

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 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Réaliser par : **BOUCHEMELLA Mohamed Salah**

Thème : Etude d'une Tour en béton arme

Sous la direction de : **Pr. MADI Rafik**

Juin 2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans toutes les phases de ma vie et dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

A mon cher frère Amar.

A ma Chère Sœur Ryma.

À ma personne préférée N.

A toute ma famille.

A tous mes très chers amis :

NASROU, AKRAM et OUSSAMA.

A toute la Promotion 2024.



REMERCIEMENTS

Toute ma gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et profonde gratitude à mon encadreur **Pr. MADI Rafik**, qui à proposer ce thème de fin d'études, a su m'accompagner durant le déroulement des travaux en me prêtant une écoute attentive et un soutien sans relâche malgré ses obligations pédagogiques et professionnelles.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, pour l'aide, l'encouragement et les moyens didactiques qu'ils ont mis à ma disposition pour mener à terme mon travail. Sur tout mon professeur **Dr. Brahim LAFIFI** qui m'a beaucoup aidé à son domaine.

Je saisisse également cette opportunité pour remercier les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à fin d'améliorer mon travail.

A tous ceux qui mon ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبرج مكون من طابق ارضي تسعة طوابق علويا (R+9) بولاية سكيكدة.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور :

➤ **المحور الأول :** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية، مع إعطاء الإبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر المكونة لها.

➤ **المحور الثاني :** دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (المدارج والبلاطات المفرغة والمملوءة).

➤ **المحور الثالث :** الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

الذين يزودانا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل: RPA 99/version 2003

➤ **المحور الرابع :** يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة، العارضات والأساسات)

اعتمادا على : RPA 99/version 2003, BAEL 91 révisée 99

الكلمات المفتاحية : البرج، الخرسانة المسلحة، تصميم، القواعد الزلزالية الجزائرية.

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un RDC et 9 étages, implanté dans la wilaya Skikda.

- ✚ **La première partie** c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- ✚ **La deuxième partie** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).
- ✚ **La troisième partie** L'étude dynamique de la structure par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- ✚ **La dernière partie** comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutre) Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91, modifiée 99** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

Mots clés : Tour, béton armé, modélisation, règles parasismique algériennes.

ABSTRACT

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of a ground floor +9 floors implimented in the city of Skikda.

This study consists of four parts :

- ✚ **The first part** : a general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre-dimensioning structure and finally the descent of the load.
- ✚ **The second part** : was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).
- ✚ **The third part** : the dynamic study of the structure was determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- ✚ **The last part** : includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns and beams). Taking into account the recommendations of **BAEL91, modifiée99** Algerian seismic regulations and **RPA 99 / version 2003**.

Keywords : Tower, concrete, modelization, Algerian anti-seismic rules.

SOMMAIRE

<i>Dédicace</i>	I
<i>REMERCIEMENTS</i>	II
<i>ملخص</i>	III
<i>RESUME</i>	IV
<i>ABSTRACT</i>	V
<i>SOMMAIRE</i>	VI
<i>LISTE DES FIGURES</i>	IX
<i>LISTE DES TABLEAUX</i>	XIV
<i>LISTE DES NOTATIONS</i>	XVII
Introduction Générale	1
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1 Introduction	5
I.2 Présentation de l'ouvrage	5
I.3 Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage	9
I.4 Ossature et système constructif adopté	9
I.5 Données du site	12
I.6 Hypothèses de calcul	12
I.7 Principaux caractéristiques et avantages de béton	13
I.8 Les caractéristiques des matériaux	13
I.8.1 Le Béton	14
I.8.2 L'acier	20
I.9 Actions et sollicitations	24
I.9.1 Les actions	24

SOMMAIRE

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments Et descente charge

II.1 Introduction	27
II.2 Pré-dimensionnement du plancher	27
II.2.1 planchers à corps creux	27
II.2.2 Plancher à dalle pleine.....	29
II.2.3 Pré-dimensionnement des poutrelles	30
II.2.4. Pré-dimensionnement des poutres	31
II.3 Pré-dimensionnement des voiles	32
II.4 Pré dimensionnement des escaliers	34
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux	38
II.6 Evaluation des charges et surcharges	39
II.7 Descente des charges	44

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction.....	53
III.2 Acrotère	53
III.3 Etude d'escalier	61
III.4 Etude de la poutre palière	70
III.5 Etude des balcons.....	76
III.6 Etude des planchers	79
III.7 Etude de la dalle machine.....	96
III.8 L'ascenseur	103

CHAPITRE IV : Etude Sismique De La Structure

IV.1 Introduction	110
IV.2 Objective de l'étude sismique.....	110
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	110
IV.4 Règlement parasismique algérien	111
IV.5 Classification de site	112
IV.6 Valeur de l'effort sismique global.....	112
IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse	113
IV.8 Combinaisons d'actions	120
IV.9 Modélisation de la structure.....	121

SOMMAIRE

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	138
V.2 Etude du ferrailage des poteaux.....	138
V.3 Etude du ferrailage des poutres	145
V. 4 Ferrailage des voiles	159

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	166
VI.2 Rôle de fondations	166
VI.3 Contrainte admissible du sol	167
VI.4 Stabilité des fondations	168
VI.5 Types de fondations.....	168
VI.6 Choix du type de fondation	169
VI.7 Etude du radier général.....	171
VI.8 Ferrailage du radier	177
Conclusion Générale.....	188
<i>Bibliographie</i>	190
Annexes	191

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Coupe A-A.	6
Figure I. 2: Vue en plan RDC	7
Figure I. 3: Vue en plan les étages courants.....	8
Figure I. 4: Plancher à corps creux.....	10
Figure I. 5: Brique creuse.....	10
Figure I. 6: Isolation.	11
Figure I. 7: Les voiles.....	12
Figure I. 8: éprouvettes cylindriques du béton.	15
Figure I. 9: Diagramme Parabole-rectangle.	18
Figure I. 10: Diagramme rectangulaire simplifié.	19
Figure I. 11: Diagramme Contraintes-Déformations.	21
Figure I. 12: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	23
Figure II. 1: Plancher à corps creux	28
Figure II. 2: coupe verticale du plancher à corps creux.	29
Figure II. 3: Schéma de Pré-dimensionnement du plancher	30
Figure II. 4: Section de la poutre.....	31
Figure II. 5: Coupe de voile en élévation.	33
Figure II. 6: Section réduite du voile.....	34
Figure II. 7: Schéma d'escaliers.....	35
Figure II. 8: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.	40
Figure II. 9: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.	40
Figure II. 10: Coupe plancher étage courant.	41
Figure II. 11: Remplissage en double paroi.	42
Figure II. 12: Mur extérieur.....	42
Figure II. 13: Mur simple cloison.....	42
Figure II. 14: Représentation du poteau d'angle le plus sollicité.....	44
Figure II. 15: Représentation du poteau central le plus sollicité.....	46
Figure III. 1: Acrotère.	54

LISTE DES FIGURES

Figure III. 2: Coupes transversales de l'acrotère.....	56
Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	60
Figure III. 4: Schéma d'escalier.....	61
Figure III. 5: Schéma d'escalier type 1.....	61
Figure III. 6: Schéma d'escalier type 2.....	61
Figure III. 7: Schéma d'escalier type 3.....	62
Figure III. 8: Schéma d'escalier type 1.....	62
Figure III. 9: Schéma d'escalier type 2.....	62
Figure III. 10: Schéma d'escalier type 3.....	62
Figure III. 11: Schéma des charges sur les éléments de l'escalier.....	63
Figure III. 12: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU.....	65
Figure III. 13: Ferrailage de l'escalier.....	70
Figure III. 14: Schéma statique de la poutre palière.....	71
Figure III. 15: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	75
Figure III. 16: Schéma de balcon.....	76
Figure III. 17: Schéma statique du balcon.....	77
Figure III. 18: Schéma de ferrailage du balcon.....	79
Figure III. 19: Corps Creux.....	80
Figure III. 20: Plan de coffrage du niveau RDC (+4,25).....	83
Figure III. 21: Plan de coffrage du niveau étage courant.....	84
Figure III. 22: Cas d'une poutre à deux travées.....	89
Figure III. 23: travées AB.....	89
Figure III. 24: travées BC.....	90
Figure III. 25: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	95
Figure III. 26: Schéma de la dalle machine.....	96
Figure III. 27: Ferrailage de la dalle machine.....	102
Figure III. 28: Schéma d'un ascenseur mécanique.....	103
Figure III. 29: Les dimensions de l'ascenseur.....	105
Figure III. 30: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.....	108
Figure IV. 1: La meilleure disposition des voiles et poteaux (RDC + 9 étages).....	121
Figure IV. 2: Modélisation tridimensionnelle de la tour.....	122
Figure IV. 3: Spectre de réponse.....	124

LISTE DES FIGURES

Figure IV. 4: 1 ^{er} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe Y) (résultats de robot 2010).....	125
Figure IV. 6: 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X (résultats de Robot 2010).....	126
Figure IV. 5: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan Z (résultats de Robot 2010).	126
Figure IV. 7: 1 ^{er} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe Y,Z)(résultats de robot 2010).	127
Figure IV. 8: 2 ^{ème} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique 3D (résultats de robot 2010).....	128
Figure IV. 9: 3 ^{ème} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Z)(résultats de robot 2010).	129
Figure V. 1: Crochet des barres horizontales.	141
Figure V. 2: Diagramme des moments My des poteaux au niveau de RDC.....	142
Figure V. 3: Coupe A-A de ferrailage des poteaux 60×40 cm ²	143
Figure V. 4: Coupe de ferrailage des poteaux 50×40 cm ²	144
Figure V. 5: Ferrailage des poteaux 60×40 cm ²	144
Figure V. 6: Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm ²	145
Figure V. 7: Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm ²	145
Figure V. 8: Diagramme des moments des poutres principales au niveau Terrasse. (Combinaison ELU).	146
Figure V. 9: Diagramme des moments des poutres principales au niveau Terrasse. (Combinaison ELS).....	146
Figure V. 10: Diagramme des moments des poutres principales au niveau Terrasse. (Combinaison ACC).....	146
Figure V. 11: Diagramme de l'effort tranchant (cas défavorable) sous la combinaison ELS.	150
Figure V. 12: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 8 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage. (Combinaison ELU).....	151
Figure V. 13: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 8 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage. (Combinaison ACC).....	151

LISTE DES FIGURES

Figure V. 14: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 6 ^{ème} étage, 5 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage. (Combinaison ELU).....	151
Figure V. 15: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 6 ^{ème} étage, 5 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage. (Combinaison ACC).....	152
Figure V. 16: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 3 ^{ème} étage, 2 ^{ème} étage et 1 ^{er} étage. (Combinaison ELU)	152
Figure V. 17: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 3 ^{ème} étage, 2 ^{ème} étage et 1 ^{er} étage. (Combinaison ACC)	152
Figure V. 18: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée RDC. (Combinaison ELU).	153
Figure V. 19: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée RDC. (Combinaison ACC).....	153
Figure V. 20: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau Terrasse. (Combinaison ELU).	154
Figure V. 21: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau Terrasse. (Combinaison ACC).....	154
Figure V. 22: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 8 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage. (Combinaison ELU).	154
Figure V. 23: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 8 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage. (Combinaison ACC)	155
Figure V. 24: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 6 ^{ème} étage, 5 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage. (Combinaison ELU).	155
Figure V. 25: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 6 ^{ème} étage, 5 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage. (Combinaison ACC).....	155
Figure V. 26: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 3 ^{ème} étage, 2 ^{ème} étage et 1 ^{er} étage. (Combinaison ELU).	156
Figure V. 27: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 3 ^{ème} étage, 2 ^{ème} étage et 1 ^{er} étage. (Combinaison ACC)	156
Figure V. 28: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée RDC. (Combinaison ELU).	156
Figure V. 29: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée RDC. (Combinaison ACC).....	156
Figure V. 30: Ferrailage des poutres principales au niveaux terrasse.	157

LISTE DES FIGURES

Figure V. 31: Ferrailage des poutres principales au niveaux 7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} étage	158
Figure V. 32: Ferrailage des poutres principales au niveaux RDC à 6 ^{ème} étage	158
Figure V. 33: Ferrailage des poutres secondaires au niveaux terrasse.....	158
Figure V. 34: Ferrailage des poutres secondaires au niveaux 1 ^{er} étage à 8 ^{ème} étage.	159
Figure V. 35: Ferrailage des poutres secondaires au niveaux RDC.....	159
Figure V. 36: Refends de forme profilée.....	160
Figure V. 37: Coupe horizontale de Ferrailage des voiles longitudinal au niveau RDC.	164
Figure VI. 1: Semelle isolée rectangulaire	168
Figure VI. 2: Semelle filante	169
Figure VI. 3: radiers	169
Figure VI. 4: Dimensions des radier	173
Figure VI. 5: Schéma du radier général nervuré	177
Figure VI. 6: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} « ELU »).....	177
Figure VI. 7: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{yy} « ELU »).....	178
Figure VI. 8: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} « ELS »)	180
Figure VI. 9: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{yy} « ELS »)	181
Figure VI. 10: Ferrailage de la dalle de radier	182
Figure VI. 11: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx) (Combinaison ELU).....	182
Figure VI. 12: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (yy) (Combinaison ELU)	183
Figure VI. 13: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx). (Combinaison ELS)	184
Figure VI. 14: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (yy) (Combinaison ELS)	185
Figure VI. 15: Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx) (Combinaison ELU)	186
Figure VI. 16: Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (yy) (Combinaison ELU)	186
Figure VI. 17: coupe du ferrailage des nervures	187

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Caractéristiques géométriques de la tour.	9
Tableau I. 2: La limite d'élasticité de l'acier.	20
Tableau II. 1: Pré-dimensionnement des poteaux.	38
Tableau II. 2: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.	39
Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.	40
Tableau II. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	41
Tableau II. 5: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.	41
Tableau II. 6: Charge permanente du mur simple cloison.	42
Tableau II. 7: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.	43
Tableau II. 8: Evaluation des charges permanentes de palier.	43
Tableau II. 9: Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et EC.	44
Tableau II. 10: Détermination des charges permanentes pour Poteau d'angle.	45
Tableau II. 11: Détermination des charges permanentes pour Poteau central.	46
Tableau II. 12: Détermination des charges d'exploitations.	47
Tableau II. 13: Calcule l'effort admissible des poteaux \overline{N}_u	49
Tableau II. 14: Vérifications de l'effort normale des poteaux $1.1N_u \leq (\overline{N}_u)$	50
Tableau II. 15: vérifications de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq 0.85 * f_{c28} \gamma_b$ des poteaux.	50
Tableau II. 16: 1 ^{er} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	51
Tableau II. 17: 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	51
Tableau III. 1: Charges sur les éléments de l'escalier.	63
Tableau III. 2: Les moments et l'effort tranchant pour type 01.	64
Tableau III. 3: Les moments et les efforts tranchants sur les escaliers.	66
Tableau III. 4: Ferrailage d'escalier.	69
Tableau III. 5: Vérification à E.L.S.	69
Tableau III. 6: Les moments et l'effort tranchant.	71
Tableau III. 7: Ferrailage de la poutre.	73
Tableau III. 8: Vérification à E.L.S.	75

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 9: les différentes charges sur les poutrelles.	85
Tableau III. 10: Les moments et l'effort tranchant.	90
Tableau III. 11: Les sections d'acier dans les différents types des poutrelles.	94
Tableau III. 12: Ferrailage des poutrelles.	94
Tableau III. 13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly). ..	99
Tableau III. 14: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly). ...	99
Tableau III. 15: Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens	101
Tableau IV. 1: (tableau (4.1) du RPA99) coefficient d'accélération de zone A	113
Tableau IV. 2: (tableau (4.7) du RPA99) valeurs de T1 et T2	114
Tableau IV. 3: (tableau (4.2) du RPA99) Valeurs de ξ (%).	114
Tableau IV. 4: (tableau (4.6) du RPA99) valeurs de coefficient de C_T	115
Tableau IV. 5: (tableau (4.3) du RPA99) valeur du coefficient de comportement R.	116
Tableau IV. 6: Pénalité en fonction de critère de qualité.	118
Tableau IV. 7: (tableau (4.3) du RPA99) valeur du coefficient de pondération.	119
Tableau IV. 8: Tableau des masses.	119
Tableau IV. 9: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).....	123
Tableau IV. 10: Les réactions à la base.	130
Tableau IV. 11: Vérification de la résultante des forces sismiques.	130
Tableau IV. 12: les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.	131
Tableau IV. 13: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.	135
Tableau IV. 14: Vérification de renversement sens longitudinal.	136
Tableau IV. 15: Vérification de renversement sens transversal.	136
Tableau V. 1: Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau a ELU, ELS et ACC.	142
Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour.....	143
Tableau V. 3: Exemple de calcul des armatures longitudinales (Niveau Terrasse).	146
Tableau V. 4: Vérification à E.L.S.....	149
Tableau V. 5: Ferrailage des poutres principales dans les différents niveaux de la Tour.....	153
Tableau V. 6: Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires.	157

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 7: Pré-dimensionnement des voiles.	161
Tableau V. 8: Les résultats des voiles transversales et longitudinales.	161
Tableau V. 9: Ferrailage du voile longitudinal V_L	162
Tableau V. 10: Ferrailage du voile transversale V_L	162
Tableau VI. 1: Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	175
Tableau VI. 2: Vérification de renversement de la Tour sens transversal	176
Tableau VI. 3: Vérification à ELS.	181
Tableau VI. 4: Vérification à ELS.	185

LISTE DES NOTATIONS

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

V : Force sismique totale, effort tranchant.

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

D : Facteur d'amplification dynamique.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

W_p : Poids propre de l'acrotère.

CT : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

B : Aire d'une section de béton.

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

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

N_d : Effort normal réduit.

q_{eq} : Charge répartie équivalente.

σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{st}⁻ : Contrainte de traction admissible de l'acier.

G : Charge permanente, Module de cisaillement.

Q : Charge d'exploitation, Facteur de qualité.

q : Capacité portante admissible, charge répartie.

LISTE DES NOTATIONS

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

σ_{sol} : Contrainte du sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

C : Cohésion, enrobage.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime admissible de cisaillement.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

ϵ_s : Déformation de l'acier

CP : Facture de force horizontale pour les éléments secondaires.

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

Ar : Section d'armatures de répartition.

Φ : Diamètre des armatures.

e : Espacement, excentricité.

α : Position relative de la fibre neutre, Coefficient fonction de l'élancement du poteau, coefficient qui dépend de la zone sismique et de la catégorie de site considéré,

Z : Bras de levier.

μ_u : Moment ultime réduit.

Br : Section réduite.

Vu : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

Tu : Effort tranchant ultime.

St : Espacement.

L : Longueur ou portée.

Lr : Longueur de recouvrement.

Le : Longueur élastique.

λ : Elancement.

LISTE DES NOTATIONS

F_p : Force sismique d'élément secondaire.

F : Force concentrée.

M : Moment, Masse.

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_R : Moment fléchissant dû au séisme.

M_{tu} : Moment équilibré par la table de compression.

d : Hauteur utile.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_i : Flèche due aux charges instantanées.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

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

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

E : Charge accidentelle, module de Young.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

v : Coefficient de poisson.

η : Coefficient de fissuration, Coefficient de correction d'amortissement.

ρ_a : Coefficient correcteur.

LISTE DES NOTATIONS

P : Périmètre de la section.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier, Poids spécifique des grains.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton, Poids propre de béton.

hr : Hauteur de radier.

S : Surface de semelle.



Introduction Générale

Le génie civil comprend toutes les technologies liées à la construction. Les ingénieurs civils sont responsables de la planification, de la construction, de l'exploitation et de la réparation des structures et des infrastructures urbaines. Nous réalisons une gestion qui répond aux besoins de la société tout en assurant la sécurité publique et la protection de l'environnement. Le périmètre des travaux de génie civil est très large et comprend les travaux publics et les travaux de génie civil.

L'ouvrage d'art fait partie des ouvrages d'art du génie civil, et son étude est une étape centrale et essentielle du processus de construction. Les études de projets de bâtiments dont les structures sont en béton armé ont pour objectif d'assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment et d'assurer sa sécurité. Cependant, ce choix comporte des risques qui peuvent être provoqués par les tremblements de terre et le vent. Quel que soit le type de structure en béton armé, il est nécessaire de respecter les normes et recommandations sismiques pour rendre la structure suffisamment rigide.

Les ingénieurs d'aujourd'hui peuvent utiliser librement divers outils informatiques et logiciels de calcul rapides et de haute précision, leur permettant d'acquérir la technologie des éléments finis dans le domaine du génie civil et d'effectuer des calculs pour diverses structures dans un délai plus court.

La stabilité d'une structure est déterminée par la résistance des différents éléments structurels (poteaux, poutres, voiles, etc.) à diverses charges (compression, flexion, etc.), la résistance de ces éléments dépend du type de matériau utilisé pour les éléments de structure.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).

Introduction Générale

- Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ROBOT**.
- Le cinquième chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ROBOT**.
- Sixième chapitre le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondations.



CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux

CHAPITRE

I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

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

Notre étude consiste à étudier l'ensemble des éléments d'une tour réalisée en béton armé. Elle est constituée de 10 niveaux (un rez-de-chaussée + 9 étages). Selon les plans établis par le bureau d'architecture, on peut remarquer que la terrasse de la tour est inaccessible (sauf pour les travaux d'entretien réguliers évidemment). Le contreventement vis-à-vis des charges horizontales dans les deux sens sera assuré conjointement par une structure mixte en béton armé (portiques auto stables + voiles porteurs).

La tour à usage d'habitation comporte deux appartements de types "F3" et deux autres de types "F4".

Les vues en plan des étages ainsi que les coupes de l'ouvrage sont représentées sur les figures suivantes :

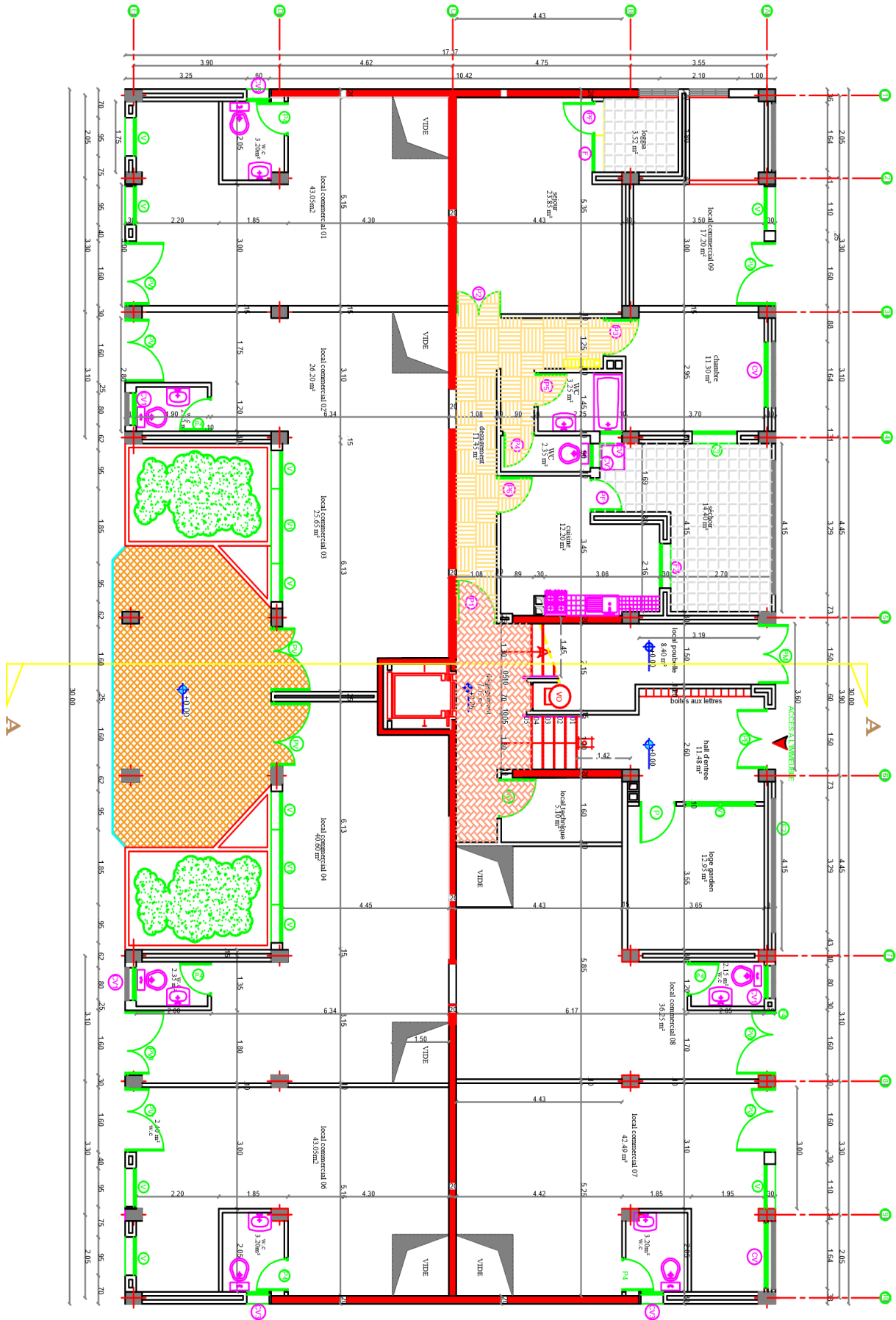


Figure I. 2: Vue en plan RDC

VUE EN PLAN 1er à 9ème ETAGE

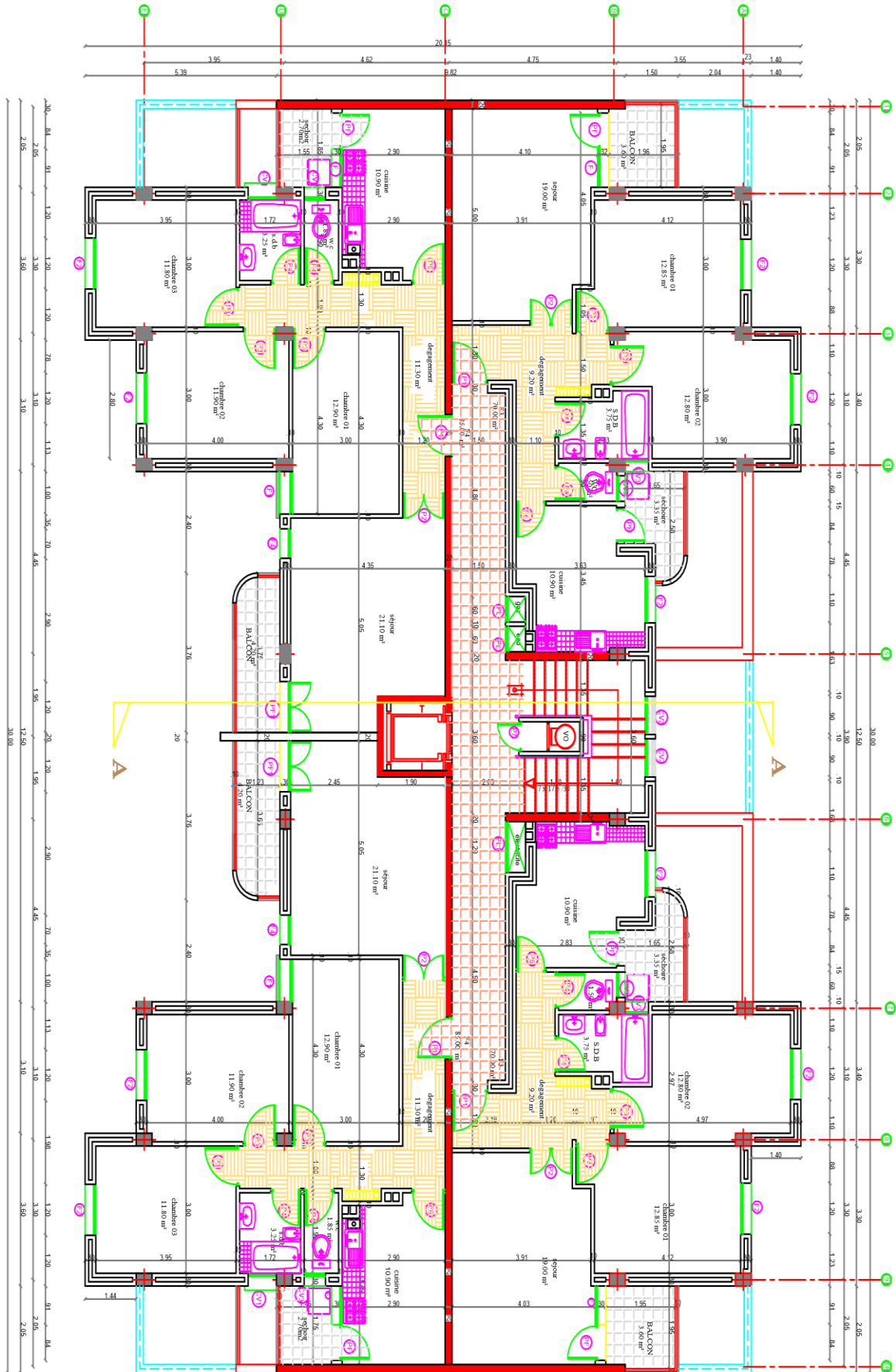


Figure I. 3: Vue en plan les étages courants

I.3 Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage

La tour étudiée présente les caractéristiques géométriques présentées dans le tableau suivant :

Tableau I. 1: Caractéristiques géométriques de la tour

Longueur en plan	30,00 m
Largeur en plan	20,96 m
Hauteur totale (sans acrotère)	31,25 m
Hauteur totale (avec acrotère)	31,85 m
Hauteur du rez-de-chaussée	4,25 m
Hauteur des étages courants	3,00 m

I.4 Ossature et système constructif adopté

a. Ossature

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

b. Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension. On a deux types de planchers :

- ✚ Plancher en corps creux.
- ✚ Plancher en dalle pleine en béton.

b.1 Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné

Sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure I. 4: Plancher à corps creux

b.2 Planchers dalle pleine

En raison des formes irrégulières dans certaines zones, des dalles pleines ont été choisies dans le but de minimiser le temps et le coût de création de poutres spécialisées dans ces zones.

c. Maçonnerie

On distingue :

✚ Mur extérieur (double paroi).

✚ Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

❖ **Mur extérieur**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont réalisées en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

❖ **Murs intérieurs**

Sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

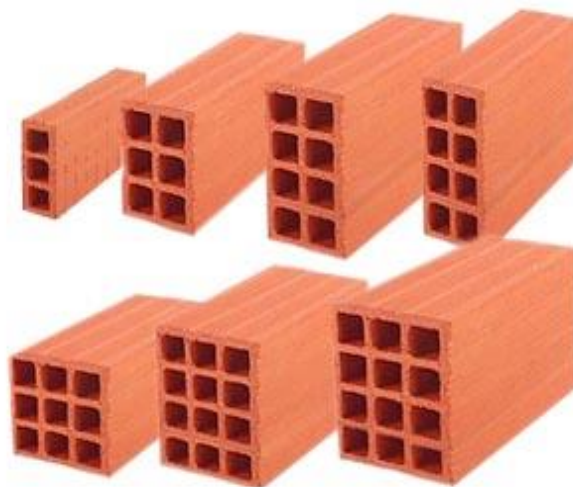


Figure I. 5: Brique creuse

d. Escaliers

Notre tour comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

Escalier à trois volées.

e. Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- ◆ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ◆ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ◆ Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- ◆ Revêtement à carrelage pour les planchers.
- ◆ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable en évitant la pénétration des eaux pluviales.

f. Isolation acoustique

L'isolation acoustique sera assurée par le vide du corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation sera assurée par un entre les deux parois qui compose se dernier (15+5+10). Ce vide sera rempli avec une isolation de liège qui est réputé comme étant un excellent isolant thermique et acoustique.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.



Figure I. 6: Isolation

g. L'acrotère

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

h. Les voiles

Il s'agit d'éléments rigides en béton armé coulés sur chantier, qui garantissent d'une part la transmission des charges verticales et, d'autre part, la stabilité sous l'influence des charges horizontales.



Figure I. 7: Les voiles

I.5 Données du site

Le projet susmentionné est un bâtiment situé dans la Wilaya de Skikda. Il est classé en **Zone IIa (Selon RPA 99/2003)**.

- ◆ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ◆ Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- ◆ Contrainte admissible du sol = 2.0 bars.

I.6 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1$ Mpa.
- Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818,865$ Mpa.
- Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32164,20$ Mpa.
- La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_{eE} = 400$ Mpa.

I.7 Principaux caractéristiques et avantages de béton

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

- 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 en termes de transmission des forces de compression et peut résister aux forces de traction lorsqu'il est combiné avec des armatures en acier.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels 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.
- **Main d'œuvre** : la majorité de la main d'œuvre est qualifiée pour l'utilisation de ce matériau ce qui rends son utilisation plus facile et moins chère.
- **Durabilité** : l'un des plus grands avantages du béton c'est sa durabilité qui présente une très grande durée de vie.
- **Recyclable** : dans les cas de démolition des constructions soit pour sa fragilité ou pour des raisons économiques ou politique, le béton peut être recyclé en passant par des traitements spécifiés, et aussi les aciers peuvent fondés et remoulés.

I.8 Les caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 et à la réglementation du béton armé dans les cas limites, à savoir BAEL 91, ainsi qu'au Règlement sismique algérien RPA 99/2003 et à la nécessité de définir les propriétés des deux composants composant le béton armé tels que le béton et l'acier.

I.8.1 Le Béton

Le béton est constitué d'un mélange intime de granulats naturels (sable, graviers), de liants standardisés (ciments artificiels), et d'eau humidifiée. C'est un matériau de construction composite hétérogène. Ces ingrédients sont dosés de telle manière qu'après durcissement, un produit solide est créé avec des propriétés mécaniques bien meilleures que la roche naturelle. Le béton armé est fabriqué en insérant de l'acier (barres d'armature) dans le béton et en les disposants de manière à ce que la tension soit équilibrée.

a. Masse volumique du béton armé

Béton armé $\gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$.

Ces propriétés serviront par la suite pour le calcul du ferrailage.

b. Les matériaux composants le béton

➤ Ciment

Le ciment se présente sous la forme d'une fine poudre grise ou blanche. La taille des particules de ciment est caractérisée par la valeur de finesse Blaine, qui mesure la surface totale des particules contenues dans un gramme.

➤ Granulats

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

➤ Sables

Le sable est constitué de particules formées lors de la destruction des roches. La taille des particules est généralement inférieure à 5 mm. Le sable de bonne qualité contient des particules de toutes tailles, mais il doit contenir plus de grosses particules que de petites.

➤ Graviers

Ils sont composés de grains de roche dont la taille est généralement comprise entre 5 mm et 25 mm à 30mm. Ils doivent être durs, propres et résistants au gel. Certains matériaux sont collectés dans le lit des rivières (matériaux laminés) ou obtenus par concassage de roches dures (grenailles).

➤ L'eau

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

➤ Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en petites quantités pour améliorer certaines propriétés. Ils représentent 1 à 3 % du poids du ciment. Leur rôle et leur

efficacité dépendent de la nature des produits chimiques et de l'uniformité de leur répartition dans la masse de béton frais.

c. La composition d'un mètre cube du béton est le suivant

- ✓ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- ✓ 400 L de sable $0 \leq C_g \leq 5 \text{ mm}$
- ✓ 800 L de gravillons $5 \leq C_g \leq 25 \text{ mm}$
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

I.8.1.1 Résistances mécaniques du béton

a) Résistance à la compression (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Le béton est caractérisé par sa résistance (f_{cj}) à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale des éprouvettes cylindriques après une conservation dans les conditions définies par les normes : âge aux 28 jours, les dimensions de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur et une température ambiante.



Figure I. 8: Eprouvettes cylindriques du béton

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour $j \leq 28$ jours, elle suit :

Pour : $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \right] \times f_{c28}$$

Pour : $f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} \left[\frac{j}{1,40 + 0,95 \times j} \right] \times f_{c28}$$

Au-delà de 60 jours, on admet que le béton atteint une résistance de :

$$f_{c\infty} = 1,1 \times f_{c28}$$

b) Résistance à la traction [BAEL91 (A.2.1.12)]

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{ij} » est déduite de celle de la compression par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Modules de déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformations longitudinales du béton :

◆ Module de déformation instantanée

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad f_{cj} \text{ (exprime en MPa).}$$

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

◆ Module de déformation différé

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 :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Avec } f_{cj} \text{ (exprime en MPa).}$$

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} \quad \text{d'où : } E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

d) Module de déformation transversale du béton

❖ Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson « ν » est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour le calcul des sollicitations ELU (béton fissuré).

I.8.1.2 Méthode de calcul

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

a. Définition des états limites

Une structure doit être conçue et calculée pour offrir des garanties adéquates contre un effondrement total ou partiel tout au long de sa durée de vie. Mouvements pendant le fonctionnement qui peuvent avoir un impact significatif sur la durabilité, l'apparence et même le confort de l'utilisateur.

Les états limites sont classés en deux catégories :

❖ Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire : Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure. Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier

Exemple : non rupture par écrasement du béton.

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

❖ Etat limite de service (ELS)

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments Porteurs). Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actionnée elle (non majorée) et les Sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

b. Déformation et contrainte de calcul

❖ Etat limite ultime de résistance (ELU)

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

✓ Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91modifié99.p80)

➤ Contrainte à l'ELU

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

C'est un diagramme contrainte-déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2‰ et 3.5‰).

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

γ_b : 1,5 cas d'actions courantes.

γ_b : 1,15 cas d'actions accidentelles

θ : 1 durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

θ : 0,9 durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

θ : 0,85 durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

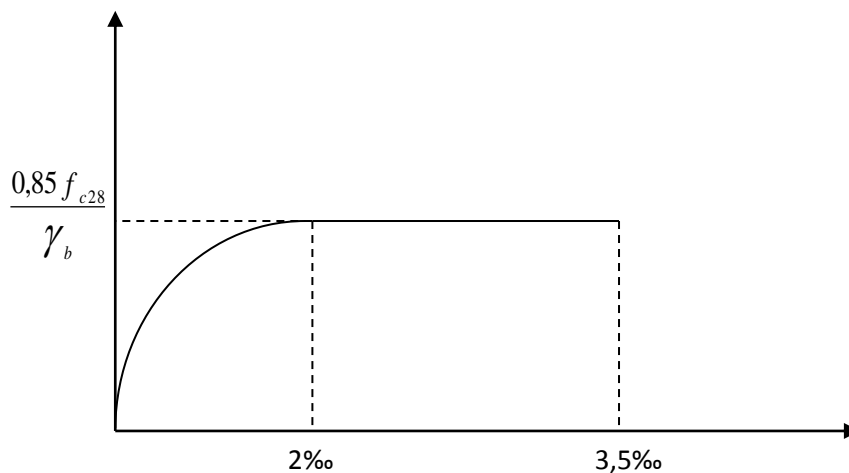


Figure I. 9: Diagramme Parabole-rectangle

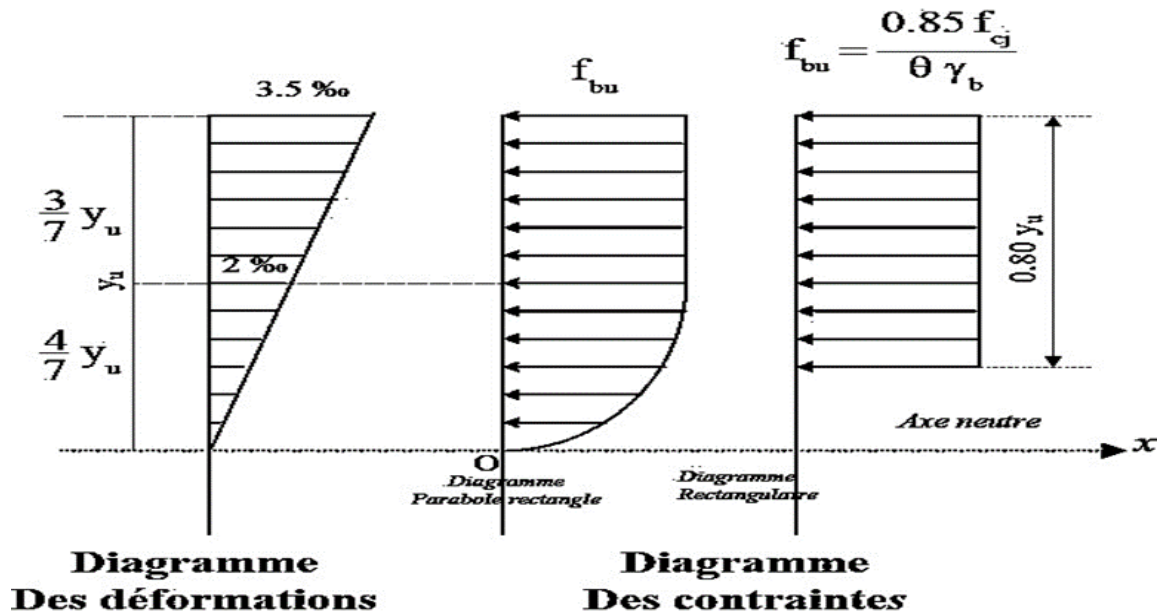


Figure I. 10: Diagramme rectangulaire simplifié

- Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $\frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont le largeur est croissant ou constant vers les fibres les plus comprimées.
- $\frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

❖ **Etat limite service de résistance (ELS)**

➤ **Contrainte à l'ELS**

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ **Contrainte limite de cisaillement**

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

➤ **Cas d'une fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

➤ **Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

➤ **Est donnée par la formule suivante**

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

V_u : Effort tranchant

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

I.8.2 L'acier

L'acier peut être défini comme un matériau à base de fer avec une teneur en carbone inférieure à 2 %. Parmi tous ces éléments d'alliage, le carbone a la plus grande influence sur les propriétés de l'acier, bien que d'autres éléments puissent être présents. L'acier additionné de 0,5 % ou plus d'éléments d'alliage est appelé acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à cette valeur, on parle d'acier non allié.

I.8.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier

a. la limite d'élasticité garantie fe

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I. 2: La limite d'élasticité de l'acier

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. Épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 F_eE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés lisses Type 4	TSL TSHA	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE400 type1** (limite d'élasticité $f_e=400$ Mpa), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ($f_e=235$ Mpa).

- ✓ Le module d'élasticité : $E_s = 2.1 \times 10^5$ MPA.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81000$ MPA.

b. Diagramme déformation contrainte de calcul

♦ **Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

f_e : limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$\gamma_s = 1,15$ Dans les cas courants.

$\gamma_s = 1,00$ Dans les cas accidentels.

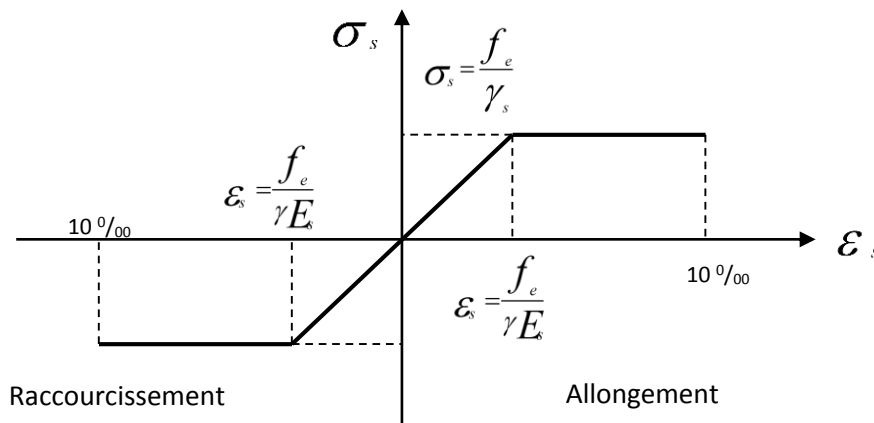


Figure I. 11: Diagramme Contraintes-Déformations

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

♦ **Contrainte limite de service :**

- **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ (MPa)}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ (MPa)}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ Pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,60$ Pour les aciers à haute adhérence.

I.8.2.2 Etats limites

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- ➔ Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- ➔ Etats limite de service **ELS**.

a) Etats limites ultimes (ELU)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'**ELU** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

➔ Hypothèse de calcul :

- ✚ Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- ✚ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✚ La résistance du béton à la traction est négligée.
- ✚ Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

b) Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99,p83)

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pointes A, B ou C appelés Pivots.

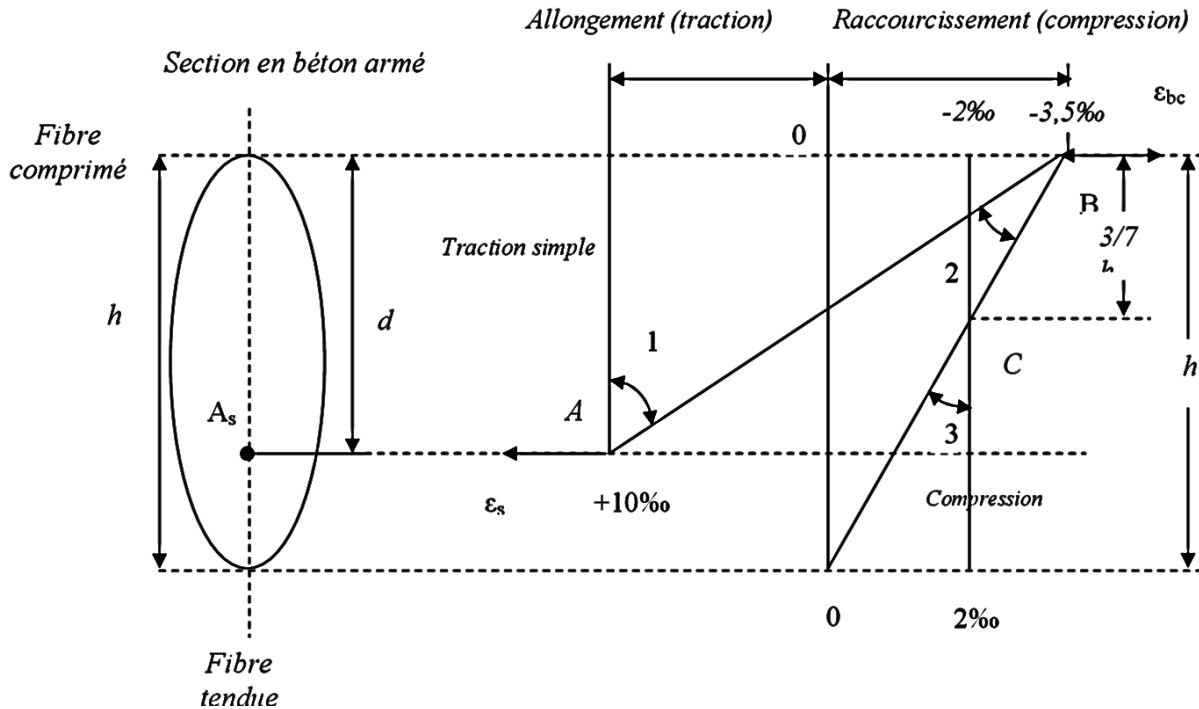


Figure I. 12: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

On distingue 3 pivots caractéristiques :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton

Pivot C : compression simple ou flexion composée.

c) Etats limites de service (ELS)

Consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

→ Hypothèse de calcul :

- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

❖ Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b}$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.9 Actions et sollicitations

I.9.1 Les actions

a) Définitions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.

b) Valeurs caractéristiques des actions

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps. Elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée D'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

c) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

➤ Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$\blacklozenge \quad 1,35 G + 1,5 Q$$

➤ Etat limite de service

Combinaison d'action suivante :

$$\blacklozenge \quad G + Q$$

➤ Sollicitations sismiques

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le **RPA 99 Version 2003** :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8. G \pm E_x \\ 0,8. G \pm E_y \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} G: \text{charges permanentes.} \\ Q: \text{charges d'exploitations.} \\ E: \text{effort de séisme} \end{cases}$$



CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement des éléments Et descente charge

CHAPITRE

II

**Pré-dimensionnement des éléments
Et descente de charges**

II.1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de pré-calculer les sections des différents éléments résistants de la structure. Cela se fait conformément à **BAEL91, CBA93** et **RPA99/version 2003**. L'objectif est de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après avoir déterminé les différentes épaisseurs et surfaces des différents éléments de support, les charges (poids propre) et les surcharges (en appliquant les règles d'atténuation) peuvent être déterminées. Dès que les charges sur la section dangereuse sont déterminées, des calculs précis sont effectués.

Dans ce chapitre, nous effectuons un pré-dimensionnement pour chacun des types d'éléments suivants :

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Escaliers

II.2 Pré-dimensionnement du plancher

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Ils jouent également le rôle d'un coupe-feu en cas d'incendie. Dans notre cas nous avons un plancher à corps creux

II.2.1 planchers à corps creux

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Cours creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ❖ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- ❖ Economie dans le coût de coffrage.

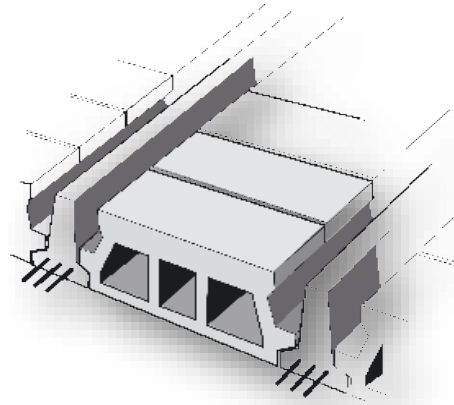
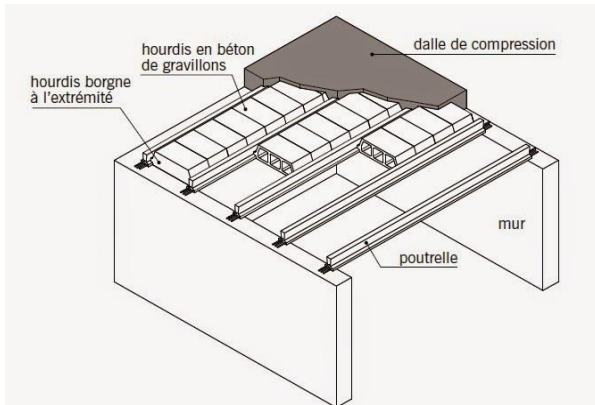


Figure II. 1: Plancher à corps creux

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles h_t , et des conditions d'utilisation et de résistance.

- On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :
- Résistance au feu

D'après le 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 un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e = 18 \text{ cm}$.

➤ **Condition de flèche**

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

$$L_{\max} = 415 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} = \frac{415}{22,5} = 18,44 \text{ cm.}$$

Donc : $h_t = 20 \text{ cm}$ (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

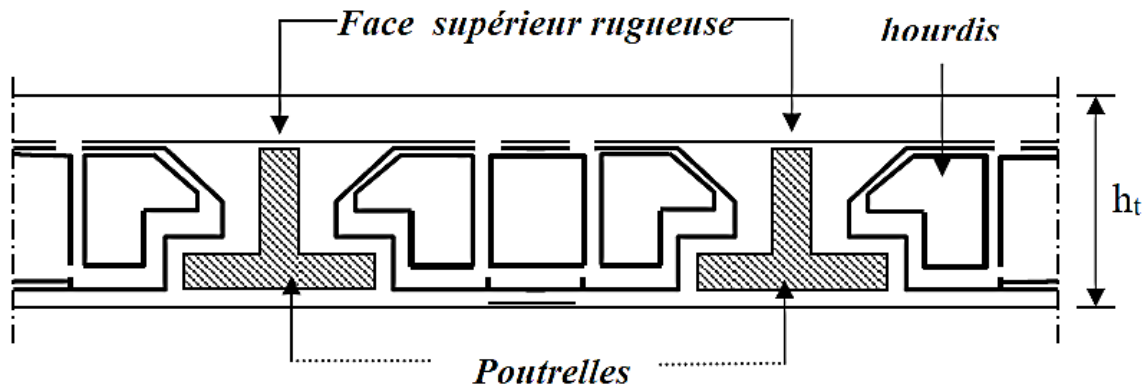


Figure II. 2: Coupe verticale du plancher à corps creux

➤ **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 phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16$ cm

$h_t = \max \{ 18, 20, 16 \}$ (cm).

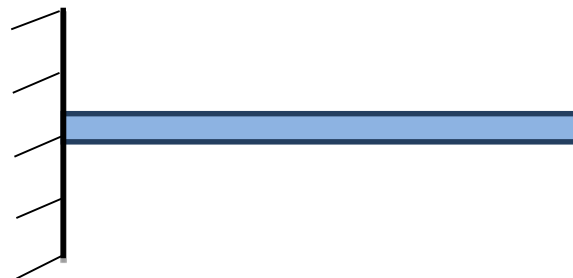
$h_t = (16 + 4)$ cm donc $h_t = 20$ cm.

II.2.2 Plancher à dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

➤ **Les balcons**

Les balcons est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur conditionnée par :



$E \geq (L_x/20) + 7 \rightarrow$ on a : $L_{\text{balcon (1)}} = 1.33 \text{ m} = L_{\text{balcon (2)}} = L_{\text{balcon (3)}}$

$E \geq 13.65$ cm.

On adopte : Balcon = 15 cm.

II.2.3 Pré-dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont en formes de T et en béton armé et est utilisée pour transférer les charges vers la poutre principale. Poutres sont placées selon deux critères :

- La poutre est placée parallèlement à l'envergure minimale (direction azimutale, le sol n'agit que dans une seule direction).
- Si la poutre est la même dans les deux directions, choisissez la direction qui a le plus d'appui (critère de continuité) car l'appui réduira les moments dans la travée et réduira la flèche.

A) Pour les dalles de compression en a (16+4)

Pour la largeur de la nervure nous avons :

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

$$b_0 \geq (0,3h ; 0,4h) \rightarrow b_0 \geq (6 ; 8) \text{ en adopte : } b_0 = 10 \text{ cm.}$$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \geq \min [L_n/2, L_{\max}/10, 6.h_0]$$

- L_n : distance entre axes des nervures.
- h_0 : Dalle de compression = 4 cm.
- $50 \text{ cm} \geq L_n \geq 80 \text{ cm}$ donc $l_n = 65 \text{ cm}$.

$$L = 65 \text{ cm et } L_{\max} = 415 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min [65/2, 415/10, 6.h_0] \rightarrow b_1 \geq \min [32,5 ; 41,5 ; 24] \text{ cm.}$$

$$6.h_0 \leq b_1 \leq 8.h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm.} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{L_{\text{hourdis}}}{2} \rightarrow b_1 \leq 27,5 \text{ cm.}$$

$$\text{En prend la plus faible valeur} \rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\text{Par suite en : } b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10$$

$$\rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

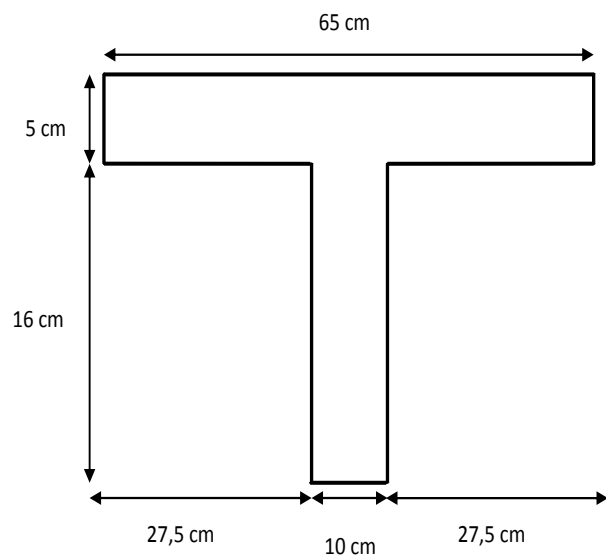


Figure II. 3: Schéma de Pré-dimensionnement du plancher

II.2.4. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux ont pour rôle de supporter les charges verticales dues aux planchers, poutrelles et les charges horizontales dues aux séismes et transmises aux poteaux.

Le pré-dimensionnement des poutres s’effectue à partir des conditions suivantes :

❖ **D’après le BAEL91**

$$(L/15) \leq h \leq (L/10)$$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.8h_t$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

❖ **D’après le RPA**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

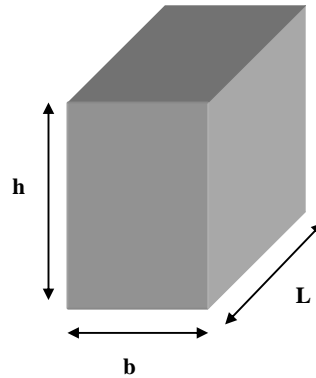


Figure II. 4: Section de la poutre

II.2.4.1 Poutres longitudinales (principale)

Soit $L_{max} = 4,75$ m la longueur maximale dans le sens longitudinale

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$31,66 \leq h \leq 47,5 \rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

$$13,5 \leq b \leq 36 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du RPA99 V2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow (45/30) = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

NB : pour les raisons architecturales nous avons des murs de 30 cm d’épaisseur

Donc on adopte : $b = 30$ cm.

Soit : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$.

II.2.4.2. Poutres transversales (secondaire)

Soit $L_{max} = 4,45$ m la longueur maximale dans le sens transversale.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$29,66 \leq h \leq 44,5 \quad \rightarrow \quad h = 40 \text{ cm.}$$

$$0.3ht \leq b \leq 0.8ht$$

$$12 \leq b \leq 32 \quad \rightarrow \quad b = 30 \text{ cm.}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions du **RPA99** :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \quad 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 20\text{cm} \quad \rightarrow \quad 40 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \quad \rightarrow \quad (40/30) = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte : $b = 30$ cm.

Soit : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$.

II.2.4.3. Poutre palière

L = 360 cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm.}$$

On adopte : **h = 35 cm.**

La largeur de poutre : $0,3.h \leq b \leq 0,8.h$

Donc $9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$. Pour une raison d'esthétique on adopte : **b = 30 cm**

Alors la section de la poutre palière sera **(30×35)**

Vérifications selon le **RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)**

$$h \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad 35/30 = 1,167 < 4 \dots\dots \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II.3 Pré-dimensionnement des voiles

a) Définition

Une voile ou un mur de refend peut généralement être défini comme un élément vertical bidimensionnel. Il présente une haute résistance aux forces horizontales et à la rigidité. En revanche, il offre peu de résistance aux forces horizontales perpendiculaires au plan, il doit donc être soutenu par d'autres murs ou portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

- ◆ **D'après le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

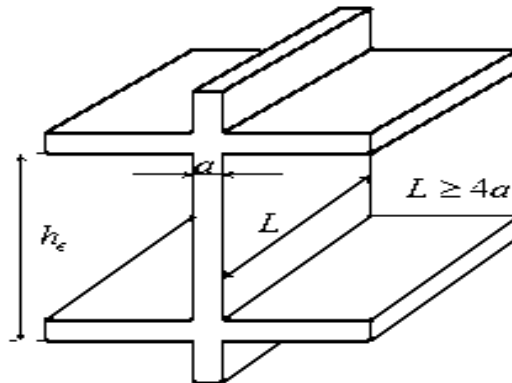


Figure II. 5: Coupe de voile en élévation

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \quad \text{selon le cas qui se présente.}$$

➤ Niveau RDC

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 4,25$ m et de la condition de rigidité aux extrémités suivante:

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{425-20}{20} = 20,005 \text{ cm} \rightarrow e \geq 20,005 \text{ cm.}$$

On adopte que : $e = 20$ cm

➤ Niveau étage courant

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,00$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300-20}{20} = 14 \text{ cm} \rightarrow e \geq 14 \text{ cm.}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur : $e = 20$ cm.

On adopte pour tous les voiles : $e = 20$ cm.

$L \geq 4e = 80$ cm → **Condition vérifiée.**

b) Disposition des voiles

Dans notre tour, le soutènement est réalisé ensemble par des voiles de part et d'autre du plan et un portique. Pour assurer une meilleure résistance aux séismes, il est souhaitable d'avoir la répartition la plus uniforme de la masse et de la rigidité tant en plan qu'en hauteur.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

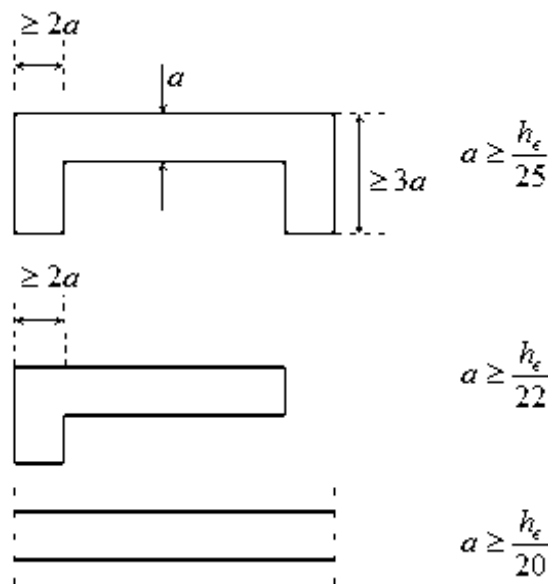
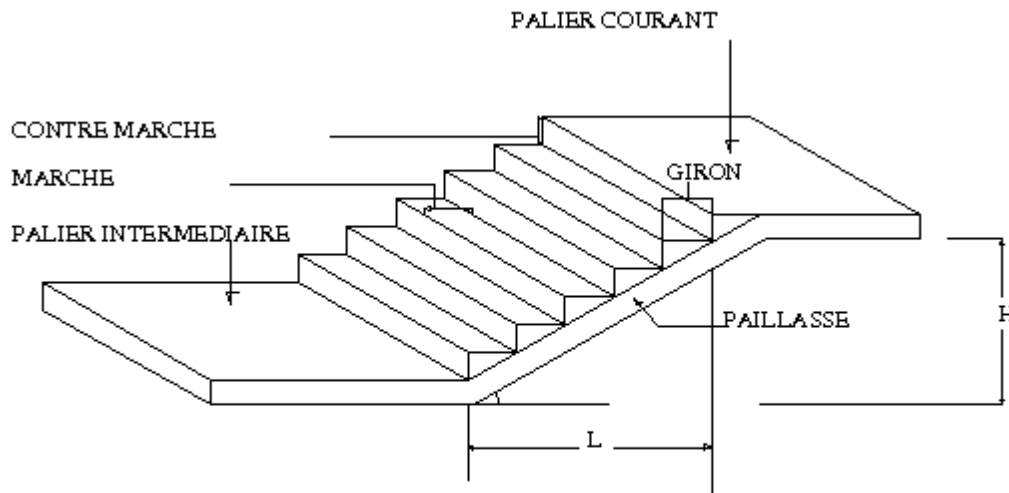


Figure II. 6: Section réduite du voile

II.4 Pré dimensionnement des escaliers

a) Définition

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.



Représentation d'un escalier

Figure II. 7: Schéma d'un escalier

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

b) Caractéristiques techniques

Hauteur : $H = 4,25$ m (RDC)

Hauteur : $H = 3,00$ m (Etages)

Choisissons une hauteur de marche de 17 cm (valeur moyenne pour une marche).

Pour déterminer le giron, appliquons la formule de **Blondel** :

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm.}$$

$$59 - 2 \times 17 < g < 66 - 2 \times 17.$$

$$27 \text{ cm} \leq g \leq 34 \text{ cm} \rightarrow \text{soit un giron de } 30 \text{ cm.}$$

◆ Niveau RDC

Pour le rez-de-chaussée la hauteur d'étage est de 4.08 m. on à 3 volées :

Le volée 1 de hauteur : $h' = 1,00$ m.

Le volée 2 de hauteur : $h' = 1,67$ m.

Le volée 3 de hauteur : $h' = 1,38$ m.

Nombre de contre marches "N_c":

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

- **La première volée (1)**

$$N_c = \frac{100}{17} = 6 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (6 - 1) \times 30 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{100}{150} = 0.666 ; \quad \text{donc } \alpha = 33,68^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse(L) est : } L = (h' / \sin \alpha) = (100 / \sin 33,68) \rightarrow L = 1,80 \text{ m.}$$

- **La deuxième volée (2)**

$$N_c = \frac{167}{17} = 10 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (10 - 1) \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{167}{270} = 0.62 ; \quad \text{donc } \alpha = 31,80^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse(L) est : } L = (h' / \sin \alpha) = (167 / \sin 31,80) \rightarrow L = 3,17 \text{ m.}$$

- **La troisième volée (3)**

$$N_c = \frac{138}{17} = 8 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (8 - 1) \times 30 = 210 \text{ cm}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{138}{210} = 0.66 ; \quad \text{donc } \alpha = 33,42^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse(L) est : } L = (h' / \sin \alpha) = (138 / \sin 33,42) \rightarrow L = 2,55 \text{ m.}$$

- ♦ **Niveau EC**

La hauteur d'étage courant est de 3.00 m. on à 3 volées :

Le volée 1 de hauteur : h' = 1,05 m.

Le volée 2 de hauteur : h' = 1,25 m.

Le volée 3 de hauteur : h' = 0,73 m.

Nombre de contre marches "N_c":

$$N_c = \frac{\text{hauteur à montée}}{\text{hauteur de marche}}$$

- **La première volée (1)**

$$N_c = \frac{105}{17} = 6 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (6 - 1) \times 30 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{105}{150} = 0.70 ; \quad \text{donc } \alpha = 34,99^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse(L) est : } L = (h' / \sin \alpha) = (105 / \sin 34,99) \rightarrow L = 1,83 \text{ m.}$$

- **La deuxième volée (2)**

$$N_c = \frac{125}{17} = 7 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (7 - 1) \times 30 = 180 \text{ cm}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{125}{180} = 0.69 ; \quad \text{donc } \alpha = 34,60^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse(L) est : } L = (h' / \sin \alpha) = (125 / \sin 34,60) \rightarrow L = 2,94 \text{ m.}$$

- **La troisième volée (3)**

$$N_c = \frac{70}{17} = 4 \text{ contre marches.}$$

La longueur projetée de la paillasse (l') :

$$l' = (N_c - 1) \times g = (4 - 1) \times 30 = 90 \text{ cm}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h'}{l'} = \frac{70}{90} = 0.77 ; \quad \text{donc } \alpha = 37,60^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse(L) est : } L = (h' / \sin \alpha) = (70 / \sin 37,60) \rightarrow L = 1,14 \text{ m.}$$

- ♦ **L'épaisseur de l'escalier**

Niveau RDC et EC :

L'épaisseur de l'escalier est : $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$.

$$L_0 = 3,15 \text{ m} \rightarrow 315/30 \leq e \leq 315/20 \Rightarrow 10,5 \leq e \leq 15,75 \rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

a. Définition

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé. Ceux-ci représentent des points d'appui pour transférer les charges vers la fondation et leur forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

b. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

c. Étapes de Pré dimensionnement

- ✓ Dimensionnements des poteaux.
- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la longueur de flambement L_f .
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Vérification de l'effort normale du poteau.
- ✓ Vérification de la contrainte du béton.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

d. Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\min(a,b) \geq 25$ cm en **zone IIa**

Tableau II. 1: Pré-dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		9 ^{eme}	8 ^{eme}	7 ^{eme}	6 ^{eme}	5 ^{eme}	4 ^{eme}	3 ^{eme}	2 ^{eme}	1 ^{er}	RDC
Dimension du poteau	a(cm)	30	40	40	40	50	50	50	60	60	60
	b(cm)	30	40	40	40	40	40	40	40	40	40

II.6 Evaluation des charges et surcharges

a) Introduction

Le but de la chute de charge est de déterminer les charges et surcharges sur chaque élément porteur à chaque niveau de plancher jusqu'à la fondation. La taxe réglementaire est de :

Les charges permanentes qui présentent le poids propre (G).

Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

1) Les planchers

a. Plancher terrasse

La terrasse est à une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II. 2: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m3)	G (kg/m2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

La charge permanente **G** = 628 Kg/m²

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) **Q** =100 Kg/m².

La charge d'exploitation (terrasse accessible) **Q** =150 Kg/m².

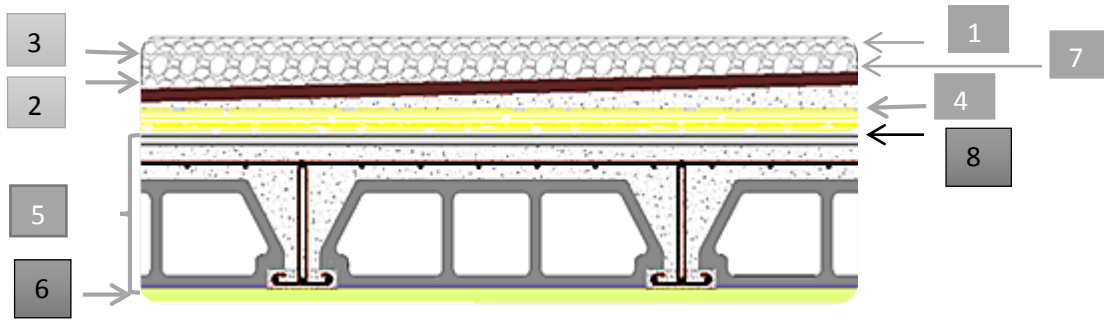


Figure II. 8: Composants d'un plancher terrasse en corps creux

Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
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 $G = 721 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

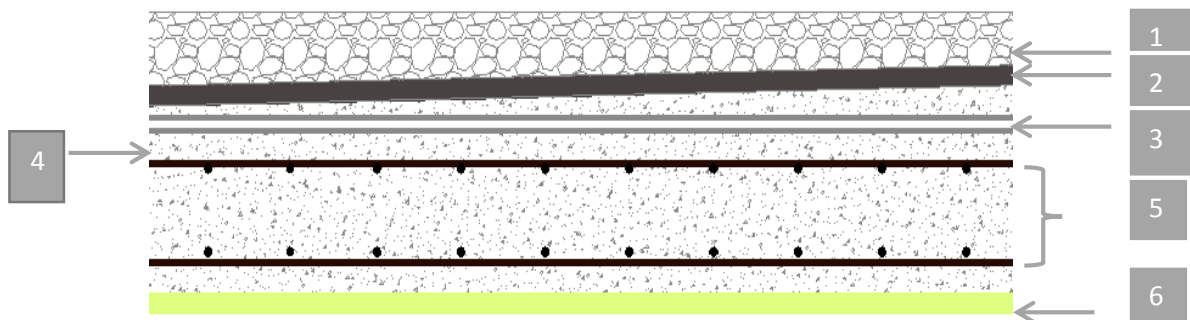


Figure II. 9: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine

b. Plancher étages courants

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau II. 4: Evaluation des charges permanentes du plancher courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente $G = 530 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$.

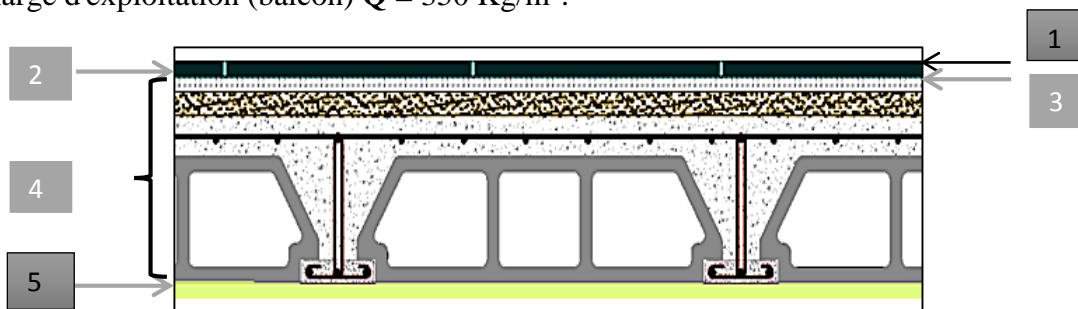


Figure II. 10: Coupe plancher étage courant

c. Mur extérieur (double cloison)

Tableau II. 5: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	1400	350
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3-Enduit ciment	2	2000	40
Total			G = 414

La charge permanente (niveau RDC) $G = 414 \times (4,25 - 0,40) = 1593,9 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 414 \times (3,00 - 0,40) = 1076,4 \text{ Kg/ml}$.

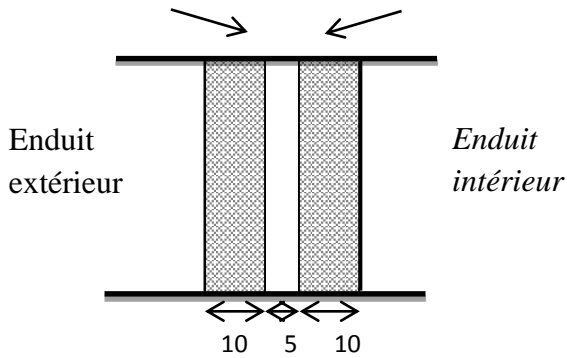


Figure II. 11: Remplissage en double paroi

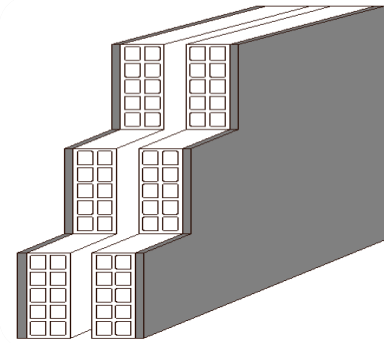


Figure II. 12: Mur extérieur

d. Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 6: Charge permanente du mur simple cloison

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique	Poids surfacique
1	Enduit en ciment extérieurs	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment intérieur	0,02	1400	28
			Total	158

La charge permanente (niveau RDC) $G = 158 \times (4,25 - 0,40) = 268,6 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 158 \times (3,00 - 0,40) = 189,6 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 158 \times 1,33 = 210,14 \text{ Kg/ml}$.

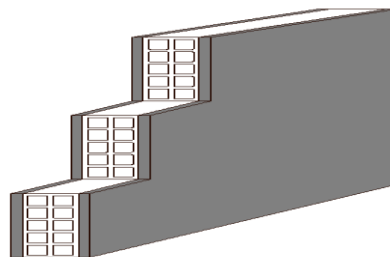


Figure II. 13: Mur simple cloison

e. L'acrotère

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + \frac{0,03 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$P = S \times 2500 = 0,069 \times 2500 = 172,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit : ep 2 cm} = 0,02 \times 2000 \times 0,60 \times 2 = 48 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente } G = 250 + 48 = 220,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

f. Les balcons Nos balcons sont en dalle pleine

Tableau II. 7: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente **G** = 553 Kg/m²

La charge d'exploitation **Q** = 350 Kg/m²

g. L'escalier

➤ **Palier**

Tableau II. 8: Evaluation des charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente **G** = 553 Kg/m².

La charge d'exploitation **Q** = 250Kg/m².

➤ Paillasse

Tableau II. 9: Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et EC

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,65 = 445,37$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 812,38 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

II.7 Descente des charges

La descente de 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.

1) Charges permanentes et l'effort normal « Nu »

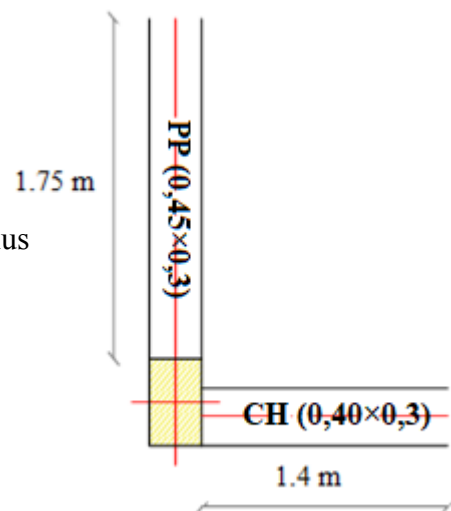
✦ Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte « E-3 » :

La surface reprise par le poteau :

$$S_1 = (1,4 \times 1,75) = 3,485 \text{ m}^2.$$

Figure II. 14: Représentation du poteau d'angle le plus sollicité



○ **Calcul des charges permanentes revenant au poteau**

Tableau II. 10: Détermination des charges permanentes pour Poteau d'angle

Niveaux	Désignation	G(KN)
9^{ème} étage	Acrotère : G. L= 2,20 × (1,4×1,75)	5,39
	Plancher terrasse : 6,28 × (1,4×1,75)	15,39
	Poutre longitudinale (P.S) : 25× (0,40×0,3) × 1,4	4,2
	Poutre transversale (P.P) : 25× (0,45×0,3) × 1,75	5,90
Σ		30,88
8^{ème} étage 7^{ème} étage 6^{ème} étage		43,76
5^{ème} étage 4^{ème} étage 3^{ème} étage		56,37
2^{ème} étage 1^{ère} étage		68,72
RDC		80,54

✦ **Poteau central :**

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte « **D-5** » :

La surface reprise par le poteau :

$$S_2 = ((2.215 + 1.53) \times (1.80 + 2.00)) = 14,23 \text{ m}^2.$$

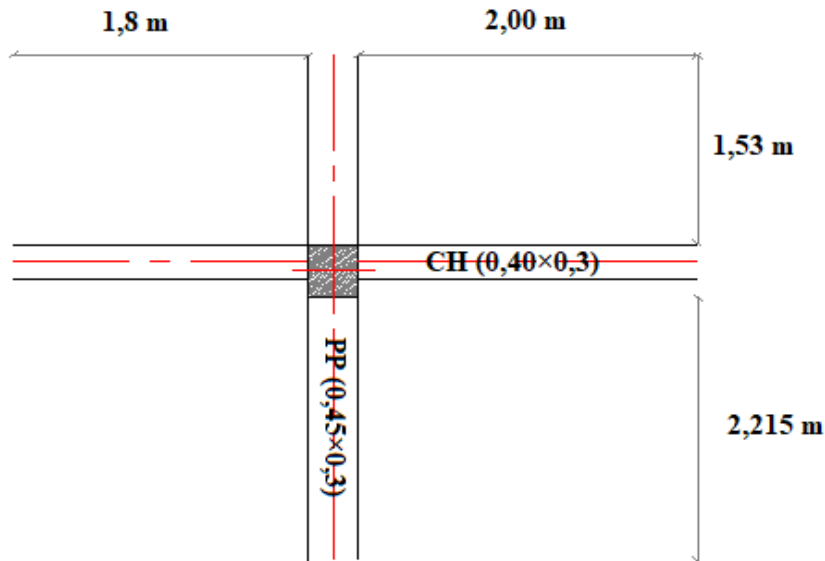


Figure II. 15: Représentation du poteau central le plus sollicité

Tableau II. 11: Détermination des charges permanentes pour Poteau central

Niveaux	Désignation	G(KN)
9 ^{ème} étage	Plancher terrasse : 6,28 × 14,23	89,50
	Poutre longitudinale (P.S) : 25 × [(2,00+1,8) × (0,40 × 0,3)]	12,84
	Poutre transversale (P.P) : 25 × [(2,215+1,53) × (0,45 × 0,30)]	11,625
	Poteau (0,3 × 0,3 × 3,00 × 25)	6,75
Σ		120,715
8 ^{ème} étage 7 ^{ème} étage 6 ^{ème} étage		111,515
5 ^{ème} étage 4 ^{ème} étage 3 ^{ème} étage		114,30
2 ^{ème} étage 1 ^{ère} étage		117,09
RDC		124,59

2) 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.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q₀: La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage → condition non vérifié

Tableau II. 12: Détermination des charges d'exploitations

Niveaux	Q (kN/m ²)	S (m ²)		Q = q × S (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
9 ^{ème} étage	1,00	14,23	Q ₀ =	14,23	1	14,23
8 ^{ème} étage	1,5	14,16	Q ₁ =	21,24	0,95	35,47
7 ^{ème} étage	1,5	14,16	Q ₂ =	21,24	0,90	54,59
6 ^{ème} étage	1,5	14,16	Q ₃ =	21,24	0,85	71,58
5 ^{ème} étage	1,5	14,12	Q ₄ =	21,18	0,80	86,39
4 ^{ème} étage	1,5	14,12	Q ₅ =	21,18	0,75	99,09
3 ^{ème} étage	1,5	14,12	Q ₆ =	21,18	0,70	109,68
2 ^{ème} étage	1,5	14,08	Q ₇ =	21,12	0,65	119,58
1 ^{ère} étage	1,5	14,08	Q ₈ =	21,12	0,60	131,18
RDC	1,5	14,08	Q ₉ =	21,12	0,55	141,95

3) Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « D-5 ».

$$N_G = \begin{cases} N_{G\text{ centr}} = 124,59 \text{ KN} \\ N_{G\text{ d'angle}} = 80,54 \text{ KN} \end{cases}$$

Poteau le plus sollicité Poteau de centre « D-5 » : $N_{G\text{max}} = N_G = 124,59 \text{ KN}$.

4) Calcul de la longueur de flambement L_f

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

0,7×L₀ : 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.

L₀ : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : **L_f = 0,7 × L₀** (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

RDC : ➔ **L_f = 0.7 × 4,24 = 2,975 m**

Etage courant : ➔ **L_f = 0.7×3,00 = 2,10 m**

5) Calcul de normal admissible l'effort \bar{N}_u

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

\bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier talque :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

f_{c28} = 25 MPa et **f_e = 400 MPa** : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau (section estimé).

α : Coefficient en fonction de l'élanement du poteau : **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).**

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{Et} \quad \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) \quad ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

Où : i : Rayon de giration

λ : L'élanement géométrique

l_f : Longueur de flambement.

a : plus petit dimension du poteaux.

Tableau II. 13: Calcule l'effort admissible des poteaux $\overline{N_u}$

Niveaux	Dimension (cm ²)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As(mm ²)	$\overline{N_u}$ (kN)
9 ^{ème} étage	30×30	784	2,10	24,41	0,774	180	1172,19
8 ^{ème} étage	40×40	1444	2,10	18,26	0,806	320	2245,015
7 ^{ème} étage	40×40	1444	2,10	18,26	0,806	320	2245,015
6 ^{ème} étage	40×40	1444	2,10	18,26	0,806	320	2245,015
5 ^{ème} étage	50×40	1824	2,10	18,26	0,806	400	2834,63
4 ^{ème} étage	50×40	1824	2,10	18,26	0,806	400	2834,63
3 ^{ème} étage	50×40	1824	2,10	18,26	0,806	400	2834,63
2 ^{ème} étage	60×40	2204	2,10	18,26	0,806	480	3424,24
1 ^{ère} étage	60×40	2204	2,10	18,26	0,806	480	3424,24
RDC	60×40	2204	2,975	25,87	0,766	480	3254,30

6) Vérification selon le BAEL91 révisées 99

Vérifications de l'effort normale des poteaux $1.1N_u \leq \overline{N_u}$

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

Tableau II. 14: Vérifications de l'effort normale des poteaux $1.1N_u \leq (\bar{N}_u)$

Niveaux	G (kN)	Gcum(kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	\bar{N}_u (kN)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
9 ^{ème} étage	120,715	120,715	14,23	184,31	202,741	1172,19	C.V
8 ^{ème} étage	111,515	232,23	35,47	366,71	403,38	2245,015	C.V
7 ^{ème} étage	111,515	343,745	54,59	545,94	600,534	2245,015	C.V
6 ^{ème} étage	111,515	455,26	71,58	721,97	794,167	2245,015	C.V
5 ^{ème} étage	114,30	569,56	86,39	898,5	988,35	2834,63	C.V
4 ^{ème} étage	114,30	683,86	99,09	1071,85	1179,04	2834,63	C.V
3 ^{ème} étage	114,30	798,16	109,68	1242,04	1366,22	2834,63	C.V
2 ^{ème} étage	117,09	915,25	119,58	1414,96	1556,45	3424,24	C.V
1 ^{ère} étage	117,09	1032,34	131,18	1590,43	1749,47	3424,24	C.V
RDC	124,59	1156,93	141,95	1774,8	1952,28	3254,30	C.V

7) Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II. 15: vérifications de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux

Niveaux	B (cm ²)	Nu (kN)	Nu/B (MPa)	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
9 ^{ème} étage	30×30	184,31	2,05	14,17	C.V
8 ^{ème} étage	40×40	366,71	2,29	14,17	C.V
7 ^{ème} étage	40×40	545,94	3,41	14,17	C.V
6 ^{ème} étage	40×40	721,97	4,51	14,17	C.V
5 ^{ème} étage	50×40	898,5	4,49	14,17	C.V
4 ^{ème} étage	50×40	1071,85	5,36	14,17	C.V
3 ^{ème} étage	50×40	1242,04	6,21	14,17	C.V
2 ^{ème} étage	60×40	1414,96	5,89	14,17	C.V
1 ^{ère} étage	60×40	1590,43	6,62	14,17	C.V
RDC	60×40	1774,8	7,39	14,17	C.V

8) Vérification selon le RPA 99 version 2003

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

❖ **Coffrage : RPA 99/ version2003, Art 7.4.1.**

Tableau II. 16: 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b, h)} = 30 \text{ cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$	$\text{Min (b, h)} = 30\text{cm} \geq (h_e/20) = (3,00)/20 = 15 \text{ cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (30/30) = 1 \leq 4$	Oui

❖ **Vérifications spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II. 17: 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

Niveaux	B (cm ²)	Nu (kN)	f _{c28} (MPa)	$\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$ (MPa)	$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$
9 ^{ème} étage	30×30	184,31	2,5	0,081	C.V
8 ^{ème} étage	40×40	366,71	2,5	0,091	C.V
7 ^{ème} étage	40×40	545,94	2,5	0,136	C.V
6 ^{ème} étage	40×40	721,97	2,5	0,18	C.V
5 ^{ème} étage	50×40	898,5	2,5	0,179	C.V
4 ^{ème} étage	50×40	1071,85	2,5	0,21	C.V
3 ^{ème} étage	50×40	1242,04	2,5	0,248	C.V
2 ^{ème} étage	60×40	1414,96	2,5	0,235	C.V
1 ^{ère} étage	60×40	1590,43	2,5	0,265	C.V
RDC	60×40	1774,8	2,5	0,296	C.V



CHAPITRE III :

Etude des éléments secondaires

CHAPITRE

III Etude des éléments Secondaires

Dans ce chapitre on va aborder le calcul des éléments non structuraux

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au durcissement. Celles-ci sont généralement calculées sous l'influence de charges continues et de surcharges opérationnelles. L'étude de ces éléments est indépendante de l'activité sismique, mais dépendrait de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**.

III.2 Acrotère

a- Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Elle forme un mur contre toute chute, est considérée comme une console encadrée, est chargée en bas par son propre poids, présente des surcharges horizontales et est réalisée en béton armé. Les calculs sont effectués dans un coude composé d'un tuyau d'évacuation d'une longueur de 1 m au niveau de la section enterrée située à la base. Le parapet est exposé aux éléments, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

b- Dimensions et modélisation de l'acrotère

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

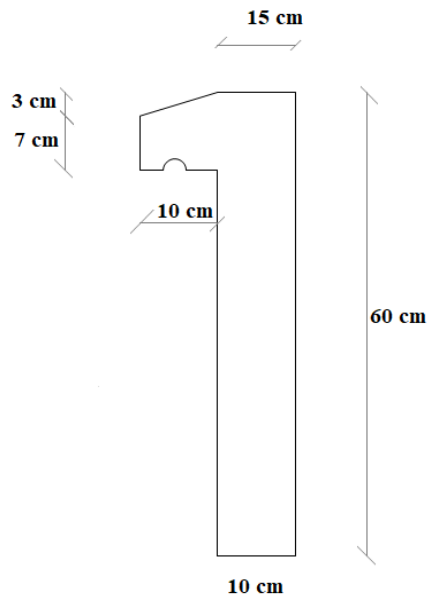


Figure III. 1: Schéma de l'Acrotère

c- Détermination des sollicitations

◆ **Charge permanente :**

On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliqué en son centre de gravité : soit (NG)

La surface de l'acrotère est : $S = 0.069 \text{ m}^2$.

$$S = [(0,10 \times 0,03) / (2)] + (0,10 \times 0,60) + (0,10 \times 0,07) = 0.069 \text{ m}^2.$$

$$P = (0,069 \times 2500) = 172,5 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Enduit: } ep \text{ 2cm} = 48 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 220,5 \text{ Kg/ml.}$$

◆ **Charge d'exploitation :**

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1 \text{ ml} = 100 \text{ Kg.}$$

Donc on a :

G_{total} : crée un effort normal $N_G = 220,5 \text{ Kg/ml}$.

Un moment $MG = N_G \times 0 = 0$.

Q : crée un effort normal $N_Q = 0 \text{ KN}$.

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times h = 60 \text{ Kg.m}$

d- Évaluation et combinaison des charges

➤ Calcul à l'ELU

$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 220,5 = 179,68 \text{ Kg} = 2,8 \text{ KN}$

$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ Kg.m} = 0,9 \text{ KN.m}$

➤ Calcul à l'ELS

$N_s = G = 220,5 \text{ Kg} = 2,21 \text{ KN}$

$M_s = 100 \times 0,6 = 60 \text{ kg.ml} = 0,6 \text{ KN.ml}$

e- Calcul de l'excentricité

➤ Etat limite ultime (ELU)

$e_o = M_u / N_u = 0,9 / 2,8 = 0,321 \text{ m}$.

$e_o = 0,321 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,0166 \text{ m}$.

$e_o > h / 6$ donc la section est a priori partiellement comprimée car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

➤ Etat limite de service (ELS)

$e_o = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0,6 / 2,21 = 0,271 \text{ m}$.

$e_o = 0,2013 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,01667 \text{ m}$.

$e_o > h / 6$ donc la section est partiellement comprimée.

f- Le ferrailage de l'acrotère

❖ Calcul à l'ELU

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

◆ **h** : Epaisseur de la section ; Soit : $h = 10 \text{ cm}$.

- ◆ **b** : largeur de la section ; Soit : $b = 100$ cm.
- ◆ **c= d'**: enrobage ; Soit : $c = d' = 2$ cm.
- ◆ **d = h-c** : hauteur utile ; Soit : $d = 10 - 2 = 8$ cm..
- ◆ **La fissuration est préjudiciable.**

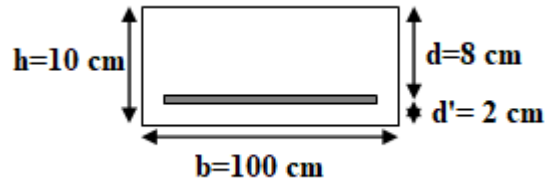


Figure III. 2: Coupes transversales de l'acrotère

❖ **Moment fictif**

On a :

✚ $M_u = 0,9$ KN.m.

✚ $N_u = 2,8$ KN/ml.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de celle déjà calculée Le moment fictif est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,9 + 2,8 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,984 \text{ kN.m}$$

On applique les formules de la flexion simple :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa} \quad , f_c = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.984 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.16} = 0.010$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.010 \rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012.$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.0124 = 0.9952.$$

$$Z = d \times \beta = 0.8 \times 0.995 = 0.079 \text{ m.}$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

❖ **Armatures fictives**

$$Af = \frac{Mf}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{0.984 \times 10^6}{79 \times 348} = 35.79 \text{ mm}^2 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$Au = Af - \frac{Nu}{f_{ed}} = 0.36 - \frac{2.8}{348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à L'ELU**

✦ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])**

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

$$A_{min} = 0.23 \times (100 \times 8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

On trouve :

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > Au = 0.35 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$As = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm.}$$

$$St \leq \text{min} (3 \times 10 ; 33) \text{ cm.}$$

On adopte un espacement **St = 20 cm.**

❖ **Armature de répartition**

$$Ar = \frac{As}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm².**

❖ **Calcul de l'espacement [BAEL-91]**

$$St \leq \text{min} (4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow St \leq \text{min} (40, 45 \text{ cm}).$$

$$St \leq 40 \text{ cm.} \quad \rightarrow \text{On adopte un espacement } St = 20 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :(BAEL 91 art 5.1.1)**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

τ_u : contrainte de cisaillement maximale.

Avec :

$$N_u = 1,5 \times Q = 150 \text{ Kg.}$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{bd} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa.}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa.} \leq \overline{\tau_u} = 1,17 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

❖ **Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2)**

$$l_s = 40\varnothing = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

l_s : Longueur de scellement.

❖ **Vérification à l'Etat de service (ELS)**

On a :

$$M_{serG} = 0.60 \text{ KN.m.}$$

$$N_{ser} = 2,21 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} (d - h/2)$$

$$M_{serA} = 0.60 + 2.21 (0.08 - 0.10/2) = 0.66 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Donc : $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{t28}} \end{array} \right. = 201.63 \text{ MPa.}$$

● **n=15**

$$y_1 = \frac{n \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{(n \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 201)} \cdot 0,08 = 0,042 \text{ m} = 4,22 \text{ cm}$$

Donc :

$$Z_1 = d - y_1/3 = 6,60 \text{ cm}$$

$$M_1 = \overline{\sigma}_{bc} \cdot b \cdot y_1 \cdot Z_1 \cdot 0,5$$

$$M_1 = 15 \times 1000 \times 42,2 \times 66 \times 0,5 = 20889000 \text{ N.mm} = 20,9 \text{ KN.m.}$$

$$M_{serA} < M_1 \quad \text{Donc : } A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{serA}}{Z_1 \times \overline{\sigma}_s} = \frac{0,66 \times 10^6}{66 \times 201,63} = 49,6 \text{ mm}^2 = 0,496 \text{ cm}^2.$$

Conclusion

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_{min}, A_u).$$

$$A_s = \text{Max} (0,496, 0,966, 0,27) \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0,966 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA8/ml = 2,51 cm².**

❖ Vérification de l'acrotère au séisme

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles **RPA/2003**. Selon ces règles. Les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères et les cheminées par exemple) sont calculées suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans **le tableau 4.1 du RPA 99/2003**, dans notre cas Zone IIa, groupe 2, alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A = 0,15.$$

CP : Facture de force horizontale pour les éléments secondaires donné par le **tableau 6.1 du RPA99/2003**, pour le consol **Cp = 0.8**.

Wp : Poids propre de l'acrotère → $Wp = 220.50 \text{ kg/ml}$.

$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$.

$Fp = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 220.50 = 105.84 \text{ kg/ml}$.

$Fp = 105.84 \text{ kg/ml} < 1.5 Q = 150 \text{ Kg/ml} \Rightarrow$ **Condition déjà vérifié.**

Remarque : les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère.

Donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit $As' = As$)

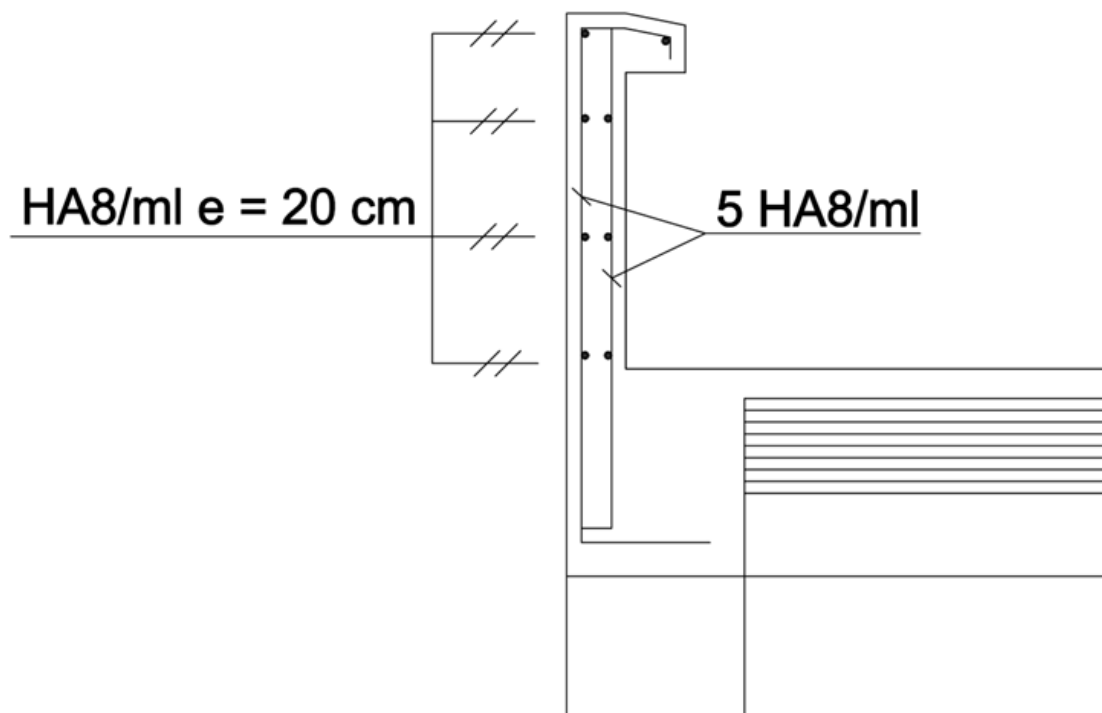


Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 Etude d'escalier

a- Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble et il constitue une issue des secours importants en cas d'incendie.

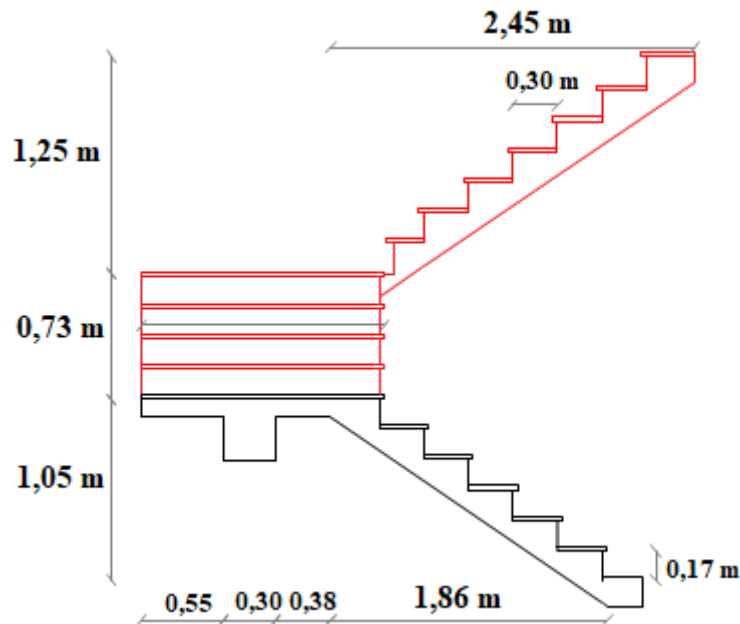


Figure III. 4: Schéma d'escalier

➤ Les différents types des escaliers

Niveau RDC :

Pour le RDC on a 3 types :

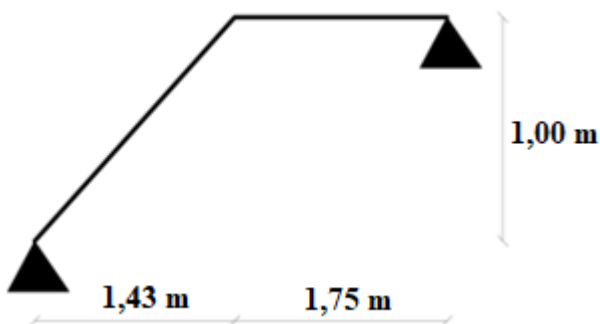


Figure III. 5: Schéma d'escalier type 1

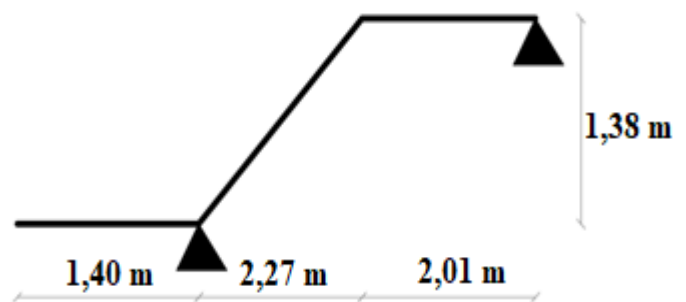


Figure III. 6: Schéma d'escalier type 2

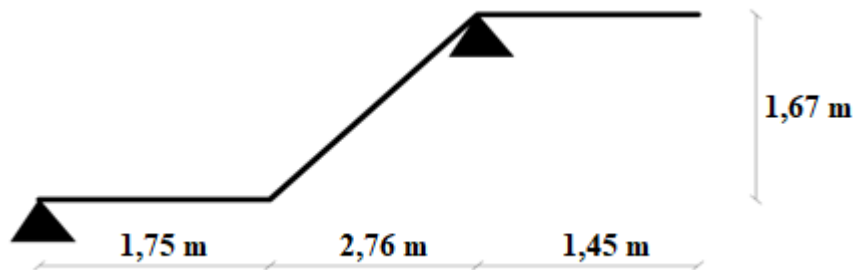


Figure III. 7: Schéma d'escalier type 3

➤ Niveau étage courant

Pour l'étage courant on a 3 types :

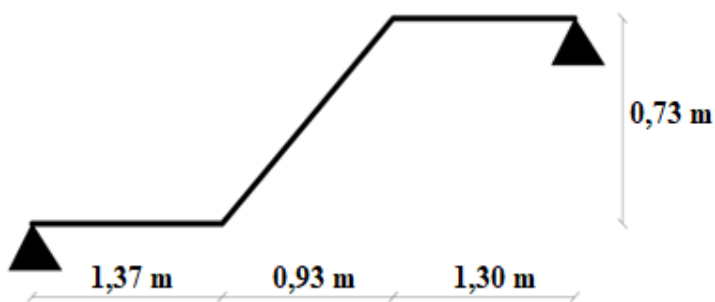


Figure III. 8: Schéma d'escalier type 1

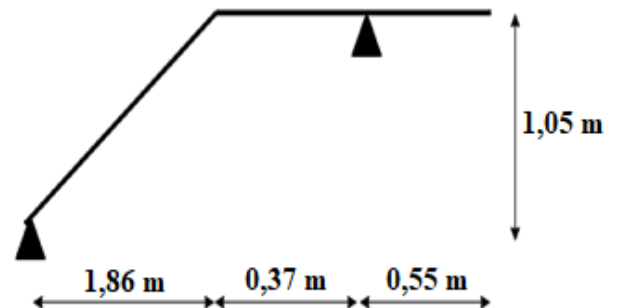


Figure III. 9: Schéma d'escalier type 2

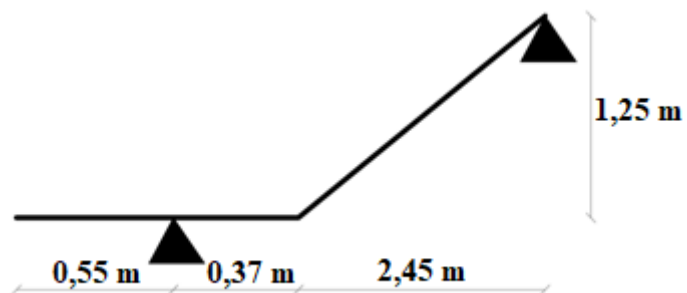


Figure III. 10: Schéma d'escalier type 3

b- Charges et surcharges

➤ Palier de repos :

Charge permanente : $G = 553 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

➤ **Paillasse :**

Charge permanente : $G = 812.38 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service : $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers à l'état limite ultime et de service :

Tableau III. 1: Charges sur les éléments de l'escalier

Section	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
Paillasse	812,38	250	1471,71	1062,38
Palier	553	250	1121,55	803

c- Calcul de la charge équivalente

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

Ce qui donne les 2 charges équivalentes suivantes :

❖ **Pour RDC Type 01 :**

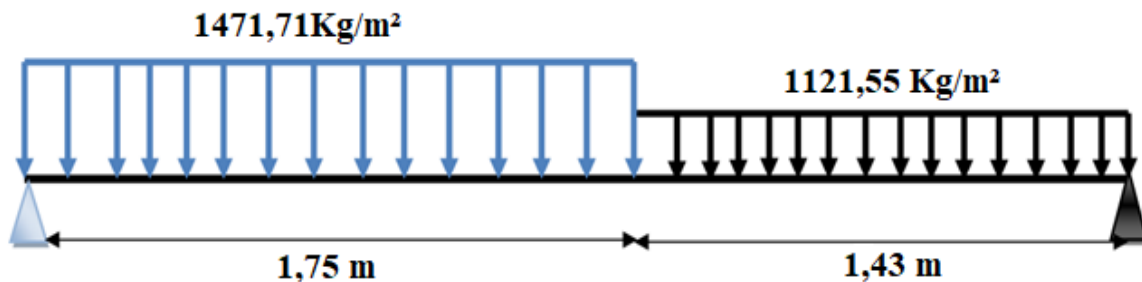


Figure III. 11: Schéma des charges sur les éléments de l'escalier

❖ **Etat limite ultime (ELU)**

$$q_e(u) = \frac{(1471.71 \times 1.43) + (1121.55 \times 1.75)}{1.43 + 1.75} = 1279,01 \text{ Kg/ml}$$

❖ **Etat limite de service (ELS)**

$$q_e(s) = \frac{(1062.38 \times 1.43) + (803 \times 1.75)}{1.43 + 1.75} = 919,64 \text{ Kg/ml}$$

d- Calcul des moments max et efforts tranchants max

❖ **Pour type 01**

✓ Moment (max) = $\frac{q \times l^2}{8} = \frac{1279.01 \times 3.18^2}{8} = 1616.73 \text{ Kg/ml.}$

✓ Effort tranchant (max) = $\frac{q \times l}{2} = \frac{1279.01 \times 3.18}{2} = 2033.62 \text{ Kg.}$

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Le calcul se fait en considérons généralement un encastrement partiel des escaliers au niveau des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

✓ Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique.}}$

✓ Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = 0,3 M_{\text{isostatique.}}$

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III. 2: Les moments et l'effort tranchant pour type 01

Etats	Moment isostatique (Kg.m)	Moment travée (Kg.m)	Moment appui (Kg.m)	Effort tranchant (Kg)
ELU	1616,73	1374.22	485.02	2033.62
ELS	1162,47	988.1	348.74	2033.62

❖ Pour type 02

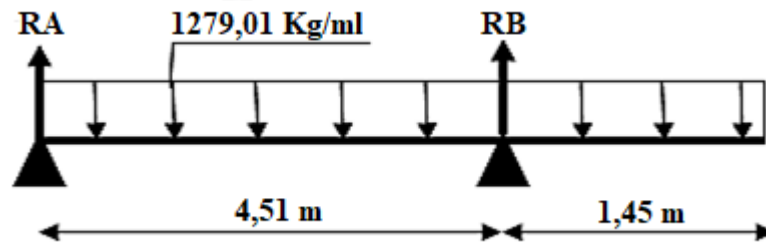


Figure III. 12: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU

Calcul des deux réactions d'appuis R_A et R_B .

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow (-R_B \times 4.51 + \frac{q \times 5.96^2}{2}) = 0$$

$$R_B = \frac{1279.01 \times 5.96^2}{2 \times 4.51} = 5036.86 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow (-R_A \times 4.51 + \frac{q \times 5.96^2}{2} - \frac{q \times 1.45^2}{2}) = 0$$

$$R_A = \frac{13007.6 - 1344.6}{4.51} = 2586.03 \text{ Kg}$$

Pour $0 \leq x \leq 4.51\text{m}$

$$T(x) = R_A - q \times x = 2586.03 - 1279.01 \times x.$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m. } T(0) = R_A = 2586.03 \text{ kg.} \\ x = 4\text{m. } T(4.51\text{m}) = -3182.30 \text{ kg.} \end{cases}$$

$$T(x) = 0. \quad \text{si } x = \frac{2586.03}{1279.01} = 2.02 \text{ m.}$$

$$M(x) = -R_A \cdot x + \frac{q \times x^2}{2} = -2586.03 \cdot x + 1279.01 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m. } M(0) = 0 \text{ kg.} \\ x = 2.02 \text{ m. } M(2.02\text{m}) = 2614.34 \text{ kg.m} \\ x = 4.51 \text{ m. } M(4.51\text{m}) = 1344.60 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Pour $4.51\text{m} \leq x \leq 5.96\text{m}$

Calcul a droite : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.45 \text{ m}$

$$T(x) = -q \times x = -1279.01 \times x.$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m. } T(0) = 0 \text{ kg.} \\ x = 4\text{m. } T(1.45\text{m}) = -1854.56 \text{ kg.} \end{cases}$$

$$M(x) = -\frac{q \times x^2}{2} = -1279.01 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0m. M(0) = 0 \text{ kg.m} \\ x = 1.45 m. M(1.45 m) = -1344.56 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments et des efforts tranchant des différents types des escaliers sont traités du tableau dans suivant :

Tableau III. 3: Les moments et les efforts tranchants sur les escaliers

Différents types des escaliers		Moment travée (Kg.m)	Moment appui (Kg.m)	Effort tranchant (kg)
RDC	1 ^{ere} type	1374.22	485.02	2033.62
	2 ^{eme} type	2614.34	784.302	3182.3
EC	1 ^{eme} type	1761.2	621.6	2302.21
	2 ^{eme} type	701.27	247.50	1512.84

Les sollicitations maximales sont :

$M_t = 2614.34 \text{ kg.m}$

$M_a = 784.302 \text{ kg.m}$

$T = 2302.21 \text{ kg}$

e- Calcul du ferrailage

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la Fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

b : largeur de la section ; **b = 100 cm.**

c= c' : enrobage ; **c = c' = 2 cm.**

d = (h-c) : hauteur utile ; **d = 15-2=13 cm.**

$\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$

❖ **Ferrailage longitudinal**

- **Ferrailage en travée** : $M_{travée} = 26.14 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.984 \times 10^6}{100 \times 13^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.109$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.109 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.144$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.144 = 0.942$$

$$Z = d \times \beta = 13 \times 0.942 = 12.25 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{26.14 \times 10^6}{122.5 \times 348} = 613.18 \text{ mm}^2 = 6.13 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à L'ELU

★ Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])

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

$$A_{min} = 0.23 \times (100 \times 13) \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

On trouve :

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_u = 6.13 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = A_u = 6.13 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6HA12/ml soit 6.78 cm².

❖ Armature de répartition

Pour travée :

$$A_{re} = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10/ml** de section **3.14 cm²**.

- Ferrailage en appui : $M_{appui} = 7.84 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.984 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.0327$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.0327 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.041$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.041 = 0.983$$

$$Z = d \times \beta = 13 \times 0.983 = 12.78 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{7.84 \times 10^6}{127.8 \times 348} = 176.28 \text{ mm}^2 = 1.76 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à L'ELU**

✦ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])**

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

$$A_{min} = 0.23 \times (100 \times 13) \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Max} = (A_{min} ; A_u) = 1.76 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 6HA10/ml soit 4.17 cm².

❖ **Armature de répartition**

Pour :

$$A_{re} = \frac{A_s}{4} = \frac{4.17}{4} = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10/ml de section 3.14 cm².

❖ **Ferraillage transversal**

Effort tranchant maximal : $V_u = 23.02 \text{ KN}$.

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{23.02 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,177 \text{ MPa.}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Selon le B.A.E.L article A.5.1,2.}$$

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPa.} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Remarque :**

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires. On placera des armatures de répartition.

Tableau III. 4: Ferrailage d'escalier

	Mu (KN.m)	μ	αu	Z (cm)	A (cm²)	A adoptée (cm²)	A répartition
Travée	26.14	0.109	0.10	12.25	6.13	6HA12 =6.78cm²	4HA10 = 3.14 cm²
Appui	7.84	0.075	0.327	12.78	1.76	6HA10 =4.17cm²	4HA10 = 3.140 cm²

❖ **Vérification à ELS : le BAEL91**

Vérification de la contrainte de compression d'après le **B.A.E.L.91**, pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe = 400MPa.

Si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$

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

$$\delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau III. 5: Vérification à E.L.S

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	αu	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.39	0.10	0.445	0.10 < 0.445
Appui	1.39	0.327	0.445	0.327 < 0.445

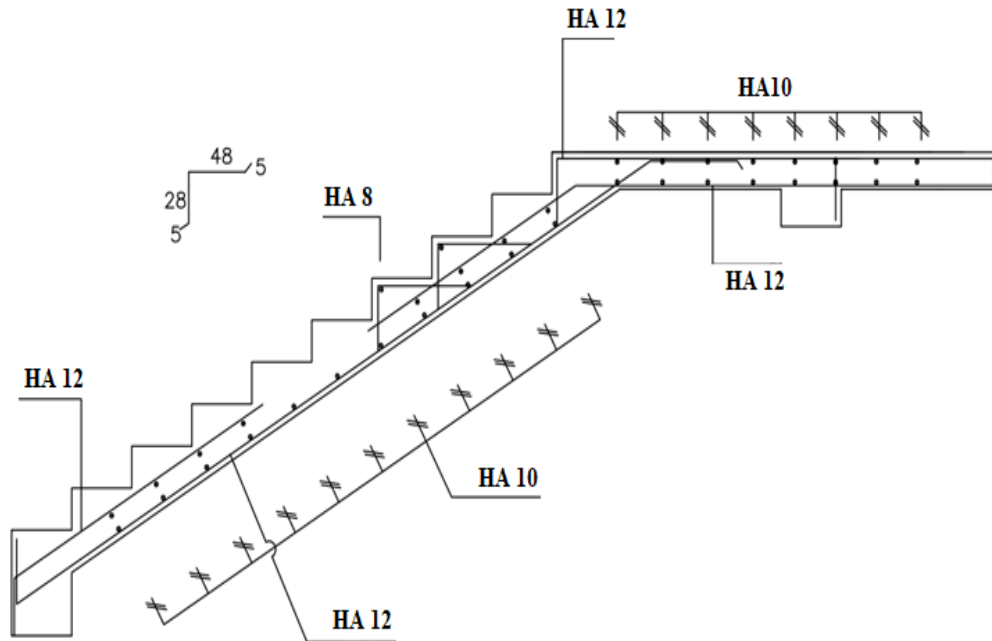


Figure III. 13: Ferrailage de l'escalier

III.4 Etude de la poutre palière

Le palier placé sur la poutre palière n'est soumis qu'à une simple flexion, dans le but d'éviter la torsion provoquée non seulement par le poids propre de la poutre palière mais également par la force de réaction de l'escalier et la force horizontale de l'escalier agissant sur la poutre palière. Est comme support pour les escaliers.

a. Evaluation des charges

- Poids propre : $PP = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$.
- Charge palier : $G = 5.53 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre du mure RDC et étage courant : $(3,00/2 + 0,35) \times 4.14 = 7.78 \text{ KN/ml}$.

Donc :

- Charge permanente : $G = 15.82 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

b. Réaction de la poutre palier

$$\begin{cases} ELU: Ru = 50,36 \text{ KN} \\ ELS: Rs = 36,21 \text{ KN} \end{cases}$$

c. Combinaison à considérer

❖ Etat limite ultime (ELU)

$$Q_u = 1,35G + 1,5 R_u \rightarrow Q_u = 1,35 \times 15,82 + 1,5 \times 50,36 = 96,90 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 96,90 \text{ KN}$$

❖ Etat limite de service (ELS)

$$Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 15,82 + 36,21 = 52,03 \text{ KN.}$$

$$Q_s = 52,03 \text{ KN.}$$

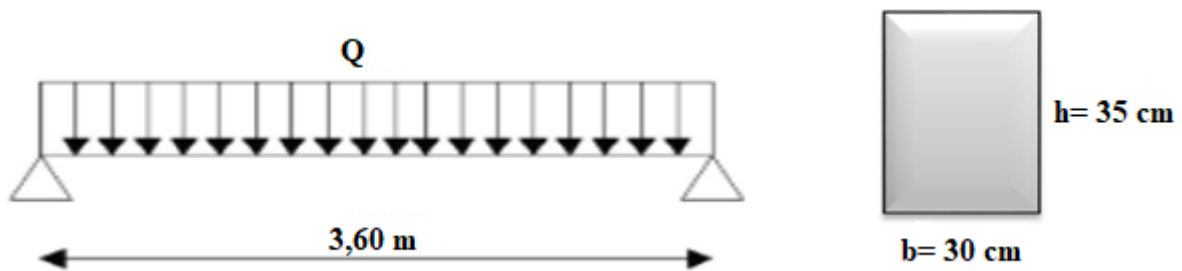


Figure III. 14: Schéma statique de la poutre palière

d. Calcul des moments max et efforts tranchants max

✓ Moment (max) = $\frac{q \times l^2}{8}$

✓ Effort tranchant (max) = $\frac{q \times l}{2}$

✓ Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$.

✓ Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = 0,3 M_{\text{isostatique}}$.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III. 6: Les moments et l'effort tranchant

Etats	Q(KN)	Moment isostatique (KN.m)	Moment travée (KN.m)	Moment appui (KN.m)	Effort tranchant (KN)
ELU	50.36	81.58	69.34	24.47	90.65
ELS	36.21	58.66	49.86	17.60	65.18

Remarque : En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

f- Calcul du ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu Préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

b : largeur de la section ; **b = 30 cm.**

c = c' : enrobage ; **c = c' = 2 cm.**

d = (h-c) : hauteur utile ; **d = 35-2 = 33 cm.**

$\sigma_s = 348$ MPa.

$f_{bu} = 14,17$ MPa.

❖ **Ferrailage longitudinal**

- **Ferrailage en travée** : $M_{travée} = 69.34$ KN.m.

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69.34 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.17} = 0.149$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.149 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.203$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.203 = 0.919$$

$$Z = d \times \beta = 33 \times 0.919 = 30.33 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{69.34 \times 10^6}{303.3 \times 348} = 656.95 \text{ mm}^2 = 6.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à L'ELU**

- ★ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

Avec : $f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1$ MPa.

Donc :

$$A_{Max} (A_{min} ; A_u) = 6.57 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA10/ml+3HA14/ml** soit **6.98 cm²**.

- **Ferraillage en appui :** $M_{appui} = 24.47 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.47 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.17} = 0.053$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.053 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.068$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.068 = 0.973$$

$$Z = d \times \beta = 33 \times 0.973 = 32.11 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{24.47 \times 10^6}{321.1 \times 348} = 218.98 \text{ mm}^2 = 2.19 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à L'ELU**

✦ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{Max} = (A_{min} ; A_u) = 2.19 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA10/ml soit 2.355 cm².**

Tableau III. 7: Ferraillage de la poutre

	Mu (KN.m)	μ	αu	Z (cm)	A (cm²)	A adoptée (cm²)
Travée	69.34	0.149	0.203	30.33	6.57	3HA10/ml+3HA14/ml = 6.98 cm².
Appui	24.47	0.053	0.068	32.11	2.19	3HA10/ml = 2.355 cm².

❖ **Vérification**

○ **Condition du RPA99 version 2003**

Le **RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3HA10+3HA14+3HA10 = 9.335 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = \frac{0.5}{100} \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

Effort tranchant maximal : $V_u = 90.65 \text{ KN}$.

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{90.65 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,916 \text{ MPa.}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ Selon le B.A.E.L article A.5.1,2.}$$

$$\tau_u = 0,916 \text{ MPa.} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites, le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression.

❖ **Calcul des armatures transversales**

○ **Armatures de répartition :**

Diamètre des armatures :

$$St \leq \min (0.9.d ; 40 \text{ cm}) \text{ et aussi } St \leq \frac{At \times f_e}{0.4.b}$$

Calcul de At

$$\phi_t \leq \begin{cases} \phi_l \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \end{cases} = \begin{cases} 14 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On choisit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

La section d'armatures transversales est $At = 2.01 \text{ cm}^2$.

❖ **Espacement des barres**

Partir des conditions de **CBA 93** les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ $St \leq \text{Min} (0.9d ; 40 \text{ cm})$.
- ✓ $St \leq \text{Min} (29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \rightarrow$ d'où $St \leq 29.7 \text{ cm}$.

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

- ✓ Zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h_t}{4} 12 \times \phi_l \right) = 8 \text{ cm.}$
- ✓ Zone courante : $St \leq \frac{h_t}{4} = 17.5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- ✓ Zone nodale : $St = 8 \text{ cm.}$
- ✓ Zone courante : $St = 16 \text{ cm.}$

❖ **Vérification à ELS : le BAEL91**

Vérification de la contrainte de compression d'après le **B.A.E.L.91**, pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de $F_e = 400\text{MPa}$.

Si la condition suivante est vérifiée : $\alpha_u < \alpha$

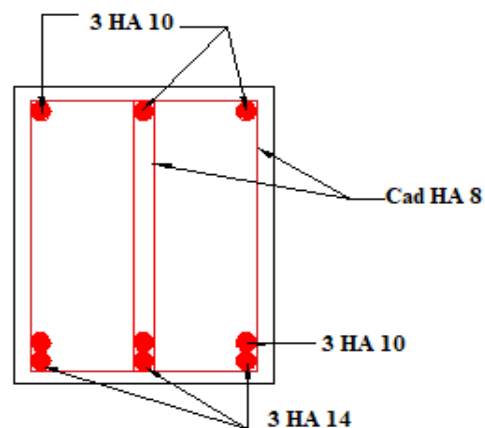
$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100};$$

$$\delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau III. 8: Vérification à E.L.S

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	α_u	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.39	0.203	0.445	0.203 < 0.445
Appui	1.39	0.068	0.445	0.068 < 0.445

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



III.5 Etude des balcons

a. Introduction

Le balcon est considéré comme un panneau en béton armé monté à son extrémité. En outre, il est également soumis à des conditions environnementales qui entraînent des réglementations de construction particulières.

Ils seront ainsi soumis aux charges suivantes :

- ✦ Poids propre de la dalle.
- ✦ Poids du revêtement (mortier de pose + revêtement).
- ✦ Charge concentrée à l'extrémité libre, représentant le garde-corps.
- ✦ Charge d'exploitation $Q = 350 \text{ kg/m}^2$.

Les balcons seront calculés comme des consoles horizontales encastrés aux niveaux des poutres.

b. Dimension de dalle pleine

Largeur : 1.33 m.

Longueur : 3.5 m.

Epaisseur : 15 cm.

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Acier : FeE400.

Enrobage des aciers $c = 2 \text{ cm}$.

Fissuration préjudiciable.

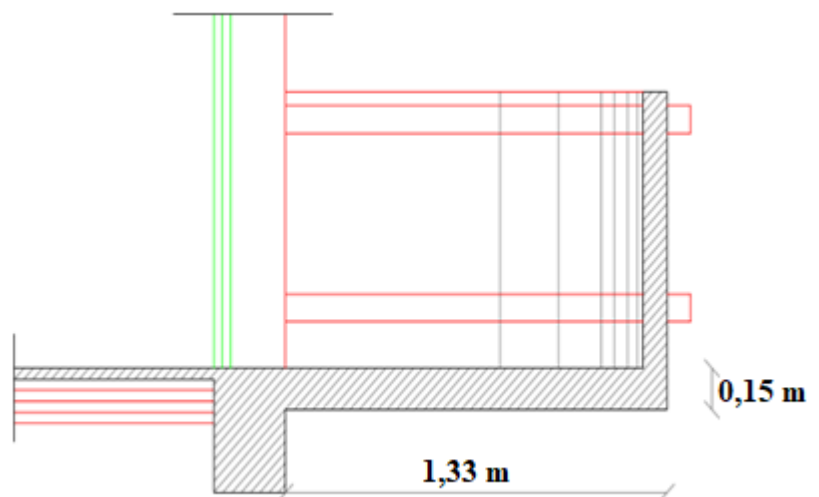


Figure III. 16: Schéma de balcon

c. Calcul des moments

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$\checkmark \text{ Moment} = \frac{\text{Charge répartie} \times \text{portée}^2}{2} + \text{Charge concentrée Portée.}$$

$$\checkmark \text{ Effort tranchant} = \text{Charge répartie} \times \text{portée} + \text{Charge concentrée.}$$

- La portée ainsi que la charge supportée par notre balcon sont indiquées dans la figure ci-dessous :

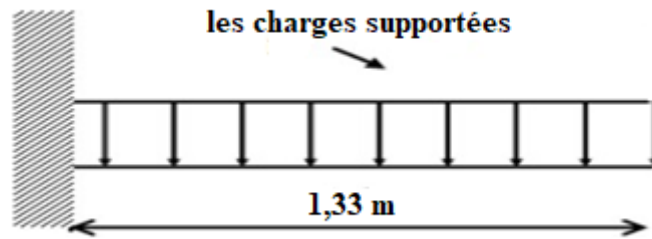


Figure III. 17: Schéma statique du balcon

❖ **ELU**

$$M_u = 1.35 \times G \times \frac{l^2}{2} + 1.5 \times Q \times \frac{l^2}{2} = 1.35 \times 5.53 \times \frac{1.33^2}{2} + 1.5 \times 3.5 \times \frac{1.33^2}{2} = 11.24 \text{ KN.m.}$$

❖ **ELS**

$$M_s = G \times \frac{l^2}{2} + Q \times \frac{l^2}{2} = 5.53 \times \frac{1.33^2}{2} + 3.5 \times \frac{1.33^2}{2} = 7.98 \text{ KN.m.}$$

❖ **Vu**

$$V_u = ((1.35G \times L + 1.5Q \times L)) = ((1.35 \times 5.53 \times 1.33 + 1.5 \times 3.5 \times 1.33)) = 16.91 \text{ KN.}$$

❖ **Ferraillage longitudinal**

- **ELU :** $M_u = 11.24 \text{ KN.m.}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.24 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.17} = 0.046$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.046 \rightarrow A' = 0$ donc (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.059$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.059 = 0.976$$

$$Z = d \times \beta = 13 \times 0.976 = 12.69 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{11.24 \times 10^6}{126.9 \times 348} = 154.52 \text{ mm}^2 = 2.55 \text{ cm}^2$$

- **ELS :** $M_s = 7.98 \text{ KN.m.}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable. $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 202 \text{ MPa.}$

❖ **Détermination de α**

$$\mu_s = \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 7.98 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 202} = 0.07$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.09$$

Pour $\mu = 0,07$ on détermine à partir d'un abaque la valeur de $\alpha = 0.09$.

❖ **Donc**

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30 \times (1 - \alpha)} = 38.57 \text{ mm}^2 = 0.38 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])**

$$A_{min} = 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Avec : $f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}.$

Donc :

$$A_{Max} (A_{min} ; A_s ; A_u) = 2.55 \text{ cm}^2.$$

Choix : $A_{principale} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

❖ **Ferraillage transversal**

La fissuration étant considérée comme préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes :

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} \text{ Selon le B.A.E.L article A.5.1,2.}$$

❖ **Contrainte tangente maximale**

Effort tranchant maximal : $V_u = 16.91 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,13 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **Armature de répartition**

$$A_{re} = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA8/ml** de section **3.02 cm².**

❖ Schéma de ferrailage du balcon

Les armatures principales seront bien ancrées dans les poutres, et les armatures de répartition seront placées en haut.

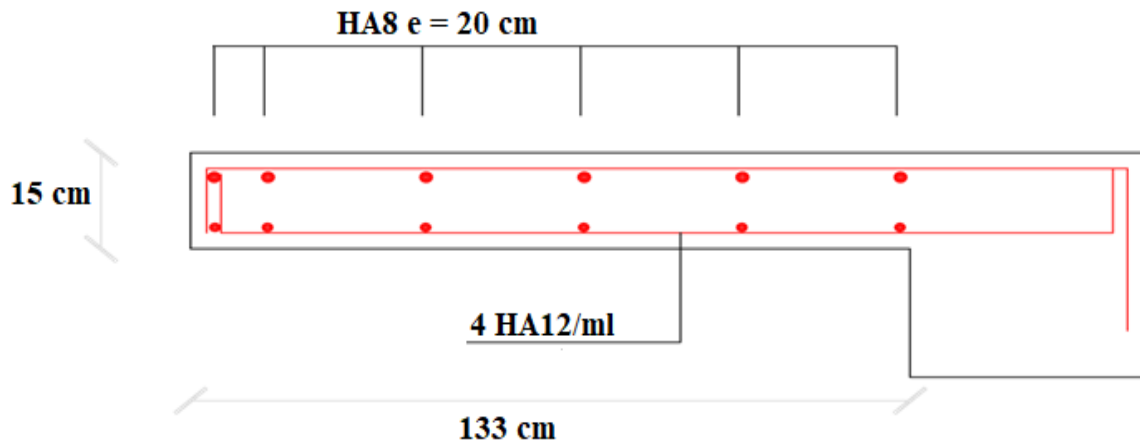


Figure III. 18: Schéma de ferrailage du balcon

III.6 Etude des planchers

a. Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. Les planchers peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas. Dans le présent projet, nous distinguons deux types ils seront tous deux coulés sur place :

- Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Dalle pleine.

b. Rôle de planchers

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.
- Protection contre le feu.

- Transmission des forces horizontales du vent et de séisme au système de contreventement.

c. Réalisation des planchers

- Le plancher terrasse et les planchers des étages courants seront exécutés en corps creux ; Ce type de plancher est constitué de :
 - Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
 - Remplissage en corps creux : sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
 - Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites la terrasse est inaccessible.

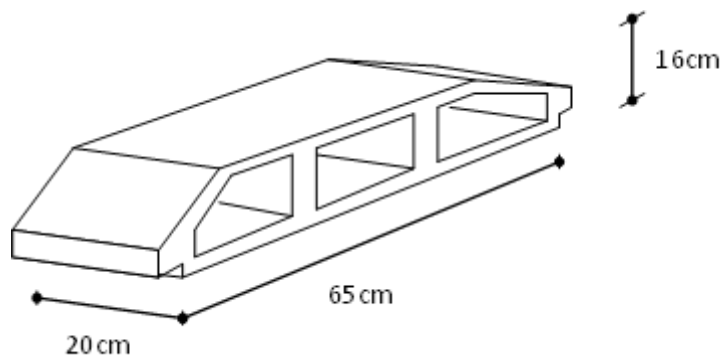


Figure III. 19: Corps Creux

d. Les méthodes de calcul utilisées pour le calcul des poutrelles

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

e. Rappel sur la méthode forfaitaire

Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max (2G; 5KN/m^2)$.

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25 $0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$

C4 → La fissuration est non préjudiciable

❖ Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment (M_0) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

❖ Etapas à suivre

Soit $\frac{Q_B}{(G+Q_B)}$, le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

M_0 La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;

M_w et M_e Les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.

M_t Moment maximale en travée dans la travée considérée.

Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

Ceci dans le cas général.

✦ Dans les cas particuliers, on a :

1) $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ Travée intermédiaire

2) $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$ Travée de rive

✦ La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

1) $0,6M_0 \rightarrow$ Poutre à 2 travées.

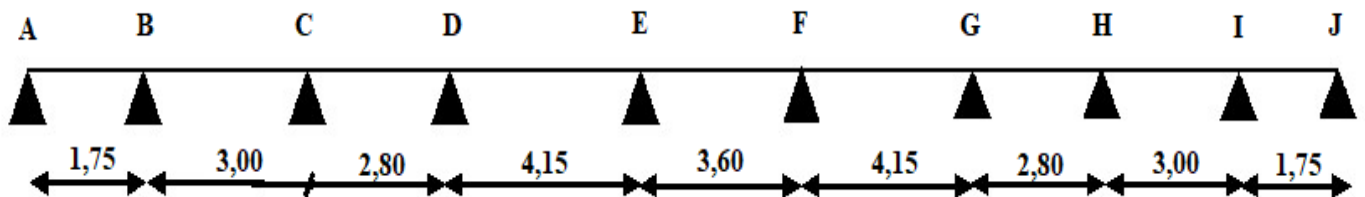
2) $0,5M_0 \rightarrow$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

3) $0,4M_0 \rightarrow$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

e. Les différents types des poutrelles

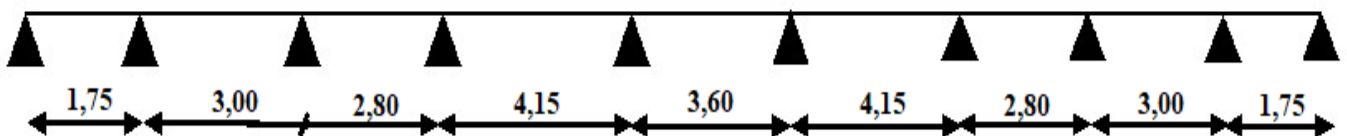
✦ Niveau RDC :

Type 01 :



✦ Niveau Etage Courante et Terrasse :

Type 01 :



Type 02 :



f. Présentation des différents plans de coffrages

Disposition des poutrelles sur l'ouvrage :

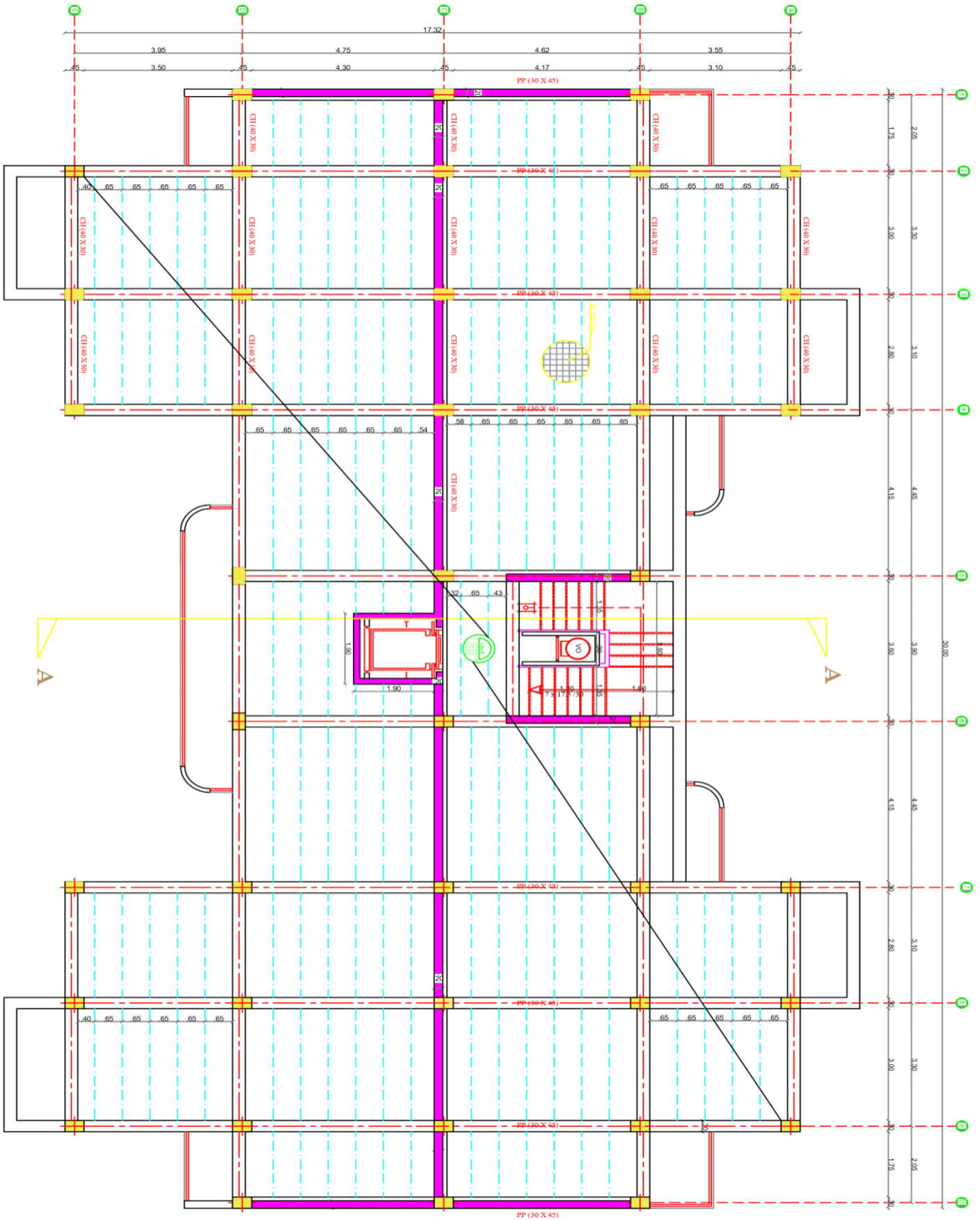


Figure III. 21: Plan de coffrage du niveau étage courant

Tableau III. 9: les différentes charges sur les poutrelles

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison des charges	
				$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	Q_u (G+Q)×b
Terrasse inaccessible	6.28	1.00	0,65	6.49	4.73
Etage courant	5.30	1.50	0,65	6.11	4.42

❖ **Etude de la poutrelle type 01**

Calcul de la poutrelle **type 1** au niveau **RDC** et **EC**

✚ **Condition d'application de la méthode forfaitaire**

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$.

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.30; 5\text{KN/m}^2) = 10.6 \text{ KN/m}^2$. **Condition vérifiée.**

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

$0,8 \leq \frac{4.15}{2.80} = 1.48 \leq 1,25 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

C4 → La fissuration est non préjudiciable. **Condition non vérifiée.**

Donc on utilise **la méthode de Caquot.**

• **Rappel sur Méthode de Caquot**

On adopte des longueurs de portées fictives l_i , telle que :

$l'_i = l$ Pour les deux travées de rive.

$l'_i = 0.8 \times l$ Pour les travées intermédiaires.

Les moments en appui :

$$M_i = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

• **Calcul les moments en appui à ELU**

$$M_A = M_J = 0.2 M_0 = 0.2 \left(\frac{q \times l^2}{8} \right) = 0.2 \left(\frac{6.11 \times 1.75^2}{8} \right) = 0.467 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_I = \frac{6.11 \times 1.75^3 + 6.11 \times 2.4^3}{8.5(1.75 + 2.4)} = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_H = \frac{6.11 \times 2.24^3 + 6.11 \times 2.4^3}{8.5(2.24 + 2.4)} = 3.88 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_H = \frac{6.11 \times 2.24^3 + 6.11 \times 3.32^3}{8.5(2.24 + 3.32)} = 4.62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_H = \frac{6.11 \times 2.88^3 + 6.11 \times 3.32^3}{8.5(2.88 + 3.32)} = 7.01 \text{ KN.m}$$

• **Calcul les moments en travée à ELU**

$$x = \frac{1}{2} + \left(\frac{M_w - M_e}{q \times l} \right) \quad , \quad M_t = \frac{q x}{2} (1 - x) + \frac{(M_w - M_e)}{1} x - M_w$$

Travée AB et IJ

$$x = \frac{1.75}{2} + \left(\frac{0.467 - 3.32}{6.11 \times 1.75} \right) = 0.60 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.11 \times 0.60}{2} (1.75 - 0.60) + \frac{(0.467 - 3.32)}{1.75} \times 0.60 - 0.467 = 0.662 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.662 \text{ KN.m}$$

Travée BC et HI

$$x = \frac{3}{2} + \left(\frac{3.32 - 3.88}{6.11 \times 3} \right) = 1.47 \text{ m}$$

$$M_t = 3.28 \text{ KN.m}$$

Travée CD et GH

$$x = \frac{2.8}{2} + \left(\frac{3.88 - 4.62}{6.11 \times 2.8} \right) = 1.36 \text{ m}$$

$$M_t = 1.74 \text{ KN.m}$$

Travée DE et FG

$$x = \frac{4.15}{2} + \left(\frac{4.62 - 7.01}{6.11 \times 4.15} \right) = 1.98 \text{ m}$$

$$M_t = 7.37 \text{ KN.m}$$

Travée EF

$$x = \frac{3.6}{2} + \left(\frac{7.01 - 7.01}{6.11 \times 3.6} \right) = 1.8 \text{ m}$$

$$M_t = 2.89 \text{ KN.m}$$

- **Calcule l'effort tranchant à ELU**

$$T(x) = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} - q \cdot x$$

Travée AB et IJ

$$T(x) = \frac{6.11 \times 1.75}{2} + \frac{0.467 - 3.32}{2} - 6.11x$$

$$T(x) = 3.92 - 6.11x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 3.92 \text{ KN} \\ x = 1.75 \text{ m} \Rightarrow T(1.75) = -6.77 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC et HI

$$T(x) = 8.89 - 6.11x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 8.89 \text{ KN} \\ x = 3 \text{ m} \Rightarrow T(3) = -9.45 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD et GH

$$T(x) = 8.184 - 6.11x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 8.184 \text{ KN} \\ x = 2.8 \text{ m} \Rightarrow T(2.8) = -8.92 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE et FG

$$T(x) = 11.48 - 6.11x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 11.48 \text{ KN} \\ x = 4.15 \text{ m} \Rightarrow T(4.15) = -13.88 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée EF

$$T(x) = 11 - 6.11x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 11 \text{ KN} \\ x = 3.6 \text{ m} \Rightarrow T(3.6) = -11 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Etude de la poutrelle type 02**

Calcul de la poutrelle **type 1** au niveau **RDC** et **EC**

✚ **Condition d'application de la méthode forfaitaire**

C1 → Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5\text{KN/m}^2)$.

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.30; 5\text{KN/m}^2) = 10.6 \text{ KN/m}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

C2 → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,00}{2,80} = 1,07 \leq 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C4 → La fissuration est non préjudiciable. **Condition non vérifiée.**

Donc on utilise **la méthode de forfaitaire**

• **Calcul des sollicitations**

La poutrelle étant à 2 travées, donc on aura pour les moments en appui la valeur suivante :

$$M_B = 0.6 M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+530} = 0.220$$

• Calcul des moments en travée intermédiaire

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0$$

On adopte : $M_t = 0.6 M_0$

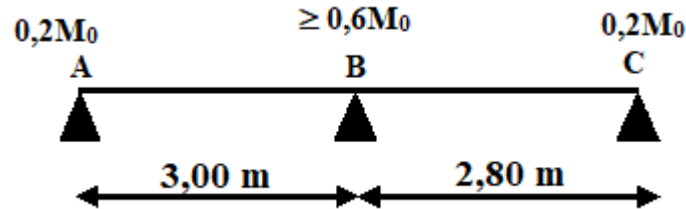


Figure III. 22: Cas d'une poutre à deux travées

$$M_t \geq \max \{ 1.05 M_0 ; (1+0.3 \times \alpha) \cdot M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max 1.07 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

❖ Les moments en ELU

$$q_u = 6,11 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Pour } L = 3.00 \text{ m} \rightarrow M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.11 \times 3^2}{8} = 6.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } L = 2.80 \text{ m} \rightarrow M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{6.11 \times 2.8^2}{8} = 5.99 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en ELS

$$q_s = 4.42 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Pour } L = 3.00 \text{ m} \rightarrow M_0 = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } L = 2.80 \text{ m} \rightarrow M_0 = 4.33 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul a ELU

Travée AB

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_b \cdot l + q_u \cdot l^2 / 2 - M_w + M_e = 0$$

$$R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$M_w = 1.37 \text{ KN.m} ; M_e = 4.12 \text{ KN.m}$$

$$R_B = \frac{6.11 \times 3}{2} + \frac{4.12 - 1.37}{3} = 10.08 \text{ KN}$$

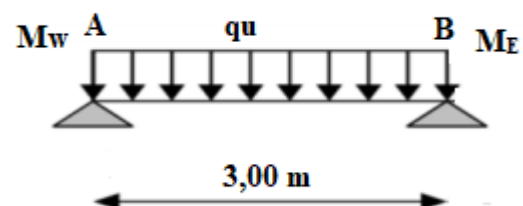


Figure III. 23: travées AB

$$\begin{cases} T_A = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1.37 - 4.12}{3} + \frac{6.11 \times 3}{2} = 8.25 \text{ KN} \\ T_B = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1.37 - 4.12}{3} - \frac{6.11 \times 3}{2} = -10.08 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{t1} = 0.6M_0 = 0.6 \times 6.87 = 4.12 \text{ KN.m} ; M_{t2} = 8.73 \text{ KN.m}$$

Donc on aura $\rightarrow V_u = 10.08 \text{ KN}$

Travée BC

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_c \cdot l + q \cdot l^2 / 2 - M_w + M_e = 0$$

$$R_c = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$M_w = 3.59 \text{ KN.m} ; M_e = 1.20 \text{ KN.m}$$

$$R_c = \frac{6.11 \times 2.8}{2} + \frac{4.12 - 1.37}{2.8} = 10.08 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} T_B = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2} = 9.41 \text{ KN} \\ T_C = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2} = -7.70 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{t1} = 3.59 \text{ KN.m} ; M_{t2} = 5.21 \text{ KN.m}$$

Donc on aura $\rightarrow V_u = 9.41 \text{ KN}$

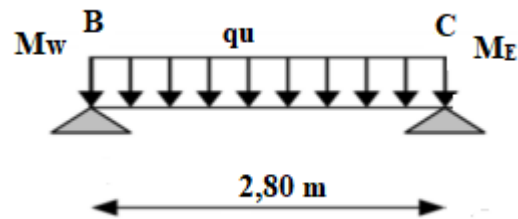


Figure III. 24: travées BC.

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau III. 10: Les moments et l'effort tranchant.

Niveaux	Type	ELU		Effort tranchant (KN)	ELS	
		Ma (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
Terrasse	1 ^{er}	7.01	7.37	13.88	5.07	4.75
	2 ^{ème}	4.12	8.73	10.08	2.98	3.33
Étage courant	1 ^{er}	7.45	6.97	13.88	6.17	4.71
	2 ^{ème}	4.38	4.38	10.71	3.192	3.46

g. Ferraillage des poutrelles

Remarque : dans notre projet on a plusieurs type des poutrelles, donc on prend un deux types comme un exemple de calcul au niveau **Terrasse** et un autre au niveau **RDC+EC** et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans tableau.

Moment en travée : $M_{tmax} = 7.37 \text{ KN.m}$.

Moment en appui : $M_{amax} = 7.45 \text{ KN.m}$.

Effort tranchant maximum : $T_{umax} = 13.88 \text{ KN}$.

Pour le béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$.

Pour les aciers : **FeE400**.

Fissuration non préjudiciable.

- Section en Té : $b = 65 \text{ cm}$; $b_1 = 25 \text{ cm}$; $b_0 = 15 \text{ cm}$; $h_t = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$.

Enrobage : $C = 2 \text{ cm}$.

❖ **Ferraillage longitudinale**

✚ **Ferraillage en travée**

$M_t = 7.37 \text{ KN.m}$

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{but} = 0.05894 \text{ MN.m} = 58.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{but} = 58.94 \text{ KN.m} > M_t = 7.37 \text{ KN.m}$$

Donc la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table ($b = 0.65 \times 0.20$) m^2 .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.37 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.025$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu = 0.186 \rightarrow \text{pivot A ; } \xi_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.025 \rightarrow A' = 0 \text{ donc (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025} \right) = 0.032$$

$$Z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 17.77 \text{ cm.}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{tu}}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.37 \times 10^3}{17.77 \times \frac{400}{1.15}} = 1.19 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{ut}) = \max(1.19; 1.41) = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix **3HA10/ ml** ; Soit **A = 2,36 cm²**.

✚ **Ferraillage en appui :**

$$M_a = 7.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.45 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.025$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.025 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$Z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 17.77 \text{ cm}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{tu}}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.37 \times 10^3}{17.77 \times \frac{400}{1.15}} = 1.20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_{ut}) = \max(1.20; 1.41) = 1.41 \text{ cm}^2$$

Choix **2HA10/ ml** ; Soit **A = 1.57 cm²**.

❖ **Ferraillage transversale :**

Vérification selon le **CBA/93**.

Effort tranchant ultime: $T_u = 13.88 \text{ KN}$.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} = \frac{13.88 \times 10^3}{150 \times 180} = 0.514 \text{ MPa}$$

Lorsque la fissuration est préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus base des 2 valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.514 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites $\alpha = 90^\circ$; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\Phi \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ mm. Soit : } \phi_t = 6 \text{ mm;}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, Q_1\right\} = \left\{\frac{200}{35}, \frac{150}{10}, 10\right\} = \{5.71; 15; 12\}$$

Soit: $\phi_t = 6 \text{ mm}$; On adopte une épingle de **2 ϕ_t 6mm** avec **$A_t = 0.57 \text{ cm}^2$**

❖ Espacement des armatures

- D'après **BAEL 91** :

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

- D'après **RPA99/2003** :

➤ **En zone nodal :**

$$St \leq \min(12 \cdot \phi_{\min}; h/4; 30 \text{ cm}) = \min(12 \times 1,0; 14/4) = \min(12; 5; 30) = 5 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : **$St = 5 \text{ cm}$** .

➤ **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de : **$St = 10 \text{ cm}$** .

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus nu de l'appui (RPA99 Version 2003).

❖ Vérification de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ (BAEL91 Art A.6.1.3).}$$

Avec : $a_{max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$.

$V_u = 0.01715 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.15 \times 25 = 0.162 \text{ MN} = 162 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Longueur de recouvrement**

Acier en **FeE400**.

$L_r = 50\Phi L = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$.

Tableau III. 11: Les sections d'acier dans les différents types des poutrelles

Les types	Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale
	Ferrailage en travée		Ferrailage en appui		
	A calculé (cm ²)	A choisit (cm ²)	A calculé (cm ²)	A choisit (cm ²)	A choisit (cm ²)
Type 1(Terrasse)	1.41	2,36	1.41	1.57	0,57
Type 2 (RDC+EC)	1.41	2.36	1.41	1.57	0.57

Tableau III. 12: Ferrailage des poutrelles

Plancher	Schémas de ferrailages des poutrelles	
	Type 01	Type 02
Etage courant		
Terrasse inaccessible		

h. Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **20 cm** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ **30 cm** pour les barres parallèle aux poutrelles.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

- ✓ Si $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_1}{f_e}$ avec: (L_1 en cm).
- ✓ Si $L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$

Avec :

f_e : Limite élastique des aciers utilisés (400MPa).

l : portée entre-axes des nervures exprimée en centimètres (65cm).

Soit dans notre cas : $l = 65 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

$$50 \text{ cm} < l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_1}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'où on opte pour : **5HA6/ml = 1.41 cm² /ml.**

- **Les armatures parallèles aux nervures**

Autres que les armatures supérieures, celui-ci doit avoir une section égale à au moins la moitié de la section du renfort vertical. Généralement, les panneaux sont renforcés par des rouleaux de treillis soudés à mailles carrées ou rectangulaires.

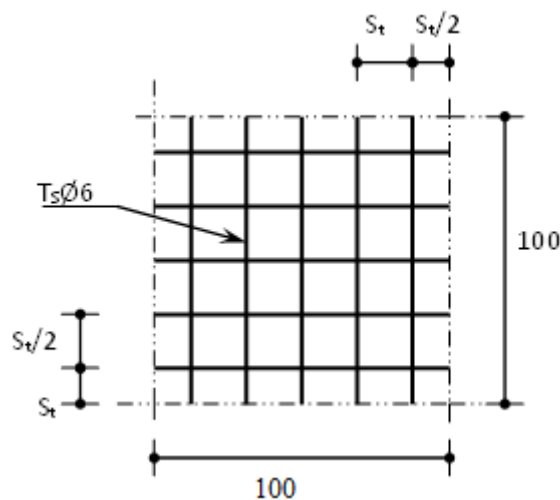


Figure III. 25: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$A_{//Nervures} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/ml$$

D'où on opte pour : **5HA6/ml = 1.41cm²/ml.**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Donc : $A_{\perp Nervures} = A_{//Nervures} = 1.41\text{cm}^2/ml.$

III.7 Etude de la dalle machine

a) 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 dû 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.

b) Prédimensionnement

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

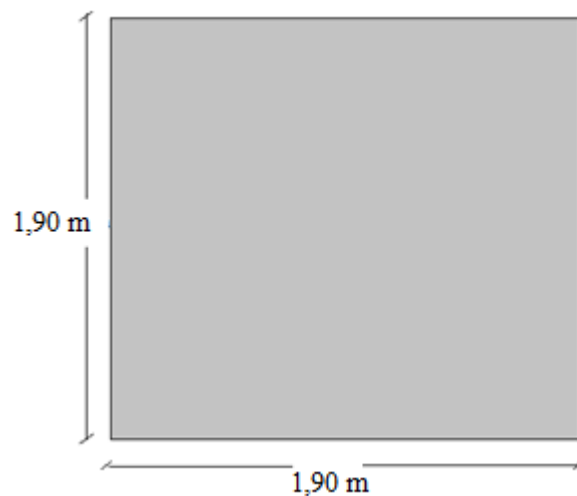


Figure III. 26: Schéma de la dalle machine

❖ Nous avons deux conditions à vérifier :

✚ Résistance à la flexion

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

✚ 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

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

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

$$e \geq \frac{0,85}{20} Lx = \frac{0,85}{20} (190) = 8,00 \text{ cm}$$

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

c) Détermination des charges et surcharges

❖ Charges permanentes

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :

- ✓ $P_1 = 8400 \text{ Kg}$.
- ✓ $P_2 = 3200 \text{ Kg}$.
- ✓ $P_3 = 2000 \text{ Kg}$.
- ✓ $P_4 = 600 \text{ Kg}$;
- ✓ $P_5 = 800 \text{ Kg}$;
- ✓ $P_6 = 1250 \text{ Kg}$;
- ✓ $P_7 = 750 \text{ Kg}$;
- ✓ $P_8 = 1100 \text{ Kg}$;
- ✓ $P_9 = 1000 \text{ Kg}$;
- ✓ $P_{10} = 3100 \text{ Kg}$

$$\text{Poids de la machine} = \sum \frac{P_i}{S} \times 100$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}}{S} \times 100$$

$$\text{Avec : } S = 1,90 \times 1,90 = \mathbf{3,61 \text{ m}^2}$$

$$\text{Poids de la machine} = \frac{22200}{3,61} = 6149.58 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Dalle plein } e = 25 \text{ cm} ; \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Enduit de ciment : } e = 2 \text{ cm} ; \rho = 2000 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow 0,20 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2.$$

$$G = 6149.58 + 625 + 40 = 6814.58 \text{ Kg/m}^2 = 68,15 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Surcharge d'exploitation

$$Q = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 96.50 \text{ KN/m}.$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 71.15 \text{ KN/m}.$$

❖ 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 »

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

• E.L.U :

$$\mu_x = 0,0368 \rightarrow M_x = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \rightarrow M_y = 12.82 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

• Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85M_x = 10.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 10.90 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{\max} = 0,3M_x = 3,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 0,3M_y = 3,85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_x ; M_y) = 3,91 \text{ KN.m}$$

d) Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

❖ **Ferraillage 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. 13: Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens Lx et Ly).

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ_{bu}	$A_{s'}(\text{cm}^2)$	α	Z (cm)	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sadb}(\text{cm}^2)$
10,90	0,0152	0	0,0191	22,33	1,40	5 HA10	3,93

Espacement :

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ferraillage en appuis :**

Dans les deux sens « Lx et Ly »

$$\text{On a : } b = 100\text{cm ; } h = 25 \text{ cm ; } d = 0,9h = 22,5\text{cm ; } \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau III. 14: Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en appui (sens Lx et Ly).

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ_{bu}	$A_{s'}(\text{cm}^2)$	α	Z (cm)	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sadb}(\text{cm}^2)$
3,91	0,0053	0	0,0066	22,44	0,50	5 HA10	3,93

❖ Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{96,5 \times 1,9 \times 1,9}{2 \times 1,9 + 1,9} = 61,11 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{96,5 \times 1,9}{3} = 61,11 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = \max (T_x; T_y) = 61,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} = \frac{61,11 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,272 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes

Béton :

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

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \sigma_s$$

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 ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 ; q_{ser} = 71,15 \text{ KN/m.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0,0368 \rightarrow M_x = 9,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \rightarrow M_y = 9,45 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8.04 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 2.84 \text{ KN.m}$$

Détermination de la valeur de « y »

$$I = \frac{b y^2}{2} + nA'_s(y-c) - nA_s(d-y) = 0 \quad \rightarrow \text{ Avec : } A'_{sc} = 0 ; n = 15$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n[A'_{st}(d-c)^2 + A_{sc}(d-y)^2]$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III. 15: Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens

		Mt (kN.m)	A _{sadp} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ _s
Travée	(x-x)	8,04	3,93	5,77	16563,72	2,84	Condition vérifiée	131,79	Condition Vérifiée
	(y-y)	8,04	3,93	5,77	16563,72	2,84		131,79	
Appuis		2,84	3,93	5,77	16563,72	1,00		46,54	

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

❖ h = 25cm ;

❖ b = 100cm

$$A_x \geq \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 2,88 \text{ cm}^2 \quad \rho_0 = 0,8\text{‰}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 2,88 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1,00$$

• **Sens Lx-x :**

Sur appuis : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,88 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,88 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Sens Ly-y :**

Sur appuis : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,88 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,88 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **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 :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad 0,131 > 0,05 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \quad 0,131 > 0,028 \text{ à } 0,037 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_S}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad 1,57 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

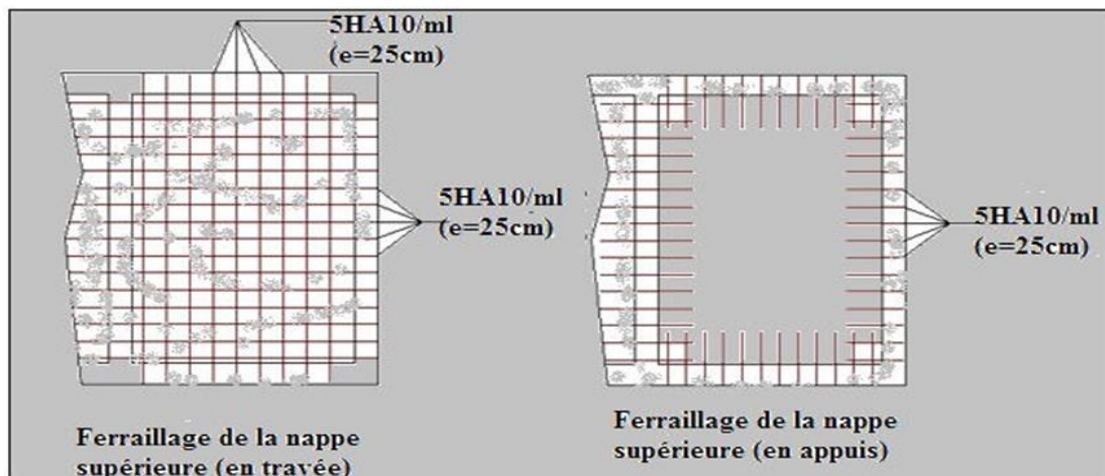


Figure III. 27: Ferrailage de la dalle machine

III.8 L'ascenseur

a) Introduction

Un ascenseur est un dispositif mécanique utilisé pour déplacer verticalement des personnes et des marchandises vers différents étages ou niveaux d'un bâtiment. Il s'agit d'un appareil mobile à semi-mobile qui assure le déplacement des personnes à des hauteurs de niveaux de structures définis.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'utilisation de l'ascenseur permettent aux personnes d'y accéder en toute sécurité. Il est destiné aux immeubles de cinq étages ou plus où l'utilisation des escaliers est extrêmement fatigante.

Un ascenseur se compose d'une cabine qui se déplace le long d'un toboggan vertical à l'intérieur d'une cage d'ascenseur. Bien entendu, ils doivent être reliés aux dispositifs mécaniques (moteurs électriques, contrepoids, câbles) qui permettent le mouvement de la cabine.

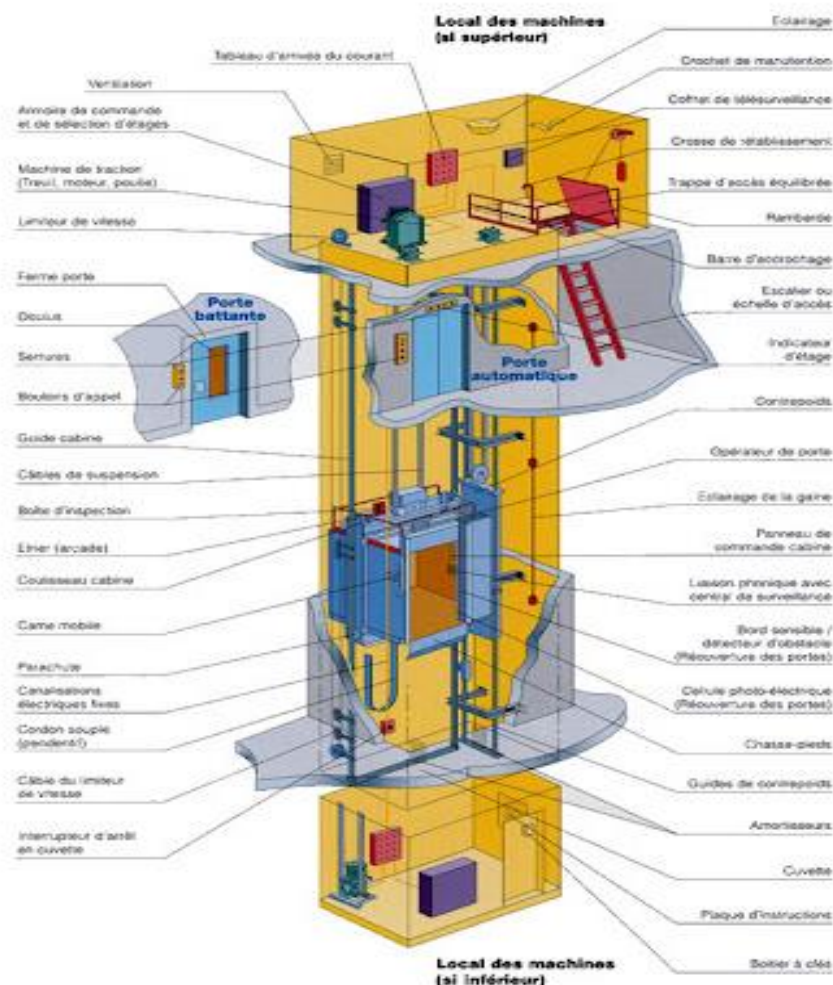


Figure III. 28: Schéma d'un ascenseur mécanique

b) Description de l'ascenseur

Cabine : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

Gaine : Volume dans lequel se déplace la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

Palier : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

Cuvette : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

Hauteur libre : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

Local des machines : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

c) Caractéristiques des ascenseurs

- **Charges nominales :**

En kilogrammes : 320 - 400 - 630 - 800 - 1000 - 1250 - 1600 - 2000 - 2500.

- **Vitesses nominales :**

En mètres par seconde : 0.4 - 0.63 - 1 - 1.6 - 2.5 (0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

❖ Dimensions

Choix de l'ascenseur :

Un type de bâtiment quelconque peut recevoir des ascenseurs de classes différentes.

La figure suivante montre :

- Cabines pour les ascenseurs des classes I et III dimensions en millimètres.
- La classe I ascenseurs pour bâtiments à usage d'habitation.

Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{Charge nominales}}{75}$$

d) Etude de l'ascenseur

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :
- le treuil de levage et sa poulie.

- la cabine ou la benne.
- le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- **Pm** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **Pp** : le poids de contre poids tel que : $Pp = Pm + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de **675 kg** pour **9 personnes** avec une surface utile de la cabine de 1,95 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22) (1)

- Largeur : 1,5 m
- Profondeur : 1,3 m
- Hauteur : 2,2 m
- La largeur de passage libre : 0,90 m
- La hauteur de passage libre : 2,00 m
- La hauteur de la course : 31,25 m
- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$

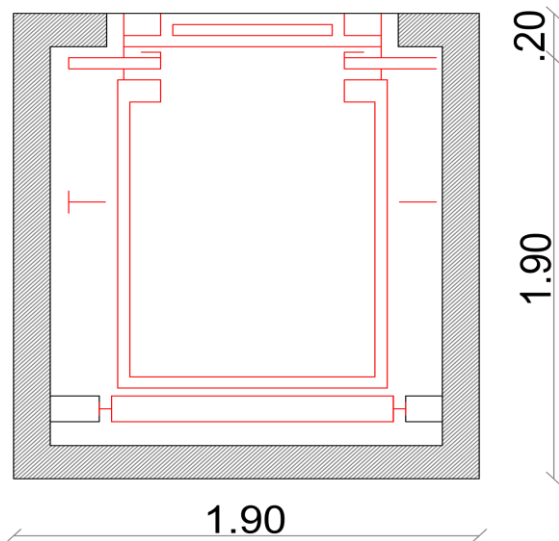


Figure III. 29: Les dimensions de l'ascenseur

- Le poids mort total est :

$$Pm = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$$

- Le contre poids : $Pp = Pm + \frac{Q}{2} = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$

❖ **Calcul de la charge de rupture**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité **Cs** est de **10** et le rapport

$\frac{D}{d}$; (**D** : diamètre de la poulie et **d** : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit

Le nombre des tirons.

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s \times M \dots \dots \dots (1)$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m) \rightarrow (M_g < Q + P_m) \rightarrow M = Q + P$

Donc $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P) = 12 \times (675 + 2342,5) = 36210 \text{ Kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 »

$$\rightarrow C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m = 3$ on a : $C_r (1 \text{ cable}) = 8152 \text{ Kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74 \quad \text{Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre des câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

❖ **Le poids des câbles (M_g)**

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,512 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 33.25 m.

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 33,25 = 34,05 \text{ Kg.}$$

$$(2) \rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 34,05 = 3051,55 \text{ Kg.}$$

❖ **Vérification de Cr :**

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ Kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{41575,2}{3051,55} = 13,62 > 12 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de la charge permanente total G**

$$G = P_m + P_p + P_{treilli} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{treuil} = 1200 \text{ Kg}$

La charge permanente totale : $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 34,05 = 6252,55 \text{ Kg}$

La surcharge : $Q = 675 \text{ Kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9458,84 \text{ Kg}$$

❖ **Vérification de la dalle de machine au poinçonnement**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime : $q_u = 9458,84 \text{ Kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u .

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le **BAEL 91 révisée 99** la condition de non poinçonnement a vérifiée est :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9458,84}{4} = 2364,71 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

qu : charge de calcul à l'ELU.

h₀ : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10×10) cm² (voire figure suivant) :

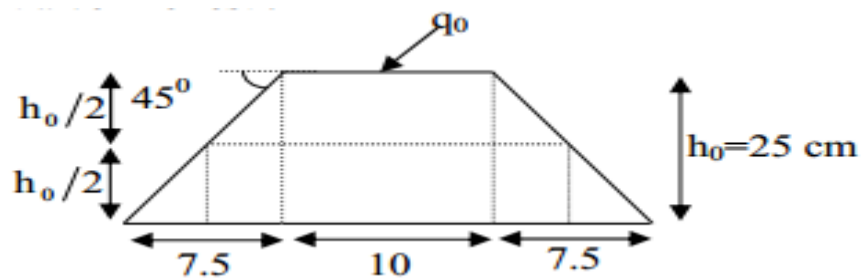


Figure III. 30: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

$$\mu_c = 2 \times (U + V) ; h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2 \times (35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 2652,0 \text{ Kg} > q_0 = 2364,71 \text{ Kg}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.



CHAPITRE IV :

Étude Sismique De La Structure

CHAPITRE

IV

Etude Sismique De
La Structure

IV.1 Introduction

La conception ou la révision des structures pour le séisme vise généralement à assurer la protection de la vie humaine et à limiter l'étendue des dommages aux structures et aux biens.

La réponse des structures aux charges dynamiques générées par les tremblements de terre est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses. On a donc recours à des études dynamiques de la structure soumise à des charges dynamiques. Cela permet d'évaluer les conséquences les plus défavorables de la réaction, et cela doit être pris en compte lors du calcul du travail.

IV.2 Objective de l'étude sismique

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

❖ **La méthode statique équivalente**

Le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquer les mêmes effets.

❖ La méthode dynamique par accélérogrammes

Connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région ou sera implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique. Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en compte. Cette analyse nécessite évidemment le recours aux ordinateurs et aux spécialisés développés à cet effet.

❖ La méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode détermine, pour chaque mode de vibration, la valeur maximale de l'effet produit par les forces sismiques dans la structure, représentée par le spectre de réponse calculé. Combinez ces effets pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4 Règlement parasismique algérien

Les règles parasismiques Algériennes, représentent le document technique réglementaire en vigueur en Algérie qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. Le terme acceptable montre bien qu'un certain seuil de sécurité est visé, seuil qui s'accroît avec l'application strict des codes parasismiques, l'amélioration des performances des matériaux utilisés, des notes de calcul plus fines grâce notamment à une modélisation des structures plus proche de la réalité (recours aux calculateurs) et enfin de nouvelles connaissances acquises sur la base d'expertises des séismes récents.

Pour les structures courantes, les objectifs visés par le **RPA** consistent à doter la structure :

- ✓ D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- ✓ D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour les ouvrages stratégiques tels que les centres de commandements, les casernes de pompiers, et les hôpitaux, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que

l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur. Par contre, elles ne sont pas applicables aux centrales nucléaires, installations de gaz naturel liquéfié, aux installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, aux barrages, aux ouvrages maritimes, aux ponts, aux tunnels, et enfin aux réseaux et ouvrages enterrés. De même que les ouvrages en béton précontraint et en bois.

NB :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la **zone sismique IIa**, groupe **d'usage 2**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre Tour ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : $H = 31,25\text{m} > 23 \text{ m}$

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

IV.5 Classification de site

D'après l'article **3.3 (RPA99 version2003)**, les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✦ Catégorie S1 (site rocheux).
- ✦ Catégorie S2 (site ferme).
- ✦ Catégorie S3 (site meuble).
- ✦ Catégorie S4 (site très meuble).

Notre structure se situe dans un **site meuble (S3)**.

IV.6 Valeur de l'effort sismique global

Selon l'article **(4.2.3)**, de **RPA 99/ version 2003**, La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : Poids total de la structure

IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse

❖ **Coefficient d'accélération**

D'après la classification sismique de wilaya SKIKDA : **RPA 99/ version2003**

Donné par le **tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du Tour.

Tableau IV. 1: (tableau (4.1) du RPA99) coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen**

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T₁ et **T₂** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau (4.7)** de **RPA99/ version 2003**, dans notre cas on a un site **meuble (S3)** donc :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

Tableau IV. 2: (tableau (4.7) du RPA99) valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.30	0.40	0.50	0.70

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

Ou ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donnée par le **tableau (4.2) du RPA99** :

Tableau IV. 3: (tableau (4.2) du RPA99) Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\xi = 7\%$, pour un contreventement mixte.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.882 \geq 0,7 \quad \text{Condition Véréfier.}$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentales (**T**) de la structure peut être estimer à partir de formules empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min\left\{C_T \cdot h_n^{\frac{3}{4}} ; 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}\right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (**N**).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 / RPA 99**.

Tableau IV. 4: (tableau (4.6) du RPA99) valeurs de coefficient de C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulaires et des murs en maçonnerie.	0.050

On a portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie :

D'où : $C_T = 0,05$.

$$\rightarrow T = 0,05 \times (31.25)^{3/4} = 0,660 \text{ s.}$$

Dans ce cas on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}$$

L : est la dimension du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\left. \begin{aligned} T_y &= 0,09 \frac{31.25}{\sqrt{17.32}} = 0,675 \text{ s} \\ T_x &= 0,09 \frac{31.25}{\sqrt{30}} = 0,513 \text{ s} \end{aligned} \right\} T = \min\{T_x; T_y\} = 0,513 \text{ s.}$$

On a :

$$T = \min\left\{C_T \cdot h_n^{3/4}; 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}\right\} = \min\{0,660; 0,513\} = 0,513 \text{ s.}$$

Pour la structure étudiée, et quel que soit le type de site, la condition suivante est vérifiée :

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

Le facteur d'amplification dynamique se calculera ainsi selon l'expression suivante :

$$2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,50}{0,513}\right)^{2/3} = 2,17$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003**

Tableau IV. 5: (tableau (4.3) du RPA99) valeur du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autos stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 5$

❖ **Facteur de qualité**

✦ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

D'après (art : 4.1.2, de RPA 99 – version 2003) :

La Tour étudié, une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Dans notre cas : **Zone IIa $h = 31.25$ m \Rightarrow Condition non vérifiée $pq = 0,05$**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- Sens longitudinal : (9 travées)

$L_{max}/L_{min} = 4.45/3.90 = 1.14 < 1,5 \Rightarrow$ **Condition vérifiée $pq = 0$**

- Sens transversal : (4 travées)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.62/3.55 = 1.30 < 1,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée } pq = 0$$

✦ Redondance en plan

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Sens longitudinal : (10 travées)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.45/3.90 = 1.14 < 1,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée } pq = 0$$

- Sens transversal : (5 travées)

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.62/3.55 = 1.30 < 1,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée } pq = 0$$

✦ Régularité en plan

La Tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension de la Tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une force compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 30.00 / 17.32 = 1.73 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée } pq = 0$$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur a 15% de celle de ce dernier.

Donc le \Rightarrow **Condition non vérifiée** $pq = 0,05$

✦ Régularité en élévation

✦ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.

✦ La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

✦ La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

✦ La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. Donc :

La structure est classée régulièrement en élévation \Rightarrow **Condition vérifiée** $pq = 0$

✦ **Contrôle de la qualité des matériaux**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

Donc : \Rightarrow **Condition non vérifiée $p_q = 0,05$**

✦ **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

On considère que ce \Rightarrow **Condition non vérifiée $p_q = 0,10$**

Tableau IV. 6: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	p _q	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
La somme	0,25	0,25

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

D'où P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

$$\left. \begin{array}{l} Q_x = 1 + 0.25 = 1.25 \\ Q_y = 1 + 0.25 = 1.25 \end{array} \right\} Q = 1.25$$

❖ **Poids total de la structure**

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après **le tableau 4.5 de RPA 99/version 2003**.

W : Poids total de la structure .

W est égal à la somme des poids W_i calculé a chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ✓ W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- ✓ W_{Qi} : charge 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 page 41** .

Tableau IV. 7: (tableau (4.3) du RPA99) valeur du coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	
	Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Pour notre type de bâtiment (bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par. Le **Logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

Tableau IV. 8: Tableau des masses

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]
5/1	Etage 1	462112,72
5/2	Etage 2	348730,78
5/3	Etage 3	348765,74
5/4	Etage 4	336158,87
5/5	Etage 5	336158,87
5/6	Etage 6	336158,87
5/7	Etage 7	323551,99
5/8	Etage 8	323551,99
5/9	Etage 9	323551,99
5/10	Etage 10	298430,60

$$W = \sum \text{masse} = 5374672,98 \text{ kg} = \mathbf{53746,7298 \text{ KN}}$$

IV.8 Combinaisons d'actions

Lorsqu'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique pour la détermination des sollicitations et des déformations, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$8,0 \times G \pm E$$

Pour les ouvrages contreventés par des portiques auto-stables, les poteaux seront calculés sous la combinaison suivante :

$$G+Q \pm 1.2E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations non pondérées.

E : action du séisme représenté par ses composantes horizontales.

❖ Présentation sommaire du logiciel utilisé :

ROBOTSRTUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2010 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. 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 (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques 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 ferrailer 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 Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**" et les Règles **C.B.A/93**.

❖ Les dispositions des voiles :

En commençant par le plan architectural, nous avons commencé à chercher un meilleur placement des voiles qui pourraient correctement récupérer et absorber les chocs sismiques.

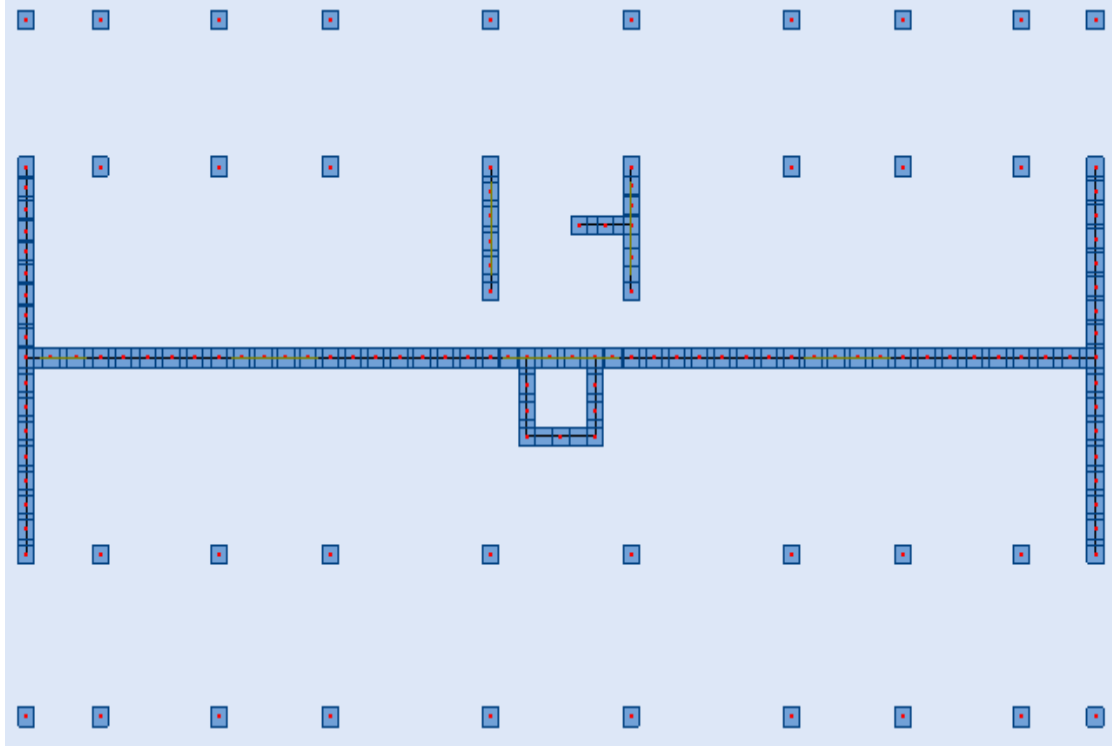


Figure IV. 1: La meilleure disposition des voiles et poteaux (RDC + 9 étages)

IV.9 Modélisation de la structure

❖ Modélisation des éléments structuraux :

- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Poutre-Poteau ».
- Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
- Les voiles sont représentés par des éléments coques « voile » à quatre nœuds.
- Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme rigide. Ces planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.

❖ Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (Maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

❖ Vue tridimensionnelle de l'ouvrage

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour (R+9) qui fait l'objet de notre présente étude. Cette modélisation est beaucoup plus proche de la réalité que les modélisations bidimensionnelles.

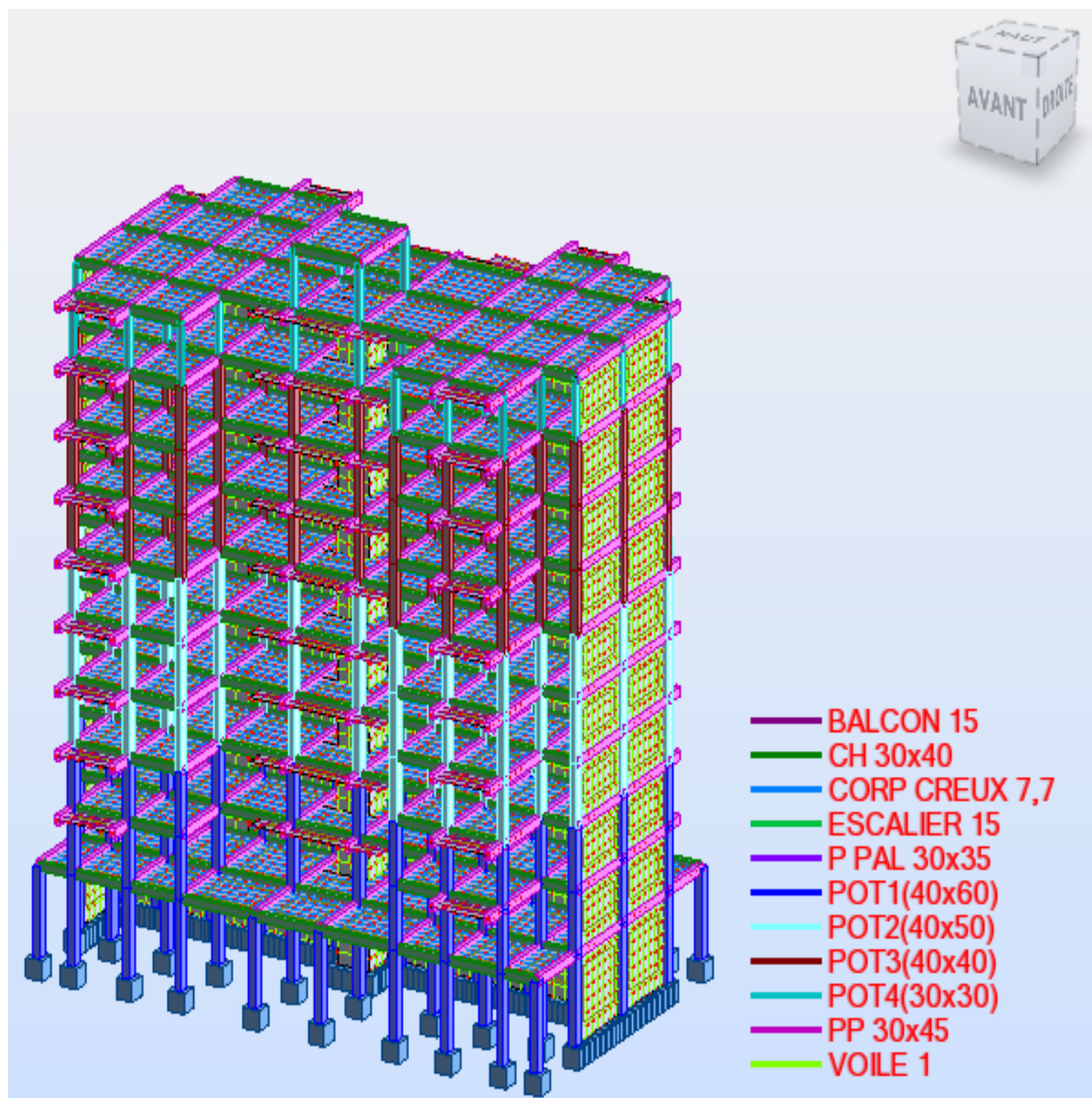


Figure IV. 2: Modélisation tridimensionnelle de la tour

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode.

Tableau IV. 9: Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/1	1,49	0,67	55,58	9,40	0,04	55,58	9,40	0,04
4/2	1,83	0,55	72,75	55,77	0,04	17,18	46,37	0,00
4/3	2,45	0,47	74,26	72,47	0,06	1,51	16,70	0,02
4/4	2,78	0,36	74,66	80,87	0,08	0,41	8,39	0,02
4/5	3,02	0,33	87,19	81,54	0,10	12,53	0,67	0,02
4/6	4,26	0,23	87,33	81,89	0,11	0,14	0,35	0,02
4/7	4,72	0,21	87,56	83,29	0,11	0,23	1,40	0,00
4/8	5,13	0,19	87,57	87,90	0,17	0,01	4,61	0,05
4/9	5,42	0,18	89,33	90,27	0,18	1,76	2,37	0,01
4/10	5,85	0,17	93,21	90,67	0,19	3,88	0,41	0,01

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,66 \times 1,3 = 0,858 \text{sec} > T = 0,67 \text{sec} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le tableau ci-dessus :

Sens longitudinal (x) : Masse modale effective = 93,21% > 90% \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Sens transversal (y) : Masse modale effective = 90,67% > 90% \Rightarrow **Condition vérifiée.**

❖ **Application de la méthode d'analyse modale spectrale**

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

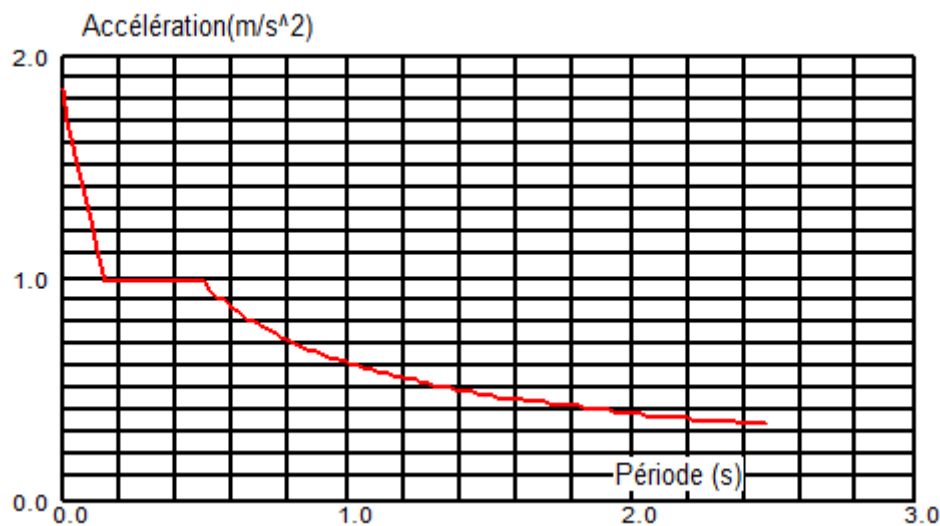


Figure IV. 3: Spectre de réponse

❖ **Nombre des modes à considérer :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

❖ Présentation des différents modes

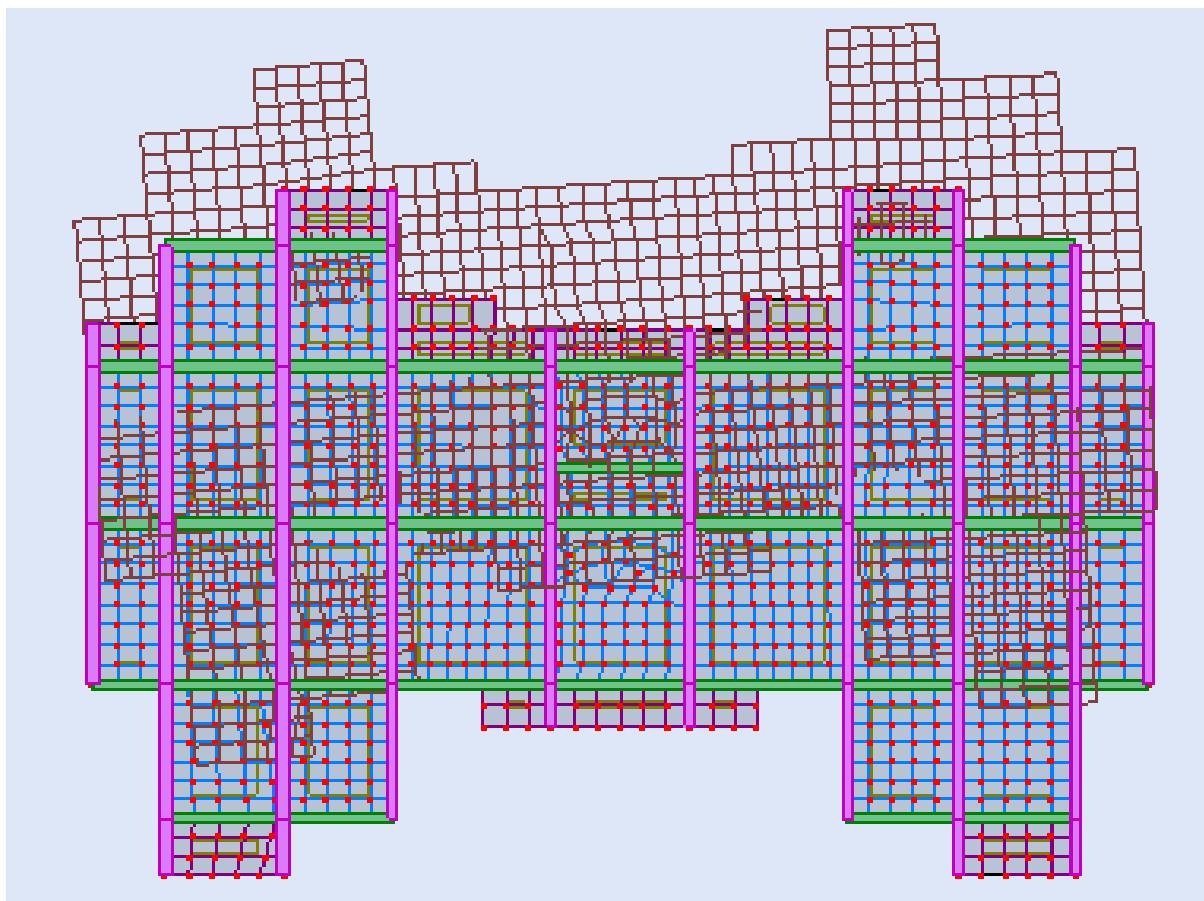


Figure IV. 4: 1^{er} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe Y) (résultats de robot 2010)

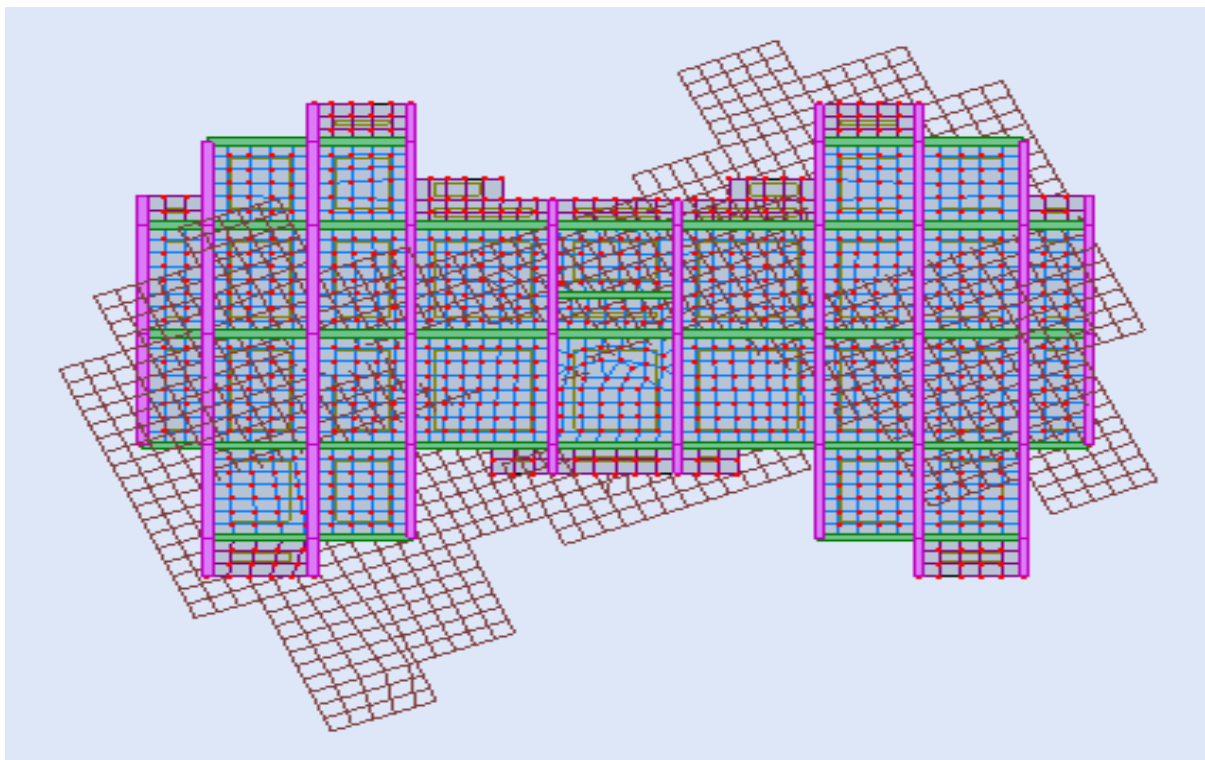


Figure IV. 5: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan Z (résultats de Robot 2010)

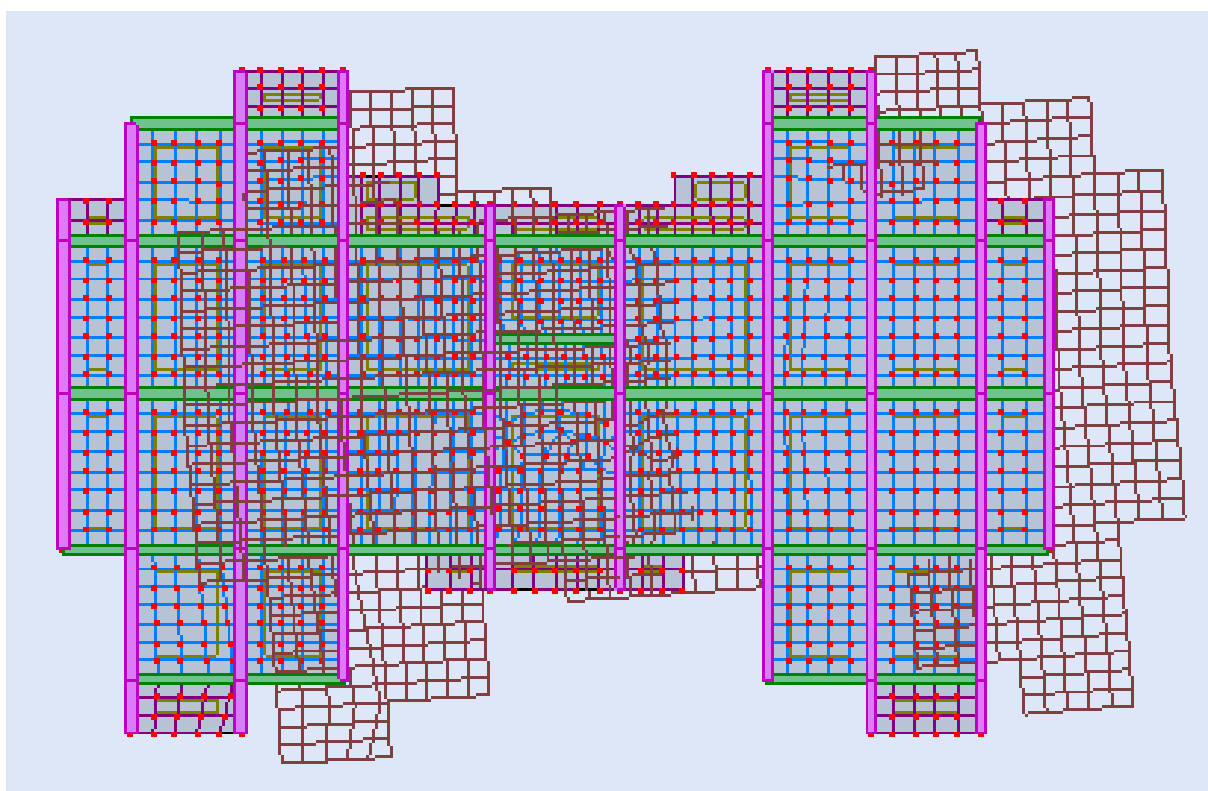


Figure IV. 6: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X (résultats de Robot 2010)

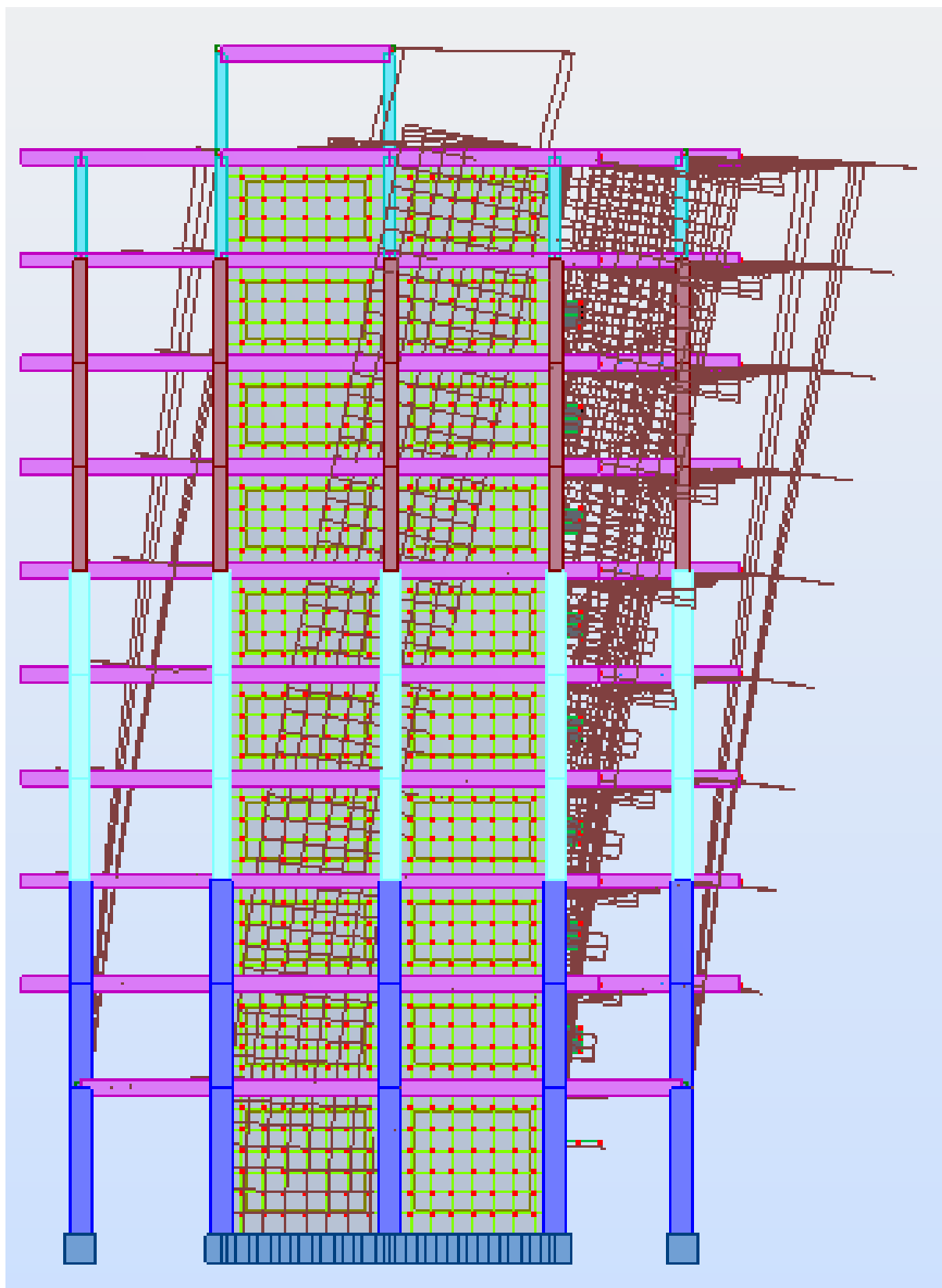


Figure IV. 7: 1^{er} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe Y,Z)(résultats de robot 2010)

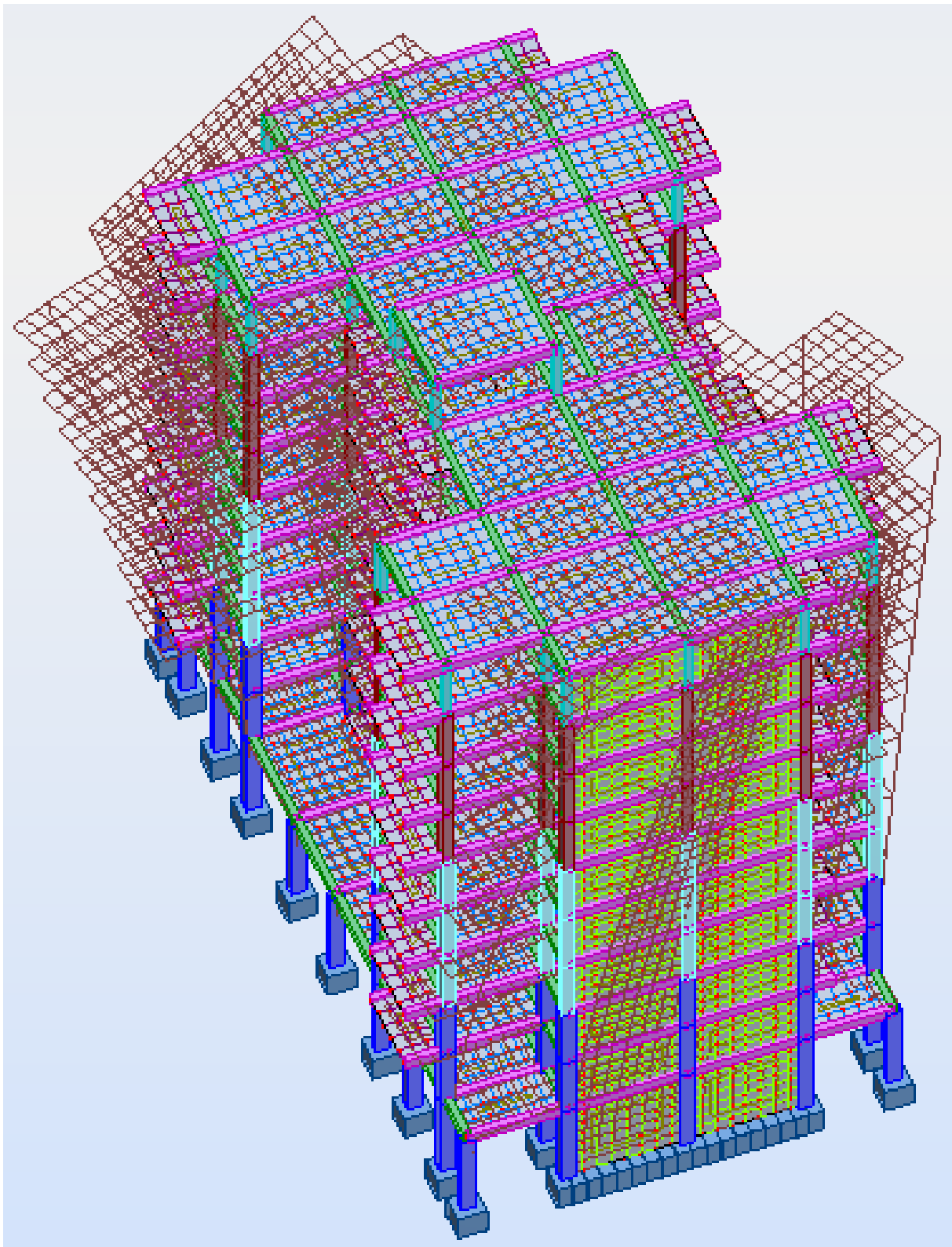


Figure IV. 8: 2^{ème} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique 3D
(résultats de robot 2010)

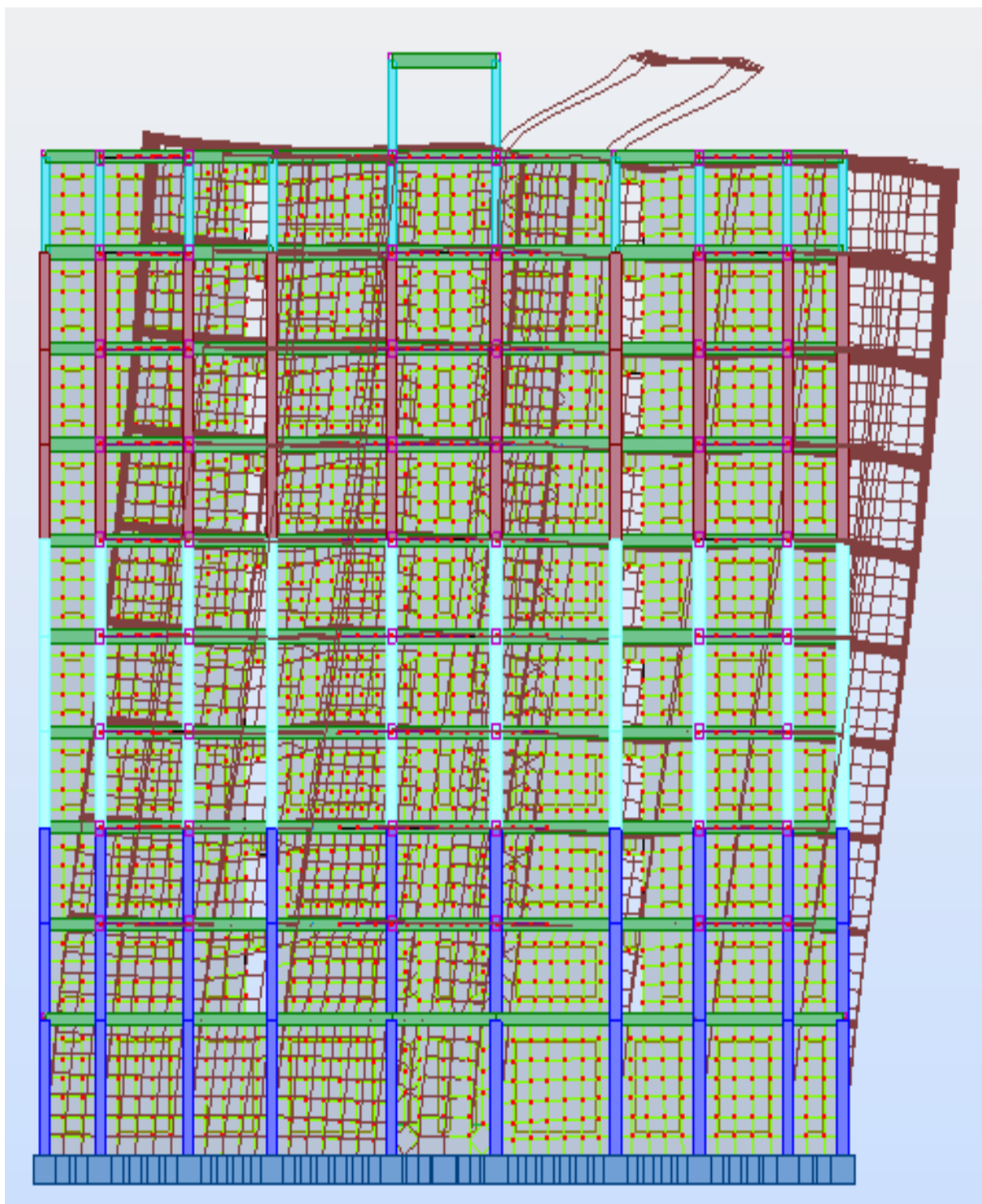


Figure IV. 9: 3^{ème} mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Z)(résultats de robot 2010)

❖ **Calcul de la force sismique statique**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le **RPA99/2003** par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$V_{X\text{statique}} = V_{Y\text{statique}} = \frac{0.15 \times 1.25 \times 2.17}{5} \times 53746.73 = 4373,64 \text{ KN.}$$

IV.10 Les différentes vérifications

❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente**

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** 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** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau IV. 10: Les réactions à la base

	$\sum F_x$ (KN)	$\sum F_y$ (KN)
Ex	4318,88	1542,70
Ey	1516,70	4427,15

$$V_{\text{dynamique}} = \begin{cases} V_{X\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 4586,13 \text{ KN.} \\ V_{Y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 4679,75 \text{ KN.} \end{cases}$$

Tableau IV. 11: Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_{dynamique} (KN)	V_{statique} (KN)	0.8×V_{statique} < V_{dynamique}
Ex	4586,13	4373,64	Condition vérifiée.
Ey	4679,75	4373,64	Condition vérifiée.

❖ **Vérification de déplacement**

Justification vis-à-vis des déformations

Selon l'**RPA 99 / version 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**).

Le déplacement total de chaque niveau

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV. 12: 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 1	PP									
Etage 1	0,0	8937	0,0	25000	0,0	0,0	-0,0	8858	-0,0	3274
Etage 2	0,0	9015	0,0	115	0,0	0,0	-0,0	9096	-0,0	2688
Etage 3	0,0	9124	0,0	168	0,0	0,0	-0,0	9178	0,0	129
Etage 4	0,0	9233	0,0	216	0,0	0,0	-0,0	9287	0,0	487
Etage 5	0,0	9341	0,0	258	0,0	0,0	-0,0	9395	0,0	576
Etage 6	0,0	24940	0,0	300	0,0	0,0	-0,0	9503	0,0	595
Etage 7	0,0	24949	0,0	364	0,0	0,0	-0,0	17104	0,0	614
Etage 8	0,0	24958	0,0	406	0,0	0,0	-0,0	17212	0,0	633
Etage 9	0,0	23441	0,0	448	0,0	0,0	-0,0	679	0,0	431
Etage 10	0,0	343	0,0	517	0,0	0,0	-0,0	338	0,0	473
Cas 2	G									
Etage 1	0,0	24983	0,0	25001	0,0	0,0	-0,0	16393	-0,0	3275
Etage 2	0,0	24904	0,0	25199	0,0	0,0	-0,0	9096	-0,0	2687
Etage 3	0,0	24913	0,0	25212	0,0	0,0	-0,0	9178	-0,0	2705
Etage 4	0,0	24922	0,0	25230	0,0	0,0	-0,0	16780	-0,0	2723
Etage 5	0,0	24931	0,0	25248	0,0	0,0	-0,0	16888	0,0	2741
Etage 6	0,0	24940	0,0	25266	0,0	0,0	-0,0	16996	0,0	2759
Etage 7	0,0	24949	0,0	25284	0,0	0,0	-0,0	17104	0,0	2777
Etage 8	0,0	24958	0,0	406	0,0	0,0	-0,0	17212	0,0	2795
Etage 9	0,0	23441	0,0	2610	0,0	0,0	-0,0	679	0,0	2814
Etage 10	0,0	343	0,0	517	0,0	0,0	-0,0	338	0,0	464
Cas 3	Q									
Etage 1	0,0	24983	0,0	25001	0,0	0,0	-0,0	16399	-0,0	3274
Etage 2	0,0	24904	0,0	25199	0,0	0,0	-0,0	16568	-0,0	2687
Etage 3	0,0	24913	0,0	25210	0,0	0,0	-0,0	16676	-0,0	2705
Etage 4	0,0	24922	0,0	216	0,0	0,0	-0,0	16780	0,0	2723
Etage 5	0,0	23099	0,0	258	0,0	0,0	-0,0	16888	0,0	2134
Etage 6	0,0	23174	0,0	295	0,0	0,0	-0,0	16996	0,0	2214
Etage 7	0,0	23291	0,0	1762	0,0	0,0	-0,0	17104	0,0	2374
Etage 8	0,0	23323	0,0	406	0,0	0,0	-0,0	17212	0,0	2454
Etage 9	0,0	23436	0,0	2610	0,0	0,0	-0,0	679	0,0	422

CHAPITRE IV : Etude sismique de la Structure

Etage 10	0,0	343	0,0	517	0,0	0,0	-0,0	338	0,0	464
Cas 5	Ex									
Etage 1	0,0	60	0,0	40	0,0	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	3037	0,0	115	0,0	0,0	0,0	8025	0,0	50
Etage 3	0,1	2894	0,0	168	0,0	0,0	0,0	1025	0,0	154
Etage 4	0,1	2942	0,0	216	0,0	0,0	0,1	1037	0,0	6759
Etage 5	0,1	2990	0,1	600	0,0	0,1	0,1	1049	0,0	7209
Etage 6	0,1	3086	0,1	619	0,0	0,1	0,1	1061	0,0	7659
Etage 7	0,2	3134	0,1	638	0,0	0,1	0,1	1073	0,0	10140
Etage 8	0,2	3182	0,1	657	0,0	0,1	0,1	1085	0,0	10590
Etage 9	0,2	3230	0,1	17318	0,1	0,1	0,1	1097	0,0	426
Etage 10	0,2	2846	0,1	14013	0,1	0,1	0,2	1112	0,0	468
Cas 6	Ey									
Etage 1	0,0	8	0,1	62	0,0	0,1	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	574	0,1	129	0,0	0,1	0,0	1159	0,0	60
Etage 3	0,0	555	0,2	182	0,0	0,1	0,0	1151	0,1	128
Etage 4	0,1	590	0,3	582	0,1	0,2	0,0	971	0,1	181
Etage 5	0,1	609	0,4	601	0,1	0,2	0,0	995	0,2	226
Etage 6	0,1	628	0,5	620	0,1	0,3	0,0	16935	0,3	268
Etage 7	0,1	647	0,7	639	0,1	0,3	0,0	17057	0,3	310
Etage 8	0,1	666	0,8	658	0,1	0,3	0,0	17165	0,4	17097
Etage 9	0,1	685	0,9	677	0,1	0,4	0,0	17273	0,5	17205
Etage 10	0,2	344	1,0	336	0,2	0,4	0,0	17259	0,6	473
Cas 7	ELU									
Etage 1	0,0	24983	0,0	25001	0,0	0,0	-0,0	8858	-0,0	3274
Etage 2	0,0	24904	0,0	25198	0,0	0,0	-0,0	9096	-0,0	2687
Etage 3	0,0	24913	0,0	25210	0,0	0,0	-0,0	9178	-0,0	2705
Etage 4	0,0	24922	0,0	216	0,0	0,0	-0,0	9287	0,0	2723
Etage 5	0,0	24931	0,0	258	0,0	0,0	-0,0	9395	0,0	2741
Etage 6	0,0	24940	0,1	300	0,0	0,0	-0,0	16996	0,0	2759
Etage 7	0,0	24949	0,1	364	0,0	0,0	-0,0	17104	0,0	2374
Etage 8	0,0	24958	0,1	406	0,0	0,0	-0,0	17212	0,1	633
Etage 9	0,0	23441	0,1	448	0,0	0,0	-0,0	679	0,1	422
Etage 10	0,0	343	0,2	517	0,0	0,0	-0,0	338	0,1	464
Cas 8	ELS									
Etage 1	0,0	24983	0,0	25001	0,0	0,0	-0,0	8858	-0,0	3274
Etage 2	0,0	24904	0,0	25198	0,0	0,0	-0,0	9096	-0,0	2687
Etage 3	0,0	24913	0,0	25210	0,0	0,0	-0,0	9178	-0,0	2705
Etage 4	0,0	24922	0,0	216	0,0	0,0	-0,0	9287	0,0	2723
Etage 5	0,0	24931	0,0	258	0,0	0,0	-0,0	9395	0,0	2741
Etage 6	0,0	24940	0,0	300	0,0	0,0	-0,0	16996	0,0	2759
Etage 7	0,0	24949	0,1	364	0,0	0,0	-0,0	17104	0,0	2374
Etage 8	0,0	24958	0,1	406	0,0	0,0	-0,0	17212	0,0	633
Etage 9	0,0	23441	0,1	448	0,0	0,0	-0,0	679	0,1	422
Etage 10	0,0	343	0,1	517	0,0	0,0	-0,0	338	0,1	464

CHAPITRE IV : Etude sismique de la Structure

Cas 9	G+Q+Ex									
Etage 1	0,0	42	0,0	25001	0,0	0,0	-0,0	23637	-0,0	3274
Etage 2	0,0	119	0,0	115	0,0	0,0	0,0	60	-0,0	2687
Etage 3	0,1	2894	0,0	168	0,0	0,0	0,0	128	0,0	2705
Etage 4	0,1	2942	0,1	216	0,0	0,1	0,1	181	0,0	2723
Etage 5	0,1	2990	0,1	258	0,0	0,1	0,1	226	0,0	2741
Etage 6	0,1	3086	0,1	300	0,0	0,1	0,1	268	0,0	2759
Etage 7	0,2	3134	0,1	369	0,0	0,1	0,1	310	0,1	2777
Etage 8	0,2	3182	0,2	24822	0,0	0,1	0,1	379	0,1	384
Etage 9	0,2	3249	0,2	453	0,1	0,1	0,1	2533	0,1	426
Etage 10	0,2	2865	0,2	522	0,1	0,1	0,2	1109	0,1	468
Cas 10	G+Q-Ex									
Etage 1	0,0	23667	0,0	25001	0,0	0,0	-0,0	60	-0,0	3274
Etage 2	-0,0	42	0,0	25199	0,0	0,0	-0,0	128	-0,0	138
Etage 3	-0,0	119	0,0	25212	0,0	0,0	-0,1	2913	-0,0	191
Etage 4	-0,1	172	0,0	211	0,0	0,0	-0,1	2961	-0,0	236
Etage 5	-0,1	217	0,0	253	0,0	0,1	-0,1	3009	-0,0	278
Etage 6	-0,1	259	0,0	295	0,0	0,1	-0,1	3105	-0,0	320
Etage 7	-0,1	301	0,0	364	0,0	0,1	-0,2	3134	-0,0	389
Etage 8	-0,1	370	0,1	406	0,1	0,1	-0,2	3182	-0,0	431
Etage 9	-0,1	23400	0,1	448	0,1	0,1	-0,2	3230	-0,0	473
Etage 10	-0,2	1112	0,1	517	0,1	0,1	-0,2	2846	-0,0	542
Cas 11	G+Q+Ey									
Etage 1	0,0	24979	0,1	22	0,0	0,1	-0,0	16375	-0,0	23637
Etage 2	0,0	572	0,1	106	0,0	0,1	-0,0	9096	0,0	15472
Etage 3	0,0	498	0,2	159	0,0	0,1	-0,0	9179	0,1	16244
Etage 4	0,1	587	0,3	207	0,1	0,2	-0,0	9287	0,1	14463
Etage 5	0,1	606	0,4	601	0,1	0,2	-0,0	226	0,2	14914
Etage 6	0,1	625	0,6	620	0,1	0,3	-0,0	268	0,3	278
Etage 7	0,1	644	0,7	639	0,1	0,3	-0,0	310	0,4	320
Etage 8	0,1	666	0,8	658	0,1	0,4	0,0	379	0,5	389
Etage 9	0,2	685	1,0	677	0,2	0,4	0,0	18831	0,6	431
Etage 10	0,2	343	1,1	336	0,2	0,4	-0,0	13668	0,7	473
Cas 12	G+Q-Ey									
Etage 1	0,0	23668	0,0	25001	0,0	0,1	-0,0	8919	-0,1	62
Etage 2	0,0	9015	-0,0	8365	0,0	0,1	-0,0	575	-0,1	129
Etage 3	0,0	16623	-0,1	8702	0,1	0,1	-0,0	500	-0,2	182
Etage 4	0,0	16731	-0,1	168	0,1	0,2	-0,1	589	-0,3	227
Etage 5	0,0	16839	-0,2	216	0,1	0,2	-0,1	608	-0,4	269
Etage 6	0,0	16947	-0,2	258	0,1	0,2	-0,1	628	-0,5	311
Etage 7	0,0	17055	-0,3	300	0,1	0,3	-0,1	647	-0,6	380
Etage 8	0,0	17043	-0,4	369	0,1	0,3	-0,1	666	-0,7	422
Etage 9	-0,0	17151	-0,4	411	0,1	0,4	-0,1	682	-0,8	464
Etage 10	0,0	532	-0,5	453	0,2	0,4	-0,2	342	-0,9	336
Cas 17	0.8*G+Ex									

CHAPITRE IV : Etude sismique de la Structure

Etage 1	0,0	42	0,0	40	0,0	0,0	-0,0	23637	-0,0	3274
Etage 2	0,0	119	0,0	115	0,0	0,0	0,0	60	-0,0	2687
Etage 3	0,1	2894	0,0	168	0,0	0,0	0,0	128	0,0	2705
Etage 4	0,1	2942	0,1	216	0,0	0,0	0,1	181	0,0	2723
Etage 5	0,1	2990	0,1	258	0,0	0,1	0,1	226	0,0	2741
Etage 6	0,1	3086	0,1	300	0,0	0,1	0,1	268	0,0	2759
Etage 7	0,2	3134	0,1	369	0,0	0,1	0,1	310	0,0	315
Etage 8	0,2	3182	0,1	657	0,0	0,1	0,1	1088	0,0	384
Etage 9	0,2	3249	0,2	24894	0,1	0,1	0,1	2523	0,1	426
Etage 10	0,2	2865	0,2	24318	0,1	0,1	0,2	1109	0,1	468
Cas 18	0.8*G-Ex									
Etage 1	0,0	23663	0,0	25001	0,0	0,0	-0,0	60	-0,0	3274
Etage 2	-0,0	42	0,0	25199	0,0	0,0	-0,0	128	-0,0	138
Etage 3	-0,0	119	0,0	25212	0,0	0,0	-0,1	2913	-0,0	191
Etage 4	-0,1	172	0,0	211	0,0	0,0	-0,1	2961	-0,0	236
Etage 5	-0,1	217	0,0	253	0,0	0,1	-0,1	3009	-0,0	278
Etage 6	-0,1	259	0,0	295	0,0	0,1	-0,1	3086	-0,1	320
Etage 7	-0,1	301	0,0	364	0,0	0,1	-0,2	3134	-0,1	389
Etage 8	-0,1	370	0,0	406	0,1	0,1	-0,2	3182	-0,1	431
Etage 9	-0,1	1097	0,0	448	0,1	0,1	-0,2	3230	-0,1	473
Etage 10	-0,2	1112	0,0	517	0,1	0,1	-0,2	2846	-0,1	542
Cas 19	0.8*G+Ey									
Etage 1	0,0	8935	0,1	22	0,0	0,1	-0,0	16375	0,0	1
Etage 2	0,0	572	0,1	106	0,0	0,1	-0,0	9096	0,0	15474
Etage 3	0,0	498	0,2	159	0,0	0,1	-0,0	9179	0,1	16243
Etage 4	0,1	587	0,3	207	0,1	0,2	-0,0	9287	0,1	14461
Etage 5	0,1	606	0,4	601	0,1	0,2	-0,0	226	0,2	14912
Etage 6	0,1	625	0,6	620	0,1	0,3	-0,0	268	0,3	15363
Etage 7	0,1	644	0,7	639	0,1	0,3	-0,0	310	0,4	320
Etage 8	0,1	666	0,8	658	0,1	0,4	0,0	379	0,5	389
Etage 9	0,2	685	0,9	677	0,2	0,4	0,0	18831	0,5	431
Etage 10	0,2	344	1,1	336	0,2	0,4	-0,0	13668	0,6	473
Cas 20	0.8*G-Ey									
Etage 1	0,0	23668	0,0	25001	0,0	0,1	-0,0	98	-0,1	62
Etage 2	0,0	9015	-0,0	8367	0,0	0,1	-0,0	575	-0,1	129
Etage 3	0,0	16623	-0,1	8704	0,0	0,1	-0,0	500	-0,2	182
Etage 4	0,0	16731	-0,1	6898	0,1	0,2	-0,1	589	-0,3	227
Etage 5	0,0	16839	-0,2	7347	0,1	0,2	-0,1	608	-0,4	269
Etage 6	0,0	16947	-0,3	7796	0,1	0,3	-0,1	628	-0,5	311
Etage 7	0,0	17055	-0,3	300	0,1	0,3	-0,1	647	-0,6	380
Etage 8	0,0	17043	-0,4	369	0,1	0,3	-0,1	666	-0,7	422
Etage 9	-0,0	17151	-0,5	411	0,1	0,4	-0,1	682	-0,8	464
Etage 10	-0,0	532	-0,5	453	0,2	0,4	-0,2	342	-1,0	336

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée $dr_{Ux} < 3,1\text{cm}$ et $dr_{Uy} < 3,1\text{ cm}$

❖ **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**.

$\pm 0,05 \times L$ (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.

✓ Sens X : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 30,00 = 1,50 \text{ m}$.

✓ Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 17,32 = 0,866 \text{ m}$.

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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

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** à donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau **IV.12** suivants :

Tableau IV. 13: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	Centre de masse [m]		Centre de Torsion(m)		Excentricité calculer [m]		Excentricité Accidentel [m]	
			XG	YG	XR	YR	ex	ey	ex	ey
5/1	Etage 1	462112,72	14,86	8,67	14,86	8,92	0,00	0,24	1,49	0,84
5/2	Etage 2	348730,78	14,85	8,83	14,86	8,92	0,01	0,09	1,49	1,01
5/3	Etage 3	348765,74	14,85	8,84	14,86	8,92	0,01	0,08	1,49	1,01
5/4	Etage 4	336158,87	14,85	8,84	14,86	8,93	0,01	0,08	1,49	1,01
5/5	Etage 5	336158,87	14,85	8,84	14,86	8,93	0,01	0,08	1,49	1,01
5/6	Etage 6	336158,87	14,85	8,84	14,86	8,93	0,01	0,08	1,49	1,01
5/7	Etage 7	323551,99	14,85	8,85	14,86	8,93	0,01	0,08	1,49	1,01
5/8	Etage 8	323551,99	14,85	8,85	14,86	8,93	0,01	0,08	1,49	1,01
5/9	Etage 9	323551,99	14,85	8,85	14,86	8,93	0,01	0,08	1,49	1,01
5/10	Etage 10	298430,60	14,85	8,72	14,85	8,93	0,00	0,21	1,49	1,01

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans quelque étages dépassé $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition n'est pas vérifiée.

❖ **Vérification du risque de renversement de la tour sous séisme :**

Afin que notre tour soit stable vis-à-vis le renversement il y a lieu de vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,25$$

Avec :

Ms : Moment stabilisant. $M_s = W \times L/2$

Mr : Moment renversant. $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

✓ **Sens longitudinal**

Tableau IV. 14: Vérification de renversement sens longitudinal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
53746,7298	30,00	15,00	806200,95	134965	5,97	✓

✓ **Sens transversal**

Tableau IV. 15: Vérification de renversement sens transversal

W (KN)	Ly (m)	Lx/2 (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
53746,7298	17,32	8,66	465446,68	138248,44	3,37	✓

La condition étant vérifiée dans les deux sens donc notre structure est stable vis-à-vis le renversement.

❖ **Conclusion**

Selon les prescriptions des règles parasismiques Algériennes, on peut conclure que la structure étudiée est stable vis-à-vis d'éventuelles actions sismiques.



CHAPITRE V :

Etude des éléments structuraux

CHAPITRE

V

Etude des éléments
Structuraux

V.1 Introduction

La structure du présent projet est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable contreventée par voiles).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structures (**Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2010**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

V.2 Etude du ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

a. Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales **BAEL 91 révisée 99** :

$$\begin{cases} \text{(ELU)} \dots \dots \dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{(ELS)} \dots \dots \dots G + Q \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles **RPA 99 / version 2003** :

$$\text{(ACC)} \dots \dots \dots G + Q \pm E$$

b. Calcul des armatures longitudinales

D'après l'RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)

- 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.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone II)**.
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone II)**.

Le ferrailage sera calculé l'aide de **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010** et on le compare avec le minimum du **RPA 99 / version 2003(A_{min})**.

c. Calcul des armatures transversales

❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times Vu}{h_1 \times f_e}$$

- ✓ **Vu** : effort tranchant de calcul.
- ✓ **h₁**: hauteur total de la section brute.
- ✓ **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ **ρ_a** : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).
- ✓ **ρ_a** = 2.5 Si l'élançement géométrique λg ≥ 5.
- ✓ **ρ_a** = 3.75 Si l'élançement géométrique λg < 5.
- ✓ **f_e** = 400 MPa.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec :

- ✓ **Φ₁** : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.
- ✓ **t** : espacement des armatures transversales.

✓ $t \leq \min (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II).....**RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)**

✓ $t \leq 15\Phi_1$ en zone courante.....**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)**

❖ **Exemple de calcul**

Armatures longitudinales

❖ Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1,21)** :

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : section de béton.

P : périmètre de la section = $(60 + 40) \times 2 = 200 \text{ cm}$.

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\% (60 \times 40) ; 4\% P)$$

$$A_u (\text{min}) = \max (4.8 ; 8) \text{ cm}^2.$$

$$A_u (\text{max}) = 5\% B = 5\% (60 \times 40) = 120 \text{ cm}^2.$$

❖ Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2)** :

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% B = 0,8\% (60 \times 40) = 19.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_u (\text{max}) = 4\% B = 4\% (60 \times 40) = 96 \text{ cm}^2 \text{ en zone courant.}$$

$$A_u (\text{max}) = 6\% B = 6\% (60 \times 40) = 144 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

✓ 25 cm en **zone II**

✓ $\Phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$.

$$A_u (\text{min}) = \max (4.8 ; 8 ; 19.2) = 19.2 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{s1} = 3\text{HA}16$ de section 6.03 cm^2 .

$$A_{s2} = 3\text{HA}16 \text{ de section } 6.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_u (\text{totale}) = 6.03 \times 2 + 6.03 \times 2 = \mathbf{24.12 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{A_u (\text{totale}) = 12\text{HA } 16/\text{ml}}$$

Armatures transversales

❖ Selon **BAEL 91 révisée 99** : 2

$$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right) = \min \left(\frac{60}{35} ; \frac{40}{10} ; 1.6 \right) = \min (1.74 ; 4 ; 1.6) \Rightarrow \Phi t \leq 1.6 \text{ cm}.$$

On adopte : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$t \leq \min (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II) $\Rightarrow t \leq \min (10 \times 1.6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$.

$t \leq 15\Phi_1$ en zone courante $\Rightarrow t \leq 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$.

On adopte un espacement pour ce poteau de :

$t = 8 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t = 16 \text{ cm}$ dans la zone courant.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi t$ minimum (voir Figure V.1).

$10\Phi t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de **15 cm**.

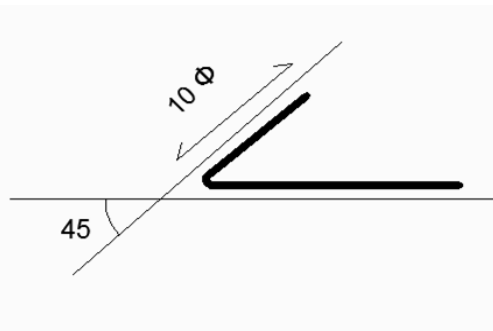


Figure V. 1: Crochet des barres horizontales

❖ Recouvrement

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :

40Φ en Zone II. $\Phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$.

Alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.

• Longueur de la zone nodale

$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)}$.

$h' = 60 \text{ cm}$.

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton Expert 2010 dans les combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales **BAEL 91 révisée 99** :

$$\begin{cases} \text{(ELU)} \dots\dots\dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{(ELS)} \dots\dots\dots G + Q \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles **RPA 99 / version 2003** :

$$\text{(ACC)} \dots\dots\dots G + Q \pm E$$

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. Dans le calcul de chaque étage on prend la valeur min de l'effort N appliqué et les valeurs max de **My** et **Mz**.

Tableau V. 1: Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau a ELU, ELS et ACC

Section	My max (KN.m)	Fcorr (KN)	Mz max (KN.m)
ELU			
Poteaux (60×40)	21.76	165.53	12.17
Poteaux (50×40)	15.37	106.10	8.26
Poteaux (40×40)	9.53	75.53	9.21
Poteaux (30×30)	3.65	32.40	9.21
ELS			
Poteaux (60×40)	16.73	118.46	8.81
Poteaux (50×40)	12.30	88.70	5.91
Poteaux (40×40)	7.51	55.07	5.56
Poteaux (30×30)	3.24	13.60	4.45
ACC			
Poteaux (60×40)	18.63	118.76	10.29
Poteaux (50×40)	14.71	89.10	9.76
Poteaux (40×40)	9.31	55.53	9.21
Poteaux (30×30)	4.34	14.82	6.71

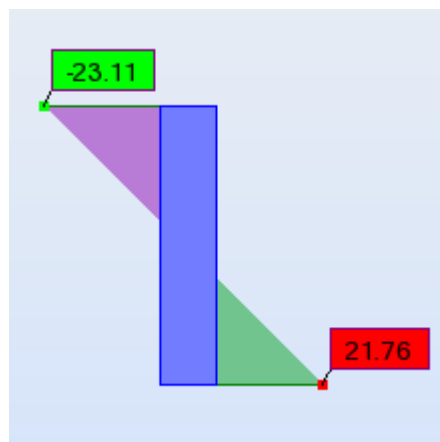


Figure V. 2: Diagramme des moments My des poteaux au niveau de RDC
(Combinaison ELU)

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux de la Tour

Etage	Section (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	A calculé (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm ²)	Choix	t (cm)	t' (cm)	At
RDC	(60×40)	19.20	12	24.12	12HA 16	8	16	Φ8
Etage 1	(60×40)	19.20	12	24.12	12HA 16	8	16	Φ8
Etage 2	(60×40)	19.20	12	24.12	12HA 16	8	16	Φ8
Etage 3	(50×40)	16.00	10	20.11	10HA 16	8	16	Φ8
Etage 4	(50×40)	16.00	10	20.11	10HA 16	8	16	Φ8
Etage 5	(50×40)	16.00	10	20.11	10HA 16	8	16	Φ8
Etage 6	(40×40)	12.80	8	14.20	4HA 16 + 4HA 14	8	16	Φ8
Etage 7	(40×40)	12.80	8	14.20	4HA 16 + 4HA 14	8	16	Φ8
Etage 8	(40×40)	12.80	8	14.20	4HA 16 + 4HA 14	8	16	Φ8
Etage 9	(30×30)	7.20	4.5	9.05	8HA 12	8	16	Φ8

❖ Schéma de ferrailage des poteaux

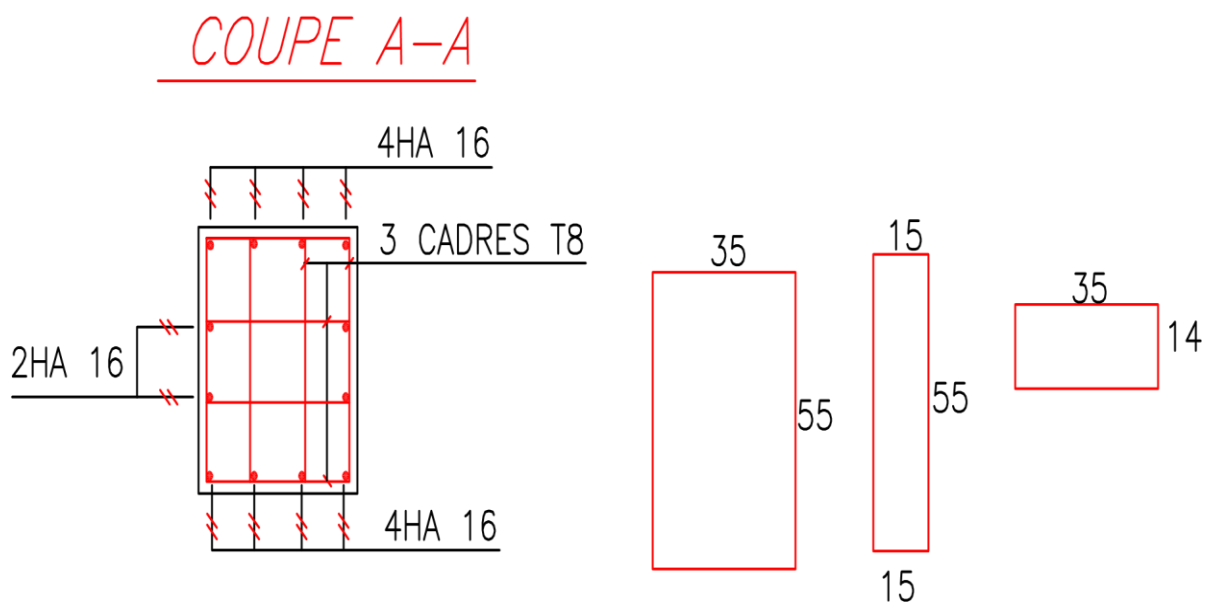


Figure V. 3: Coupe A-A de ferrailage des poteaux 60×40 cm²

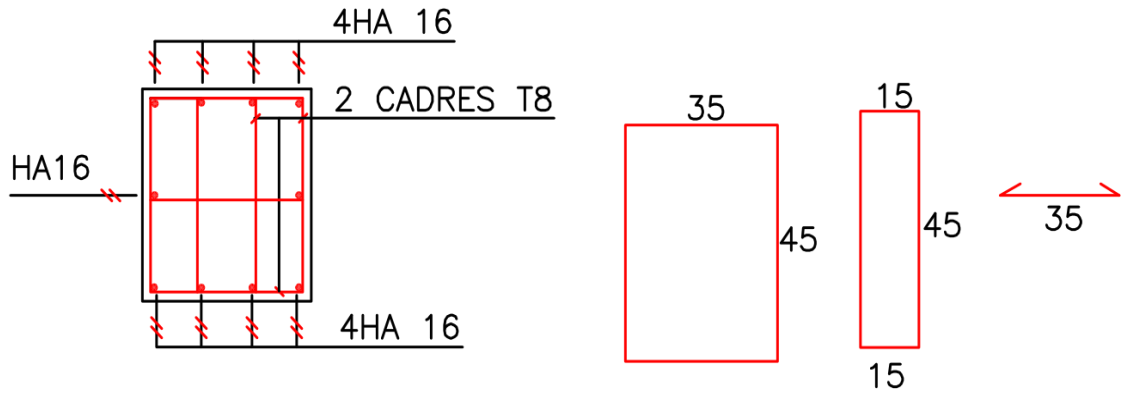


Figure V. 4: Coupe de ferrailage des poteaux 50×40 cm²

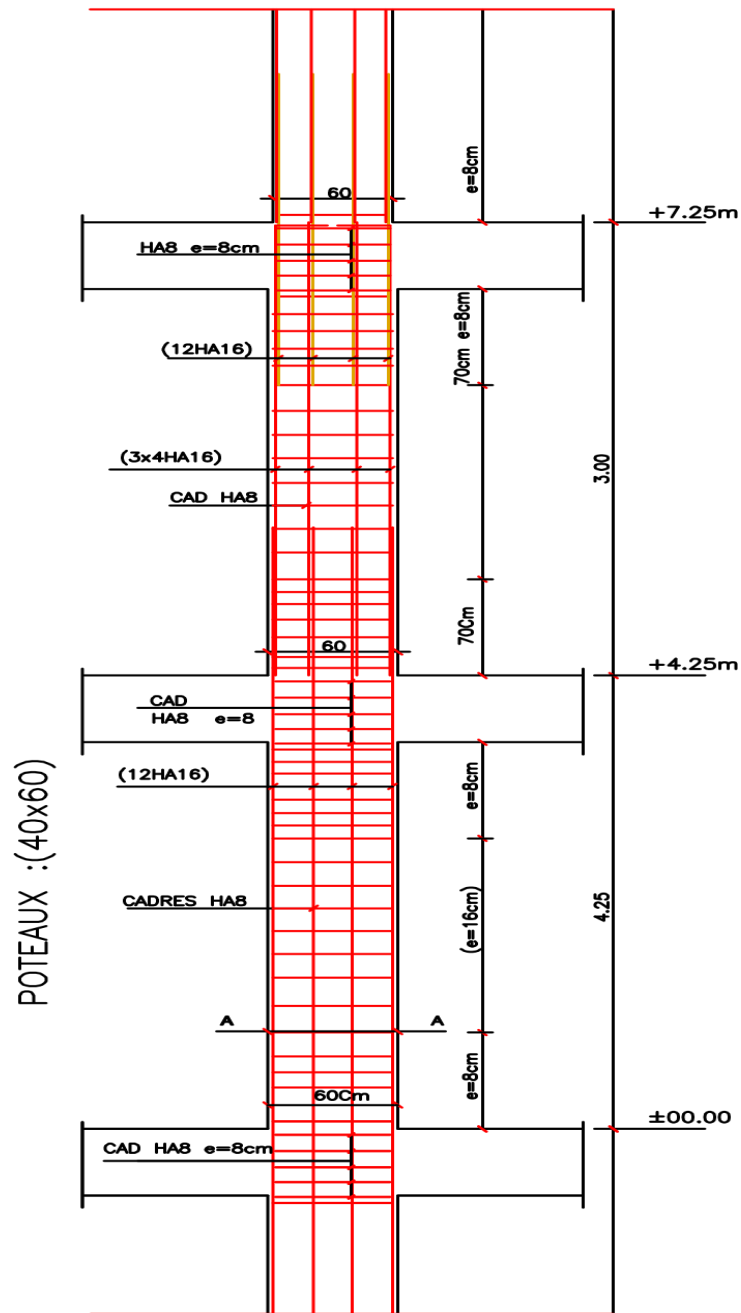


Figure V. 5: Ferrailage des poteaux 60×40 cm²

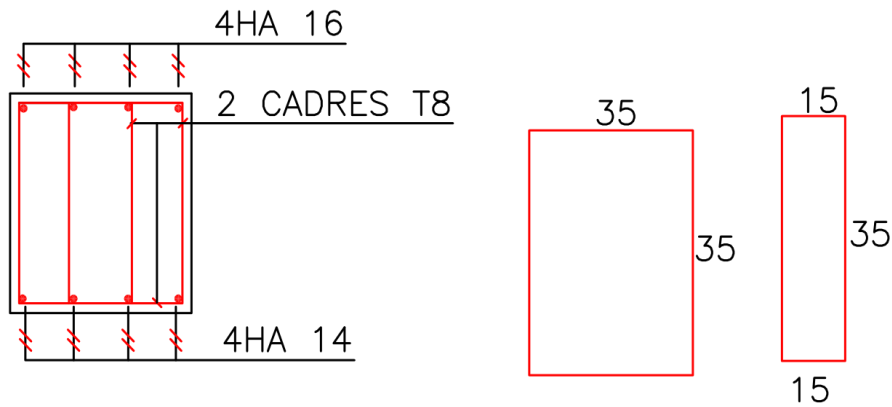


Figure V. 6: Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm²

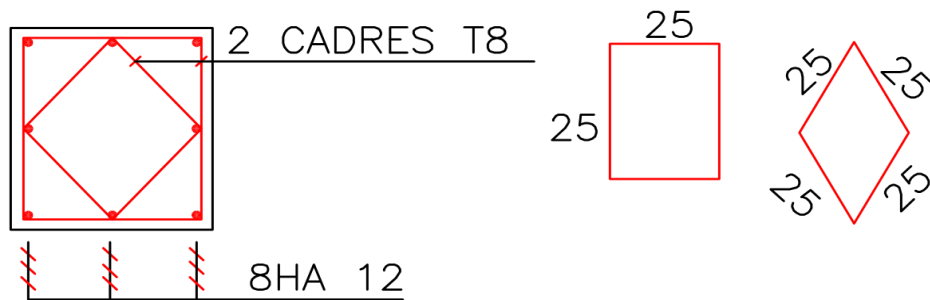


Figure V. 7: Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm²

V.3 Etude du ferrailage des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

- Combinaisons fondamentales **BAEL 91 révisée 99** :

$$\begin{cases} \text{(ELU)} & \dots \dots \dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{(ELS)} & \dots \dots \dots G + Q \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles **RPA 99 / version 2003** :

Pour les poutres dans l'axe **X** :

$$\begin{cases} G + Q \pm E_x \\ 0,8 \times G \pm E_x \end{cases}$$

Pour les poutres dans l'axe **Y** :

$$\begin{cases} G + Q \pm E_y \\ 0,8 \times G \pm E_y \end{cases}$$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

❖ **L'étude des Poutres principales (30×45)**

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toute les poutres principales de chaque étage ensemble.

Tableau V. 3: Exemple de calcul des armatures longitudinales (Niveau Terrasse)

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)
30×45	60.22	152.28	42.92	119.91	44.08	111.30

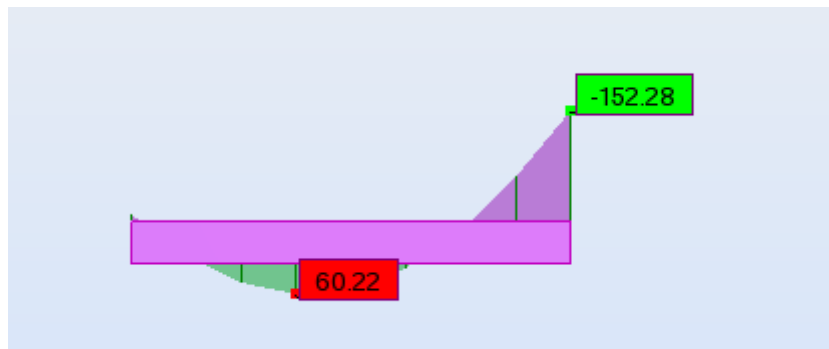


Figure V. 8: Diagramme des moments des poutres principales au niveau Terrasse (Combinaison ELU)

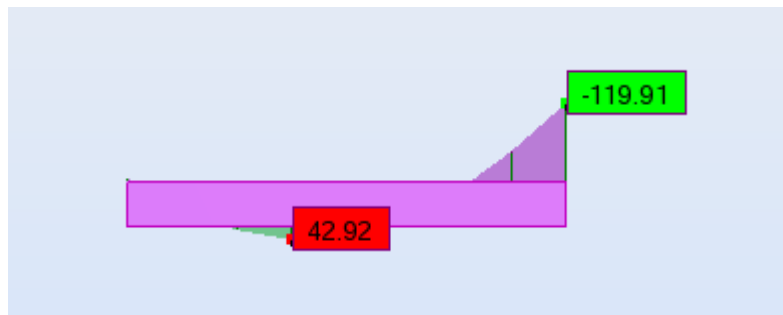


Figure V. 9: Diagramme des moments des poutres principales au niveau Terrasse (Combinaison ELS)

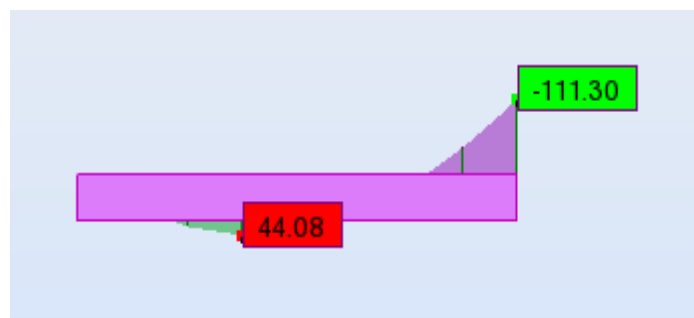


Figure V. 10: Diagramme des moments des poutres principales au niveau Terrasse (Combinaison ACC)

❖ Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

- $h = 45 \text{ cm}$;
- $b = 30 \text{ cm}$;
- $d = 0,9 \times h = 40,5 \text{ cm}$;
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$;

✚ Etat limite ultime

- **Ferrailage en travée :** $M_{travée} = 60.22 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{60.22 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.086$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.086 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.112$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.112 = 0.955$$

$$Z = d \times \beta = 40.5 \times 0.955 = 38.67 \text{ cm}.$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{60.22 \times 10^6}{386.7 \times 348} = 447.50 \text{ mm}^2 = \mathbf{4.48 \text{ cm}^2}$$

- **Ferrailage en appui :** $M_{appui} = 152.28 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{152.28 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.218$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.218 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.311$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.311 = 0.875$$

$$Z = d \times \beta = 40.5 \times 0.875 = 35.44 \text{ cm}.$$

$$A_{St} = \frac{152.28 \times 10^6}{354.4 \times 348} = 1234.72 \text{ mm}^2 = 12.34 \text{ cm}^2$$

✦ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{St \min} \geq 0.23 \times (0.35 \times 0.405) \times \frac{2.1}{400} = 1.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St \min} \geq 1.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✦ **Etat limite accidentelle**

- **Ferraillage en travée :** $M_{travée} = 44.08 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44.08 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.063$$

$$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.063 \rightarrow A' = 0 \text{ donc (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.081$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.081 = 0.967$$

$$Z = d \times \beta = 40.5 \times 0.967 = 39.16 \text{ cm.}$$

$$A_{St} = \frac{Mut}{Z \times \sigma_s} = \frac{44.08 \times 10^6}{391.6 \times 348} = 323.45 \text{ mm}^2 = 3.23 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage en appui :** $M_{appui} = 111.30 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mua}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{111.30 \times 10^6}{300 \times 405^2 \times 14.17} = 0.159$$

$$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.159 \rightarrow A' = 0 \text{ donc (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.217$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.217 = 0.913$$

$$Z = d \times \beta = 40.5 \times 0.913 = 36.98 \text{ cm.}$$

$$A_{St} = \frac{111.30 \times 10^6}{369.8 \times 348} = 864.86 \text{ mm}^2 = 8.65 \text{ cm}^2.$$

✦ **Condition de non fragilité**

$$A_{St \min} \geq 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e};$$

$$A_{St \min} \geq 0.23 \times (0.35 \times 0.405) \times \frac{2.1}{400} = 1.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St \min} \geq 1.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Finalement**

$$A_{st} = \max (4.48 ; 3.23) = 4.48 \text{ cm}^2.$$

On adopte en travée : de section : **3 HA14** de section : **4.62 cm²**.

$$A_{app} = \max (12.34 ; 8.65) = 12.34 \text{ cm}^2.$$

On adopte en appui : **4 HA14+4 HA16** de section : **14.02 cm²**.

• **Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Car on a choisi : } 3 \times \text{HA14} + 4 \text{ HA14} + 4 \text{ HA16} = 18,64 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification à ELS**

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 :

Si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$

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

$$\delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau V. 4: Vérification à E.L.S

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	αu	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.40	0.112	0.450	0.112 < 0.450
Appui	1.27	0.311	0.385	0.311 < 0.385

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

❖ Ferraillage transversal

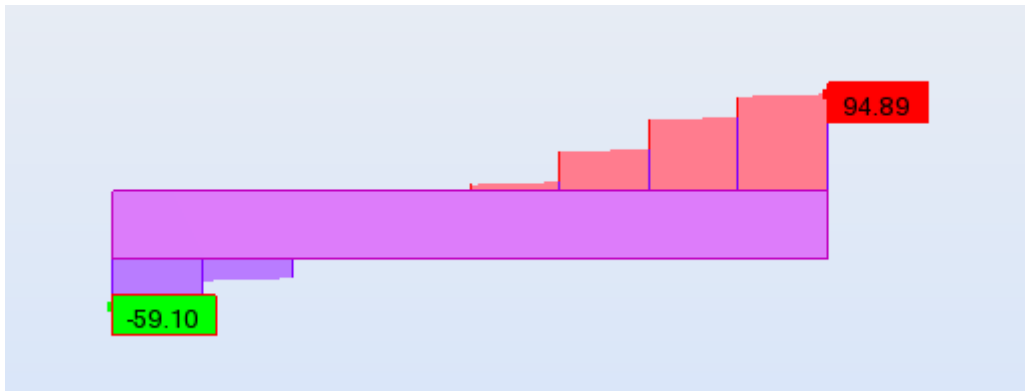


Figure V. 11: Diagramme de l'effort tranchant (cas défavorable) sous la combinaison ELS

Effort tranchant maximal : $V_u = 94.89$ KN.

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{94.89 \times 10^3}{300 \times 405} = 0,781 \text{ MPa.}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} ;$$

$$\tau_u = 0,781 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales

$$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) ; \Phi t \leq \min (1,29 ; 3,5 ; 1.6) \Rightarrow \Phi t \leq 1.29 \text{ cm.}$$

On prend : $\Phi t = \Phi 8 \text{ mm.}$

Calcul d'espacement des cadres

❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

✓ Zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1 \right)$

✓ $St \leq \min (11,25 ; 19.20 ; 30\text{cm}) \rightarrow$ On prend : **St = 10 cm**

✓ Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{4} = 22.5 \text{ cm}$ On prend : **St = 20 cm.**

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 20 cm.

✓ Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h = 90 \text{ cm} \Rightarrow h' = 90 \text{ cm}$

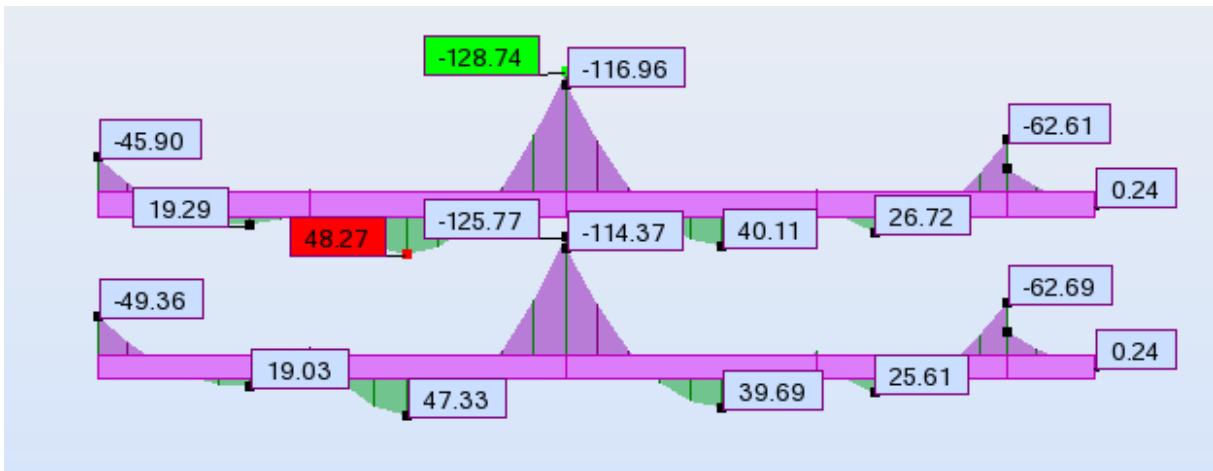


Figure V. 12: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 8^{ème} étage et 7^{ème} étage. (Combinaison ELU)

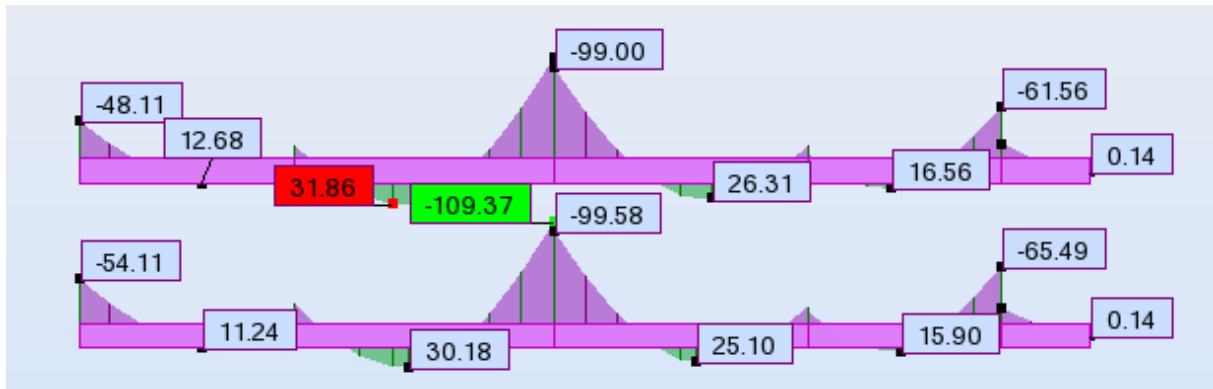


Figure V. 13: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 8^{ème} étage et 7^{ème} étage. (Combinaison ACC)

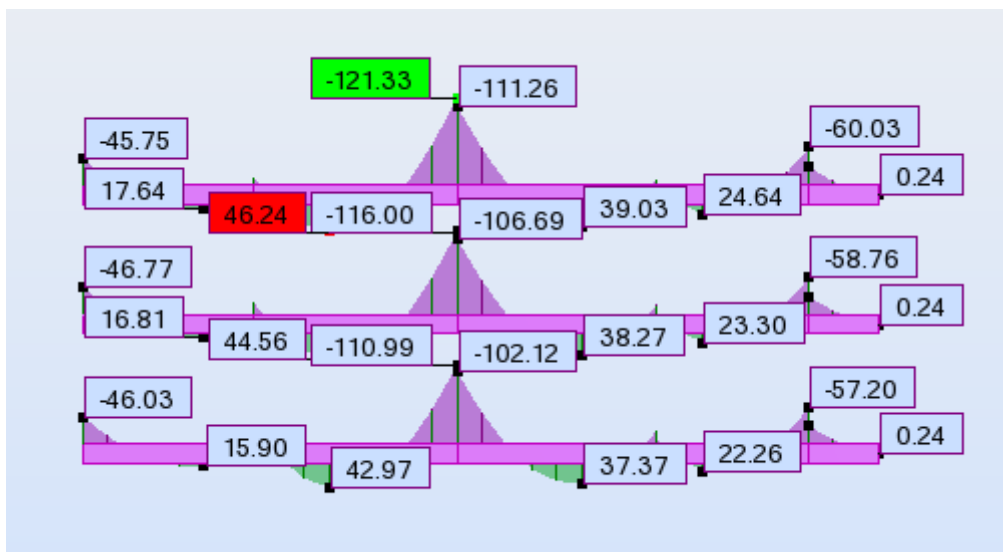


Figure V. 14: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 6^{ème} étage, 5^{ème} étage et 4^{ème} étage. (Combinaison ELU)

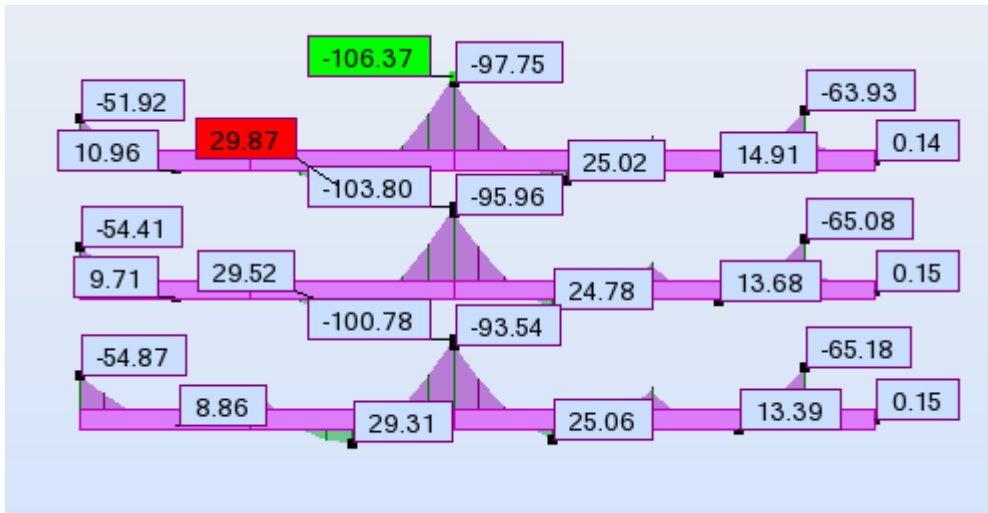


Figure V. 15: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 6^{ème} étage, 5^{ème} étage et 4^{ème} étage. (Combinaison ACC)

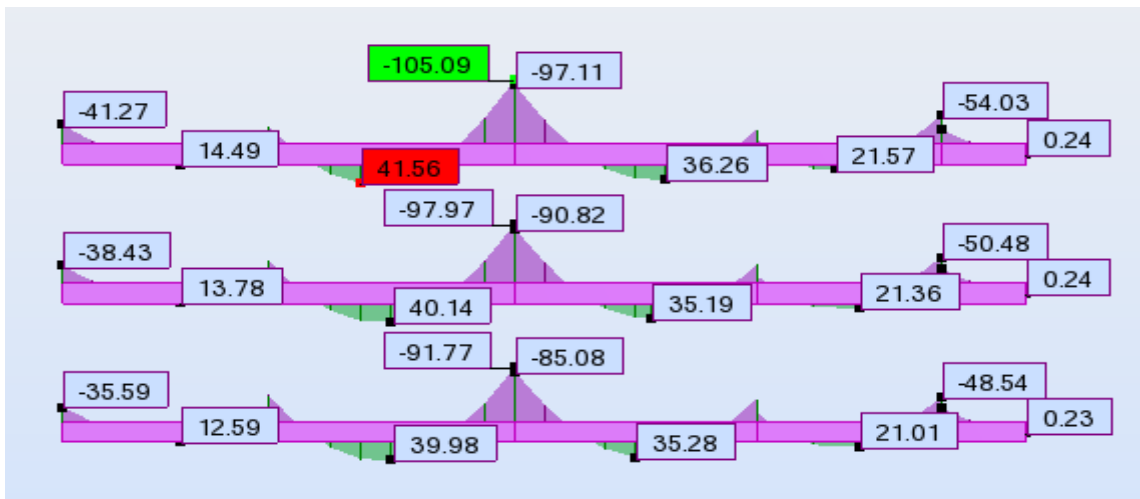


Figure V. 16: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 3^{ème} étage, 2^{ème} étage et 1^{er} étage. (Combinaison ELU)

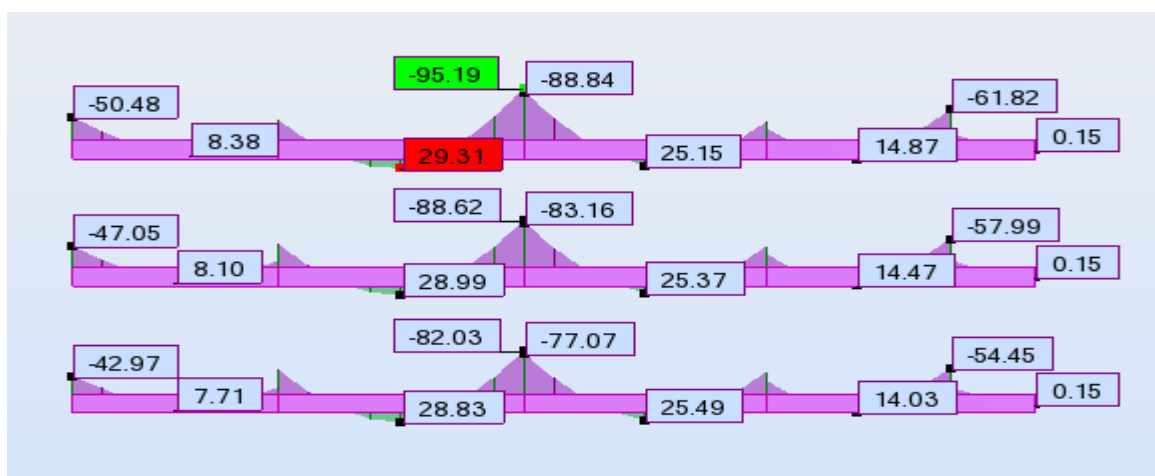


Figure V. 17: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 3^{ème} étage, 2^{ème} étage et 1^{er} étage. (Combinaison ACC)

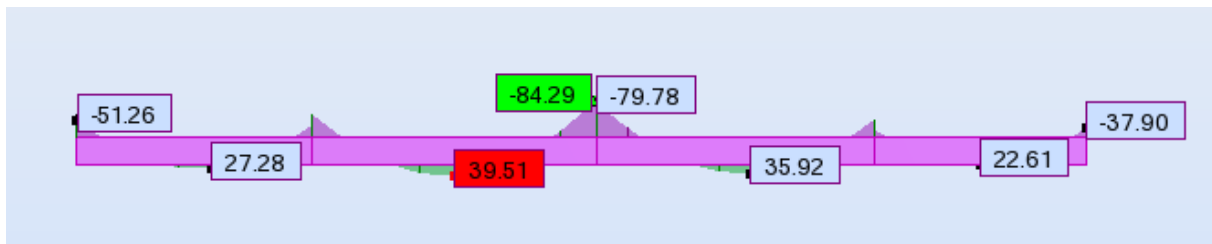


Figure V. 18: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée RDC (Combinaison ELU)

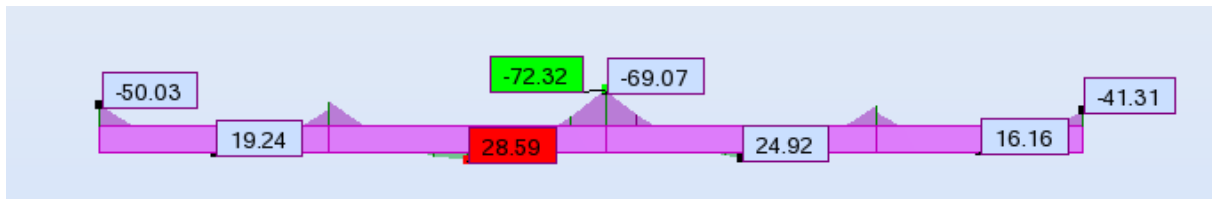


Figure V. 19: Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée RDC (Combinaison ACC)

Tableau V. 5: Ferrailage des poutres principales dans les différents niveaux de la Tour

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	Acalculé	Achoisi	Acalculé	Achoisi	Travée	Appui
Terrasse	4.48	4.62	12.34	12.91	3 HA14	3 HA 16+3 HA 14 + 2 HA12
8 ^{ème} étage	4.50	4.62	9.60	10.65	3 HA14	3 HA16+3 HA14
7 ^{ème} étage	4.50	4.62	9.60	10.65	3 HA14	3 HA16+3 HA14
6 ^{ème} étage	4.50	4.62	9.00	9.11	3 HA14	3 HA16+2 HA14
5 ^{ème} étage	4.30	4.62	9.00	9.11	3 HA14	3 HA16+2 HA14
4 ^{ème} étage	4.30	4.62	9.00	9.11	3 HA14	3 HA16+2 HA14
3 ^{ème} étage	4.30	4.62	7.70	9.11	3 HA14	3 HA16+2 HA14
2 ^{ème} étage	4.20	4.62	7.70	9.11	3 HA14	3 HA16+2 HA14
1 ^{ère} étage	4.20	4.62	7.70	9.11	3 HA14	3 HA16+2 HA14
RDC	4.20	4.62	6.10	9.11	3 HA14	3 HA16+2 HA14

❖ L'étude des Poutres secondaires (30×40)

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le **tableau V.6**.

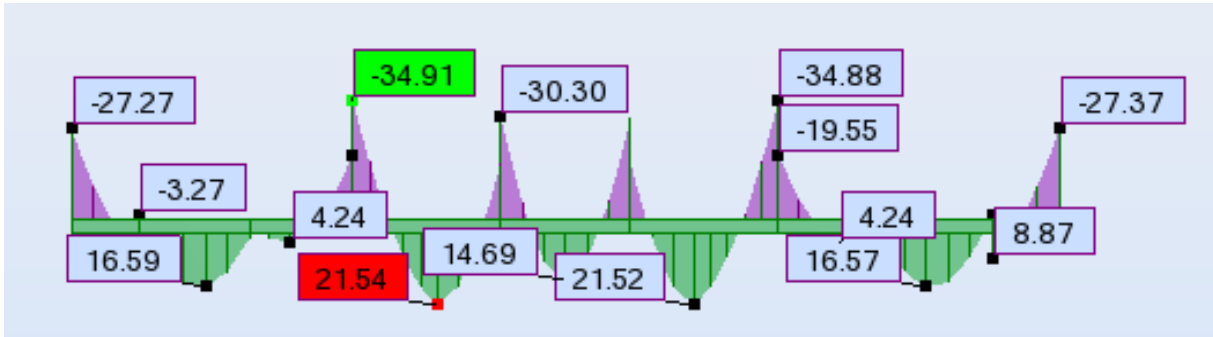


Figure V. 20: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau Terrasse (Combinaison ELU)

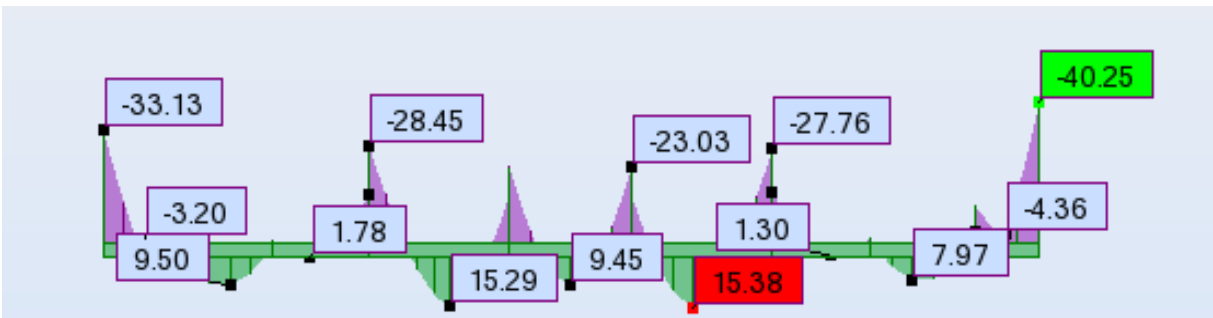


Figure V. 21: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau Terrasse (Combinaison ACC)

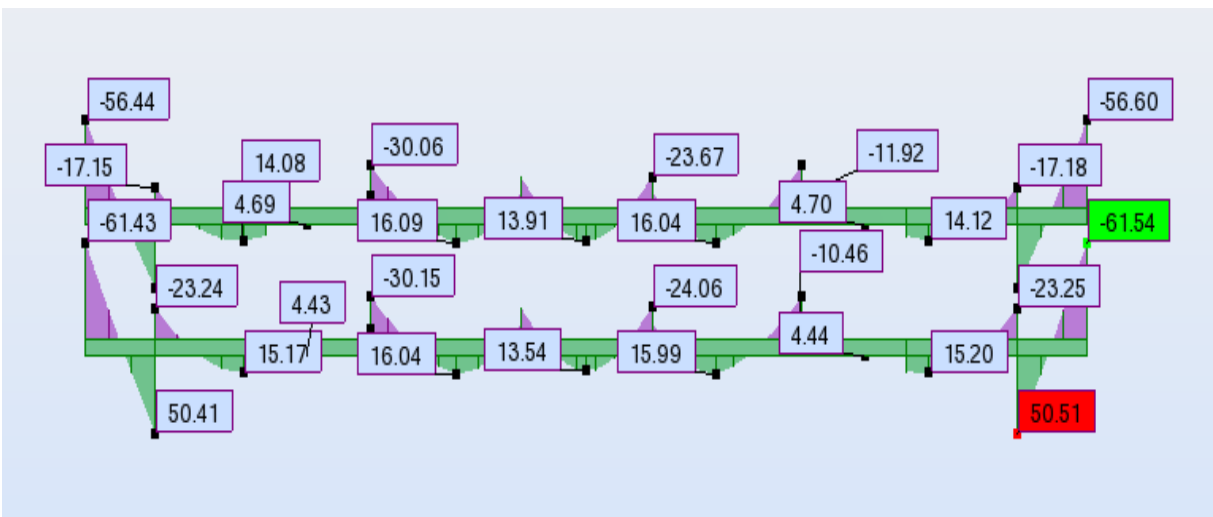


Figure V. 22: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 8^{ème} étage et 7^{ème} étage. (Combinaison ELU)

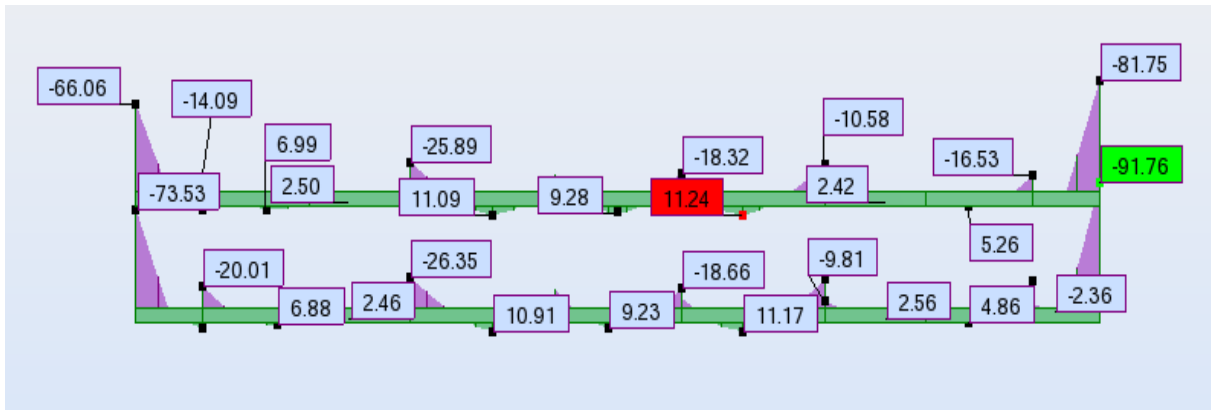


Figure V. 23: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 8ème étage et 7ème étage. (Combinaison ACC)

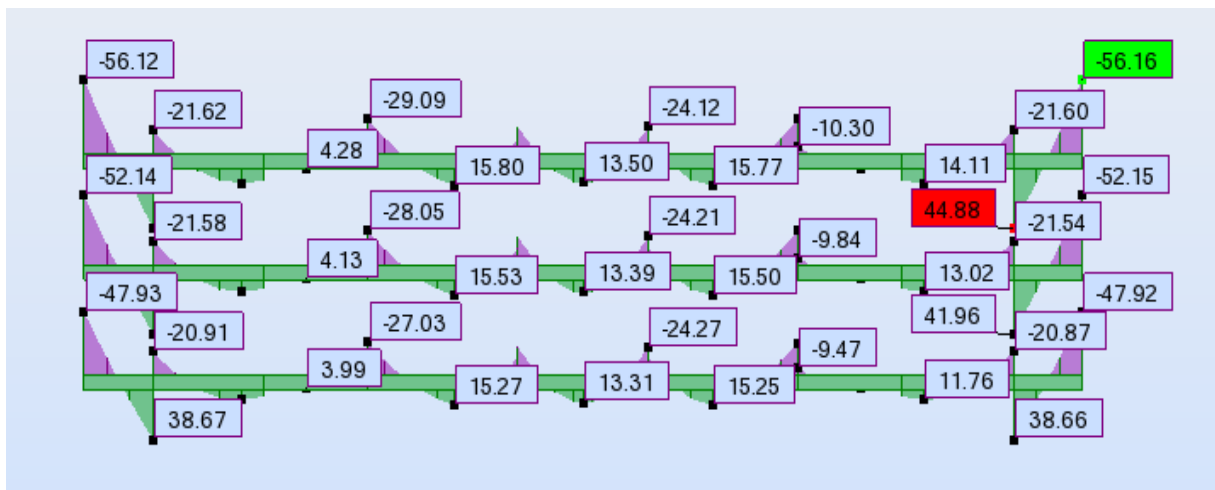


Figure V. 24: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 6ème étage, 5ème étage et 4ème étage. (Combinaison ELU)

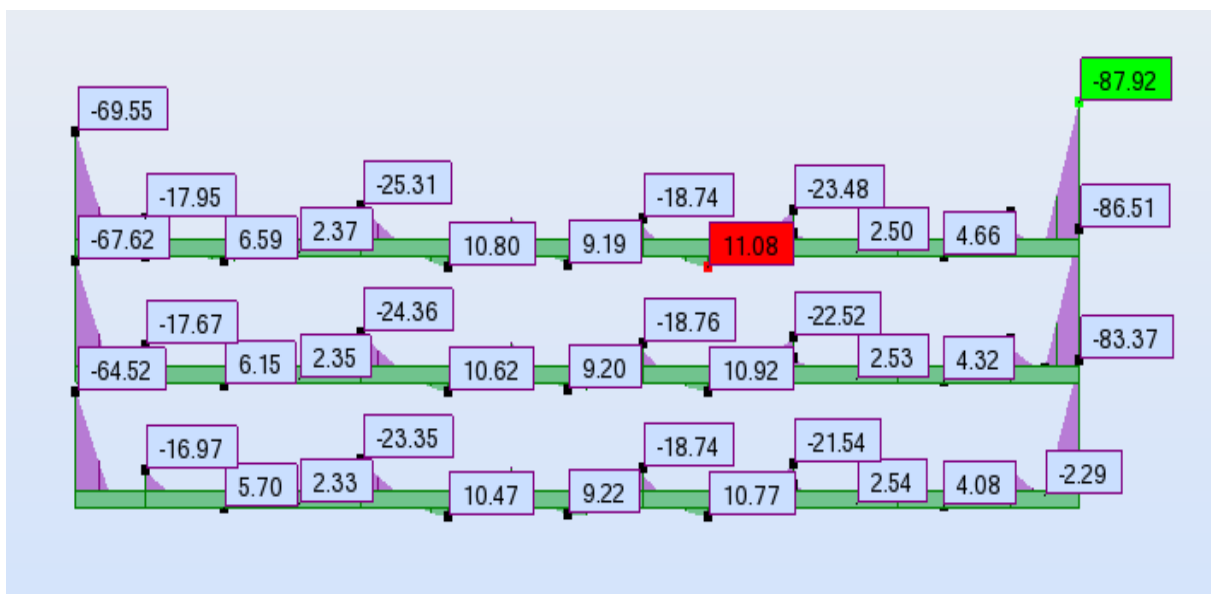


Figure V. 25: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 6ème étage, 5ème étage et 4ème étage. (Combinaison ACC)

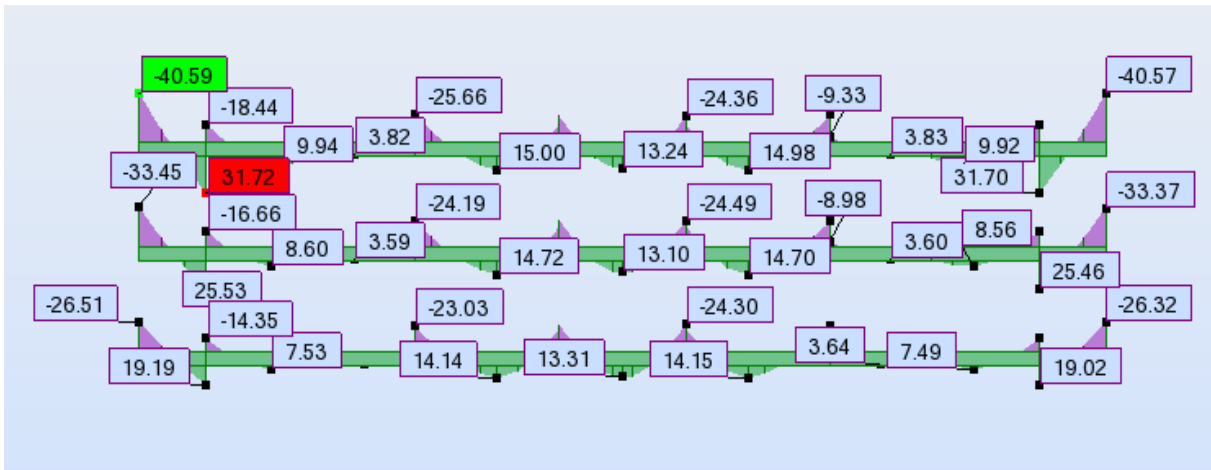


Figure V. 26: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 3^{ème} étage, 2^{ème} étage et 1^{er} étage. (Combinaison ELU)

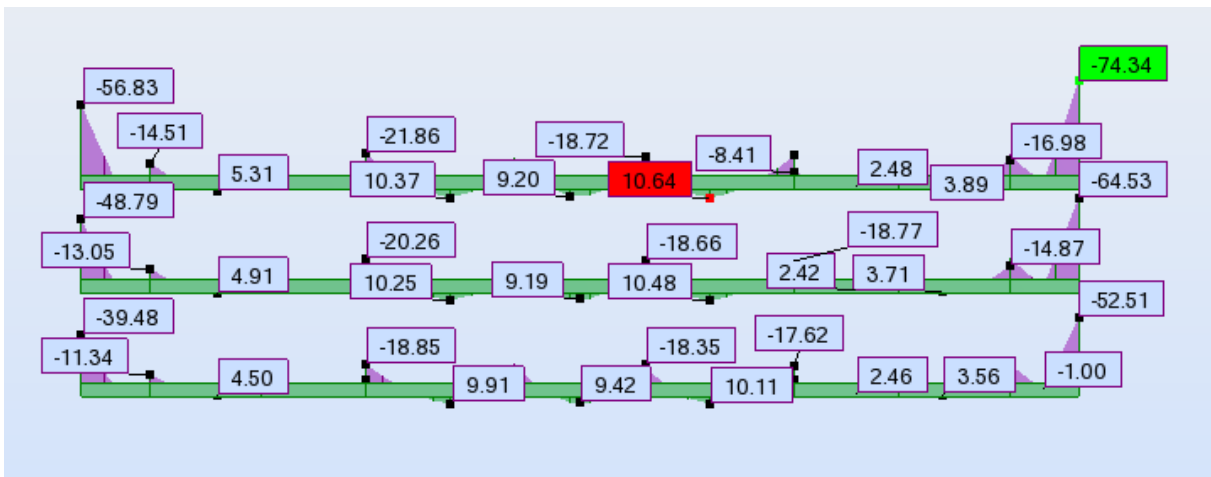


Figure V. 27: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée de 3^{ème} étage, 2^{ème} étage et 1^{er} étage. (Combinaison ACC)

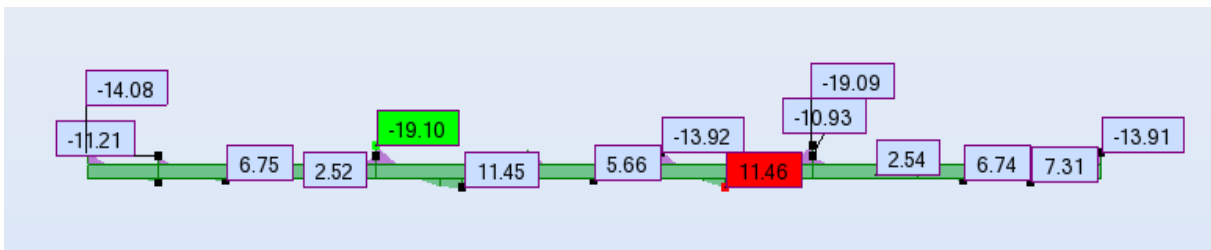


Figure V. 28: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée RDC (Combinaison ELU)

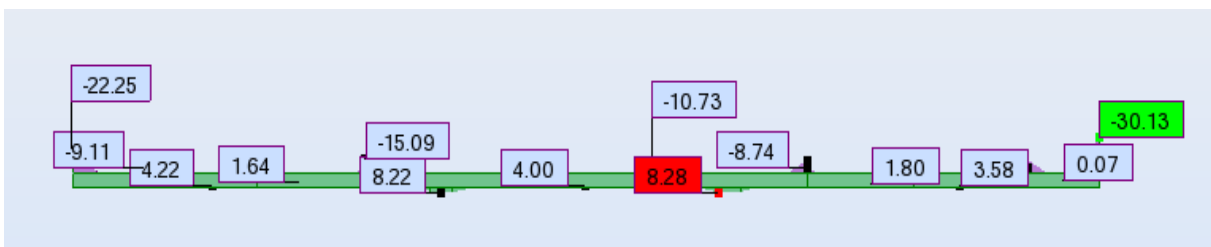


Figure V. 29: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de la travée RDC (Combinaison ACC)

Tableau V. 6: Résultats de calcul de ferrailage des poutres secondaires

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	Acalculé	Achoisi	Acalculé	Achoisi	Travée	Appui
Terrasse	1.60	3.39	2.90	3.39	3 HA12	3 HA12
8 ^{ème} étage	4.10	4.62	6.50	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
7 ^{ème} étage	4.10	4.62	6.50	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
6 ^{ème} étage	3.90	4.62	6.20	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
5 ^{ème} étage	3.90	4.62	6.20	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
4 ^{ème} étage	3.90	4.62	6.20	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
3 ^{ème} étage	3.90	4.62	5.20	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
2 ^{ème} étage	3.90	4.62	5.20	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
1 ^{ère} étage	3.90	4.62	5.20	9.24	3 HA14	3 HA14+3 HA14
RDC	3.90	4.62	3.90	4.62	3 HA14	3 HA14

❖ Schéma de ferrailage des poutres :

1. Poutres principales

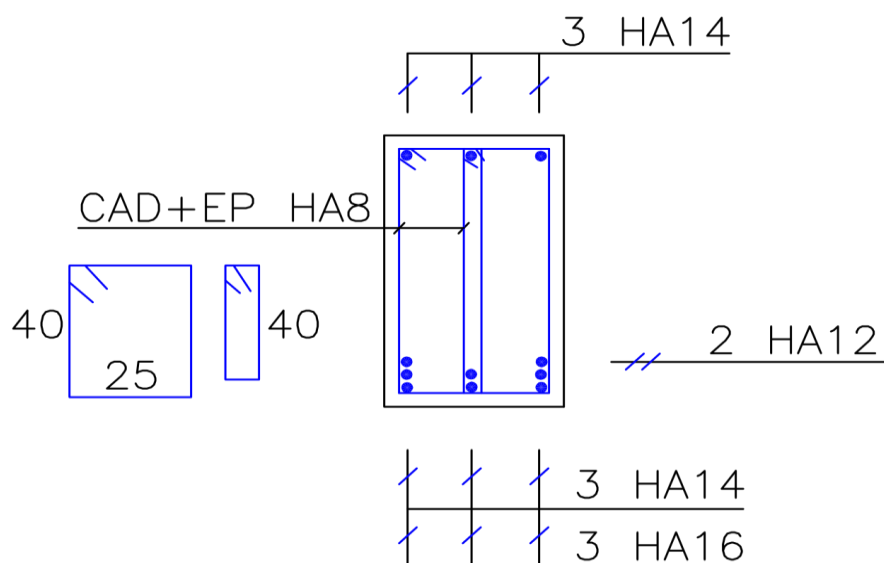


Figure V. 30: Ferrailage des poutres principales au niveaux terrasse

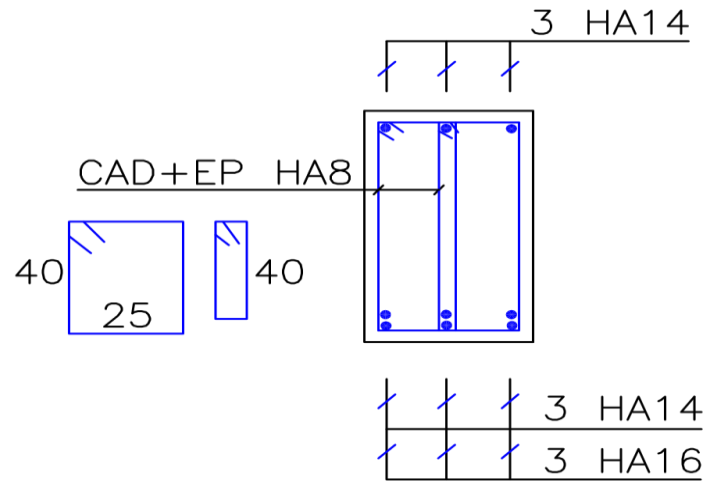


Figure V. 31: Ferrailage des poutres principales au niveaux 7^{ème} étage et 8^{ème} étage

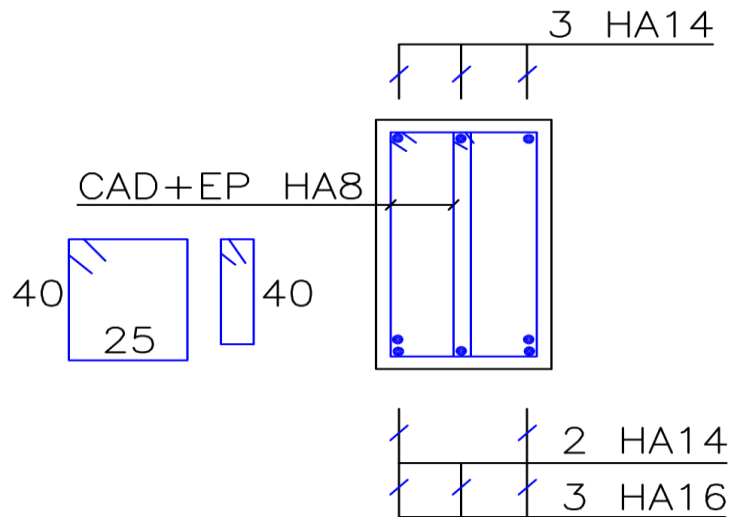


Figure V. 32: Ferrailage des poutres principales au niveaux RDC à 6^{ème} étage

2. Poutres secondaires

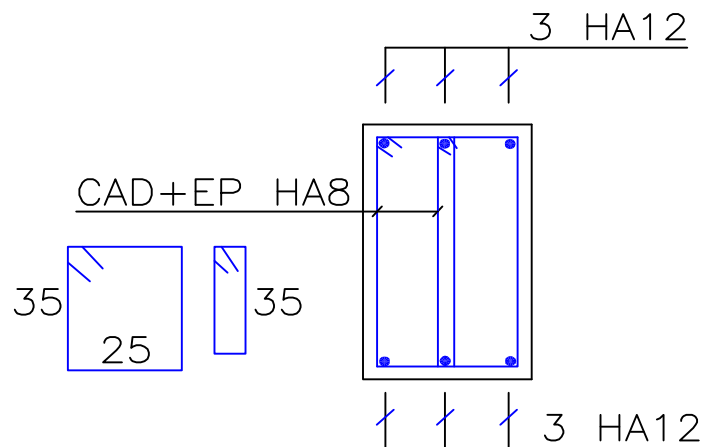


Figure V. 33: Ferrailage des poutres secondaires au niveaux terrasse

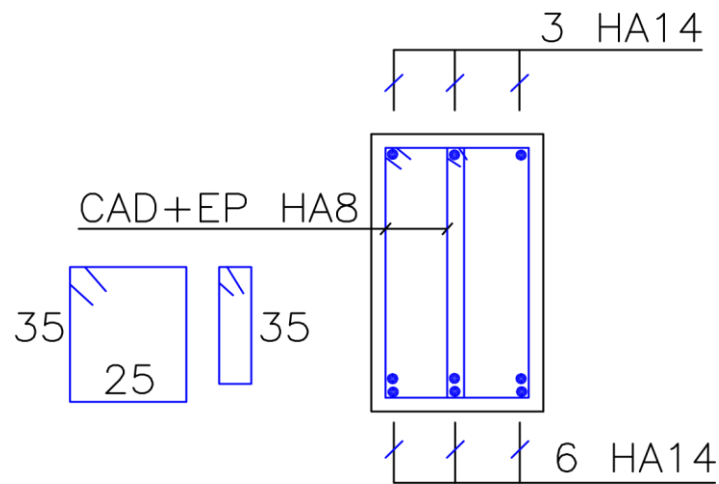


Figure V. 34: Ferrailage des poutres secondaires au niveaux 1^{er} étage à 8^{ème} étage

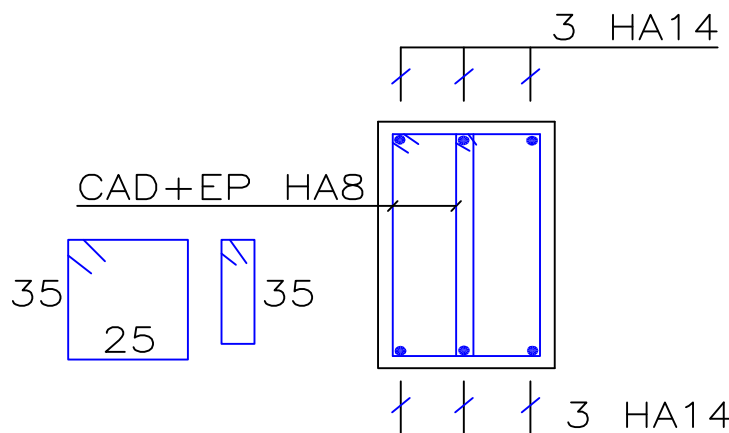


Figure V. 35: Ferrailage des poutres secondaires au niveaux RDC

V. 4 Ferrailage des voiles

a. Introduction

Les voiles sont des éléments de contreventement structuraux qui doivent absorber les forces horizontales dues au vent, à « l'action climatique » ou aux séismes (action géologique), en fonction des forces verticales et horizontales. Il convient donc de déterminer le renforcement de la voile : renforcement en flexion composée sous l'action des contraintes normales dues aux charges permanentes (**G**) et renforcement sous l'action des surcharges opérationnelles (**Q**) et sous l'action des contraintes dues aux séismes.

b. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches)

c. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- ✓ Structures auto stables.
- ✓ Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

d. Rôles des voiles

Les voiles ont pour rôles de reprendre les charges verticales et participer aux contreventements. Ils peuvent être linéaires ou non (**Figure V.36**), pleins ou présentant des ouvertures.

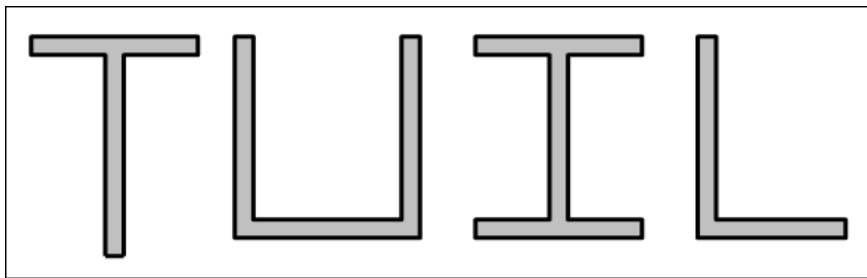


Figure V. 36: Refends de forme profilée

e. Ferraillage des voiles

Les voiles sont calculées en flexion composée du fait de l'action des contraintes se produisant. Les moments de flexion et les forces normales sont déterminés en fonction des combinaisons de charges permanentes, de service et sismiques.

f. Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- ✓ **ELU** : $1,35G + 1,5Q$.
- ✓ **ELS** : $G + Q$.
- ✓ **ACC** : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$.

g. Pré dimensionnement des voiles

Les différentes épaisseurs et hauteurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V. 7: Pré-dimensionnement des voiles

Voiles	Hauteur (m)	Epaisseur (cm)
RDC	4.25	20
EC	3.00	20

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**.

NB : On utilise (Mz_{max} avec N_{corr}) et (N_{min} avec Mz_{corr}) dans **ELU** et **ACC** et on prend le plus défavorable.

Tableau V. 8: Les résultats des voiles transversales et longitudinales

Etage		RDC	1 ^{er} à 3 ^{ème}	4 ^{ème} à 6 ^{ème}	7 ^{ème} à 9 ^{ème}
Les voiles longitudinal V_L (20×445)					
ACC	Mz_{max}	-54,58	92,64	-25,61	-20,90
	N_{corr}	-2397,82	-2067,26	-1369,72	-638,33
ELU	N_{min}	-1020,01	-899,60	-706,41	-300,01
ACC	Mz_{corr}	-12,35	-72,80	3,44	3,38
ACC	T	-382,52	-414,80	338,68	200,07
Les voiles transversale V_L (20×475)					
ACC	Mz_{max}	-1319,13	-897,03	-442,89	-107,47
	N_{corr}	-2923,25	-2160,93	-1237,21	-443,10
ACC	N_{min}	245,44	47,12	-167,78	-156,67
	Mz_{corr}	1035,43	-177,12	-127,39	27,66
ACC	T	339,98	-356,22	-271,36	-134,77

Tableau V. 9: Ferrailage du voile longitudinal V_L

Etage	Section V_L (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{calculé}$ (cm^2)	Ferrailage longitudinal	
				Section(cm^2)	Au
RDC	(20×445)	17,80	30,30	33,87	22 HA14
1 ^{ère} étage	(20×445)	17,80	26,40	27,14	24 HA12
2 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	26,40	27,14	24 HA12
3 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	26,40	27,14	24 HA12
4 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	19,80	20,36	18 HA12
5 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	19,80	20,36	18 HA12
6 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	19,80	20,36	18 HA12
7 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	18,60	20,36	18 HA12
8 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	18,60	20,36	18 HA12
9 ^{ème} étage	(20×445)	17,80	18,60	20,36	18 HA12

Tableau V. 10: Ferrailage du voile transversale V_L

Etage	Section V_L (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	$A_{calculé}$ (cm^2)	Ferrailage transversale	
				Section(cm^2)	Au
RDC	(20×475)	19.00	43.60	46.18	30 HA14
1 ^{ère} étage	(20×475)	19.00	31.80	33.93	30 HA12
2 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	31.80	33.93	30 HA12
3 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	31.80	33.93	30 HA12
4 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	20.03	23.56	30 HA10
5 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	20.03	23.56	30 HA10
6 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	20.03	23.56	30 HA10
7 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	19.80	23.56	30 HA10
8 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	19.80	23.56	30 HA10
9 ^{ème} étage	(20×475)	19.00	19.80	23.56	30 HA10

h. Vérification

❖ **Voile longitudinal**

D'après le **RPA 99 / version 2003**

$$A_{\min} = 0,20\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,20\% \times 20 \times (445) = 17.80 \text{ cm}^2.$$

❖ **L'espacement**

Selon le **BAEL 91 révisée 99**,

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\} ; St \leq \min \{2 \times 20 ; 33 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \quad \mathbf{St \leq 33 \text{ cm.}}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq 30 \text{ cm.}$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$St \leq 30 \text{ cm.}$ On adopte un espacement de **20 cm.**

❖ **Voile transversale**

D'après le **RPA 99 / version 2003**

$$A_{\min} = 0,20\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,20\% \times 20 \times (475) = 19.00 \text{ cm}^2.$$

❖ **L'espacement**

Selon le **BAEL 91 révisée 99**,

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\} ; St \leq \min \{2 \times 20 ; 33 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \quad \mathbf{St \leq 33 \text{ cm.}}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}. \quad \mathbf{St \leq 30 \text{ cm.}}$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99 ; } St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$St \leq 30 \text{ cm}$. On adopte un espacement de **15 cm**.

i. Disposition des armatures

❖ **Armatures verticales**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur Selon le **BAEL 91**, et selon l'**RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$

✓ **Voile transversal** : $L = 475 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 47.5 \text{ cm}$.

✓ **Voile longitudinal** : $L = 445 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 44.5 \text{ cm}$.

❖ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ**.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **L/10** de l'épaisseur du voile.

Chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré.

j. Exemple du schéma de ferrailage des voiles

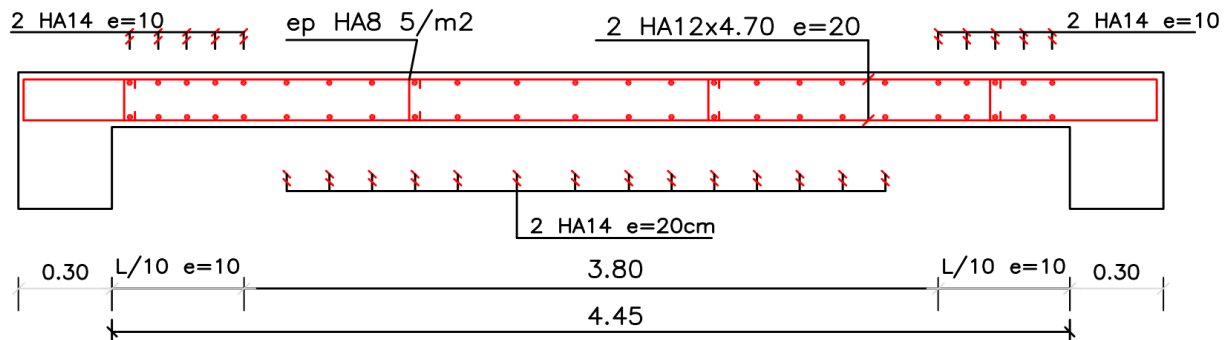


Figure V. 37: Coupe horizontale de Ferrailage des voiles longitudinal au niveau RDC



CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE

VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

La fondation est la partie de la structure qui transfère les charges de la superstructure au sol.

Les éléments de la fondation transfèrent les charges au sol soit directement (si la fondation est posée au sol ou sur un radier) soit via d'autres organes (par exemple, dans le cas d'une fondation sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Rôle de fondations

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes : Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain. Assurent la liaison avec le sol pour transmettent et repartissent les efforts de la superstructure. Les fondations supportent différentes charges telles que :

a. Les charges verticales

Les charges permanentes : telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.

Les charges variables : telles que le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige.

b. Les charges horizontales (ou obliques)

Les charges permanentes : telles que la poussée des terres.

Les charges variables : telles que la poussée de l'eau ou du vent. Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de

poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

- ✦ Elles jouent un rôle d'appuis.
- ✦ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Par conséquent, la fondation représente une partie importante de la construction, et sa planification et sa construction appropriées conduiront à de bonnes performances globales.

Les éléments de fondation transfèrent les charges au sol directement (dans le cas de fondations ou de radiers posés dans le sol) ou à travers d'autres objets (par exemple, fondations sur pieux).

VI.3 Contrainte admissible du sol

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol (contrainte admissible " σ_{adm} "). La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance de 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 **Cu**.
- ✦ Angle de frottement effectif ϕ .

Selon le rapport géotechnique, le sol destiné à recevoir le bâtiment est considéré comme un site **meuble (S3)**, avec une Contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2.0 \text{ bar}$.

La profondeur de la fondation (D) doit être supérieure à $\frac{H}{10}$.

Avec :

H : Hauteur totale de la Tour $H = 31,25 \text{ m}$.

$$D \geq \frac{31.25}{10} = 3.125 \text{ m.}$$

Le bon sol existe à une profondeur de 3.20 m (après l'étude géotechnique).

Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations **D = 3.20 m**.

VI.4 Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais, etc.).

VI.5 Types de fondations

Si un bon sol se trouve en profondeur (plus de 2 mètres), choisissez la fondation dite profonde. Ce sont des fondations sur puits ou sur pieux. Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forées et coulées sur place. Les grands puits remplis de béton diffèrent des pieux forés par le fait que leur diamètre est plus grand (1 mètre ou plus). De manière générale, en fonction de la profondeur du bon sol, la pose suivante de la fondation est réalisée :

- [0.8 à 1.5 m] ► Fondations superficielles.
- [1.5 à 5 m] ► Fondations profondes sur puits.
- [> 5 m] ► Fondations profondes sur pieux.

NB : On se limitera uniquement aux Fondations superficielles.

a. Fondations superficielles

❖ Les semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte :

✦ Semelles rectangulaires

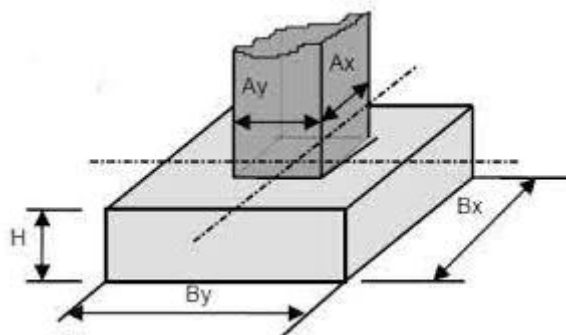


Figure VI. 1: Semelle isolée rectangulaire

✦ Semelle circulaire

Les semelles sont axées sur le poteau, la hauteur H est définie de même façon, en fonction des diamètres du poteau et de la semelle.

❖ Les semelles filantes

Les semelles filantes sont les fondations des voiles. La hauteur H est définie comme pour les semelles isolées.

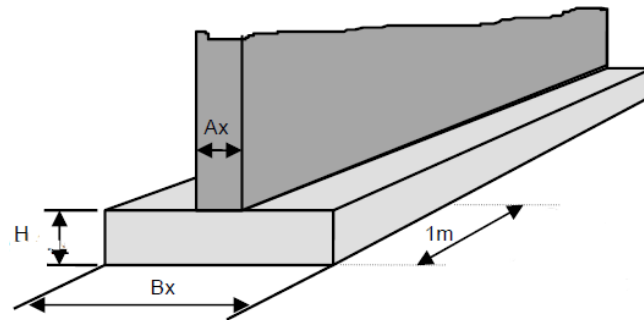


Figure VI. 2: Semelle filante

❖ Les radiers

Le radier est une base de départ d'un bâtiment qui est une plateforme maçonnée de type plateforme. La répartition des charges sur un terrain peu stable est facilitée par ce système. Pour réaliser un radier, il est essentiel de réaliser une étude préalable en béton armé, en vérifiant le tassement global de la construction.



Figure VI. 3: radiers

VI.6 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

❖ Calcul des fondations

Combinaison d'action

D'après **RPA99 modifié en 2003 (Article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$.
- $0.8G \pm E$.

D'après **BAEL 91 révisée 99** :

- $1.35G + 1.5Q$.
- $G + Q$.

❖ La surface des semelles

La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol, les charges apportées par les porteurs verticaux.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$\sigma = \frac{N_{max}}{S_{semelles}}$$

- Pour le dimensionnement de la surface au sol ; Les semelles de fondations sont calculées à l'E.L.S.
- La capacité portante du sol doit être supérieure à la pression exercée par les fondations.

La surface S d'une semelle s'exprime :

$$\frac{N_{max}}{S_{semelles}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec } \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2.$$

Dont :

N_{max} : la somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS**.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$S_{semelle}$: Surface total des semelles ($A \times B$).

D'après les résultats réduits de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010** on a :

$N_{ser} = 58689.41 \text{ KN} = 5868.941 \text{ t}$.

$$S_{semelles} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{5868.941}{20} = \mathbf{293.45 \text{ m}^2}.$$

La surface totale de la Tour est : $S_{Tour} = \mathbf{519.6 \text{ m}^2}$.

$$\frac{S_{semelles}}{S_{Tour}} = \frac{293.45}{519.60} = 0.56 > 0.50$$

$$S_{semelle} = 293.45 \text{ m}^2 > 0.50 \times S_{Tour} = 0.50 \times 519.60 = 259.8 \text{ m}^2.$$

On déduit que :

La surface totale des semelles dépasse la 50 % de la surface d'emprise de la tour.

Ceci nous amène à opter pour un radier général comme type de fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la fondation qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.7 Etude du radier général

a. Pré-dimensionnement du radier général

❖ Epaisseur de Nervure du radier

L'épaisseur (h_n) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Formule empirique

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à : $h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{445}{10} = 44.50 \text{ cm}$.

Avec

L_{max} : entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

➤ Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

➤ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5}$$

On a : $L_{max} = 4,45 \text{ m}$; donc : **55.63 cm $\leq h_n \leq$ 89 cm.**

➤ Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2.L_{max}}{\pi}$$

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} 10819MPa).

b : largeur du radier (un bande de 1 mètre).

I : Inertie de la section du radier. ($I = \frac{b \times h^3}{12}$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$).

De la condition précédente, nous tirons h_n :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \cdot L_{max}}{\pi}\right)^4 \frac{K \times 3}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.45}{\pi}\right)^4 \frac{40 \times 3}{10819}} = 69.85 \text{ cm.}$$

Choix : On retient une hauteur de nervure $h_n = 80 \text{ cm}$.

➤ **Largeur de nervure b_n**

La largeur de nervure du radier $b_n = \text{largeur du poteau} + 10 \text{ cm}$.

$$b_n = 40 + 10 = 50 \text{ cm.}$$

➤ **Epaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{475}{20} = 23.75 \text{ cm}$.

Avec :

L_{max} : entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{5}$$

On a : $L_{max} = 4,75 \text{ m}$;

Donc : $59.36 \text{ cm} \leq h_n \leq 95 \text{ cm}$.

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 60\text{cm}$ pour la dalle du radier

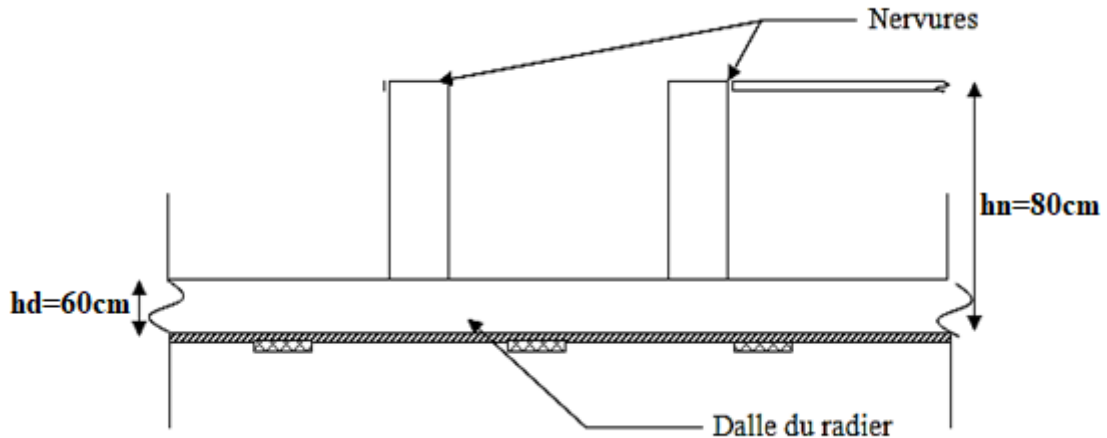


Figure VI. 4: Dimensions des radier

➤ **Calcul de la surface de radier**

La surface du radier sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{max}}{S_{Radier}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec } \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2.$$

Avec :

$\sum \mathbf{Ri}$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4)** suivant : **G + Q ± E** et **0, 8G ± E** (d'après la modélisation de la structure avec logiciel (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**)).

$$N_{ser} = 58689,41 \text{ KN.}$$

$$N_{ACC(max)} = 58991.76 \text{ KN.}$$

$$S_{Radier} \geq \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{5899.176}{20} = \mathbf{294.95 \text{ m}^2}.$$

NB : La surface de la Tour est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un **débordement (D)**.

➤ **Calcul du débordement**

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$.

Choix : $L_d = 50 \text{ cm}$.

$$S_{(radier)} = S_{(Tour)} + D \times 2 \times (X+Y)$$

$$S_{(radier)} = 519.60 + 0.5 \times 2 \times (30 + 17.32) = 566.92 \text{ m}^2.$$

Alors la surface de radier est $S_{(\text{radier})} = 566.92 \text{ m}^2$.

$S_{(\text{radier})} = 566.92 \text{ m}^2 > 519.60 \text{ m}^2 \dots\dots$ **Condition Vérifier.**

b. Vérification du radier

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,05.f_{c28} \text{ MPa} = 1.25 \text{ MPa.}$$

V_u : l'effort tranchant ultime.

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{Rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU.

$N_u = 1,35 \times N_{ser} + 1,35 \times \text{Poids radier}$

$N_u = 1.35 \times 58689.41 + 1.35 \times (566.92 \times 1 \times 25) = 98364.25 \text{ KN.}$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, $L_{max} = 4.75 \text{ m.}$

$$V_u = \frac{98364.25 \times 1.00}{566.92} \times \frac{4.75}{2} = 387.78 \text{ KN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{387.78 \times 10^3}{1000 \times 990} = 0.391 \leq 0,05.f_{c28} \text{ MPa} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots$$
 Pas de risque de cisaillement.

➤ **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 :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_{(\text{radier})}$$

Avec :

W : Poids propre total de la Tour à la base du radier.

$W = G_{\text{Tour}} + G_{\text{radier}} = 53746,7298 + 14173 = 53746.73 \text{ KN.}$

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 = 3,20 m**).

S_(radier) : Surface du radier (**S_(radier) = 566,92 m²**).

$1.5 \times 10 \times 3.20 \times 566.92 = 27212.16 \text{ KN} < W = 53746.73 \text{ KN} \rightarrow$ Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

➤ **Vérification au non poinçonnement : Selon BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.24)**

Il s'agit de vérifier que : $Nu \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$\mu_c = 2(a+b+2hr) = [2(1,00 + 1,00+2 \times 3,20)] = 16,80 \text{ m}$

Nu : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité (**Nu = 4286.90 KN**).

h : Epaisseur totale du radier (80 cm).

$Nu = 4286.90 \text{ KN} \leq \frac{0.07 \times 16.8 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 15680 \text{ KN} \rightarrow$ donc pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la stabilité du radier au renversement**

Pour assurer la stabilité de la Tour 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 > **1,25**.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,25$$

Avec :

Ms : Moment stabilisant. $M_s = W \times L/2$

Mr : Moment renversant. $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

✓ **Sens longitudinal**

Tableau VI. 1: Vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
53746,7298	30,00	15,00	806200,95	134965	5,97	✓

✓ **Sens transversal**

Tableau VI. 2: Vérification de renversement de la Tour sens transversal

W (KN)	Ly (m)	Lx/2 (m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
53746,7298	17,32	8,66	465446,68	138248,44	3,37	✓

Donc : pas de risque de renversement.

➤ **Caractéristiques géométriques du radier :**

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (31.00×18.32) m² avec un débordement de 50 cm, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$XG = 15.5 \text{ m} \Rightarrow I_x = ((15.5 \times 2) \times (9.16 \times 2)^3) / 12 = 15883.89 \text{ m}^4$$

$$YG = 9.16 \text{ m} \Rightarrow I_y = ((9.16 \times 2) \times (15.5 \times 2)^3) / 12 = 45480.92 \text{ m}^4$$

➤ **Vérification de la contrainte du sol sous charge verticale**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible ; donc il faut vérifier :

$$\frac{N_{max}}{S_{Radier}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

N_{max} : effort normale du aux charges verticales à **L'ELS.**

$$\frac{N_{max}}{S_{Radier}} = \frac{58689,41}{566.92} = 103.52 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

➔ **Donc condition vérifier.**

VI.8 Ferrailage du radier

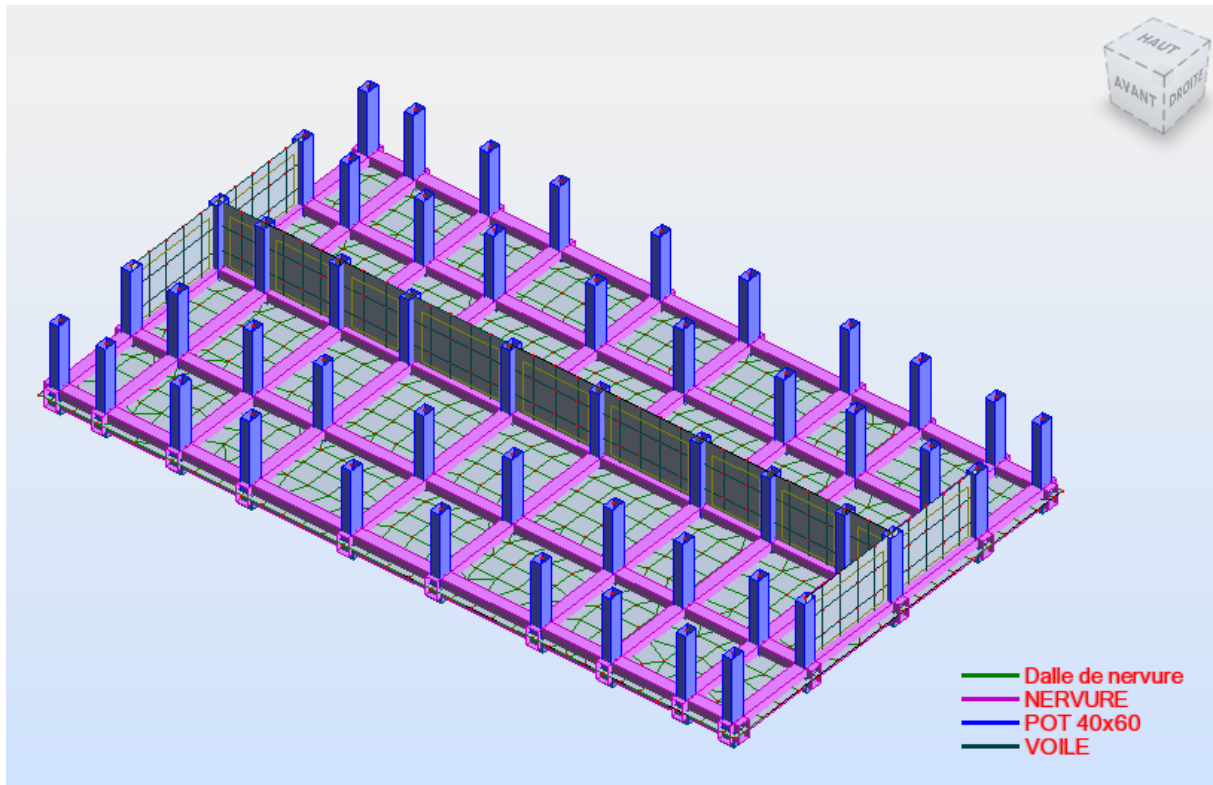


Figure VI. 5: Schéma du radier général nervuré

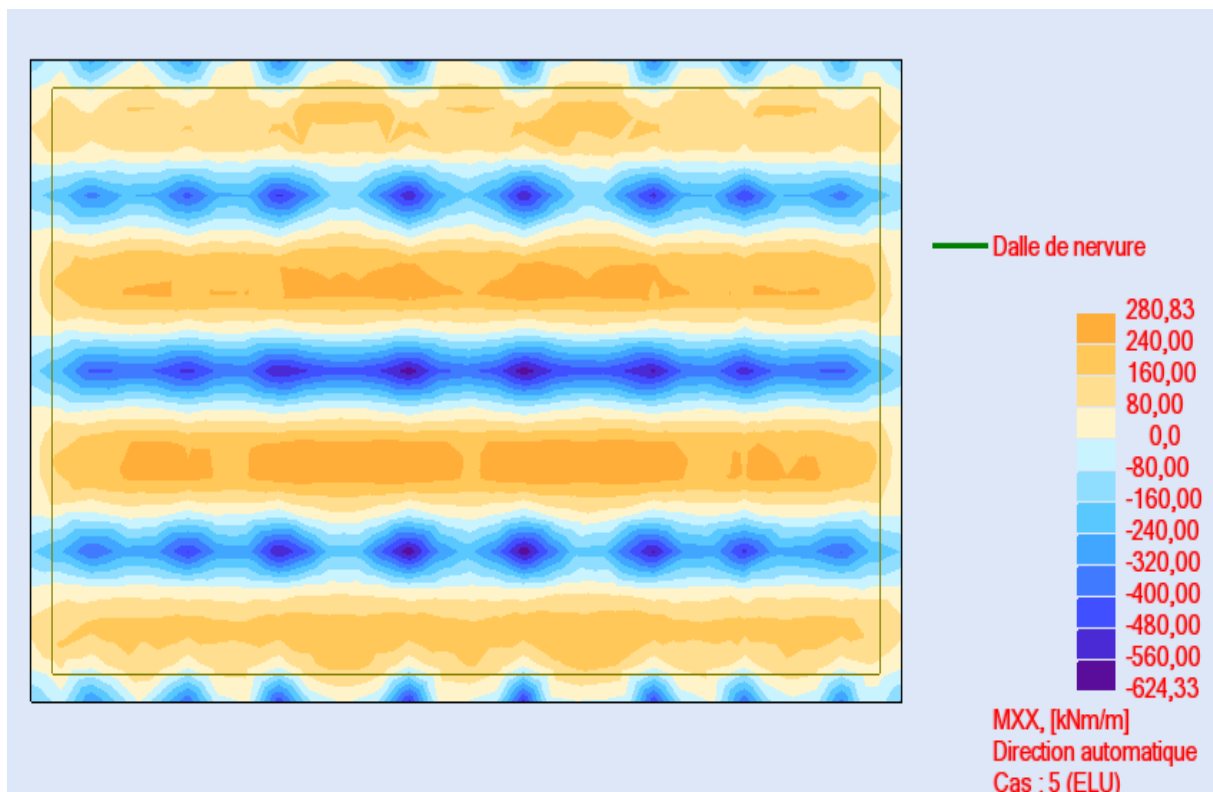


Figure VI. 6: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} « ELU »)

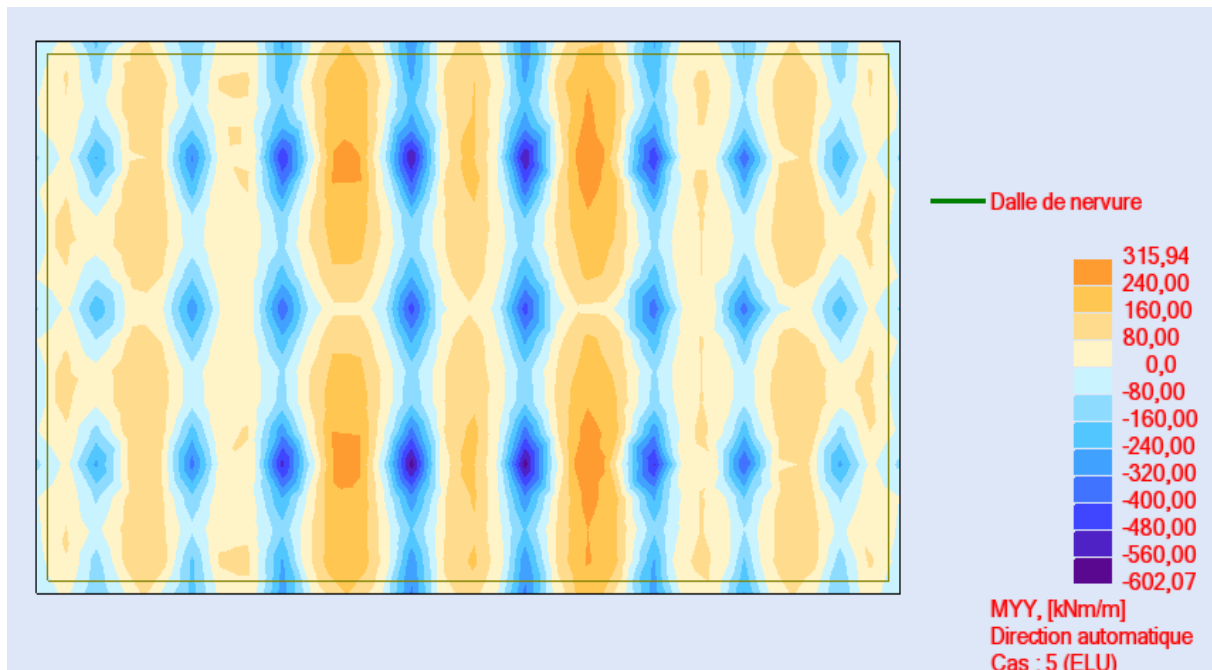


Figure VI. 7: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : Myy « ELU »)

a. Calcul du Ferrailage de la dalle radier

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 1,00×1,00 »m² et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

➤ **ELU**

❖ **En travée :**

- **Ferrailage suivant Lx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{280.83 \times 10^6}{1000 \times 900^2 \times 14.17} = 0.024$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.024 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.030$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.030 = 0.988$$

$$Z = d \times \beta = 90 \times 0.988 = 88.92 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{280.83 \times 10^6}{889.2 \times 348} = 907.53 \text{ mm}^2 = \mathbf{9.08 \text{ cm}^2}.$$

On adopte : **8 HA14** de section **12.32 cm²/ml.**

• **Ferraillage suivant Ly**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{315.94 \times 10^6}{1000 \times 900^2 \times 14.17} = 0.027$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.027 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.034 = 0.986$$

$$Z = d \times \beta = 90 \times 0.986 = 88.74 \text{ cm.}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{315.94 \times 10^6}{887.4 \times 348} = 1023.07 \text{ mm}^2 = \mathbf{10.23 \text{ cm}^2}.$$

On adopte : **8 HA14** de section **12.32 cm²/ml**.

• **Vérification de Condition de non fragilité**

$$A_{St \text{ min}} \geq \max\left(\frac{(b \times h)}{1000}; (0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e})\right) = 10.86 \text{ cm}^2.$$

Donc : $12.32 + 12.32 = 24.64 \text{ cm}^2 > 10.86 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

❖ **En appui :**

• **Ferraillage suivant Lx**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{624.33 \times 10^6}{1000 \times 900^2 \times 14.17} = 0.054$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.054 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.069$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.069 = 0.972$$

$$Z = d \times \beta = 90 \times 0.972 = 87.52 \text{ cm.}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{624.33 \times 10^6}{875.2 \times 348} = 2049.87 \text{ mm}^2 = \mathbf{20.5 \text{ cm}^2}.$$

On adopte : **14 HA14** de section **21,55 cm²/ml**.

- **Ferrailage suivant Ly**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{602.07 \times 10^6}{1000 \times 900^2 \times 14.17} = 0.052$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.052 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.053 = 0.978$$

$$Z = d \times \beta = 90 \times 0.978 = 88.02 \text{ cm.}$$

$$A_{St} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{602.07 \times 10^6}{880.2 \times 348} = 1965.56 \text{ mm}^2 = \mathbf{19.66 \text{ cm}^2}.$$

On adopte : **14 HA14** de section **21,55 ccm²/ml**.

- **Vérification de Condition de non fragilité**

$$A_{St \min} \geq \max\left(\frac{(b \times h)}{1000}; (0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e})\right) = 10.23 \text{ cm}^2 .$$

Donc : $21.55 + 21.55 = 13.58 \text{ cm}^2 > 8.00 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

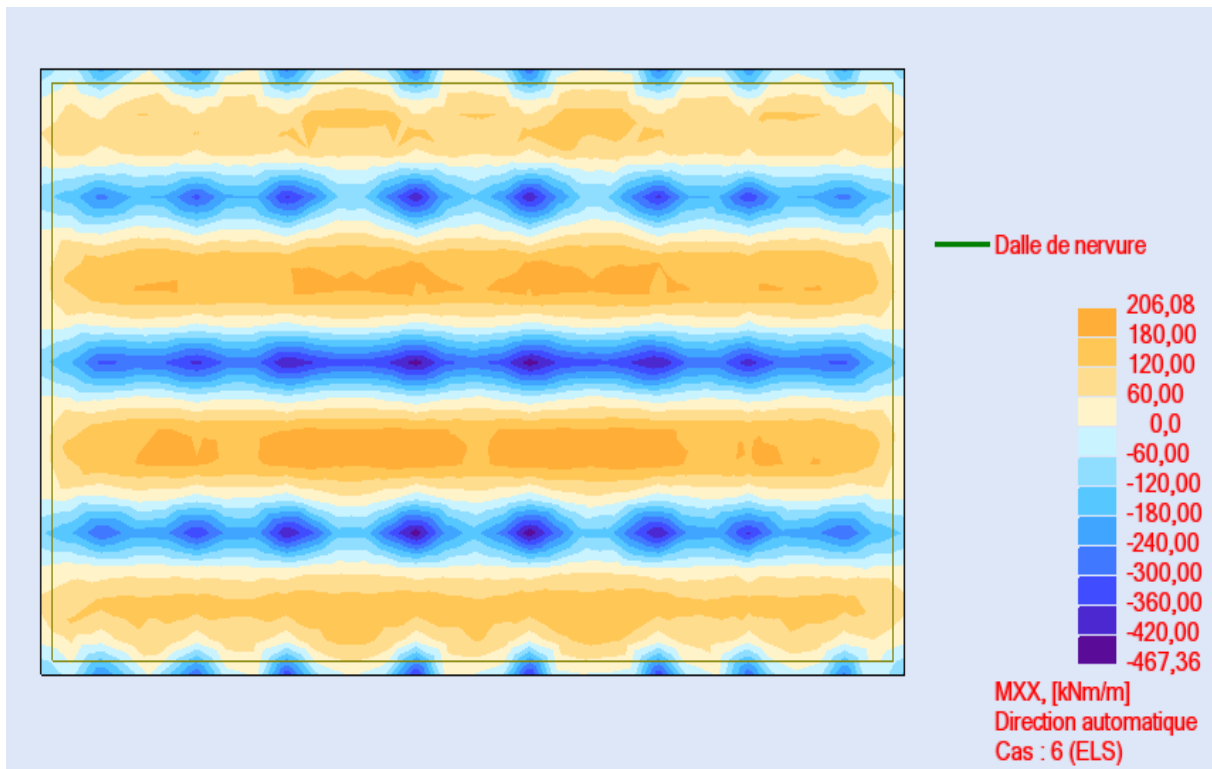


Figure VI. 8: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : Mxx « ELS »)

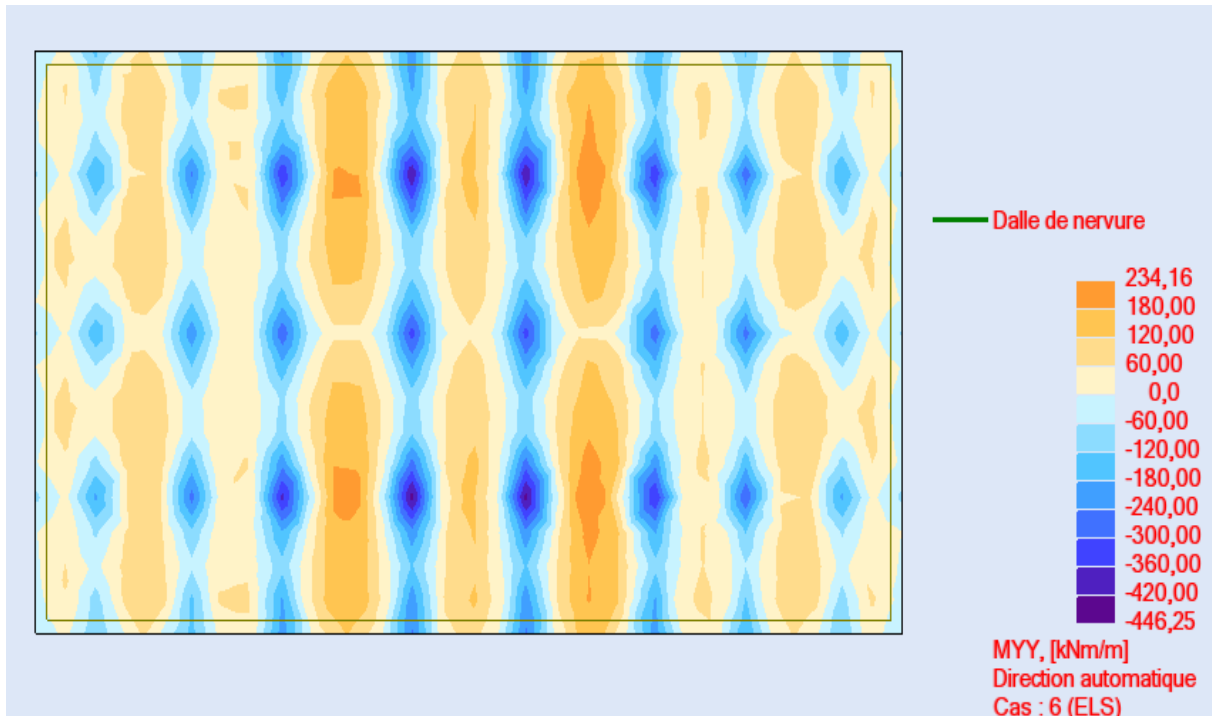


Figure VI. 9: Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : Myy « ELS »)

• **Vérification à ELS**

Si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$

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

$$\delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau VI. 3: Vérification à ELS

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	αu	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée _{xx}	1.36	0.030	0.430	0.030 < 0.430
Travée _{yy}	1.34	0.034	0.420	0.034 < 0.420
Appui _{xx}	1.36	0.069	0.430	0.069 < 0.430
Appui _{yy}	1.36	0.053	0.430	0.053 < 0.430

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

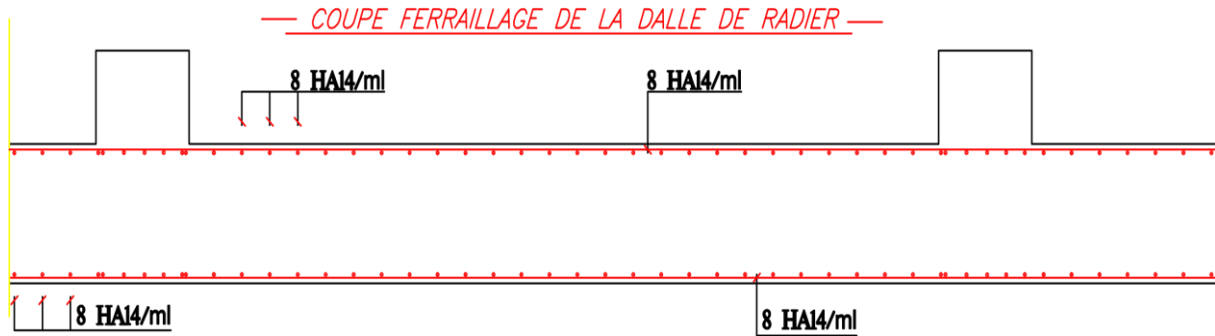


Figure VI. 10: Ferrailage de la dalle de radier

b. Calcul de Ferrailage de nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » :

❖ **Charges à considérer**

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (**ferrailage**) s'effectue à l'état limite ultime.

La combinaison à considérer est essentiellement :

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

S'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique E , les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$8,0 G \pm E$$

Et ce compte tenu de l'application de la résistance ultime du sol σ_{sol} d'un coefficient de sécurité de 2.

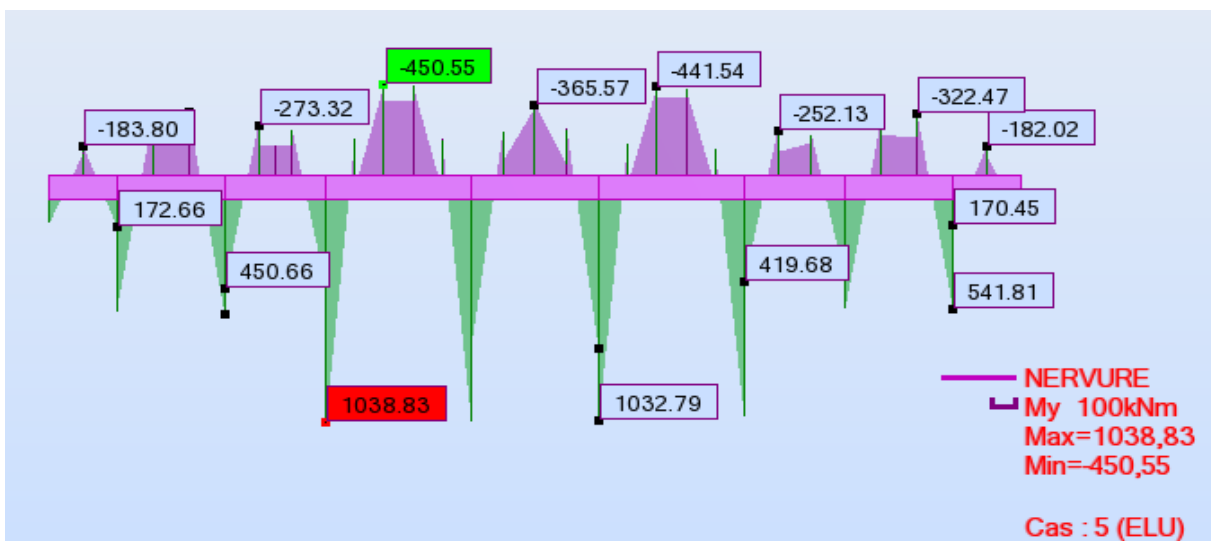


Figure VI. 11: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (xx) (Combinaison ELU)

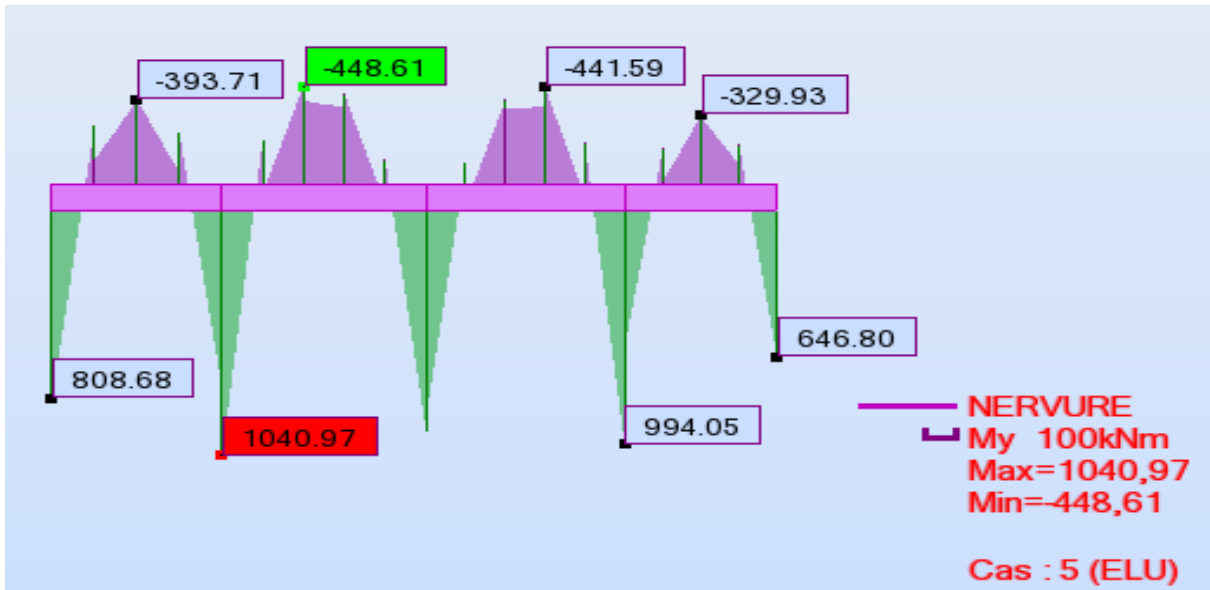


Figure VI. 12: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (yy) (Combinaison ELU)

NB : le ferrailage sera calculé selon le cas le plus défavorable à (ELU) sens (xx).

❖ Ferrailage longitudinal

- ELU

En travée :

Le moment maximum en travée $M_{\text{tmax}} = 450.55 \text{ KN.m}$.

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 80 = 72 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{450.55 \times 10^6}{1000 \times 720^2 \times 14.17} = 0.061$$

$\mu_i = 0.392 > \mu_{bu} = 0.061 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.078$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.078 = 0.969$$

$$Z = d \times \beta = 72 \times 0.969 = 69.77 \text{ cm}.$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{450.55 \times 10^6}{697.7 \times 348} = 1855.64 \text{ mm}^2 = \mathbf{18.56 \text{ cm}^2}.$$

On adopte : **10 HA16** de section **20.11 cm²/ml**.

En appui :

Le moment maximum en appui $M_{tmax} = 1038.83 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1038.83 \times 10^6}{1000 \times 720^2 \times 14.17} = 0.141$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.141 \rightarrow A' = 0$ **donc** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.190$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 1 - 0.4 \times 0.190 = 0.924$$

$$Z = d \times \beta = 72 \times 0.924 = 67.53 \text{ cm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1038.83 \times 10^6}{675.3 \times 348} = 4420.47 \text{ mm}^2 = \mathbf{44.20 \text{ cm}^2}.$$

On adopte : **22 HA16** de section **44.23 cm²/ml**.

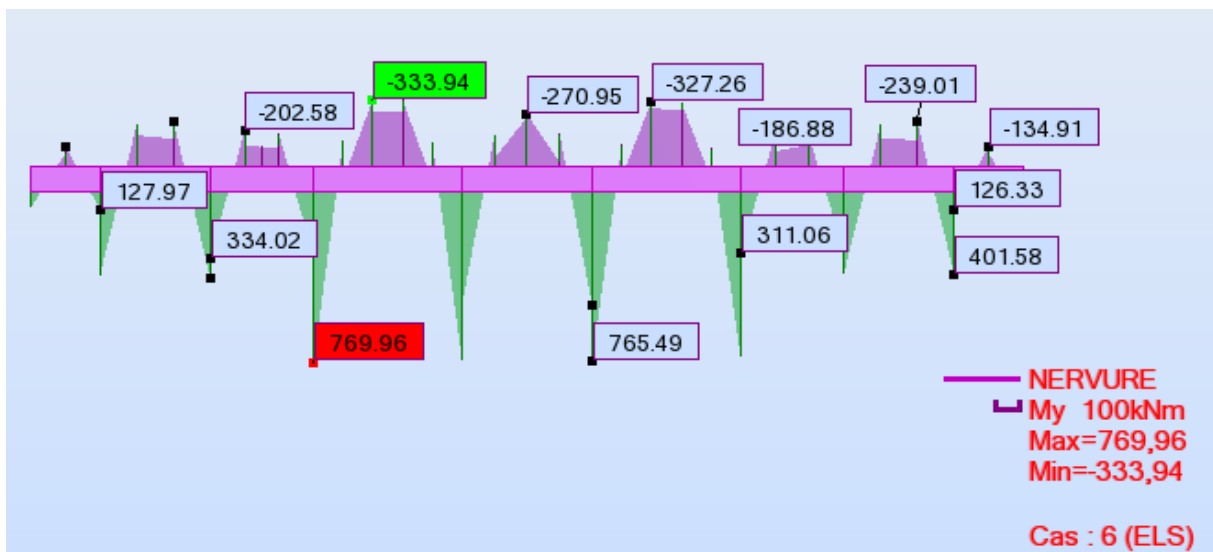
On adopte aussi **8 HA12** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

- **Vérification de Condition de non fragilité**

$$A_{st \text{ min}} \geq \max\left(\frac{(b \times h)}{1000}; (0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e})\right) = 9.66 \text{ cm}^2 .$$

Donc : $20.11 + 44.23 + 4.52 = 68.86 \text{ cm}^2 > 9.66 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **ELS**



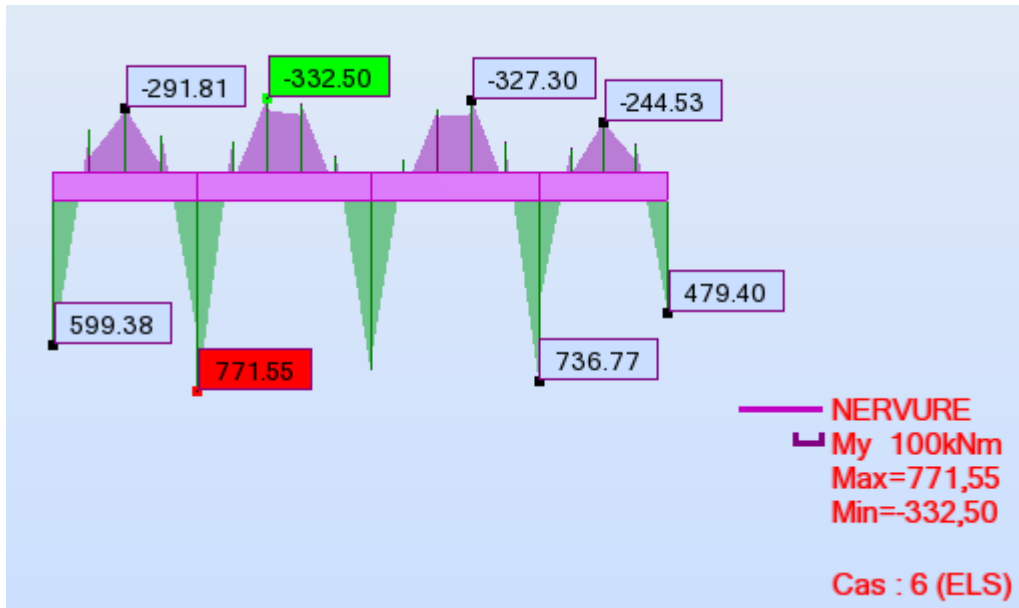


Figure VI. 14: Exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures sens (yy) (Combinaison ELS)

• **Vérification à ELS**

Si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$

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

$$\delta = \frac{Mu}{Mser}$$

Tableau VI. 4: Vérification à ELS

Section	$\delta = \frac{Mu}{Mser}$	αu	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée _{xx}	1.35	0.078	0.425	0.078 < 0.425
Travée _{yy}	1.35	0.078	0.425	0.078 < 0.425
Appui _{xx}	1.35	0.190	0.425	0.190 < 0.425
Appui _{yy}	1.35	0.190	0.425	0.190 < 0.425

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

❖ Vérification au cisaillement

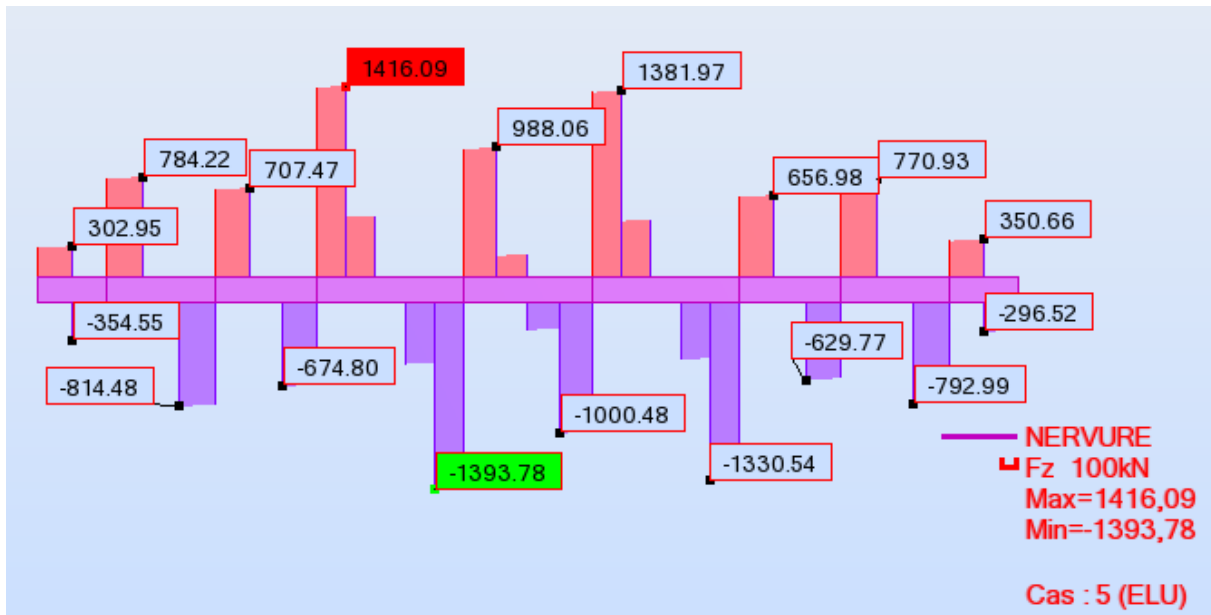


Figure VI. 15: Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx) (Combinaison ELU)

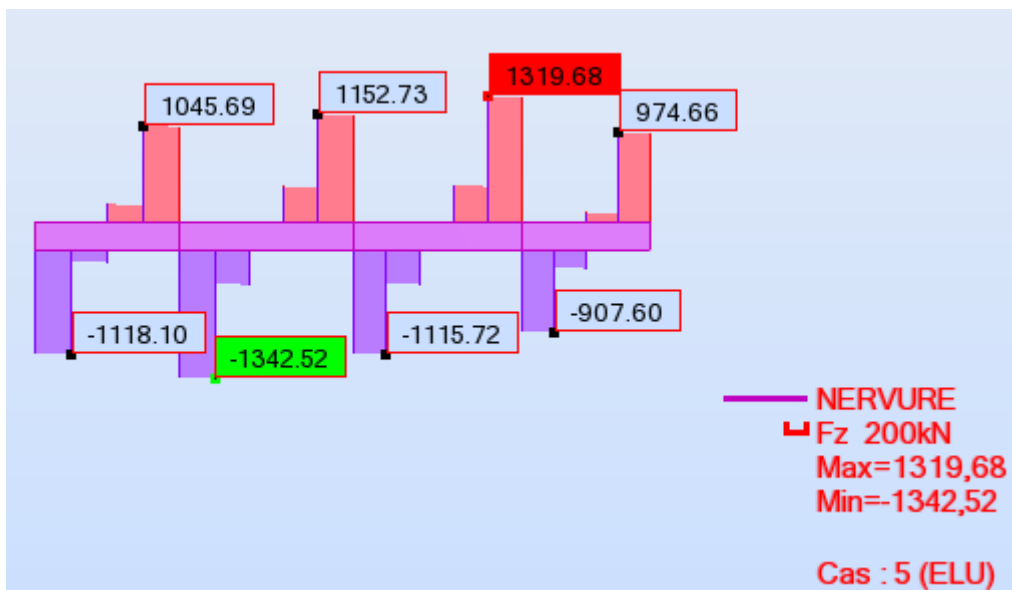


Figure VI. 16: Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (yy) (Combinaison ELU)

NB : la vérification au cisaillement sera faite selon le cas le plus défavorable.

Effort tranchant maximal : $V_u = 1416.09$ KN.

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1416.09 \times 10^3}{1000 \times 720} = 1,96 \text{ MPa.}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} ;$$

$$\tau_u = 1,96 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales

$$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right) ; \Phi t \leq \min (2.28 ; 7.2 ; 1.2) \Rightarrow \Phi t \leq 1.29 \text{ cm.}$$

On prend : $\Phi t = \Phi 8 \text{ mm.}$

Calcul d'espacement des cadres

❖ Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

- ✓ Zone nodale $St \leq \min(\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l)$
- ✓ $St \leq \min (20 ; 14.40 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow$ On prend : **St = 10 cm**
- ✓ Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{4} = 40 \text{ cm}$ On prend : **St = 20 cm.**

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ t minimum

- ✓ $10\Phi t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm} ;$ Alors on adopte longueur de 20 cm.

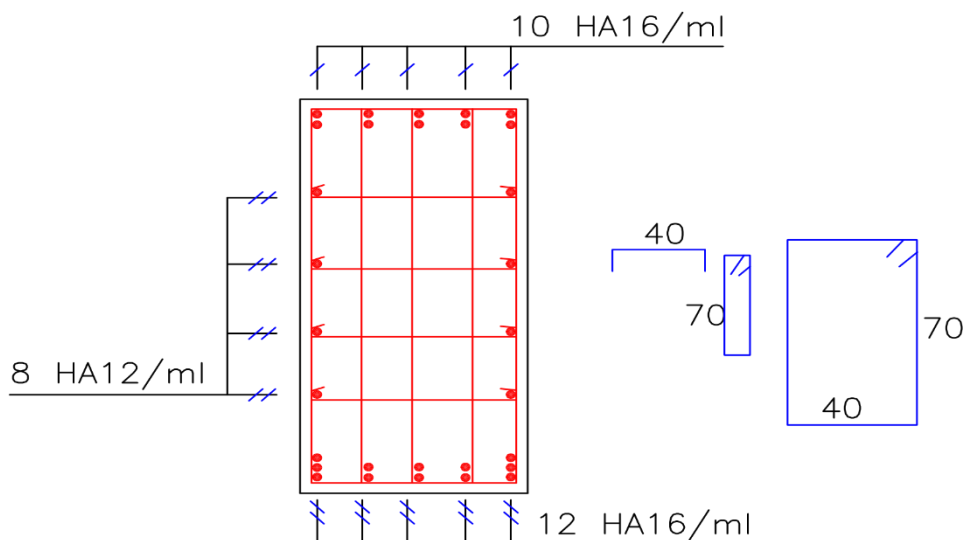


Figure VI. 17: coupe du ferrailage des nervures



Conclusion Général

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des Tours.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

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. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents. En outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important qu'un ingénieur en génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

- [1] Béton armée **B.A.E.L 91 modifié 99** DTU associés « **JEAN-PIERRE MOUGIN** » Editions EYROLLES, 2000).
- [2] CHERAIT, Yacine, « calculs des ouvrages en béton armé » Editions Office des publications universitaires, Guelma 2005.
- [3] GUERGOURI AMIR ET AMADOU OUMAROU CHAPIOU. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+15. Mémoire de master. Université 08 mai 1945 de Guelma. Juin 2017.
- [4] HIMRI Yousra et KHELAIPIA Soulef. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5. Mémoire de master. Université 08 mai 1945 de Guelma. Octobre 2020.
- [5] HOUAOUSSA Mohammed Amin et BOUROUMANA Issam. : Etude d'un bâtiment R+5. Mémoire de master. Université 08 mai 1945 de Guelma. Juin 2019.
- [6] Dr. MADI Rafik, " CALCUL DES SECTIONS EN BÉTON ARMÉ : Traction Simple, Compression Simple, Effort Tranchant, Flexion Simple et Flexion Composée", Direction de la Publication Universitaire Université 8 Mai 1945 Guelma, première Edition 2022.
- [7] Dr. MADI Rafik, "Cours : béton armé", Université 8 mai 1945-Guelma, 2014.
- [8] Dr. MADI Rafik, "Cours : ouvrages en béton", Université 8 mai 1945-Guelma, 2014.

Document technique réglementaire :

- ❖ **RPA99/version 2003** : règles parasismiques algériennes.
- ❖ **BAEL91** : béton armé aux états limite.
- ❖ **CBA93** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- ❖ **DTR B.C.2.2** : document technique règlementaire (charge et surcharge).

Logiciel :

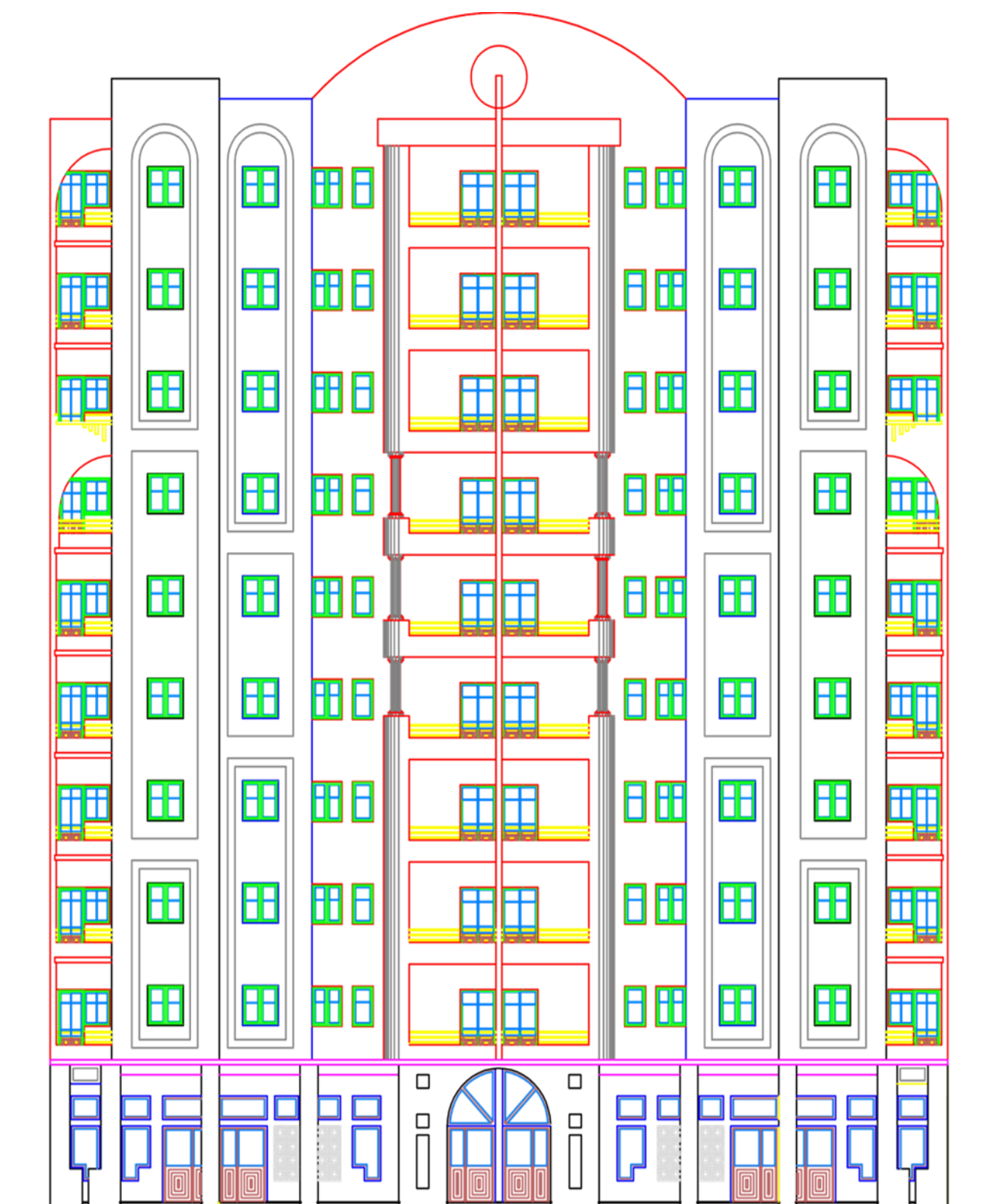
AUTOCAD 2016.....Dessin.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul.

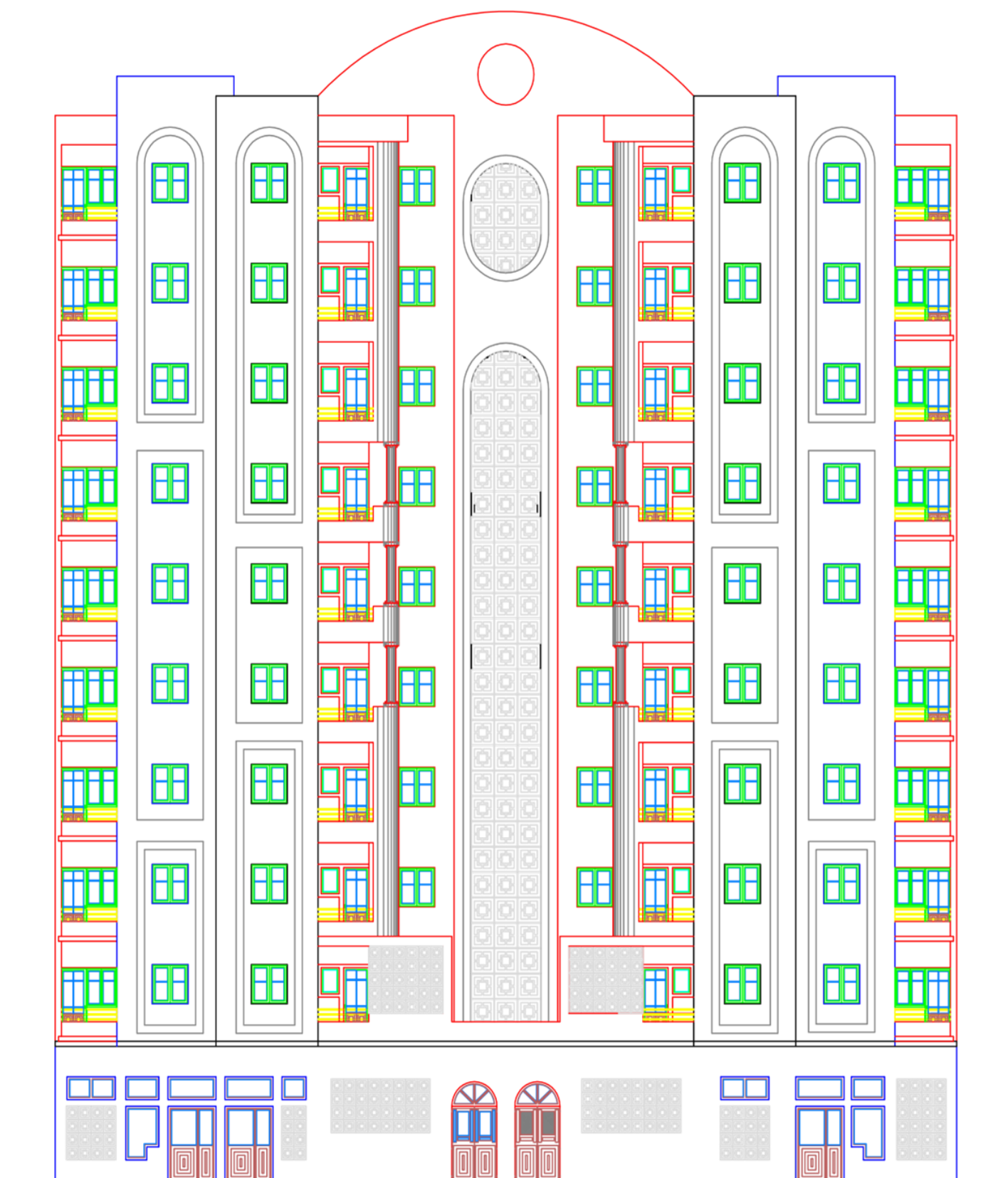
EXPERT 2010.....Calcul.



Plans architectures

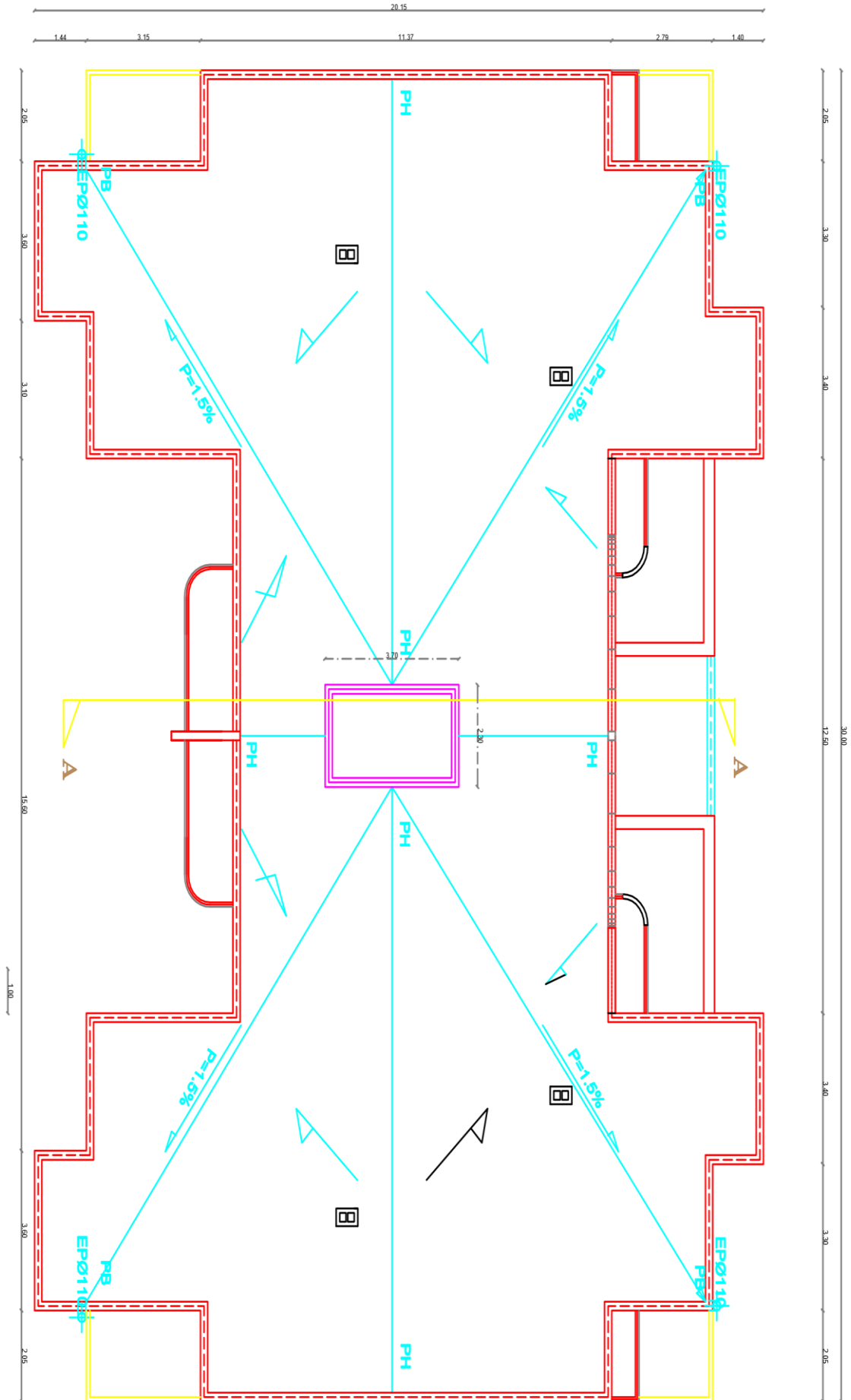


Façade principale



Façade postérieure

VUE EN PLAN TERRASSE



Plans génie civil

