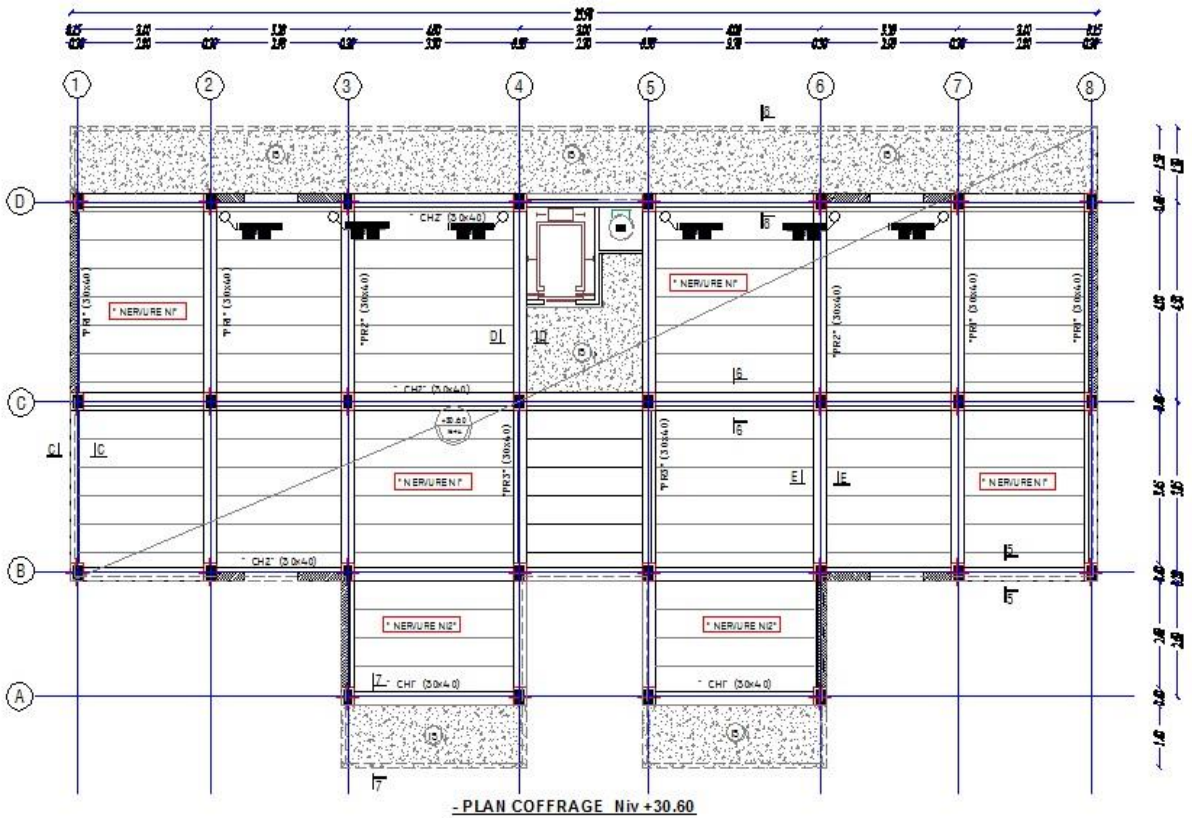


Figure III.18. Plan de coffrage niveau terrasse.

III.5.2. Calcul des sollicitations :

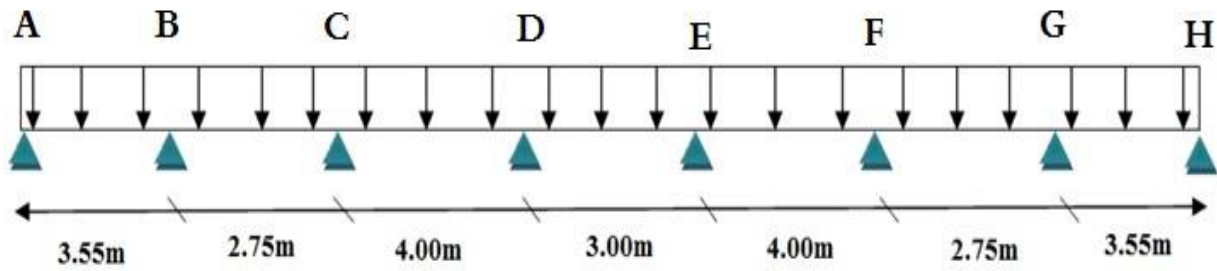


Figure III.19. Type de plancher.

► Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- 1^{ere} condition : $Q = 1 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m}$ satisfaite.
- 2^{eme} condition : $I = \text{constant}$ satisfaite.
- 3^{eme} condition : $0,8 \leq 3,55/2,75 = 1,29 \leq 1,25$ non satisfaite.
- 4^{eme} condition : Fissuration peu nuisible non satisfaite.

Note : les conditions d'application ne sont pas satisfaites, on utilise la méthode de Caquot.

► Evaluation des charges et surcharges :

$$\begin{cases} qu = (1,35G + 1,5Q) \\ qs = (G + Q) \end{cases} , \begin{cases} pu = 0,65 qu \\ ps = 0,65 qs \end{cases}$$

Tableau III.10. Les charges appliquées dues aux plancher à corps creux.

désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	E.L.U		E.L.S	
			qu(kn/m ²)	Pu(kn/ml)	qs(kn/m ²)	Ps(kn/ml)
Terrasse inaccessible	6.28	1	9.97	6.48	7.28	4.73
Etage courant	5.38	1.5	9.51	6.18	6.88	4.47

III.5.3. Plancher terrasse :

III.5.3.1. Calcul des moments sur appuis :

a. Appuis de rives :

$$G = 6.28 \text{ KN/m}^2 \quad G' = 2/3G = 4,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} qu = 1,35(4.18) + 1,5(1) = 7,14 \text{ KN/m}^2 \\ qs = (4.18 + 1) = 5,18 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} pu = 0.65 (7.14) = 4,64 \text{ KN/ml} \\ ps = 0.65 (5.18) = 3,36 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Appuis A et H

$$M_A = M_H = 0 \text{ Les moments fictifs } M_A = M_H = -0,15M_0$$

Tableau III.11. Les moments sur appuis de rives (plancher terrasse).

	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
La charge P (KN/m^2)	4,64	3,36
M_0	7,30	5,29
$-0.15M_0$	-1,095	-0,793

b. Appuis intermédiaires :

Tableau III.12. Les moments sur appuis intermédiaires (plancher terrasse).

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
L_0 (m)	3.55	2.75	4.00	3.00	4.00	2.75	3.55	/
L'_w (m)	0	3.55	2.20	3.20	2.40	3.20	2.20	3.55
L'_e (m)	3.55	2.20	3.20	2.40	3.20	2.20	3.55	0
q_u (kn/ml)	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64	4.64
q_{ser} (kn/ml)	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36	3.36
$M_{a,u}$ (KN.M)	0	-5.26	-4.39	-4.54	-4.54	-4.39	-5.26	0
$M_{a,ser}$ (KN.M)	0	-3.81	-3.18	-3.29	-3.29	-3.18	-3.81	0

III.5.3.2. Calcul des Moments en travée : (pour les calculs on utilise G et non pas G')

Tableau III.13. Les moments en travée (plancher terrasse).

E.L.U								
Travées	Mw	Me	qu	L	X	Mt	Tw	Te
AB et GH	0	-5.26	6,48	3,55	1,54	7,75	-12,98	10,02
BC et FG	-5.26	-4.39	6,48	2,75	1,33	1,28	-8,59	9,23
CD et EF	-4.39	-4.54	6,48	4,00	1,99	8,50	-13,00	12,92
DE	-4.54	-4.54	6,48	3,00	1,50	2,75	-9,72	9,72

E.L.S								
Travées	Mw	Me	qser	L	X	Mt	Tw	Te
AB et GH	0	-3.81	4,73	3,55	1,54	5,67	-9,47	7,32
BC et FG	-3.81	-3.18	4,73	2,75	1,33	0,96	-6,27	6,73
CD et EF	-3.18	-3.29	4,73	4,00	1,99	6,22	-9,49	9,43
DE	-3.29	-3.29	4,73	3,00	1,50	2,03	-7,10	7,10

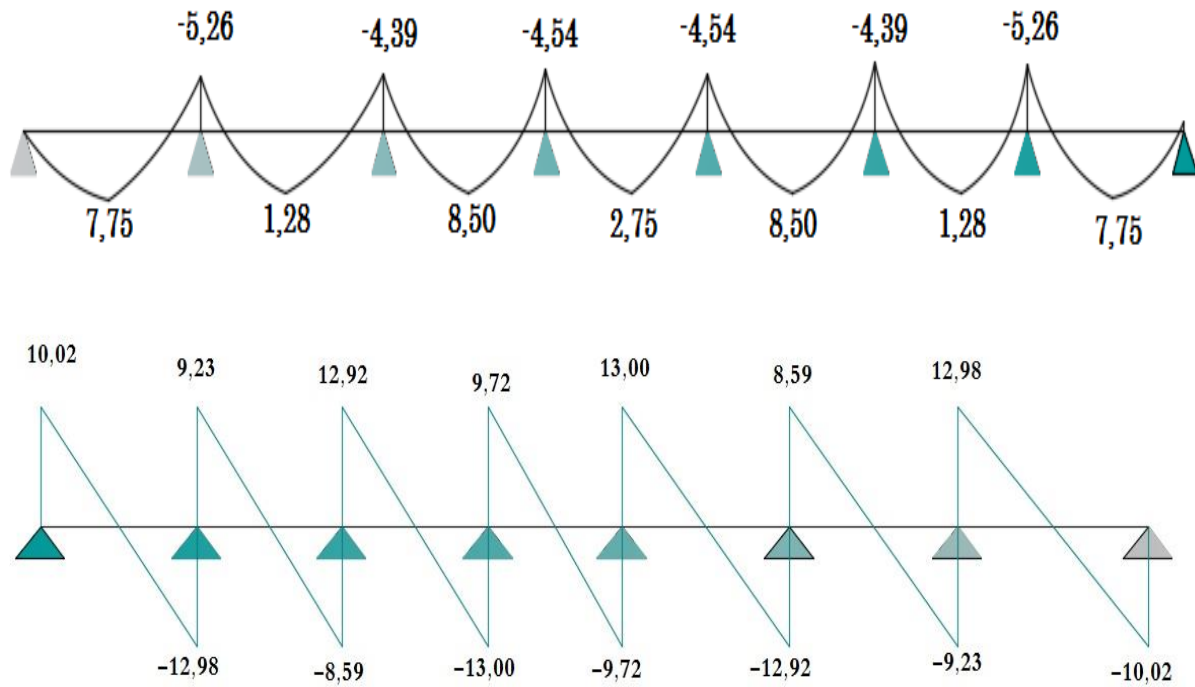


Figure III.20. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.

III.5.4. Etage courant :

III.5.4.1. Calcul des moments sur appuis :

a. Appuis de rives :

$$G = 5,38 \text{ KN/m}^2 \quad G' = 2/3G = 3,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 1,35(3,59) + 1,5(1,5) = 7,09 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = (3,59 + 1,5) = 5,09 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} p_u = 0,65 (7,09) = 4,61 \text{ KN/ml.} \\ p_s = 0,65 (5,09) = 3,31 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Appuis A et H

$$M_A = M_H = 0 \text{ Les moments fictifs } M_A = M_H = -0,15M_0$$

Tableau III.14. Les moments sur appuis de rives (Plancher étage courant).

	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
La charge P (KN/m^2)	4,61	3,31
M_0	7,27	5,21
$-0,15M_0$	-1,089	-0,781

b. Appuis intermédiaires :

Tableau III.15. Les moments sur appuis intermédiaires (Plancher étage courant).

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
L_0 (m)	3.55	2.75	4.00	3.00	4.00	2.75	3.55	/
L'_w (m)	0	3.55	2.20	3.20	2.40	3.20	2.20	3.55
L'_e (m)	3.55	2.20	3.20	2.40	3.20	2.20	3.55	0
q_u (kn/ml)	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61	4.61
q_{ser} (kn/ml)	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31	3.31
$M_{a,u}$ (KN.M)	0	-5.22	-4.36	-4.51	-4.51	-4.36	-5.22	0
$M_{a,ser}$ (KN.M)	0	-3.75	-3.13	-3.24	-3.24	-3.13	-3.75	0

III.5.4.2. Calcul des Moments en travée : (pour les calculs on utilise G et non pas G')

Tableau III.16. Les moments en travée (Plancher étage courant).

E.L.U								
Travées	Mw	Me	qu	L	X	Mt	Tw	Te
AB et GH	0	-5,22	6,18	3,55	1,54	7,30	-12,44	9,50
BC et FG	-5,22	-4,36	6,18	2,75	1,32	1,025	-8,18	8,81
CD et EF	-4,36	-4,51	6,18	4,00	2,01	7,92	-12,40	12,32
DE	-4,51	-4,51	6,18	3,00	1,50	2,44	-9,27	9,27
E.L.S								
Travées	Mw	Me	qser	L	X	Mt	Tw	Te
AB et GH	0	-3,75	4,47	3,55	1,54	5,29	-9,00	6,89
BC et FG	-3,75	-3,13	4,47	2,75	1,32	0,77	-5,92	6,37
CD et EF	-3,13	-3,24	4,47	4,00	2,01	5,76	-8,98	8,91
DE	-3,24	-3,24	4,47	3,00	1,50	1,79	-6,70	6,70

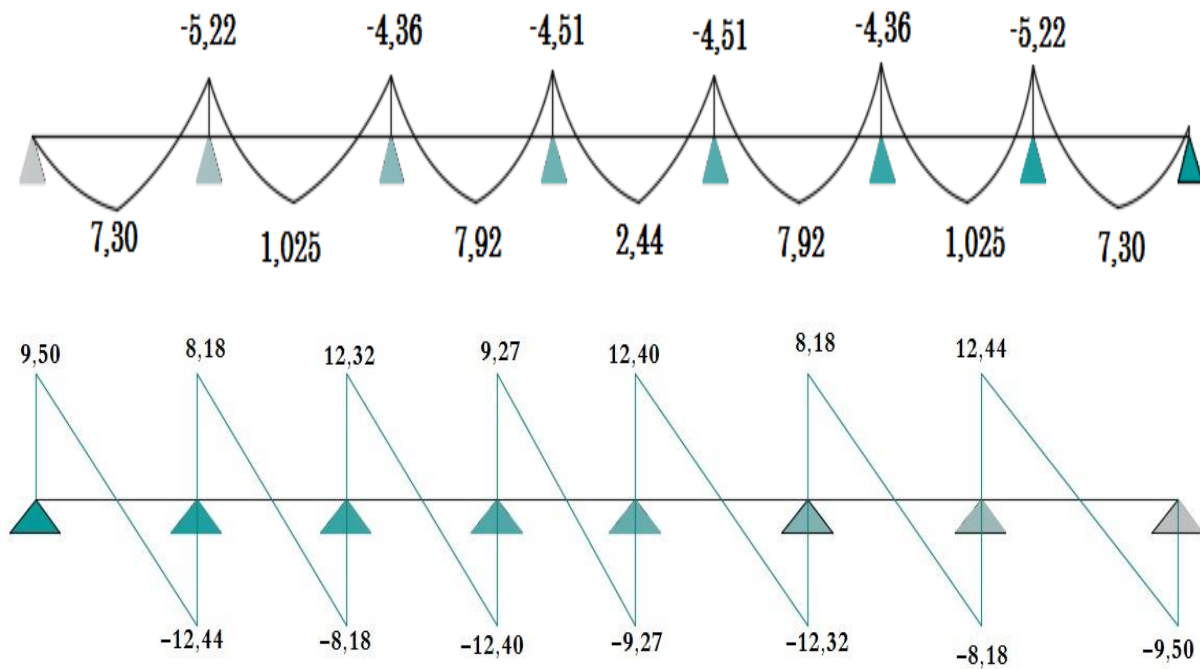


Figure III.21. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.

III.5.5. Les sollicitations maximums :

Tableau III.17. Les sollicitations maximums.

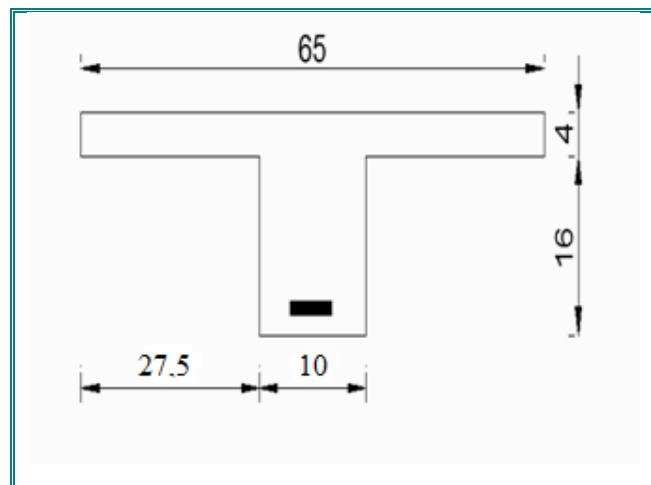
E.L.U								
Terrasse			Etage courant			RDC		
Mt	Ma	V	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
8,50	5,26	13,00	7,92	5,22	12,44	7,92	5,22	12,44
E.L.S								
Terrasse			Etage courant			RDC		
Mt	Ma	V	Mt	Ma	V	Mt	Ma	V
6,22	3,81	9,49	5,76	3,75	8,91	5,76	3,75	8,91

III.5.6. Ferrailages des poutrelles :

III.5.6.1. Ferrailage longitudinale :

- Plancher terrasse :

Pour des raisons d'uniformité, nous allons ferrailer toutes les poutrelles du bâtiment avec les moments et efforts maximums.



$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9.h = 18 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

► Calcul des armatures en travée :

On a $M_{ut} = 8,50 \text{ KN.m}$

$$M_T = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) = 14,2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot 16 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_T > M_{ut}$ d'où la section se calcule comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile d .

$$\mu = 8,50 \cdot 10^3 / 14,2 \cdot 65 \cdot 18^2 = 0,028 < 0,392 \text{ d'où } A_u' = 0.$$

$$\alpha = 0,036 ; \beta = 0,986$$

$$A_u = 8,50 \cdot 10^3 / 0,986 \cdot 18 \cdot 348 = 1,38 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ut}} = \max (A_u ; A_{\min}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 soit 2,26 cm²

- ▶ Calcul des armatures sur appui :

On a $M_{\text{ua}} = - 5,26 \text{ KN.m}$

Le moment est négatif, et la section est rectangulaire

$$\mu = 5,26 \cdot 10^3 / 14,2 \cdot 15,18^2 = 0,076 < 0,392 \text{ d'où } A_u' = 0.$$

$$\alpha = 0,0989 ; \beta = 0,960$$

$$A_u = 5,26 \cdot 10^3 / 0,960 \cdot 18 \cdot 348 = 0,87 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ua}} = \max (A_u ; A_{\min}) = 0,87 \text{ cm}^2$$

On adopte 1HA12 soit 1,13 cm².

- ▶ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 13,00 \text{ KN} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 13 \cdot 10^3 / 100 \cdot 180 = 0,72 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales.

III.5.6.2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_1 ; b_0/10) \text{ d'où } \phi_t \leq \min (0,57 ; 1 ; 1) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 0,57 \text{ cm soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

On adopte 1 cadre $\phi 6$, soit 0,57 cm²

Espacement des cours de cadres [B.A.E.L 91 A.5.2] :

Pour les Armatures transversal en prend des étriées $\emptyset 6$ $A_t = 0,57\text{cm}^2$

$St \leq \min \{0, 9d, 40\text{cm}\}$: $St \leq 16,2\text{cm}$

On prend $St = 15\text{ cm}$

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5\text{cm}$

• Calcul de la longueur de recouvrement

Acier en FeE400

$L_s = 50 \emptyset_t$: $L_s = 50 \times 1,2 = 60\text{ cm}$

► Vérification a l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification a faire a l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite a celle concernant l'état limite de compression du béton. $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.50}{6.22} = 1.36 \quad (\text{en travées}).$$

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5.26}{3.81} = 1.38 \quad (\text{en appuis}).$$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 > \delta_{Travée} \quad \text{et} \quad \delta_{Appui}.$$

Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

► Vérification de la flèche :

D'après le **BAE.L 91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$h/L \geq 1/16$$

$$A_s / bd \leq 4,2 / f_e$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$$

Nous avons :

$$h/L=0,05 \geq 1/16 = 0,0625 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$2.26/(10 \times 18) = 0.013 \leq 0.011 \quad \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \therefore \text{si} \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5m$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta_i}} & (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta_v}} & (2) \end{cases}$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 4.00$ m.

• Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

• Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec : $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh+15A_s)) = 4,54\text{cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.18. Vérification de la flèche.

M_{SER} (T.M)	A_s (cm ²)	ρ 10 ⁻³	Z (cm)	σ_s (MPa)	λ_I	λ_V	μ	I_0 (cm) 10 ³	$I_{\delta I}$ (cm) 10 ³	$I_{\delta V}$ (cm) 10 ³
6,22	2,26	12,55	16,48	167,00	3,40	1,35	0,44	4,56	2,00	2,86

► Calcul des modules de déformation :

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

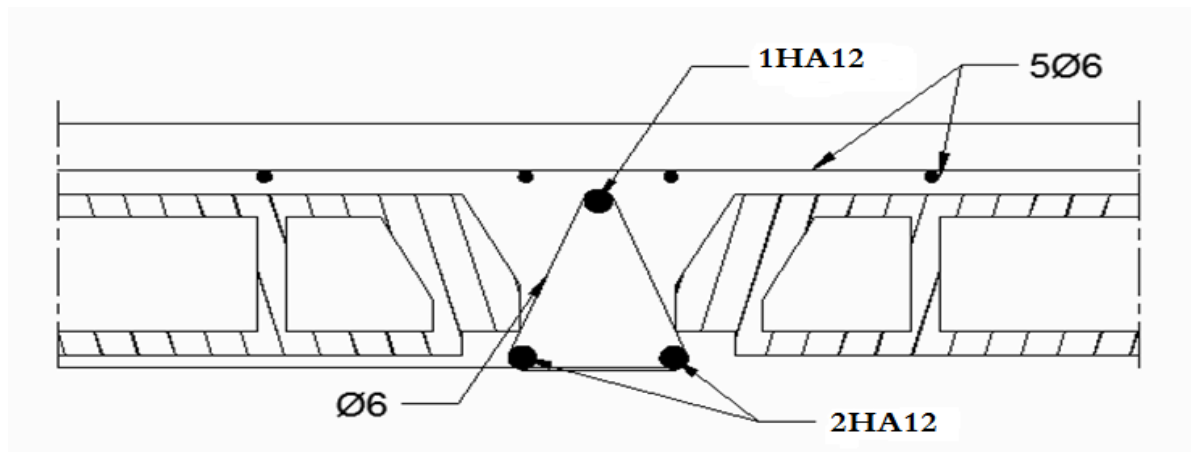
$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{matrix} \delta_i = 0,015\text{cm} \\ \delta_v = 0,032\text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,017\text{cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.5.7. Schéma de ferrailage des poutrelles :



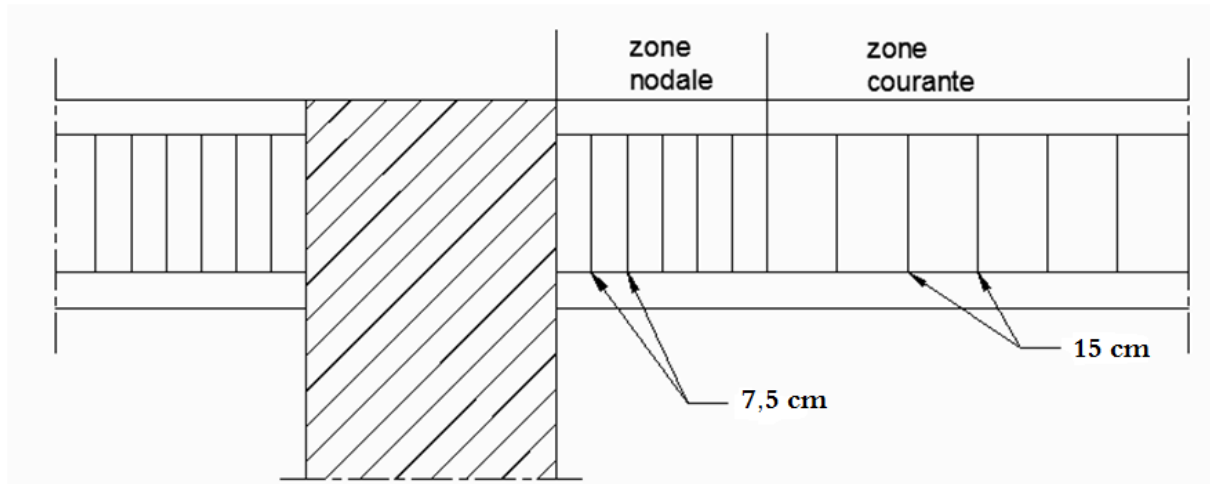


Figure III.22. Ferrailage de poutrelle.

III.5.8. Ferrailage de la table de compression :

D'après le CBA 93 la dalle surmontant les corps creux doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions de maille ne doivent pas dépasser 20 cm (pour les armatures perpendiculaires aux nervures) et 33 cm (pour les armatures parallèles aux nervures).

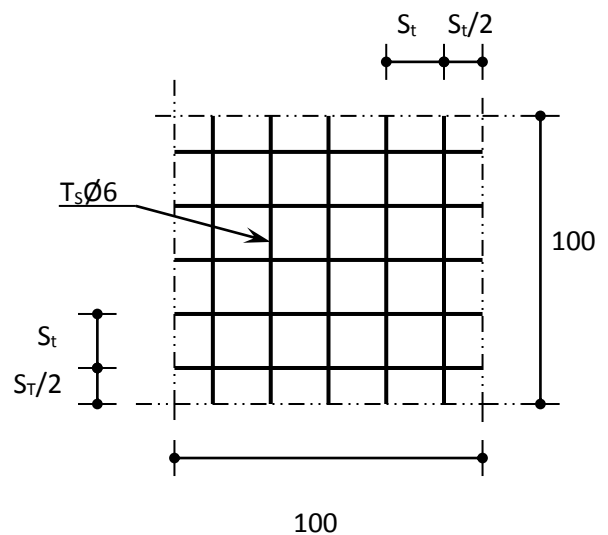
On a : $L_x = 65 \text{ cm}$

$\Rightarrow 50 \text{ cm} \leq L_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

1°/ Armature perpendiculaire aux nervures :

$$A_{per} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit $5 \phi 6 \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2$



2°/ Armature parallèle aux nervures :

$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0,65 / 2 = 0,325 \text{ cm}^2$$

Soit $5 \phi 6 \Rightarrow A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2$

Donc en prend un treillis soudé de (20x20).

III.6. Etude de la dalle d'ascenseur

III.6.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

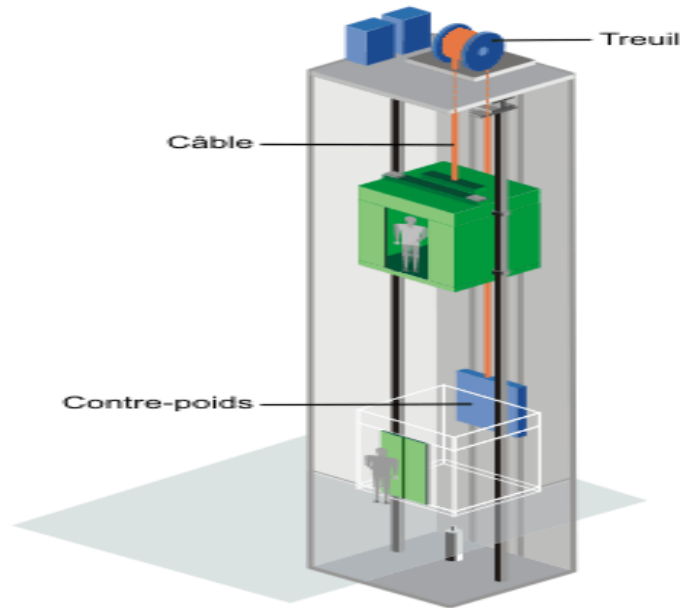


Figure III.23. Schéma d'un ascenseur mécanique.

III.6.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

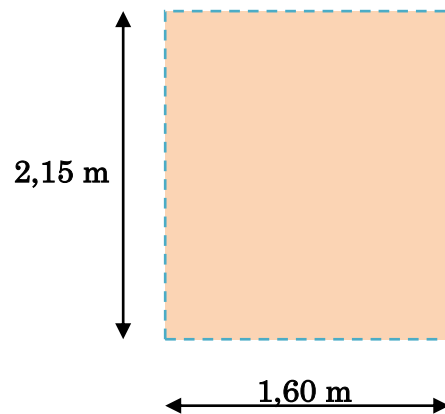


Figure III.24. Schéma de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

►► **Résistance à la flexion :**

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \Leftrightarrow \quad 3,20 \leq e \leq 4$$

►► **Condition de l'E.N.A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

►► **Condition de flèche**

$$\frac{e}{Lx} \geq \frac{1}{20} \frac{M_T}{M_x} \quad \text{Avec : } M_T = 0,85M_x$$

$$\frac{e}{Lx} \geq \frac{1}{20} \frac{0,85 \times M_x}{M_x} = \frac{1}{20} \times 0,85$$

$$e \geq \frac{0,85}{20} Lx = \frac{0,85}{20} (160) = 6,8 \text{ cm}$$

Finalement On prend : $e = 25\text{cm}$.

III.6.3. Détermination des charges et surcharges :

III.6.3.1. Charges permanentes :

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :

$$P_1 = 8400\text{Kg} ; P_4 = 600\text{Kg} ; P_7 = 750\text{Kg} ; P_{10} = 3100\text{Kg}$$

$$P_2 = 3200\text{Kg} ; P_5 = 800\text{Kg} ; P_8 = 1100\text{Kg}$$

$$P_3 = 2000\text{Kg} ; P_6 = 1250\text{Kg} ; P_9 = 1000\text{Kg}$$

Tel que :

$$\text{Poids de la machine} = \sum \frac{P_i}{S} \times 100$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}}{S} \times 1,00$$

$$\text{Avec : } S = 1,60 \times 2,15 = 3,44 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids de la machine} = \frac{22200}{3,44} = 6453,49 \text{ Kg/m}^2$$

$$\clubsuit \text{ Poids de la dalle en béton armé : } 0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$$

$$\clubsuit \text{ Poids du revêtement en béton (e=2cm) : } 0,20 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 6453,49 + 625 + 40 = 7118,48 \text{ Kg/m}^2 = 71,18 \text{ KN/m}^2$$

III.6.3.2. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2 = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

*Cas d'une charge répartie :

III.6.3.3. Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 97,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 72,18 \text{ KN/m}^2$$

III.6.3.4. Calcul des efforts [RPA 99 / version 2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 > 0,4 \quad \Rightarrow \quad \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 15,84 \text{ KN.m} \\ M_y = 7,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées :

$$M_{t_x} = 0,85M_x = 13,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,85M_y = 6,65 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{a_x} = 0,3M_x = 4,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2,35 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_x ; M_y) = 4,75 \text{ kN.m}$$

III.6.4. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

III.6.4.1. Ferrailage en travée :

Dans les deux sens « Lx et Ly »:

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } h = 25 \text{ cm ; } d = 0,9h = 22,5 \text{ cm ; } \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau III.19. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (Sens Lx et Ly).

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ_{bu}	$A_{s'}(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sadp}(\text{cm}^2)$
13,46	0,019	0	0,024	0,223	1,73	5HA10	3,93

►► Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On prend : $S_t = 25\text{cm}$ pour les deux sens.

III.6.4.2. Ferrailage en appuis :

Dans les deux sens « Lx et Ly »:

$$\text{On a : } b = 100\text{cm ; } h = 25\text{cm ; } d = 0,9h = 22,5\text{cm ; } \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa ; } \sigma_s = 347,83\text{MPa}$$

Tableau III.20. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (Sens Lx et Ly).

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ_{bu}	$A_{s'}(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sadp}(\text{cm}^2)$
4,75	0,0066	0	0,0083	0,224	0,61	5HA10	3,93

► **La section d'armature minimale :** (condition de non fragilité)

Suivant lx : $A_{\min} = 0.8\%$ pour FeE400

$$A_{y, \min} = 0.08 \times h = 0.08 \times 25 = 2,00 \text{ cm}^2$$

Suivant ly : $A_{x, \min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_s : = \frac{3-0.74}{2} \times 2,00 = 2.26 \text{ cm}^2$

❖ **Sens x-x :**

Sur appuis : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Sens y-y :**

Sur appuis : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

III.6.4.3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 44,76 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 69,94 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x ; T_y) = 69,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b \times d} = \frac{69,94}{1,00 \times 0,225} = 0,310 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6.4.4. Vérification a l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d \cdot y) \leq \sigma_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0,74 ; q_{\text{ser}} = 72,18 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0696 \quad \Leftrightarrow \quad M_x = 12,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0,632 \quad \Leftrightarrow \quad M_y = 8,13 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 10,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 6,91 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,3M_x = 3,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2,44 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 3,86 \text{ kN.m}$$

Détermination de la valeur de «y»:

$$I = \frac{by^2}{2} + nA'_s(y-c) \cdot nA_s(d-y) = 0 \quad \text{Avec : } A'_{sc} = 0 ; n = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n[A'_{st}(d-c)^2 + A_{sc}(d-y)^2]$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.

		M_t (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	12,86	3,93	5,73	22849,76	3,22	Condition vérifiée	141,57	Condition Vérifiée
	(y-y)	6,91	3,93	5,73	22849,76	1,73		76,07	
Appuis		3,86	3,93	5,73	22849,76	0,97		42,49	

b. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_S}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} 0,156 > 0,042 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ 0,156 > 0,028 \text{ à } 0,037 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ 1,75 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} & \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7. Conclusion :

Dans cette partie nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaires indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions RPA.

IV.1. Introduction :

Dans tous les chapitres précédents nous avons considéré que la structure est soumise à des sollicitations statiques. Les charges verticales étaient supposées s'exercer d'une manière permanente et le facteur temps n'a jamais intervenu dans les calculs.

Ce chapitre est lui entièrement tourné vers les risques sismiques que pourrait subir notre structure. Ceci car elle est située sur une zone de sismicité moyenne.

L'action du séisme est l'un des problèmes majeurs que l'ingénieur doit prendre en considération comme point primordial dans l'élaboration des calculs.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (**zone II.a** dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles.

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **Autodesk ROBOT** » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **Autodesk ROBOT** du présente plus de facilité d'exécution.

IV.3. Présentation du logiciel ROBOT :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2010 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures, les calculer.
- Vérifier les résultats obtenus.
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portique, treillis soudés, bâtiment, coques, plaque etc..). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferraillement les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algérienne en vigueur à savoir les règles parasismique Algériennes « RPA99 » et les Règles « CBA93 »

IV.4. Méthode de calcul des forces sismiques :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée 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.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique Équivalente ne sont pas réunis pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage2.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de L'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et Simplifiée avec le logiciel ROBOT2010.

Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V2003 est défini par l'expression suivante :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{3/5}(Q/R) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Tel que :

T : période fondamentale de la structure.

Sa/g : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = $9,81\text{m/s}^2$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Période caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

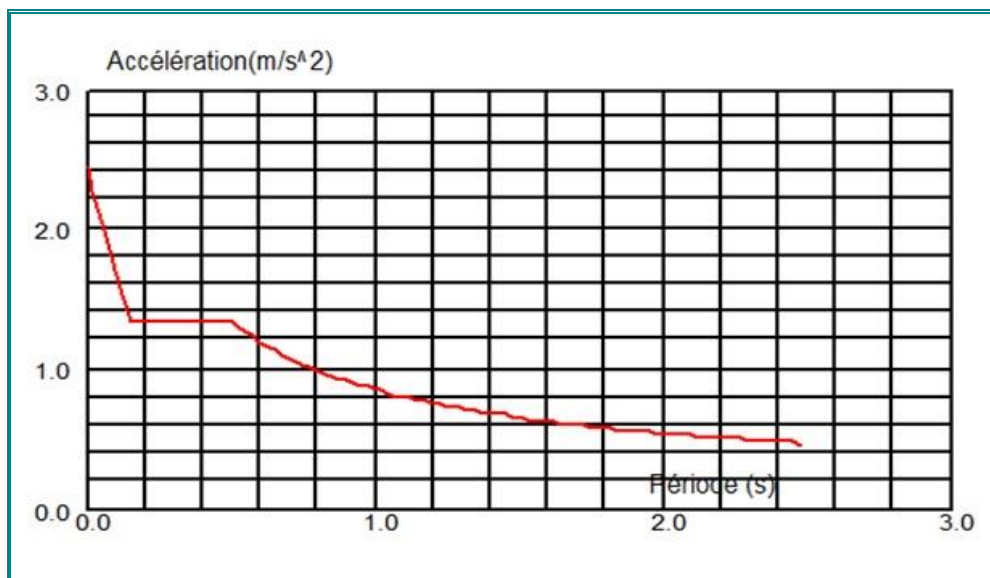


Figure IV.1. Diagramme de spectre de réponse.

IV.4. Etude statique :

IV.4. 1. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/Version 2003 la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de zone :

- **Zone(IIa)** D'après la classification sismique de wilaya d'Annaba (RPA99/V2003).
- **Groupe D'usage 2** puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Facteur de correction d'amortissement « η » :

$$\eta \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4.3)}$$

ξ (%) Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA99/V2003**).

Pour portiques en béton armé avec un remplissage dense on peut prendre $\xi = 7 \%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,88.$$

Période T1 et T2 du site considéré

$$\begin{cases} T1 = 0,15\text{s} \\ T2 = 0,50\text{s} \end{cases} \quad \text{RPA93/V2003 (tableau 4.7)}$$

Période fondamentale de la structure « T ».

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période

Fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du **RPA99 (art 4.2.4)**

Suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times (h_N)^{3/4} \\ T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \end{cases} \Leftrightarrow T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})$$

$h_N = 30,60$ m : Hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

L : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (33,45)^{3/4} = 0,69 \text{ sec}$$

On a :

$$\begin{cases} L_x = 23,60 \text{ m} \\ L_y = 12,65 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_x} \Rightarrow T_x = 0,62 \text{ sec} \\ T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_y} \Rightarrow T_y = 0,85 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T = \min (T_1, T_x, T_y) = 0,62 \text{ sec}$$

Facteur d'implantation dynamique moyen « D » :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} & T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \\ D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} & T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D_x = 2,5 \times 0,88 (0,50 / 0,62)^{2/3} = 1,90$$

$$D_y = 2,5 \times 0,88 (0,50 / 0,85)^{2/3} = 1,54$$

R : coefficient de comportement global de la structure :

R = 5 (un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé - **tableau 4.3 RPA99/V2003**).

Q: Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.1. Facteur de qualité.

Critère q	observée		Pénalité	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	Non	0,05	0,05
2. Redondance en plan	Oui	Oui	0	0
3. Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	Non	Non	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_q$ (Tableau 4.4 de RPA 99 / version 2003)

- $Q_x = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,15$
- $Q_y = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,15$

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau(i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5.de RPA 99 / version 2003 (page 41)**.

Dans notre cas le type d'ouvrage est un Tour (bâtiment d'habitation) donc :

$$\beta = 0.20$$

$$W_i = W_{G_i} + 0,20 W_{Q_i}$$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT2010 la valeur trouvée est :

$$\sum W_i = 2960,91 \text{ (t)}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{x\text{statique}} = \frac{0,15 \times 1,90 \times 1,15}{5} \times 2985,09 = 195,67 \text{ t}$$

$$V_{y\text{statique}} = \frac{0,15 \times 1,54 \times 1,15}{5} \times 2985,09 = 158,60 \text{ t}$$

IV.5. Etude dynamique :

IV.5.1. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ \text{ACC : } G + Q \pm 1,2 \times E \\ \text{ACC : } G + Q \pm E \\ \text{ACC : } 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

IV.5.2. Modélisation :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

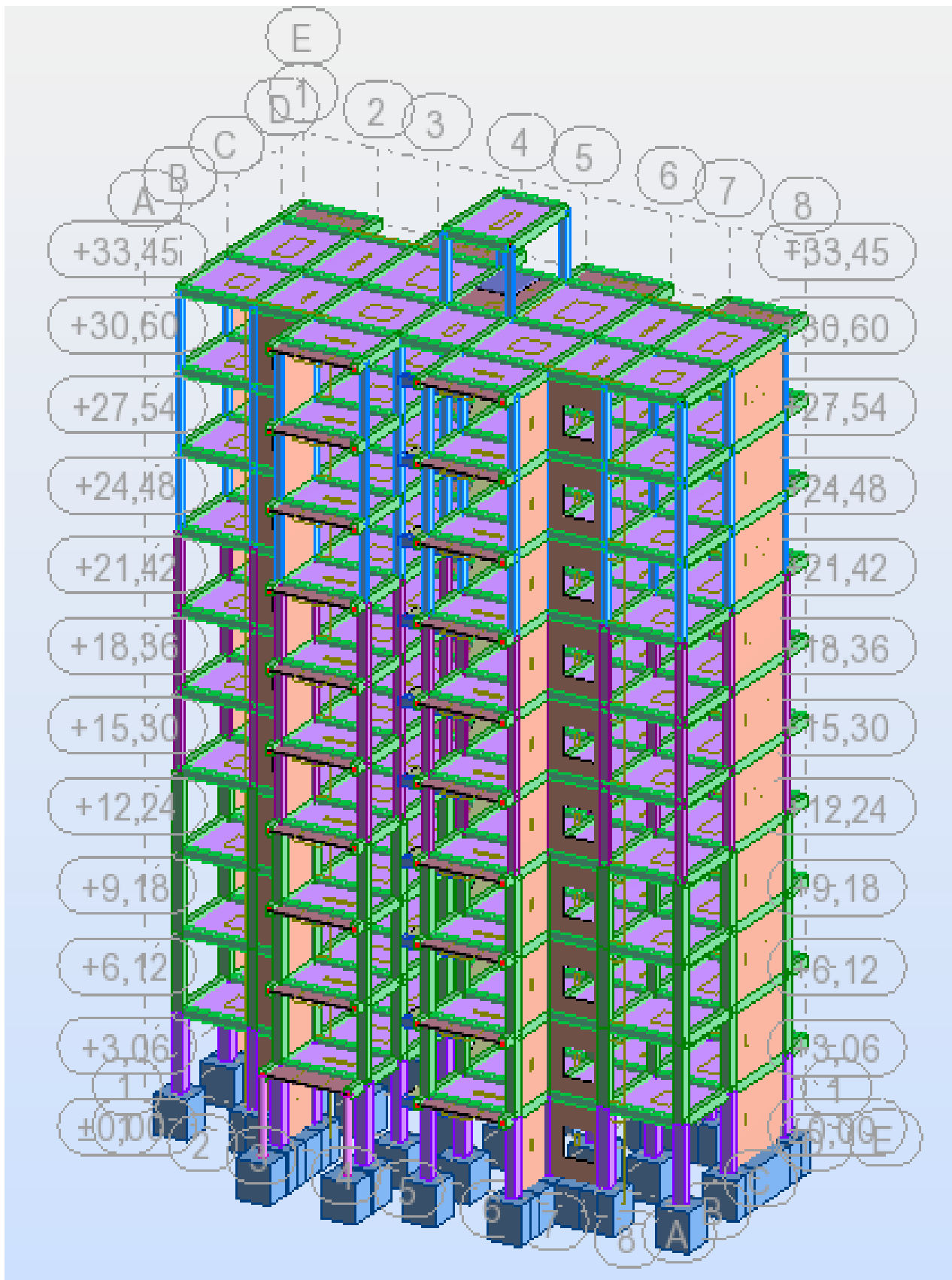


Figure IV.2. Structure en 3D

IV.5.3. Disposition des voiles :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (Voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante :

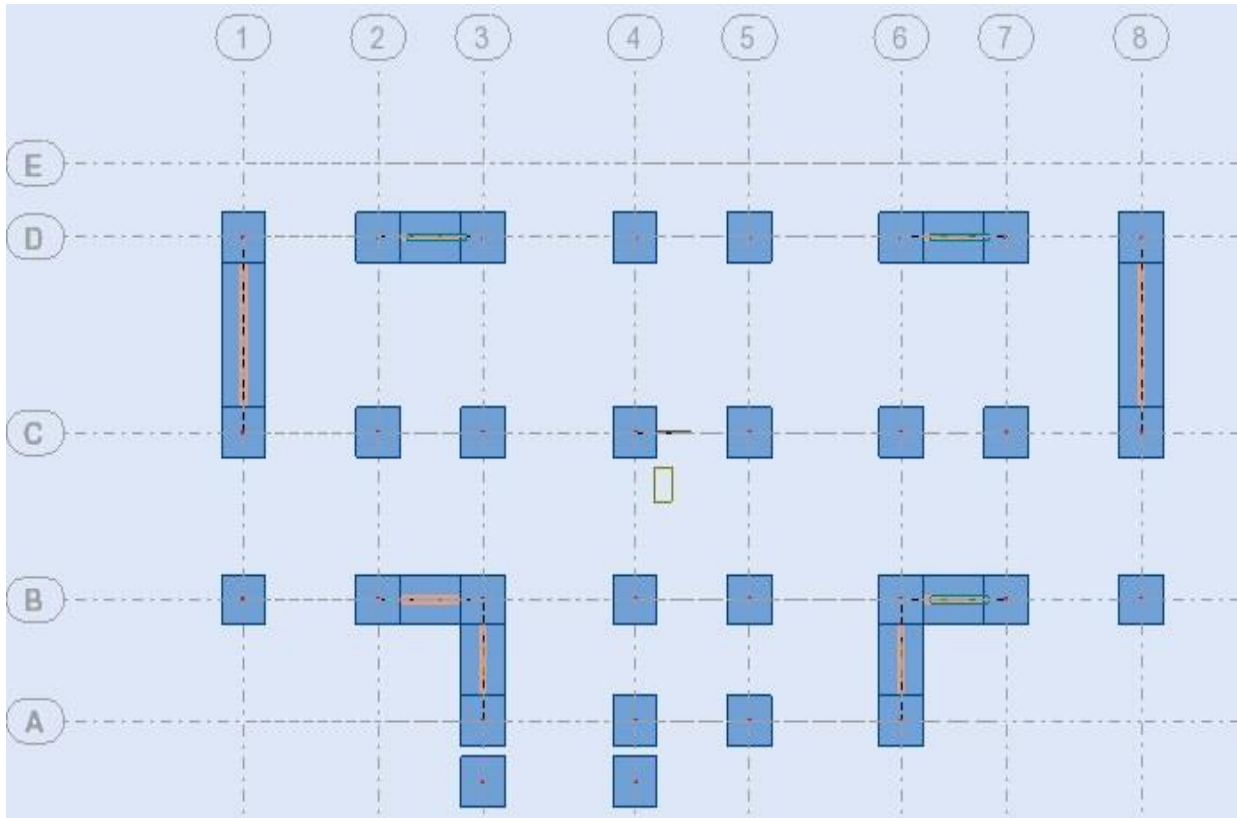


Figure IV.3. Disposition des voiles.

IV.5.4. Justification des prescriptions du RPA99/version2003 :

IV.5.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales :

D'après l'article 4.3.4 du RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le Tableau ci-après :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	1,27	0,79	66,51	0,04	0,00	66,51	0,04	0,00
2	1,40	0,71	66,54	64,47	0,01	0,03	64,43	0,01
3	1,83	0,55	68,05	64,47	0,01	1,51	0,00	0,00
4	4,44	0,23	84,73	64,47	0,01	16,68	0,00	0,00
5	5,32	0,19	84,73	81,56	0,05	0,00	17,09	0,04
6	6,80	0,15	84,73	83,25	0,05	0,00	1,69	0,00
7	6,93	0,14	85,42	83,25	0,05	0,68	0,00	0,00
8	7,44	0,13	85,67	83,25	0,05	0,26	0,00	0,00
9	9,26	0,11	91,80	83,26	0,06	6,13	0,00	0,01
10	9,43	0,11	91,80	84,60	20,96	0,00	1,34	20,89

Ces résultats montrent que :

- La période dynamique $T_{\text{dyn}} = 0,79$ s, par contre $1,3T_e = 0,81$ s

Donc la condition d'art 4.2.4 du RPA99/V2003 est vérifiée ($1,3T_e > T_{\text{dyn}}$)

- Le premier mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de Participation massique de 66,51 % dans cette direction.

- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 64,47 % dans cette direction.

- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z.

La condition du RPA99 (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

(Les 3 modes)

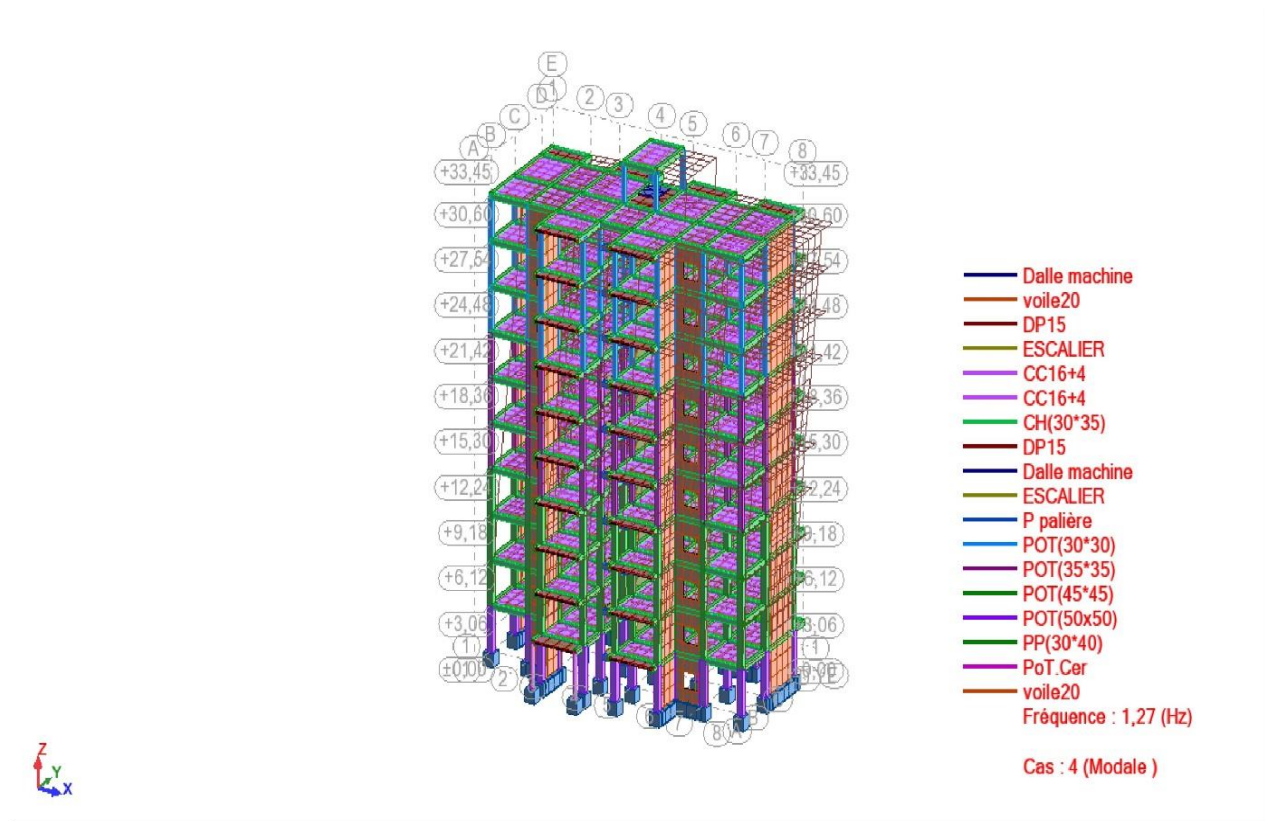


Figure IV.4 .1^{ère} Mode de vibration, translation suivant « X »

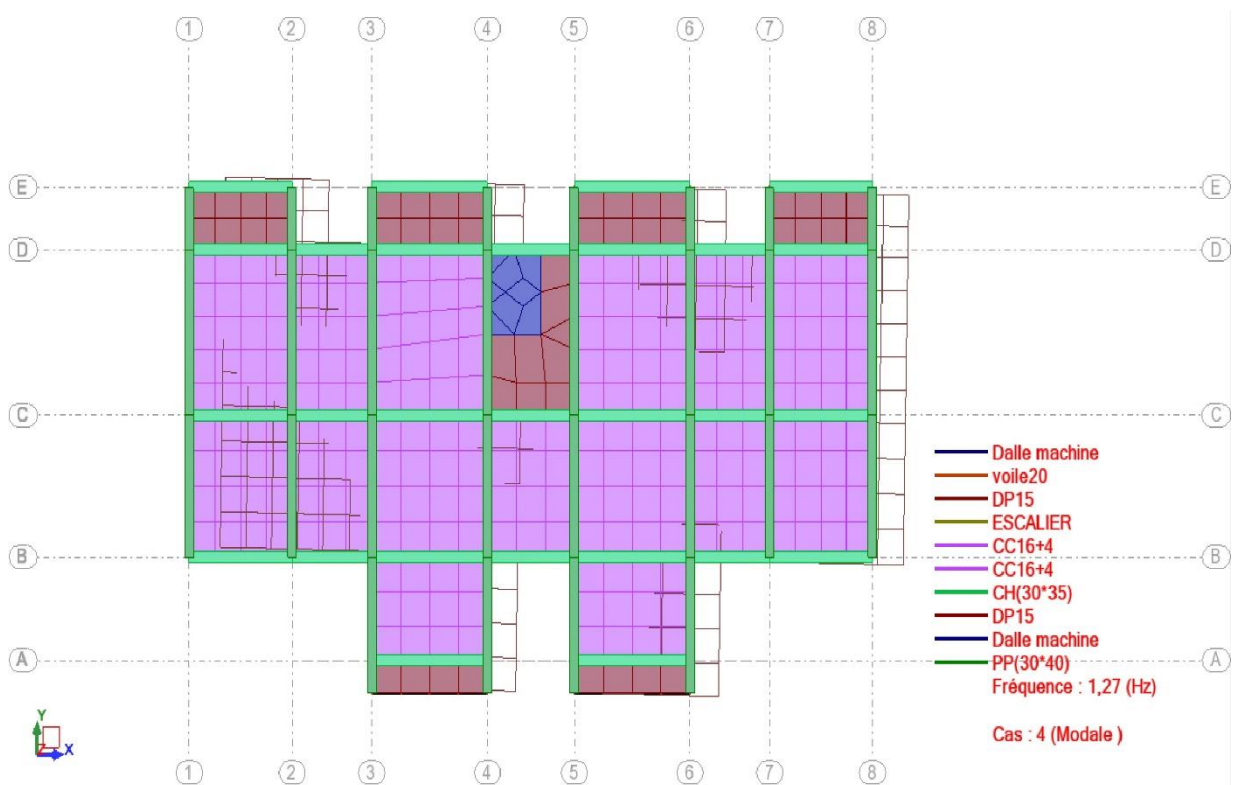


Figure IV.5. 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse sens « X-X » (résultats de Robot 2010)

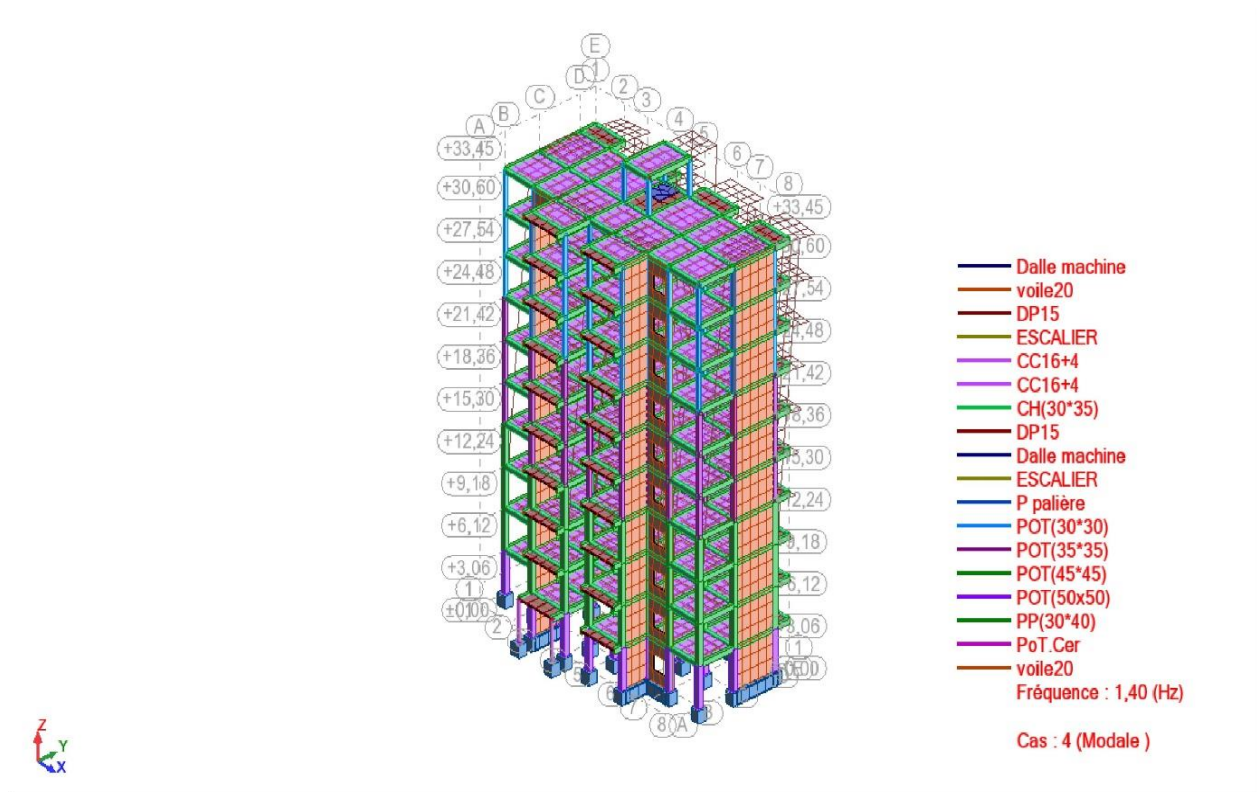


Figure IV.6 .2^{ème} Mode de vibration, translation suivant « Y »

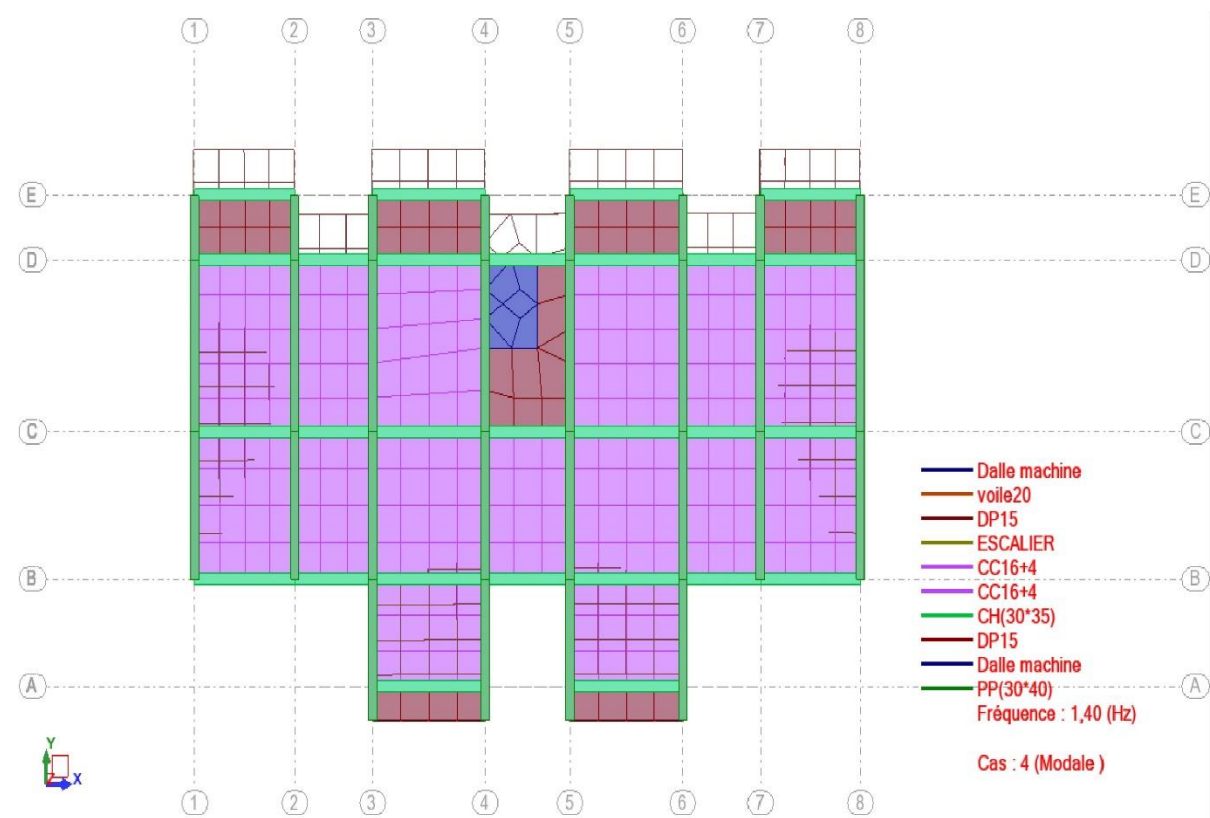


Figure IV.7. 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse sens « Y-Y » (résultats de Robot 2010)

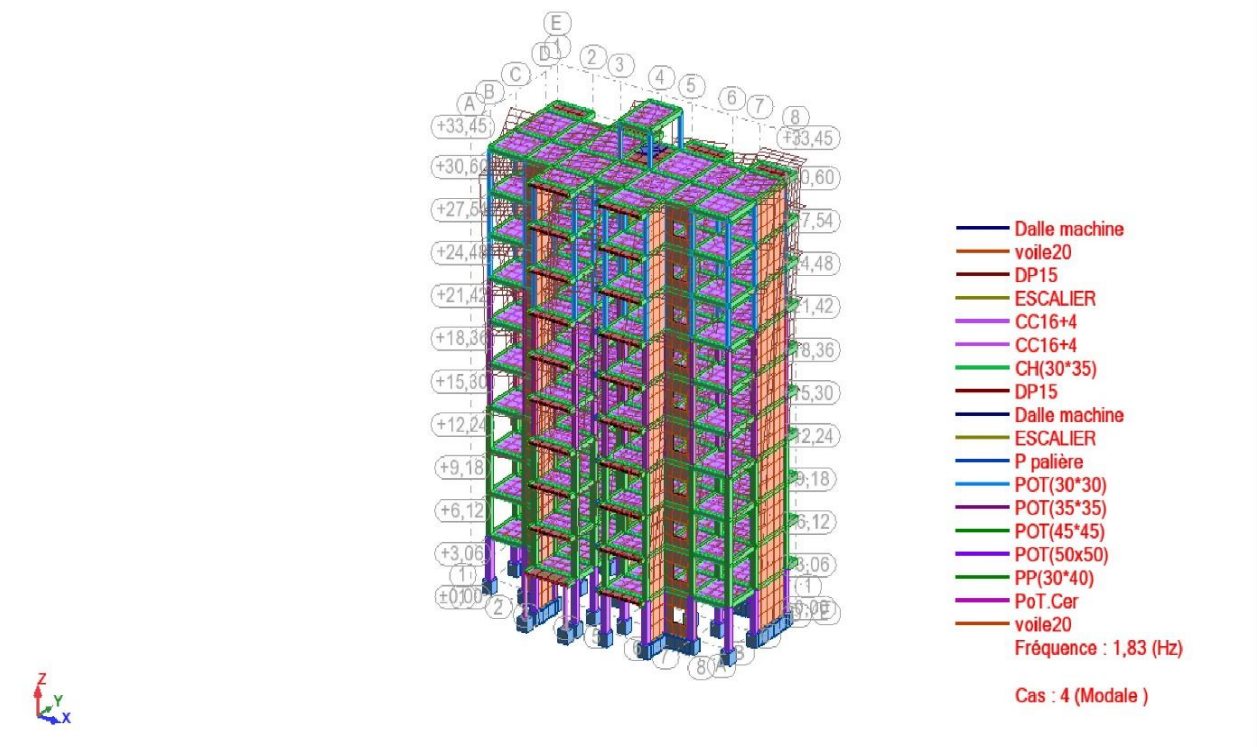


Figure IV.8 .3^{ème} Mode de vibration, mode de torsion.

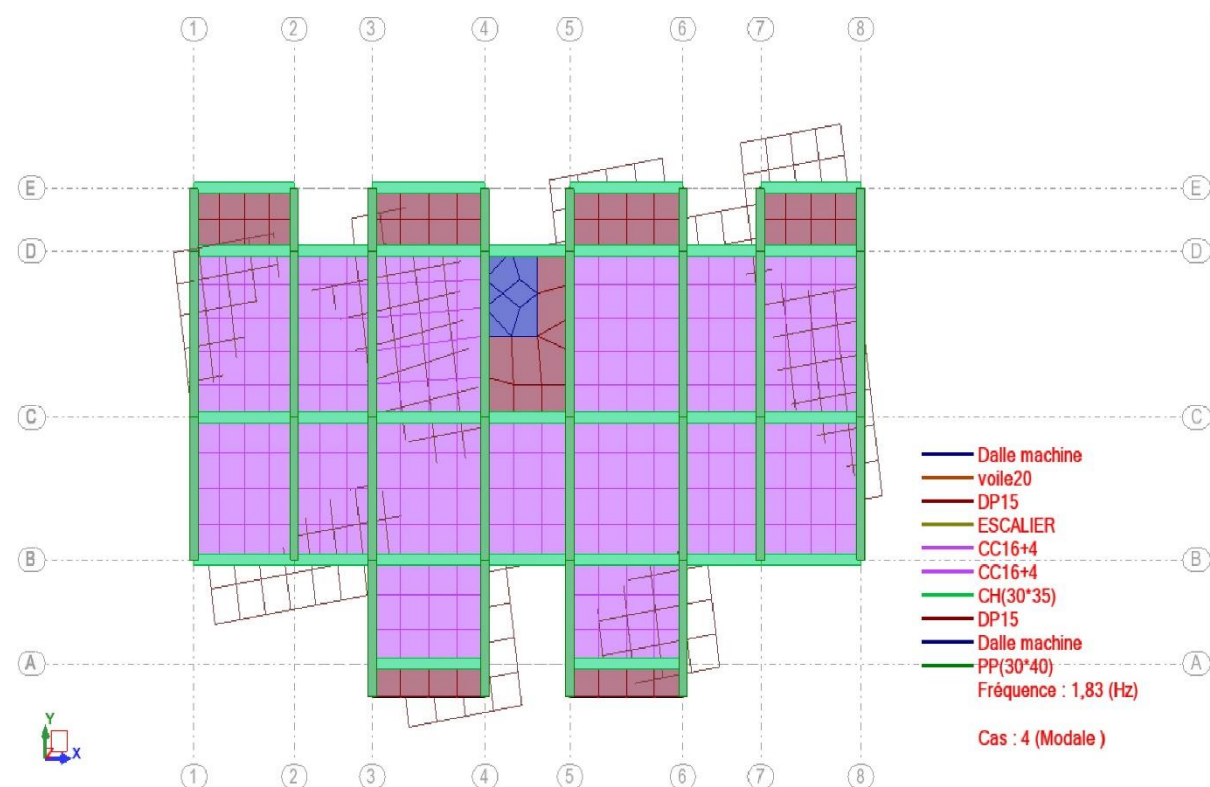


Figure IV.9. 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse sens « X-Y » (résultats de Robot 2010)

IV.5.4.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0,8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,.....) dans le rapport $0,8V_{st}/V_{dyn}$.

Les réactions à la base :

Tableau IV.3. Les réactions à la base

	ΣF_x (t)	ΣF_y (t)
Sens X-X	148,04	2,81
Sens Y-Y	2,79	152,12

$$V_{X\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 148,07 \text{ t}$$

$$V_{Y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 152,14 \text{ t}$$

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 Est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismique.

sens	D	Q	V_{dyn}	V_{st}	$0,8 V_{st}$	Observation
X-X	1,90	1,15	148,07	195,67	156,53	C.N.V
Y-Y	1,54	1,15	152,14	158,60	126,88	C.V

$V_{dyn} < 0,8V_{st}$ dans la direction X, alors on doit majorer la réponse obtenue à partir de la méthode modale spectrale de $(0,8V_{st}/V_{dyn})$, comme suit :

$$\text{Sens X} = 0,8(V_{st}/V_{dyn}) = 1,05$$

IV.5.4.3. Vérification de déplacement :

Justification vis-à-vis des déformations selon l'RPA 99 / V 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV.5. Les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX									
RDC	0,1	59	0,0	26	0,1	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 1	0,2	109	0,0	83	0,1	0,0	0,0	8	0,0	50
Etage 2	0,3	170	0,1	140	0,2	0,1	0,1	82	0,0	87
Etage 3	0,5	228	0,1	205	0,3	0,1	0,3	139	0,0	144
Etage 4	0,7	280	0,2	250	0,3	0,2	0,4	195	0,0	5285
Etage 5	0,9	333	0,2	303	0,4	0,2	0,6	249	0,0	5299
Etage 6	1,1	387	0,3	1909	0,4	0,3	0,7	302	0,0	5313
Etage 7	1,4	439	0,4	409	0,5	0,3	0,9	354	0,0	5327
Etage 8	1,6	492	0,4	462	0,5	0,4	1,0	408	0,0	5330
Etage 9	1,7	548	0,5	2211	0,6	0,4	1,2	461	0,0	4048
Terrasse	1,7	4068	0,1	534	0,2	0,0	1,5	526	0,0	4084
Cas 6	EY									
RDC	0,0	61	0,0	56	0,0	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 1	0,0	113	0,1	90	0,0	0,1	0,0	40	0,0	1221
Etage 2	0,0	174	0,2	147	0,0	0,2	0,0	6111	0,1	1331
Etage 3	0,0	231	0,4	220	0,0	0,2	0,0	6128	0,2	1441
Etage 4	0,1	284	0,6	257	0,0	0,3	0,0	6144	0,3	1551
Etage 5	0,1	337	0,8	310	0,1	0,3	0,0	6160	0,4	1661
Etage 6	0,1	390	1,0	1960	0,1	0,4	0,0	6176	0,6	1771
Etage 7	0,1	443	1,2	416	0,1	0,4	0,0	6192	0,7	1881
Etage 8	0,1	497	1,4	469	0,1	0,5	0,0	6209	0,9	1992
Etage 9	0,1	550	1,6	2258	0,1	0,5	0,0	2289	1,0	2103
Terrasse	0,1	562	1,5	4070	0,1	0,1	0,0	564	1,4	526
Cas 9	G+Q+EX									
RDC	0,1	60	0,0	6090	0,1	0,1	0,0	1	-0,1	6079
Etage 1	0,2	109	0,1	99	0,1	0,1	0,0	2	0,0	6097
Etage 2	0,3	170	0,1	156	0,2	0,1	0,1	81	0,0	6113
Etage 3	0,5	228	0,2	213	0,3	0,1	0,3	138	0,0	6128
Etage 4	0,7	280	0,3	266	0,3	0,2	0,4	196	0,1	6144
Etage 5	0,9	333	0,4	319	0,4	0,3	0,6	248	0,1	6159
Etage 6	1,2	387	0,5	391	0,4	0,3	0,7	301	0,1	6175
Etage 7	1,4	439	0,6	444	0,5	0,4	0,9	355	0,2	6191
Etage 8	1,6	493	0,7	462	0,5	0,4	1,1	407	0,2	6207
Etage 9	1,8	547	0,8	531	0,6	0,5	1,2	458	0,3	482
Terrasse	1,8	4067	0,4	564	0,2	0,1	1,6	527	0,4	527
Cas 10	G+Q-EX									
RDC	0,0	6076	0,0	6088	0,1	0,1	-0,1	63	-0,1	6079

Etage 1	0,0	8	0,0	6104	0,1	0,1	-0,2	109	0,0	6096
Etage 2	-0,1	82	0,0	6120	0,2	0,1	-0,3	170	0,0	148
Etage 3	-0,3	139	0,1	6136	0,3	0,1	-0,5	225	-0,1	205
Etage 4	-0,4	195	0,1	6152	0,3	0,2	-0,7	280	-0,1	250
Etage 5	-0,5	249	0,1	5299	0,4	0,2	-0,9	333	-0,1	303
Etage 6	-0,7	302	0,2	5313	0,4	0,3	-1,1	387	-0,1	1909
Etage 7	-0,9	354	0,2	5327	0,5	0,3	-1,3	439	-0,1	409
Etage 8	-1,0	408	0,2	5331	0,5	0,4	-1,5	492	-0,1	462
Etage 9	-1,1	461	0,3	6731	0,5	0,4	-1,7	546	-0,2	523
Terrasse	-1,5	526	0,3	4073	0,2	0,1	-1,7	4068	0,2	526
Cas 11	G+Q+EY									
RDC	0,0	4746	0,0	56	0,0	0,1	0,0	4694	-0,1	6076
Etage 1	0,0	135	0,1	106	0,0	0,1	0,0	4292	0,0	1220
Etage 2	0,0	175	0,3	163	0,0	0,2	0,0	91	0,1	1330
Etage 3	0,0	232	0,5	220	0,0	0,2	0,0	148	0,2	1440
Etage 4	0,1	285	0,7	273	0,0	0,3	0,0	206	0,4	205
Etage 5	0,1	338	0,9	326	0,1	0,4	0,0	258	0,5	1660
Etage 6	0,1	391	1,1	384	0,1	0,4	0,0	311	0,7	311
Etage 7	0,1	444	1,4	416	0,1	0,5	0,0	364	0,9	364
Etage 8	0,1	497	1,6	469	0,1	0,5	0,0	6210	1,1	417
Etage 9	0,2	550	1,9	543	0,1	0,6	0,1	3666	1,3	2100
Terrasse	0,1	562	1,9	565	0,1	0,2	0,1	527	1,7	526
Cas 12	G+Q-EY									
RDC	0,0	4727	0,0	6088	0,0	0,1	0,0	4693	-0,1	6079
Etage 1	0,0	4347	0,0	42	0,0	0,1	0,0	113	-0,1	90
Etage 2	0,0	6109	-0,1	99	0,0	0,1	0,0	174	-0,2	147
Etage 3	0,0	6125	-0,1	156	0,0	0,2	0,0	231	-0,3	212
Etage 4	0,0	6141	-0,2	213	0,0	0,2	0,0	275	-0,5	257
Etage 5	0,0	6157	-0,3	266	0,1	0,3	-0,1	337	-0,6	310
Etage 6	0,0	6173	-0,4	319	0,1	0,3	-0,1	390	-0,8	1959
Etage 7	0,0	6189	-0,6	372	0,1	0,4	-0,1	443	-1,0	416
Etage 8	0,0	6217	-0,7	425	0,1	0,4	-0,1	496	-1,1	469
Etage 9	0,0	4037	-0,8	478	0,1	0,5	-0,1	549	-1,3	2261
Terrasse	0,0	564	-1,1	534	0,1	0,1	-0,1	534	-1,2	563
Cas 13	G+Q+1.2EX									
RDC	0,1	60	0,0	6090	0,1	0,1	0,0	1	-0,1	6079
Etage 1	0,2	109	0,1	99	0,2	0,1	0,1	2	0,0	6097
Etage 2	0,4	170	0,1	156	0,2	0,1	0,2	81	0,0	6114
Etage 3	0,6	228	0,2	213	0,3	0,2	0,3	138	0,0	144
Etage 4	0,9	280	0,3	266	0,4	0,2	0,5	196	0,1	6144
Etage 5	1,1	333	0,4	338	0,5	0,3	0,7	248	0,1	6159
Etage 6	1,4	387	0,5	391	0,5	0,4	0,9	301	0,1	6175
Etage 7	1,7	439	0,6	444	0,6	0,4	1,1	355	0,2	6191
Etage 8	1,9	493	0,8	462	0,6	0,5	1,3	407	0,2	6207
Etage 9	2,1	547	0,9	531	0,7	0,6	1,4	460	0,3	482
Terrasse	2,1	4067	0,4	564	0,3	0,1	1,9	527	0,4	527

Cas 14	G+Q-1.2EX									
RDC	0,0	6076	0,0	6088	0,1	0,1	-0,1	63	-0,1	6079
Etage 1	-0,1	8	0,0	6104	0,2	0,1	-0,2	109	0,0	6096
Etage 2	-0,2	82	0,0	6120	0,2	0,1	-0,4	170	-0,1	140
Etage 3	-0,3	139	0,1	6136	0,3	0,1	-0,6	228	-0,1	205
Etage 4	-0,5	195	0,1	6152	0,4	0,2	-0,9	280	-0,1	250
Etage 5	-0,6	249	0,1	5299	0,5	0,3	-1,1	333	-0,1	303
Etage 6	-0,8	302	0,1	5313	0,5	0,3	-1,4	387	-0,2	1909
Etage 7	-1,0	354	0,2	5327	0,6	0,4	-1,6	439	-0,2	409
Etage 8	-1,2	408	0,2	5331	0,6	0,5	-1,8	492	-0,2	462
Etage 9	-1,4	461	0,3	4047	0,7	0,5	-2,0	546	-0,2	523
Terrasse	-1,8	526	0,3	4073	0,2	0,1	-2,0	4068	0,2	526
Cas 15	G+Q+1.2EY									
RDC	0,0	4746	0,1	56	0,0	0,1	0,0	4694	-0,1	6076
Etage 1	0,0	135	0,2	106	0,0	0,1	0,0	4292	0,0	1220
Etage 2	0,0	175	0,3	163	0,0	0,2	0,0	91	0,1	1330
Etage 3	0,1	232	0,5	220	0,0	0,3	0,0	148	0,3	1440
Etage 4	0,1	285	0,8	273	0,1	0,4	0,0	205	0,4	205
Etage 5	0,1	338	1,0	326	0,1	0,4	0,0	258	0,6	1660
Etage 6	0,1	391	1,3	384	0,1	0,5	0,0	311	0,8	1770
Etage 7	0,1	444	1,6	416	0,1	0,6	0,0	6194	1,0	364
Etage 8	0,2	497	1,9	469	0,1	0,6	0,1	6210	1,3	417
Etage 9	0,2	550	2,2	543	0,1	0,7	0,1	3666	1,5	2101
Terrasse	0,2	562	2,2	565	0,1	0,2	0,1	527	2,0	526
Cas 16	G+Q-1.2EY									
RDC	0,0	4727	0,0	1	0,0	0,1	0,0	4693	-0,1	6079
Etage 1	0,0	4347	0,0	1223	0,0	0,1	0,0	113	-0,1	90
Etage 2	0,0	6109	-0,1	1333	0,0	0,2	0,0	174	-0,3	147
Etage 3	0,0	6125	-0,2	156	0,0	0,2	0,0	231	-0,4	212
Etage 4	0,0	6141	-0,3	213	0,1	0,3	-0,1	284	-0,6	257
Etage 5	0,0	6157	-0,4	266	0,1	0,4	-0,1	337	-0,8	310
Etage 6	0,0	6173	-0,6	319	0,1	0,4	-0,1	390	-1,0	1959
Etage 7	0,0	6190	-0,7	372	0,1	0,5	-0,1	443	-1,2	416
Etage 8	0,0	6217	-0,9	425	0,1	0,5	-0,1	496	-1,4	469
Etage 9	0,0	4037	-1,0	478	0,1	0,6	-0,1	549	-1,6	2261
Terrasse	0,0	564	-1,3	534	0,1	0,1	-0,1	534	-1,5	563
Cas 17	0.8G+EX									
RDC	0,0	59	0,0	6090	0,0	0,1	0,0	1	0,0	6079
Etage 1	0,1	109	0,0	99	0,1	0,0	0,0	2	0,0	6097
Etage 2	0,3	170	0,1	156	0,2	0,1	0,1	81	0,0	87
Etage 3	0,4	228	0,1	213	0,2	0,1	0,2	138	0,0	144
Etage 4	0,6	280	0,2	266	0,3	0,2	0,3	196	0,0	201
Etage 5	0,8	333	0,3	338	0,3	0,2	0,4	248	0,1	6159
Etage 6	0,9	387	0,3	391	0,3	0,2	0,6	301	0,1	6175
Etage 7	1,1	439	0,4	444	0,4	0,3	0,7	355	0,1	6191
Etage 8	1,3	493	0,5	462	0,4	0,3	0,8	407	0,2	6207

Etage 9	1,4	547	0,6	531	0,5	0,4	1,0	458	0,2	482
Terrasse	1,4	4067	0,3	564	0,2	0,0	1,2	527	0,2	527
Cas 18	0.8G-EX									
RDC	0,0	6076	0,0	6088	0,0	0,1	0,0	63	0,0	6079
Etage 1	0,0	8	0,0	6103	0,1	0,0	-0,1	109	0,0	6096
Etage 2	-0,1	82	0,0	6120	0,2	0,1	-0,3	170	0,0	140
Etage 3	-0,2	139	0,0	6136	0,2	0,1	-0,4	228	-0,1	205
Etage 4	-0,3	195	0,1	5285	0,3	0,1	-0,6	280	-0,1	250
Etage 5	-0,4	249	0,1	5299	0,3	0,2	-0,7	333	-0,1	303
Etage 6	-0,6	302	0,1	5313	0,3	0,2	-0,9	386	-0,1	1909
Etage 7	-0,7	354	0,1	5327	0,4	0,3	-1,1	439	-0,1	409
Etage 8	-0,8	408	0,2	5331	0,4	0,3	-1,2	492	-0,2	462
Etage 9	-0,9	461	0,2	4047	0,4	0,4	-1,4	546	-0,2	523
Terrasse	-1,2	526	0,2	4073	0,2	0,1	-1,4	4068	0,1	526
Cas 19	0.8G+EY									
RDC	0,0	4746	0,0	56	0,0	0,1	0,0	4694	0,0	6076
Etage 1	0,0	135	0,1	106	0,0	0,1	0,0	4292	0,0	1220
Etage 2	0,0	175	0,2	163	0,0	0,1	0,0	91	0,1	1330
Etage 3	0,0	232	0,4	220	0,0	0,2	0,0	148	0,2	1440
Etage 4	0,1	285	0,5	273	0,0	0,2	0,0	205	0,3	205
Etage 5	0,1	338	0,7	326	0,0	0,3	0,0	258	0,4	1660
Etage 6	0,1	391	0,9	384	0,1	0,3	0,0	311	0,5	311
Etage 7	0,1	444	1,1	416	0,1	0,4	0,0	6194	0,7	364
Etage 8	0,1	497	1,3	469	0,1	0,4	0,0	6210	0,9	417
Etage 9	0,1	550	1,5	543	0,1	0,4	0,0	3666	1,0	2100
Terrasse	0,1	562	1,4	565	0,1	0,1	0,1	527	1,3	526
Cas 20	0.8G-EY									
RDC	0,0	4727	0,0	1	0,0	0,0	0,0	4693	0,0	6079
Etage 1	0,0	4347	0,0	42	0,0	0,1	0,0	113	-0,1	90
Etage 2	0,0	6109	-0,1	99	0,0	0,1	0,0	174	-0,2	147
Etage 3	0,0	6125	-0,1	156	0,0	0,2	0,0	231	-0,3	212
Etage 4	0,0	6141	-0,2	213	0,0	0,2	0,0	284	-0,4	257
Etage 5	0,0	6157	-0,3	266	0,0	0,2	0,0	337	-0,5	310
Etage 6	0,0	6173	-0,4	319	0,1	0,3	-0,1	390	-0,7	1959
Etage 7	0,0	6201	-0,5	372	0,1	0,3	-0,1	443	-0,8	416
Etage 8	0,0	6217	-0,6	425	0,1	0,4	-0,1	496	-0,9	469
Etage 9	0,0	4037	-0,7	478	0,1	0,4	-0,1	549	-1,1	2261
Terrasse	0,0	564	-0,9	534	0,0	0,1	0,0	534	-1,0	563

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée $dU_x < 3,06$ cm et $dU_y < 3,06$ cm.

IV.5.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

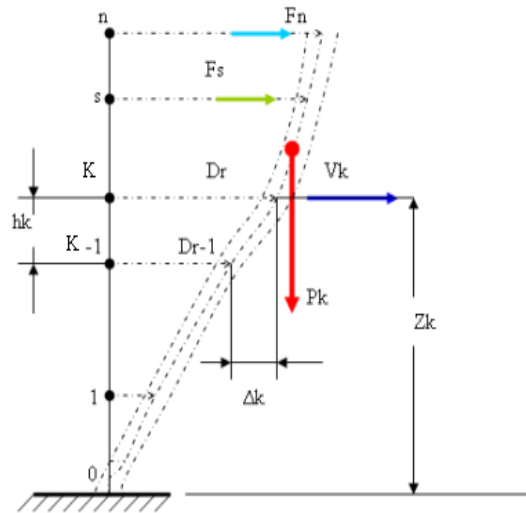


Figure IV.10. Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

Tableau IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)

Niveau	P _k (t)	Δ_k (m)	V _k (t)	h _k (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
RDC	322	0,001	97,27	3,06	0,000	CV
Etage 1	309,21	0,001	90,47	3,06	0,001	CV
Etage 2	309,21	0,002	86,28	3,06	0,002	CV
Etage 3	309,21	0,003	82,63	3,06	0,004	CV
Etage 4	292,07	0,003	75,63	3,06	0,004	CV
Etage 5	292,07	0,004	60,68	3,06	0,006	CV
Etage 6	292,07	0,004	57,39	3,06	0,007	CV
Etage 7	285,1	0,005	43,39	3,06	0,011	CV
Etage 8	285,1	0,005	30,51	3,06	0,015	CV
Etage 9	271,61	0,006	28,05	3,06	0,019	CV

Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).

Niveau	P _k (t)	Δ_k (m)	V _k (t)	h _k (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
RDC	322	0	101,78	3,06	0.000	CV
Etage 1	309,21	0	101,49	3,06	0.000	CV
Etage 2	309,21	0	80,86	3,06	0.000	CV
Etage 3	309,21	0	63,64	3,06	0.000	CV
Etage 4	292,07	0	53,15	3,06	0.000	CV
Etage 5	292,07	0,001	44,76	3,06	0,002	CV
Etage 6	292,07	0,001	29,88	3,06	0,003	CV
Etage 7	285,1	0,001	25,83	3,06	0,004	CV
Etage 8	285,1	0,001	12,02	3,06	0,008	CV
Etage 9	271,61	0,001	10,35	3,06	0,009	CV

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé.

IV.5.4.5. Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

$$\text{Sens X : } e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times Lx_i$$

$$\text{Sens Y : } e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times Ly_i$$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i ; Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-11 suivant :

Tableau IV.8. Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

Niveau	W _{étage} (t)	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
RDC	196,51	11,75	6,45	11,81	7,38	0,07	0,93
Etage 1	183,35	11,80	6,61	11,82	7,40	0,02	0,79
Etage 2	183,35	11,80	6,61	11,82	7,40	0,02	0,79
Etage 3	183,35	11,80	6,61	11,82	7,40	0,02	0,79
Etage 4	166,21	11,80	6,69	11,82	7,43	0,02	0,74
Etage 5	166,21	11,80	6,69	11,82	7,43	0,02	0,74
Etage 6	166,21	11,80	6,69	11,82	7,43	0,02	0,74
Etage 7	159,24	11,80	6,72	11,82	7,44	0,02	0,71
Etage 8	159,24	11,80	6,72	11,82	7,44	0,02	0,71
Etage 9	160,65	11,79	6,80	11,80	7,44	0,01	0,64

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition vérifiée.

IV.5.4.6. Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

Sens longitudinal :

Tableau IV.9. Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.

Niveau	W	F _x	H _i (m)	L _x (m)	L _x /2 (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)
RDC	322	97,27	3,06	23,60	11,80	3799,6	297,646
Etage 1	309,21	90,47	3,06	23,60	11,80	3648,678	276,838
Etage 2	309,21	86,28	3,06	23,60	11,80	3648,678	264,017
Etage 3	309,21	82,63	3,06	23,60	11,80	3648,678	252,848
Etage 4	292,07	75,63	3,06	23,60	11,80	3446,426	231,428
Etage 5	292,07	60,68	3,06	23,60	11,80	3446,426	185,681
Etage 6	292,07	57,39	3,06	23,60	11,80	3446,426	175,613
Etage 7	285,1	43,39	3,06	23,60	11,80	3364,18	132,773
Etage 8	285,1	30,51	3,06	23,60	11,80	3364,18	93,361
Etage 9	271,61	28,05	3,06	23,60	11,80	3204,998	85,833

$$\Sigma M_s = W \times L / 2 = 35018,270$$

$$\Sigma M_r = \Sigma F_i \times h_i = 1996,038$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 17,544$$

→ Cette condition est vérifiée selon X.

☑ Sens transversal :

Tableau IV.10. Vérification de renversement de la Tour sens transversal.

Niveau	W	Fy	H _i (m)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
RDC	322	101,78	3,06	12,65	6,31	2031,820	311,447
Etage 1	309,21	101,49	3,06	12,65	6,31	1951,115	310,559
Etage 2	309,21	80,86	3,06	12,65	6,31	1951,115	247,432
Etage 3	309,21	63,64	3,06	12,65	6,31	1951,115	194,738
Etage 4	292,07	53,15	3,06	12,65	6,31	1842,962	162,639
Etage 5	292,07	44,76	3,06	12,65	6,31	1842,962	136,966
Etage 6	292,07	29,88	3,06	12,65	6,31	1842,962	91,433
Etage 7	285,1	25,83	3,06	12,65	6,31	1798,981	79,040
Etage 8	285,1	12,02	3,06	12,65	6,31	1798,981	36,781
Etage 9	271,61	10,35	3,06	12,65	6,31	1713,859	31,671

$$\Sigma M_s = W \times L / 2 = 18725,872$$

$$\Sigma M_r = \Sigma F_i \times h_i = 1602,706$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 11,684$$

→ Cette condition est vérifiée selon Y

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

IV.6. Conclusion :

On peut dire que suivant les Règles parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

V. étude du vent :

V.1. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de 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. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

V.2. Application de R N V 99 :

V.2.1. Vérification à la stabilité d'ensemble :

- ✓ Détermination de coefficient dynamique C_d .
- ✓ Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} .
- ✓ Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} et intérieur C_{pi}
(Si la construction de catégorie I).
- ✓ Détermination du coefficient de force C_f (si la construction de catégorie II).
- ✓ Calcul de la pression de vent.
- ✓ Calcul des forces de frottement si la construction de catégorie I.
- ✓ Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction.
- ✓ Détermination de l'excentricité de la force globale horizontale.

Données relatives au site :

Les catégories de terrain sont données dans le tableau V.1 ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

K_T : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité, (en m).

Z_{\min} : hauteur minimale, (en m).

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

Tableau V.1. Définition de catégorie de terrain.

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (en m)	Z_{\min} (en m)	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

✓ Dans notre cas le site IV alors :

$$K_T = 0,24$$

$$Z_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 16,00 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,46$$

C_T : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur donnée par le tableau suivant :

Tableau V.2. Valeurs de $C_t(Z)$.

Site	$C_t(Z)$
site plat ($\phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

✓ Dans notre cas Site plat → $C_T(Z_{eq}) = 1$

q_{ref} : est donnée par le Tableau V.3 en fonction de la zone de vent.

Tableau V.3. Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	$V_{ref} (m/s)$	$q_{ref} (N/m^2)$
I	25	375
II	28	470
III	31	575

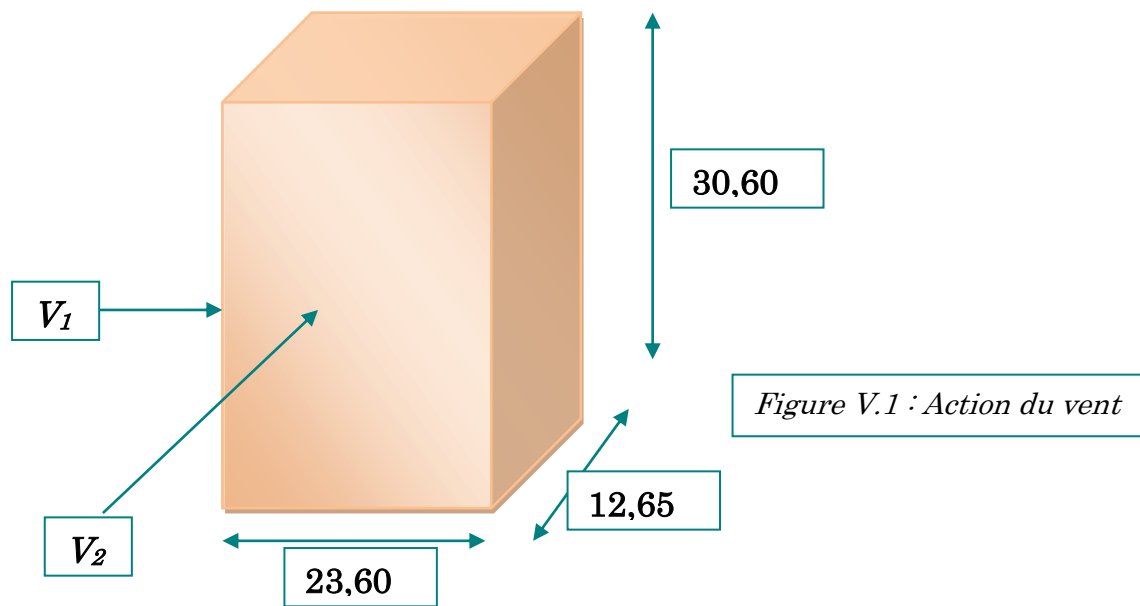
✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Annaba donc :

Zone du vent I → $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

➤ **Détermination du coefficient dynamique C_d :**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.



V_1 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

V_2 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

» Valeur de C_d :

Sens x :

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de R.N.V. 1999.p51 la lecture pour $h = 30,60$ m et $b = 23,60$ m.

Après interpolation : $C_d \approx 0,93 < 1,2$

Sens y :

Pour $h = 30,60$ m et $b = 12,65$ m

Après interpolation : $C_d \approx 0,96 < 1,2$

Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

➤ **Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}** :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article .3.1.1 des RNV 1999.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à 10m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec n étant le nombre de niveaux de la construction.

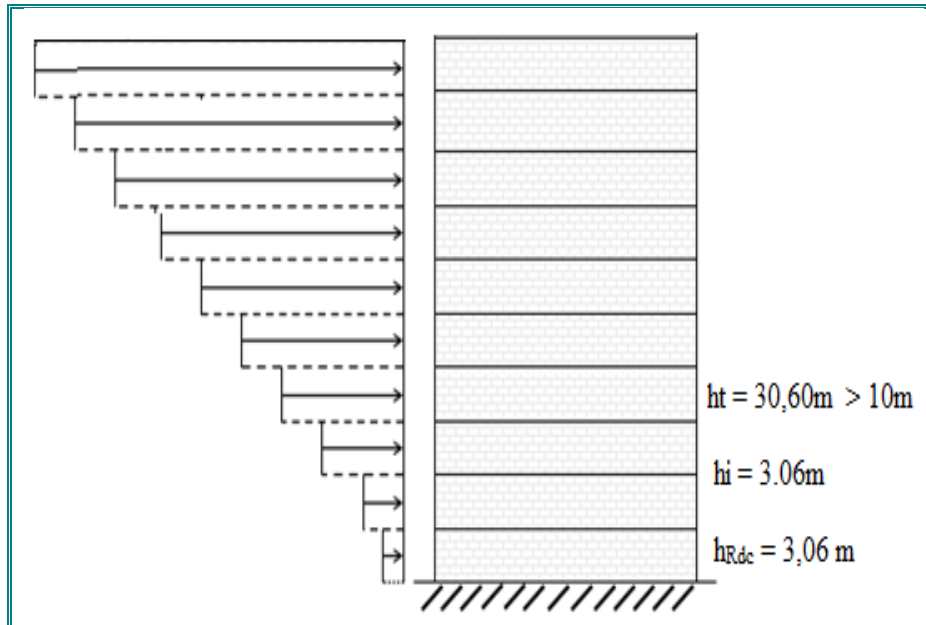


Figure V.2. Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 R.N.V. 1999).

Structure permanente → $q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau V.3 en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left(1 + \frac{7KT}{C_r(Z) \times Ct(Z)} \right)$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent ; sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200m \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

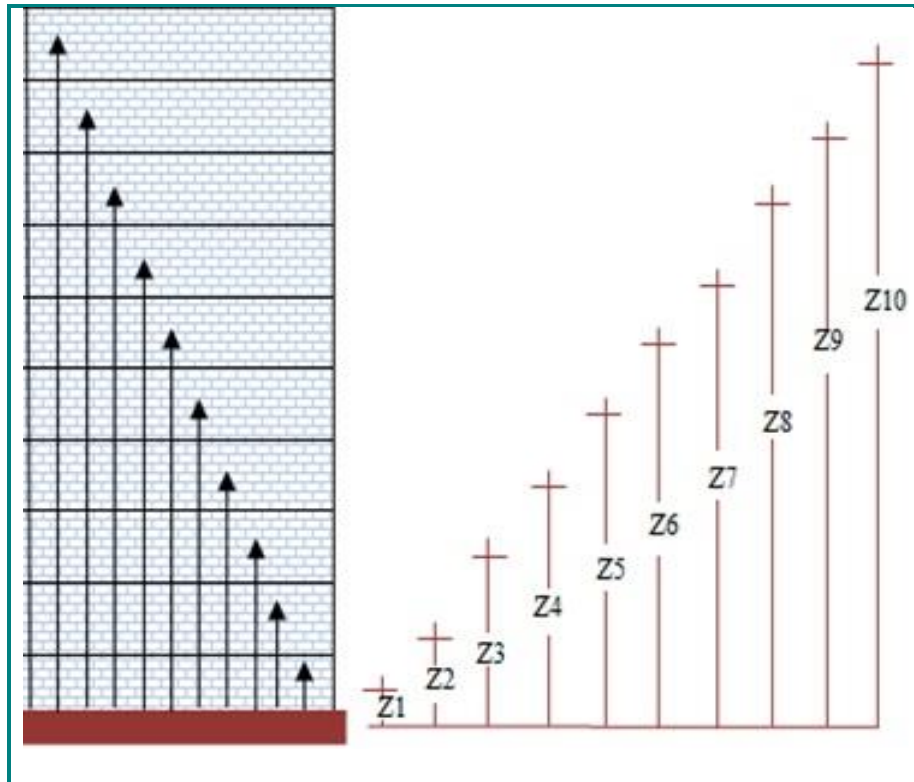


Figure V.3. Répartition de Z_j .

Tableau V.4. Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau.

Z_j (m)	C_r	C_e	q_{dyn} N/m ²
3,06	0,268	0,450	168,750
6,12	0,435	0,731	274,125
9,18	0,532	0,894	335,250
12,24	0,601	1,010	378,750
15,30	0,655	1,100	412,500
18,36	0,698	1,173	439,875
21,42	0,735	1,235	463,125
24,48	0,767	1,288	483,000
27,54	0,795	1,336	501,000
30,60	0,821	1,379	517,125
31,20	0,826	1,388	520,500

➤ Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir de la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10\text{m}^2$$

S : la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

a. Parois verticales :

☑ Sens x :

$h = 30,60 \text{ m}$; $b = 23,60 \text{ m}$.

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(23,60, 2 \times 30,60).$$

$$e = 23,60 \text{ m}.$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 23,60 \text{ m}$

h : La hauteur totale de la construction.

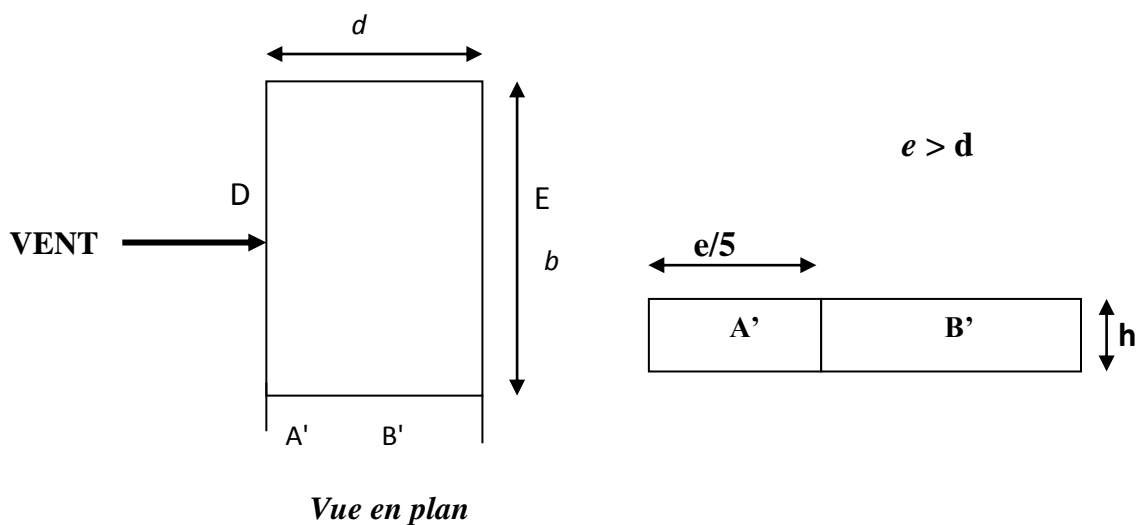


Figure V.4. Vue en plan et vue en élévation, sens XZ.

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

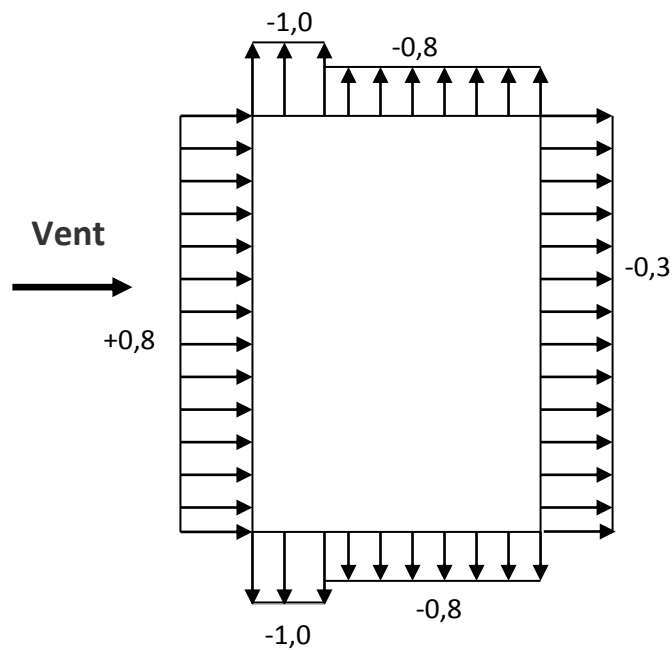


Figure V.5. Répartition de C_{pe} sur les parois horizontales - Direction du vent V_2 .

Sens y:

$$h = 30,60 \text{ m}; b = 12,65 \text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(12,65 ; 2 \times 30,60)$$

$$e = 12,65 \text{ m.}$$

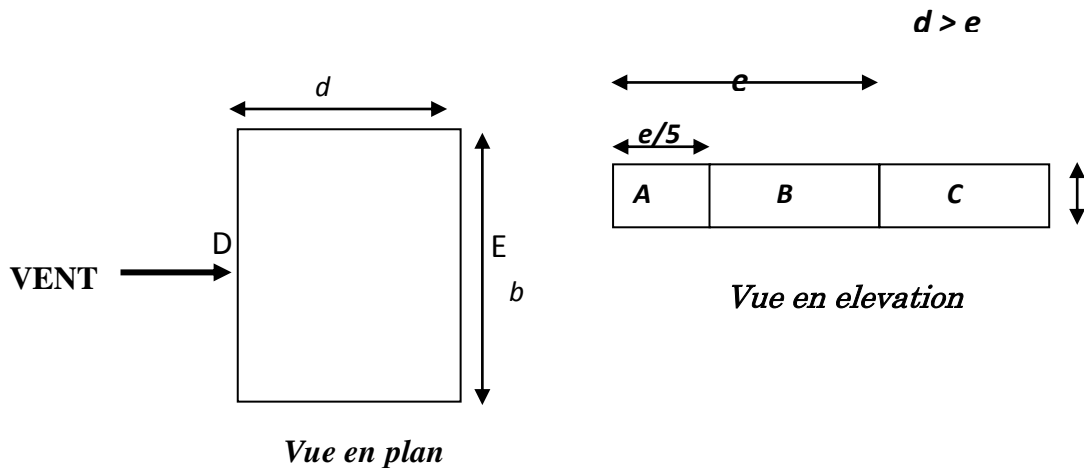


Figure V.6. Vue en plan et vue en élévation, sens XY.

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

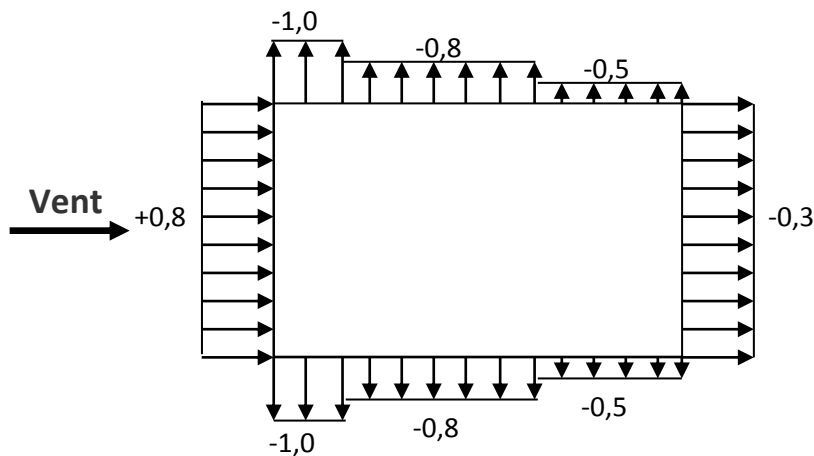


Figure V.7. Répartition de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent V_1 .

b. Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

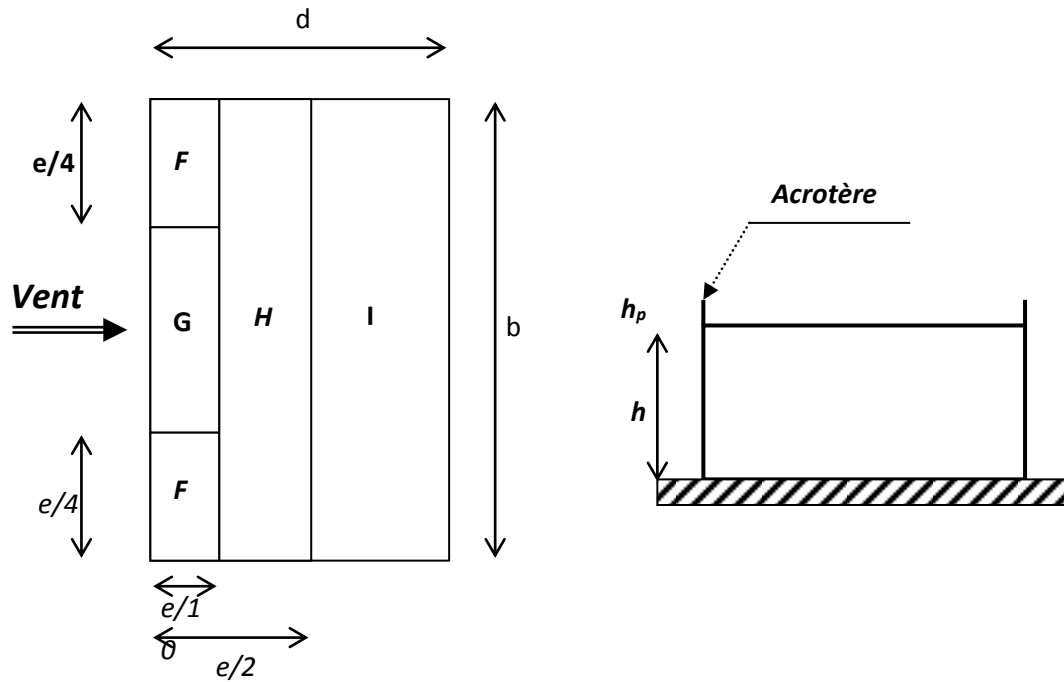


Figure V.8. Répartition de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent.

Tableau V.5. Coefficient de pression extérieure des toitures plates.

	F		G		H		I	
Avec acrotère	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
$H_p/h = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
$H_p/h = 0.1$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	

Dans notre cas $h_p/h = 0,60/30,60 = 0,0196$

►► Pour $b = 23,60 \text{ m}$:

$e = \min(23,60 ; 2 \times 30,60) = \min(23,60 ; 61,20)$; donc $e = 23,60 \text{ m}$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

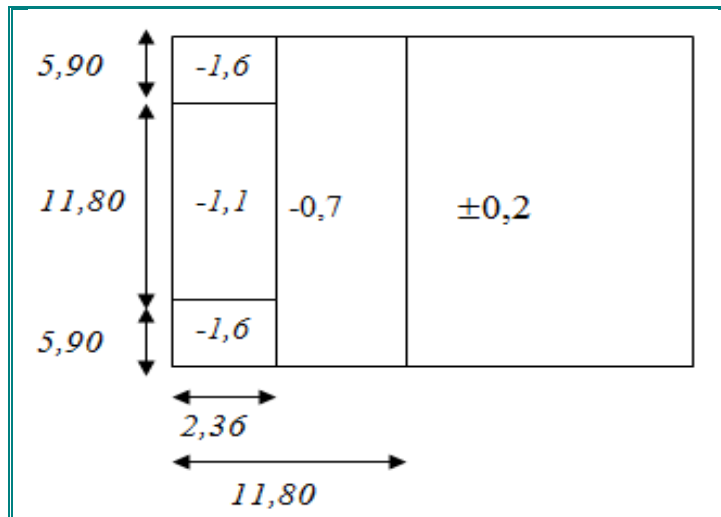


Figure V.9. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 23,60$ m.

► Pour $b = 12,65$ m :

$$e = \min(12,65 ; 2 \times 30,60\text{m}) = \min(12,65 ; 61,20) ; \text{ donc } e = 12,65\text{m}.$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la Figure suivante :

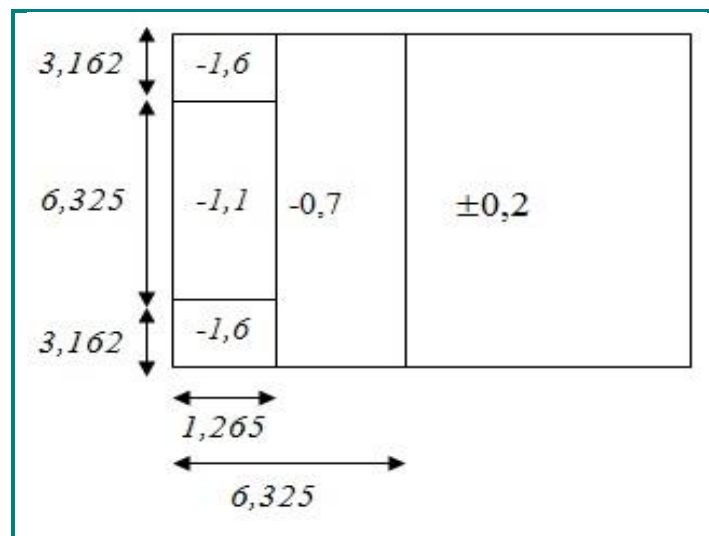


Figure V.10. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 12,65$ m.

► Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

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

$$C_{pi} = +0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5 \text{ (RNV99 : art 2.2 P78).}$$

➤ Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

On calcul a l'aide de la formule suivant : $C_p = C_{pe} - C_{pi} \Rightarrow$ On a $C_{pi} = 0,8$. et $C_{pe} = C_{p10}$

Tableau V.6. Valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = 0,8$

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,4	-2,2
G	0,8	-0,9	-1,7
H	0,8	-0,7	-1,5

Tableau V.7. Valeurs de C_p dans le cas : $C_{pi} = -0,5$

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	-0,5	-1	-0,5
BB'	-0,5	-0,8	0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2

Calcul de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d * W(Z_j).$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j $W(Z_j)$ donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) * (C_{pe} - C_{pi}).$$

D'où : $q_j = C_d * q_{dyn}(Z_j) * (C_p)$.

►► Pour $C_{pi} = 0,8$: **Sens X :**

Tableau V.8. Valeurs de q_j dans le sens longitudinal Pour : $C_{pi} = 0,8$.

ZONE	C_p	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A'	-1,8	-936,900	-871,317
B'	-1,6	-832,800	-774,504
D	0	0,000	0,000
E	-1,1	-572,550	-532,472

 Sens Y :

Tableau V.9. Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = 0,8$.

ZONE	C_p	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A'	-1,8	-936,900	-899,424
B'	-1,6	-832,800	-799,488
C	-1,3	-676,650	-649,584
D	0	0,000	0,000
E	-1,1	-572,550	-549,648

► Pour $C_{pi} = 0,5$:

Sens X :

Tableau V.10. Valeurs de q_j dans le sens longitudinal Pour : $C_{pi} = 0,5$.

ZONE	C_p	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A'	-0,5	-260,250	-242,033
B'	0,3	156,150	145,220
D	1,3	676,650	629,285
E	0,2	104,100	96,813

Sens Y :

Tableau V.11. Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = 0,5$.

ZONE	C_p	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A'	-1,0	-520,500	-499,680
B'	-0,8	-416,400	-399,744
C	-0,5	-260,250	-249,840
D	0,8	416,400	399,744
E	-0,3	-156,150	149,904

➤ Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de **catégorie I**, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

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

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

S_{frj} : Aire de l'élément de surface j.

C_{frj} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après l'article 1.4.2 de RNV99) :

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport ($d/b \geq 3$), et le rapport ($d/h \geq 3$), soient vérifiés ; où 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 à la direction du vent.

Sens x : $b = 12,65$ m ; $d = 23,60$ m ; $h = 30,60$ m.

$(d/b) = (23,60 / 12,65) = 1,866 < 3 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

$(d/h) = (23,60 / 30,60) = 0,771 < 3 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

Sens y : $b = 23,60$ m ; $d = 12,65$; $h = 30,60$ m.

$(d/b) = (12,65 / 23,60) = 0,536 < 3 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

$(d/h) = (12,65 / 30,60) = 0,413 < 3 \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

➤ **Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces, horizontale et verticale (voir la figure ci après):

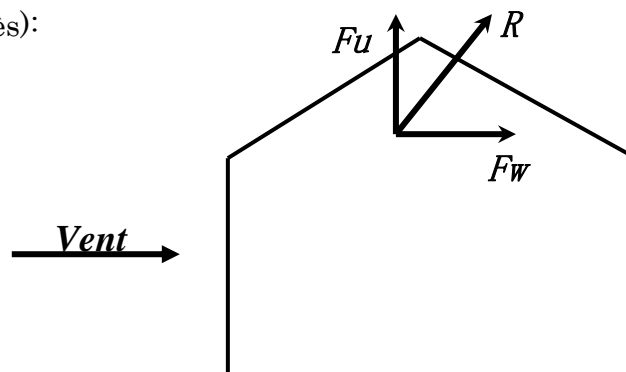


Figure V.11. Force résultante R .

F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fj}$$

\sum : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

q_j : (daN/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : (m^2) est l'aire de l'élément de surface j .

F_{fj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Résultats des efforts appliqués au bâtiment de chaque niveau.

Z_J (m)	ZONE	$S(X)$ (m ²)	$S(Y)$ (m ²)	q_{dyn} (N/m ²)	$q_J(X)$	$q_J(Y)$	$R(X)$ (N)	$R(Y)$ (N)
3,06	-1,1	72,216	38,709	168,750	-172,631	-180,056	-12466,738	-6969,797
6,12				274,125	-280,430	-292,491	-20251,524	-11322,049
9,18				335,250	-342,961	-404,126	-24767,254	-15643,323
12,24				378,750	-387,461	-404,126	-27980,902	-15643,323
15,30				412,500	-421,988	-440,138	-30474,249	-17037,282
18,36				439,875	-449,992	-469,347	-32496,631	-18167,939
21,42				463,125	-473,777	-494,154	-34214,271	-19128,222
24,48				483	-494,109	-515,361	-35682,576	-19949,109
27,54				501	-512,523	-534,567	-37012,361	-20692,554
30,60				517,125	-529,019	-551,772	-38203,627	-21358,557
31,20	-2,4	14,16	7,59	520,500	-	-	-16450,465	-9196,985
	-1,9			520,500	1161,756	1211,724	-13023,285	-7280,947
	-1,5			520,500	-919,724	-959,282	-10281,541	-5748,116
	-1,0			520,500	-726,098	-757,328	-6854,360	-3832,077
	-0,6			520,500	-484,065	-504,885	-4112,616	-2299,246
<i>Sommes</i>							-	-
							344272,399	194269,525

Tableau V.13. Résultats des efforts de vent appliqués à la base du bâtiment.

R_x	R_y
-344,272 KN	-194,269 KN

➤ Excentricité de la force globale horizontale :

Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être prise égale à :

$e = \pm \frac{b}{10} \text{ m}$ Avec b est la dimension à la base du maître couple. (Ch.2 Paragraphe 2.2.2)

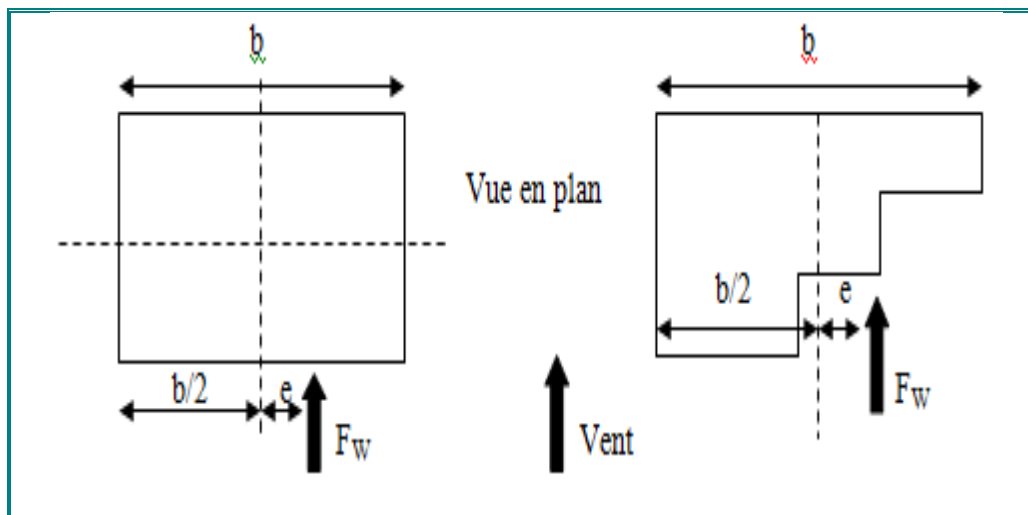


Figure V.12. Excentricité de la force globale horizontale.

► Excentricité de la force globale :

Sens X :

$$L_x = b = 23,60 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = \pm 2,360 \text{ m}$$

Sens Y :

$$L_x = b = 12,65 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = \pm 1,265 \text{ m}$$

V.2.2. Commentaire :

Le RNV 99 prise en compte bien le vent telles que :

- ✓ Diffusion de vent.
- ✓ Les zones plus excitées par le vent.
- ✓ La force du frottement.
- ✓ Les directions.

V.3. Vérification de la stabilité :

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

V.4. Conclusion :

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

VI.1. Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le ferraillage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « BAEL91et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferraillés en flexion composée selon la combinaison la plus défavorable et dans les situations suivantes :

▶ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

▶ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- Acier : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

-Combinaison spécifique de calcul :

Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 »

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (\text{ELU}) \\ G + Q \dots\dots\dots (\text{ELS}) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles « RPA 99 / version 2003 »

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2 \times E \dots\dots\dots (ACC) \\ 0,8G \pm E \dots\dots\dots (ACC) \end{cases}$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du **CBA** et aussi aux prescriptions du **RPA** données ci-après :

a) Les armatures longitudinales :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone II).
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II).
- ✓ La jonction par recouvrement doit être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)
- ✓ $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Armatures longitudinales et minimale dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	
			Zone courante	Zone recouvrent
RDC	(50x50)	20,00	100	150
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	(45x45)	16,20	20,25	121,5
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}	(35x35)	9,80	49	73,5
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème}	(30x30)	7,20	36	54

b) Les armatures transversales :

Selon l'RPA99/version 2003(Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h l f_e} \dots\dots(1)$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} \rho_a=2,5\dots\dots\dots\text{si } \lambda_g \geq 5 & (\lambda_g : \text{Espacement géométrique}) \\ \rho_a=3,75\dots\dots\dots\text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la Formule (1) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

-dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone IIa

-dans la zone courante : $t \leq 15 \Phi_1$ en zone Iia

où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

VI.2.1. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99/2003 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

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

$$v = \frac{Nd}{Bc \times Fc28} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

Bc : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

Fc28 : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau VI .2. Vérification des nouveaux poteaux sous les sollicitations normales.

Niveau	poteaux	Nd(t)	Bc(cm ²)	fc 28	v≤0,3	Observation
RDC	(50x50)	217,35	50	25	0,174	CV
1	(45x45)	168,16	45	25	0,149	CV
2	(45x45)	134,72	45	25	0,120	CV
3	(45x45)	110,56	45	25	0,098	CV
4	(35x35)	92,98	35	25	0,110	CV
5	(35x35)	77,44	35	25	0,100	CV
6	(35x35)	62,00	35	25	0,07	CV
7	(30x30)	46,79	30	25	0,06	CV
8	(30x30)	32,60	30	25	0,04	CV
9	(30x30)	19,67	30	25	0,03	CV

VI.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$t_u \leq t_{bu}$$

$$t_u = \frac{T}{bxd} \quad ; \quad t_{bu} = \rho_d \alpha f_{c28}$$

Avec :

t_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{Lf}{a} \text{ Ou } \frac{Lf}{b} \right)$$

λ_g : Espacement géométrique

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(306) = 2,142 \text{ m}$$

Tableau VI.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Poteaux	T(t)	t_u (Mpa)	λ_g	ρd	t_{bu}	Observation
RDC	7,54	0,414	4,28	0,04	1	CV
1	4,23	0,232	4,76	0,04	1	CV
2	4,82	0,264	4,76	0,04	1	CV
3	5,50	0,301	4,76	0,04	1	CV
4	4,66	0,423	6,12	0,075	1,875	CV
5	4,50	0,408	6,12	0,075	1,875	CV
6	4,26	0,386	6,12	0,075	1,875	CV
7	3,26	0,402	7,14	0,075	1,875	CV
8	2,78	0,343	7,14	0,075	1,875	CV
9	3,15	0,388	7,14	0,075	1,875	CV

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales :

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC (50x50):

$$\left\{ \begin{array}{l} b = h = 50\text{cm} \quad ; \quad d = 0,9h = 45\text{cm} = 0,45\text{m} \\ c' = 0,1h = 0,05\text{m} \quad ; \quad \sigma_{sc} = 348\text{MPa} \\ \text{Nuance Fe400} \quad ; \quad \text{Fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 46,50 \text{ t} \\ M_{\max} = 4,95 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Calcul de l'excentricité « e »:

$$e = \frac{M_{u(max)}}{N_{u(min)}} = \frac{4,95}{46,50} = 0.106 \text{ m} = 10,60 \text{ cm}$$

$$M_a = M_u + N_u (d - h/2) = 4,95 + 46,50(0,45 - 0,5/2) = 14,25 \text{ t.m}$$

$$N_u (d-c') - M_{ua} < (0.337 - 0.81c'/h) b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

$$46,50(0,45 - 0,05) - 14,25 < (0.337 - 0.81 \cdot 0,05/0,5) 0,5 \cdot 0,5^2 \cdot 14,17 \cdot 100$$

$$4,35 \text{ t.m} < 45,34 \text{ t.m}$$

→ Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_a = \frac{M_a}{h \times (d)^2 \times f_{bu}} = \frac{14,25 \times 10^7}{500 \times (450)^2 \times 14,17} = 0,099 < 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1305$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,948$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,25 \times 10^7}{0,948 \times 450 \times 348} = 9,26 \text{ cm}^2$$

Determination de l'acier longitudinal:

$$A = A_u - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 926 - \frac{46,50 \times 10^4}{348} = -4,10 \text{ cm}^2 < 0$$

La section trouvée étant négative on fertile donc les poteaux à partir des sections minimales imposées par les règlements en vigueur; Donc en ferrailer avec **A_{min} de RPA99/version2003.**

ACC:

$$\begin{cases} N_{\min} = 83,02 \text{ t} \\ M_{\max} = 9,37 \text{ t.m} \end{cases}$$

Calcul de l'excentricité « e »:

$$e = \frac{M_{u(max)}}{N_{u(min)}} = \frac{9,37}{83,02} = 0.113 \text{ m} = 11,30 \text{ cm}$$

$$M_a = M_u + N_u (d - h/2) = 9,37 + 83,02(0,45 - 0,5/2) = 25,97 \text{ t.m}$$

$$N_u (d-c') - M_{ua} < (0.337 - 0.81c'/h) b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

$$83,02(0,45 - 0,05) - 25,97 < (0.337 - 0.81 \cdot 0,05/0,5) 0,5 \cdot 0,5^2 \cdot 18,48 \cdot 100$$

$$7,238 \text{ t.m} < 59,136 \text{ t.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_a = \frac{M_a}{h \times (d)^2 \times f_{bu}} = \frac{25,97 \times 10^7}{500 \times (450)^2 \times 18,48} = 0,138 < 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,186$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,925$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25,97 \times 10^7}{0,925 \times 450 \times 348} = 17,93 \text{ cm}^2$$

Détermination de l'acier longitudinal:

$$A = A_u - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1793 - 83,02 \times 10^4 / 400 = -2,82 \text{ cm}^2 < 0$$

La section trouvée étant négative on ferraille donc les poteaux à partir des sections minimales imposées par les règlements en vigueur; Donc en ferrailer avec **A_{min} de RPA99/version2003**.

VI.2.4. Calcul des armatures transversales :

-On prend comme exemple le poteau de RDC (50×50):

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h l f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b} \right) = (0,7 \times 306) / 50 = 4,284 < 5 \quad \Leftrightarrow \quad \rho_a = 3,75$$

$$A_t = 3,75 \times 7,54 \times 10^4 / (50 \times 400) = 0,14 \text{ cm}^2$$

Espacement :

-dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_1, 15\text{cm}) = \text{min}(12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

-dans la zone courante: $t' \leq 15 \Phi_1 = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset$

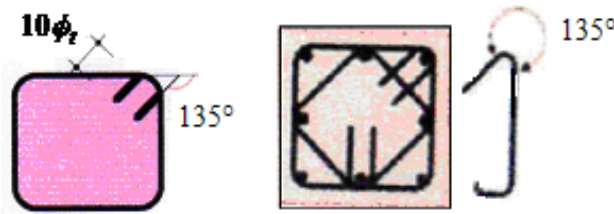


Figure VI.1. Dispositions des cadres dans les poteaux.

Recouvrement :

La longueur minimale donnée par le RPA99/version2003 est de : 40Φ en zone II.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \quad L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \quad , \quad \text{Alors On adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \quad L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \quad , \quad \text{Alors On adopte : } L_r = 60 \text{ cm}$

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \quad L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \quad , \quad \text{Alors On adopte : } L_r = 70 \text{ cm}$

$\Phi = 2,0 \text{ cm} \quad L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \quad , \quad \text{Alors On adopte : } L_r = 80 \text{ cm}$

La longueur de la zone nodale :

RDC+Etage : la hauteur des poteaux est de : 3.06m

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{306}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}$$

Tableau VI.4. La section des armatures transversale.

Niveau	$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right)$				Espace de ferrailage transversal	
	h/35	b/10	Φ_1	Choix	t(cm)	t'(cm)
RDC	1,428	5	1,2	$\Phi 8$	10	15
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	1,285	4,5	1,2	$\Phi 8$	10	15
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}	1	3,5	1,2	$\Phi 8$	10	15
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème}	0,857	3	1,2	$\Phi 8$	10	15

Conformément au CBA93 (Article A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20_l}{3} = 6,67mm. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel « Expert2010 » et on compare avec le minimum du RPA(A_{min}).

Tableau VI .5. Ferrailage totale des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{Cal} (cm ²)	A _{min} (RPA)	Ferrailage longitudinale		Ferrailage transversale		
				Choix	A _{adop}	t(cm)	t'(cm)	At
RDC	(50x50)	0,14	20,00	4HA20+4HA16	20,61	10	15	Φ8
1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème}	(45x45)	3,32	16,20	4HA16+8HA12	17,09	10	15	Φ8
4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème}	(35x35)	1,78	9,80	4HA14+4HA12	10,68	10	15	Φ8
7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème}	(30x30)	2,87	7,20	8HA12	9,05	10	15	Φ8

VI.2.5. Vérifications à faire :

VI.2.5.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

V_{max} =7,54 KN.....(ROBOT2010)

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = (7,54 \times 10^4 / 500 \times 450) = 0,33 \text{ Mpa} < \rho \times f_{c28} = 0,075(25) = 1,87 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée.

VI.2.5.2. Vérification du risqué de flambement :

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 50$

$$D'où \lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_{xy}}$$

Avec :

$L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

$L_0 = 3,06 \text{ m}$ (RDC et étage courant).

RDC + étage courant : $\longrightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

Tableau VI .6. Vérification de flambement.

Poteaux	B(cm ²)	L ₀ (cm ²)	L _f (cm)	i _{min}	λ	Condition λ<50
RDC	50	306	214,2	14,43	14,84	Cv
1	45	306	214,2	12,99	16,49	Cv
2	45	306	214,2	12,99	16,49	Cv
3	45	306	214,2	12,99	16,49	Cv
4	35	306	214,2	10,10	21,21	Cv
5	35	306	214,2	10,10	21,21	Cv
6	35	306	214,2	10,10	21,21	Cv
7	30	306	214,2	8,66	24,73	Cv
8	30	306	214,2	8,66	24,73	Cv
9	30	306	214,2	8,66	24,73	Cv

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

VI.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux pour les étages courants :

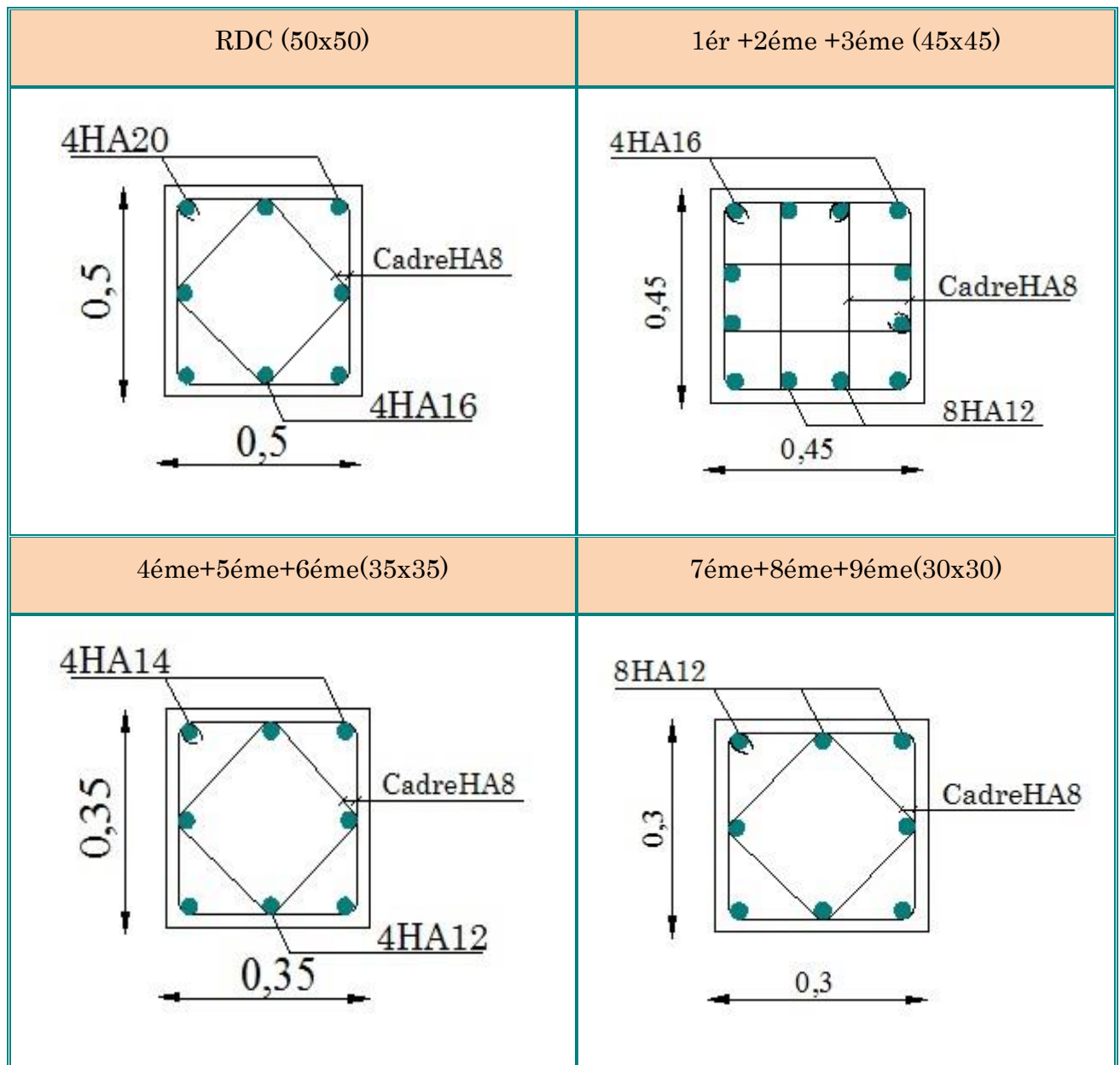


Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

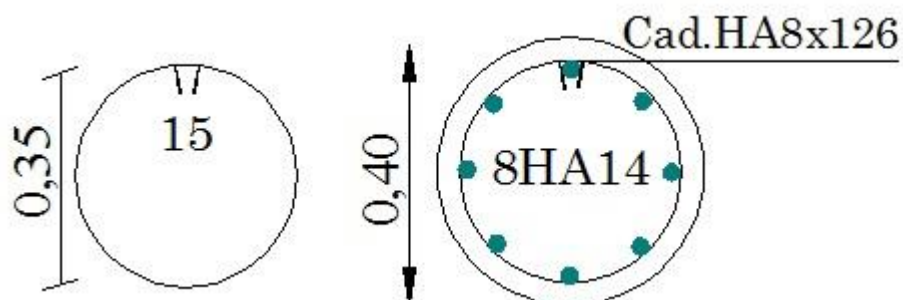


Figure VI.3. Coupe de ferrailage des poteaux cercle.

VI.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des Armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures Transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les Prescriptions données par le logiciel ROBOT2010, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

-Combinaisons fondamentales « BAEL 91 révisée 99 »

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{cases}$$

-Combinaisons accidentelles «RPA 99 / version 2003 »

$$\begin{cases} G + Q \pm E \dots\dots\dots (ACC) \\ 0.8 G \pm E \dots\dots\dots (ACC) \end{cases}$$

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les Contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$].
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du nœud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales : (RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t = 0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire $S_t \leq \min (h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3.1. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel ROBOT2010, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (45×30) la plus sollicitée (PP.RDC) avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = 7,39 (G + Q \pm E) \\ M_t = 2,72 (1,35G + 1,5Q) \\ T_u = 6,52t \end{cases}$$

VI.3.1.1 Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,4m ; b = 0,3m ; d = 0,9 \times h = 0,36m$$

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$\begin{cases} M_a = 7,39 (G + Q \pm E) \\ M_t = 2,72 (1,35G + 1,5Q) \end{cases}$$

Armature en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2,72 \times 10^7}{(300 \times 360^2 \times 14,17)} = 0,049$$

$$\mu_u = 0,049 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,063$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 351,36$$

$$\mu = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,39 \times 10^7}{(351,36 \times 348)} = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,23 \text{ cm}^2$$

Armature en appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7,39 \times 10^7}{(300 \times 360^2 \times 18,48)} = 0,103$$

$$\mu_u = 0,103 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,136$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 340,56$$

$$\mu = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,39 \times 10^7}{(340,56 \times 348)} = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,42 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications des armatures longitudinales selon le CBA/93 :**

Section minimale :

$$A_{st, \min} \geq 0,001(b \times h) = 0,001(30 \times 36) = 1,08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st,\min} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérfications selon le RPA/V2003 :**

Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,5\%(bh) = 0,5/100(30.40) = 6 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pourcentage maximal :

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\%B = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale : } A_{\max} = 6\%B = 72 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions sur les armatures longitudinales sont respectées.

➤ **Vérification à l'ELS :**

→ **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\begin{cases} M_s = 1,97 \text{ t.m} \\ M_u = 2,72 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,72}{1,97} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,063 \leq 0,44 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

→ **En appuis :**

$$\begin{cases} M_s = 5,51 \text{ t.m} \\ M_u = 7,55 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,55}{5,51} = 1,37$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$\alpha = 0,136 \leq 0,435 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\overline{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$, L'armature calculée à L'ELU convient pour L'ELS

VI.3.1.2. Armatures transversales :

Vérification selon le CBA/93

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \\ d = 36\text{ cm} \end{array} \right.$$

Effort tranchant ultime (T_u) = 6,52t

Contrainte de cisaillement ultime : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$

$$\tau_u = \frac{65200}{300 \times 360} = 0,60 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement admissible dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,60 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} , \frac{b}{10} , \phi_l \right) \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99, page 196})$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \leq \min \left(\frac{400}{35} , \frac{300}{10} , 1,4 \right) = 1,4\text{cm}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8mm de diamètre, soit une section totale de : $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des cadres :

CBA/93 :

$$S_t \leq \min (15\phi_l , 40\text{cm} , a+10\text{cm}) = 24\text{cm}$$

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = 32,40 \text{ cm}$$

On adoptant un espacement fixe de 10 cm , la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$A_t \cdot f_e / b \times S_t = 2,23 \geq \max [\tau_u / 2 , 0,4\text{MPa}] = 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

RPA/2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 , 12\phi) = \min (40/4 , 12 \times 1,6) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$\text{En zone nodale : } \begin{cases} \text{Poutres principales} & S_t = 10\text{cm} \\ \text{Poutres secondaires} & S_t = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } \begin{cases} \text{Poutres principales} & S_t = 15\text{cm} \\ \text{Poutres secondaires} & S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003(15 \cdot 30) = 1,35\text{cm}^2$$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus Du nu de l'appui de l'encastrement.

Remarquons bien que la section adoptee vérifie cette condition:

$$A_t(\text{adoptée}) = 2,01\text{cm}^2 > 1,35\text{cm}^2$$

La longueur de la zone nodale :

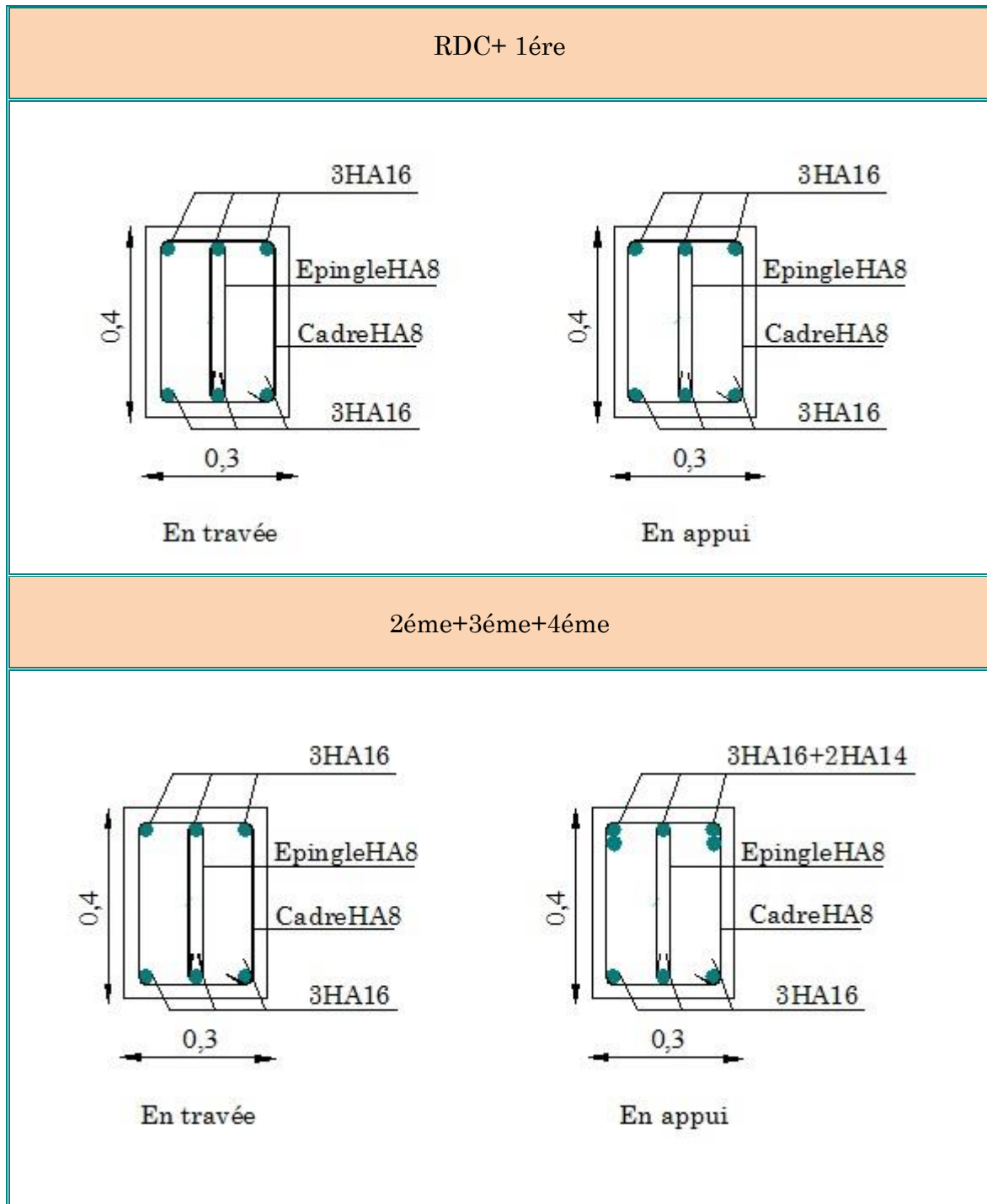
$$l' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \quad l' = 80 \text{ cm}$$

Les longueurs de recouvrement
 $L_r > 40 \times \phi$ en zone IIa $L_r > 40$
 $\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$
 $\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$
 $\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

Tableau VI.7. Ferrailage des poutres principales (30X40)

Niv	Localisation	M_u (t.m)	T_u (t)	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Nbre de Barres
RDC + 1ère	Travée	2,72	6,52	2,23	6	6,03	3HA16
	Appui	7,39		5,42		6,03	3HA16
2ème+3ème +4ème	Travée	3,04	6,41	2,49	6	6,03	3HA16
	Appui	10,77		8,138		9,11	3HA16+2HA14
5ème+6ème +7ème	Travée	3,41	6,45	2,81	6	6,03	3HA16
	Appui	11,63		8,86		9,11	3HA16+2HA14
8ème+9ème	Travée	3,92	3,92	3,24	6	6,03	3HA16
	Appui	11,53		8,77		9,11	3HA16+2HA14

VI.3.2. Schéma de ferrailage des poutres :



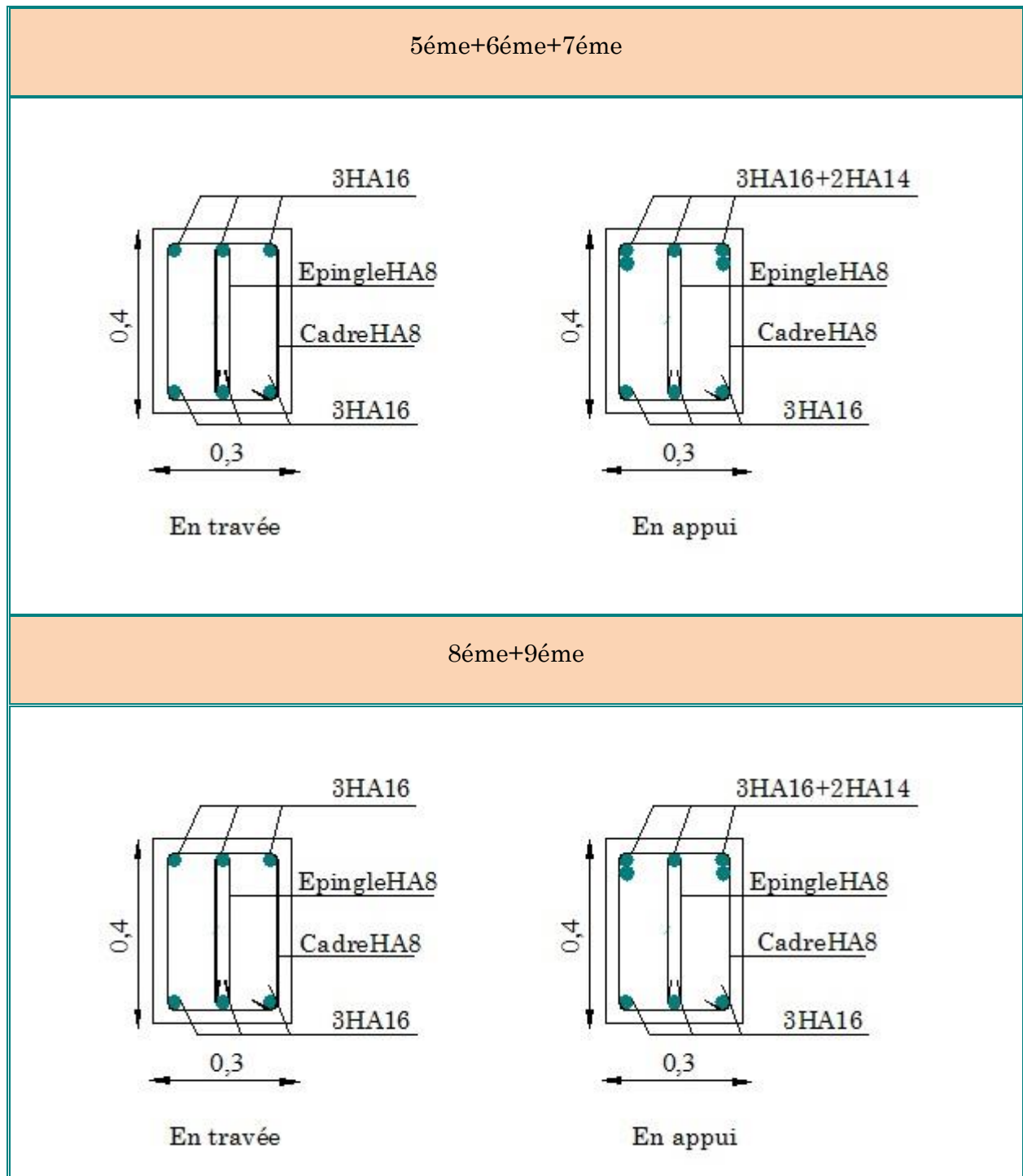


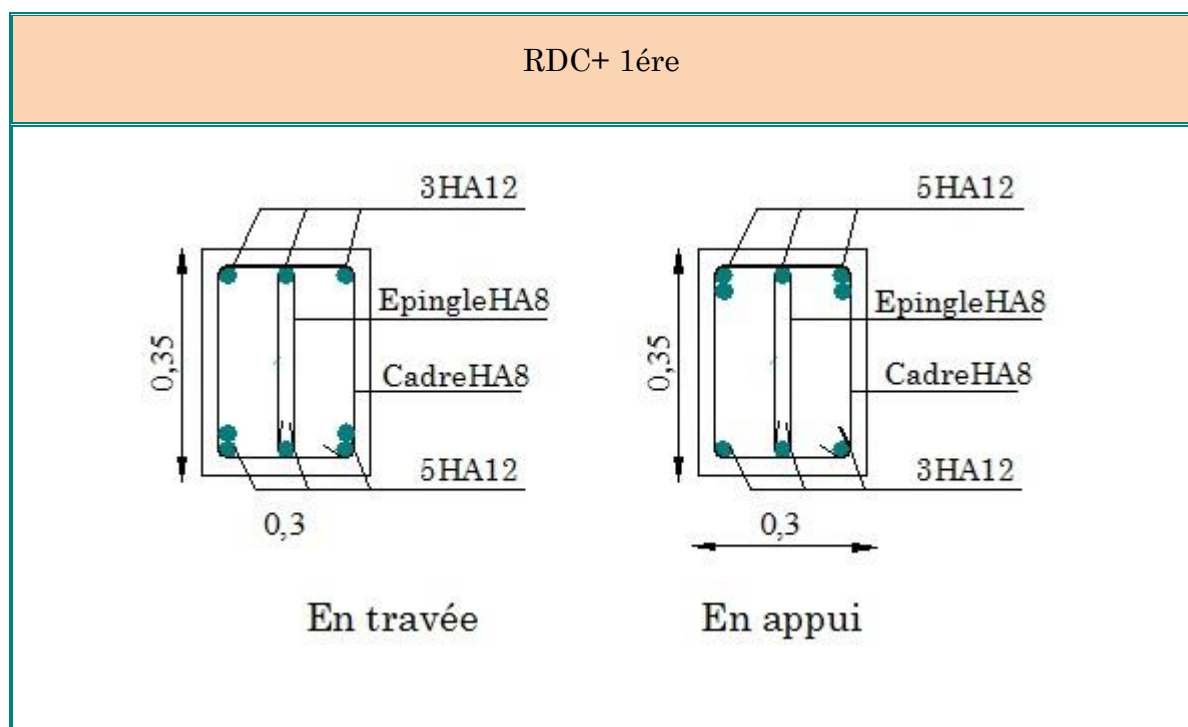
Figure. VI.4. Schéma de ferrailage des poutres principales.

VI.3.3. Ferraillage totale des poutres secondaires :

Section (30x35) les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferraillage des poutres secondaires.

Tableau VI.8. Ferraillage des poutres principales (30X35)

Niv	Localisation	Mu (t.m)	Tu (t)	Acalcul (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Nbre De Barres
RDC + 1ère	Travée	1,83	4,62	1,70	5,25	5,65	5HA12
	Appui	5,88		4,94		5,65	5HA12
2ème+3ème +4ème	Travée	1,94	5,18	1,81	5,25	5,65	5HA12
	Appui	7,89		6,78		7,70	5HA14
5ème+6ème +7ème	Travée	2,07	5,73	1,93	5,25	6,65	5HA12
	Appui	8,37		7,24		7,70	5HA14
8ème+9ème	Travée	2,07	5,89	1,93	5,25	5,65	5HA12
	Appui	8,19		7,07		7,70	5HA14



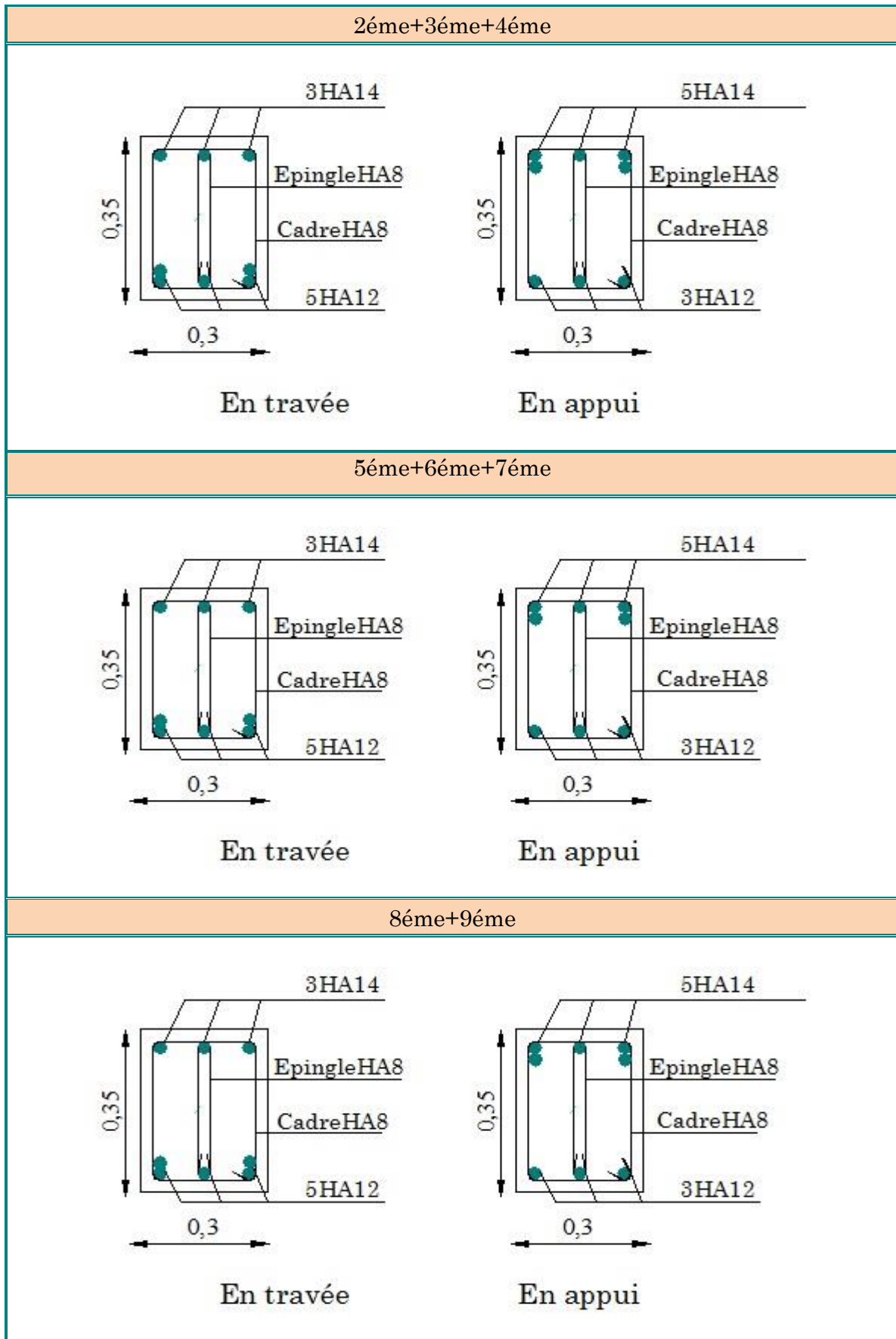


Figure. VI.5. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots (ACC) \\ G + Q \dots\dots\dots (ACC) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \dots\dots\dots (ACC) \\ 0.8 G \pm E \dots\dots\dots (ACC) \end{array} \right.$$

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **R.P.A.99V2003** :

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile **0,15%**.
- En zone courante **0,10%**.

L'espacement des barres horizontales et verticales :

- $St \leq \text{Min} (15 a ; 30 \text{ cm})$

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- **40 Ø** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

VI.3.1. Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Pré dimensionnement des voiles.

Niveau	Epaisseur (cm)
Les étages	20

VI.3.2. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}V$$

Avec :

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

S : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

VI.3.3. Etapes de calcul :

Détermination des sollicitations **N** et **M** par rapport à centre de gravité du béton seul, on envisage 2 cas : ($N_{min}; M_{coresspond}$) et ($M_{max}; N_{coresspond}$), La détermination de la nature de la section peut être soit:

- Entièrement comprimée (EC).
- Partiellement comprimée (PC).
- Entièrement tendue (ET).

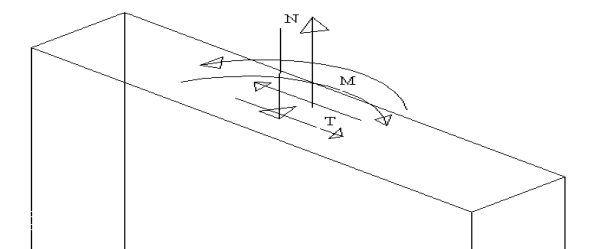


Figure. VI.6. Voile soumis à la flexion composée.

Section partiellement comprimée (PC) :

La section 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'intérieure de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N_u \times (d - c') - M_{ua} \leq (0,337 - 0,81 \times c'/h) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

h : étant la longueur du voile.

M_{ua} : le moment par rapport aux aciers tendus.

$$\begin{cases} M_a = M_u + N_u (d - h/2) \\ A = A_u - \frac{N}{\sigma_{st}} \\ A_u = M / (Z \cdot \sigma_s) \end{cases}$$

Section entièrement comprimée (EC) :

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 :

$$N_u \times (d - c') - M_{ua} \leq (0,337 - 0,81 \times c'/h) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Pour le calcul des armatures comprimées il existe deux situations :

On vérifie si : $N_u \times (d - c') - M_{ua} \leq (0,337 - 0,81 \times c'/h) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

Si oui alors : $A_u' = [M_{ua} - (d - 0,5 \times h) \times b \times h \times f_{bu}] / [(d - c') \times \sigma_2]$ et $A_u = 0$

Si non : $(0,337 \times h - 0,81 \times c') \times b \times h \times f_{bu} \leq N_u \times (d - c') - M_{ua}$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \times b \times h \times f_{bu} \leq (0,5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bu}$$

Alors $A_u' = (N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}) / \sigma_{sc}$ et $A_u = 0$

Avec : $\psi = [(0,357) + (N_u \times (d - c') - M_{ua}) / b \times h^2 \times f_{bu}] / [0,857 - (c'/h)]$

$$\sigma_{sc} = f_e / \gamma_s$$

Section entièrement tendue (ET) :

On peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : l'effort normal est un effort de traction (N < 0)

C : le centre de pression se trouve entre les deux nappes armatures :

$$A1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot (d - c1) \cdot \sigma10} \quad \text{Et} \quad A2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma10} - A1$$

VI.3.4. Calcul des armatures du voile :

VI.3.4.1. Les armatures horizontales :

D'après le RPA99/V2003 On a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1m de largeur.

- Globalement dans la section du voile **0,15%**.

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En zone courante **0,10%**.

$$A_{\min} = 0,10\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend : $A_{sv} = 6\emptyset 10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.3.4.2. Les armatures transversales : (disposées perpendiculairement aux armatures verticales)

D'après le RPA/2003, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.3.4.3. Armatures verticales :

Le calcul se fait pour chaque deux niveaux et on adopte le ferrailage de l'élément le plus sollicité

A_u : la section d'armatures calculée en flexion composée.

RPA/2003 : $A_{\min} = 0,2\% b \cdot h$

Avec : b = longueur du béton tendu.

BAEL91 : $A_{\min} = 0,23 b \cdot d (f_{t28}/f_e)$

VI.3.4.4. L'espacement des armatures verticales et horizontales :

Selon le **RPA 99/version 2003** on a :

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 15a \\ St \leq 30 \text{ cm} \\ St = S/2 \dots\dots \text{ Pour la zone nodale.} \end{array} \right.$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

On choisit :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 10\text{cm} \dots \text{en zone nodale.} \\ St = 20\text{cm} \dots \text{en zone courant.} \end{array} \right.$$

VI.3.4.5. Longueur de recouvrement :

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

$40\varnothing = 48\text{cm}$ pour les barres situées dans la zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.

$20\varnothing = 24\text{cm}$ pour les barres situées dans la zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

VI.3.5. Ferraillage des voiles :

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations max pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

Sens transversale :

Tableau VI.10. Sollicitations des voiles (sens Y-Y)

Voile le plus sollicité		RDC	1+2	3+4	5+6+7	8+9
$G + Q \pm E$	$M_{max}(t.m)$	233,87	210,01	120,84	69,52	20,17
	$N_{cor}(t)$	-57,37	-52,56	-48,90	-33,54	-13,47
$T_{Z_{max}}(t)$		28,84	35,01	34,84	27,78	13,68

Le calcul du ferraillage se résumant dans les tableaux suivants :

Tableau VI.11. Calcul d'armatures des voiles transversales.

Voiles transversales					
Voiles	RDC	1+2	3+4	5+6+7	8+9
$M_u \max(t.m)$	233,87	210,01	120,84	69,52	20,17
$N_u \min(t)$	-57,37	-52,56	-48,90	-33,54	-13,47
$e_o(m)$	4,076	3,3395	2,47	2,072	0,532

h(m)	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
d (m)	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
C' (m)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$N_u \times (d-c') - M_{ua}$	-130,604	-115,39	-32,82	-9,146	-10,39
$(0,337-0,81 \times c'/h) \times b \times h^2 \times f_{bu}$	19,16	19,16	19,16	19,16	19,16
Nature de section	Section partiellement comprimée (SPC)				
M_u max (t.m)	233,87	210,01	120,84	69,52	20,17
N_u (t)	-57,37	-52,56	-48,90	-33,54	-13,47
M_{ua} (t.m)	337,136	304,61	208,86	129,89	44,41
μ_{bu}	0,055	0,052	0,034	0,021	0,0105
α_u	0,07	0,066	0,043	0,026	0,012
Z_u (cm)	3,9366	3,9406	3,9771	4,0054	4,0297
A_u (cm ²)	24,60	22,21	15,03	9,31	3,16
A_{min}^{RPA} (cm ²)	18	18	18	18	18
A_{min}^{BAEL} (cm ²)	9,78	9,78	9,78	9,78	9,78
A_u adopté (cm ²)	12HA12 + 18HA10	12HA12 + 14HA10	8HA12 + 14HA10	8HA12 + 14HA10	8HA12 + 14HA10
A_u adopté (cm ²)	27,69	24,57	20,03	20,03	20,03

Sens longitudinale :

Tableau VI.12. Sollicitations des voiles (sens X-X)

Voile le plus sollicité		RDC	1+2	3+4	5+6+7	8+9
E.L.U	$M_{max}(t.m)$	83,70	78,86	47,26	34,35	19,20
	$N_{cor}(t)$	-32,22	-30,71	-32,82	-20,97	-4,82
$T_{Z_{max}}(t)$		23,24	23,24	14,10	8,91	7,55

Tableau VI.13. Calcul d'armatures des voiles longitudinales.

Voiles transversales					
Voiles	RDC	1+2	3+4	5+6+7	8+9
$M_u \max(t.m)$	83,70	78,86	47,26	34,35	19,20
$N_u \min(t)$	-32,22	-30,71	-32,82	-20,97	-4,82
$e_o(m)$	2,597	2,567	1,439	1,638	3,983
$h(m)$	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
$d(m)$	2,475	2,475	2,475	2,475	2,475
$C'(m)$	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275
$N_u \times (d-c') - M_{ua}$	-48,258	-45,068	-1,877	-11,28	-13,898
$(0,337-0,81 \times c'/h) \times b \times h^2 \times f_{bu}$	7,16	7,16	7,16	7,16	7,16
Nature de section	Section partiellement comprimée (SPC)				
$M_u \max(t.m)$	83,70	78,86	47,26	34,35	19,20
$N_u(t)$	-32,22	-30,71	-32,82	-20,97	-4,82
$M_{ua}(t.m)$	119,142	112,63	70,327	57,417	24,502
μ_{bu}	0,0526	0,0497	0,0315	0,0253	0,011
α_u	0,0675	0,0637	0,040	0,032	0,014
$Z_u(cm)$	2,408	2,41	2,435	2,443	2,460
$A_u(cm^2)$	14,22	13,43	8,30	6,75	2,86
$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	11	11	11	11	11

$A_{min}^{BAEL} (cm^2)$	6,64	6,64	6,64	6,64	6,64
A_u adopté (cm^2)	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
	+ 10HA10	+ 8HA10	+ 8HA10	+ 8HA10	+ 8HA10
A_u adopté (cm^2)	16,89	15,33	15,33	15,33	15,33

VI.3.6. Vérification au cisaillement :

Selon le RPA99/V2003(art 7.7.2 ; P73), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu} = 0,2f_c28$$

τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = T/b_0d.$$

Avec :

$T = 1,4T$ calcul $\rightarrow T$ = effort tranchant du au séisme.

b_0 : l'épaisseur de voile.

d : hauteur utile égale 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

Tableau VI.14. Vérification au cisaillement.

Niveau	T(t)	b(m)	d(m)	τ_u	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{bu}$	Observation
RDC	32,54	0,20	2,475	0,657	5	C.V
1+2	32,54	0,20	2,475	0,657	5	C.V
3+4	19,74	0,20	2,475	0,398	5	C.V
5+6+7	12,46	0,20	2,475	0,352	5	C.V
8+9	10,57	0,20	2,475	0,213	5	C.V

VI.3.7. Schéma de ferraillage :

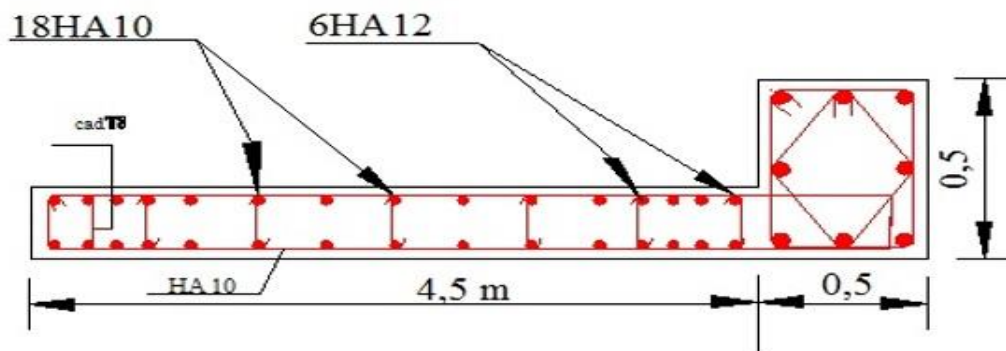


Figure. VI.7. Schéma de ferraillage des voiles sens transversal « RDC ».

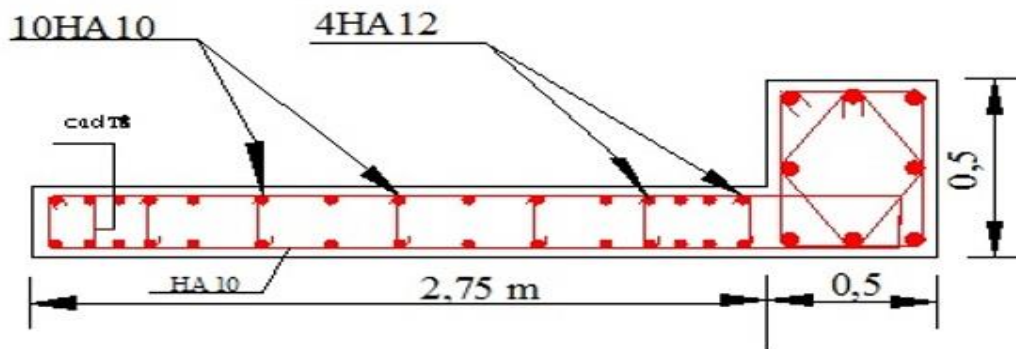


Figure. VI.8. Schéma de ferraillage des voiles sens longitudinal « RDC ».

VII.1. Introduction :

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif la transmittance des différentes charges venue de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes). Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VII.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VII.3. Contrainte admissible du sol :

La Contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec γ_d
- Poids spécifique des grains γ_s
- Cohésion non drainée C_u
- Angle de frottement effectif φ'
- Cohésion effective C'

Pour notre projet, $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8$ bars

-La profondeur de la fondation doit être supérieure à $\frac{H}{10}$

Avec : H : hauteur totale du bâtiment

$$H = 30,60 \text{ m} \Rightarrow \frac{H}{10} = 3,06 \text{ m}$$

Dans notre projet, les charges revenant à la fondation sont très importantes et la hauteur du bâtiment est importante, donc il y a risque de renversement alors il faudra utiliser un radier général.

VII.4. Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VII.4.1. Différents types de radiers :

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

- Radier plat d'épaisseur constante.
- Radier nervuré (le plus économique).
- Radier voûté.
- Radier champignon.

VII.4.2. Pré dimensionnement de radier général :

Le radier général est un plancher renversé qui supporte l'ensemble du bâtiment, il répartit les charges sur une surface importante. Il est constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme déterminée par les conditions suivantes :

VII.4.2.1. Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à : $h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm.}$

Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} \quad ; \quad L_{max} = 4,5m$$

$$56,25 \text{ cm} \leq hr \leq 90 \text{ cm}$$

Condition de la longueur élastique :

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ($E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$).

b_1 : Largeur de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 50 + 10 = 60 cm.

I : Inertie de la section du radier. ($I = b \times h \times r^3 / 12$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPa}$).

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4,50\right)^4 \frac{40}{10819}} = 62,95 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **hr = 120 cm ; b = 50 cm**.

VII.4.2.2. Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{450}{20} = 22,5$ cm

Avec : L_{max} = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} \quad ; \quad L_{max} = 4,5m \quad \rightarrow \quad 56,25 \text{ cm} \leq hr \leq 90 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de **h_d = 60 cm** pour la dalle du radier.

VII.4.2.3. Calcul de la surface de radier :

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sum Ri$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon l'**RPA 99/V2003 (Art 10.1.4)** suivant : **G+Q±E** et **0,8G±E** réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$N_{ser} = 33422,80 \text{ KN}$$

$$N_{ACC(MAX)} = 33653,90 \text{ KN}$$

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{33653,90}{180} = 186,97 \text{ m}^2$$

On a surface du radier $S_{radier} \leq$ Surface de la base du bâtiment (**311,89 m²**), on prévoit un débord constructif pour le radier du bâtiment.

VII.4.2.4. Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 50 \text{ cm}$

VII.4.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = (q_u \times L_{max})/2 = \frac{Nu \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$Nu = 1,35 \times N_{ser} + 1,35 \times \text{Poids radier}$$

$$Nu = 1,35 \times 33422,80 + 1,35 \times 2100,00 = 47955,78 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, $L = 4,50\text{m}$

$$V_u = (q_u \times L_{\max})/2 = \frac{47955,78 \times 1,2}{349,845} \times \frac{4,5}{2} = 0,370 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

→ Donc Pas de risque de cisaillement.

VII.4.2.6. Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

W : Poids propre total de la Tour à la base du radier = $G_B + G_{\text{rad}} = 33422,8 + 2100 = 35522,80 \text{ KN}$

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 ($h = 3,06 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 349,845 \text{ m}^2$).

$$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 3,06 \times 349,845 = 16057,885 \text{ KN} < W = 35522,80 \text{ KN}$$

→ Aucun risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.4.2.7. Vérification au non poinçonnement : Selon BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.24)

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$$[\mu_c = (a + h) \times 2 = [(0,6 + 1,2) \times 4] = 7,20 \text{ m}]$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($N_u = 1975,6 \text{ KN}$)

h : Epaisseur totale du radier (60cm)

$$\text{Donc } \frac{0,07 \times 7,20 \times 0,6 \times 25000}{1,5} = 5040,00 \text{ KN} > N_u = 1975,6 \text{ KN}$$

→ Donc pas de risque de poinçonnement.

VII.4.2.8. Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité du bâtiment contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le **moment de renversement** dû à l'action sismique $> 1,5$.

Calcul dû à l'effort normal :

$$G + Q = 225905,20 \text{ KN}$$

Les moments d'actions sismiques :

- sens longitudinal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{Rx} = 30993,20 \text{ KN.m}$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{st} = 225905,20 \times 14,05 / 2 = 1586984,03 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{stx} / M_{Rx} = 1586984,03 / 30993,2 = 51,2 > 1,5$$

- sens transversal :

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{Ry} = 33195,60 \text{ KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{sty} = 22595,20 \times 24,9 / 2 = 281310,24 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{sty} / M_{Rx} = 281310,24 / 33195,60 = 8,47 > 1,5$$

→ Donc pas de risque de renversement.

VII.4.2.9. Caractéristiques géométriques du radier :

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (24,90×14,05) m² avec un débordement de 0,5 m, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$\begin{cases} X_G = 12,45 \text{ m} \\ Y_G = 7,025 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_x = ((12,45 \times 2) \times (7,025 \times 2)^3) / 12 = 5755,023 \text{ m}^4 \\ I_y = ((7,025 \times 2) \times (12,45 \times 2)^3) / 12 = 18075,610 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VII.4.2.10. Calcul des contraintes sous fondation :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_R}{I} \times V$$

M_R : Moment fléchissant dû au séisme.

N_s : Effort dû à G + Q.

σ_m : Contrainte moyenne de la charge répartie par unité de surface.

On doit vérifier :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times V \leq 1,3 \times \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\sigma_m = 1,3 \times \bar{\sigma}_{sol} = 1,3 \times 18 = 23,40 \text{ t/m}^2$

Sens transversal :

On adopte une dalle de propreté sous le radier général d'épaisseur 10 cm.

$N_s = 47955,78 + \text{Poids propre de la dalle de propreté} = 47955,78 + 349,845 \times 0,1 \times 25$

$N_s = 48830,39 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_1 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} + \frac{M_{RX}}{I_y} \times Y_G = \frac{48830,39}{349,845} + \frac{30993,20}{18075,61} \times 7,025 = 15,16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} - \frac{M_{RX}}{I_y} \times Y_G = \frac{48830,39}{349,845} - \frac{30993,2}{18075,61} \times 7,025 = 12,75 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{my} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 15,16 + 12,75}{4} = 14,55 \text{ t/m}^2 > 1,3\sigma_{sol} = 23,40 \text{ t/m}^2$$

Sens longitudinal :

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{48830,39}{349,845} + \frac{33195,60}{5755,023} \times 12,45 = 21,14 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{48830,39}{349,845} - \frac{33195,60}{5755,023} \times 12,45 = 6,77 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{mx} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 21,14 + 6,77}{4} = 17,54 \text{ t/m}^2 > 1,3\sigma_{sol} = 23,40 \text{ t/m}^2$$

La contrainte prise en considération dans les calculs de ferrailage est :

Sens transversal :

$$q = \sigma_{my} - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 14,55 - \frac{2100,00}{349,845} = 8,55 \text{ t/m}^2$$

Sens longitudinal :

$$q = \sigma_{mx} - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 17,54 - \frac{2100,00}{349,845} = 11,54 \text{ t/m}^2$$

VII.4.3. Ferrailage du radier :

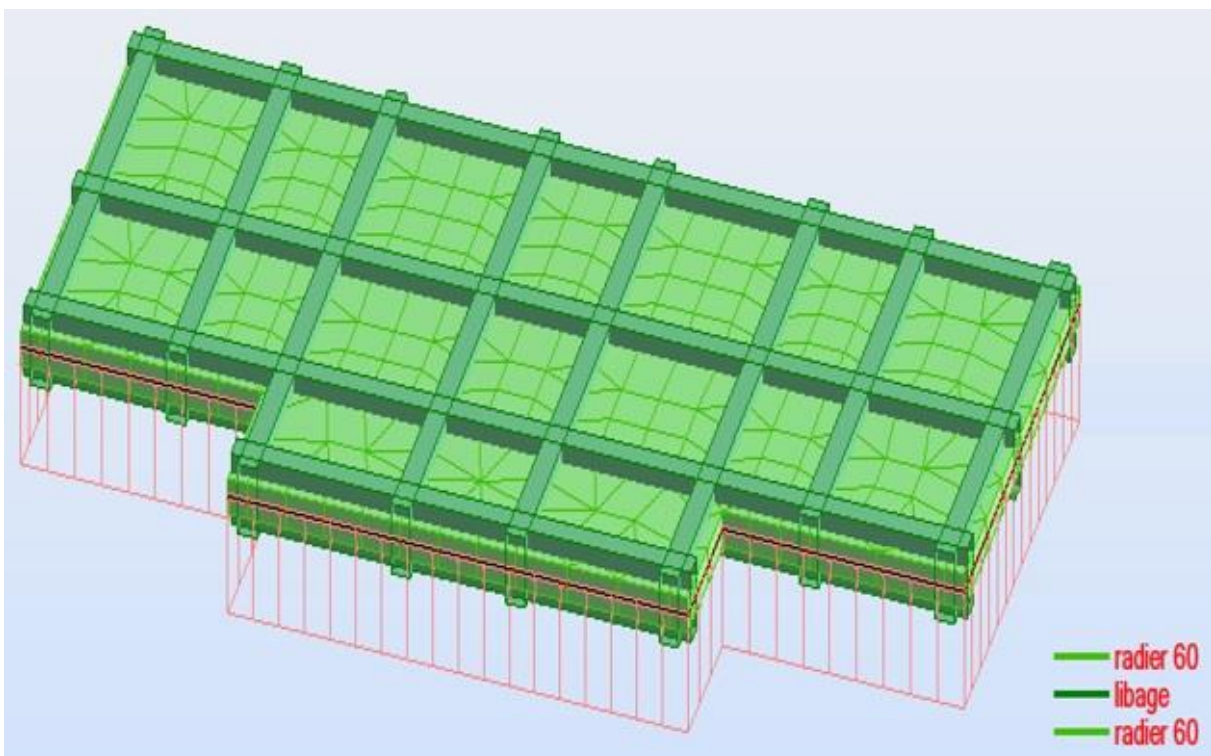


Figure VII.1. Schéma de radier général nervuré.

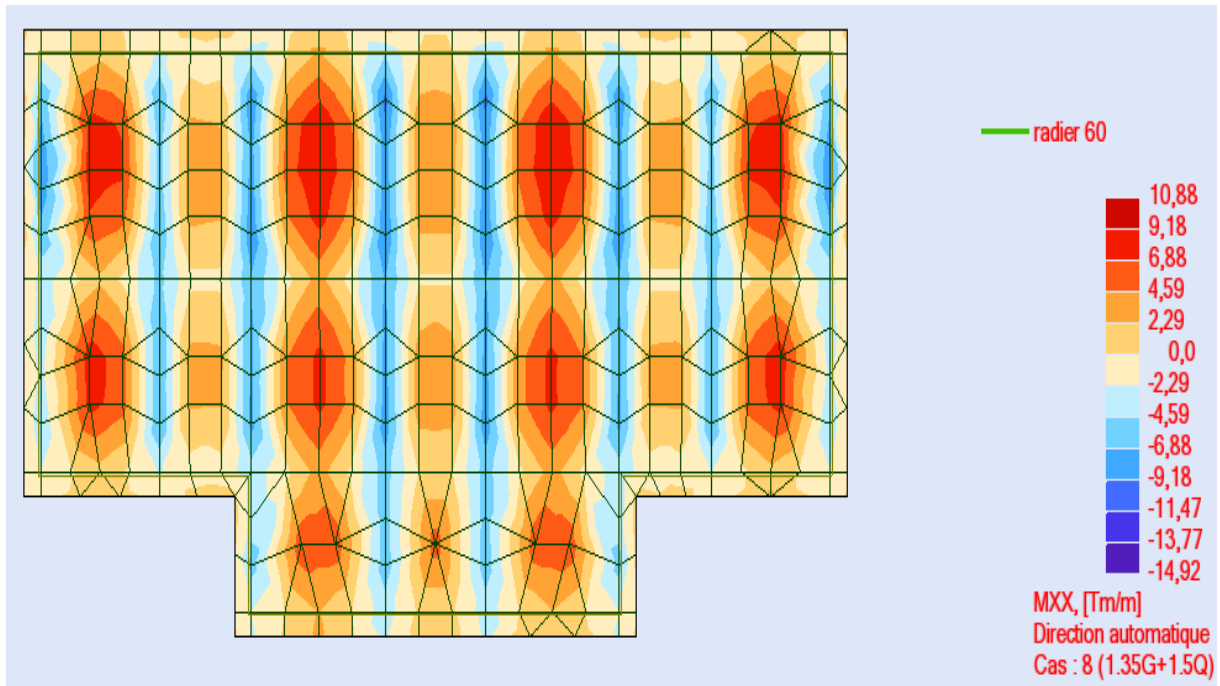


Figure VII.2. Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{xx} «ELU».

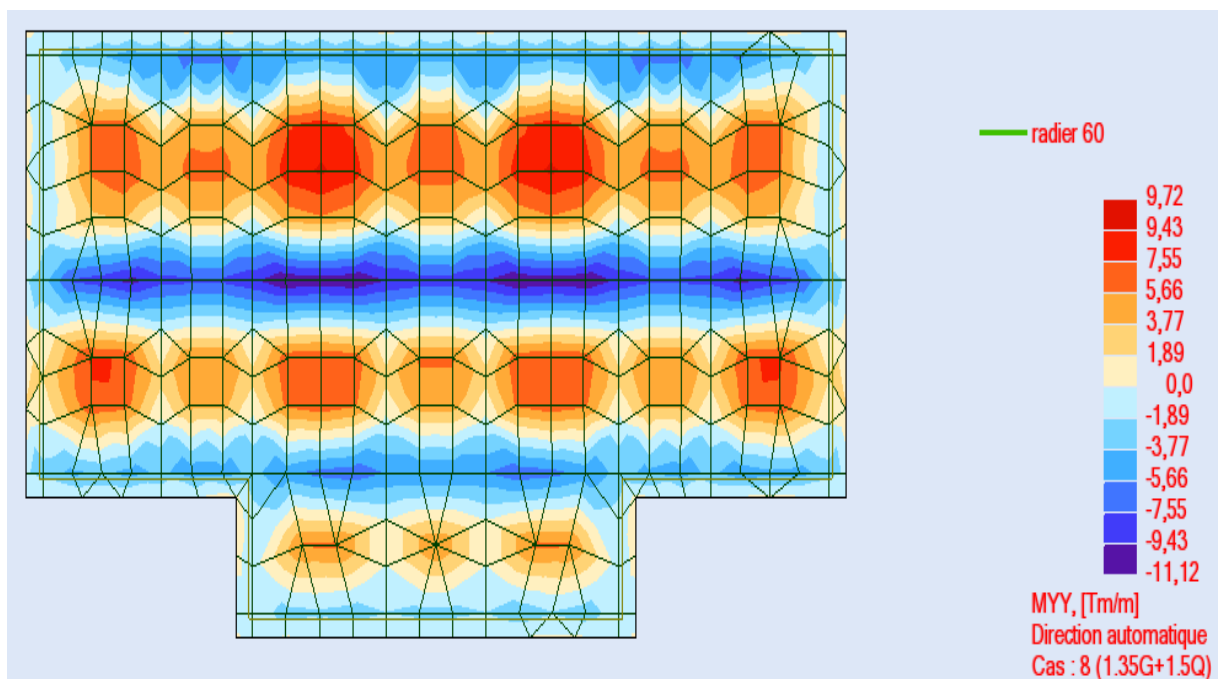


Figure VII.3. Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : M_{yy} «ELU».

VII.4.3.1. Calcul de Ferrailage de la dalle radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 6,00×1,00 »m² et en deux directions, l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**.

Calcul de ferrailage à l'ELU :

En travée :

- Ferrailage suivant **Lx** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{108,8 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,54)^2} = 0,0263$$

$$\mu_u = 0,0263 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0263})$$

$$\alpha = 0,033$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,033)$$

$$Z = 0,533 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{108,8}{0,533 \times 348 \times 10^{-1}} = 5,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA14** de section **9,24 cm²/ml.**

- Ferrailage suivant **Ly** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{97,20 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,54)^2} = 0,0235$$

$$\mu_u = 0,0235 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0235})$$

$$\alpha = 0,0297$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,0297)$$

$$Z = 0,533 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{97,20}{0,533 \times 348 \times 10^{-1}} = 5,24 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA14** de section **9,24 cm²/ml.**

- Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 6,52 \text{ cm}^2$$

Donc : $9,24 + 9,24 = 18,48 \text{ cm}^2 > 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- Vérification à l'ELS :

$$\text{Il faut vérifiée que : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée L_x :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{108,80}{81,40} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

Condition vérifiée.

En travée L_y :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{97,20}{72,70} = 1,35$$

Condition vérifiée.

En appui :

Même étapes de calcul faites pour les niveaux d'appuis :

- Ferrailage suivant L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_u = 0,0361 \\ \alpha = 0,0458 \\ Z = 0,530 \\ A_{st} = 8,09 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte : **6HA14** de section **9,24 cm²/ml**.

- Ferrailage suivant L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_u = 0,0269 \\ \alpha = 0,034 \\ Z = 0,533 \\ A_{st} = 6,00 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On adopte : **6HA14** de section **9,24 cm²/ml**.

- Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 6,52 \text{ cm}^2$$

Donc : $9,24 + 9,24 = 18,48 \text{ cm}^2 > 6,52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- Vérification à l'ELS :

$$\text{Il faut vérifiée que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée L_x :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{149,20}{110,40} = 1,35$$

$$\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

Condition vérifiée.

En travée L_y :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{111,20}{82,30} = 1,35$$

$$\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

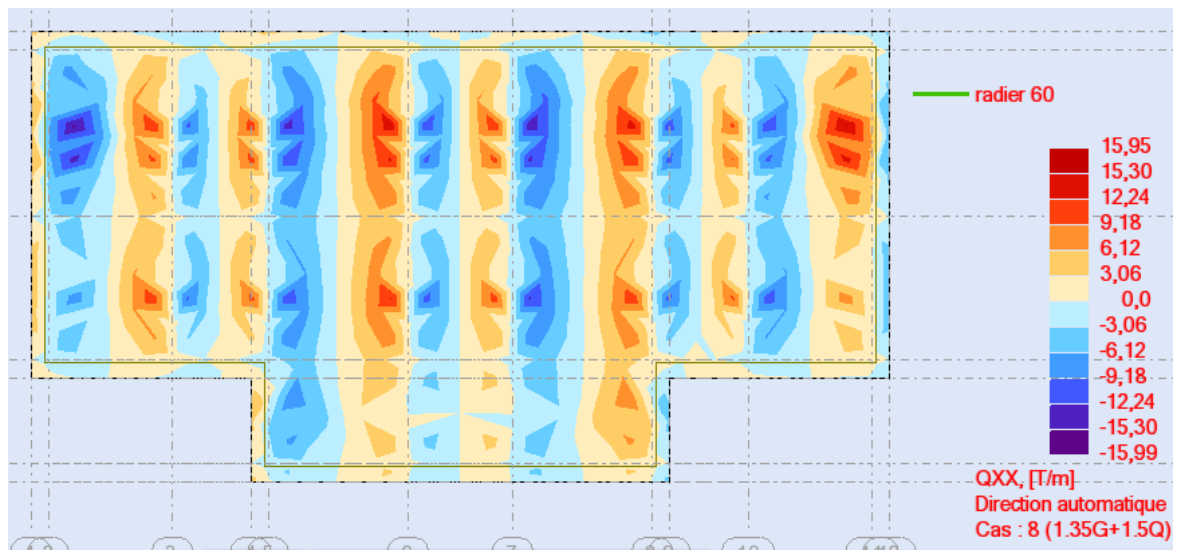


Figure VII.4. Différentes sollicitations agissantes de radier effort tranchant : T_{xy} «ELU».

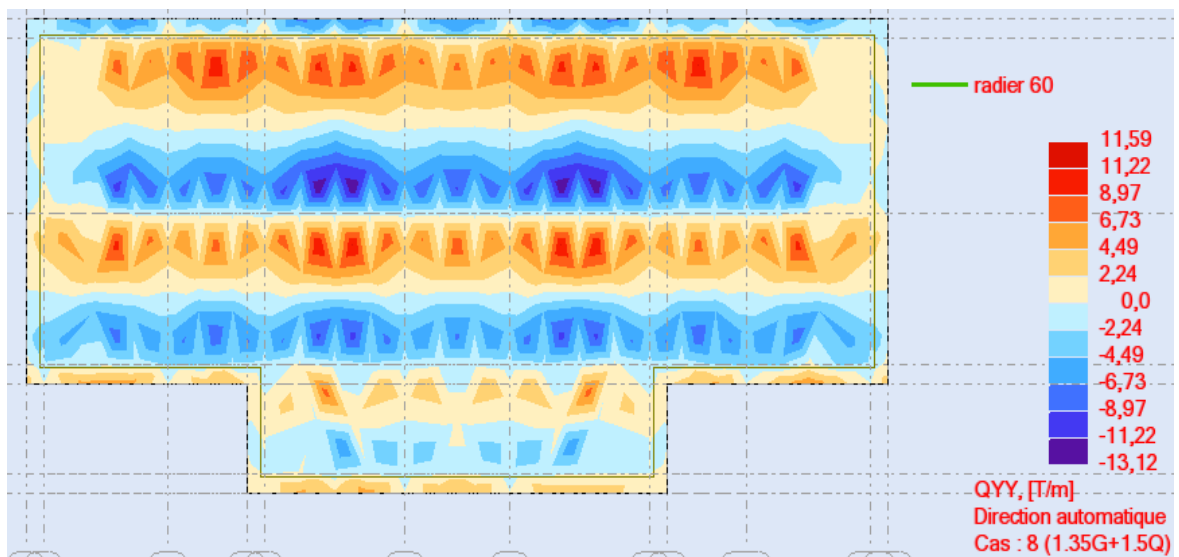


Figure VII.5. Différentes sollicitations agissantes de radier effort tranchant : T_{xx} «ELU».

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{159,50 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,54} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u1} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad ; \quad \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_{u1} = 2,50 \text{ MPa} > \tau_u = 0,30 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul de l'espacement :

BAEL91/R 99 :

$$St = \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \quad \rightarrow \quad St = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 15\text{cm de armatures longitudinales.} \\ S_t = 10\text{cm de armatures transversales.} \end{array} \right.$$

- Longueur de la zone nodale :

RPA 99/V2003 :

$$h' = 2 \times 0.6 = 120\text{cm} \quad \rightarrow \quad h' = 120\text{cm}$$

- Schéma de ferrailage du radier :

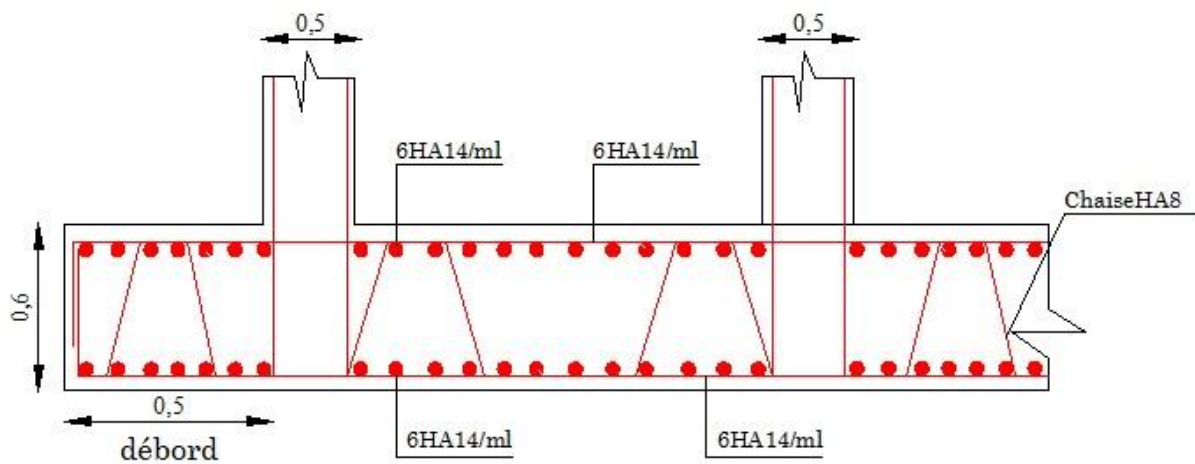


Figure VII.6. Ferrailage de la dalle du radier général.

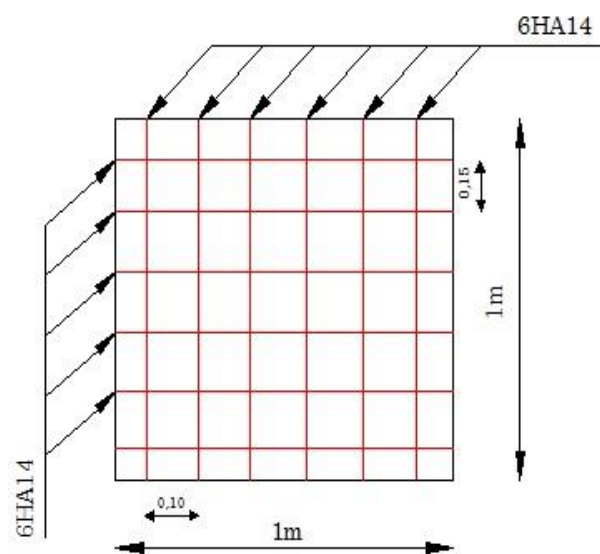


Figure VII.7. Ferrailage de la nappe inférieure et supérieure pour une bande de 1 m

VII.4.3.2. Calcul de Ferrailage de nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :

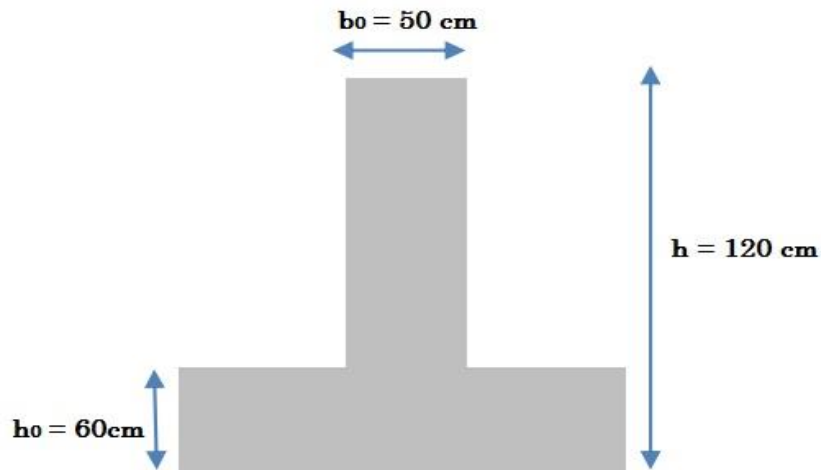


Figure VII.8. Schéma des nervures.



Figure VII.9. Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures.

1. Ferrailage longitudinal :

ELU :

En travée :

Le moment maximum en travée $M_{t_{\max}} = 273,50 \text{ KN.m.} = 0,2735 \text{ MN.m}$

$$M_t = b \times h_o \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right)$$

On a :

$$b = 0,5 \text{ m ;}$$

$$h_0 = 1,2 \text{ m ;}$$

$$d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,5 \times 1,20 \times 14,17 \times (1,08 - 1,20/2) = 4.081 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, les calculs faites en flexion simple avec une section qui était rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{273.50 \times 10^{-3}}{0,5 \times 14,17 \times (1,08)^2} = 0,033$$

$$\mu_u = 0,033 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033})$$

$$\alpha = 0,042$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,08 \times (1 - 0,4 \times 0,042)$$

$$Z = 1,062$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{273.50}{1,06 \times 348 \times 10^{-1}} = 7,40 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA16** de section **16,08 cm²/ml**.

En appui :

$$\mu_u = \frac{M_{uamax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{524.70 \times 10^{-3}}{0,5 \times 14,17 \times (1,08)^2} = 0,063$$

$$\mu_u = 0,063 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,063})$$

$$\alpha = 0,081$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,08 \times (1 - 0,4 \times 0,081)$$

$$Z = 1,045$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{524,70}{1,045 \times 348 \times 10^{-1}} = 14,31 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8HA16/ml** de section **16,08 cm²/ml**.

Remarque :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de l0

D'après le **CBA93 (Art A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \times 1,20 = 3,60 \text{ cm}$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm² par face.

- **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7,245 \text{ cm}^2$$

Donc : 16,08 + 16,08 + 4,52 = 36,58 cm² > 7,245 cm² → Condition vérifiée.

- **Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 50 \times 120 = 30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : 8HA16 + 8HA16 + 4HA12 = 36,58 cm²



Figure VII.10. Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures(ELS)

E.L.S :

En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{273,50}{202,60} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

Condition vérifiée.

En appui :

$$\gamma = \frac{524,70}{388,70} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc}^- < \sigma_{bc}$.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{600,50 \times 10^{-3}}{0,5 \times 1,08} = 1,11 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad ; \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_i ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (3,43 ; 1,6 ; 5) \quad \rightarrow \quad \text{On prend : } \phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

- Calcul d'espacement des cadres :

D'après RPA99/2003 :

Zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right)$

$St \leq \min (30 ; 12 \phi_l ; 30\text{cm})$

On prend : **St = 10cm.**

Zone courante : $St \leq \min \left(\frac{h}{2} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm} \right)$

$St \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60\text{cm}$

On prend : **St = 15cm.**

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

$10\phi_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de **15 cm**

- Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times 120 = 240\text{cm}$ RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

$h' = 240 \text{ cm}$

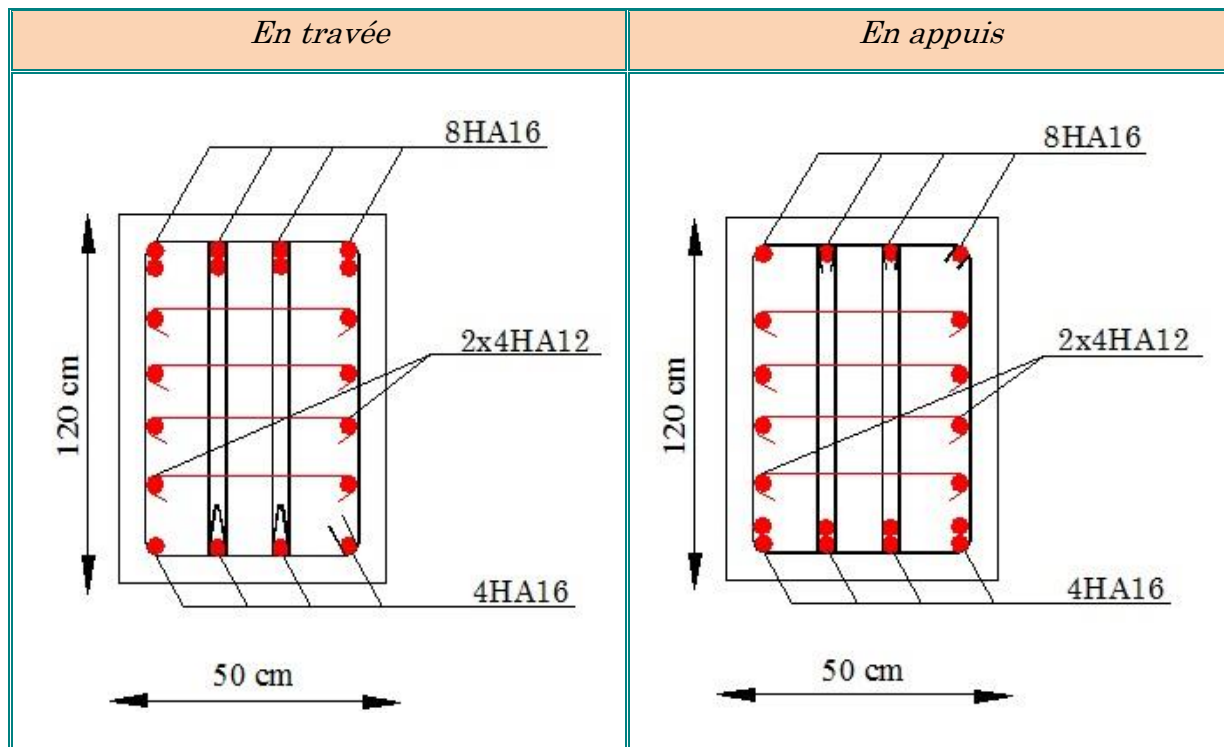


Figure VII.11. Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis et travée.

VII.5. La dalle flottante :

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.

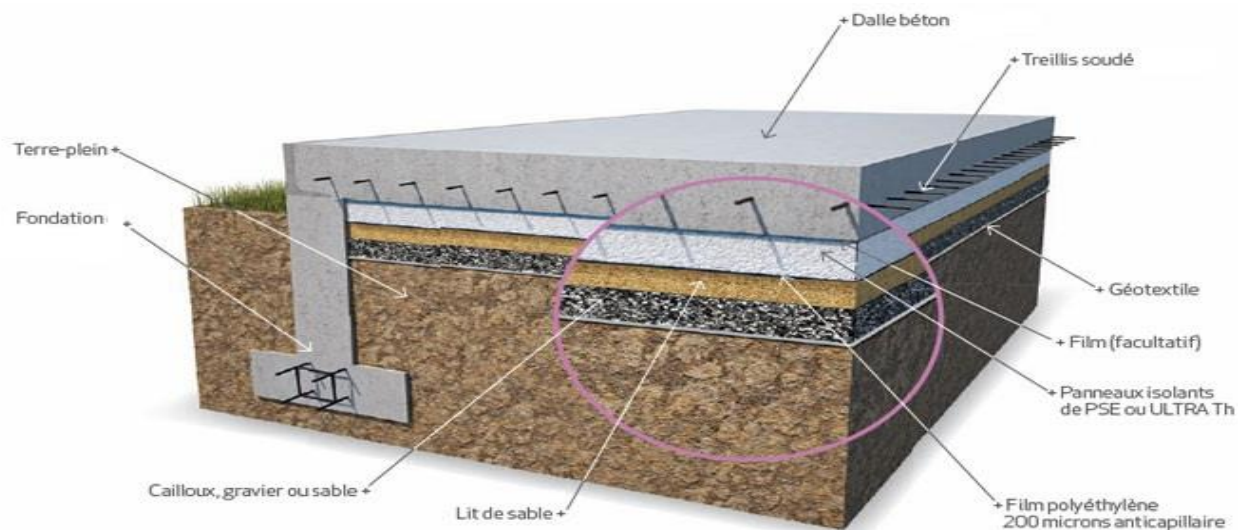


Figure VII.12. Schéma de dalle flottante sur terre-plein.

Constituions d'un dallage :

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

- ✓ La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout-venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur H_1 de 100 à 300 mm selon les charges à transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adaptée à recevoir le corps du dallage.
- ✓ Le Corps de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à 300Kg/m^3 .

Pour notre ouvrage Nous choisissons une épaisseur **15 cm** comportant des armatures en treillis soudé de type $\phi 6\text{ mm}$ et $\text{St} = 20\text{cm}$

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude vise son objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment au séisme au moindre coût.

Ce projet nous a permis d'appliquée les informations théoriques pour étudier la construction réel en utilisant différents programmes et des techniques de calcul, en respectant les règlements en vigueur de la construction (**RPA/Version2003, CBA 93**)

Et ceci dans l'objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment aux actions accidentelles tel que le séisme et au moindre coût.

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

Et à cause de l'activité sismique, et afin de maintenir la stabilité de l'ouvrage nous avons utilisé un contreventement mixte au moyen de voiles et portiques pour stabiliser la structure et diminuer les déformations.

Ce projet d'étude, nous a fait apparaitre qu'il existe une collaboration bilatérale entre l'ingénieure en génie civil et l'architecte qui reste indispensable dans ce projet.

Références

Règlements :

- ✓ [1] Règle BAEL 91 modifié 99.
- ✓ [2] Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003.
- ✓ [3] Règles de conception et de calcul en BA (CBA 93).
- ✓ [4] Document technique réglementaire (DTR C.B.2.2, DTR E4-1).
- ✓ [5] Règles Neige et vent Algérien « R.N.V », (D.T.R C 2-4.7).

Livres et cours :

- ✓ [6] V-DAVIDOVICI (96/1997) « *Formulaire du béton armé tome 1 et 2* ».
- ✓ [7] Y. Chérait (2004) « *Calcul des ouvrages en béton* ».
- ✓ [8] H. Renaud-J. Lamirault « *Précis de calcul Béton armé* ».
- ✓ [9] Cours des ouvrages en béton armé. Y. Chérait.
- ✓ [10] Jean Marie Husson « *Calcul des structures en béton armé* ».
- ✓ [11] Henry Thonier « *Conception et calcul des structures de bâtiment* ».
- ✓ [12] MILAN ZACEK « *Construire parasismique* ».
- ✓ [13] Mémoires de fin d'étude des années passées.

Logiciels :

- ✓ Excel2016
- ✓ Word2016
- ✓ Autocade2016
- ✓ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.



Chapitre I :

**Présentation de l'ouvrage et caractéristique
des matériaux**



Chapitre II :

**Pré dimensionnement des éléments et
descente des charges**



Chapitre III :

Etude des éléments secondaires



Chapitre V :

Etude du vent



Chapitre IV :

Etude sismique de la structure



Chapitre VI :

Ferrailage des éléments structuraux



Chapitre VII :

Etude de L'infrastructure