

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 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : STRUCTURES

Présenté par :

Benkacher Malika

Delloul Meha

Thème : Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+14

Sous la direction de : Dr LAFIFI Brahim

Juin 2016

DÉDICACES

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à :

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


Toute ma famille Delloul

-Mes amies.


-A toute la Promotion 2016.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

DÉDICACES

 *Je dédie ce travail à : Mes chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu' à la fin de ma formation*

 *A mes très chers frères*

 *Toute ma famille*

 *Mes amies*

 *A ma promotion 2016*

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من 14 طابق.

اشتملت الدراسة على اربعة محاور :

-**المحور الاول** : تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البنائة، مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر و حمولة كل العناصر المكونة لها.

-**المحور الثاني** : دراسة الاجزاء الثانوية من البنائة(المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).

-**المحور الثالث** : الدراسة الديناميكية للبنائة بواسطة برنامج :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

الذين يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنائة، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل:

RPA99 / version 2003

-**المحور الرابع** : يشتمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبنائة (الاعمدة، العارضات، الاساسات) اعتمادا على :

RPA 99 / version 2003 ،BAEL 91 révisée 99

الكلمات المفتاحية : البرج، الخرسانة.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 ; RPA 99 / version 2003 ;BAEL 91 révisée 99

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de 14 étages, implanté dans la wilaya de Annaba

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le prédimensionnement 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).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie 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,; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99

Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of 14 étage implanted in the wilaya of Annaba

This study consists of four parts.

The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the prédimensionnement 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 dynamic study of the structure was begun in the third part 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, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

Keywords : Tower, concrete Autodesk Robot Structural

Analysis Professional 2010 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

I-Introduction.....	1
I-1-Historique.....	2
II-Présentation de l'ouvrage.....	3
II-1-Caractéristiques géométriques.....	3
II-1-2-Ossature et système constructif adopté.....	3
II-1-3-Données du site	4
II-1 -4- Hypothèses de calcul.....	4
II-3-Caractéristique mécanique des matériaux.....	4
II-3-1-Le béton.....	5
II-3-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	5
II-3-3-les matériaux composant de béton.....	5
II-3-4-dosage du béton.....	6
II-3-5-Résistances mécanique du béton.....	7
II-3-6-Méthode de calcul.....	7
II-3-7-Déformation et contrainte de calcul.....	8
II-3-8-contrainte ultime de cisaillement.....	9
II-3-9-Module de déformation longitudinale du béton	9
II-3-10-Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon_{\%o})$	11
II-3-11-Contrainte limite de traction des armatures.....	12
II-4-Etats limites.....	12
II-4-1-ELU.....	12
II-4-2-Hypothèse de calcul.....	12
II-4-3-Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)	13
II-4-4-ELS.....	14

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

I-Introduction.....	16
II-1-Pré dimensionnement des planchers.....	16
II-2- Pré-dimensionnement des poutre.....	19
II-3-Pré dimensionnement des voiles.....	21

II-4-Pré dimensionnement des escaliers.....	23
II-5- Descente des charges	25
II-6-Pré dimensionnement des Poteaux.....	31

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III-1-Introduction.....	57
III-2-Calcul des éléments non structuraux (secondaires)	57
III-2-1-Etude de l'acrotère.....	57
III-2-2-Etude d'escalier.....	61
III-2-3-Etude de la poutre palière	74
III-2-4- Etude des planchers.....	79
III-2-5-La dalle flottante.....	102
III-2-6-Etude des balcons.....	103
III-2-7-Etude de la dalle machine.....	110

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

IV-1-Introduction.....	120
IV-2-Choix de la méthode de calcul.....	120
IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale.....	120
IV-3-1-Principe.....	120
IV-3-2-Domaine d'application.....	120
IV-3-3-Spectre de réponse de calcul.....	120
IV-3-4-Classification de site.....	121
IV-3-5-Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	121
▶ Coefficient d'accélération A.....	121
▶ Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	121
▶ Coefficient de comportement global de la structure R.....	123
▶ Facteur de qualité Q.....	123
IV-3-6-Nombre de mode à considérer.....	125
IV-3-7-Modélisation.....	126
A)-Poids total de la structure.....	129
B)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	130

C)-Nombre des modes considérées.....	130
D)-Calcul de la force sismique statique.....	134
E)-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	135
F)-Vérification de déplacement.....	135
J)-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	141
H : Vérification vis-à-vis des déformations	143
I)-Vérification de L'excentricité accidentelle.....	144
G)-Vérification au renversement.....	144

Chapitre V : Etude de vent

V-1-Introduction.....	146
V-2-L'action de Vent.....	146
V-3-Application du "D.T.R. C 2-4.7" (R.N.V. 1999)	147
V-3-1-La vérification de la stabilité d'ensemble.....	148
V-3-2-Détermination du coefficient dynamique Cd.....	148
V-3-3-Détermination de la pression dynamique de vent qdyn	148
A-Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe.....	150
B)-Toitures plates.....	153
C)-Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi.....	155
D)-Détermination du coefficient de pression de vent Cp.....	156
E)-calcul de la pression due au vent.....	157
F)-Calcul des forces de frottement.....	158

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI-1-Introduction.....	161
VI-2-Etude de ferrailage des poteaux.....	161
VI-2-1- Combinaisons spécifiques de calcul.....	161
VI-2-2- Calcul des armatures longitudinales.....	161
VI-2-3-Calcul des armatures transversales.....	161
VI-3-Etude de ferrailage des poutres.....	167
A)-L'étude des Poutres principales.....	168

Calcul des armatures longitudinales.....	168
Calcul des armatures transversales.....	172
B)-L'étude des Poutres secondaires.....	183
VI-4-Etude de ferrailage des voiles.....	194

Chapitre VII: Etude des fondations

VII-1-Introduction	198
VII-2-Choix du type de fondation	198
VII-3- calculs des surfaces nécessaires pour les semelles	198
VII-4-Etude du radier	200
IV-4-1-1-Calcul de ferrailage de la dalle radier.....	204
IV-4-1-2-Calcul de ferrailage de nervure	209

Liste des figures

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

Figure I-1: Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton	8
Figure I-2: Diagramme rectangulaire simplifié.....	9
Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....	12
Figure I-4 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivot.....	13

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Figure II-1: Coupe verticale du plancher en corps creux.....	17
Figure II-2 : Section de la poutrelle.....	18
Figure II-3 : Section réduit du voile.....	22
Figure II-4 : schéma d'escalier.....	23
Figure II-5 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	26
Figure II-6: coupe plancher étage courant.....	27
Figure II-7 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	28
Figure II-8 : Remplissage en double paroi	29
Figure II-9 : Mur extérieur.....	29
Figure II-10: Mur simple cloison.....	29
Figure II-11 : Représentation du poteau le plus sollicité de 14 ^{ème} et 13 ^{ème} et 12 ^{ème} et 11 ^{ème} étage.....	33
Figure II-12 : Représentation du poteau le plus sollicité de 14 ^{ème} et 13 ^{ème} et 12 ^{ème} et 11 ^{ème} étage.....	43

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Figure III-1: Schéma l'acrotère.....	57
Figure III-2: section de calcul d'acrotère.....	59
Figure III-3 : schéma de ferrailage de l'acrotère.....	61
Figure III-4 : schéma d'escalier.....	62
Figure III-5 : schéma d'escalier type 01.....	62
Figure III-6 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 01.....	68
Figure III-7 : ferrailage de la poutre palière.....	79
Figure III-8 : Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 1 étage courant.....	83
Figure III-9 : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type 1 étage courant.....	83
Figure III-10 : Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 2 étage terrasse.....	92
Figure III-11 : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type 2 étage terrasse.....	92
Figure III-12 : Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 3 étage RDC.....	97

<i>Figure III-13</i> : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type 3 étage RDC.....	97
<i>Figure III-14</i> : Disposition constructive des armature de la dalle de compression.....	101
<i>Figure III-15</i> : Schéma de dalle flottante sur terre plein.....	102
<i>Figure III-16</i> : schéma du balcon.....	103
<i>Figure III-17</i> schéma de la dalle machine.....	110
<i>Figure III-18</i> : schéma de ferrailage de la dalle machine.....	116
<i>Figure III-19</i> : Schéma d'un ascenseur mécanique.....	117
<i>Figure III-20</i> : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.....	117

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

<i>Figure IV-1</i> : Limites des décrochements en plan.....	124
<i>Figure IV-2</i> : Les différents types de structures.....	126
<i>Figure IV-3</i> : Modèle numérique en 3D.....	128
<i>Figure IV-4</i> : Spectre de réponse.....	130
<i>Figure IV-5</i> : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010).....	131
<i>Figure IV-6</i> : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de Robot 2010).....	131
<i>Figure IV-7</i> : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue X-Y (résultats de Robot 2010).....	132
<i>Figure IV-8</i> : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: X-Z (résultats de Robot 2010).....	132
<i>Figure IV-9</i> : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue Y-Z.....	133
<i>Figure IV-10</i> : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D (résultats de Robot 2010).....	133
<i>Figure IV-11</i> : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D (résultats de Robot 2010).....	134

Chapitre V : Etude de vent

<i>Figure V-1</i> : Action du vent.....	146
<i>Figure V-2</i> : Légende pour les parois verticales.....	150
<i>Figure V-3</i> : Légende pour les toitures plates.....	151
<i>Figure V-4</i> : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V1.....	151
<i>Figure V-5</i> : Répartition de Cpe sur les parois horizontales Direction du vent V2.....	152
<i>Figure V-6</i> : Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1.....	153

Figure V-7 : Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1.....	154
Figure V-8 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour b = 36.15m.....	155
Figure V-9 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour b = 15.29m.....	155

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Figure VI-1 : Crochet des barres horizontales.....	163
Figure VI-2 : coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm ²	165
Figure VI-3 : coupe de ferrailage des poteaux 50×50 cm ²	165
Figure VI-4 : coupe de ferrailage des poteaux 60×65 cm ²	166
Figure VI-5 : coupe de ferrailage des poteaux 65×75 cm ²	166
Figure VI-6 : moment des poutres principales au niveau de travée de 2 ^{ème} étage.....	172
Figure VI-7 : Diagramme des moment des poutres principales au niveau appuis de 2 ^{ème} étage.....	173
Figure VI-8 : Diagramme des moment des poutres principales au niveau travée de 3 ^{ème} et 4 ^{ème} et de 5 ^{ème} étage	173
Figure VI-9 : Diagramme des moment des poutres principales au niveau appuis de 3 ^{ème} et 4 ^{ème} et de 5 ^{ème} étage (Combinaison 0.8G+EX).....	174
Figure VI-10 : Diagramme des moment des poutres principales au niveau travée de 6 ^{ème} et 7 ^{ème} et de 8 ^{ème} étage	174
Figure VI-11 : Diagramme des moment des poutres principales au niveau appuis de 6 ^{ème} et 7 ^{ème} et de 8 ^{ème} étage.....	175
Figure VI-12 :Diagramme des moment des poutres principales au niveau travée de 9 ^{ème} et 10 ^{ème} et de 11 ^{ème} étage	175
Figure VI-13 : Diagramme des moment des poutres principales au niveau appuis de 9 ^{ème} et 10 ^{ème} et de 11 ^{ème} étage.....	176
Figure VI-14 :Diagramme des moment des poutres principales au niveau travée de 12 ^{ème} et 13 ^{ème} 14 ^{ème} et 15 ^{ème} et de 16 ^{ème} étage.....	176
Figure VI-15 : Diagramme des moment des poutres principales au niveau appuis de 12 ^{ème} et 13 ^{ème} 14 ^{ème} et 15 ^{ème} et de 16 ^{ème} étage	177

Figure VI-16: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 1 ^{er} étage.....	178
Figure VI-17: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 1 ^{er} étage.....	178
Figure VI-18: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 2 ^{ème} ,3 ^{ème} ,4 ^{ème} étage.....	179
Figure VI-19: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 2 ^{ème} ,3 ^{ème} ,4 ^{ème} étage.....	179
Figure VI-20: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 5 ^{me} ,6 ^{ème} ,7 ^{ème} étage.....	179
Figure VI-21: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 5 ^{me} ,6 ^{ème} ,7 ^{ème} étage.....	180
Figure VI-22: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 8 ^{me} ,9 ^{ème} ,10 ^{ème} étage.....	180
Figure VI-23: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 8 ^{me} ,9 ^{ème} ,10 ^{ème} étage.....	180
Figure VI-24: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 10 ^{me} ,11 ^{ème} ,12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème} étage.....	181
Figure VI-25: Ferrailage des poutres principales d'appuis de 10 ^{me} ,11 ^{ème} ,12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème} étage.....	181
Figure VI-26 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau travées de niveaux 2 ^{ème} étage.....	182
Figure VI-27 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 2 ^{ème} étage (Combinaison G+Q+EY).....	182
Figure VI-28 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage et de 5 ^{ème} étage. (Combinaison ELU).....	183
Figure VI-29 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage et de 5 ^{ème} étage (Combinaison G+Q+EY).....	183
Figure VI-30 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage et de 8 ^{ème} étage. (Combinaison ELU).....	184
Figure VI-31: moment des poutres secondaires au niveau de appuis de niveaux 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage et de 8 ^{ème} étage. (Combinaison G+Q+EY).....	184
Figure VI-32 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage et de 11 ^{ème} étage(Combinaison ELU).....	185
Figure VI-33 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau de appuis de niveaux 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage et de 11 ^{ème} étage(Combinaison G+Q+EY).....	185

Figure VI-34 : moment des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux 12 ^{ème} et 13 ^{ème} et 14 ^{ème} et 15 ^{ème} et de 16 ^{ème} étage(Combinaison ELU).....	186
Figure VI-35 : Diagramme des moment des poutres secondaires au niveau de appuis de niveaux 12 ^{ème} et 13 ^{ème} et 14 ^{ème} et 15 ^{ème} et de 16 ^{ème} étage (Combinaison G+Q+EY)....	186
Figure VI-36 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 1 ^{ère} étage.....	187
Figure VI-37 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis de 1 ^{ère} étage.....	188
Figure VI-38 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} .étage.....	188
Figure VI-39 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d' appuis de 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage.....	188
Figure VI-40 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage.....	189
Figure VI-41 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d' appuis de 5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage.....	189
Figure VI-42 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage.....	189
Figure VI-43 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d' appuis de 8 ^{ème} , 9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage.....	190
Figure VI-44 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} étage.....	190
Figure VI-45 : ferrailage des poutres secondaires au niveau de 11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} , 14 ^{ème} étage.....	190
Figure VI-46 : coupe horizontale de Ferrailage des voiles au niveau RDC.....	197
Figure VI-47 : coupe horizontale de ferrailage des voiles au niveau 1 ^{ère} étage.....	197

Chapitre VII: Etude des fondations

Figure VII-1 : Vue en 3D du radier.....	204
Figure VII-2 : Diagramme des moments au radier au niveau appuis et travée sens (x.x). (Combinaison ELS).....	204

Figure VII -3: Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (x.x) (Combinaison ELS).....	205
Figure VII-4 : Diagramme des moment au radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y). (Combinaison ELS).....	205
Figure VII -5 : Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y). (Combinaison ELS).....	206
Figure VII -6 : exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens x-x.....	207
Figure VII -7 : exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens y-y.....	208
Figure VII-8: Diagramme des moment des nervures principales au niveau appuis et travée sens (x.x).(Combinaison ELS).....	209
Figure VII-9: Diagramme des moment des nervures secondaire au niveau appuis et travée sens (y.y)(Combinaison ELS).....	209
Figure VII-10 : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de travée.....	210
Figure VII-11 : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de appui.....	211
Figure 12: Coupe de ferrailage des nervure des principales au niveau appuis.....	211
Figure 13: Coupe de ferrailage des nervure des principales au niveau travée.....	212

Liste des tableaux

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

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.....11

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....26

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....27

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine...27

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....28

Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.....29

Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....30

Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier.....30

Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.....31

Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant.....31

Tableau II-10 :Pré-dimensionnement des poteaux.....32

Tableau II-11 :Calcul de \bar{N}_u des poteaux de Tour.....35

Tableau II-12 : Détermination des charges d'exploitations dans laTour.....36

Tableau II-13 :Vérifications du $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux39

Tableau II-14 :1ère Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.....40

Tableau II-15 :2ème Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.....41

Tableau II-16 :Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....42

Tableau II-17:Pré-dimensionnement des poteaux.....43

Tableau II-18 :Calcul de \bar{N}_u des poteaux.....45

Tableau II-19 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.....45

Tableau II-20:Vérifications du $1,1N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux48

Tableau II-21 : 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.....	49
Tableau II-22 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	50
Tableau II-23 : Calcule de $\overline{N_u}$ des poteaux	51
Tableau II-24 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.....	52
Tableau II-25 : Vérifications du $1,1N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.....	55
Tableau II-26 : 1 ^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.....	55

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis.....	66
Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis.....	72
Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis	78
Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly).....	113
Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly).....	113
Tableau III-6 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.....	115

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	125
Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).....	129
Tableau IV-3 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.....	135

Tableau IV-4 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison G+Q+EX).....	142
Tableau IV-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison G+Q+EY).....	142
Tableau IV-6 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	144
Tableau IV-7 : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.....	145
Tableau IV-8 : vérification de renversement de la Tour sens transversal.....	145

Chapitre V : Etude de vent

Tableau V-1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	147
Tableau V-2 : Valeurs des q_{dyn} appliqués de chaque niveau.....	149
Tableau V-3 : C _{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	150
Tableau V-4 : C _{pe} pour les parois verticales de Tour à la base rectangulaire.....	153
Tableau V-5 : Coefficient de pression extérieure des toitures plates.....	154
Tableau V-6 : valeurs de C _p dans le cas : C _{pi} = 0,5.....	156
Tableau V-7 : valeurs de C _p dans le cas : C _{pi} = 0,8.	156
Tableau V-8 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour C _{pi} =0.8.....	157
Tableau V-9 : Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : C _{pi} = 0,8.....	157
Tableau V-10 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : C _{pi} = -0,5.....	157
Tableau V-11 : Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : C _{pi} = -0,5	158
Tableau V-12 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.....	159
Tableau V-13 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de laTour.....	160

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI-1 :Les résultats des <i>efforts</i> correspondant à chaque poteau.....	164
--	-----

Tableau VI-2 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux	164
Tableau VI-3 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (14 ^{ème} étage).....	168
Tableau VI-4 : Ferrailage des poutres principale.....	177
Tableau VI-5 : ferrailage des poutres secondaires.....	187
Tableau VI -6 : les résultat des voile longitudinale.....	192
Tableau VI -7 : les résultat des voile transversale.....	192
Tableau VI-8 : Ferrailage du voile longitudinale V_{L1}	193
Tableau VI-9 : Ferrailage du voile longitudinale V_{L2}	193
Tableau VI -10 : Ferrailage du voile transversale $V_{t3,4}$	194
Tableau VI -11 : Ferrailage du voile transversale $V_{t5,6}$	195
Chapitre VII : Etude des fondations	
Tableau VII-1 : Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau	199
Tableau VII-2 : Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile.....	199
Tableau IV-3 : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.....	203
Tableau IV-4 : vérification de renversement de la Tour sens transversal.....	203
Tableau VII -5 : moment des radier suivant les deux sens.....	206
Tableau VII -6 : Ferrailage des radier suivant les deux sens.....	206
Tableau VII -7 : moment des nervures suivant les deux sens.....	210
Tableau VII-8 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.....	210

LISTE DES NOTATIONS

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

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

∅ : Diamètre des armatures.

C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

γs : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γb : Coefficient de sécurité dans le béton.

γb : Coefficient de sécurité dans le béton.

σs : Contrainte de traction de l'acier.

σbc : Contrainte de compression du béton.

Contrainte de traction admissible de l'acier.

Contrainte de compression admissible du béton.

τu : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σsol : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ζ : Déformation relative.

V₀ : Effort tranchant a la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

Nser : Effort normal pondéré aux états limites de service.

Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

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

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

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

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

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

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

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

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. De ce fait, pour notre projet de fin de cycle (Master II), nous avons jugé utile d'élaborer une étude structurale de bâtiments en béton armé. Cela dit, dans l'optique de mettre en application les connaissances acquises durant nos cinq années de formation.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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 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 résistants de la structure.

I-1-Historique

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

L'histoire du béton est intimement liée à celle du ciment, qui entre dans sa composition. Mais elle est aussi contemporaine. Le béton a évolué pour devenir le matériau de tous les possibles et insuffler à l'architecture une créativité sans cesse renouvelée.

Le ciment est déjà utilisé dans la Rome antique, mais ce n'est qu'au XIX^{ème} siècle que les proportions idéales de sa composition sont étudiées. La pratique du moulage de « béton de ciment » se répand alors très rapidement. Sables et graviers sont ajoutés au ciment et le tout est ensuite moulé pour obtenir des pierres factices et des imitations des pierres de taille.

Joseph-Louis Lambot, inventeur « officiel » du ciment armé, fabrique en 1845 des caisses pour orangers et des réservoirs avec du fil de fer et du mortier. Joseph Monier propose en 1867 un système de « caisses-bassins mobiles en fer et ciment, applicables à l'horticulture, qu'il perfectionne dans les années suivantes.

La maîtrise du béton armé survient quelques années plus tard. François Hennebique dépose en 1892 le brevet qui fait de lui l'inventeur du béton armé. L'Exposition Universelle de 1900 le consacre comme « le plus important entrepreneur de travaux publics en béton armé ». L'aventure du béton dans la construction naît avec le nouveau siècle qui débute. En France, la circulaire du 20 octobre 1906 permet enfin au béton armé d'accéder au rang de matériau de construction.

Dès 1897, le béton armé entre à l'École des Ponts et Chaussées et sa technique est enseignée aux futurs ingénieurs... dont Eugène Freyssinet, le « père » du béton précontraint qui dépose un brevet en 1929.

Après la 2^{nde} guerre mondiale, les besoins de logements développent la « préfabrication » en France, de 1950 à 1965, le nombre de logements construits chaque année passe de 50000 à plus de 550 000. Le béton est à l'honneur !

La fin des années 1980 voit l'arrivée dans le monde des bétons à hautes performances (B.H.P.) : le béton fibré à ultra-hautes performances (B.E.F.U.P.) ainsi que les bétons autoplaçants (B.A.P.) et autonivelants (B.A.N).

L'histoire du béton se mêle à celle de Lafarge, acteur pionnier de la recherche, et se poursuit avec la mise au point d'innovations qui libèrent la créativité des architectes.

II. Présentation de l'ouvrage

Notre projet à étudier consiste à la réalisation d'un bâtiment en R+14, composé d'un rez-de-chaussée et étage commerciale et 13 étages à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya d'Annaba la configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation. L'ouvrage est classé dans le « groupe d'usage 1B », ville située en zone II a, selon le règlement parasismique algérien RPA99/ version2003.,

II.1. caractéristiques géométriques

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

- Largeur en plan 15.29m.
- La longueur en plan 36.15m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 50.32m.
- Hauteur de RDC 4.42m
- Hauteur d'étage courant 3.06m

II.1.2. Ossature et système constructif adopté

- **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.
- **Planchers**
- Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm
- **Escaliers**
- on a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage.
- **Maçonnerie**
- Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm ,d'épaisseur.
- **Revêtement**
 - Enduit en plâtre pour les plafonds.
 - Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

- Revêtement à carrelage pour les planchers.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Isolation**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

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

II.1.3. Données du site

Le projet en question est un bâtiment, implantée à plateau wilaya Annaba dont le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme *meuble* (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.0$ bars.

II.1.4. 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 : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : $f_e = 400$ Mpa.

II.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

II.3.1. Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

II.3.2. Principaux caractéristiques et avantages du béton

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en oeuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats

II.3.3 Les matériaux composants le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

- **Ciment**

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm²/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 | Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion 80 %/20.

- **Granulats**

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

- **Sables**

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

- **Graviers**

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

- **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 en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

II.3.4. Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à

offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CPA 325)	dosé à 350kg /m ³
Sable grossier	0 < Dg < 5mm → 400 L
Gravier	15 < Dg < 25mm → 800L
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

II.3.5. Résistances mécaniques du béton

a) Résistance à la compression

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se àgè réfère à la résistance caractéristique f_{cj} les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$
$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

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

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

b) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{ij} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

II.3.6. 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.

- **Définition des états limites**

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

II.3.7. Déformation et contrainte de calcul

- Etat limite ultime de résistance

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

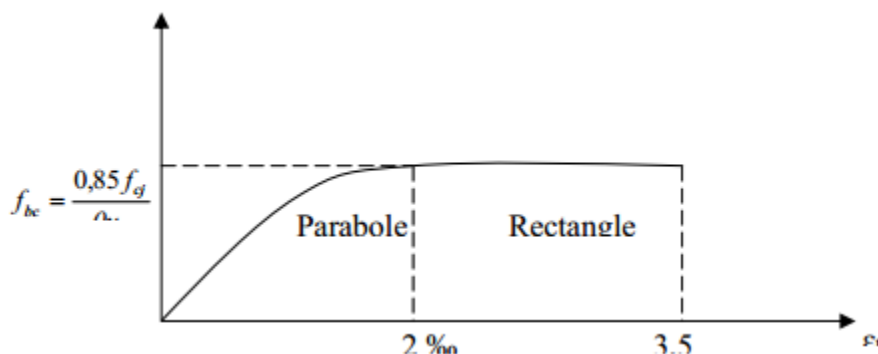


Figure I-1 : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton .

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \quad \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MP}_a$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025f_{cj}) \text{‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40\text{MP}_a$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton f_{bu} est donné par :

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

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

Coefficient d'application

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

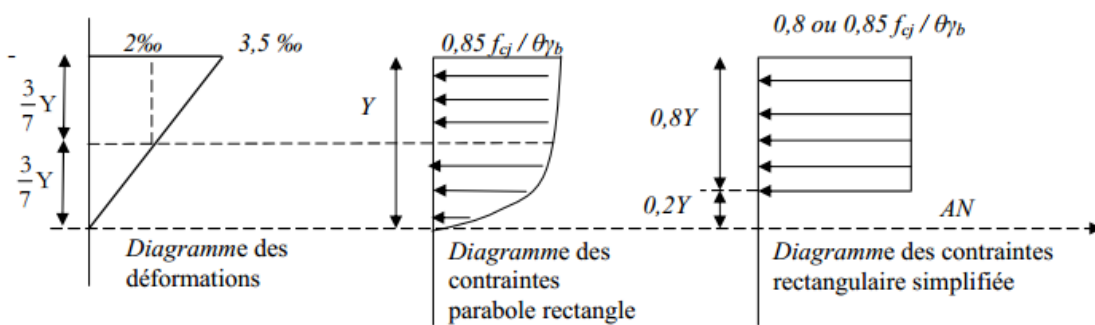


Figure I-2: Diagramme rectangulaire simplifié.

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 à pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

II.3.8. Contrainte ultime de cisaillement

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

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

II.3.9. Module de déformation longitudinale du béton

- **Module de déformation instantanée**

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

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

- **Module de déformation différée**

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:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

a) Module de déformation transversale

- **Coefficient de poisson**

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \text{ pour ELS (béton non fissuré)}$$

$$\nu = 0,0 \text{ pour ELU (béton fissuré)}$$

b) L'acier

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et Présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous

ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

• Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81\,000$ MPa

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6$ mm	520	

II.3.10. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

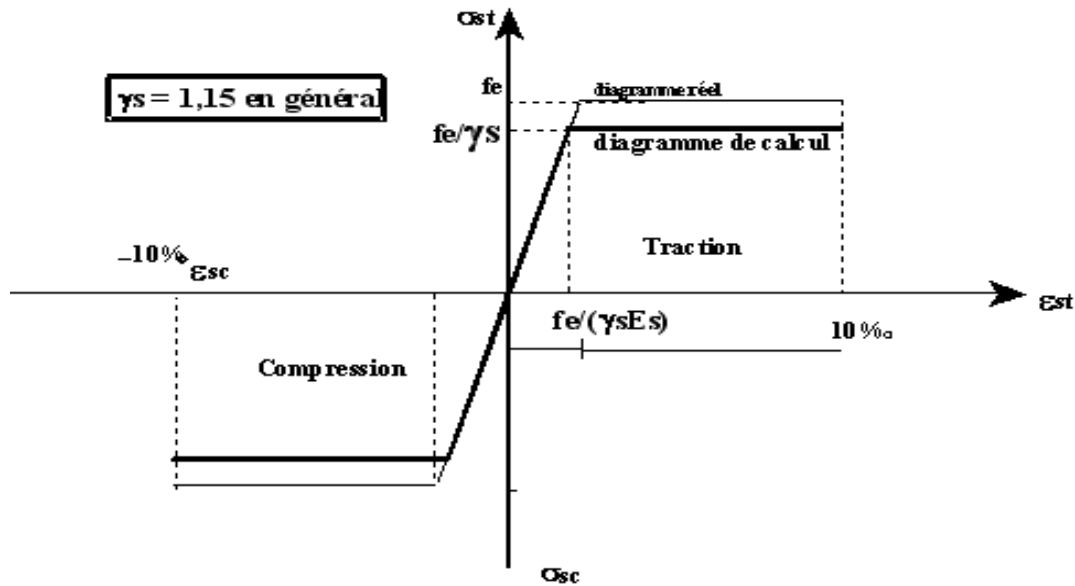


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

Où $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$; Avec $E_s = 200\,000$ MPa. avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

II.3.11. Contrainte limite de traction des armatures

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL) , =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

Poids volumique

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$

- Acier $\gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$

II.4. Etats limites

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

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

II.4.1. 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.

II.4.2. 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.

II.4.3. Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)

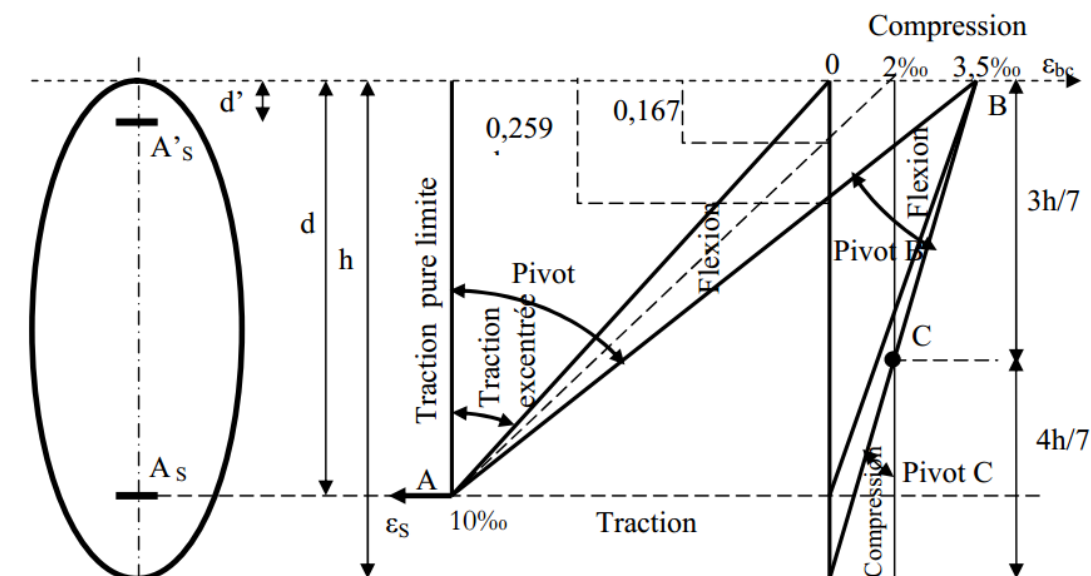


Figure I-4 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- 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 points A, B ou C appelés pivots.

- **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰

- L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- **traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

- **flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc}=3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB$ de la fibre

la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

cas particulier où $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) = 0,167$

- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

- La flexion simple ou composée avec armatures tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B

- **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2‰$

- La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$ sur la fibre la plus comprimée

$\epsilon_{bc} \leq 2 ‰$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé

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 composée.

II.4.4. ELS

Il 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.

Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalente ».

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

$1,35 G + 1,5 Q$

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G + Q E$

G : charge permanente.

$G + Q \pm 1,2 \times E$ avec

Q : charge d'exploitation.

$0,8G \pm E_y \quad 0,8G \pm E_x$

E : effort de séisme

I-Introduction

Le prédimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et béton.

II-1-Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique, et phonique

A-Plancher à corps creux (figure II-1)

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

- ✓ la facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.30 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➤ **Résistance au feu**

◆ **D'après BEAL 91**

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e=18$ 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 :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} L_{\max} = 3.89 - 0.60 = 3.29 \text{ m (longueur max d'une travée de la poutrelle entre$$

nus des appuis).

Donc : $h_t = 20$ cm (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corpe creux)

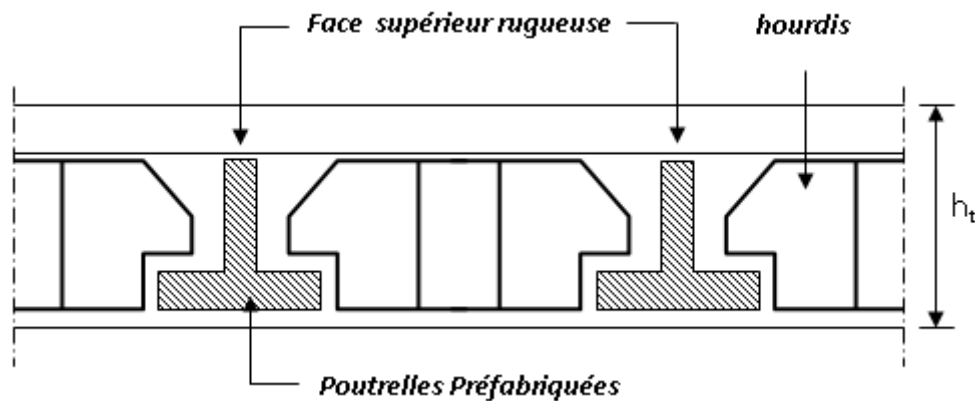


Figure II-1 : coupe verticale du plancher à corpe creux.

➤ Isolation phonique

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

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

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

$$h_t = (16 + 4) \text{ cm} \quad \text{donc } h_t = 20 \text{ cm}$$

A-1-Dimensions des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche

$$b_1 = (l_n/2 ; l_{\max}/10 ; 6h_0)L_n : \text{ distance entre axes des nervures et } h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \geq l_n \geq 80 \text{ cm} \quad \text{donc } l_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(65/2 ; 329/10 ; 24) \quad \text{donc } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq h_t/2 \text{ donc } b_0 \geq 16 \text{ cm}$$

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

$$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 48 = 17 \text{ cm}$$

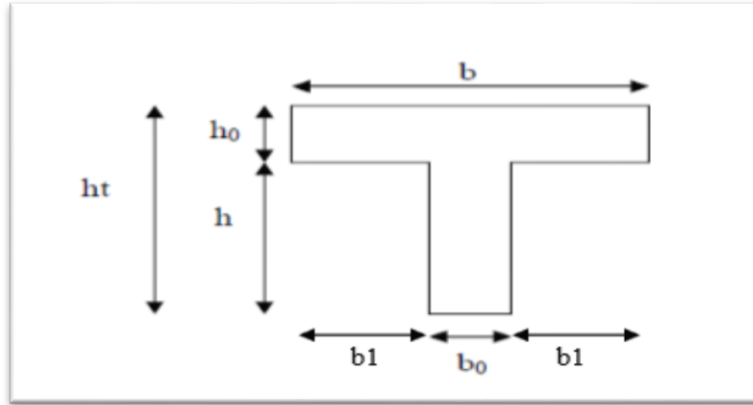


Figure II-2 : Section de la poutrelle.

B-Plancher en dalle pleine

Résistance à la flexion

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

$$e \geq 125 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 4.63$$

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

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

Remarque

Concernant le prédimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur: $e = 15 \text{ cm}$

II-2-Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent.

Le pré dimensionnement de ces dernières se fera selon le CBA 93 et le RPA 99 version 2003.

Selon le CBA 93. $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$; $\Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.8 h$

Avec :

L_{\max} : portée entre nus des appuis.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

a) Poutres principales

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.50$$

On prend **h = 40 cm**

La largeur de la poutre sera comme suit :

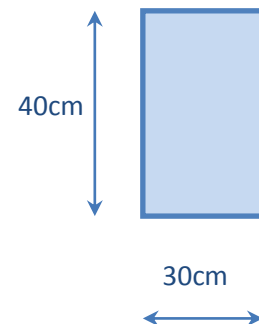
$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.8 \cdot 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On prend **b = 30 cm**

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

- $h \geq 30 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée
- $b \geq 20 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4$ \Rightarrow vérifiée

Les poutres principales sont d'une section **(30X40) cm²**.



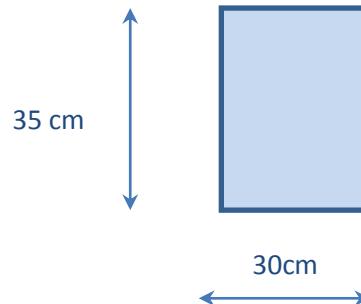
b) Poutres secondaires (chainages)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{329}{15} \leq h \leq \frac{329}{10}$$
$$21.93 \leq h \leq 32.90$$

On prend **h = 35cm**



La largeur de la poutre sera :

$$0,3.h \leq b \leq 0,8.h$$
$$10.5 \leq b \leq 28$$

Pour une raison d'esthétique on adopte : **b = 30cm**

- Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)
- $h \geq 25 \text{ cm}$ $35 > 25 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée
- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 > 20 \text{ cm}$ \Rightarrow vérifiée
- $h/b \leq 4$ $35/30 = 1.17 < 4$ \Rightarrow vérifiée

Donc on prendra pour la poutre secondaire (chainage) la section **(30× 35) cm²**

c) Poutre palière

L = 285 cm

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \leq \quad \Rightarrow 19 \text{ cm} \leq h \leq 28.5 \text{ cm.}$$

On prend **h = 35 cm**

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

Donc $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$. Pour une raison d'esthétique on adopte : **b = 30cm**

Alors la section de la poutre palière sera **(30X35)**.

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

- $h \geq 25$ cm \Rightarrow condition vérifiée
- $b \geq 20$ cm \Rightarrow condition vérifiée
- $h/b \leq 4$ $30/30 = 1 < 4$ \Rightarrow condition vérifiée

II-3-Prédimensionnement des voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des 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.

- **L'article (7.7.1 RPA99 /V2003)** nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 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 :

- $e \geq \max \left(h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 \right)$ selon le cas qui se présente
- $e \geq \max \left(h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 \right)$ selon le cas qui se présente

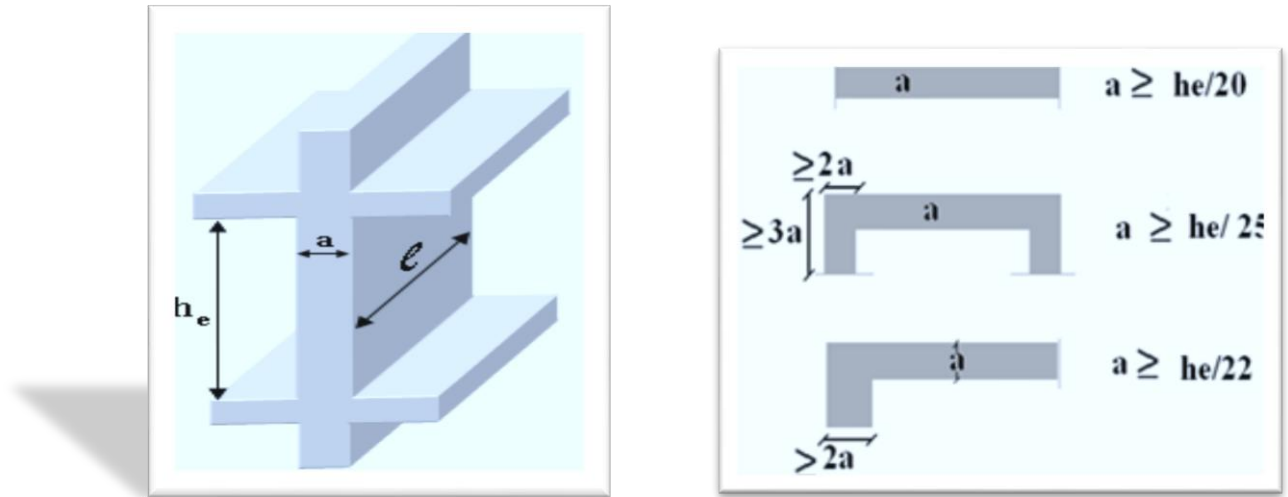


Figure II- 3: Section réduite du voile.

Niveau étage courant

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.06\text{m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 10.84 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12.31 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13.55 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 10.84; 12.31; 13.55)$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{on adopte que :} \quad e = 16 \text{ cm}$$

Niveau RDC

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 4.42\text{m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 16.28 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 18.50 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 20.35 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 16.28; 18.50; 20.35)$$

$$e \geq 20.35 \text{ cm} \quad \text{on adopte que } e = 22 \text{ cm}$$

II-3-1-Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

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

II-4-Prédimensionnement des escaliers

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.

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

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

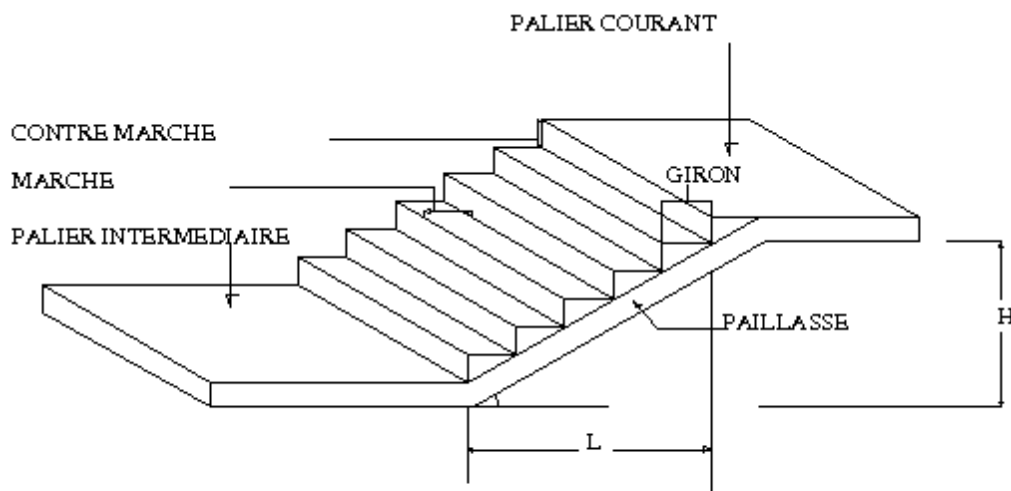


Figure II-4 : schéma d'escalier.

Caractéristiques techniques

Hauteur: $H=4.42\text{m}$ (RDC)

Hauteur: $H=3.06\text{m}$ (Etages)

Giron $g = 30\text{ cm}$

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

On a: $59 < 2h + g < 66$ Donc $14,5\text{ cm} < h < 18\text{ cm}$

h: varie de 15 cm à 18 cm

g: varie de 22 à 23 cm

Pour : $h = 17\text{cm}$

N_C (VOLEE1) $= H/h = 136/17 = 8$

N_C (RDC) $= H/h = 306/17 = 18$

N_C (ETAGE) $= H/h = 306/17 = 18$

NC : nombre des contremarches.

On aura 26 contremarches entre chaque étage 8 et 9 contremarches pour RDC.

On aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches pour niveau étage courant.

$n = N_C(\text{volée 1}) - 1 = 7$ marches pour niveau RDC.

$n = N_C(\text{volée 2}) - 1 = 8$ marches pour niveau RDC.

$n = N_C(\text{étage}) - 1 = 8$ marches pour niveau étage courant

Niveau RDC (volée 1)

$\tan\alpha = h'/L' \Rightarrow h' = N_C \times h \Rightarrow h' = 8 \times 17 = 1,36\text{ m}$

$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (8-1) \times 30 = 2,10\text{m}$

$\tan\alpha = 1.36/2.10 \Rightarrow \alpha = 32.93^\circ$

La longueur de volée est $L = h' / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.50\text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$

L_0 : Longueur développée $= 1.40 + 2.4 + 1.3 = 5.10 \Rightarrow 3.76/30 \leq e \leq 3.76/20 \Rightarrow e = 18\text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 18\text{ cm}$

Niveau RDC

$\tan\alpha = h'/L'$

$h' = N_C \times h \qquad h' = 9 \times 17 \qquad h' = 1.53\text{ m}$

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

$$\tan \alpha = 1.53/2.40 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

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

L'épaisseur de la paillasse est : $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$

L_0 : Longueur développée $= 2.85 + 1,5 = 4.35 \Rightarrow 4.35/30 \leq e \leq 4.35/20 \Rightarrow e = 18 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est -à- dire : $e = 18 \text{ cm}$

Niveau étage courant

$$\tan \alpha = h'/L'$$

$$h' = nC \times h = 9 \times 17 \quad h' = 1.53 \text{ m}$$

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

$$\tan \alpha = 1.53/2.40 = 32.52$$

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

L'épaisseur de la paillasse est : $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$

L_0 : Longueur développée $= 2,85 + 1,5 = 4.35 \Rightarrow 4,35/30 \leq e \leq 4,35/20 \Rightarrow L = 18 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 18 \text{ cm}$

II-5-Descente des charges

A-Introduction

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les charges réglementaires sont :

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

Les charges d'exploitation ou surcharges(Q).

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

B- Les planchers

B-1-Plancher terrasse

La terrasse est a un 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-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G(kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multi couche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	/	275
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	1	1200	12

La charge permanente $G = 634 \text{ Kg/m}^2$

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

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

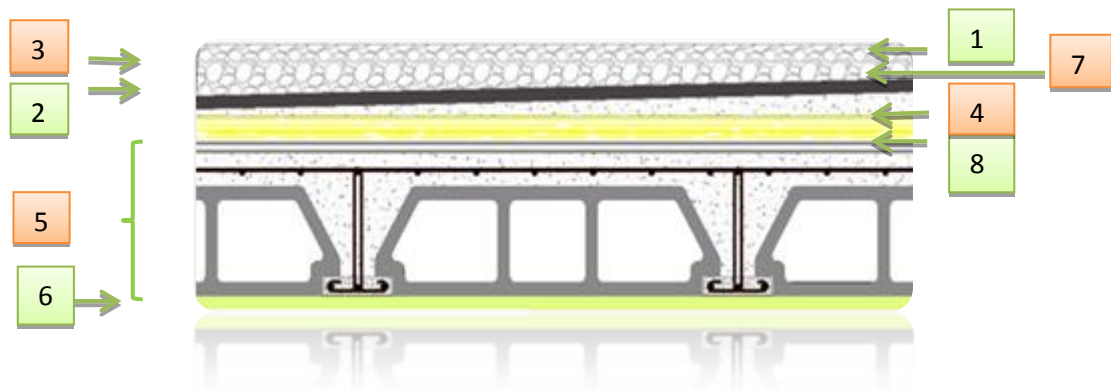


Figure II-5: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

B-2-Plancher étage courants

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau II-2: 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	1700	51
4-Dalle en corps creux	16+4	/	275
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente **G** = 530 Kg/m²

La charge d'exploitation (chambres) **Q** = 150 Kg/m²

La charge d'exploitation (hall de circulation) **Q** = 250 Kg/m²

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

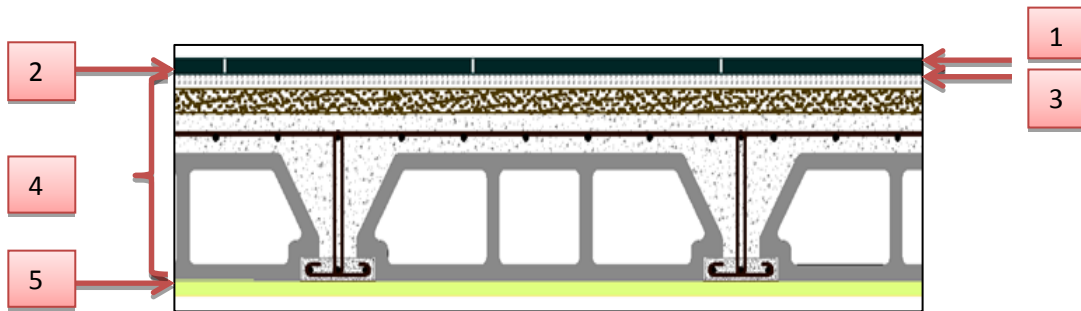


Figure II-6: coupe plancher étage courant.

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) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

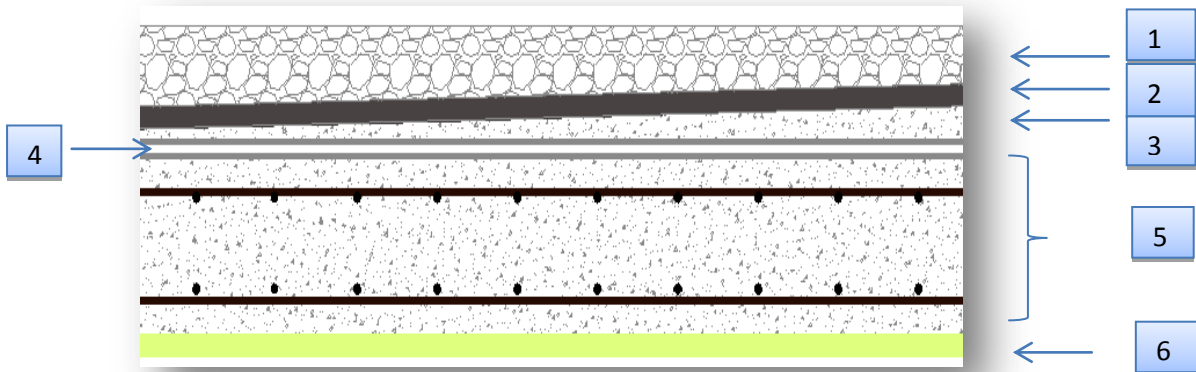


Figure II-7 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

C-Mur extérieur (double cloison)

Tableau II-4: 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) $G=414 \times (4.42-0,35) = 1684.98 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 414 \times (3.06-0.35) = 1121.94 \text{ Kg/m}$

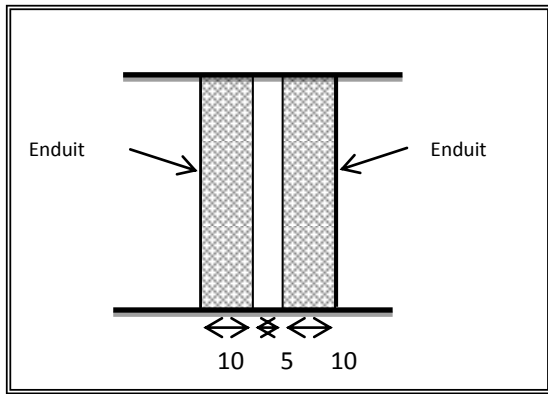


Figure II-8 : Remplissage en double paroi

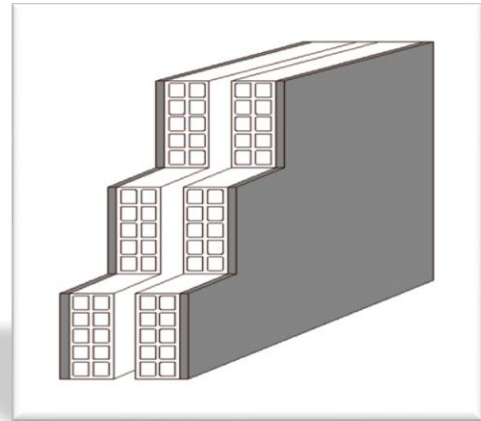


Figure II-9 : Mur extérieur.

D- Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II-5: Charge permanente du mur double 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
Tota				158

La charge permanente (niveau RDC) $G = 158 \times (4,42 - 0,35) = 643,06 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 158 \times (3,06 - 0,35) = 428,18 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 158 \times 1,10 = 173,80 \text{ Kg/m}$

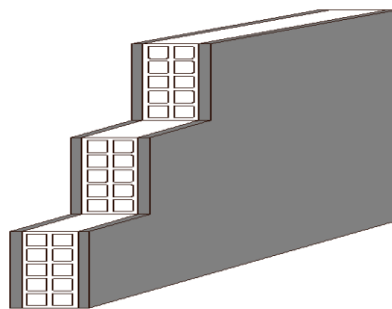


Figure II-10 : Mur simple cloison.

E-L' acrotère

$$S = (0,03 \times 0,10) / (2) + (0,03 \times 0,20) + (0,07 \times 0,3) + (0,10 \times 0,60) = 0,0885 \text{ m}^2$$

$$P = (0,0885 \times 2500) = 221,25 \text{ Kg/ml}$$

Enduit : ep 2 cm **G** = 55 Kg/ml

Charge permanente **G** = 276,25 Kg/ml

Charge d'exploitation **Q** = 100 Kg/ml

F-Les balcons

Nos balcons sont en dalle pleine

Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur	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

K-L'escalier(Palier)

Tableau II-7: 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	18	2500	450
5-Enduit ciment	2	2000	40

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charge

La charge permanente $G = 628\text{Kg/m}^2$

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

L-Paillasse

Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.

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-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	18	2500	$(2500 \times 0,18) / \cos 32,52 = 533,678$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 918,68 \text{ Kg/m}^2$

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

Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau

étage 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-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	18	2500	$(2500 \times 0,18) / \cos 32,52 = 533,678$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 918,678 \text{ Kg/m}^2$

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

II-6-Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis ,pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tour comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_u$).

Etapas de Prédimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

II-6-1-Dimensions des poteaux

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

Tableau II-10 :Prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		14 ^{ème}	13 ^{ème}	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}
Dimension du poteau	a(cm)	40	40	40	40	50	50	50	55
	b(cm)	40	40	40	40	50	50	50	60
Niveau d'étage		6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RDC	
Dimension du poteau	a(cm)	55	55	60	60	60	65	65	
	b(cm)	60	60	65	65	65	75	75	

II-6-2-Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **B-7**».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1.900 + 2.175) \times (1.745 + 1.550) = 13.43m^2$$

La surface du plancher de 14^{ème} & 13^{ème} & 12^{ème} & 11^{ème} :

$$Sp_1 = 4.075 \times 1.550 = 6.316m^2$$

$$Sp_2 = 4.075 \times 1.745 = 7.111m^2$$

La surface du plancher de 10^{ème} & 9^{ème} & 8^{ème} :

$$Sp_1 = 6.316 - ((0.4 - 0.5) \times (0.4 - 0.5) / 2) = 6.311m^2$$

$$Sp_2 = 7.111 - ((0.4 - 0.5) \times (0.4 - 0.5) / 2) = 7.106m^2$$

La surface du plancher de 7^{ème} & 6^{ème} & 5^{ème} :

$$Sp_1 = 6.316 - ((0.4 - 0.55) \times (0.4 - 0.60) / 2) = 6.301m^2$$

$$Sp_2 = 7.111 - ((0.4 - 0.55) \times (0.4 - 0.60) / 2) = 7.096m^2$$

La surface du plancher de 4^{ème} & 3^{ème} & 2^{ème} :

$$Sp_1 = 6.316 - ((0.4 - 0.60) \times (0.4 - 0.65) / 2) = 6.291m^2$$

$$Sp_2 = 7.111 - ((0.4 - 0.60) \times (0.4 - 0.65) / 2) = 7.086m^2$$

La surface du plancher de 1^{ère} étage et niveau RDC:

$$Sp_1 = 6.316 - ((0.4 - 0.65) \times (0.4 - 0.75) / 2) = 6.272m^2$$

$$Sp_2 = 7.111 - ((0.4 - 0.65) \times (0.4 - 0.75) / 2) = 7.067m^2$$

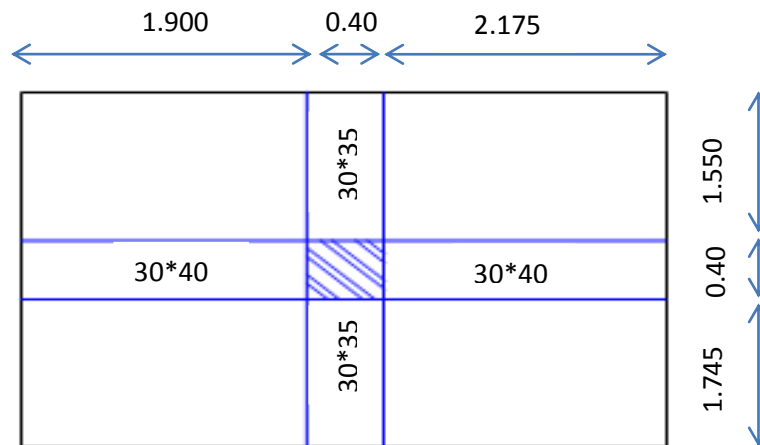


Figure II-11 : Représentation du poteau le plus sollicité de 14^{ème} et 13^{ème} et 12^{ème} et 11^{ème} étage.

II-6-3-Calcul de la longueur de flambement L_f

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

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

Soit encastré dans un massif de fondation.

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

➤ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastres jusqu'à fondation).

RDC : $\Rightarrow L_f = 0,7 * 4,42 = 3,094$ m

Etage courant : $\Rightarrow L_f = 0,7 * 3,06 = 2,142$ m

II-6-4-Calcul de 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.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.

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

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ 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.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \left(0,6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

Où : **i** : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau II-11 : Calcul de \bar{N}_u des poteaux de Tour.

	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (mm ²)	\bar{N}_u (kN)
14 ^{ème} étage	40x40	1444	2.142	18,550	0.732	320	2038.90
13 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0.732	320	2038.90
12 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0.732	320	2038.90
11 ^{ème} étage	40x40	1444	2,142	18,550	0.732	320	2038.90
10 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14.840	0.746	500	3312.67
9 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14.840	0.746	500	3312.67
8 ^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14.840	0.746	500	3312.67
7 ^{ème} étage	55x60	3074	2,142	13.491	0.750	660	4441.62
6 ^{ème} étage	55x60	3074	2,142	13.491	0.750	660	4441.62
5 ^{ème} étage	55x60	3074	2,142	13.491	0.750	660	4441.62
4 ^{ème} étage	60x65	3654	2,142	12.367	0.754	780	5306.63
3 ^{ème} étage	60x65	3654	2,142	12.367	0,754	780	5306.63
2 ^{ème} étage	60x65	3654	2,142	12.367	0.754	780	5306.63
1 ^{ère} étage	65x75	4599	2,142	11.416	0.757	975	6703.84
RDC	65x75	4599	3.094	16.489	0.740	975	6553.29

II-6-5-Descente des charges

La descente des charges désigne l’opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l’effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

A) 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,……., Qn : Les charges d’exploitations des planchers respectifs.

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charge

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

14 ^{ème} étage	$Q_{cum}=Q_0$
13 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+Q_1$
12 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$
11 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
10 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
9 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
8 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
7 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 +Q_5+Q_6+Q_7)$
6 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 +Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
5 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 +Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$
4 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4 +Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$
3 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,63 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5 +Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$
2 ^{ème} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,63 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$
1 ^{ère} étage:	$Q_{cum}=Q_0+0,62 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+ Q_{12} + Q_{13})$
RDC:	$Q_{cum}=Q_0+0,61 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+ Q_{13}+Q_{14})$

Tableau II-12 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

	q (KN/m ²)		S (m²)		Q = q x S (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
14^{ème} étage	2.5	1.5	6.316	7.111	Q0=	26.457	1	26.457
13^{ème} étage	2.5	1.5	6.316	7.111	Q1=	26.457	1	52.913
12^{ème} étage	2.5	1.5	6.316	7.111	Q2=	26.457	0.95	78.047
11^{ème} étage	2.5	1.5	6.316	7.111	Q3=	26.457	0.90	101.858
10^{ème} étage	2.5	1.5	6.311	7.106	Q4=	26.437	0.85	124.329
9^{ème} étage	2.5	1.5	6.311	7.106	Q5=	26.437	0.80	145.478
8^{ème} étage	2.5	1.5	6.311	7.106	Q6=	26.437	0.75	165.305

7^{ème} étage	2.5	1.5	6.301	7.096	Q7=	26.397	0.71	184.047
6^{ème} étage	2.5	1.5	6.301	7.096	Q8=	26.397	0.69	202.260
5^{ème} étage	2.5	1.5	6.301	7.096	Q9=	26.397	0.67	219.946
4^{ème} étage	2.5	1.5	6.291	7.086	Q10=	26.357	0.65	237.078
3^{ème} étage	2.5	1.5	6.291	7.086	Q11=	26.357	0.63	253.682
2^{ème} étage	2.5	1.5	6.291	7.086	Q12=	26.357	0.63	270.287
1^{ère} étage	2.5	2.5	6.272	7.067	Q13=	33.348	0.62	290.962
RDC	2.5	2.5	6.272	7.067	Q14=	33.348	0.61	311.304

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

14^{ème} étage

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.34 \times 13.43 = 85.146 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.900 + 2.175)] \times 25 = 12.225 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) \times 1.745] \times 25 = 8.650 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.175 = 23.946 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.240 \text{ KN}$$

G=142.207 KN

13^{ème} étage & 12^{ème} étage & 11^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.30 \times 13.43 = 71.179 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.900 + 2.175)] \times 25 = 12.225 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.550 + 1.745)] \times 25 = 8.650 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.175 = 23.946 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.240 \text{ KN}$$

G=128.24 KN

10^{ème} étage & 9^{ème} étage & 8^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.30 \times (6.311 + 7.106) = 71.110 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.85 + 2.125)] \times 25 = 11.925 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.500 + 1.695)] \times 25 = 8.387 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.125 = 23.396 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}}=0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25=19.125 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G=133.943 \text{ KN}}$$

7^{ème} étage & 6^{ème} étage & 5^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}}= G \times S_P = 5.30 \times (6.301+7.096)= 71.004 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.825+2.100)] \times 25=11.775 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.450+1.645)] \times 25= 8.124 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.100=23.121 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}}= 0.55 \times 0.60 \times 3.06 \times 25=25.245 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G=139.269 \text{ KN}}$$

4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}}= G \times S_P = 5.30 \times (6.291+7.086)= 70.898 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.800+2.075)] \times 25=11.625 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.425+1.620)] \times 25= 7.993 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.075=22.846 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}}= 0.60 \times 0.65 \times 3.06 \times 25=29.835 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G=143.197 \text{ KN}}$$

1^{ère} étage

$$G_{\text{plancher}}= G \times S_P = 5.30 \times (6.272+7.067)=70.670 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.775+2.050)] \times 25=11.475 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.375+1.570)] \times 25= 7.731 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}}= 0.65 \times 0.75 \times 3.06 \times 25=37.294 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G=127.170 \text{ KN}}$$

RDC

$$G_{\text{plancher}}= 5.30 \times (6.272+7.067)= 70.670 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.775+2.050)] \times 25=11.475 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.375+1.570)] \times 25= 7.731 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.65 \times 0.75 \times 4.42 \times 25 = 53.869 \text{ KN}$$

$$G = 143.745 \text{ KN}$$

II-6-6-Vérification selon le BAEL91 révisées 99

A-évaluation des charges verticales

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges Variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de **15 %** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de **10 %** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$

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

Tableau II-13 : Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux .

	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	N_u (kN)	1,1 N_u (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	1,1 N_u ≤ $\overline{N_u}$
14^{ème} étage	142.207	142.207	26.457	231.665	254.831	2038.900	Oui
13^{ème} étage	128.240	270.447	52.913	444.473	488.920	2038.900	Oui
12^{ème} étage	128.240	398.687	78.047	655.298	720.827	2038.900	Oui
11^{ème} étage	128.240	526.927	101.858	864.138	950.552	2038.900	Oui
10^{ème} étage	133.943	660.870	124.329	1078.668	1186.535	3312.670	Oui
9^{ème} étage	133.943	794.813	145.478	1291.215	1420.336	3312.670	Oui
8^{ème} étage	133.943	928.756	165.305	1501.778	1651.956	3312.670	Oui
7^{ème} étage	139.269	1068.025	184.047	1717.904	1889.695	4441.620	Oui

6^{ème} étage	139.269	1207.294	202.260	1933.237	2126.561	4441.620	Oui
5^{ème} étage	139.269	1346.563	219.946	2147.779	2362.557	4441.620	Oui
4^{ème} étage	143.197	1489.760	237.078	2366.793	2603.472	5306.630	Oui
3^{ème} étage	143.197	1632.957	253.682	2585.015	2843.516	5306.630	Oui
2^{ème} étage	143.197	1776.154	270.287	2803.238	3083.562	5306.630	Oui
1^{ère} étage	127.170	1903.324	290.962	3005.930	3306.523	6703.840	Oui
RDC	143.745	2047.069	311.304	3230.500	3553.549	6553.290	Oui

II-6-7- Vérification selon le RPA 99 version 2003

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

A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))

Tableau II-14 : 1^{ère} Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min(b, h) ≥ 25cm	Min(b, h)=40cm ≥ 30cm	Oui
Min(b, h) ≥ he/20	Min(b, h) = 40cm ≥ (he/20)=(4.42- 0,35)/20=20.35cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

B) -Vérification 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'emble dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Tableau II-15 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
14 ^{ème} étage	350,22	2,5	1600	0,087	Condition vérifiée
13 ^{ème} étage	412,05	2,5	1600	0,103	Condition vérifiée
12 ^{ème} étage	532,6	2,5	1600	0,133	Condition vérifiée
11 ^{ème} étage	701,7	2,5	1600	0,175	Condition vérifiée
10 ^{ème} étage	821,3	2,5	2500	0,131	Condition vérifiée
9 ^{ème} étage	1012,5	2,5	2500	0,162	Condition vérifiée
8 ^{ème} étage	1207,1	2,5	2500	0,193	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	1350,9	2,5	3300	0,164	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	1508,9	2,5	3300	0,183	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	1718,9	2,5	3300	0,208	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	1934,4	2,5	3900	0,198	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	2293,1	2,5	3900	0,235	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	2766,6	2,5	3900	0,284	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	3475,3	2,5	4875	0,285	Condition vérifiée
RDC	3612,92	2,5	4875	0,296	Condition vérifiée

C)-Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau.

RDC $\Rightarrow L_f = 0.7 * 4.42 = 3.094 \text{ m}$

Etage courant $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Avec : b = largeur de poteau

d = hauteur utile = 0,9 h

Tableau II-16 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Poteau	T _{max} (kN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρd	τ _{bu} (MPa)	Observation
14 ^{ème} étage	137,6	0,86	5,355	0,075	1,875	Condition vérifiée
13 ^{ème} étage	178,2	1,113	5,355	0,075	1,875	Condition vérifiée
12 ^{ème} étage	186,3	1,164	5,355	0,075	1,875	Condition vérifiée
11 ^{ème} étage	196,4	1,227	5,355	0,075	1,875	Condition vérifiée
10 ^{ème} étage	201,8	0,807	4,284	0,0400	1	Condition vérifiée
9 ^{ème} étage	203,8	0,815	4,284	0,040	1	Condition vérifiée
8 ^{ème} étage	154,6	0,618	4,284	0,040	1	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	149,1	0,452	3,895	0,040	1	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	157	0,476	3,895	0,040	1	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	158,2	0,479	3,895	0,040	1	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	153	0,392	3,57	0,040	1	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	155,9	0,399	3,57	0,040	1	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	154,3	0,395	3,57	0,040	1	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	159,1	0,326	3,295	0,040	1	Condition vérifiée
RDC	121,7	0,250	4,760	0,040	1	Condition vérifiée

II-6-8- Vérification du poteau au flambement

Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 40^4/12 = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}} = 11,55 \text{ cm}$$

Elancement mécanique λ (x, y) :

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

- L_f: longueur de flambement.

- - K = 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,06 / 11,55 \times 10^{-2} = 18,55$$

λ_x = λ_y = 18,55 < 70 **Condition vérifiée.**

II-6-9-Pré dimensionnement des poteaux de l'entrée de Tour

Etapes de Pré-dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.

- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions **du RPA 99 / version 2003**.

A-Dimensions des poteaux

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

Tableau II-17:Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		14 ^{ème}	13 ^{ème}	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}
Dimension du poteau	a(cm)	40	40	40	40	50	50	50	55
	b(cm)	40	40	40	40	50	50	50	60
Niveau d'étage		6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RDC	
Dimension du poteau	a(cm)	55	55	60	60	60	65	65	
	b(cm)	60	60	65	65	65	75	75	

B-Choix du poteau le plus sollicité

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux« C-6»

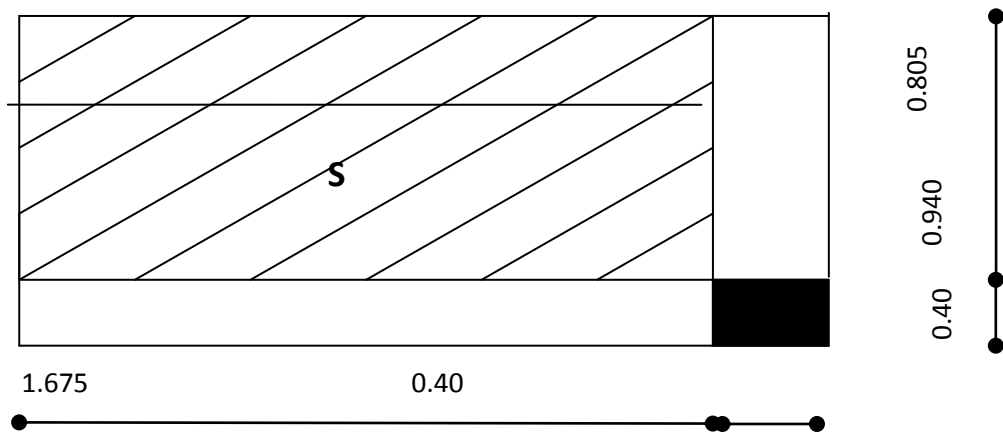


Figure II-12: Représentation du poteau le plus sollicité de 14^{ème} et 13^{ème} et 12^{ème} et 11^{ème} étage.

La surface complète

$$S_p = (1.675 + 0.400) \times (1.745 + 0.400) = 4.45 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher ^{ème}14 & ^{ème}13 & ^{ème}12 & ^{ème}11 :

$$S_{p1} = 1.675 \times 0.940 = 1.575 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 1.675 \times 0.805 = 1.348 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher ^{ème}10 & ^{ème}9 & ^{ème}8 :

$$S_{p1} = 1.675 \times 0.940 + [(0.40 \times 0.40) - (0.50 \times 0.50)] = 1.485 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 1.675 \times 0.805 = 1.348 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher ^{ème}7 & ^{ème}6 & ^{ème}5 :

$$S_{p1} = 1.675 \times 0.940 + [(0.40 \times 0.40) - (0.55 \times 0.60)] = 1.405 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 1.675 \times 0.805 = 1.348 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher ^{ème}4 & ^{ème}3 & ^{ème}2 :

$$S_{p1} = 1.675 \times 0.940 + [(0.40 \times 0.40) - (0.60 \times 0.65)] = 1.345 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 1.675 \times 0.805 = 1.348 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher ^{ère}1 étage et niveau RDC:

$$S_{p1} = 1.675 \times 0.940 + [(0.40 \times 0.40) - (0.65 \times 0.75)] = 1.247 \text{ m}^2$$

$$S_{p2} = 1.675 \times 0.805 = 1.348 \text{ m}^2$$

C-Calcul de la longueur de flambement L_f

$$\text{RDC} : \Rightarrow L_f = 0.7 * 4.42 = 3.094 \text{ m}$$

$$\text{Etage courant} : \Rightarrow L_f = 0.7 * 3.06 = 2.142$$

II-6-10-Calcul de l'effort \bar{N}_u

Tableau II-18 : Calcul de \bar{N}_u des poteaux.

	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (mm ²)	(kN)
14^{ème} étage	40x40	1444	2.142	18.550	0.732	320	2038.90
10^{ème} étage	50x50	2304	2,142	13,670	0.746	500	3312.67
7^{ème} étage	55x60	3074	2,142	13,670	0.750	660	4441.62
4^{ème} étage	60x65	3654	2,142	12,530	0,754	780	5306.63
1^{ère} étage	65x75	4599	2.142	11.416	0.757	975	6703.84
RDC	65x75	4599	3.094	11,560	0,740	975	6553.29

D-Descente des charges

Tableau II-19 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

	Q (kN/m ²)		S (m ²)		Q = qx S (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
14^{ème} étage	3.5	1.5	1.575	1.348	Q0=	7.535	1	7.535
13^{ème} étage	3.5	1.5	1.575	1.348	Q1=	7.535	1	15.069
12^{ème} étage	3.5	1.5	1.575	1.348	Q2=	7.535	0.95	22.227
11^{ème} étage	3.5	1.5	1.575	1.348	Q3=	7.535	0.90	29.008
10^{ème} étage	3.5	1.5	1.485	1.348	Q4=	7.220	0.85	35.144
9^{ème} étage	3.5	1.5	1.485	1.348	Q5=	7.220	0.80	40.920
8^{ème} étage	3.5	1.5	1.485	1.348	Q6=	7.220	0.75	46.335
7^{ème} étage	3.5	1.5	1.405	1.348	Q7=	6.940	0.71	51.262
6^{ème} étage	3.5	1.5	1.405	1.348	Q8=	6.940	0.69	56.050
5^{ème} étage	3.5	1.5	1.405	1.348	Q9=	6.940	0.67	60.700
4^{ème} étage	3.5	1.5	1.345	1.348	Q10=	6.730	0.65	65.074
3^{ème} étage	3.5	1.5	1.345	1.348	Q11=	6.730	0.63	69.313
2^{ème} étage	3.5	1.5	1.345	1.348	Q12=	6.730	0.63	73.553
1^{ère} étage	2.5	2.5	1.247	1.348	Q13=	6.488	0.62	77.575
RDC	2.5	2.5	1.247	1.348	Q14=	6.488	0.61	81.532

Charges permanentes et l'effort normal «Nu»

14^{ème} étage

$$G_{\text{Acrotère}} = G \times S_p = 276.25 \times 3.42 = 944.775 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancherterasse}} = G \times S_p = 6.34 \times 2.923 = 18.532 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.675 \times 25 = 5.025 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 1.745 \times 25 = 4.581 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 1.745 = 19.212 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.240 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 1004.365 \text{ KN}}$$

13^{ème} étage & 12^{ème} étage & 11^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.30 \times 2.923 = 15.492 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.675 \times 25 = 5.025 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 1.745 \times 25 = 4.581 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 1.745 = 19.212 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.240 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 56.550 \text{ KN}}$$

10^{ème} étage & 9^{ème} étage & 8^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.30 \times 2.833 = 15.015 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.575 \times 25 = 4.725 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 1.645 \times 25 = 4.318 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 1.645 = 18.111 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 61.294 \text{ KN}}$$

7^{ème} étage & 6^{ème} étage & 5^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 2.753 = 14.591 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.525 \times 25 = 4.575 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 1.545 \times 25 = 4.056 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 1.545 = 16.010 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.55 \times 0.60 \times 3.06 \times 25 = 25.245 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 64.477 \text{ KN}}$$

4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 2.693 = 14.273 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.475 \times 25 = 4.425 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 1.495 \times 25 = 3.924 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 1.495 = 16.460 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.60 \times 0.65 \times 3.06 \times 25 = 29.835 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 68.917 \text{ KN}}$$

1^{ère} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 2.595 = 13.754 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.425 \times 25 = 4.275 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 1.395 \times 25 = 3.662 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 1.395 = 15.359 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.65 \times 0.75 \times 3.06 \times 25 = 37.294 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 74.344 \text{ KN}}$$

RDC

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 2.595 = 13.754 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.425 \times 25 = 4.275 \text{ KN}$$

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charge

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 1.395 \times 25 = 3.662 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.820 = 31.048 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.65 \times 0.75 \times 4.42 \times 25 = 53.869 \text{ KN}$$

$$G = 106.608 \text{ KN}$$

Vérifications du $1,1Nu \leq \overline{N_u}$

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

Tableau II-20: Vérifications du $1,1Nu \leq \overline{N_u}$ des poteaux .

	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	1,1 Nu $\leq \overline{N_u}$
14 ^{ème} étage	1004.365	1004,365	7,535	1367,195	1503,914	2038.900	Oui
13 ^{ème} étage	56.550	1060,915	15,069	1454,839	1600,323	2038.900	Oui
12 ^{ème} étage	56.550	1117,465	22,227	1541,918	1696,110	2038.900	Oui
11 ^{ème} étage	56.550	1174,015	29,008	1628,432	1791,275	2038.900	Oui
10 ^{ème} étage	61.294	1235,309	35,144	1720,384	1892,422	3312.670	Oui
9 ^{ème} étage	61.294	1296,603	40,920	1811,794	1992,973	3312.670	Oui
8 ^{ème} étage	61.294	1357,897	46,335	1902,663	2092,929	3312.670	Oui
7 ^{ème} étage	64.477	1422,374	51,262	1997,097	2196,807	4441.620	Oui
6 ^{ème} étage	64.477	1486,851	56,050	2091,324	2300,456	4441.620	Oui
5 ^{ème} étage	64.477	1551,328	60,700	2185,342	2403,876	4441.620	Oui
4 ^{ème} étage	68.917	1620,245	65,0740	2284,941	2513,435	5306.630	Oui
3 ^{ème} étage	68.917	1689,162	69,313	2384,338	2622,772	5306.630	Oui
2 ^{ème} étage	68.917	1758,079	73,553	2483,736	2732,109	5306.630	Oui
1 ^{ère} étage	74.344	1832,423	77,575	2590,134	2849,147	6703.840	Oui
RDC	106.608	1939,031	81,532	2739,990	3013,989	6553.290	Oui

E-Vérification selon le RPA 99 version 2003

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

-Coffrage: (RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1))

Tableau II-21 : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h)=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$	Oui
$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$\text{Min}(b, h) = 30\text{cm} \geq (h_e/20)=(4.42- 0,35)/20=20.35\text{cm}$	Oui
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h)=1 \leq 4$	Oui

H-Vérification du poteau au flambement

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 14^{ème} étage parce qu'il a la plus faible section.

Calcul de moment d'inertie:

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 40^4/12 = 213333,33\text{cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{213333.33}{1600}} = 11.55\text{cm}$$

Élancement mécanique $\lambda(x, y)$

$$L_f = K \times H_0$$

Avec:

L_f : longueur de flambement.

$K=0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3.06 / 11,55 \times 10^{-2} = 18,55$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 18,55 < 70 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II-6-11-Prédimensionnement des poteaux de rive

Etapas de Pré-dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du

RPA 99 / version 2003.

A-Dimensions des poteaux

- Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre au

conditions du **RPA 99 / version 2003** : $MIN(a,b) \geq 30cm$ en **zone IIa**.

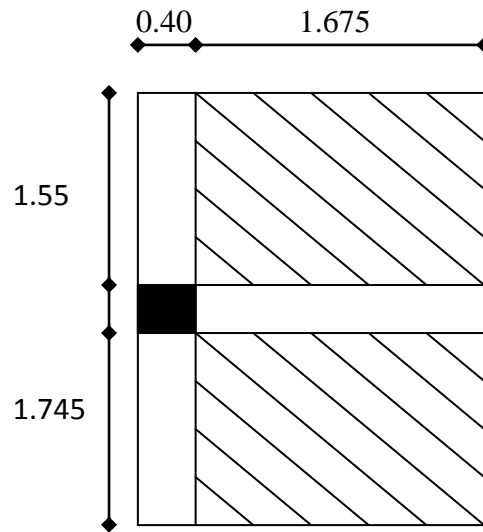


Tableau II-22 : Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		14 ^{ème}	13 ^{ème}	12 ^{ème}	11 ^{ème}	10 ^{ème}	9 ^{ème}	8 ^{ème}	7 ^{ème}
Dimension du poteau	a(cm)	40	40	40	40	50	50	50	55
	b(cm)	40	40	40	40	50	50	50	60
Niveau d'étage		6 ^{ème}	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RDC	
Dimension du poteau	a(cm)	55	55	60	60	60	65	65	
	b(cm)	60	60	65	65	65	75	75	

b-Choix du poteau le plus sollicité

- Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « C-6 ».

La surface complète

$$S_p = (4.475 \times 2.145) = 9.60 \text{m}^2$$

-La surface du plancher **14^{ème} & 13^{ème} & 12^{ème} & 11^{ème}** :

$$S_p = (1.745 + 1.550) \times 1.645 = 5.52 \text{m}^2$$

-La surface du plancher **10^{ème} & 9^{ème} & 8^{ème}** :

$$S_p = (1.745 + 1.550) \times 1.645 + [(0.40 \times 0.40) - (0.50 \times 0.50)] = 5.43 \text{m}^2$$

-La surface du plancher **7^{ème} & 6^{ème} & 5^{ème}** :

$$S_p = (1.745 + 1.550) \times 1.645 + [(0.40 \times 0.40) - (0.55 \times 0.60)] = 5.35 \text{m}^2$$

-La surface du plancher **4^{ème} & 3^{ème} & 2^{ème}** :

$$S_p = (1.745 + 1.550) \times 1.645 + [(0.40 \times 0.40) - (0.60 \times 0.65)] = 5.30 \text{m}^2$$

-La surface du plancher **1^{ère} étage** et niveau **RDC**:

$$S_p = (1.745 + 1.550) \times 1.645 + [(0.40 \times 0.40) - (0.65 \times 0.75)] = 5.20 \text{m}^2$$

II-6-12-Calcul de la longueur de flambement L_f

RDC : $\Rightarrow L_f = 0.7 * 4.42 = 3.094 \text{ m}$

Etage courant : $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m}$

L'effort normal admissible est :
$$\overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tableau II-23 : Calcul de $\overline{N_u}$ des poteaux.

	Dimension (cm)	Br (cm²)	L_f(m)	Λ	α	As (mm²)	$\overline{N_u}$(kN)
14^{ème} étage	40x40	1444	2.142	18,550	0,732	320	2038.90
10^{ème} étage	50x50	2304	2,142	14.840	0,746	500	3312.67
7^{ème} étage	55x60	3074	2,142	13.491	0,750	660	4441.62
4^{ème} étage	60x65	3654	2,142	12.367	0,754	780	5306.63
1^{ère} étage	65x75	4599	2.142	11.416	0.757	975	6703.84
RDC	65x75	4599	3.094	16.489	0,740	975	6553.29

D-Descente des charges

Tableau II-24: Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

	q (kN/m ²)	S (m ²)	Q = qx S (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
14 ^{ème} étage	1.5	7.11	Q0=	10.665	1	10.665
13 ^{ème} étage	1.5	7.11	Q1=	10.665	1	21.330
12 ^{ème} étage	1.5	7.11	Q2=	10.665	0.95	31.462
11 ^{ème} étage	1.5	7.11	Q3=	10.665	0.90	41.060
10 ^{ème} étage	1.5	7.02	Q4=	10.530	0.85	50.011
9 ^{ème} étage	1.5	7.02	Q5=	10.530	0.80	58.435
8 ^{ème} étage	1.5	7.02	Q6=	10.530	0.75	66.332
7 ^{ème} étage	1.5	6.94	Q7=	10.410	0.71	73.723
6 ^{ème} étage	1.5	6.94	Q8=	10.410	0.69	80.906
5 ^{ème} étage	1.5	6.94	Q9=	10.410	0.67	87.881
4 ^{ème} étage	1.5	6.88	Q10=	10.320	0.65	94.589
3 ^{ème} étage	1.5	6.88	Q11=	10.320	0.63	101.091
2 ^{ème} étage	1.5	6.88	Q12=	10.320	0.63	107.592
1 ^{ère} étage	2.5	6.78	Q13=	16.950	0.62	118.101
RDC	2.5	6.78	Q14=	16.950	0.61	128.441

Charges permanentes et l'effort normal «Nu»

14^{ème} étage

$$G_{\text{Acrotère}} = G \times S_p = 276.25 \times 3.695 = 1020.744 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancherterasse}} = G \times S_p = 6.34 \times 5.52 = 35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.675 \times 25 = 5.025 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.295 \times 25 = 8.649 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 3.295 = 36.278 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.240 \text{ KN}$$

G=1117.936 KN

13^{ème} étage & 12^{ème} étage & 11^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 5.52 = 29.256 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.675 \times 25 = 5.025 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.295 \times 25 = 8.649 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 3.295 = 36.278 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.240 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 91.448 \text{ KN}}$$

10^{ème} étage & 9^{ème} étage & 8^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 5.43 = 28.779 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.575 \times 25 = 4.725 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.195 \times 25 = 8.387 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 3.195 = 35.177 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 96.193 \text{ KN}}$$

7^{ème} étage & 6^{ème} étage & 5^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 5.35 = 28.355 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.525 \times 25 = 4.575 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.095 \times 25 = 8.124 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 3.095 = 34.076 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.55 \times 0.60 \times 3.06 \times 25 = 25.245 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 100.375 \text{ KN}}$$

4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5.30 \times 5.30 = 28.09 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.475 \times 25 = 4.425 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 3.045 \times 25 = 7.993 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 3.045 = 335.255 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.60 \times 0.65 \times 3.06 \times 25 = 29.835 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 405.598 \text{ KN}}$$

1^{ère} étage

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.30 \times 5.20 = 27.56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.425 \times 25 = 4.275 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 2.945 \times 25 = 7.731 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.945 = 32.424 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.65 \times 0.75 \times 3.06 \times 25 = 37.294 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 109.284 \text{ KN}}$$

RDC

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5.30 \times 5.20 = 27.56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 0.30 \times 0.40 \times 1.425 \times 25 = 4.275 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 0.30 \times 0.35 \times 2.945 \times 25 = 7.731 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 11.01 \times 2.945 = 32.424 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.65 \times 0.75 \times 4.42 \times 25 = 53.869 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 125.859 \text{ KN}}$$

Vérifications du $1.1N_u \leq \overline{N_u}$

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

Tableau II-25 :: Vérifications du $1,1Nu \leq \overline{N_u}$ des poteaux.

	G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	1,1 Nu $\leq \overline{N_u}$
14^{ème} étage	1117,936	142,207	8,280	204,399	224,839	2038,900	Oui
13^{ème} étage	91,448	233,655	16,560	340,274	374,302	2038,900	Oui
12^{ème} étage	91,448	325,103	24,426	475,528	523,081	2038,900	Oui
11^{ème} étage	91,448	416,551	31,878	610,161	671,177	2038,900	Oui
10^{ème} étage	96.193	1630,68	38,801	2259,620	2485,582	3312,670	Oui
9^{ème} étage	96.193	2844,809	45,317	3908,468	4299,315	3312,670	Oui
8^{ème} étage	96.193	4058,938	51,426	5556,705	6112,376	3312,670	Oui
7^{ème} étage	100,375	4159,313	57,124	5700,758	6270,834	4441,620	Oui
6^{ème} étage	100,375	4259,688	62,661	5844,570	6429,027	4441,620	Oui
5^{ème} étage	100,375	4360,063	68,038	5988,142	6586,956	4441,620	Oui
4^{ème} étage	405,598	4765,661	73,205	6543,450	7197,795	5306,630	Oui
3^{ème} étage	405,598	5171,259	78,214	7098,520	7808,372	5306,630	Oui
2^{ème} étage	405,598	5576,857	83,222	7653,590	8418,949	5306,630	Oui
1^{ère} étage	109,284	5686,141	91,282	7813,214	8594,535	6703,840	Oui
RDC	125,859	5812	99,212	7995,018	8794,520	6553,290	Oui

E-Vérification selon le RPA 99 version 2003

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

-Coffrage: (RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1))

Tableau II-26:1^{ère} Vérification selon le RPA 99 /version 2003 des dimensions des poteaux.

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min(b, h) ≥ 30 cm	Min(b, h)=30cm≥30cm	Oui
Min(b, h) ≥ he/20	Min(b, h) =30cm≥ (he/20)=(4.42- 0,35)/20=20.35cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25≤(b/h)=1 ≤4	Oui

H-Vérification du poteau au flambement

Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 40^4/12 = 213333,33\text{cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}} = 11,55 \text{ cm}$$

Elancement mécanique λ (x, y)

$$L_f = K \times H_0$$

Avec:

L_f : longueur de flambement.

$K=0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,06 / 11,55 \times 10^{-2} = 18,55$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 18,55 < 70 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments:

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons et la dalle machine. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlements du B.A.E.L en respectant le Règlement Parasismique Algérien.

III-2-Calcul des éléments non structuraux (secondaires)

III-2-1-Etude de l'acrotère

III-2-1-1-Introduction

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse, cet élément est assimilé à une console encastrée dans le plancher, son rôle est la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales

Méthode de calcul _ l'acrotère est considéré comme une console verticale soumise à son poids propre (*par bande de 1 mètre*) et à l'action d'une charge d'exploitation horizontale perpendiculairement à la ligne d'action de son poids propre (horizontalement) ; il sera donc calculé à la *flexion composée*

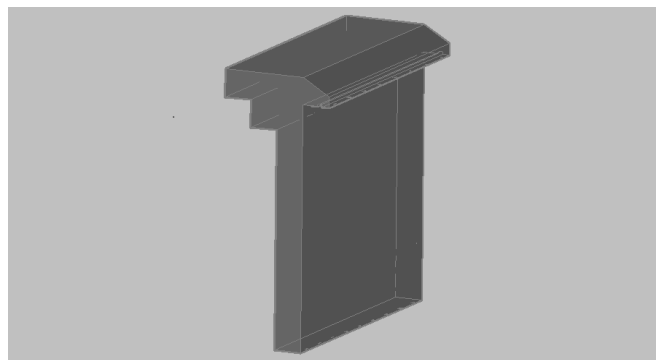


Figure III-1: Schéma de l'acrotère.

III-2-1-2-Détermination des sollicitations

La surface de l'acrotère est : $S = 0.0885\text{m}^2$

$$S = (0,03 \times 0,10) / (2) + (0,03 \times 0,20) + (0,07 \times 0,3) + (0,10 \times 0,60) = 0.0885 \text{ m}^2$$

$$P = (0,0885 \times 2500) = 221.25 \text{ Kg/ml}$$

Enduit : $ep = 2\text{cm} = 55\text{Kg/ml}$

Charge permanente : $G = 276.25 \text{ Kg/ml}$

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

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

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M_Q = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 70 \text{ Kg.m}$

➤ **Calcul à l'ELU**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 276.25 = 372.9375 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,7 = 105 \text{ Kg.m}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

$$N_s = G = 276.25 \text{ Kg}$$

$$M_s = 100 \times 0,7 = 70 \text{ kg./ml}$$

Calcul de l'excentricité

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$e_o = M_u / N_u = 105 / 372.9375 = 0,2815 \text{ m}$$

$$e_o = 0,2815 \text{ m} > h / 2 = 0,1 / 2 = 0,05 \text{ m}$$

$e_o > h / 2$ 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)**

$$e_o = M_{ser} / N_{ser} = 70 / 276.25 = 0,2534 \text{ m}$$

$$e_o = 0,2534 \text{ m} > h / 6 = 0,1 / 6 = 0,017 \text{ m}$$

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

III-2-1-3 - Ferrailage de l'acrotère

Etat limite ultime (ELU)

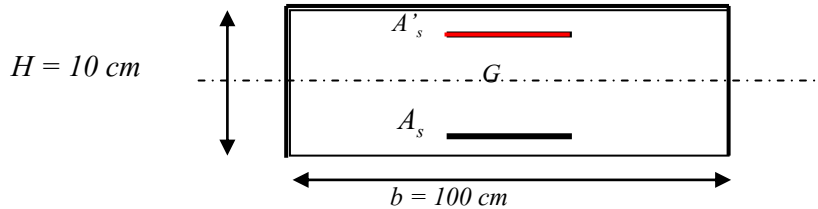


Figure III-2: section de calcul d'acrotère.

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit : $b=100 \text{ cm}$ et $d=8 \text{ cm}$ fissuration préjudiciable

C : Le centre de poussée (pression).

e : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée.

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 M_f : est donné par :

$$M_f = Mu + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right) = 105 + 372.9375 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 116.188 \text{ kg.m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad , f_c = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{116.188 \times 10^{-6}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.001278$$

$$U_{bu} = 0.392 \quad \text{d'où } A_s' = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.001278) = 7.99 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{116.188 \times 10^{-6}}{0.0799 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{f_{ed}} = 0.42 - \frac{372.9375 \times 10^{-2}}{348} = 0.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} \text{ Avec } A_{\min} = 0.23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times (100 \times 8) \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

On trouve $A_{\min} \geq A_s \Rightarrow A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$

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

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

$$M_{\text{serA}} = 276.25 (0,08 - 0,1/2) + 70 = 78.287 \text{ kg.m} = 0,00078287 \text{ MN.m}$$

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

$$\overline{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{nf_{t28}} \end{cases} = 202 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{n \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{(n \cdot \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 202)} \cdot 0,08 = 0,0424 \text{ m} = 4,24 \text{ cm}$$

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

$$M_1 = \overline{\sigma}_{bc} \cdot b \cdot y_1 \cdot Z_1 \cdot 0,5 = 0,021 \text{ MN.m}$$

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

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{serA}}}{Z_1 \times \overline{\sigma}_s} = \frac{0,00078287}{0.066 \times 202} = 0,587 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion**

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

soit 4HA8 soit $A = 2.01 \text{ cm}^2$.

➤ Armature de répartition

$$\text{➤ } A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

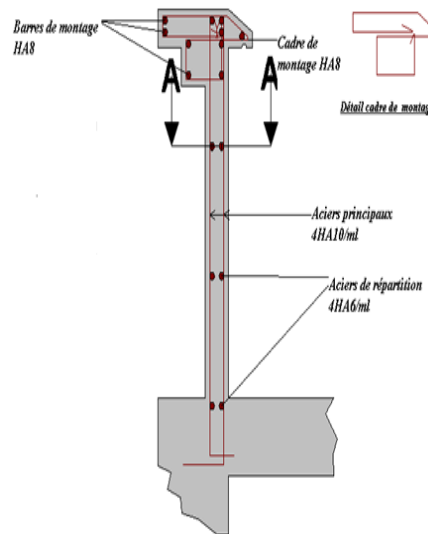


Figure III-3 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-2-2-Etude des escaliers

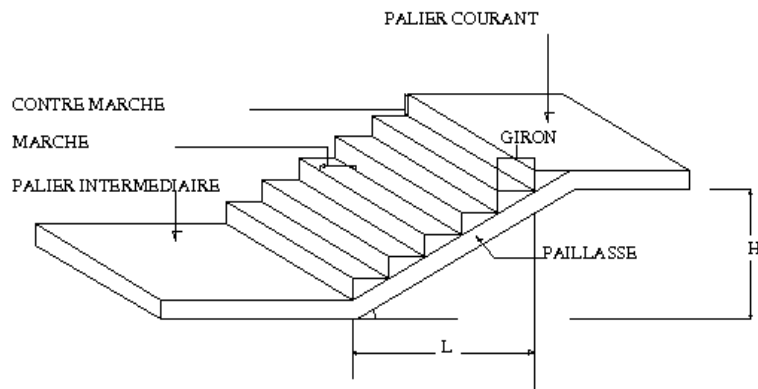
III-2-2-1-Introduction

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages.

III-2-2-2-Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour



Représentation d'un escalier

Figure III-4 : schéma d'escalier.

III-2-2-3-Escalier type 01

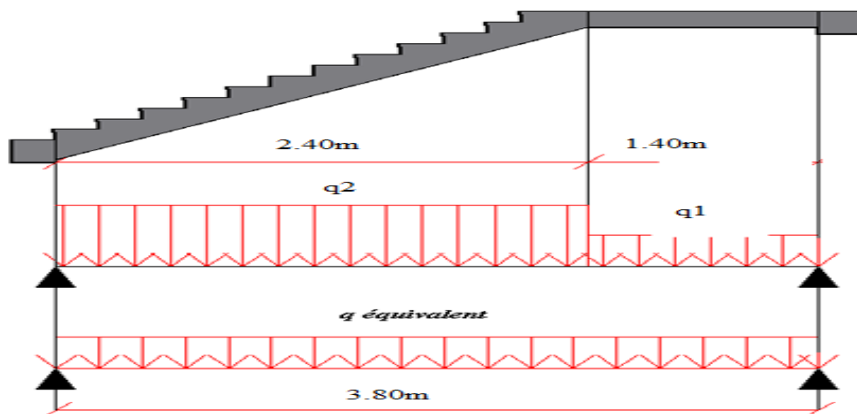


Figure III-5 : schéma d'escalier type 01.

Charges et surcharges

Palier

La charge permanente $G = 628 \text{ Kg/m}^2$

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

Paillasse

La charge permanente $G = 918.68 \text{ Kg/m}^2$

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

On fait le calcul pour 1 m de largeur.

Combinaison

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

ELS : $G+Q$

$Q_B = 2,5 \text{ KN/ml}$

Palier : $G_1 = 6.28 \text{ KN/m}^2$

Palier $q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_B = (1.35 \times 6.28) + (1.5 \times 2.5) = 12.228 \text{ KN/ml}$

$q_{s1} = G_1 + Q_B = 6.28 + 2.5 = 8.78 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $G_2 = 9.1868 \text{ KN/ml}$

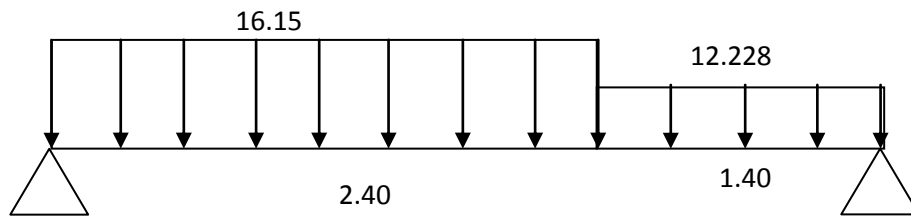
$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_B = (1.35 \times 9.1868) + (1.5 \times 2.5) = 16.15 \text{ KN/ml}$

$q_{s2} = G_2 + Q_B = 9.1868 + 2.5 = 11.6868 \text{ KN/ml}$

La charge équivalente

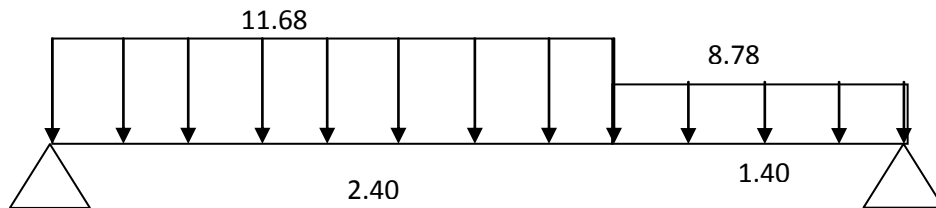
$q_e = \sum(q_i l_i) / \sum l_i$

$q_{eu} = \sum(q_i l_i) / \sum l_i$



$q_{es} = \{ (16.15 \times 2.40) + (12.228 \times 1.40) \} / (2.40 + 1.40) = 14.70 \text{ KN/ml}$

$q_{eu} = 14.70 \text{ KN/ml}$



$$q_{es} = (11.68 \times 2.40) + (8.78 \times 1.40) / (2.40 + 1.40) = 10.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_{es} = 10.61 \text{ KN/ml}$$

Moments de calcul

En général on a :

$$M_a = (0,3 \div 0,5) M_0 \text{ avec } M_0 = ql^2/8$$

$$M_t = (0,7 \div 0,85) M_0$$

➤ **Calcul des moments**

On supposera que l'escalier est partiellement encasté dans les poutres d'appuis du fait de la solidarité entre les deux

$$M_{0u} = 13.574 \times (3.80)^2 / 8 = 24.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s} = 9.77 \times (3.8)^2 / 8 = 17.6348 \text{ KN.m}$$

ELU

$$M_{ou} = q_{eu} \cdot L^2 / 8 = 14.70 (3.80)^2 / 8 = 26.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,85 \cdot M_{ou} = 0,85 \cdot 26.53 = 22.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,3 M_{ou} = 0,3 \cdot 26.53 = 7.959 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{oser} = q_{eser} \cdot L^2 / 8 = 10.61 \times (3.80)^2 / 8 = 19.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 M_{ou} = 0.85 \times 19.15 = 16.2775 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = 0,3 M_{ou} = 0.3 \times 19.15 = 5.745 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour l'appui : } M_a = 0,3 M_0 = 0.3 \times 26.53 = 7.959 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour la travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0.85 \times 26.53 = 22.55 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 7.959 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 22.55 \text{ KN.m}$$

III-2-2-4-Détermination du ferrailage

- Calcul du ferrailage en flexion simple ELU
- Sur appui

$$b=100\text{ cm} ; d=16.2\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = (7.959 \times 10^6) / (100 \times 16.2^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.021$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.0265$$

$$B = (1 - 0.4\alpha) = 0.9894$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 16.2 \times (1 - 0.4 \times 0.0265) = 16.03 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 7.959 \times 10^5 / (16.03 \times 348) = 142.67 \text{ mm}^2 = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.43 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10 = 4.71 cm²

Armatures de répartition

$$A_{re} = A_s / 4 = 4.71 / 4 = 1.177 \text{ cm}^2$$

- En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = (22.55 \times 10^6) / (100 \times 16.2^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.060$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.077$$

$$B = (1 - 0.4\alpha) = 0.9692$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 16.2 \times (1 - 0.4 \times 0.077) = 15.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 4.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA 12=6.79 cm²

Armatures de répartition

$$A_{re} = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1.697 \text{ cm}^2$$

Tableau III-1 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis.

	Mu	Z	d	μ	α_u	β	A	A adaptée	A _{re}
	KN.m	(cm)	(cm)				(cm ²)	(cm ²)	
Travée	22.55	15.7	16.2	0.06	0.077	0.9692	4.13	6HA12=6.79	1.697
Appui	7.959	16.03	16.2	0.021	0.0265	0.9894	1.43	6HA10=4.71	1.177

Vérification

À l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = q.l / 2 = 14.7 * 3.80 / 2 = 27.93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{279.3}{100 * 16.2} = 0.172 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{t28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}\}$$

➤ Effort tranchant : selon le B.A.E.L article A.5.1,2

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{t28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,172 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

➤ c'est vérifié Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification à l'ELS**

➤ **A/En travée**

$$M_t = 16.2755 \text{ KN.m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

➤ **Position de l'axe neutre (y)**

$$A_s = 4.52$$

$$b \times y_u^2 / 2 + \{15 A_s\} y_u - (15 A_s d) = 0$$

$$50 y^2 + 101.85 y - 1649.97 = 0$$

$$\Delta = (101.85)^2 - 4(50)(-1649.97) = 0$$

$$\Delta = 340367.42$$

$$\sqrt{\Delta} = 583.41 \Rightarrow y = \frac{-101.85 + 583.41}{100} = 4.52 \Rightarrow y = 4.52 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = (b y^3 / 3) + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = [100 (4.52)^3 / 3] + 15 \times 6.79 (16.2 - 4.52)^2 = 16972.80 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de Contrainte**

En béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I$$

$$\sigma_{bc} = (19.15 \times 1000 \times 4.52) / 16972.80 = 5.099 \text{ KN/cm}^2$$

$$0.6 f_{c28} = 0.6 \times 15 = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_b = 0.5099 \text{ Mpa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

B/En acier :

D'après BAEL 91:

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s = \min \{2/3 f_e, 110 \eta\} = \min \{(267, 200)\}$

$$\Rightarrow \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d - y) / I = 15 \times 19.15 \times 10^3 \times (16.2 - 4.52) / 16972.80 = 197.67 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 19.767 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s = 19.767 \text{ Mpa} < \sigma_s = 200 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis**

➤ $M_a = 5.745 \text{ kn.m}$, $b = 100 \text{ cm}$

➤ **Position de l'axe neutre (y)**

$$b y^2 / 2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 100 y^2 / 2 - 15 \times 4.71 (16.2 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 70.65 y - 1144.53 = 0$$

$$\Delta = (70.65)^2 - 4(50)(-1144.53) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 483.63 \Rightarrow y = -70.65 + 483.63 / 100 \Rightarrow y = 4.13 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = (by^3/3) + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = [100 (4.13)^3/3] + 15 \times 4.71 (16.2 - 4.13)^2 = 12640.80 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification de Contrainte**

En béton :

$$\sigma_b = M_{asr} \times y / I = (5.745 \times 1000 \times 4.13) / 12640.80 = 1.87 \text{ kn/cm}^2$$

$$0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_b = 0.2655 < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

B/En acier

D'après BAEL 91:

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s = \min \{2/3 f_e, 110 \eta\} = \min \{(267, 200)\}$

$$\Rightarrow \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d-y) / I = 15 \times 19.15 \times 10^3 \times (16.2 - 4.13) / 12640.8 = 274.279 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_s = 27.4279 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s = 27.4279 \text{ Mpa} < \sigma_s = 200 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

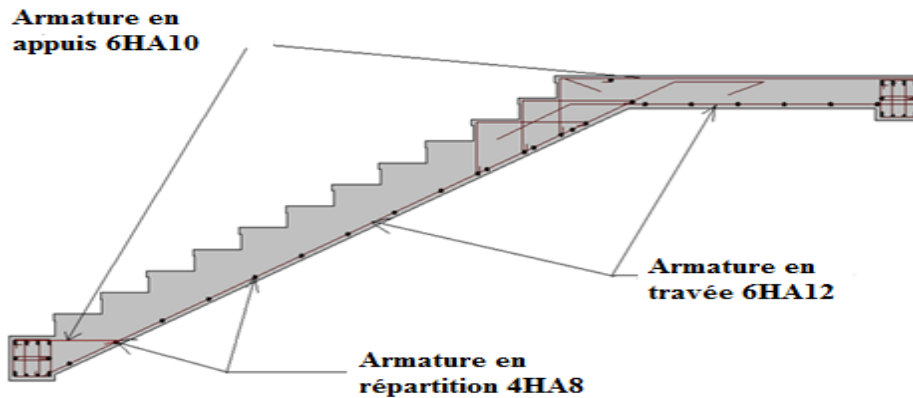


Figure III-6 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 01.

III-2-2-5-Escalier type 02

➤ **Combinaisons d'actions**

On fait le calcul pour 1 m de largeur

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ **Sollicitation de calcul**

$$Q_B = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier} : G_1 = 6,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier } q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_B = (1,35 \times 6,28) + (1,5 \times 2,5) = 12,228 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s1} = G_1 + Q_B = 6,28 + 2,5 = 8,78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse} : G_2 = 9,1868 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_B = (1,35 \times 9,1868) + (1,5 \times 2,5) = 16,15 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 + Q_B = 9,1868 + 2,5 = 11,6868 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente

$$q_e = \sum(q_i l_i) / \sum l_i$$

$$q_{eu} = \sum(q_i l_i) / \sum l_i$$

$$q_{eu} = \sum(q_i l_i) / \sum l_i$$

$$q_{eu} = (12,228 \times 1,45) + (16,15 \times 2,4) + (12,228 \times 1) / 4,85 = 14,17 \text{ KN/ml}$$

$$q_{eu} = 14,17 \text{ KN/ml}$$

$$q_{es} = (8,78 \times 1,45) + (11,6868 \times 2,4) + (1 \times 8,78) / 4,85 = 10,22 \text{ KN/ml}$$

$$q_{es} = 10,22 \text{ KN/ml}$$

Moments de calcul:

En général on a: $M_0 = ql^2/8$

$$M_{0u} = 14.17 \times (4.85)^2 / 8 = 41.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s} = 10.22 \times (4.85)^2 / 8 = 30.05 \text{ KN.m}$$

ELU

$$M_{ou} = q_{eu} \cdot L^2 / 8 = 14.17 \cdot (4.85)^2 / 8 = 41.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_{ou} = 0,85 \cdot 41.66 = 35.411 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 0,3 M_{ou} = 0,3 \cdot 41.66 = 12.498 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_{oser} = q_{eser} \cdot L^2 / 8 = 10.22 \times (4.85)^2 / 8 = 30.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 0,85 M_{ou} = 0,85 \times 30.05 = 25.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = 0,3 M_{ou} = 0,3 \times 30.05 = 9.015 \text{ KN.m}$$

III-2-2-6 Calcul du ferrailage en flexion simple

ELU

➤ **Sur appui**

$$M_{au} = 0,3 M_{ou} = 0,3 \cdot 41.66 = 12.498 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 16.2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = (12.498 \times 10^6) / (100 \times 16.2^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.0335$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.043$$

$$B = (1 - 0.4\alpha) = 0.9828$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 16.2 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 15.92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 12.498 \times 10^5 / (15.92 \times 348) = 225.59 \text{ mm}^2 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 = 3.93 cm²

Armatures de répartition

$$A_{re} = A_s / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

En travée

$$M_{tu} = 0,85. M_{ou} = 0,85 . 41.66 = 35.411 \text{ KN..m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = (35.411 \times 10^6) / (100 \times 16.2^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.095$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.125$$

$$B = (1 - 0.4\alpha) = 0.95$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 16.2 \times (1 - 0.4 \times 0.125) = 15.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 6.61 \text{ cm}^2$$

On adopte On prend: 6HA12 cm²

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_{re} = A_s / 4 = 6.79 / 4 = 1.697 \text{ cm}^2$$

Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis.

	Mu KN.m	Z (cm)	D (cm)	μ	α	β	A (cm ²)	A adaptée (cm ²)	A _{re}
Travée	35.411	15.39	16.2	0.095	0.125	0.95	6.61	6HA12=6.79	1.697
Appui	12.498	15.92	16.2	0.0335	0.043	0.9828	2.25	6HA10=4.71	1.177

Vérifications diverses À l'ELU

a/ Condition de non fragilité

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s > 0,23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > (0,23 \times 100 \times 16,2 \times 2,1) / 400 = 1,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Verification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = q.l / 2 = 14,17 * 4,85 / 2 = 34,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{343,6}{100 * 16,2} = 0,221 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min \{0,2 f_{t28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}\}$$

➤ Effort tranchant : selon le B.A.E.L article A.5.1,2

$$\tau_u \leq \min \{0,2 f_{t28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}\} = \min \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,221 \text{ Mpa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

c'est vérifié Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS**

A/En travée

$$M_t = 25,54 \text{ KN.m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

➤ **Position de l'axe neutre (y)**

$$b * y_u^2 / 2 + \{15 A_s\} y_u - (15 A_s d) = 0$$

$$50 y^2 + 101,85 y - 1649,97 = 0$$

$$\Delta = (101,85)^2 - 4(50)(-1649,97) = 0$$

$$\Delta = 340367,42$$

$$\sqrt{\Delta} = 583,4 \Rightarrow y = -101,85 + 583,4 / 100 = 4,32 \Rightarrow y = 4,32 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = (by^3/3) + 15 A_s (d-y)^2$$

$$I = [100 (4.32)^3/3] + 15 \times 6.79 (16.2 - 4.32)^2 = 17061.92 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes**

En béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y/I$$

$$\sigma_{bc} = (30.05 \times 1000 \times 4.32) / 17061.92 = 7.61 \text{ KN/cm}^2$$

$0.6 f_{c28} = 0.6 \times 15 = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_b = 0.761 \text{ Mpa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots$ Condition vérifiée

B/En acier :

D'après BAEL 91:

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s = \min \{2/3 f_e, 110 \eta\} = \min \{(267, 200)\}$

$\Rightarrow \sigma_s = 200 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d-y)/I = 15 \times 30.05 \times 10^3 \times (16.2 - 4.32) / 17061.92 = 313.85 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_s = 31.385 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s = 31.385 \text{ Mpa} < \sigma_s = 200 \text{ Mpa} \dots$ Condition vérifiée

➤ **Sur appuis**

$M_a = 9.015 \text{ KN.m}$, $b = 100 \text{ cm}$

$$100 y^2 / 2 - 15 \times 4.71 (16.2 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 76.65 y - 1144.53 = 0$$

$$\Delta = (76.65)^2 - 4(50)(-1144.53) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 484.54 \Rightarrow y = -76.65 + 484.54 / 100 \Rightarrow y = 4.079 \text{ cm}$$

➤ **Position de l'axe neutre (y)**

$$I = (by^3/3) + 15 A_s (d-y)^2 = 10379.8$$

$$I = [100 (4.079)^3/3] + 15 \times 4.71 (16.2 - 4.079)^2 = 12642.046 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes**

En béton :

$$\sigma_b = M_{as} \times y/I = (9.015 \times 1000 \times 4.079) / 12642.046 = 29.09 \text{ KN/cm}^2$$

$0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_b = 2.909 \text{ Mpa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

B/En acier :

D'après BAEL 91:

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s = \min \{2/3 f_e, 110 \eta\} = \min \{(267, 200)\}$

$\Rightarrow \sigma_s = 200 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d-y)/I = 15 \times 30.05 \times 10^3 \times (16.2 - 4.079) / 12642.046 = 432.17 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_s = 43.217 \text{ MPa} < \sigma_s = 200 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

III-2-3-Poutre palière

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

➤ **Selon le CBA 93**

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

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

$$\frac{285}{15} \leq h \leq \frac{285}{10}$$

$$19 \leq h \leq 28.5$$

on prend $h = 35 \text{ cm}$

➤ **Selon le RPA99/version 2003**

$h = 35$ et $b = 30$ tel que :

$$h = 40 \geq 30$$

$$b = 30 \geq 20$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

Calcul des Moments

➤ Evaluation des charges :

$$\text{Poids propre : } (0,30 \times 0,35 \times 25) = 2.625 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du mure $2.61 \times 4.14 = 10.80 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$R_u = 13.574 \times 3.8 / 2 = 25.79 \text{ KN/ml}$$

$$R_s = 9.77 \times 3.8 / 2 = 18.56 \text{ KN/ml}$$

Sollicitation de calcul :

➤ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (2.625 + 10.80) + R_u = 43.91 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 79.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée } M_t = 0.80 M_0 = 63.408 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui } M_a = 0.3 M_0 = 23.778 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS**

$$q_u = G + R_s = (2.625 + 10.80) + 18.56 = 31.985 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_u \cdot l^2 / 8 = 57.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée } M_t = 0.80 M_0 = 46.184 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui } M_a = 0.3 M_0 = 17.319 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage ELU

➤ **Flexion simple**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 31.5 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

c) Ferrailage en travée

- Les données

$$M_{\max} (\text{en travée}) = 63.408 \text{ kn.m}$$

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

acier FeF400

Fissurations peu nuisible

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.20 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,045$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées domaine 1 , $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10 \%$.

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,057$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \quad Z = 30.78 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5.92 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

d) Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_c} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ condition vérifiée.

e) choix des barres 6HA12 = 6.79 cm²

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

g) Ferrailage sur appuis

$$M_{max} (\text{sur l'appui}) = 23.778 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0168$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

\Rightarrow domaine 1 , $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,021$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \quad Z=30.78\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 2.19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_c} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ condition non vérifiée.

Choix des barres **8HA 8 = 4.02 cm²**

$$\min (0,20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis .

	Mu KN.m	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Travée	63.408	30	31.5	0.045	0.057	0.977	5.92	3.80	6HA12=6.79
Appui	23.778	30	31.5	0.0168	0.021	0.992	2.19	3.80	8HA8=4.02

➤ **Vérification de l'effort tranchant l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = q.l/2 = 43.91 * 3.00 / 2 = 65.865 \text{ KN} \quad \tau_u \leq \min \{0,2f_{t28}/\gamma_b, 5\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{65865}{300 * 315} = 0.697 \text{ MPa}$$

➤ $\tau_u^- = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa};$

➤ $\tau_u = 0.697 < \tau_u^- = 3.33 \text{ Mpa}$

- condition vérifiée; les aciers transversaux sont disposés à 90°
- Vérification de l'espacement minimal et de la section minimale des armatures d'âme
- $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$ et aussi $S_t \leq \frac{A_t f_{et}}{0.4b}$

Calcul de A_t

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{Lmin} ; \frac{b}{10}\right) = \min(10 ; 8 ; 30 \text{ cm}) = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 8 \text{ mm},$$

L'espacement minimal sera alors :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(28.35; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{\left(\frac{2 \times 3.14 \times 0.6^2}{4}\right) \cdot 400}{0.4 \times 30} = 18.84 \text{ cm} \end{cases}$$

$S_t = 28.35 \text{ cm}$ on adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

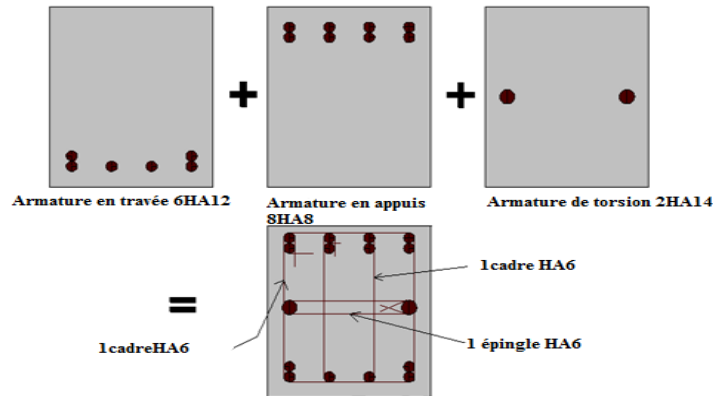


Figure III-7 : ferrailage de la poutre palière

III-2-4-Calcul des planchers

A-Introduction

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

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) , le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur

1) Plancher en corps creux

a) Rappel sur la méthode de calcul utilisée pour le calcul des nervures (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

$$0.8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1.25$$

Pour poutrelle type 01

- $0.8 \leq 3.89/3.5 \leq 1.25$condition vérifiée
- $0.8 \leq 3.5/3.5 \leq 1.25$ condition vérifiée
- $0.8 \leq 3.85/3.5 \leq 1.25$ condition vérifiée

- **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).

Etapes à suivre :

Soit $\alpha = \frac{Q_B}{(G+Q_B)}$, 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) $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2}$ → travée intermédiaire

2) $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \frac{M_0}{2}$ → travée de rive

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

1) $0.6M_0$ → poutre à 2 travées.

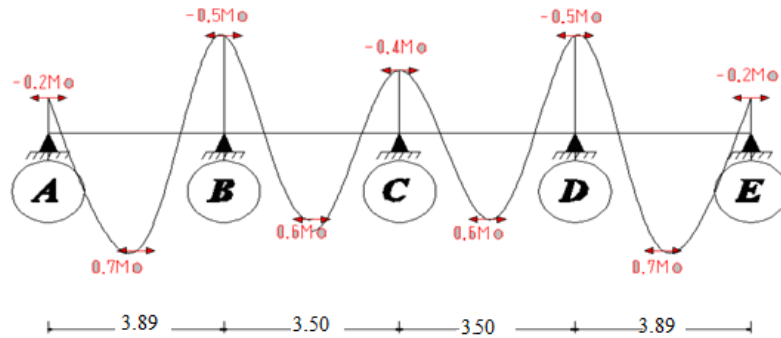
2) $0.5M_0$ → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

3) $0.4M_0$ → pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

b) Application (étude de cas)

- Les planchers corps creux de notre projet comportent en totalité 3 types de nervures à entre-axe constant ; et vérifiant les conditions d'application de la méthode forfaitaire

- Poutrelle type 1 → 5 appuis soit 4 travées (étage courant seulement).



Hypothèses de calcul

$$G_{\text{étage}} = \frac{530\text{Kg}}{\text{m}^2} \quad ; \quad Q_{\text{étage}} = 350\text{g/m}^2$$

- fissuration peu nuisible

Calcul des sollicitations

La poutre étant à 4 travées identiques, donc on aura pour les moments en appui les valeurs suivantes :

- $M_B = M_d = -0.5M_0$; (appuis de rive)
- $M_C = -0.4M_0$; (appuis intermédiaires)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{350}{350 + 530} \rightarrow \alpha = 0.398$$

✓ Pour les travées de rive (**AB et DE**), nous devons avoir :

$$\checkmark M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.398}{2}\right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.66M_0$$

✓ Pour les travées intermédiaires (**BC ; CD ;**), nous aurons :

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.398}{2}\right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.56M_0$$

➤ Les moments en travée doivent aussi vérifier la condition :

$$\checkmark M_t + \left(\frac{|M_E + M_W|}{2}\right) \geq 1.05M_0$$

Travée AB et DE : $M_E = -0.5M_0$; $M_W = -0.2M_0$; $M_t \geq 0.70M_0$

Travée BC et CD : $M_E = -0.4M_0$; $M_W = -0.5M_0$; $M_t \geq 0.60M_0$

D'après ces conditions, on adopte :

✓ Travée de rive (AB et DE): $M_t \geq 0.70M_0$

✓ Travée BC et CD : $M_t \geq 0.60M_0$

➤ **Sollicitations (moments) à l'ELU**

La combinaison à considérer est :

$$q_u = 1.35g + 1.5q \text{ avec } g = G \times 0.65 \text{ et } q = Q \times 0.65 \rightarrow q_u = 806.325 \text{ Kg/ml}$$

$$L=3.89\text{m soit: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{806.325 \times 3.89^2}{8}\right) \rightarrow M_0 = 1525.17 \text{ Kg.m}$$

$$L=3.50\text{m } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{806.325 \times 3.50^2}{8}\right) M_0 = 1234.68 \text{ Kg.m}$$

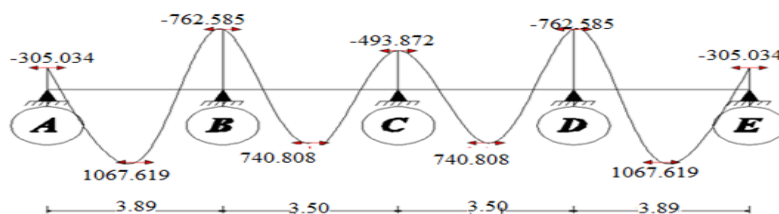


Figure III-8-Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 1 étage courant.

➤ **Sollicitations (moments) à l'ELS**

La combinaison à considérer est :

$$q_{ser} = g + q \text{ avec } g = G \times 0.65 \text{ et } q = Q \times 0.65 \rightarrow q_{ser} = 572 \text{ Kg/ml}$$

$$L=3.89\text{m soit: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{572 \times 3.89^2}{8}\right) \rightarrow M_0 = 1081.94 \text{ Kg.m}$$

$$L=3.50\text{m} \rightarrow M_0 = 875.875 \text{ Kg.m}$$

➤ Si on remplace M_0 par sa valeur, on obtient le diagramme des moments représenté ci-dessous :

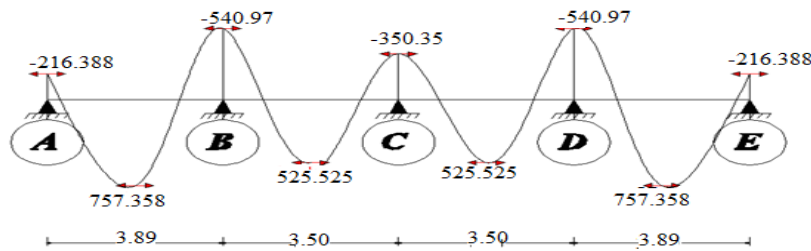


Figure III-9 : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type 1 étage courant.

Pour la poutrelle type 1

$$M_t \in [0.6M_0; 0.7M_0] \text{ et } M_{app} \in [0.2M_0; 0.6M_0]$$

La poutrelle type 2, $M_t = 0.85M_0$ et $M_{app} = 0.2M_0$

Calcul des efforts tranchants dans les nervures

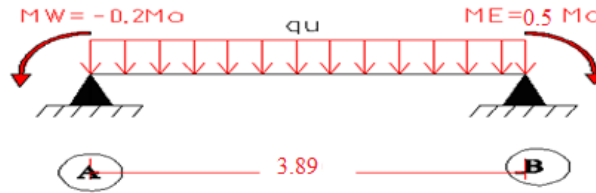
Pour ce calcul, on peut utiliser la méthode classique de la RDM en considérant chaque travée comme indépendante : ce qui revient à calculer les réactions d'appui de poutres isostatiques chargées uniformément et ayant des moments de sens contraires aux niveaux des deux appuis. L'effort tranchant maximum est égale à la plus grande des 2 réactions d'appui

Application dans notre cas

➤ D'après la configuration de nos poutrelles, on détermine aisément la position de l'effort tranchant maximale.
poutrelle type 1 qui est à 4 travées.

➤ Evaluation de l'effort tranchant dans la poutrelle type 01

Travée A-B



$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow -R_B l + \frac{q l^2}{2} - M_W + M_E = 0$$

$$R_B = \frac{q l}{2} + \frac{M_W + M_E}{l} ; \text{ si } M_W \geq M_E \rightarrow R_B \geq \frac{q l}{2}$$

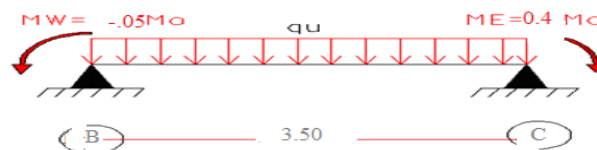
$$M_0 = 1525.17 \text{ Kg. m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -305.034 \text{ Kg. m} \\ M_E = 762.585 \text{ Kg. m} \end{cases}$$

$$q_u = 806.325 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Donc on aura : } R_B = \left(\frac{806.325 \times 3.89}{2} \right) + \left(\frac{(0.5 - 0.2) \times 1525.17}{3.89} \right) = 1685.92 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow V_u = 1685.92 \text{ Kg}$$

Travée B-C



$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow -R_B l + \frac{q l^2}{2} - M_W + M_E = 0$$

$$R_B = \frac{q l}{2} + \frac{M_W + M_E}{l} ; \text{ si } M_W \geq M_E \rightarrow R_B \geq \frac{q l}{2}$$

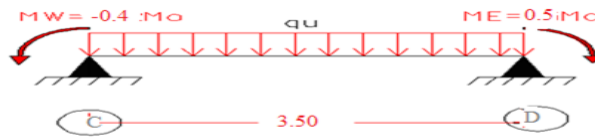
$$M_0 = 1234.68 \text{ Kg.m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -617.34 \\ \text{Kg.m} \\ M_E = 493.872 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$q_u = 806.325 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Donc on aura : } R_B = \left(\frac{806.325 \times 3.5}{2} \right) + \left(\frac{(0.4 - 0.5) \times 1234.68}{3.5} \right) = 1375.79 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow V_u = 1375.79 \text{ K}$$

Travée C-D



$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow -R_B l + \frac{q l^2}{2} - M_W + M_E = 0$$

$$R_B = \frac{q l}{2} + \frac{M_W + M_E}{l} ; \text{ si } M_W \geq M_E \rightarrow R_B \geq \frac{q l}{2}$$

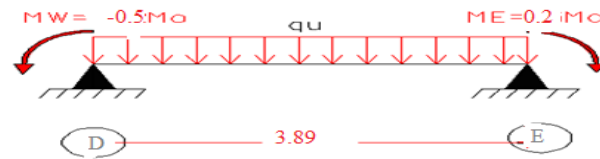
$$M_{0t} = 1234.68 \text{ Kg.m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -493.872 \text{ Kg.m} \\ M_E = 617.34 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$q_u = 806.325 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Donc on aura : } R_B = \left(\frac{806.325 \times 3.5}{2} \right) + \left(\frac{(0.5 - 0.4) \times 1234.68}{3.5} \right) = 1446.34 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow V_u = 1446.34 \text{ kg}$$

Travée D-E



$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow -R_B l + \frac{q l^2}{2} - M_W + M_E = 0$$

$$R_B = \frac{q l}{2} + \frac{M_W + M_E}{l} ; \text{ si } M_W \geq M_E \rightarrow R_B \geq \frac{q l}{2}$$

$$M_0 = 1525.17 \text{ Kg.m} \rightarrow \begin{cases} M_W = -762.585 \text{ Kg.m} \\ M_E = 305.034 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

$$q_u = 806.325 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Donc on aura : } R_B = \left(\frac{806.325 \times 3.89}{2} \right) + \left(\frac{(0.2 - 0.5) \times 1525.17}{3.89} \right) = 1450.62 \text{ Kg}$$

$$\rightarrow V_u = 1450.62 \text{ Kg}$$

Donc $V_{u \max} = 1685.92 \text{ Kg}$.

c) **Ferraillage des nervures.**

c-1 ferraillage des nervures type 1 : (exemple détaillé sur le calcul d'une section en té en flexion simple).

- **Ferraillage à l'ELU**

- ✓ Moment en travée : $M_t = 1067.619 \text{ Kg.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_{\text{app}} = 762.585 \text{ Kg.m}$
- ✓ Effort tranchant maximum : $V_u = 1685.92 \text{ Kg}$
- ✓ Pour le béton, $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- ✓ Pour les aciers, $F_e \text{ E400}$
- ✓ Fissuration préjudiciable.
- ✓ Section en té : $b = 65 \text{ cm}$; $b_1 = 24 \text{ cm}$; $b_0 = 17 \text{ cm}$; $h_t = 20 \text{ cm}$; $h_o = 4 \text{ cm}$
- ✓ Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

Ferraillage en travée

$$M_u = 1067.619 \text{ kg.m}$$

$$M_{btu} = f_{bc} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0590 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0.001067619 < M_{btu} = 0.05599$$

C'est-à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1067.619 \times 10}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0357 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0357}) = 0.0454$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.0454) = 17.67 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1067.619 \times 10}{17.67 \times \frac{400}{1.15}} = 1.74 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_u^t$$

➤ **Ferraillage en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{762.585 \times 10}{17 \times 18^2 \times 14.2} = 0.097 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.097}) = 0.128$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.128) = 17.078 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{762.585 \times 10}{16.88 \times \frac{400}{1.15}} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armature minimale**

$$A_{min} 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41cm^2 < A_u^a$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} = \frac{1685.92 \times 10}{170 \times 180} = 0.551 MPa$$

$\tau_u = 0.551 < \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \rightarrow$ Les armatures transversales sont des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Armatures transversales :

Diamètre maximal des armatures d'âmes

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lim}\right) = \min(0.571cm; 1.7cm; 1.2cm) = 0.571cm$$

Soit $\phi_t = 6mm \rightarrow$ on adopte 1 cadre de $\phi 6$ avec $A_t = 0.57cm^2$

Espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{tj} \times K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{17(0.551 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = -135.81cm$$

- D'après le BAEL91

$$(0.9d ; 40cm) = (16.2cm ; 40cm)$$

$$S_{tmax} \leq \min \rightarrow S_t = 16.2cm$$

$$\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 17} = 33.53cm$$

- Espacement selon RPA

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10cm \quad l' = 2h = 2 \times 20 = 40cm$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus nu de l'appui (RPA99 Version 2003).

L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui de rive

$$\frac{2V_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.80f_{c28}}{\gamma_d} \rightarrow a \geq \frac{2 \times V_u \times \gamma_d}{b_0 f_{c28}} = \frac{2 \times 0.1412 \times 1.5}{0.1 \times 25} = 1.69cm$$

$$1.69 \leq a \leq 0.9d \rightarrow 1.69 \leq a \leq 16.2$$

On doit comparer cette valeur de (**a**) avec la longueur de l'appui qui est la poutre principale

$$l = 40cm \leftrightarrow a < l = 40cm \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Ferrailage à l'ELS

Moment en travée $M_{\text{ser travée}} = 757.358 \text{ Kg. m}$

✓ Moment en appui $M_{\text{appser}} = 540.97 \text{ Kg. m}$

➤ Ferrailage en travée :

Comme la fissuration est nuisible

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.6; 202) = 202MPa$$

$$M_{bt} = \frac{b \cdot h_0^2 \left(d - \frac{h_0}{3}\right) \sigma_{st}}{30 \times (d - h_0)} = \frac{0.65 \times 0.04^2 \left(0.18 - \frac{0.04}{3}\right) 202}{30(0.18 - 0.04)} = 0.0834MN.m > M_s^t$$

$$= 0.00757358$$

Donc la section doit être calculée comme une section rectangulaire($b \times d$).

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{n} \left(\frac{h_0}{d - h_0}\right) = \frac{202}{15} \left(\frac{0.04}{0.18 - 0.04}\right) = 3.85MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.85MPa < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\bar{y}_1 = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}} d = \frac{15 \times 3.85}{15 \times 3.85 + 202} \times 0.18 = 4cm$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{y_1}{3} = 18 - \frac{4}{3} = 17cm$$

$$A_s^t = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{757.358 \times 10}{17 \times 202} = 2.205cm^2$$

$$A_t \geq \max(A_s; A_u; \min) = \max(2.205cm^2; 1.74cm^2; 1.41cm^2) = 2.205cm^2$$

$$2.205cm^2 \text{ soit : } 2HA12 = 2.26cm^2$$

➤ **Ferraillage en appui**

$$M_s^a = 540.97 \text{ kg.m}$$

$$\bar{y}_1 = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202} \times 0.18 = 9.5 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 18 - \frac{9.5}{3} = 14.83 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{\sigma_{bc} \times b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{z}_1}{2} = \frac{15 \times 1 \times 0.095 \times 0.1483}{2} = 0.01056 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0.0054097 \text{ MN.m} < M_1 = 0.01056 \text{ MN.m} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s^a = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{540.97 \times 10}{14.83 \times 202} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \max(A_s; A_u; A_{\min})$$

$$A_a = 1.81 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures finales**

En travée :

$$A_a \geq \max(A_s; A_u; A_{\min})$$

$$A_a \geq \max(2.05; 1.41; 1.74)$$

$$A_a = 2.05 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

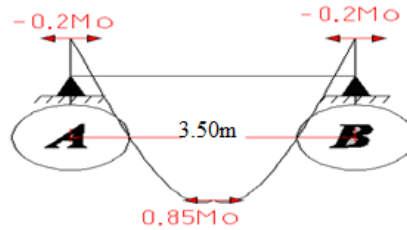
En appuis

$$A_a \geq \max(A_s; A_u; A_{\min})$$

$$A_a \geq \max(1.81; 1.30; 1.41)$$

$$A_a = 1.81 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Poutrelle type 2 → 2 appuis soit 1 travée (étage terrasse).



Hypothèses de calcul :

- $G_{\text{étage}} = \frac{634\text{Kg}}{\text{m}^2}$; $Q_{\text{étage}} = 100\text{Kg/m}^2$
- fissuration peu nuisible

Calcul des sollicitations

➤ Sollicitations (moments) à l'ELU

La combinaison à considérer est

$$q_u = 1.35g + 1.5q \text{ avec } g = G \times 0.65 \text{ et } q = Q \times 0.65$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 0.65 \times 634) + (1.5 \times 0.65 \times 100)$$

$$\rightarrow q_u = 653.853\text{Kg/ml}$$

$$L=3.50 \quad M_0 = \frac{q_l^2}{8} = \left(\frac{653.853 \times 3.50^2}{8} \right) M_0 = 1001.21\text{Kg.m}$$

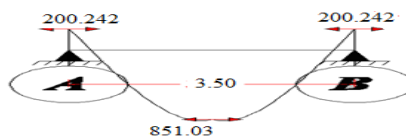


Figure III-10 : Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 2, plancher terrasse.

➤ Sollicitations (moments) à l'ELS

La combinaison à considérer est :

$$q_{ser} = 477.1 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{soit: } M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{477.1 \times 3.50^2}{8} \right) M_0 = 731 \text{ Kg.m}$$

➤ Si on remplace M_0 par sa valeur, on obtient le diagramme des moments représenté ci-dessous :

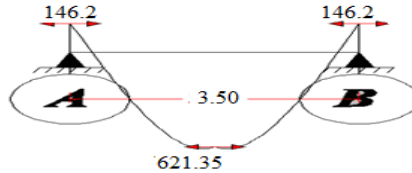


Figure III-11 : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type 2 étage terrasse.

d/Ferraillage des nervures.

c-1 ferraillage des nervures type 2

- **Ferraillage à l'ELU**

- ✓ Moment en travée : $M_t = 851.03 \text{ Kg.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_{app} = 200.242 \text{ Kg.m}$
- ✓ Effort tranchant maximum : $V_u = 1685.92 \text{ Kg}$

Ferraillage en travée

$$M_u = 851.03 \text{ kg.m}$$

$$M_{btu} = f_{bc} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0590 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0.00851.03 < M_{btu} = 0.05599$$

C'est-à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (**b**).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{851.03 \times 10}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.02845 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02845}) = 0.036$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.036) = 17.74 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{851.03 \times 10}{17.67 \times \frac{400}{1.15}} = 1.38 \text{ cm}^2$$

- Section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_u^t$$

➤ **Ferraillage en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{200.242 \times 10}{17 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0256 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400 \quad \mu_l > \mu_{bu}$$

$$A_u' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0256}) = 0.0324$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.0324) = 17.77 \text{ cm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{200.242 \times 10}{17.77 \times \frac{400}{1.15}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{min} 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_u^a$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1685.92 \times 10}{170 \times 180} = 0.551 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.551 < \overline{\tau_u} = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Armatures transversales

➤ **Diamètre maximal des armatures d'âmes**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lim}\right) = \min(0.571 \text{ cm}; 1.7 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 0.571 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ on adopte 1 cadre de $\phi 6$ avec $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{17(0.551 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = -135.81 \text{ cm}$$

- D'après le BAEL91 :

$$(0.9d ; 40\text{cm}) = (16.2\text{cm} ; 40\text{cm}) \quad S_{tmax} \leq \min \quad \rightarrow \quad S_t = 16.2\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 17} = 33.53 \text{ cm}$$

Espacement selon RPA:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **La longueur de la zone nodale**

$$l' = 2h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus nu de l'appui (**RPA99 Version 2003**).

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui de rive**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.80 f_{c28}}{\gamma_d} \rightarrow a \geq \frac{2 \times V_u \times \gamma_d}{b_0 f_{c28}} = \frac{2 \times 0.1412 \times 1.5}{0.1 \times 25} = 1.69 \text{ cm}$$

$$1.69 \leq a \leq 0.9d \rightarrow 1.69 \leq a \leq 16.2$$

On doit comparer cette valeur de (a) avec la longueur de l'appui qui est la poutre principale
 $l = 40 \text{ cm} \leftrightarrow a < l = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$

➤ **Ferraillage à l'ELS**

Moment en travée : $M_{ser \text{ travée}} = 621.35 \text{ Kg.m}$

Moment en appui : $M_{appser} = 146.20 \text{ Kg.m}$

➤ **Ferraillage en travée :**

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = \min(266.6 ; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$M_{bt} = \frac{b \cdot h_0^2 \left(d - \frac{h_0}{3} \right) \sigma_{st}}{30 \times (d - h_0)} = \frac{0.65 \times 0.04^2 \left(0.18 - \frac{0.04}{3} \right) 202}{30(0.18 - 0.04)} = 0.0834 \text{ MN.m}$$

$$0.0834 \text{ MN.m} > M_s^t = 0.0062135$$

Donc la section doit être calculée comme une section rectangulaire ($b \times d$).

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{n} \left(\frac{h_0}{d-h_0} \right) = \frac{202}{15} \left(\frac{0.04}{0.18-0.04} \right) = 3.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.85 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\bar{y}_1 = \frac{n \sigma_{bc}}{n \sigma_{bc} + \sigma_{st}} d = \frac{15 \times 3.85}{15 \times 3.85 + 202} \times 0.18 = 4 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{y_1}{3} = 18 - \frac{4}{3} = 17 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{621.35 \times 10}{17 \times 202} = 1.809 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui**

$$M_s^a = 146.20 \text{ kg.m}$$

$$\bar{y}_1 = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202} \times 0.18 = 9.5 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{y_1}{3} = 18 - \frac{9.5}{3} = 14.83 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{\bar{\sigma}_{bc} \times b_0 \times y_1 \times z_1}{2} = \frac{15 \times 1 \times 0.095 \times 0.1483}{2} = 0.01056 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0.001462 \text{ MN.m} < \bar{M}_1 = 0.01056 \text{ MN.m} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s^a = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{146.2 \times 10}{14.83 \times 202} = 0.488 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures finales**

En travée

$$A_a \geq \max(A_s; A_u; A_{min})$$

$$A_a \geq \max(1.809; 1.38; 1.41)$$

$$A_a = 1.809 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

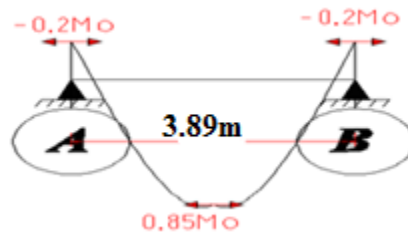
En appui :

$$A_a \geq \max(A_s; A_u; A_{min})$$

$$A_a \geq \max(0.48; 1.38; 1.41)$$

$$A_a = 1.38 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Poutrelle type 3 → 2 appuis soit 1 travée (étage RDC).



Hypothèses de calcul :

- $G_{\text{étage}} = \frac{634Kg}{m^2}$; $Q_{\text{étage}} = 150Kg/m^2$
- fissuration peu nuisible

Calcul des sollicitations

➤ Sollicitations (moments) à l'ELU

La combinaison à considérer est :

$$q_u = 1.35g + 1.5q \text{ avec } g = G \times 0.65 \text{ et } q = Q \times 0.65 \quad q_u = 702.585Kg/ml$$

$$L=3.89 \quad M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{702.585 \times 3.89^2}{8} \right) \quad M_0 = 1328.948Kg.m$$

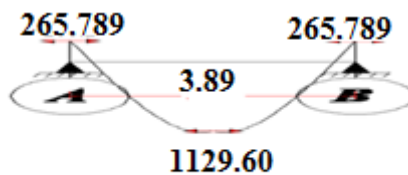


Figure III-12 : Diagramme des moments à l'ELU de la poutrelle type 3, plancher RDC.

➤ Sollicitations (moments) à l'ELS

La combinaison à considérer est :

$$q_{ser} = g + q \text{ avec } g = G \times 0.65 \text{ et } q = Q \times 0.65$$

$$q_{ser} = 509.6Kg/ml$$

soit: $M_0 = \frac{ql^2}{8} = \left(\frac{509.6 \times 3.89^2}{8}\right) \quad M_0 = 963.9 \text{Kg.m}$

- Si on remplace **Mo** par sa valeur, on obtient le diagramme des moments représenté ci-dessous :

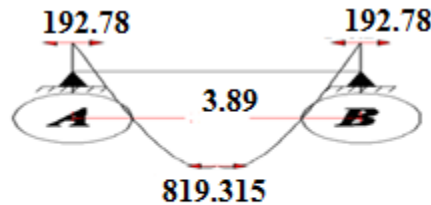


Figure III-13 : Diagramme des moments à l'ELS de la poutrelle type 3, plancher RDC.

d/Ferraillage des nervures.

c-1 ferraillage des nervures type 3

- Ferraillage à l'ELU

- ✓ Moment en travée : $M_t = 1129.60 \text{Kg.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_{app} = 265.789 \text{Kg.m}$
- ✓ Effort tranchant maximum : $V_u = 1685.92 \text{Kg}$

Ferraillage en travée

$M_u = 1129.60 \text{kg.m}$

$$M_{btu} = f_{bc} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0590 \text{MN.m}$$

$$M_u = 0.00112960 < M_{btu} = 0.05599$$

C'est-à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1129.60 \times 10}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0377 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400 \quad : \quad \mu_l >$$

$\mu_{bu} A'_u = 0$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0377}) = 0.048$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.048) = 17.65 \text{cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1129.60 \times 10}{17.65 \times \frac{400}{1.15}} = 1.84 \text{ cm}^2$$

Section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_u^t$$

➤ **Ferraillage en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{265.789 \times 10}{17 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 \quad ; \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) = 0.043$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.043) = 17.69 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u^a}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{265.789 \times 10}{17.69 \times \frac{400}{1.15}} = 0.43 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{min} 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 > A_u^a$$

➤ **Ferraillage à l'ELS**

Moment en travée : $M_{ser \text{ travée}} = 819.315 \text{ Kg.m}$

✓ Moment en appui : $M_{appser} = 192.78 \text{ Kg.m}$

➤ **Ferraillage en travée**

Comme la fissuration est nuisible

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.6; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$M_{bt} = \frac{b \cdot h_0^2 \left(d - \frac{h_0}{3}\right) \sigma_{st}}{30 \times (d - h_0)} = \frac{0.65 \times 0.04^2 \left(0.18 - \frac{0.04}{3}\right) 202}{30(0.18 - 0.04)} = 0.0834 \text{ MN.m} > M_s^t$$

$$= 0.0062135$$

Donc la section doit être calculée comme une section rectangulaire ($b \times d$).

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{n} \left(\frac{h_0}{d - h_0} \right) = \frac{202}{15} \left(\frac{0.04}{0.18 - 0.04} \right) = 3.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.85 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\bar{y}_1 = \frac{n \sigma_{bc}}{n \sigma_{bc} + \sigma_{st}} d = \frac{15 \times 3.85}{15 \times 3.85 + 202} \times 0.18 = 4 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{y_1}{3} = 18 - \frac{4}{3} = 17 \text{ cm}$$

$$A_s^t = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{819.315 \times 10}{17 \times 202} = 2.385 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui**

$$M_s^a = 192.78 \text{ kg.m}$$

$$\bar{y}_1 = \frac{n \sigma_{bc}}{n \sigma_{bc} + \sigma_{st}} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 202} \times 0.18 = 9.5 \text{ cm}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{y_1}{3} = 18 - \frac{9.5}{3} = 14.83 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{\sigma_{bc} \times b_0 \times \bar{y}_1 \times \bar{z}_1}{2} = \frac{15 \times 1 \times 0.095 \times 0.1483}{2} = 0.01056 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0.0019278 \text{ MN.m} < M_1 = 0.01056 \text{ MN.m} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s^a = \frac{M_s}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{192.78 \times 10}{14.83 \times 202} = 0.643 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures finales

$S_i = 10 \text{ cm}$; nu de l'appui 5 cm avec longueur de la zone modale $l' = 40 \text{ cm}$

En travée :

$$A_a \geq \max(A_s; A_u; A_{min})$$

$$A_a \geq \max(2.385; 1.84; 1.41)$$

$$A_a = 2.385 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_a \geq \max(A_s; A_u; A_{min})$$

$$A_a \geq \max(0.643; 0.43; 1.41)$$

$$A_a = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ **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 dépassé :

- **20cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33cm (3 par mètre)** pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

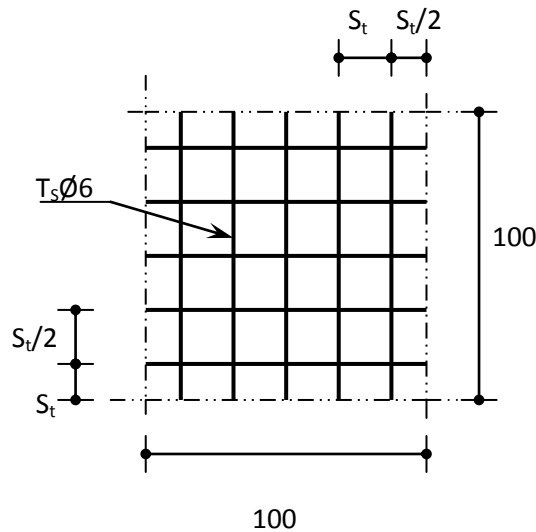


Figure III-14 : Disposition constructive des armature de la dalle de compression

Avec

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_2 = A_1/2$$

$$F_c = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } L_1 = 65 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_2 = A_1 / 4 = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5HA6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

III-2-5 La dalle flottante

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.

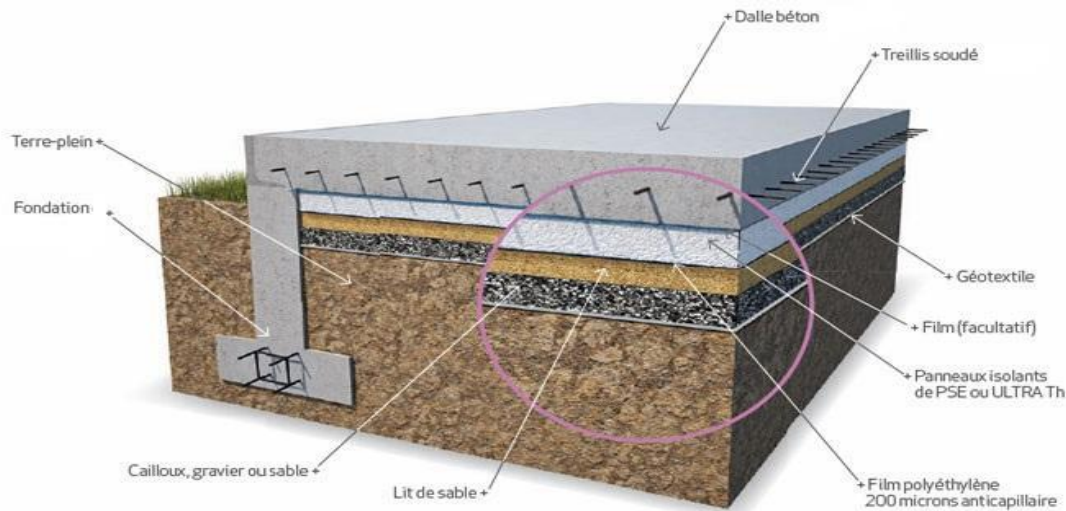


Figure III-15: Schéma de dalle flottante sur terre plein.

➤ Constitutions d'un dallage

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

- La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur H_1 de 100 à 300 mm selon les charges transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adopte à recevoir le corps du dallage.
- Le Corp. de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à 300Kg/m^3 .

Pour notre ouvrage Nous choisissons épaisseur **15 cm** comporte des armatures en treillis soudé de type $\phi 6\text{ mm}$ et $St = 20\text{cm}$

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

III-2-6- Etude des balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres. L'epaisseur est conditionnee par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a: } L = 1.55\text{m}$$

$$10.33 \leq e \leq 14.75 \text{ on prend : } e = 15 \text{ cm.}$$

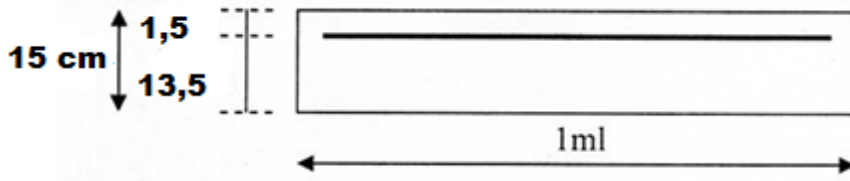


Figure III-16 : schéma du balcon.

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

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm.}$$

$$\text{La charge permanente } G = 553 \text{ Kg/ m}^2$$

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

Largeur : 1,55 m

Longueur : 4,00 m

Epaisseur : 15 cm

$$G = 553 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_B = 350 \text{ kg/m}^2$$

E.L.U

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (5.53) + 1.50 (3.50)$$

$$P_u = 12.715 \text{ KN/ml}$$

E.L.S

$$P_s = G + Q = 5.53 + 3.50$$

$$P_s = 9.03 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments d'encastremets

$$L_y \geq L_x/2 \quad 4 \geq 1.55/2$$

A-ELU

$$M_{ux} = Plx^2/8(ly-lx/2) + plx^3/48 = 12.319 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = Plx^3/24 = 1.97 \text{ KN.m}$$

B-ELS

$$M_{serx} = Plx^2/8(ly-lx/2) + plx^3/48 = 9.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sery} = Plx^3/24 = 1.40 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures à l'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,00\text{m} ; h = 0,15\text{m} ; d = 0,135 \text{ m} ; \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20\text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ **Moments ultime réduit**

$$M_{ux} = 12.319 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 12.319 \times 10^6 / (100 \times 13.5^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.048$$

$$u_x = 0.048 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0615$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.17\text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 12.319 \times 10^5 / (13.17 \times 348) = 2.688 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.688 \text{ cm}^2$$

Le choix : \Rightarrow **3HA12** » de section **3,39** cm²/ml

Condition de non fragilité

La section minimale

$$A_{min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc : 3.39 cm² > 1.63 cm²condition vérifiée

Donc : on adopte $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ Armatures de répartition

$$A_{re} = A_{st} / 4 = 3.39 / 4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Le choix : \Rightarrow **3HA8** de section **1,51** cm²/ml

➤ Calcul de l'espacement

$$St = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (0,2025 \text{ cm} ; 40\text{cm}) = 0,2025 \text{ cm}$$

En prend **St = 20cm**

➤ Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

Il faut vérifier les deux conditions :

1.) $\sigma_{bc} < 0.6 f_{c28}$ c. à d $\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$

2.) $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

1) $\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) y$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 + 15 A_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 * 3,39 (13.5 - y) = 0$$

$$\text{Avec } d = 0,9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$y^2 + 1,017 y - 13.729 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 7.48$$

$$y = (-1,017 + 7.48)/2 \Rightarrow y = 3.231 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + n A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 100 \times (3,231)^3/3 + 15 \times 3,39 (13.5 - 3,231)^2$$

$$I = 6486 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.944 \times 3.231 \times 10^{-4}) / (0.6486 \times 10^{-4}) = 4.70 < 15 \text{ Mpa} \quad (\text{verifier})$$

$$2.) \sigma_{st} = n M_{ser} (d - y) / I = 15 \times 0.944 \times 10^{-2} (0.135 - 3.231 \times 10^{-2}) / (0.6486 \times 10^{-4})$$

$$\sigma_{st} = 224.19 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{non vérifiée})$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$e = 15 \text{ cm} \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad y = 3.231 \text{ cm}$$

$$A_s > 0.23 b_0 \times d \times (f_{t28} / f_c) = 0.23 \times 1 \times 0.9 \times 0.15 \times (2.1/400) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_s$$

Dans ces conditions, les vérifications des contraintes simplifiées comme suite :

$$\alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100$$

$$\text{Avec } \gamma = M_u / M_s = 12.319 / 9.44 = 1.31$$

$$(1.31 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.405$$

$$0.0615 < 0.445 \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier ; $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_{u \max} = q_u \times L = 12.715 \times 1.55 = 19.708 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 19.708 \times 10^3 / 100 \times 135 = 1.46 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 \times f_c 28 ; 4 \text{MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

1.46 < 2.5 pas de risque de cisaillement

➤ Calcul des armatures à l'ELU

-Moments ultime

$$M_{uy} = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = 1.97 \times 10^6 / (100 \times 13.5^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.0076$$

$$U_y = 0.0076 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.00954$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.45 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.97 \times 10^5 / (13.45 \times 348) = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Le choix :⇒ 3HA8 de section 1,51 cm²/ml

➤ **Condition de non fragilité**

La section minimale

$$A_{\min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte $A_{st} = 1.63 \text{ cm}^2$

Soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_{re} = A_{st}/4 = 1.63/4 = 0.407 \text{ cm}^2$$

Le choix \Rightarrow 3HA8 de section $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$St = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (0,2025 \text{ cm} ; 40\text{cm}) = 0,2025 \text{ cm}$$

En prend **St = 20cm**

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification des contraintes

Il faut vérifier les deux conditions :

$$3.) \sigma_{bc} < 0.6 f_{c28} \text{ c. à. d. } \sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$$

$$4.) \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$1.) \sigma_{bc} = (M_{ser}/I) y$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 + 15 A_s' (y - c') - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 * 1.51 (13.5 - y) = 0$$

$$\text{Avec } d = 0,9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$y^2 + 6.115 y - 0.453 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 6.26$$

$$y = (-6.115 + 6.26)/2 \Rightarrow y = 0.0725 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + n A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 100 \times (0.0725)^3/3 + 15 \times 1.51 (13.5 - 0.0725)^2$$

$$I = 4083.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.140 \times 0.0725 \times 10^{-4}) / (0.4083 \times 10^{-4}) = 0.025 < 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{ condition vérifiée}$$

$$2.) \sigma_{st} = n M_{ser} (d - y) / I = 15 \times 0.140 \times 10^{-2} (0.135 - 0.0725 \times 10^{-2}) / (0.4083 \times 10^{-4})$$

$$\sigma_{st} = 69.06 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad (\text{verifier})$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$e = 15 \text{ cm} \quad A_s = 1.51 \text{ cm}^2 \quad y = 0.0275 \text{ cm}$$

$$A_s > 0.23 b_0 \times d \times (f_{t28} / f_c) = 0.23 \times 1 \times 0.9 \times 0.15 \times (2.1/400) = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1.63 \text{ cm}^2 < A_s$$

Dans ces conditions, les vérifications des contraintes simplifiées comme suite :

$$\alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c/28/100$$

$$\text{Avec } \gamma = M_u / M_s = 1.97 / 1.40 = 1.407$$

$$(1.407 - 1) / 2 + 25 / 100 = 0.4535$$

$$0.00954 < 0.445 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier ; $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_{u \max} = q_u \times L = 1.97 \times 1.55 = 3.0535 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 3.0535 \times 10^3 / 100 \times 135 = 0.226 \text{ Mpa}$$

-

$$\tau = \min (0,10 \times f_c 28 ; 4 \text{MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

0.226 < 2.5 pas de risque de cisaillement

III-2-7-Etude de la dalle machine

III-2-7-1-Introduction

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

III-2-7-2-Prédimensionnement

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

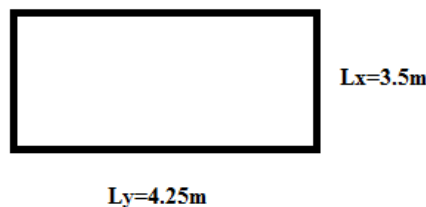


Figure III-17 : schéma de la dalle machine.

A-Résistance à la flexion

$$Lx/5 \leq e \leq Lx/40$$

B-Condition de l'E.N.A

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

C-Condition de flèche

Avec : $M_T = 0,85M_x$

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

III-2-7-3-Détermination des charges et surcharges

A-charges permanentes

selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :

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

$$\text{Poids de la machine} = \sum P_i / S \times 100 \text{ tel que : } P_2 = 3200 \text{ Kg} ; P_5 = 800 \text{ Kg} ; P_8 = 1100 \text{ Kg}$$

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

$$\text{Donc : poids de la machine} = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10} / S) * 100$$

$$\text{Avec : } S = 4.25 \times 3.5 = 14.875 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids de la machine} = 22200 / 14.875 = 1492.44 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- dalle plein } e = 25 \text{ cm} ; \rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Enduit de ciment : } e = 2 \text{ cm} ; \rho = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

$$0,20 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 1492.44 + 625 + 40 = 2157.44 \text{ Kg/m}^2 = 21.57 \text{ KN/m}^2$$

B-surcharge d'exploitation

$$Q = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ KN/m}^2$$

C- Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 33.62 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 24.57 \text{ KN/m}$$

D- Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ »

$$0,4 \leq \rho = L_x / L_y \leq 0,82 \leq 1 \dots \dots \dots \text{ dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

ELU

$$\mu_x = 0,0368 \quad M_x = 15.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \quad M_y = 15.15 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85M_x = 12.877 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 12.877 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{ax} = 0,3M_x = 4.545 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 4.545 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 4.545 \text{ kN.m}$$

Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

Ferraillage en travée

Dans les deux sens «Lx et Ly»:

$$\text{On a: } b = 100\text{cm} ; h = 25\text{cm} ; d = 0,9h = 22,5\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14,20\text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau III-4: Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens Lx et Ly).

$M_{tx}(\text{kN.m})$	μ	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z	A_{scal}	Choix	A_{sdp}
12.877	0,0179	0	0,022	22.30	1,66	5×HA10	3,9

Espacement :

$$\text{Esp}=100/5=20 < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Esp}=100/5=20 < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage en appuis**

Dans les deux sens «Lx et Ly»

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 0,9h = 22,5\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,20\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en appui (sens Lx et Ly).

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ	$As'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	As_{cal}	Choix	As_{adp}
4.54	0,006	0	0,007	22.43	0,58	5×HA1	3,9

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$0.05F_{c28} = 1.25\text{Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 44.45\text{KN}$$

$$T_x = q_u \cdot l_x / 3 = 39.22\text{KN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x ; T_y) = 44.45\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = 44.45 / 1 \cdot 0.225 = 0.197\text{Mpa} < 1.25\text{Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification a l'ELS**

Vérification des contraintes

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

Acier : $\sigma_s = \eta \times M_{ser}(d-y) / I \leq \sigma_s$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_s = \min(2/3f_e ; 150\eta) = 240 \text{ MPa}$$

avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = I_x/I_y = 0,82 ; q_{ser} = 24,57 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0,0368 \quad M_x = 11,076 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 1,000 \quad M_y = 11,076 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 9,4146 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 9,4146 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 3,323 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 3,323 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = 3,323 \text{ kN.m}$$

➤ **Détermination de la valeur de «y»**

$$b y^2/2 - 15 A_s (d-y) = 0$$

Avec : $A'_{sc} = 0 ; n = 15$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = (by^3/3) + 15 A_s (d-y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-7 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.

		Mt	As	Y	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$	σ_s	$\sigma_s \leq \sigma_s$
Travée	(x-x)	9,415	3,93	5,77	16563,72	3,28	Condition	142,65	Condition vérifiée
	(y-y)	9,415	3,93	5,77	16563,72	3,28		142,65	
Appuis		3,323	3,93	5,77	16563,72	1,13	vérifiée	50,34	

b. Vérification de la condition de non fragilité

$h = 25\text{cm} ; b = 100\text{cm}$

$A_x \geq \rho_0 \times (3-\rho) / 2 \times b \times h = 2,10\text{cm}^2$ $\rho_0 = 0,8$

Avec :

$A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 2,00\text{cm}^2$ $\rho = l_x/l_y = 0,82$

Sens Lx-x

Sur appuis : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Sens Ly-y

Sur appuis : $A_y = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

En travée : $A_x = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ 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

$h/L_x \geq M_t / 20M_x \rightarrow 0,0714 \geq 0,043$ condition vérifiée

$h/L_x \geq 1/27 \text{ à } 1/35 \rightarrow 0,0714 \geq 0,028 \text{ à } 0,037$ condition vérifiée

$A_s / b \cdot d \leq 2 / f_e \rightarrow 1,75 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3}$ condition vérifiée

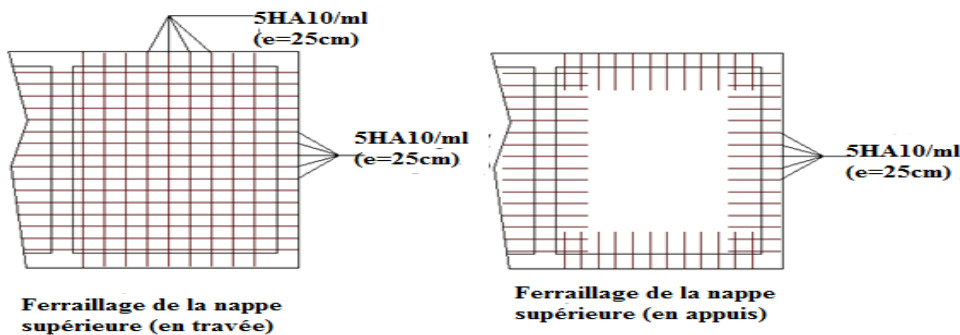


Figure III-18: schéma de ferrailage de la dalle machine.

III-2-8 -L'ascenseur

Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou de chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. est un dispositif mobile au semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseur permettent l'accès sécurisé des personnes.

Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

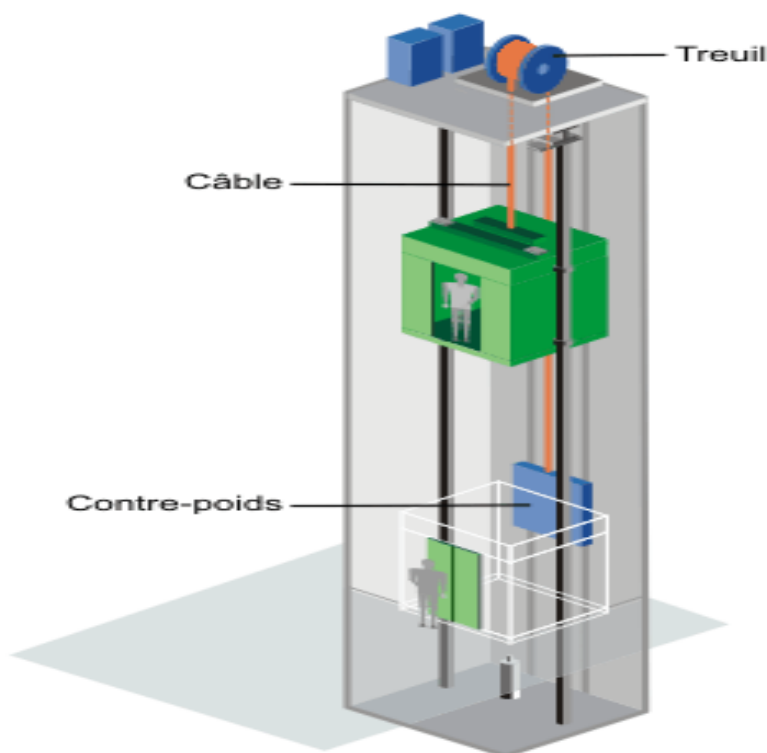


Figure III-19: Schéma d'un ascenseur mécanique.

III-2-9 -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 :

- **P_m** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **P_p** : le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + Q/2$

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**)

Largeur : 1,5 m

profondeur : 1,3 m

hauteur : 2,2 m

la largeur de passage libre : 0,9m

la hauteur de passage libre : 2,00m

la hauteur de la course : 65,75 m

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + 675/2 = 2680 \text{ Kg}$

A)-calcul de la charge de rupture

Selon (**NFP-82-202**), la valeur minimale du coefficient de la sécurité **C_s** est de **10** et le rapport **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 **D/d = 45** et **D = 550mm** → **d = 12,22mm**

On a : $C_r = C_s.M$

Avec

CS : Coefficient de sécurité du câble.

Cr : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige **M_g** devant (**Q+P_m**) (**M_g < Q+P_m**) → **M = Q+P**

$$\text{Donc } Cr = C_s \times M = C_s \times (Q + P) = 12 \times (675 + 2342,5) = 36210 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0,85 »

$$Cr = 36210 / 0,85 = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : **Cr = Cr × (1 câble) × m × n**

Avec **m** : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de **d = 12,22 mm** et **m=3** on a : **Cr (1cable) = 8152kg**

$$n = \frac{Cr}{Cr(1 \text{ cable}) \cdot m} = \frac{42600}{8152 \cdot 3} = 1,74$$

Soit **n = 2 câbles**. Le nombre des câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

B)-Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble **m=0,512 Kg/m**

L : longueur du câble = **33.35m**

n : nombre des câbles = **2**.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67,80 = 69,43 \text{ kg}$$

$$(2) \rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93 \text{ kg}$$

C)-Vérification de Cr

$$Cr = Cr \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$Cr = C_s \times M \rightarrow C_s = Cr / M = 41575,2 / 3086,93 = 13,4 > 12 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D)-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 kg**

$$\text{La charge permanente totale : } G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ kg}$$

la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ kg}$

➤ **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 : $q_u = 9506,61 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $1/4$ 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 :

$$q_0 = q_u/4 = 9506,61/4 = 2376,65 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times f_{c28} / \gamma_b$$

q_u : charge de calcul à l'ELU.

h_0 : 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 $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

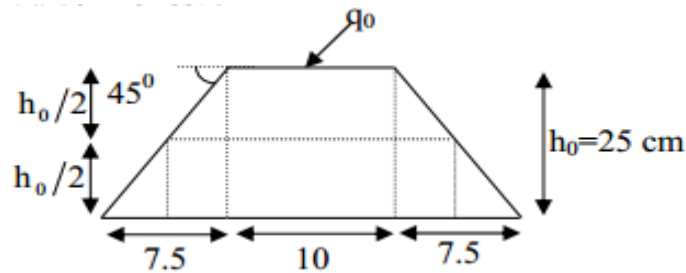


Figure III-20: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

$$\mu_2 = 2(U+V) ; h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_2 = 2 \times (35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times (25 \times 10) / 1,5 = 26520 \text{ Kg} > q_0 = 2364,75 \text{ Kg}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

IV-1-Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV-2-Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

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 II a **groupe d'usage 1B**

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre **Tour** ne répond pas aux critères **(4.1.2.b)** exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente

La hauteur de la structure : **H = 50.32 m > 23 m**

IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale

IV-3-1-Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-3-2-Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode Statique équivalente n'est pas appliquée.

IV-3-3-Spectre de réponse de calcul

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 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA 99/ version 2003)

IV-3-4-Classification de site

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol meuble (**Catégorie S3**).

IV-3-5- Détermination des paramètres du spectre de réponse

➤ Coefficient d'accélération A

Zone IIa, groupe 1B, (D'après la classification sismique de wilaya Annaba : **RPA 99 / version 2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A= 0.2** (**tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003**))

➤ Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après **l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003**) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ **Périodes caractéristiques T1 ; T2**

Pour notre site type : S3 **T1 = 0,15s** **T2 = 0,50s (tab 4.7)**

➤ **Coefficient de correction d'amortissement η**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882\dots (\xi = 7\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0.882$).

➤ **Période fondamentale (T)**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L} \quad \text{Avec :}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n = 50.32$ m

L: Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'où :

$$* \quad T_x = 0.09h_n / \sqrt{L_x} \quad \text{avec} \quad L_x = 36.15 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0.753 \text{ s}$$

$$* \quad T_y = 0.09h_n / \sqrt{L_y} \quad \text{avec} \quad L_y = 15.29 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 1.158 \text{ s}$$

On a : $T_2 = 0.50 \text{ sec} \leq T_x = 0.753 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

$T_2 = 0.50 \text{ sec} \leq T_y = 1.158 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

On a : $T = C_T \times (h_N) = 0.945 \text{ sc}$

En prend : $T=0.753$ sec

Donc : $D_x = 2.5\eta (T_2/T_x)^{2/3}$ $D_x = 1.260$

$D_y = 2.5\eta (T_2/T_y)^{2/3}$ $D_y = 1.45$

➤ **Coefficient d'accélération de zone A**

Le coefficient d'accélération **A** est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A = 0.20**

➤ **Coefficient de comportement R**

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**
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 Q**

a) Conditions minimales sur les files de contreventement

D'après le **RPA 99 / version 2003**, 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 travée)**

$L_{max}/L_{min} = 4.75/2.85 = 1.67 > 1,5$ critère observé $p_q = 0.05$

● **sens transversal : (4 travée)**

$L_{max}/L_{min} = 3.89/3.5 = 1.11 > 1,5$ critère non observé $p_q = 0$

b) 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 : (9 files)

$L_{max}/L_{min} = 4.75/2.85 = 1.67 > 1,5$ critère observé $p_q = 0.05$

sens transversal : (4 files)

$L_{max}/L_{min} = 3.89/3,5 = 1.11 > 1,5$ critère non observé $p_q = 0$

C) 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 forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $36.15 / 15.29 = 2.36 < 4$ Condition vérifiée

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

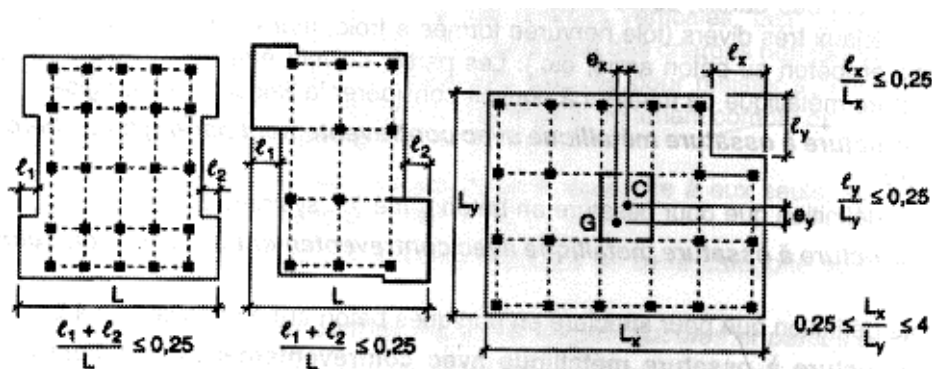


Figure IV-1: Limites des décrochements en plan.

- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

Donc le critère est observé $p_q = 0$

d) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée 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 $p_q = 0$

e) Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0,05$$

f) 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 critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau IV-1 : Pénalité en fonction de critère de qualité.

Critère q	P _q	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
la somme	0,25	0.15

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\}$$

$$Q_x = 1 + 0.25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

IV-3-6-Nombre de mode 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 de 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 (03)** dans chaque direction considérée

IV-3-7 : Présentation du logiciel "ROBOT 2010"

Le logiciel **Robot 2010 (Robot Structural Analysis)** est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

ROBOT 2010 est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de Type

- ❖ Treillis.
- ❖ Portiques.
- ❖ Structures mixtes.
- ❖ Grillages de poutres.
- ❖ Plaques.
- ❖ Coques.
- ❖ Contraintes planes.
- ❖ Déformations planes.
- ❖ Eléments axisymétriques.
- ❖ Eléments Volumiques

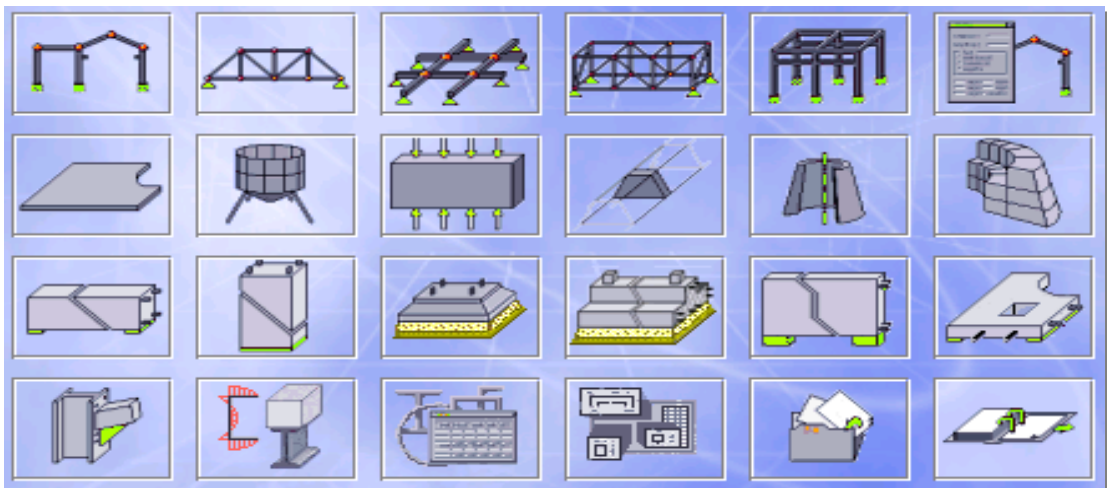


Figure IV-2 : Les différents types de structures.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot 2010 sont les suivantes :

Définition de la structure en mode graphique par un éditeur conçu a cet effet.

Possibilité de présentation des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).

Possibilité de calculer (ou dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture, multi thread)

Possibilité d'effectuer plusieurs types d'analyse des structures (statique et dynamique).

Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels.)

IV-3- 7-1 : Modélisation

Robot 2010 permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

IV-3-7-2 : Modélisation de la structure

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles :(vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

L'étude des éléments de contreventement consiste en l'évaluation et la distribution des charges verticales et horizontales aux portiques et voiles. Cette étude est effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « ROBOT 2010 ». Pour la détermination des sollicitations et des déformations correspondantes ; le ferrailage étant effectué conformément aux prescriptions réglementaires (BAEL 91 et RPA 99version 2003).

a. Modélisation des éléments structuraux

1)- 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 ».

2)- Les voiles sont représentés par des éléments coques « voile » à quatre nœuds.

3)- Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme rigide. Ces planchers sont supposés indéformables dans leurs plans

b. Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité β_{QRPA99} /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.

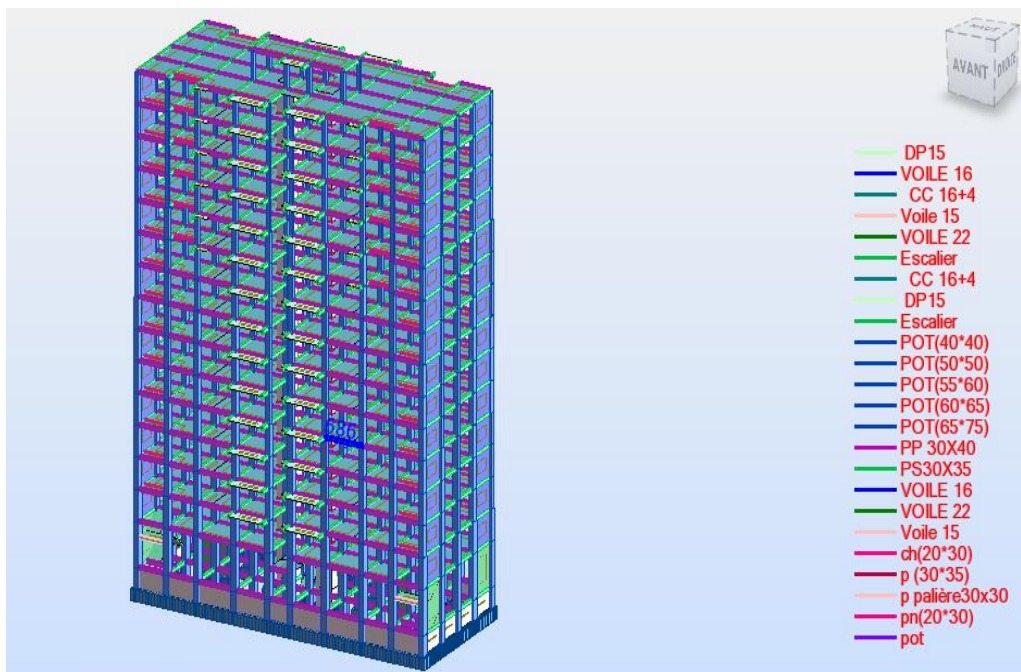


Figure IV-3 : Modèle numérique en 3D.

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode

Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX(%)	Masses cumulées UY(%)	Masses cumulées UZ(%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
1	0.69	1.46	71.89	0.00	0.00	71.89	0.00	0.00
2	0.73	1.38	71.89	69.65	0.00	0.00	69.65	0.00
3	0.83	1.20	72.08	69.67	0.00	0.19	0.01	0.00
4	2.37	0.42	84.98	69.67	0.00	12.90	0.00	0.00
5	2.67	0.37	84.98	84.23	0.00	0.00	14.57	0.00
6	3.33	0.30	84.99	84.24	0.00	0.01	0.00	0.00
7	4.57	0.22	89.93	84.24	0.00	4.94	0.00	0.00
8	4.97	0.20	89.93	88.75	0.00	0.00	4.51	0.00
9	6.16	0.16	89.93	90.32	0.01	0.00	1.57	0.01
10	6.28	0.16	90.61	90.32	0.01	0.68	0.00	0.00

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b)**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle est imée à partir des formules empiriques.

T=0.753×1,3=0.979 sec T<=1.46 sec la condition vérifiée

A/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_{Gi}: poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi}: charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type de Tour (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. $\sum W_i = 102190.80 \text{ KN}$

B)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

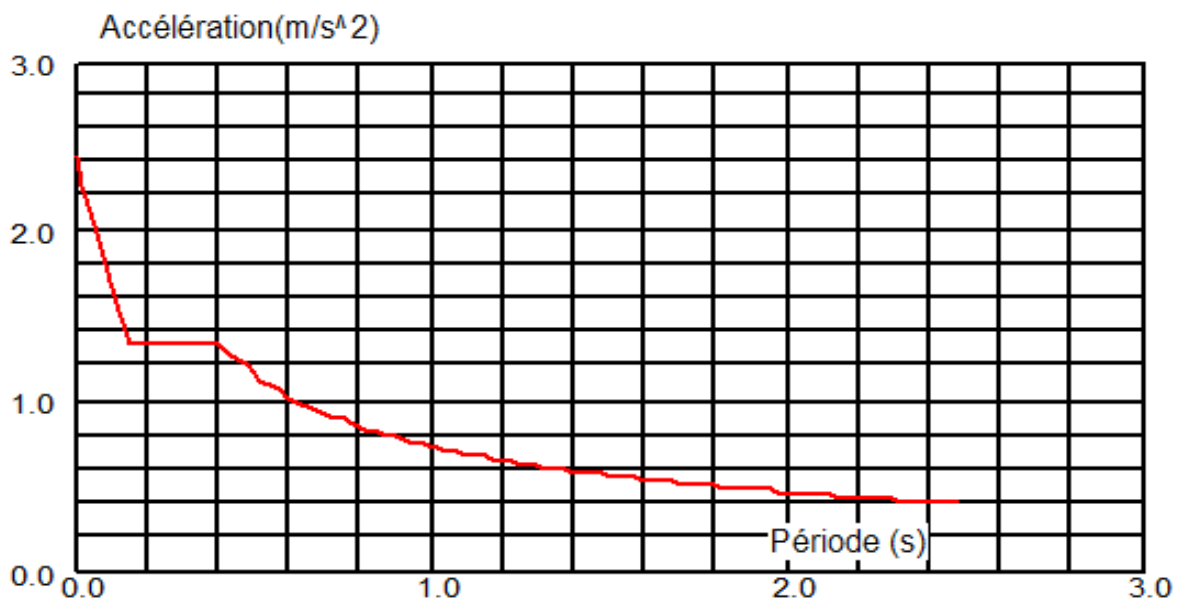


Figure IV-4 : Spectre de réponse.

C)-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.

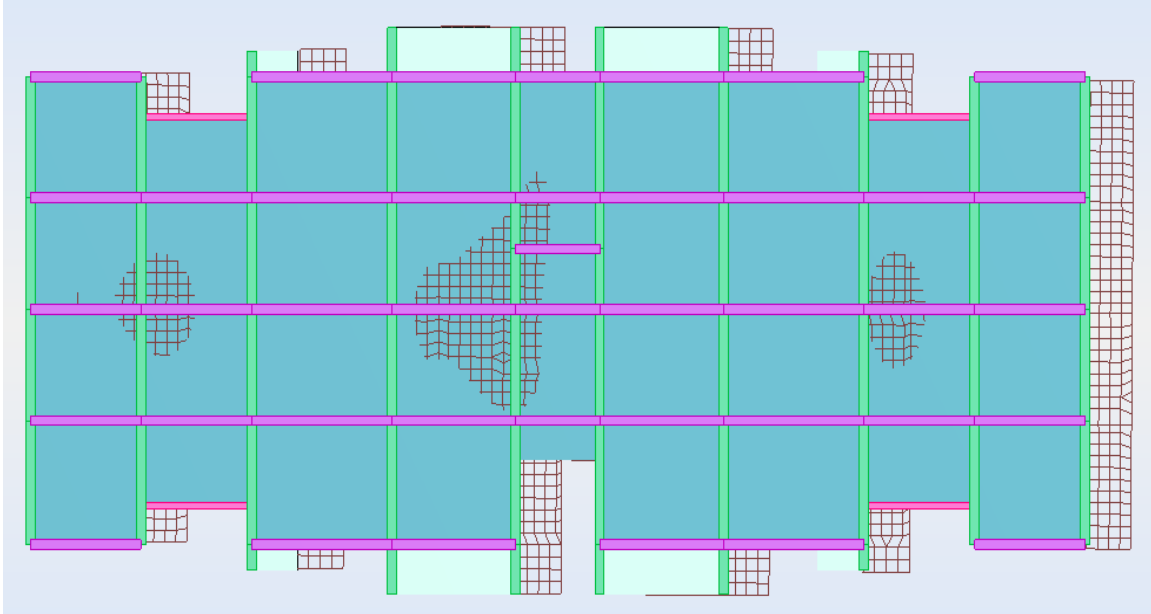


Figure IV-5 :1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2010**).

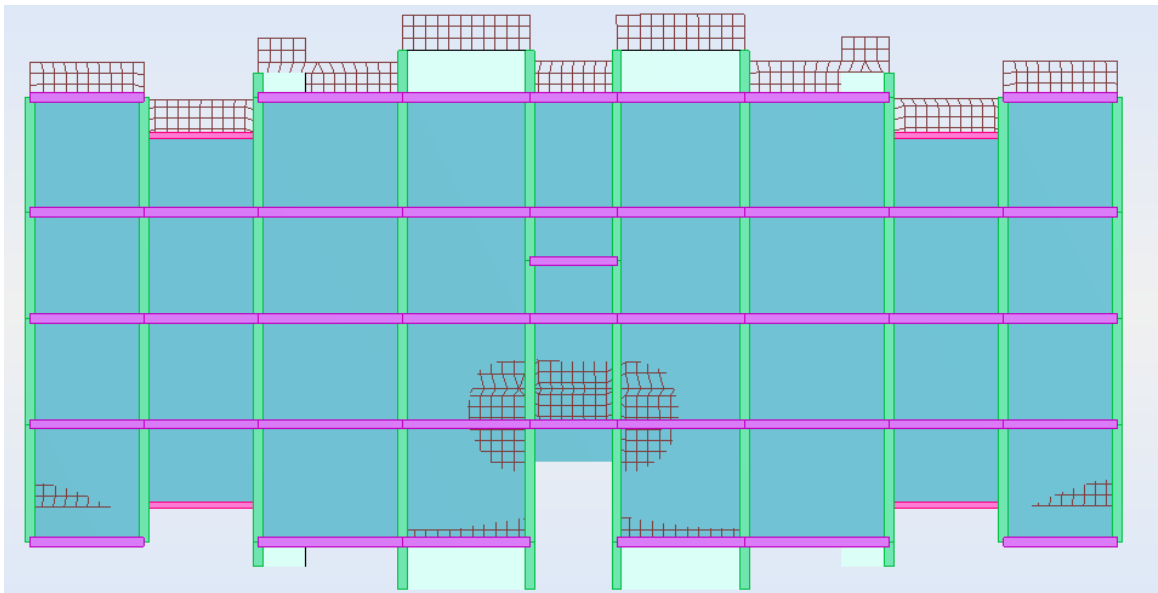


Figure IV-6:2^{eme} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques dans le plan X-Y (résultats de **Robot 2010**).

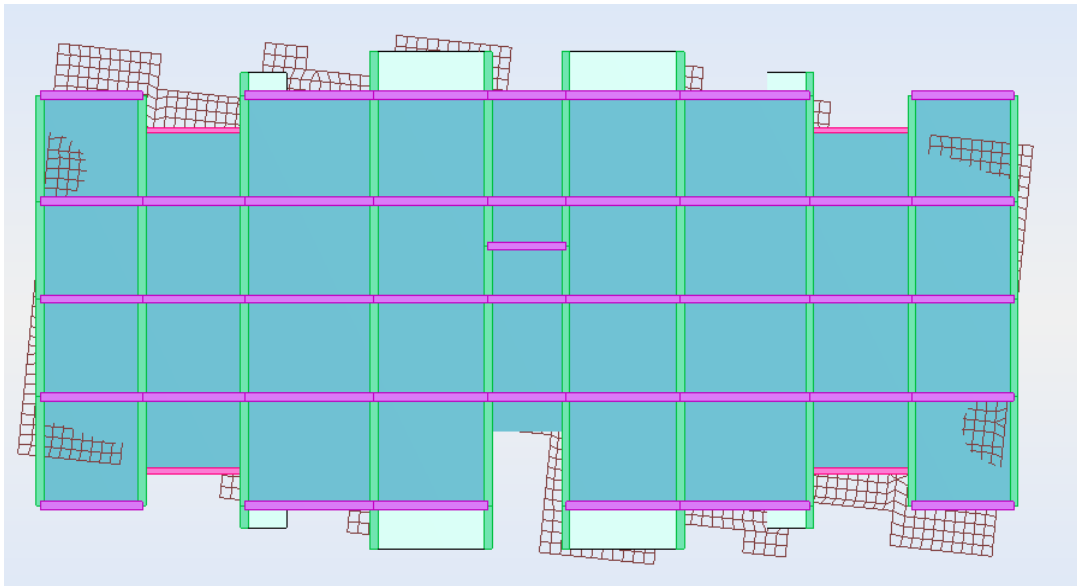


Figure IV-7 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue: X-Y (résultats de **Robot 2010**).

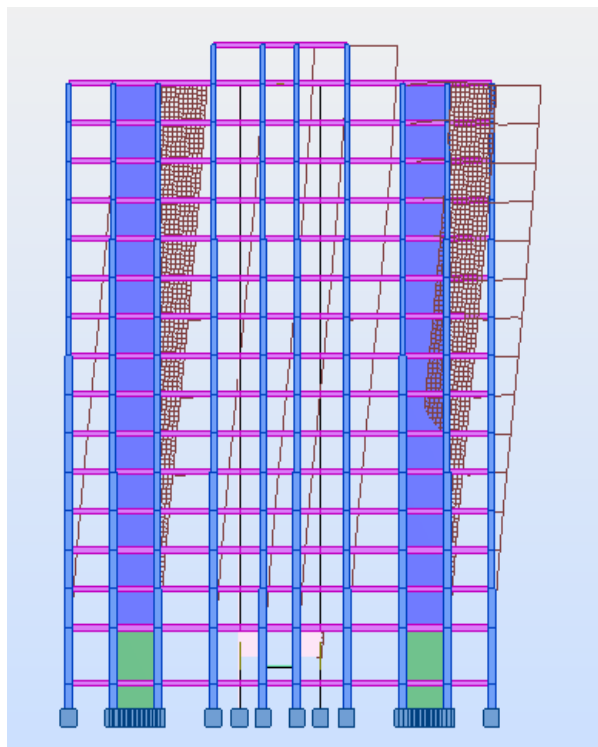


Figure IV-8 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue: X-Z (résultats de **Robot 2010**).

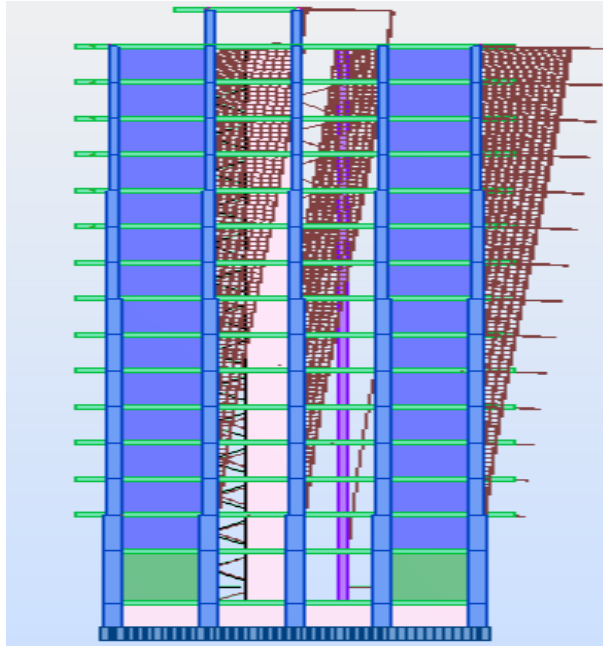


Figure IV-9 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue: Y-Z (résultats de **Robot 2010**).

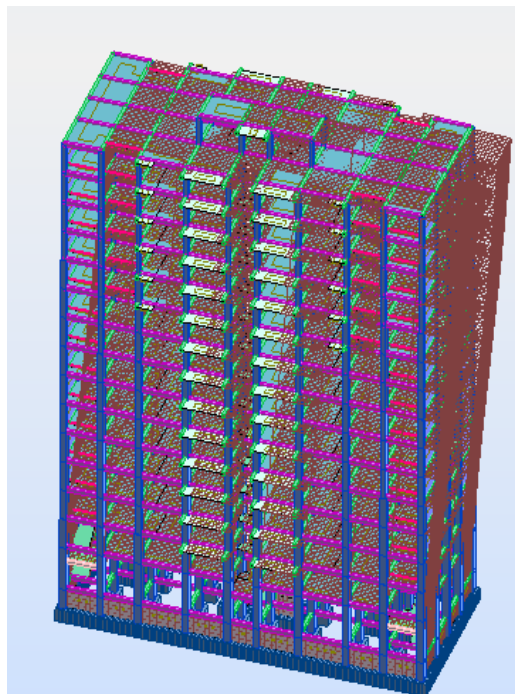


Figure IV-10: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue: 3D (résultats de **Robot 2010**).

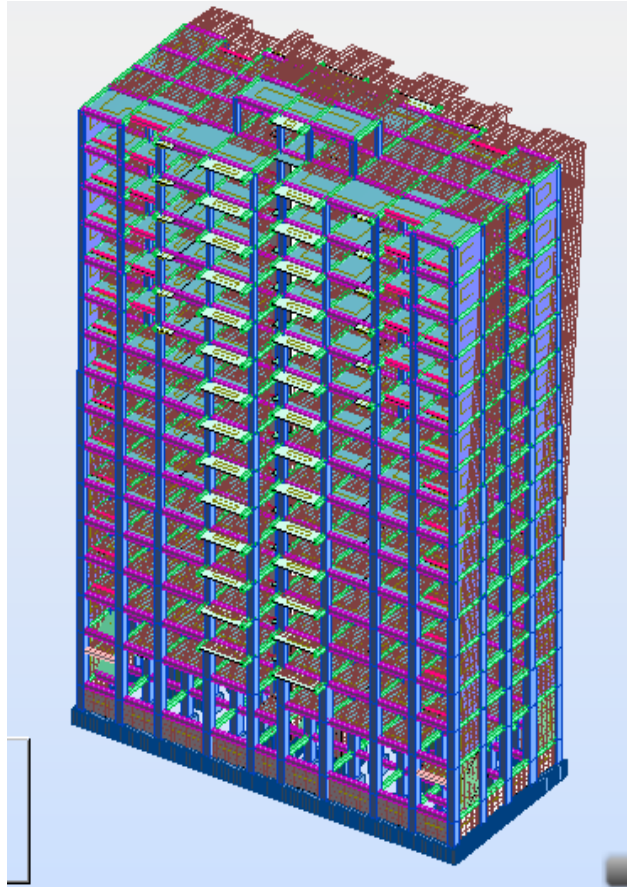


Figure IV-11 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D (résultats de Robot 2010).

D)-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 :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids total de la structure

$$V_x = \frac{0.20 \times 1.26 \times 1.25}{5} \times 102190.80 \quad \Rightarrow V_x = 6438.024 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.20 \times 1.45 \times 1.15}{5} \times 102190.80 \quad \Rightarrow V_y = 6816.13 \text{ KN}$$

E)-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 **V_t** 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.

a. sens (xx) :

$$\frac{F_x}{V_x} = \frac{5533.8}{6438.024} = 0.86 > 0,8 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{F_y}{V_y} = \frac{5649.2}{6816.13} = 0.83 > 0,8 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

F)-Vérification de déplacement

► **Justification vis-à-vis des déformations**

Selon **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-3 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX									
Etage 1	0,3	17817	0	12329	0,3	0	0	31	0	6042
Etage 2	0,6	907	0	17844	0,3	0	0,3	2	0	44
Etage 3	0,9	916	0,1	170	0,3	0,1	0,5	106	0	19044
Etage 4	1,2	924	0,1	229	0,4	0,1	0,8	170	0	17981
Etage 5	1,6	932	0,1	285	0,4	0,1	1,2	226	0	6355
Etage 6	2	940	0,1	341	0,5	0,1	1,5	292	0	6427
Etage 7	2,4	948	0,2	432	0,5	0,2	1,9	353	0	9108

Chapitre IV : Etude sismique et modélisation

Etage 8	2,8	956	0,2	485	0,5	0,2	2,3	444	0	19794
Etage 9	3,1	964	0,2	541	0,5	0,2	2,6	465	0	9897
Etage 10	3,5	972	0,3	597	0,5	0,3	3	511	0	10221
Etage 11	3,9	980	0,3	656	0,5	0,3	3,3	567	0	6783
Etage 12	4,2	988	0,3	80221	0,5	0,3	3,7	633	0	6855
Etage 13	4,5	996	0,4	83014	0,5	0,4	4	689	0	20378
Etage 14	4,8	1003	0,4	85804	0,5	0,4	4,3	745	0	7050
Etage 15	5,1	1203	0,4	15954	0,5	0,4	4,6	796	0	58234
Etage 16	5,1	11589	0,1	864	0,2	0,1	4,9	858	0	11412
Cas 6	EY									
Etage 1	0	22825	0,3	52	0	0,2	0	41	0	5
Etage 2	0	900	0,5	159	0	0,3	0	105	0,2	12813
Etage 3	0	26658	0,7	213	0	0,3	0	5065	0,4	13034
Etage 4	0	226	1	269	0	0,4	0	216	0,6	13250
Etage 5	0	13693	1,3	325	0	0,4	0	272	0,9	13466
Etage 6	0	13909	1,6	381	0	0,4	0	328	1,2	13681
Etage 7	0	14124	2	437	0	0,4	0	384	1,6	13897
Etage 8	0	36372	2,3	493	0	0,4	0	3573	1,9	14113
Etage 9	0	506	2,7	34130	0	0,4	0	504	2,3	451
Etage 10	0	28044	3,1	34191	0	0,4	0	533	2,6	14544
Etage 11	0	37093	3,4	1105	0	0,4	0	594	3	562
Etage 12	0	28440	3,8	703	0	0,4	0	3896	3,3	619
Etage 13	0	15420	4,1	767	0	0,4	0	3958	3,7	674
Etage 14	0,1	1001	4,4	823	0	0,4	0	4021	4	730
Etage 15	0,1	59965	4,7	15954	0,1	0,4	0	4083	4,3	786
Etage 16	0	1214	4,9	11619	0	0,3	0	859	4,6	859
Cas 9	G+Q+EX									
Etage 1	0,3	6140	0	6080	0,3	0	0	21	0	18871
Etage 2	0,6	907	0	153	0,3	0	0,3	2	0	6179
Etage 3	0,9	916	0,1	209	0,3	0,1	0,5	119	0	6252
Etage 4	1,2	924	0,1	265	0,4	0,1	0,8	180	0	6324
Etage 5	1,6	932	0,1	321	0,4	0,1	1,2	241	0	6396
Etage 6	2	940	0,2	377	0,5	0,1	1,5	297	0	6427
Etage 7	2,4	948	0,2	433	0,5	0,2	1,9	353	0	6499
Etage 8	2,8	956	0,2	489	0,5	0,2	2,3	404	0	19667
Etage 9	3,1	964	0,3	545	0,5	0,2	2,6	500	0	19784
Etage 10	3,5	972	0,3	601	0,5	0,3	3	516	0	19901
Etage 11	3,9	980	0,4	657	0,5	0,3	3,3	572	0,1	6783
Etage 12	4,2	988	0,4	713	0,5	0,3	3,7	668	0,1	6855
Etage 13	4,5	996	0,4	769	0,5	0,4	4	684	0,1	6927
Etage 14	4,8	1004	0,5	85796	0,5	0,4	4,3	745	0,1	6999
Etage 15	5	1205	0,5	877	0,5	0,4	4,6	811	0,1	828
Etage 16	5,1	1145	0,2	864	0,2	0,2	4,8	863	0,1	11589

Chapitre IV : Etude sismique et modélisation

Cas 10	G+Q-EX									
Etage 1	0	75	0	6072	0,3	0	-0,3	17816	0	12329
Etage 2	-0,3	96	0	6167	0,3	0	-0,6	35113	0	17844
Etage 3	-0,5	106	0	6239	0,3	0,1	-0,9	35353	-0,1	170
Etage 4	-0,8	170	0	6311	0,4	0,1	-1,2	924	-0,1	226
Etage 5	-1,2	226	0	6384	0,4	0,1	-1,6	932	-0,1	282
Etage 6	-1,5	282	0	6456	0,5	0,1	-2	940	-0,1	338
Etage 7	-1,9	338	0	6528	0,5	0,2	-2,4	948	-0,1	394
Etage 8	-2,3	394	0	6592	0,5	0,2	-2,8	956	-0,2	450
Etage 9	-2,6	450	0	6665	0,5	0,2	-3,1	962	-0,2	506
Etage 10	-3	511	0	6737	0,5	0,3	-3,5	970	-0,2	562
Etage 11	-3,3	567	0	6809	0,5	0,3	-3,9	981	-0,2	618
Etage 12	-3,7	618	0,1	6881	0,5	0,3	-4,2	989	-0,3	674
Etage 13	-4	699	0,1	11075	0,5	0,4	-4,5	997	-0,3	730
Etage 14	-4,3	745	0,1	7038	0,5	0,4	-4,8	1003	-0,3	789
Etage 15	-4,6	796	0,1	20626	0,5	0,4	-5,1	1202	-0,3	845
Etage 16	-4,8	858	0,1	888	0,2	0,1	-5,1	1144	0	1141
Cas 11	G+Q+EY									
Etage 1	0	12887	0,3	48	0	0,2	0	2037	0	5
Etage 2	0	900	0,5	157	0	0,3	0	23670	0,2	12810
Etage 3	0	912	0,7	212	0	0,3	0	23868	0,4	13038
Etage 4	0	920	1	268	0	0,4	0	24066	0,6	13254
Etage 5	0	13692	1,3	324	0	0,4	0	24263	0,9	226
Etage 6	0	13909	1,7	380	0	0,4	0	24461	1,3	282
Etage 7	0	14124	2	66941	0	0,4	0	24660	1,6	338
Etage 8	0	14340	2,4	489	0	0,4	0	24857	1,9	394
Etage 9	0	506	2,8	73175	0	0,4	0	3701	2,3	450
Etage 10	0	28044	3,1	28993	0	0,4	0	3764	2,7	506
Etage 11	0	14988	3,5	657	0	0,4	0	3827	3	562
Etage 12	0	674	3,8	708	0	0,4	0	3890	3,4	618
Etage 13	0,1	15420	4,2	83004	0,1	0,4	0	3953	3,7	674
Etage 14	0,1	15636	4,5	823	0,1	0,4	0	4016	4,1	730
Etage 15	0,1	15955	4,8	15954	0,1	0,4	0	4078	4,4	786
Etage 16	0	1214	5	11616	0	0,3	0	864	4,7	858
Cas 12	G+Q-EY									
Etage 1	0	2129	0	5	0	0,2	0	12719	-0,3	52
Etage 2	0	23751	-0,2	22832	0	0,3	0	26464	-0,5	159
Etage 3	0	23949	-0,4	26433	0	0,3	0	26661	-0,7	213
Etage 4	0	24148	-0,6	174	0	0,4	0	26858	-1	269
Etage 5	0	24346	-0,9	230	0	0,4	0	13693	-1,3	325
Etage 6	0	24544	-1,2	286	0	0,4	0	13909	-1,6	381
Etage 7	0	24742	-1,6	342	0	0,4	0	14125	-2	437
Etage 8	0	24940	-1,9	398	0	0,4	0	36372	-2,3	493

Chapitre IV : Etude sismique et modélisation

Etage 9	0	25138	-2,3	454	0	0,4	0	506	-2,7	549
Etage 10	0	4646	-2,6	510	0	0,4	0	14767	-3	591
Etage 11	0	4709	-3	566	0	0,4	0	974	-3,4	77375
Etage 12	0	3895	-3,3	622	0	0,4	0	15199	-3,7	34431
Etage 13	0	4835	-3,6	678	0	0,4	0	15416	-4	764
Etage 14	0	4898	-3,9	734	0	0,4	-0,1	1000	-4,3	823
Etage 15	0	4960	-4,2	790	0,1	0,4	-0,1	877	-4,6	33216
Etage 16	0	859	-4,5	859	0	0,3	0	1216	-4,8	11632
Cas 13	G+Q+1.2EX									
Etage 1	0,4	6140	0	6080	0,3	0	0	21	0	1137
Etage 2	0,7	907	0	153	0,4	0	0,3	2	0	6179
Etage 3	1,1	916	0,1	209	0,4	0,1	0,6	106	0	6252
Etage 4	1,5	924	0,1	265	0,5	0,1	1	180	0	6324
Etage 5	1,9	932	0,1	321	0,5	0,1	1,4	241	0	6355
Etage 6	2,4	940	0,2	377	0,6	0,2	1,8	297	0	6427
Etage 7	2,8	948	0,2	433	0,6	0,2	2,3	353	0	6499
Etage 8	3,3	956	0,3	489	0,6	0,2	2,7	404	0	19667
Etage 9	3,8	964	0,3	545	0,6	0,3	3,2	500	0	19784
Etage 10	4,2	972	0,4	601	0,6	0,3	3,6	516	0	19901
Etage 11	4,6	980	0,4	657	0,6	0,4	4	572	0,1	6783
Etage 12	5,1	988	0,5	713	0,6	0,4	4,4	668	0,1	6855
Etage 13	5,4	996	0,5	769	0,6	0,4	4,8	684	0,1	6927
Etage 14	5,8	1004	0,6	85800	0,6	0,5	5,1	745	0,1	6999
Etage 15	6,1	1205	0,6	877	0,6	0,5	5,5	811	0,1	20845
Etage 16	6,1	1145	0,3	864	0,3	0,2	5,8	863	0,1	11414
Cas 14	G+Q-1.2EX									
Etage 1	0	31	0	6072	0,4	0	-0,4	17816	0	12329
Etage 2	-0,3	96	0	6146	0,4	0,1	-0,7	35113	0	17844
Etage 3	-0,6	106	0	6239	0,4	0,1	-1,1	916	-0,1	170
Etage 4	-1	170	0	6311	0,5	0,1	-1,5	924	-0,1	226
Etage 5	-1,4	226	0	6384	0,5	0,1	-1,9	932	-0,1	282
Etage 6	-1,8	282	0	6456	0,6	0,2	-2,4	940	-0,1	338
Etage 7	-2,3	338	0	6528	0,6	0,2	-2,9	948	-0,2	394
Etage 8	-2,7	394	0	6592	0,6	0,2	-3,3	956	-0,2	450
Etage 9	-3,2	450	0	6664	0,6	0,3	-3,8	964	-0,2	506
Etage 10	-3,6	511	0	6737	0,6	0,3	-4,2	970	-0,3	562
Etage 11	-4	567	0	6809	0,6	0,3	-4,6	981	-0,3	618
Etage 12	-4,4	618	0,1	6881	0,7	0,4	-5,1	989	-0,3	674
Etage 13	-4,8	724	0,1	20378	0,6	0,4	-5,4	997	-0,4	730
Etage 14	-5,1	745	0,1	7038	0,6	0,5	-5,8	1003	-0,4	789
Etage 15	-5,5	796	0,1	20626	0,6	0,5	-6,1	1202	-0,4	880
Etage 16	-5,8	858	0,1	888	0,3	0,1	-6,1	1144	-0,1	1141
Cas 15	G+Q+1.2EY									

Chapitre IV : Etude sismique et modélisation

Etage 1	0	12876	0,3	48	0	0,3	0	2037	0	5
Etage 2	0	900	0,6	157	0	0,3	0	23670	0,2	12810
Etage 3	0	912	0,9	212	0	0,4	0	23868	0,5	13037
Etage 4	0	920	1,2	53580	0	0,4	0	24066	0,8	13253
Etage 5	0	13692	1,6	56800	0	0,5	0	24263	1,1	226
Etage 6	0	13909	2	63721	0	0,5	0	24461	1,5	282
Etage 7	0	14124	2,4	437	0	0,5	0	24660	1,9	338
Etage 8	0	14340	2,8	493	0	0,5	0	24857	2,3	394
Etage 9	0	506	3,3	532	0	0,5	0	3701	2,8	450
Etage 10	0	28044	3,7	28993	0	0,5	0	3764	3,2	506
Etage 11	0,1	14988	4,2	657	0	0,5	0	3827	3,6	562
Etage 12	0,1	674	4,6	708	0,1	0,5	0	3890	4,1	618
Etage 13	0,1	15420	5	83004	0,1	0,5	0	3953	4,5	674
Etage 14	0,1	1001	5,4	823	0,1	0,5	0	4016	4,9	730
Etage 15	0,1	15955	5,8	15954	0,1	0,5	0	4078	5,3	786
Etage 16	0	1214	6	11617	0	0,3	0	864	5,7	858
Cas 16	G+Q-1.2EY									
Etage 1	0	2130	0	5	0	0,3	0	12719	-0,3	52
Etage 2	0	23751	-0,2	22833	0	0,3	0	26463	-0,6	159
Etage 3	0	23949	-0,5	26434	0	0,4	0	26660	-0,9	213
Etage 4	0	24147	-0,8	26631	0	0,4	0	26858	-1,2	269
Etage 5	0	24346	-1,1	230	0	0,5	0	13693	-1,6	325
Etage 6	0	24544	-1,5	286	0	0,5	0	13909	-2	381
Etage 7	0	24741	-1,9	342	0	0,5	0	14125	-2,4	437
Etage 8	0	24940	-2,3	398	0	0,5	0	36372	-2,8	493
Etage 9	0	25138	-2,7	454	0	0,5	0	506	-3,2	549
Etage 10	0	4646	-3,1	510	0	0,5	0	14767	-3,6	591
Etage 11	0	4709	-3,6	566	0	0,5	-0,1	974	-4,1	647
Etage 12	0	3895	-4	622	0	0,5	-0,1	15199	-4,5	34431
Etage 13	0	3958	-4,4	678	0	0,5	-0,1	15416	-4,9	764
Etage 14	0	4898	-4,7	734	0,1	0,5	-0,1	1000	-5,2	823
Etage 15	0	4960	-5,1	790	0,1	0,5	-0,1	877	-5,6	33216
Etage 16	0	859	-5,5	859	0	0,4	0	20868	-5,8	11632
Cas 17	0.8G+EX									
Etage 1	0,3	6140	0	6079	0,3	0	0	31	0	1137
Etage 2	0,6	907	0	153	0,3	0	0,3	2	0	6179
Etage 3	0,9	916	0,1	209	0,3	0,1	0,5	106	0	17920
Etage 4	1,2	924	0,1	265	0,4	0,1	0,8	180	0	6324
Etage 5	1,6	932	0,1	321	0,4	0,1	1,2	241	0	18056
Etage 6	2	940	0,1	377	0,5	0,1	1,5	297	0	6427
Etage 7	2,4	948	0,2	433	0,5	0,2	1,9	353	0	6499
Etage 8	2,8	956	0,2	489	0,5	0,2	2,3	409	0	19667
Etage 9	3,1	964	0,3	545	0,5	0,2	2,6	500	0	19784

Chapitre IV : Etude sismique et modélisation

Etage 10	3,5	972	0,3	601	0,5	0,3	3	516	0	6711
Etage 11	3,9	980	0,3	657	0,5	0,3	3,3	572	0	6783
Etage 12	4,2	988	0,4	713	0,5	0,3	3,7	668	0	6855
Etage 13	4,5	996	0,4	769	0,5	0,4	4	684	0	6927
Etage 14	4,8	1004	0,4	85801	0,5	0,4	4,3	745	0	6999
Etage 15	5	1205	0,5	877	0,5	0,4	4,6	811	0,1	20845
Etage 16	5,1	1145	0,2	864	0,2	0,2	4,8	863	0	11414
Cas 18	0.8G-EX									
Etage 1	0	31	0	18920	0,3	0	-0,3	17817	0	12329
Etage 2	-0,3	96	0	6146	0,3	0	-0,6	35113	0	17844
Etage 3	-0,5	106	0	6218	0,3	0,1	-0,9	916	-0,1	170
Etage 4	-0,8	170	0	6311	0,4	0,1	-1,2	924	-0,1	226
Etage 5	-1,2	226	0	6383	0,4	0,1	-1,6	932	-0,1	282
Etage 6	-1,5	282	0	6456	0,5	0,1	-2	940	-0,1	338
Etage 7	-1,9	338	0	6528	0,5	0,2	-2,4	948	-0,2	394
Etage 8	-2,3	394	0	6592	0,5	0,2	-2,8	956	-0,2	450
Etage 9	-2,6	450	0	6664	0,5	0,2	-3,1	964	-0,2	506
Etage 10	-3	511	0	6736	0,5	0,3	-3,5	970	-0,2	562
Etage 11	-3,3	567	0	6808	0,5	0,3	-3,9	980	-0,3	618
Etage 12	-3,7	618	0	6881	0,5	0,3	-4,2	988	-0,3	674
Etage 13	-4	724	0	20378	0,5	0,4	-4,5	997	-0,3	765
Etage 14	-4,3	745	0	7038	0,5	0,4	-4,8	1003	-0,3	824
Etage 15	-4,6	796	0	58234	0,5	0,4	-5,1	1202	-0,4	880
Etage 16	-4,8	858	0	888	0,2	0,1	-5,1	1144	-0,1	1141
Cas 19	0.8G+EY									
Etage 1	0	12876	0,3	48	0	0,2	0	2037	0	5
Etage 2	0	34993	0,5	159	0	0,3	0	23670	0,2	12811
Etage 3	0	912	0,7	213	0	0,3	0	23868	0,4	13036
Etage 4	0	13476	1	269	0	0,4	0	24066	0,6	13252
Etage 5	0	13692	1,3	325	0	0,4	0	24264	0,9	13470
Etage 6	0	13909	1,7	381	0	0,4	0	24461	1,2	282
Etage 7	0	14124	2	437	0	0,4	0	24660	1,6	338
Etage 8	0	14340	2,4	493	0	0,4	0	24858	1,9	394
Etage 9	0	506	2,7	532	0	0,4	0	3701	2,3	450
Etage 10	0	28044	3,1	17000	0	0,4	0	3764	2,7	506
Etage 11	0	14988	3,5	657	0	0,4	0	3827	3	562
Etage 12	0	674	3,8	708	0	0,4	0	3890	3,4	618
Etage 13	0,1	15420	4,2	83004	0	0,4	0	3953	3,7	674
Etage 14	0,1	1001	4,5	823	0	0,4	0	4016	4	730
Etage 15	0,1	15955	4,8	15954	0,1	0,4	0	4966	4,4	786
Etage 16	0	1214	5	11617	0	0,3	0	864	4,7	858
Cas 20	0.8G-EY									
Etage 1	0	23276	0	5	0	0,2	0	22825	-0,3	52

Etage 2	0	23751	-0,2	22833	0	0,3	0	26463	-0,5	159
Etage 3	0	23949	-0,4	26434	0	0,3	0	26660	-0,7	213
Etage 4	0	24147	-0,6	26632	0	0,4	0	26857	-1	269
Etage 5	0	24346	-0,9	26829	0	0,4	0	13693	-1,3	325
Etage 6	0	24544	-1,2	286	0	0,4	0	13909	-1,6	381
Etage 7	0	24741	-1,6	342	0	0,4	0	14124	-2	437
Etage 8	0	24939	-1,9	398	0	0,4	0	36372	-2,3	493
Etage 9	0	25138	-2,3	454	0	0,4	0	506	-2,7	73381
Etage 10	0	25335	-2,6	510	0	0,4	0	28045	-3,1	34191
Etage 11	0	25531	-3	566	0	0,4	0	974	-3,4	647
Etage 12	0	3895	-3,3	622	0	0,4	0	28441	-3,7	703
Etage 13	0	3958	-3,7	678	0	0,4	0	15416	-4,1	764
Etage 14	0	4021	-4	734	0	0,4	-0,1	1001	-4,4	823
Etage 15	0	4960	-4,3	790	0,1	0,4	-0,1	59964	-4,7	33216
Etage 16	0	859	-4,6	859	0	0,3	0	20868	-4,9	11628

J)-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du **2° ordre** (ou effet **P--Δ**;) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau "K".

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau " $K-1$ ".

h_K : hauteur de l'étage "K".

Tableau IV-4 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X Combinaison G+Q+EX.

Etage	Δl (mm)	R	R* Δl	Δx	PK(t)	Σpk	Vk(t)	H _k (mm)	θ	obc
Etage 16	0.2	5	1	-1.5	84.85	84.85	-17.41	3060	0.002	Ok
Etage 15	0.5	5	2.5	0	597.41	682.26	-72.63	3060	0	Ok
Etage 14	0.5	5	2.5	0	742.03	1424.29	-99.05	3060	0	Ok
Etage 13	0.5	5	2.5	0	742.03	2166.32	-81.88	3060	0	Ok
Etage 12	0.5	5	2.5	0	742.03	2908.35	-53.11	3060	0	Ok
Etage 11	0.5	5	2.5	0	776.47	3684.82	-126.90	3060	0	Ok
Etage 10	0.5	5	2.5	0	776.47	4461.29	-112.72	3060	0	Ok
Etage 9	0.5	5	2.5	0	576.89	5038.18	-76.50	3060	0	Ok
Etage 8	0.5	5	2.5	0	607.51	5645.69	-115.08	3060	0	Ok
Etage 7	0.5	5	2.5	0	607.51	6253.206	-87.95	3060	0	Ok
Etage 6	0.5	5	2.5	0	607.51	6860.71	-58.37	3060	0	Ok
Etage 5	0.4	5	2	0.5	630.47	7491.18	-57.51	3060	0.002	Ok
Etage 4	0.4	5	2	0	630.47	8121.65	-6.83	3060	0	Ok
Etage 3	0.3	5	1.5	0.5	630.47	8752.12	54.69	3060	0.03	Ok
Etage 2	0.3	5	1.5	0	667.79	9419.91	75.15	3060	0	Ok
Etage 1	0.3	5	1.5	0	799.17	10219.08	234.11	4200	0	Ok

Tableau IV-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison G+Q+EY).

Etage	Δl (mm)	R	R* Δl	Δx	PK(t)	Σpk	Vk(t)	H _k (mm)	θ	Obc
Etage 16	0	5	0	-0.5	84.85	84.85	-20.79	3060	0.000 67	Ok
Etage 15	0.1	5	0.5	0	597.41	682.26	-56.12	3060	0	Ok
Etage 14	0.1	5	0.5	0	742.03	1424.29	-89.59	3060	0	Ok
Etage 13	0.1	5	0.5	0	742.03	2166.32	-78.04	3060	0	Ok
Etage 12	0	5	0	0.5	742.03	2908.35	-47.05	3060	0.010	Ok
Etage 11	0	5	0	0	776.47	3684.82	-118.58	3060	0	Ok
Etage 10	0	5	0	0	776.47	4461.29	-78.87	3060	0	Ok
Etage 9	0	5	0	0	576.89	5038.18	-3.26	3060	0	Ok
Etage 8	0	5	0	0	607.51	5645.69	-45.68	3060	0	Ok
Etage 7	0	5	0	0	607.51	6253.206	3.82	3060	0	Ok
Etage 6	0	5	0	0	607.51	6860.71	43.69	3060	0	Ok
Etage 5	0	5	0	0	630.47	7491.18	58.69	3060	0	Ok
Etage 4	0	5	0	0	630.47	8121.65	120.50	3060	0	Ok
Etage 3	0	5	0	0	630.47	8752.12	175.32	3060	0	Ok
Etage 2	0	5	0	0	667.79	9419.91	210.32	3060	0	Ok
Etage 1	0	5	0	0	799.17	10219.08	352.84	4200	0	ok

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé.

H : Vérification vis-à-vis des déformations

$$\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01h_{\text{étages}} \quad \text{avec } d_i = R \cdot \delta_i$$

niveau	$\delta x(\text{cm})$	$\delta y(\text{cm})$	R	$dx=R \cdot \delta x(\text{cm})$	$dy=R \cdot \delta y(\text{cm})$	$\Delta dx(\text{cm})$	$\Delta dy(\text{cm})$	1%he(cm)	Obs
Etage 16	0,2	0	5	1	0	-1,5	-0,5	3.06	Ok
Etage 15	0,5	0,1	5	2,5	0,5	0	0	3,06	Ok
Etage 14	0,5	0,1	5	2,5	0,5	0	0	3,06	Ok
Etage 13	0,5	0,1	5	2,5	0,5	0	0	3,06	Ok
Etage 12	0,5	0,1	5	2,5	0,5	0	0,5	3.06	Ok
Etage 11	0,5	0	5	2,5	0	0	0	3.06	Ok
Etage 10	0,5	0	5	2,5	0	0	0	3.06	Ok
Etage 9	0,5	0	5	2,5	0	0	0	3.06	Ok
Etage 8	0,5	0	5	2,5	0	0	0	3.06	Ok
Etage 7	0,5	0	5	2,5	0	0	0	3.06	Ok
Etage 6	0,5	0	5	2,5	0	0,5	0	3.06	Ok
Etage 5	0,4	0	5	2	0	0	0	3.06	Ok
Etage 4	0,4	0	5	2	0	0,5	0	3.06	Ok
Etage 3	0,3	0	5	1,5	0	0	0	3.06	Ok
Etage 2	0,3	0	5	1,5	0	0	0	3.06	Ok
Etage 1	0,3	0	5	1,5	0	1,5	0	4.42	Ok

D)-Vérification de l'excentricité accidentelle

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

$\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens X : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 36.15 = 1.80\text{m}$

Sens Y : $e_{\text{accidentelle}} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 15.29 = 0.76\text{m}$

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

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**

Tableau IV-6 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

NIVEAU	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	$W_{\text{étage}} \text{ (t)}$	$X_G \text{ (m)}$	$Y_G \text{ (m)}$	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
Etage 1	799.17	17.87	7.16	17.87	7.16	0	0.10
Etage 2	667.79	17.88	7.15	17.88	7.15	0	0.26
Etage 3	630.47	17.87	7.13	17.87	7.13	0	0.29
Etage 4	630.47	17.87	7.13	17.87	7.13	0	0.29
Etage 5	630.47	17.87	7.13	17.87	7.13	0	0.29
Etage 6	607.51	17.88	7.12	17.88	7.12	0	0.30
Etage 7	607.51	17.88	7.12	17.88	7.12	0	0.30
Etage 8	607.51	17.88	7.12	17.88	7.12	0	0.30
Etage 9	576.89	17.87	7.10	17.87	7.10	0	0.32
Etage 10	776.47	17.87	7.10	17.87	.10	0	0.29
Etage 11	776.47	17.87	7.10	17.87	7.10	0	0.3
Etage 12	742.03	17.87	7.09	17.87	7.09	0	0.3
Etage 13	742.03	17.87	7.09	17.87	7.09	0	0.3
Etage 14	742.03	17.87	7.09	17.87	7.09	0	0.3
Etage 15	597.41	17.87	7.09	17.87	7.09	0	0.28
Etage 16	84.85	17.87	5.64	17.87	5.64	0	0.16

G)-Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W.L/2$

M_r : Moment de renversement , $M_r = \Sigma F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

Tableau IV-7: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.

W (KN)	Lx (m)	L x / 2	Ms (kn.m)	Mr	Ms / Mr	Vérification
102190.80	36.15	18.075	1847098.71	393429.294	4.69	Ok

Tableau IV-8: vérification de renversement de la Tour sens transversal.

W(KN)	Ly(m)	L y / 2	Ms	Mr	Ms / Mr	vérification
102190.80	15.29	7.647	781453.05	371603.944	2.10	ok

V -1-Introduction

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

- la région.
- Le site.
- L'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

V-2-L'action du Vent

Principe de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

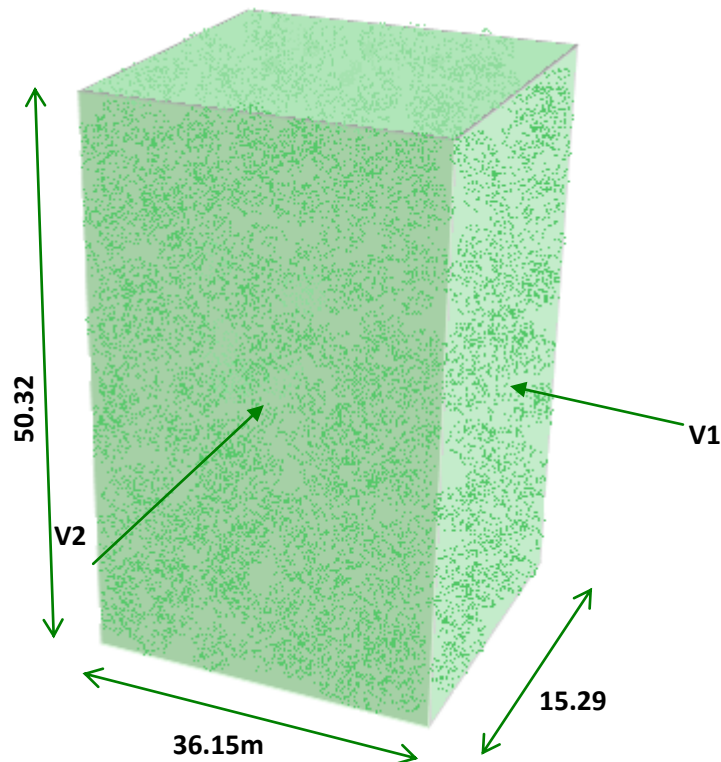


Figure V-1: Action du vent.

V1 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

V2 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY

V-3-Application du "D.T.R. C 2-4.7" (R.N.V. 1999)

V-3-1-La vérification de la stabilité d'ensemble

Le **RNV 1999** imposé un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire

Données relatives au cite :

Terrain de **catégorie IV** (Art 4.1 RNV99).

K_T : facteur de terrain.

Z₀ : Paramètre rugosité (en m).

Z_{min} : hauteur minimale (en m).

Z : Hauteur considérée.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul de coefficient Cd.

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

$$K_T = 0,24$$

$$Z_0 = 1,00 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 16,00 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0,46$$

C_T : Coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur donnée par le tableau (2.5 R.N.V. 1999).

Site plat → **C_T (Z_{eq}) = 1**

q_{ref} : est donnée par le **Tableau V-1** en fonction de la zone de vent

Tableau V-1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Z₀	V_{réf} (m/s)	q_{réf} (N/m²)
I	2	3
I	2	4
I	3	5

Dans cette étude : **Zone II** → **q_{ref} = 470 N/m²**

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

V-3-2-Détermination du coefficient dynamique Cd

Le coefficient dynamique **Cd** tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de Cd

Sens x

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise **la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de R.N.V. 1999** la lecture pour $h = 50.32$ m et $b = 36.15$ m.

Après interpolation : **Cd = 0,95**

Sens y

Pour $h = 50.32$ m et $b = 15.29$ m

Après interpolation : **Cd = 0,95**

Cd dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

V-3-3-Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface **j** horizontaux selon la procédure donnée à **article .3.1.1 des RNV 1999**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à **10 m** doivent être considérées comme étant constituées de **n** éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec **n** étant le nombre de niveaux de la construction

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface **j** est donnée par la formule (2.12 R.N.V. 1999).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Zj : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément **j**.

qref : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

qref : est donnée par **le tableau 2.3** en fonction de la zone de vent.

Ce : Coefficient d'exposition au vent. Et calcule par la formule :

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

Cr : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est définie par la loi logarithmique

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} = 16 \text{ m} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z < Z_{\min} = 16 \text{ m}$$

Tableau V-2 : Valeurs des q_{dyn} appliquées de chaque niveau.

Z_j	C_r	C_e	$Q_{\text{dyn}} \text{ N/m}^2$
4.42	0.357	0.727	341.69
7.48	0.483	1.045	491.15
10.54	0.565	1.268	595.96
13.60	0.626	1.443	678.21
16.66	0.675	1.589	746.83
19.72	0.715	1.712	804.64
22.78	0.750	1.822	856.34
25.84	0.780	1.919	901.93
28.90	0.807	2.007	943.29
31.96	0.831	2.087	980.89
35.02	0.853	2.161	1015.67
38.08	0.873	2.229	1047.63
41.14	0.892	2.294	1078.18
44.2	0.909	2.353	1105.91
47.26	0.925	2.409	1132.23
50.32	0.940	2.463	1157.61

A-Détermination des coefficients de pression extérieures Cpe

Pour les parois verticales il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (2.1), les valeurs de **Cpe,10** et **Cpe,1** . Sont données par le **Tableau V-3**

Les coefficients de pression externe Cpe des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

Cpe s'obtient à partir de la formule suivante

$$Cpe = Cpe.1 \text{ si } S \leq 1m^2$$

$$Cpe = Cpe.1 + (Cpe.10 + Cpe.1) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2$$

$$Cpe = Cpe.10 \text{ si } S \geq 10m^2$$

S: la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2$ donc $Cpe = Cpe.10$

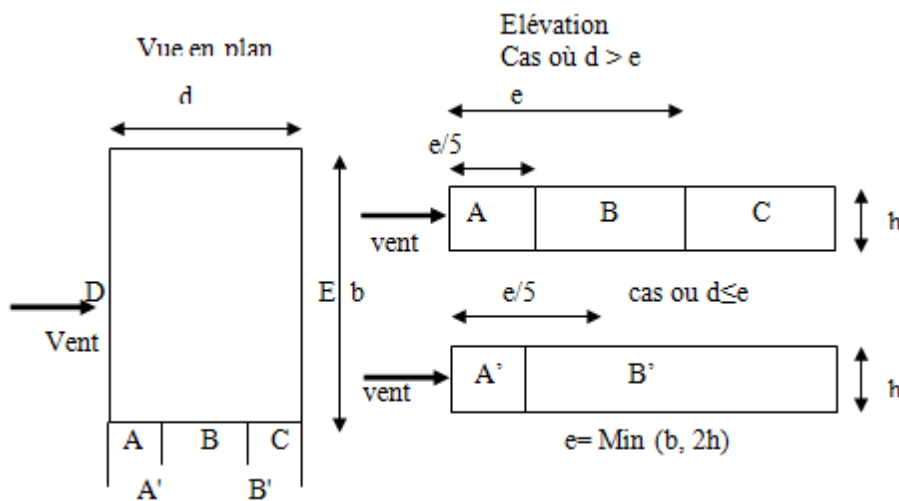


Figure V-2 : Légende pour les parois verticales.

Tableau V-3 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

AA'		BB'		C		D		E	
Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10
-1.0	-1.3	-1.08	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Cpe : pour les parois verticales de Tour à base rectangulaire.

Toiture plate : les toitures plate sont celles dans la pente est inférieur ou égale à 4°, il Convient de la toiture comme l'indique la figure 5.2 R.N.V. 1999.

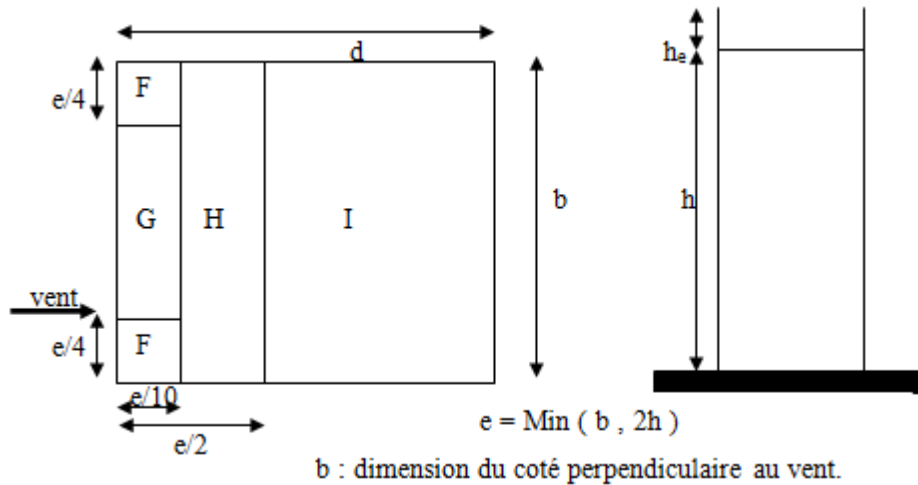


Figure V-3: Légende pour les toitures plates.

On détermine la pression extérieure des toitures plates : via le **tableau 5.2**

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

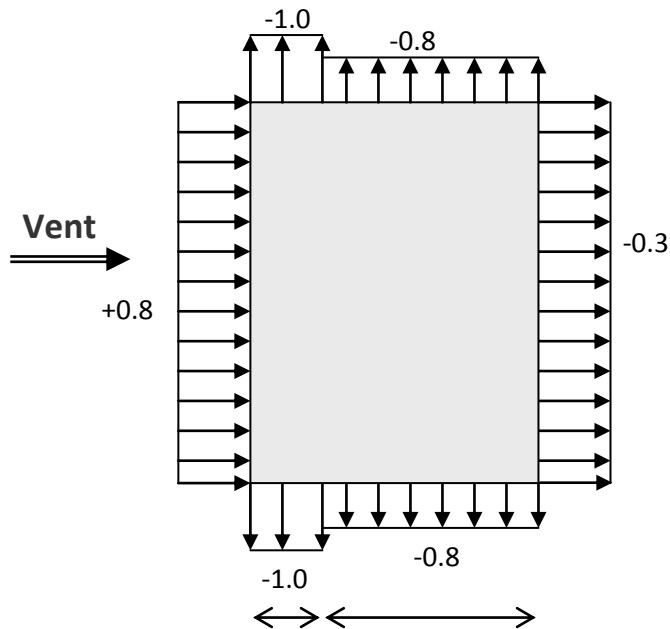


Figure V-4 : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V1.

Sens x

$h = 50.32 \text{ m}$; $b = 36.15 \text{ m}$.

$e = \text{Min}(b, 2h)$

$e = \text{Min}(36.15, 2 \times 50.32)$.

$e = 36.15 \text{ m}$.

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

$b = 36.15 \text{ m}$

h : La hauteur total de la construction.

$d = 15.29 \text{ m}$

D'après le **tableau 5.1 (RNV P.65)** on a

A'	B'	D	E
C _{pe.1}	C _{pe.1}	C _{pe.1}	C _{pe.1}
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

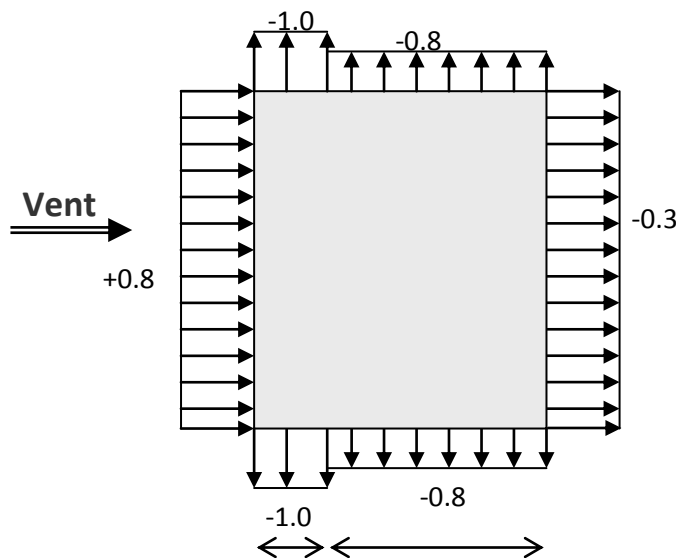


Figure V-5: Répartition de C_{pe} sur les parois horizontales Direction du vent V2.

Sens y: $h = 50.32 \text{ m}$; $b = 15.29 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$

$$e = \text{Min} (15.29 ; 2 \times 50.32)$$

$$e = 15.29 \text{ m. } d = 36.15 \text{ m}$$

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

Tableau V-4: C_{pe} pour les parois verticales de Tour à la base rectangulaire.

A	B	C	D	E
$C_{pe.1}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.1}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

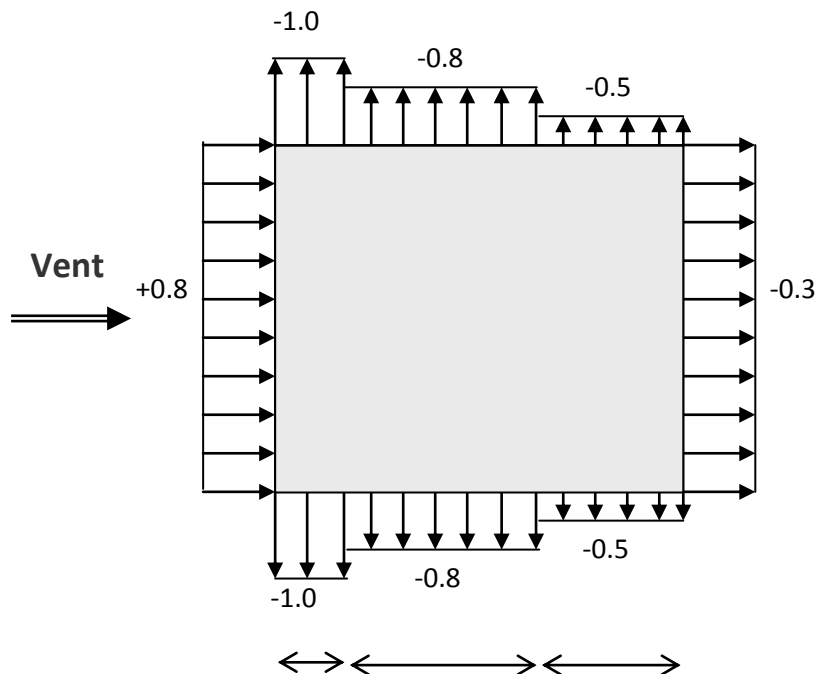


Figure V-6 : Répartition de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent V1.

B)-Toitures plates

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toitures comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2

(RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

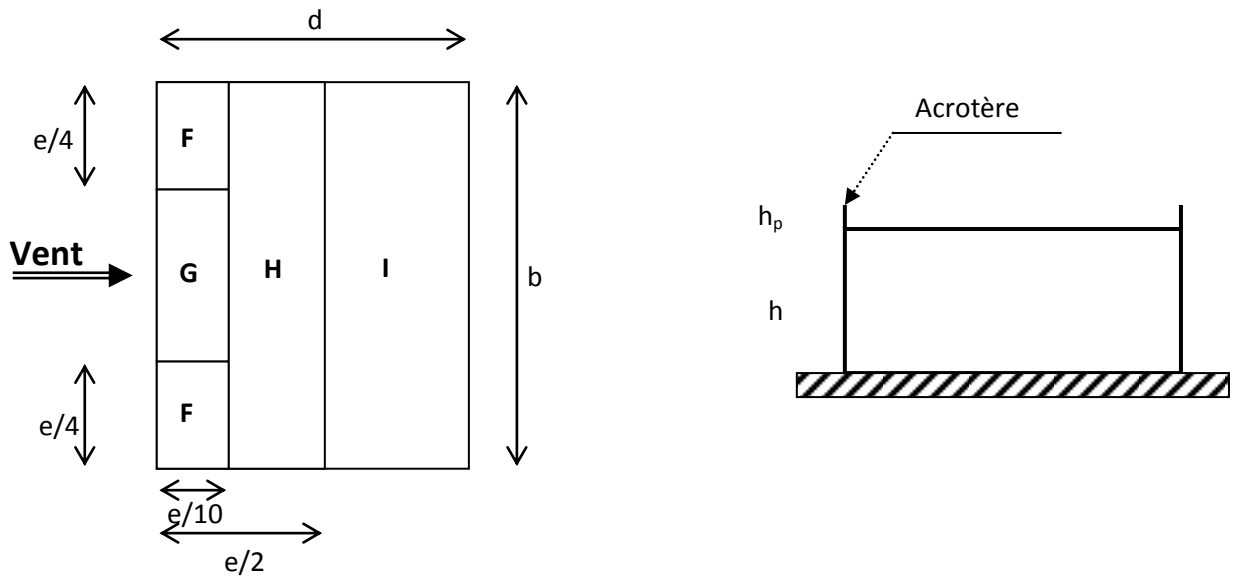


Figure V-7: Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1.

Tableau V-5 : Coefficient de pression extérieure des toitures plates.

	F		G		H		I	
avec acrotère	Cpe 10	Cpe 1	Cpe 10	Cpe 1	Cpe 10	Cpe 1	Cpe	Cpe 1
$H_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
$H_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
$H_p/h = 0,1$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	

Dans notre cas $h_p/h = 0,70/50.32 = 0,0139$

Pour $b = 36.15$ m :

$e = \min(36.15 ; 2 * 50.32) = \min(36.15 ; 100.64) ;$ donc $e = 36.15$ m.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

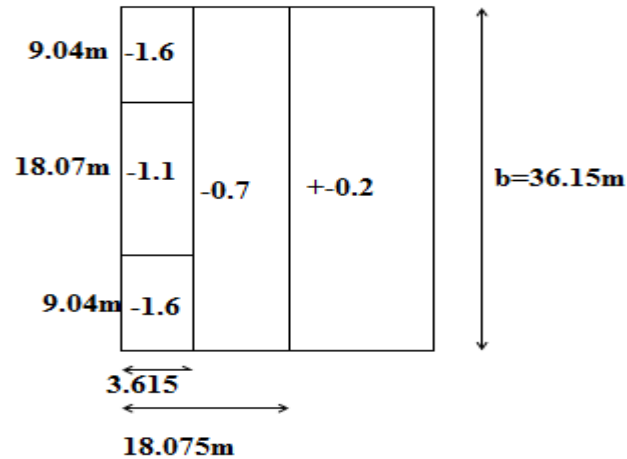


Figure V-8 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 36.15\text{m}$.

Pour $b = 36.15\text{m}$

$$e = \min(15.29 ; 2 * 50.32) = \min(15.29 ; 100.64) ; \text{ donc } e = 15.29\text{m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la Figure V-13

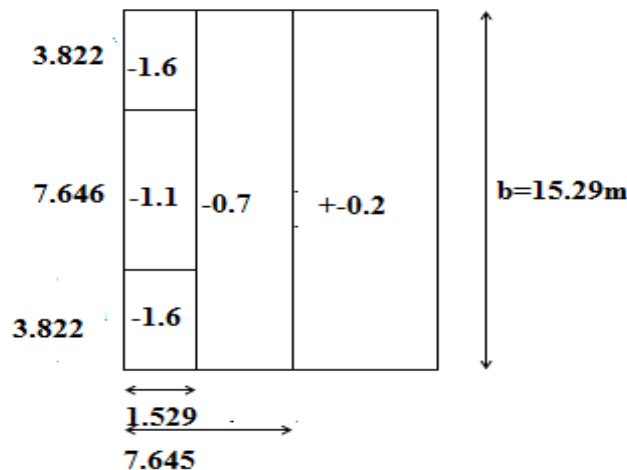


Figure V-9: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour $b = 15.29\text{m}$.

C)-Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = - 0,5$ (RNV99 : art 2.2 P78

D)-Détermination du coefficient de pression de vent Cp

Le coefficient de pression Cp est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Cp = Cpe - Cpi$$

Tableau V-6 : valeurs de Cp dans le cas : Cpi = 0,8.

Zone	Cpi	Cpe	Cp
AA'	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,4	-2,2
G	0,8	-0,9	-1,7
H	0,8	-0,7	-1,5

Tableau V-7 : valeurs de Cp dans le cas : Cpi = -0,5.

Zone	Cpi	Cpe	Cp
AA'	-0,5	-1	-0,5
BB'	-0,5	-0,8	0,3
C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2

E)-calcul de la pression due au vent

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d * W(z_j).$$

C_d : Coefficient dynamique.

W : La pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

$W (Z_j)$: est donnée par la formule suivante :

$$W (Z_j) = q_{dyn} (Z_j) (C_{pe} - C_{pi}) \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

D'ou:

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

On prend par exemple $Z_j = 51.02 \text{ m}$ $q_{dyn}=1164.19 \text{ N/m}^2$

Tableau V-8 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = 0,8$.

ZONE	C_p	$W_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	$q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$
A'	-1,8	-2095.542	-1990.765
B'	-1,6	-1862.704	-1769.569
D	0	0	0
E	-1,1	-1280.609	-1216.578

Tableau V-9 : Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = 0,8$.

ZONE	C_p	W_j	QJ
A'	-1,8	-2095.542	-1990.765
B'	-1,6	-1862.704	-1769.569
C	-1,3	-1513.44	-1437.775
D	0	0	0
E	-1,1	-1280.609	-1216.578

Tableau V-10 : Valeurs de q_j dans le sens longitudinale Pour : $C_{pi} = -0,5$.

ZONE	C_p	W_j	QJ
A'	-0,5	-582.095	-552.990
B'	0,3	349.257	331.794
D	1,3	1513.447	1437.775
E	0,2	232.838	221.196

Tableau V-11 : Valeurs de q_j dans le sens transversale Pour : $C_{pi} = -0,5$.

ZONE	C _p	W _j	Q _J
A'	-1,0	-1164.19	-1105.980
B'	-0,8	-931.352	-884.784
C	0	0	0
D	0,8	931.352	884.784
E	-0,3	-349.257	-331.794

F)-Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de **catégorie I**, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement Ffr est donnée par :

$$Ffr = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j.

S_{frj} : Aire de l'élément de surface j.

C_{frj} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

D'après l'article 1.4.2 de RNV99)

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport ($d/b \geq 3$), et le rapport ($d/h \geq 3$), soient vérifié ; où **b**: la dimension de la construction

Perpendiculaire à la direction du vent, **h** : la hauteur de la construction, et **d** : la dimension de la construction parallèle à la direction du vent

Sens x : b = 36.15m; d = 15.29 m; h = 50.32 m.

(d/b) = (15.29 /36.15) = 0,43 < 3 **Condition non vérifiée.**

(d/h) = (15.29 /50.32) = 0,304 < 3 **Condition non vérifiée.**

Sens y : b = 15.29 m; d = 36.15 m; h = 50.32 m.

(d/b) = (36.15 /15.29) =2.36 < 3 **Condition non vérifiée.**

(d/h) = (36.15 /50.32) = 0.72 < 3 **Condition non vérifiée**

Détermination de la force résultante

F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la Construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par la formule

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

\sum : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

\mathbf{q}_j : (daN/m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

\mathbf{S}_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j.

\mathbf{F}_{frj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau V-12 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.

ZJ (m)	Zone	S(X) (m ²)	S(Y) (m ²)	qdyp (N/m ²)	qJ(X)	qJ(Y)	R(X) (N)	R(Y) (N)
4.42	-1.1	159.783	67.582	341.69	-357.066	-357.066	-57053.077	-24131.234
7.48		110.62	46.787	491.15	-513.257	-513.257	-56776.489	-24013.755
10.54		110.62	46.787	595.96	-622.778	-622.778	-68891.702	-29137.914
13.60		110.62	46.787	678.21	-708.729	-708.729	-78399.602	-33159.304
16.66		110.62	46.787	746.83	-780.437	-780.437	-86331.941	-36514.306
19.72		110.62	46.787	804.64	-840.849	-840.849	-93014.716	-39340.802
22.78		110.62	46.787	856.34	-894.875	-894.875	-98991.072	-41868.517
25.84	-1.1	110.62	46.787	901.93	-942.517	-942.517	-104261.230	-44097.543
28.90		110.62	46.787	943.29	-985.738	-985.738	-109042.338	-46119.724
31.96		110.62	46.787	980.89	-1025.03	-1025.03	-113388.819	-47958.078
35.02		110.62	46.787	1015.67	-1061.375	-1061.375	-117409.302	-49658.552
38.08		110.62	46.787	1047.63	-1094.773	-1094.773	-121103.789	-51221.144
41.14		110.62	46.787	1078.18	-1126.698	-1126.698	-124635.333	-52714.820
44.20		110.62	46.787	1105.91	-1155.675	-1155.675	-127840.768	-54070.566
47.26		110.62	46.787	1132.23	-1183.18	-1183.18	-130883.372	-55357.443
50.32	110.62	46.787	1157.61	-1209.702	-1209.702	-133817.235	-56598.327	
51.02	-2.4	25.305	10.703	1164.19	-9494.353	-9494.353	-240254.603	-101618.06
51.02	-1.9	25.305	10.703	1164.19	-2101.363	-2101.363	-53174.990	-22490.888

51.02	-1.5	25.305	10.703	1164.19	-1658.971	-1658.971	-41980.261	-17755.966
51.02	-1.00	25.305	10.703	1164.19	-1105.980	-1105.980	-27986.824	-11837.304

Tableau V-13 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour

R_x	R_y
-1854484.091N	-839664.274N

VI-1 - Introduction

Notre structure 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).

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 Analysis 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.

VI-2 - Etude de ferrailage des poteaux

VI-2-1 Combinaisons spécifiques de calcul

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 révisée 99

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 / version 2003

- $G + Q \pm 1,2 \times E$(ACC)

VI-2-2-Calcul du ferrailage longitudinal

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 minimale sera de 0,8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Le ferrailage sera calculer l'aide de Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et on compare avec le minimum du RPA 99 / version 2003(A_{\min}).

VI-2-3-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 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : 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).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400$ 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 Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales.

$t \leq \text{Min}(10\Phi_1; 15 \text{ cm})$ 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)

Avec : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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 en mètre = $4 \times 100 = 400$ cm

$$A_u(\text{min}) = \max(0,2\%65 \times 75; 4\%P)$$

$$A_u(\text{min}) = \max(9.75; 11.20) \text{ cm}^2$$

$$A_u(\text{max}) = 5\%B = 243.75 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u(\text{min}) = 0,8\%B = 39,00 \text{ cm}^2$$

$A_u(\text{max}) = 4\%B$ en zone courant.

$A_u(\text{max}) = 6\%B$ en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone II

$$\emptyset_{\text{min}} = 12\text{mm}$$

$$A_u(\text{min}) = \max(9.75; 11.20; 39.00) = 39 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{s1} = 5 \times \text{HA16}$ de section 10.05 cm^2

$$A_{s2} = 5 \times \text{HA16 de section } 10.05 \text{ cm}^2$$

$$A_u \text{ (totale)} = 10.05 \times 2 + 10.05 \times 2 = 40.20 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

Selon le BAEL 91 révisée 99 :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) = \min\left(\frac{75}{35}; \frac{65}{10}; 1,6\right) \Phi_t \leq 1.6 \text{ cm}$$

On adopte $\Phi_t = 8\text{mm}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$t \leq \text{Min}(10\Phi_1; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \qquad t \leq \text{Min}(10 \times 1,6; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \qquad t \leq 15 \times 1,6 = 24\text{cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de : $t = 10 \text{ cm}$ dans la zone nodale.

$t = 15 \text{ cm}$ 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-2).

$10\Phi_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm .

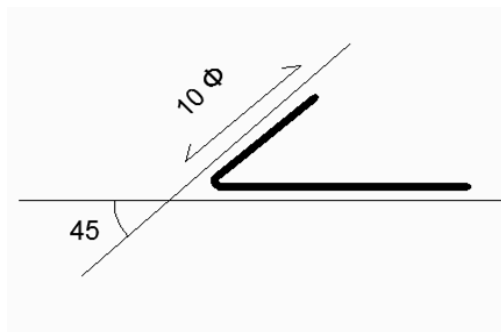


Figure VI-1 : Crochet des barres horizontales.

➤ Recouvrement

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de

40Φ en zone II.

$$\Phi = 16\text{mm}$$

$$L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 70\text{cm.}$$

➤ Longueur de la zone nodale :

➤ $h' = \text{Max} \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$

$$h' = 75 \text{ cm}$$

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 :

Selon le BAEL91 révisée 99

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Selon le RPA 99 / version 2003

ACC : G + Q ± 1,2 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 VI-1 :Les résultats des efforts correspondant à chaque poteau.

Section	M_ymax	F_{corr}	M_zmax	F_{corr}	F_{min}	M_ycorr	M_zcorr
Pot(65×75)	30.10	-169.43	34.56	610.40	-264.96	0.15	-25.46
Pot(60×65)	22.41	-29.36	18.99	216.09	-106.97	7.29	-0.80
Pot(55×60)	20.13	30.45	20.91	148.31	-22.08	3.59	-1.06
Pot(50×50)	18.00	30.80	24.17	88.86	-1.30	9.25	-6.53
Pot(40×40)	13.42	4.95	15.57	51.29	-15.39	0.71	-2.6

Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI-2 : Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux .

étage	Section (cm²)	A_{min}RPA (cm²)	A_{calculé} (cm²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
				Section (cm²)	choix	t (cm)	t' (cm)	At
RDC	65×75	39.00	43.90	87.96	28HA20	10	15	Ø8
01	65×75	39.00	43.90	87.96	28HA20	10	15	Ø8
02	60×65	31.20	16.50	40.21	20HA16	10	15	Ø8
03	60×65	31.20	16.50	40.21	20HA16	10	15	Ø8
04	60×65	31.20	16.50	40.21	20HA16	10	15	Ø8
05	55×60	26.40	5.40	28.15	14HA16	10	15	Ø8
06	55×60	26.40	5.40	28.15	14HA16	10	15	Ø8
07	55×60	26.40	5.40	28.15	14HA16	10	15	Ø8
08	50×50	20.00	6.20	24.13	12HA16	10	15	Ø8
09	50*50	20.00	6.20	24.13	12HA16	10	15	Ø8

10	50×50	20.00	6.20	24.13	12HA16	10	15	Ø8
11	40×40	12.80	8.90	18.47	12HA14	10	15	Ø8
12	40×40	12.80	8.90	18.47	12HA14	10	15	Ø8
13	40×40	12.80	8.90	18.47	12HA14	10	15	Ø8
14	40×40	12.80	8.90	18.47	12HA14	10	15	Ø8

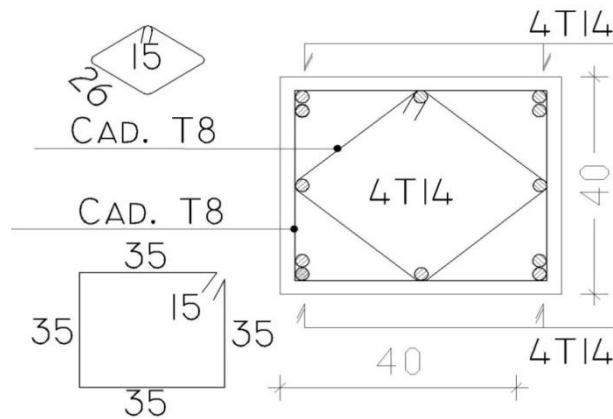


Figure VI-2 : coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm²

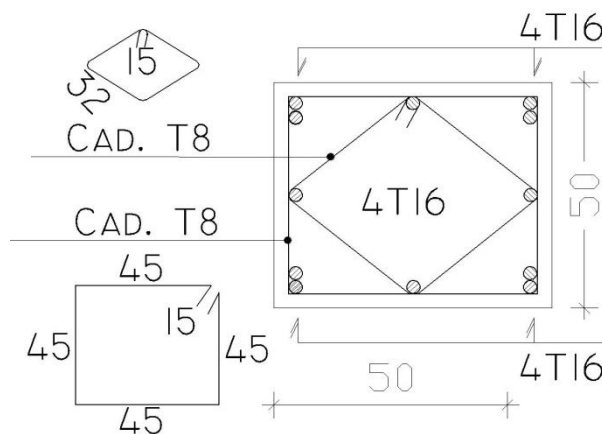


Figure VI-3 : coupe de ferrailage des poteaux 50×50 cm²

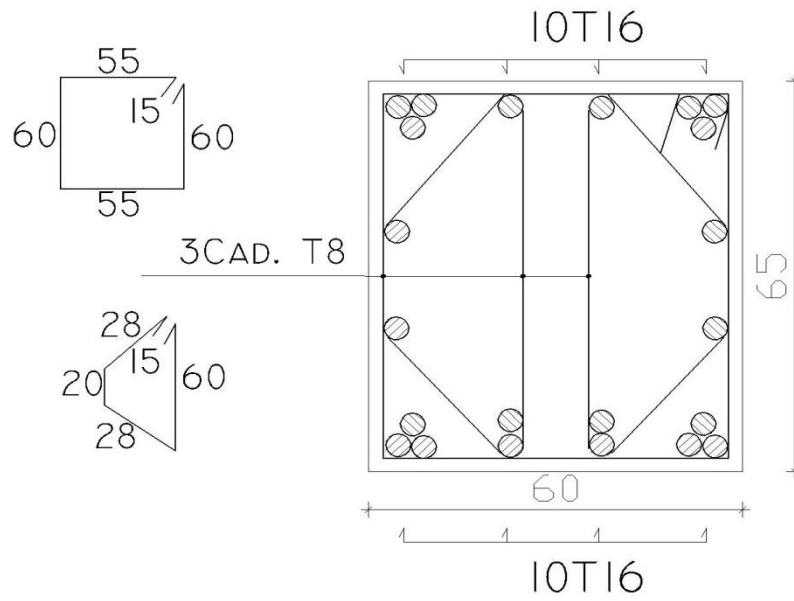


Figure VI-4 : coupe de ferrailage des poteaux 60×65 cm²

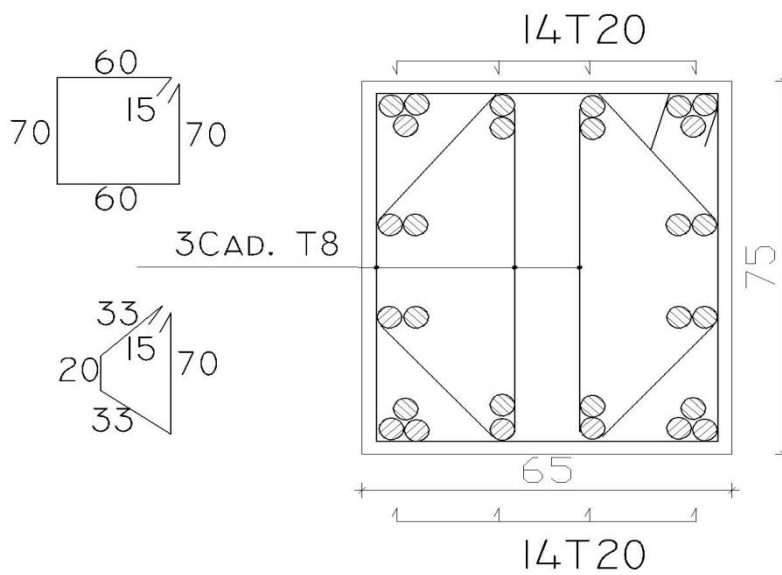


Figure VI-5 : coupe de ferrailage des poteaux 65×75 cm²

VI-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.

Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassé 25 mètres donc selon le BAEL 91 révisé 99 (Art B.5.1) il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le CBA 93 (Art A.3.1.3.3) : - En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35°C et -15°C

- Pour les proches et le moyen Sud : +45°C et -20°C

- Pour l'extrême Sud : +50°C et -30°C

Pour notre cas On prend : +35°C et -15°C

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisé 99 :

- 1,35G + 1,50Q.....(ELU)
- 1,35G + 1,5T + Q.....(ELU)
- 1,35G + 1,50Q + 0,8T.....(ELU)
- G + Q(ELS)
- G + T + 0,77 Q.....(ELS)
- G + Q + 0,6 T.....(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans l'axe X

- G + Q ± Ex
- 0,8G ± Ex

Pour les poutres dans l'axe Y

- G + Q ± Ey
- 0,8G ± Ey

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

A /étude des poutres principales

Tableau VI-3 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (14^{ème} étage)

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mst _{max} (KN.m)	Msa _{max} (KN.m)	Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)
30×40	78.60	-63.40	57.10	-46.20	121.70	-114

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

► **ELU**

• **En travée**

$M_{ut} = 78.60 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{78.60 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14,20 \times (0,36)^2} = 0.142$$

$\mu_u = 0,142 < \mu_r = 0,392$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,142})$$

$\alpha = 0,193$

$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,193)$

$Z = 0,332 \text{ m}$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{78.60 \times 10^{-3}}{0,332 \times 348}$$

$$A_{st} = 6.80 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{u \text{ app}} = -63.40 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{63.40 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14.20 \times (0,36)^2} = 0,115$$

$$\mu_u = 0,115 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115})$$

$$\alpha = 0,153$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,153)$$

$$Z = 0,338 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ app}}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{63.40 \times 10^{-3}}{0,338 \times 348}$$

$$A_{st} = 5.39 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1.30$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

► ACC

• En travée

$$M_{acc_t} = 121.70 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{121.70 \times 10^{-3}}{0,3 \times 18,48 \times (0,36)^2} = 0,169 \quad ; \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,169 < \mu_r = 0,392$$

Donc la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,169})$$

$$\alpha = 0,234$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,234)$$

$$Z = 0,326 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{121,70 \times 10^{-3}}{0,326 \times 400}$$

$$A_{st} = \mathbf{9,32 \text{ cm}^2}$$

• **En appuis**

$$M_{u \text{ app}} = -114 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{114 \times 10^{-3}}{0,3 \times 18,48 \times (0,36)^2} = 0,159$$

$$\mu_u = 0,159 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,159})$$

$$\alpha = 0,217$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,217)$$

$$Z = 0,329 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{114 \times 10^{-3}}{0,329 \times 400}$$

$$A_{sa} = \mathbf{8,67 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\mathbf{\text{Finalement : } A_{st} = \max(6,80 ; 9,32) = 6,85 \text{ cm}^2}$$

On adopte en travée : **3×HA16+3×HA12** de section : **9,42 cm²**

$$A_{app} = \max(5,39 ; 8,67) = 8,67 \text{ cm}^2$$

On adopte en appui : **3HA16+3HA12** de section : **9.42 cm²**

➤ **Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi :

ELS

● **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{7.86}{5.71} = 0.26$$

$$\frac{0.26 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$-0,12 \leq 0,44 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

● **En appuis**

$$\gamma = \frac{137,03}{99,75} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$0,236 \leq 0,435 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{12.90 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,40} = 0.12 \text{ MPa. Pour des fissurations peu nuisibles}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset t \leq \min (1,29 ; 1,60 ; 3)$$

On prend : $\emptyset t = \Phi 10 \text{mm}$

$10\emptyset t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 20 cm.

Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times h = 90 \text{cm}$RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

$h' = 90 \text{cm}$

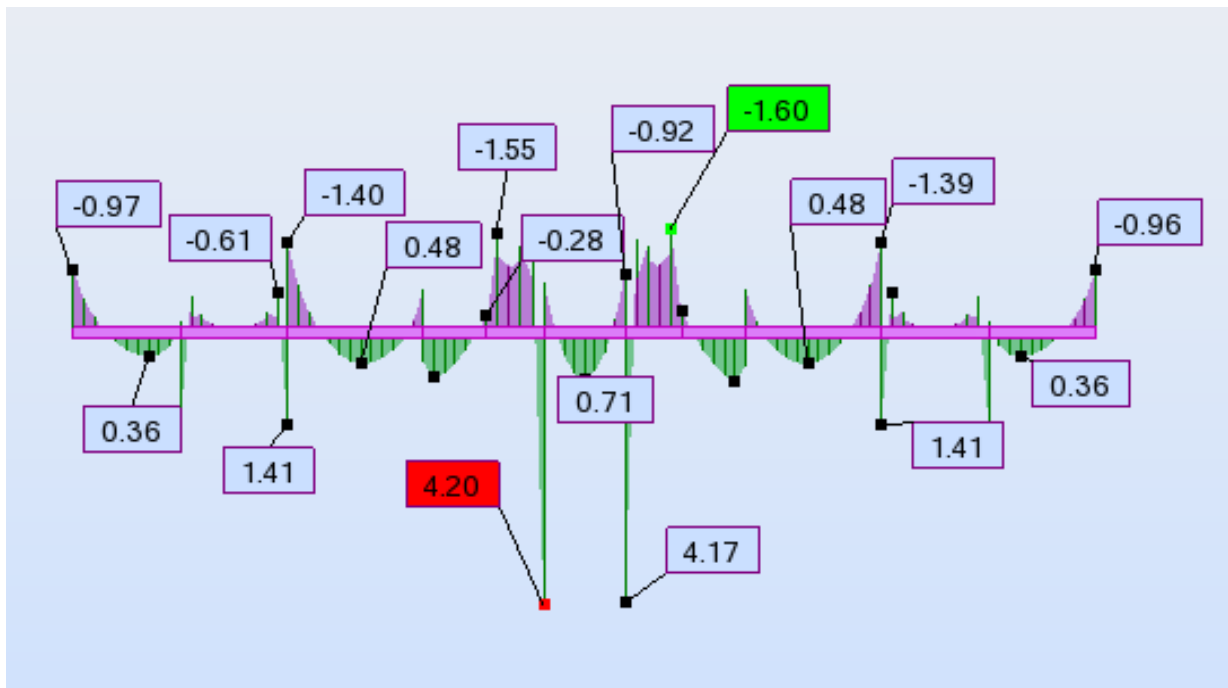


Figure VI-6 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau de la travée de 2^{ème} étage. (Combinaison ELU)

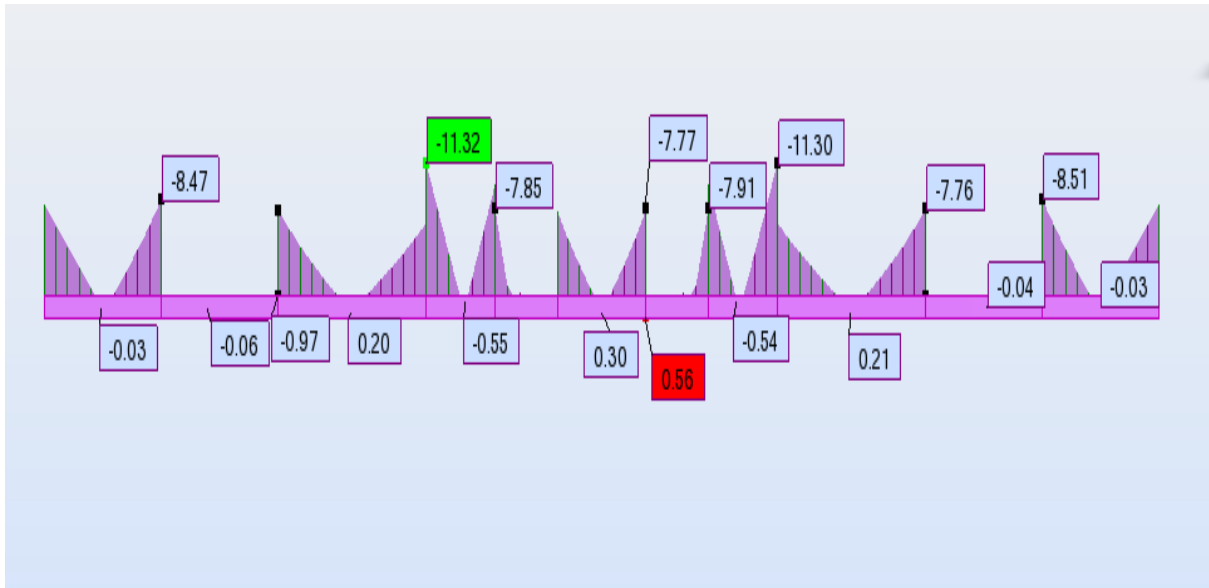


Figure VI-7 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 2^{ème} étage. (Combinaison 0.8G+EX)

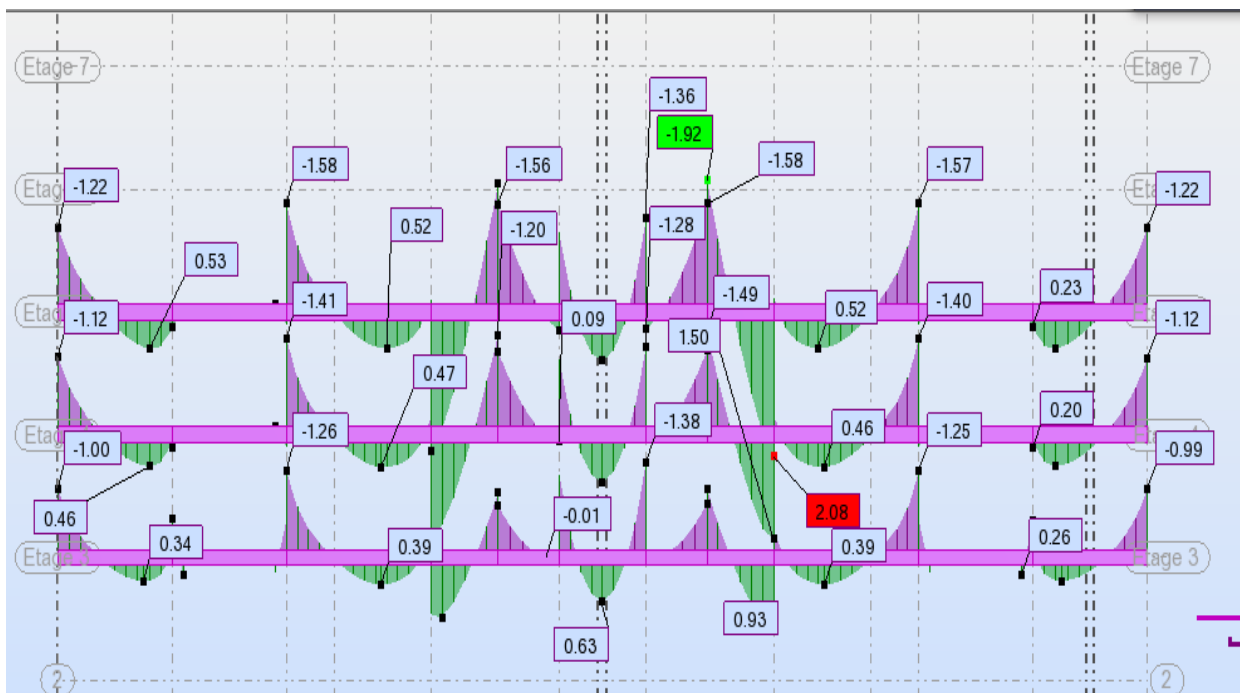


Figure VI-8 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 3^{ème} et 4^{ème} et de 5^{ème} étage (Combinaison ELU)

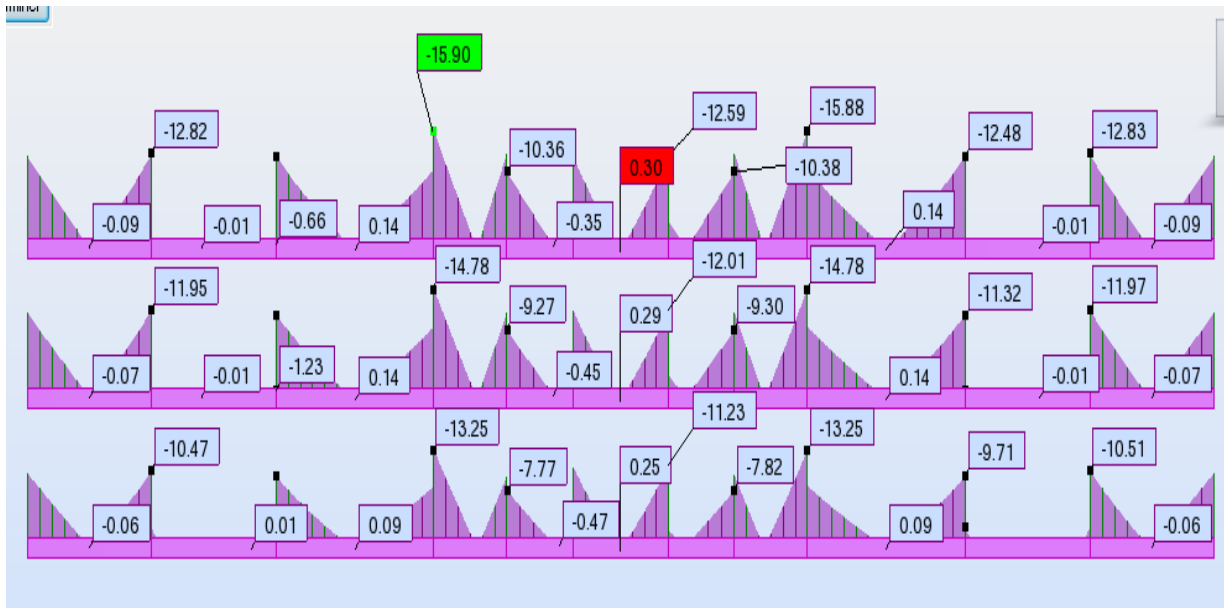


Figure VI-9 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 3^{ème} et 4^{ème} et de 5^{ème} étage (Combinaison 0.8G+EX)

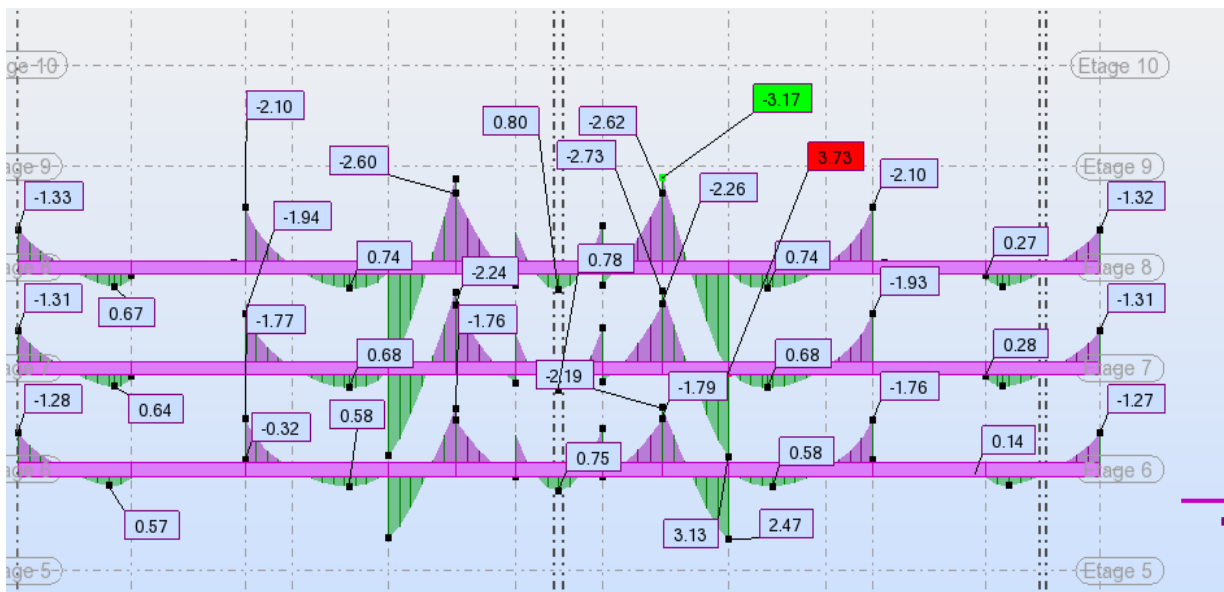


Figure VI-10 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 6^{ème} et 7^{ème} et de 8^{ème} étage (Combinaison ELU).

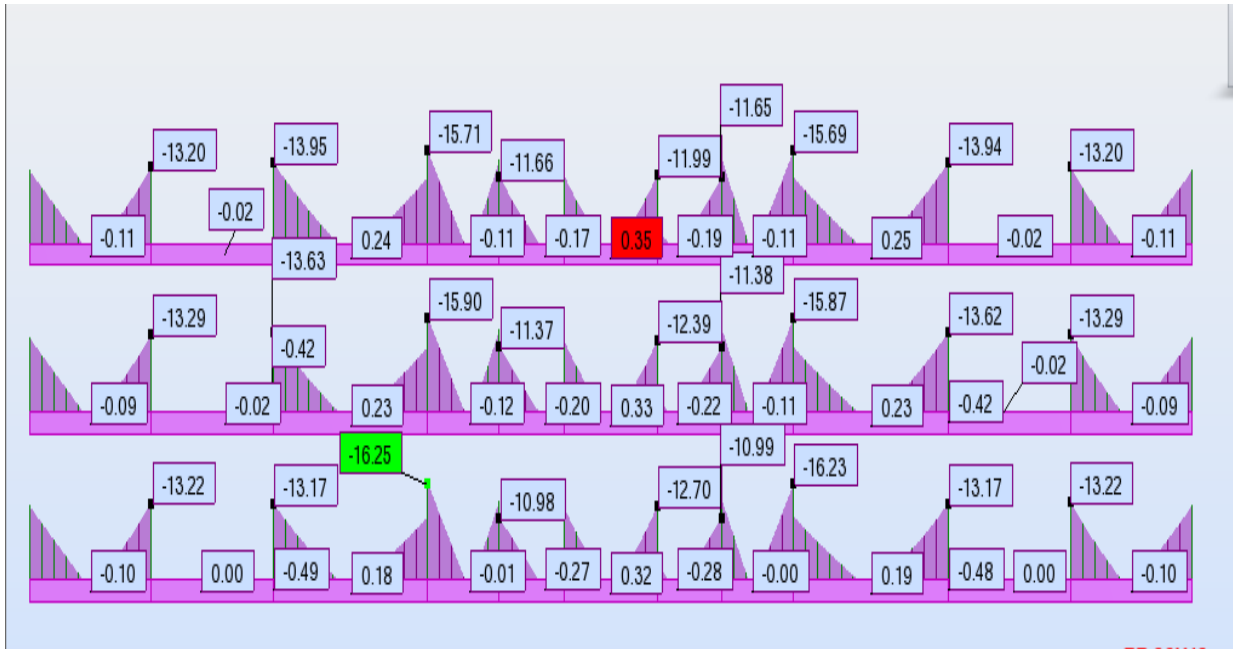


Figure VI-11 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 6^{ème} et 7^{ème} et de 8^{ème} étage(Combinaison 0.8G+EX).

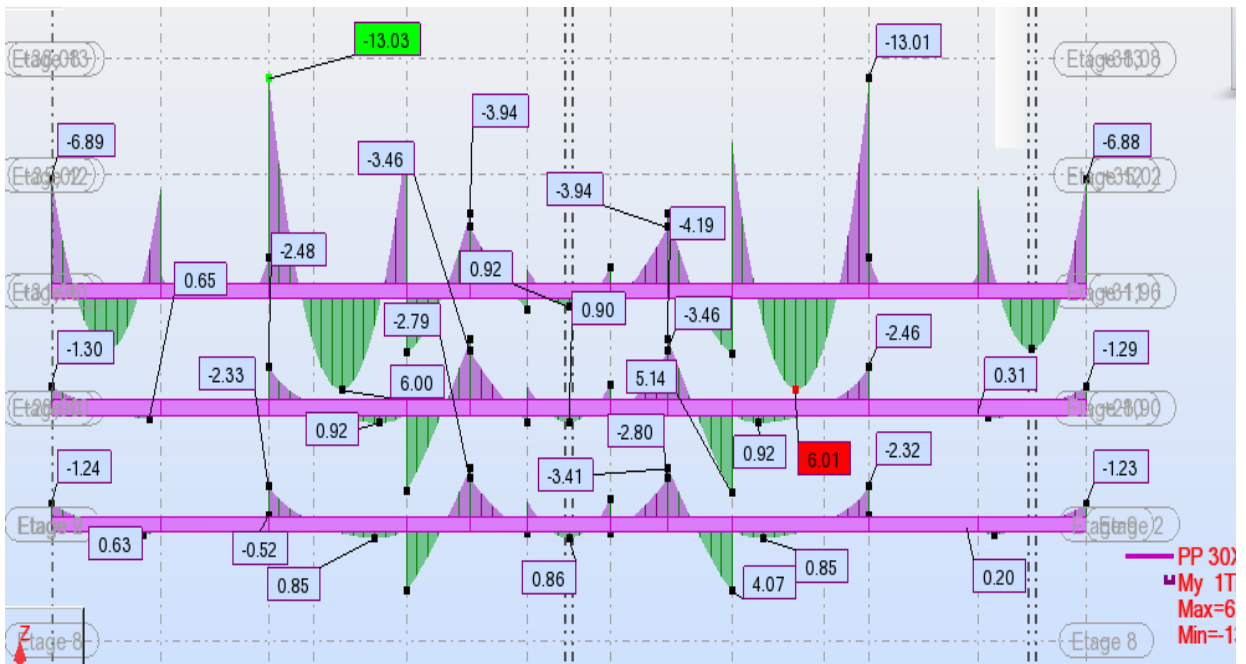


Figure VI-12 : Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 9^{ème} et 10^{ème} et de 11^{ème} étage (Combinaison ELU)

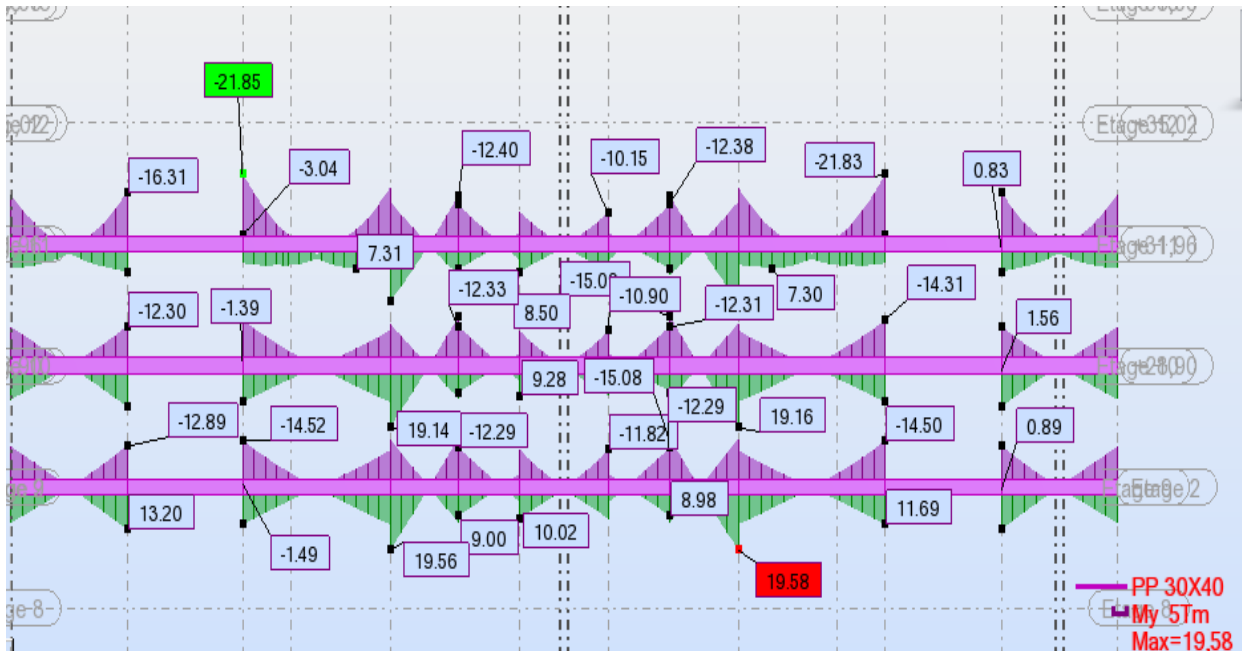


Figure VI-13: Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 9^{ème} et 10^{ème} et de 11^{ème} étage (Combinaison 0.8G+EX).

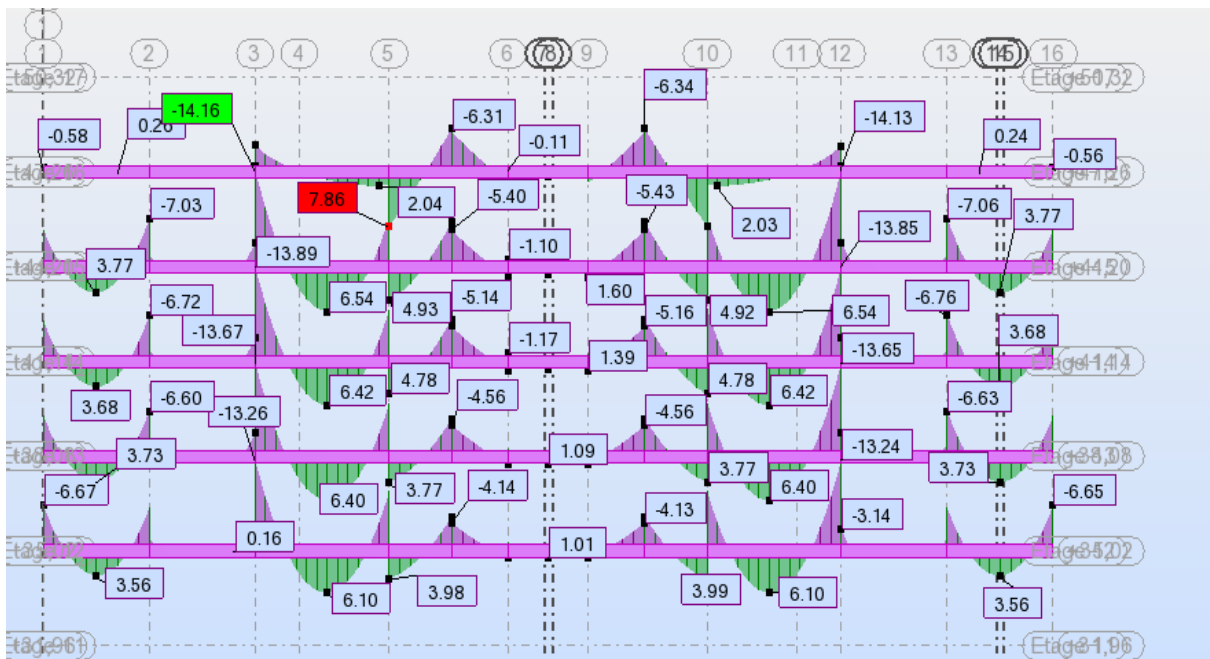


Figure VI-14: Diagramme des moments des poutres principales au niveau travée de 12^{ème} et 13^{ème}, 14^{ème} et 15^{ème} et de 16^{ème} étage (Combinaison ELU).

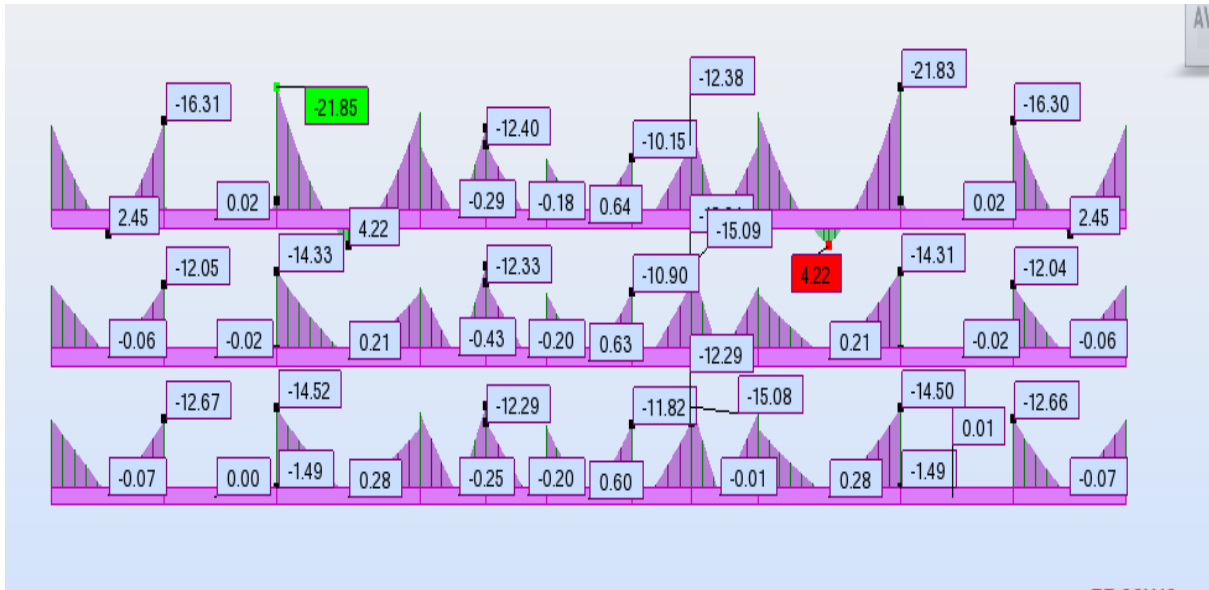


Figure VI-15: Diagramme des moments des poutres principales au niveau appuis de 12^{ème} et 13^{ème}, 14^{ème} et 15^{ème} et de 16^{ème} étage (Combinaison G+Q+EX).

Tableau VI-4: Ferrailage des poutres principales.

Type de Poutre	Travée		Appui		A _{st} choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appui
14 ^{ème} étage	6.50	8.29	17.00	18.06	3HA16+2HA12	9HA16
13 ^{ème} étage	6.50	8.29	17.00	18.06	3HA16+2HA12	9HA16
12 ^{ème} étage	6.50	8.29	17.00	18.06	3HA16+2HA12	9HA16
11 ^{ème} étage	6.50	8.29	17.00	18.06	3HA16+2HA12	9HA16
10 ^{ème} étage	4.90	6.03	18.10	17.72	3HA16	9HA16
9 ^{ème} étage	4.90	6.03	18.10	17.72	3HA16	9HA16
8 ^{ème} étage	4.90	6.03	18.10	17.72	3HA16	9HA16
7 ^{ème} étage	3.00	6.03	12.30	13.73	3HA16	3HA16+5HA14
6 ^{ème} étage	3.00	6.03	12.30	13.73	3HA16	3HA16+5HA14
5 ^{ème} étage	3.00	6.03	12.30	13.73	3HA16	3HA16+5HA14
4 ^{ème} étage	1.60	3.39	12.30	12.82	3HA12	3HA16+6HA12
3 ^{ème} étage	1.60	3.39	12.30	12.82	3HA12	3HA16+6HA12
2 ^{ème} étage	1.60	3.39	12.30	12.82	3HA12	3HA16+6HA12
1 ^{ère} étage	3.30	4.62	8.20	9.24	3HA14	6HA14

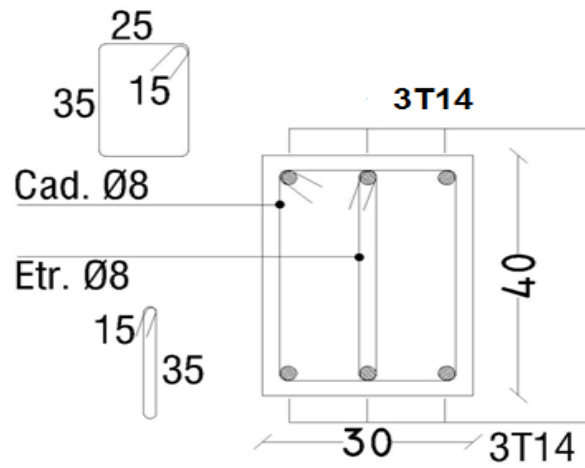


Figure VI-16: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 1^{er} étage.

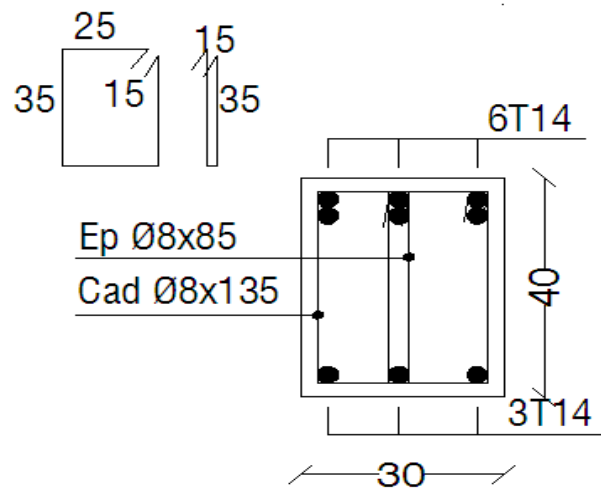


Figure VI-17: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis de 1^{er} étage.

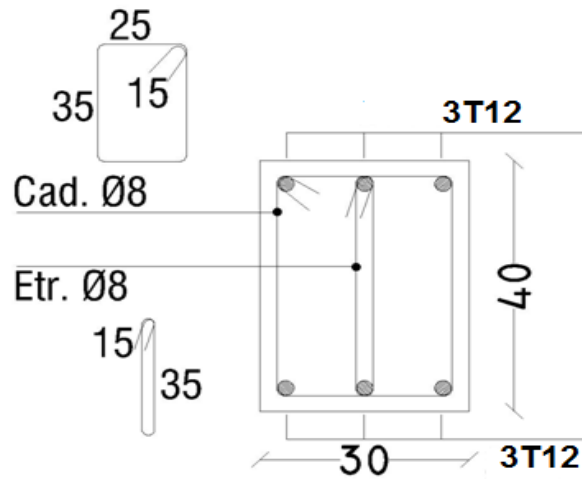


Figure VI-18: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

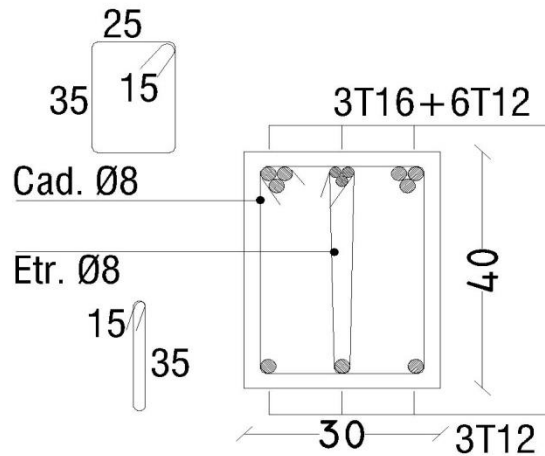


Figure VI-19: Ferrailage des poutres principales au niveau appuis de 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

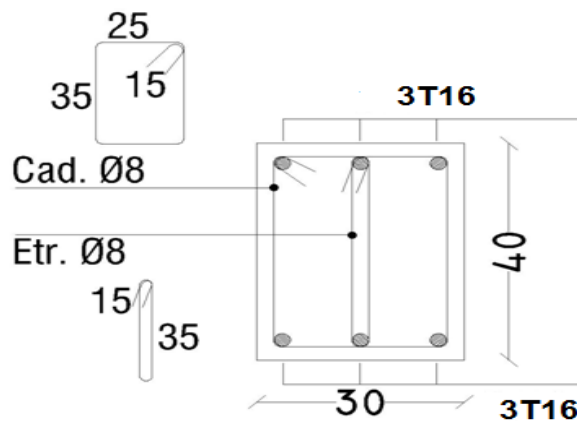


Figure VI-20: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage.

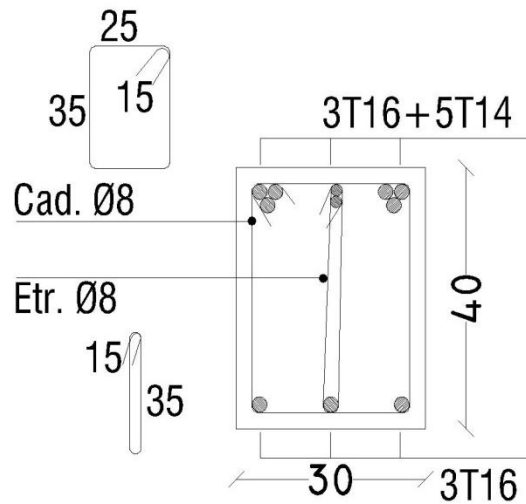


Figure VI-21: Ferrailage des poutres principales au niveau appuis de 5^{me}, 6^{me}, 7^{me} étage.

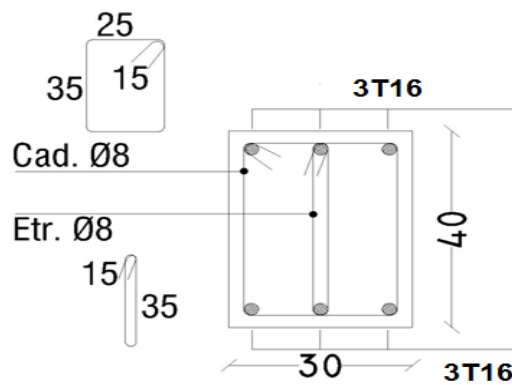


Figure VI-22: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 8^{me}, 9^{me}, 10^{me} étage.

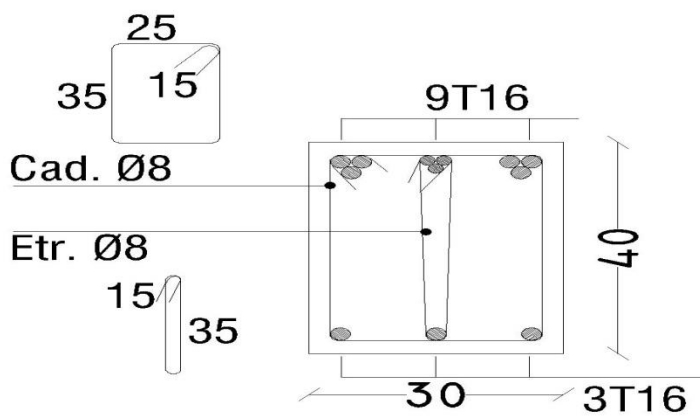


Figure VI-23: Ferrailage des poutres principales au niveau appuis de 8^{me}, 9^{me}, 10^{me} étage.

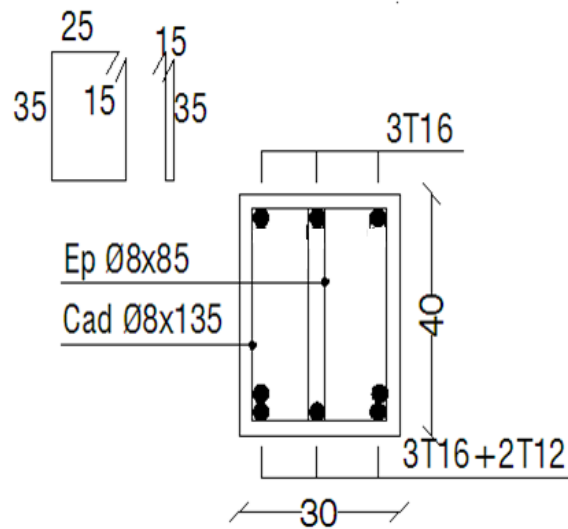


Figure VI-24: Ferrailage des poutres principales au niveau travée de 11^{me}, 12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème} étage

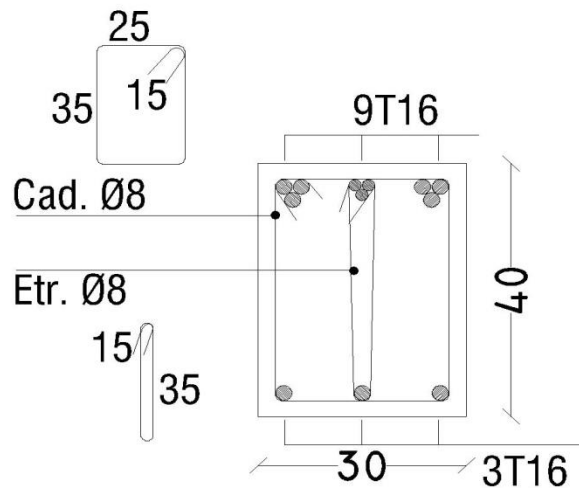


Figure VI-25: Ferrailage des poutres principales au niveau appuis de 11^{me}, 12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème} étage

B /Etude des poutres secondaires

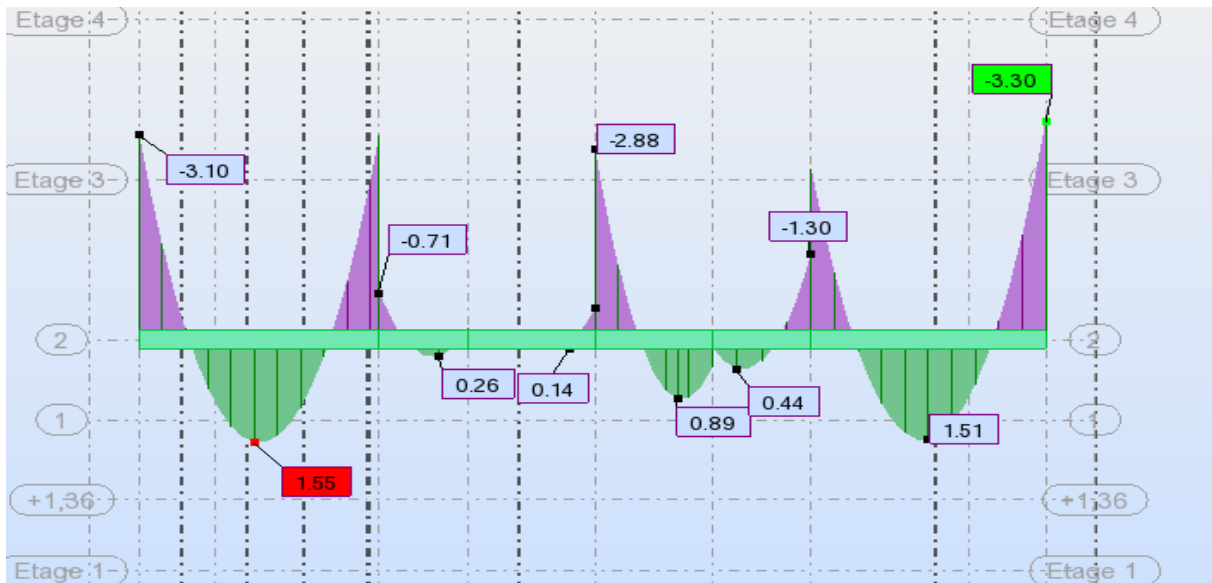


Figure VI-26 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau travées de niveaux 2^{ème} étage (Combinaison ELU).

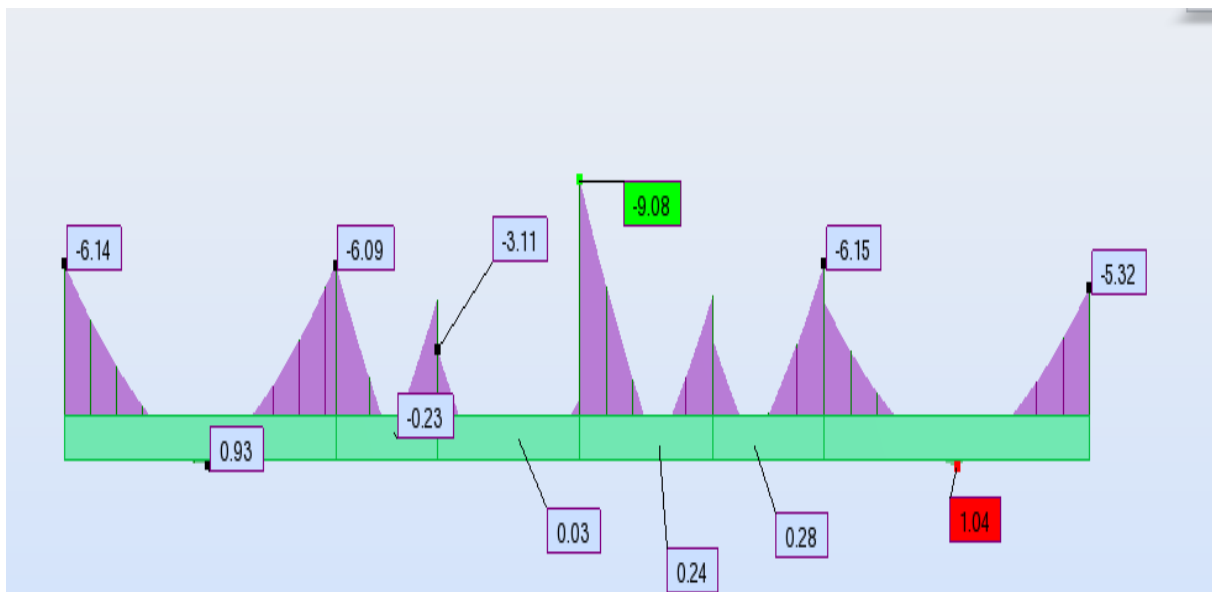


Figure VI-27 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 2^{ème} étage (Combinaison G+Q+EY).

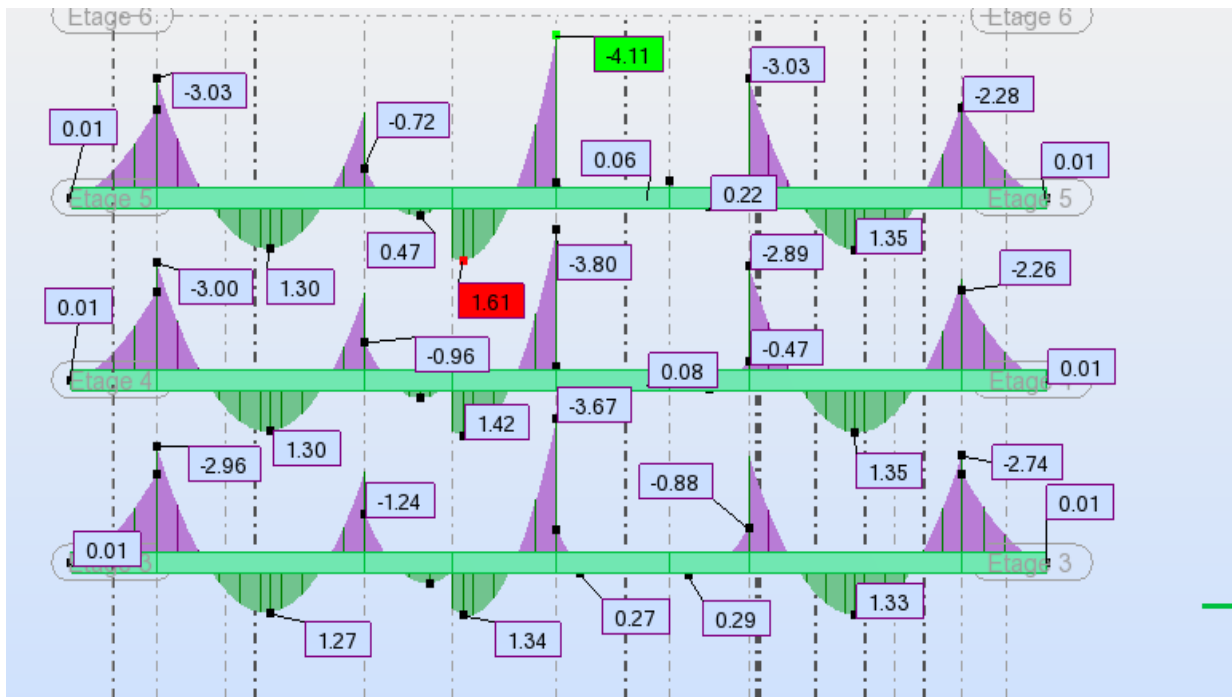


Figure VI-28 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux 3^{ème} et 4^{ème} étage et de 5^{ème} étage (Combinaison ELU).

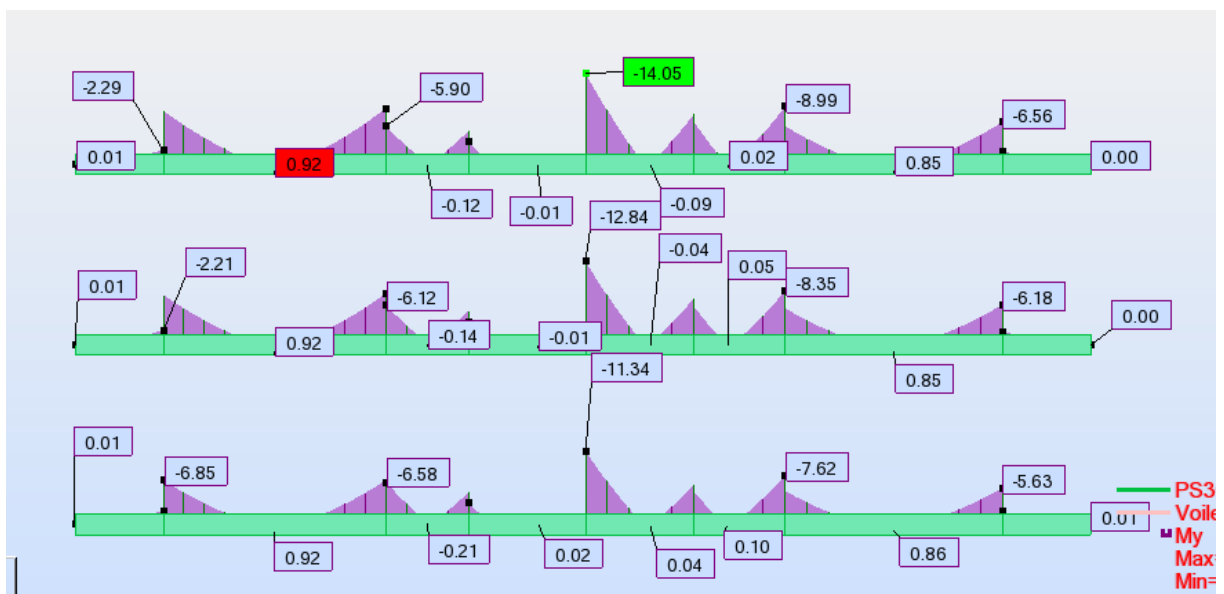


Figure VI-29 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau d'appuis de niveaux 3^{ème} et 4^{ème} étage et de 5^{ème} étage (Combinaison G+Q+EY).

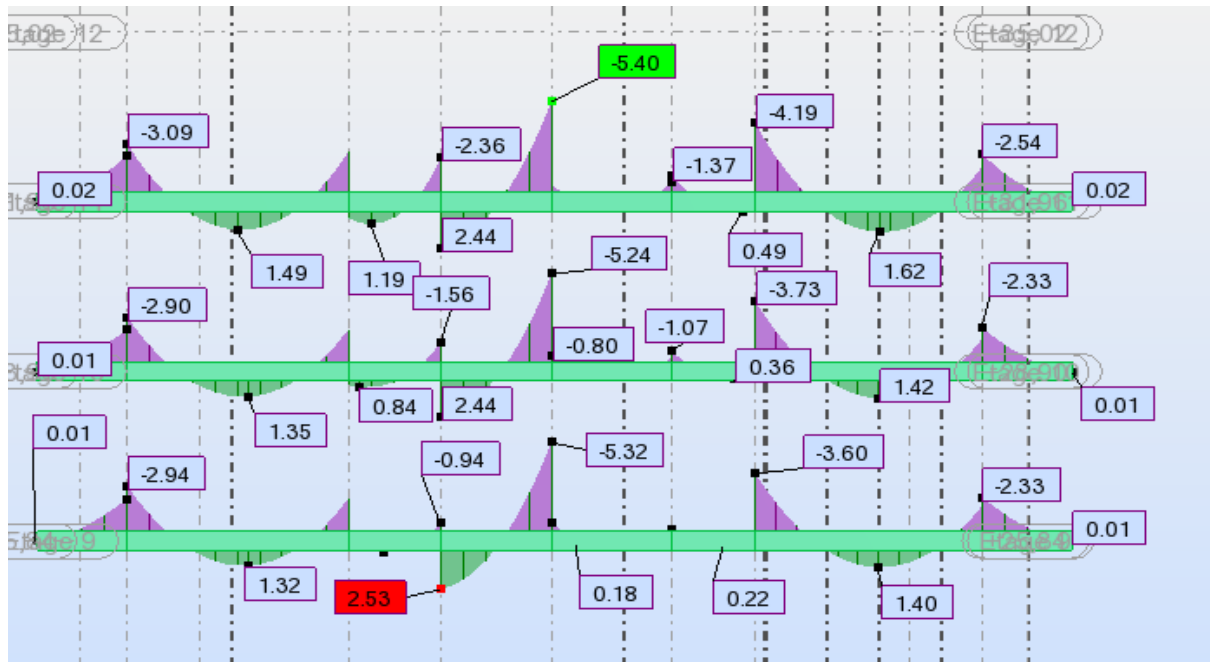


Figure VI-32 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux 9^{ème} et 10^{ème} étage et de 11^{ème} étage (Combinaison ELU).

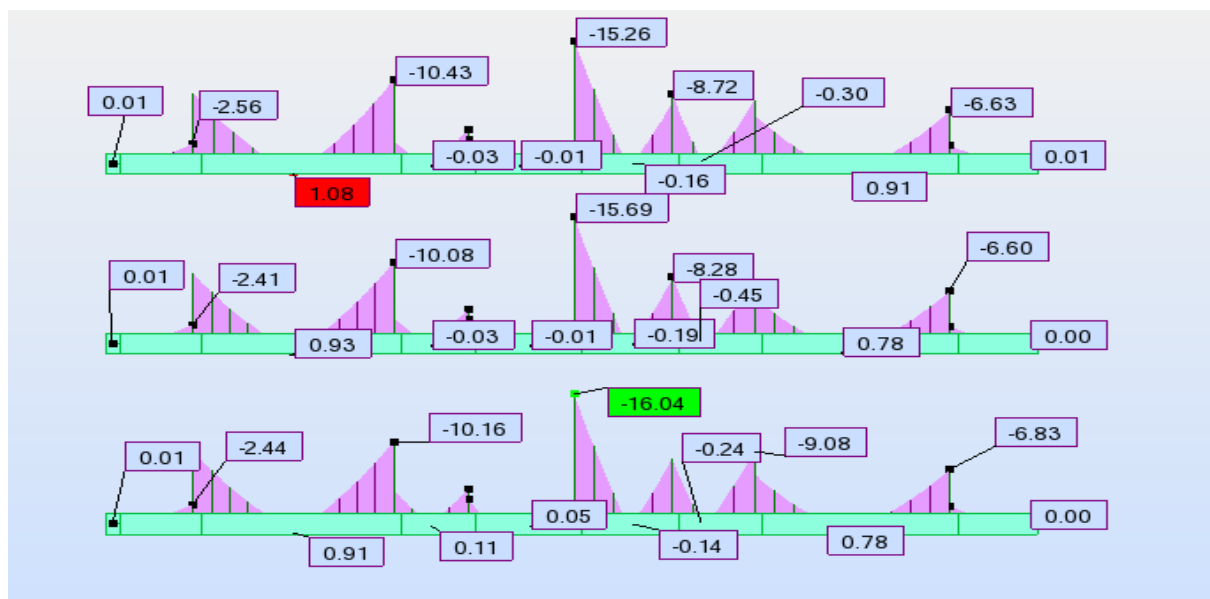


Figure VI-33 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de appuis de niveaux 9^{ème} et 10^{ème} étage et de 11^{ème} étage (Combinaison G+Q+EY).

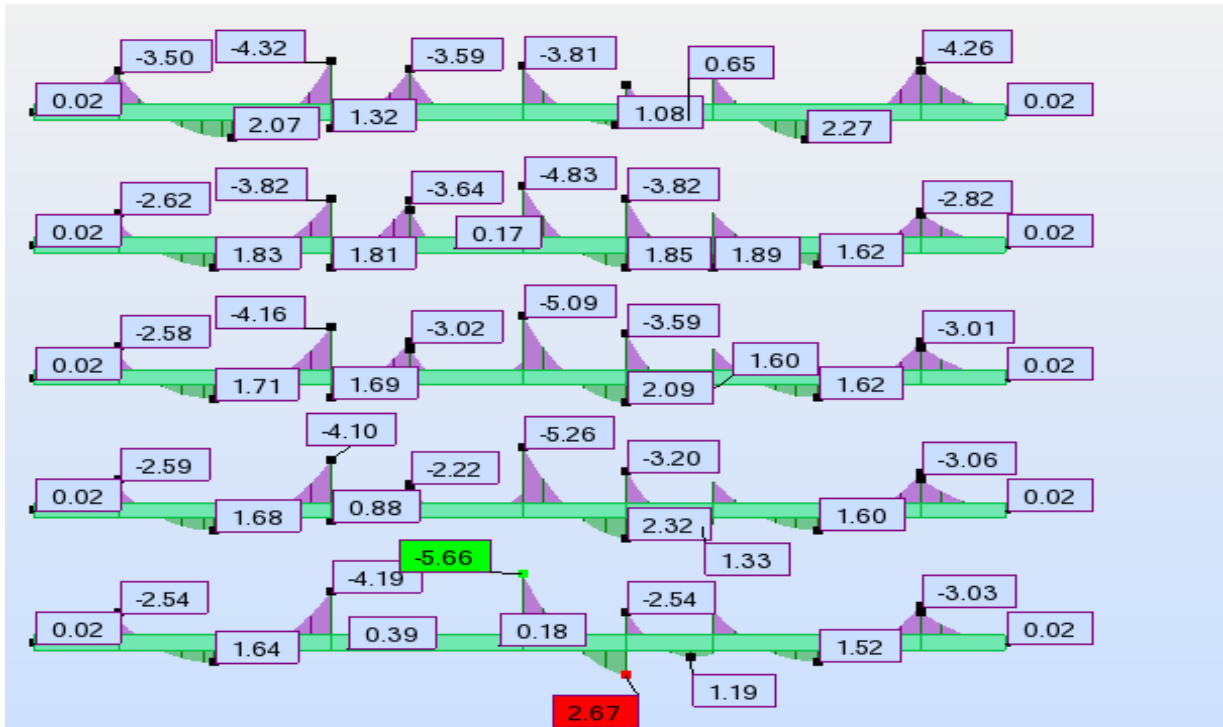


Figure VI-34: Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de travée de niveaux 12^{ème} et 13^{ème} et 14^{ème} et 15^{ème} et de 16^{ème} étage (Combinaison ELU).

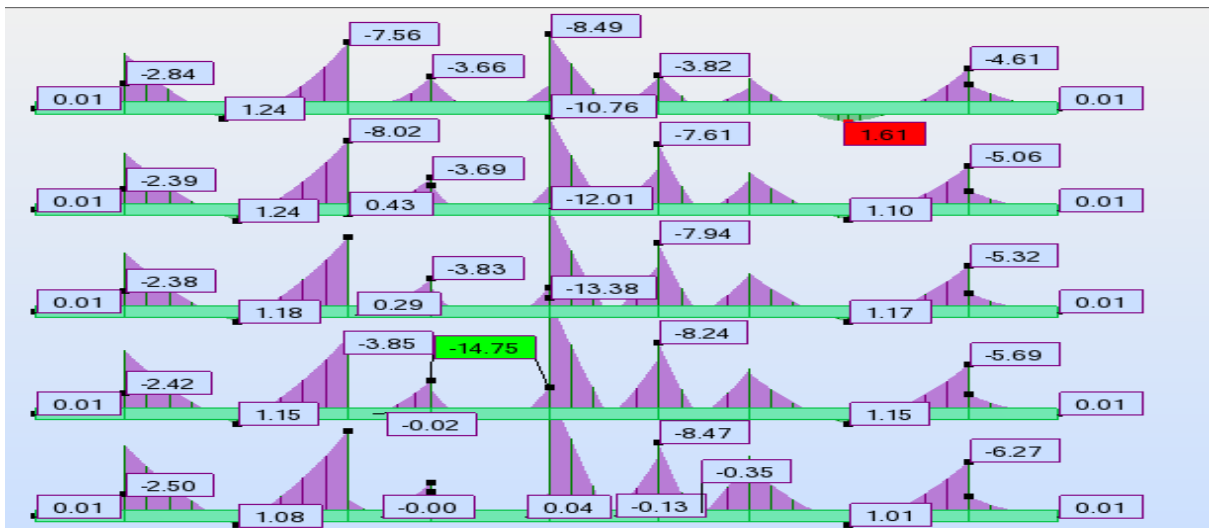


Figure VI-35 : Diagramme des moments des poutres secondaires au niveau de appuis de niveaux 12^{ème} et 13^{ème} et 14^{ème} et 15^{ème} et de 16^{ème} étage (Combinaison G+Q+EY).

Tableau VI-5 : ferrailage des poutres secondaires.

Type de Poutre	Travée		Appui		A _{st} choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appuis
14 ^{ème} étage	2.40	3.39	13.10	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
13 ^{ème} étage	2.40	3.39	13.10	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
12 ^{ème} étage	2.40	3.39	13.10	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
11 ^{ème} étage	2.40	3.39	13.10	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
10 ^{ème} étage	2.30	3.39	14.70	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
9 ^{ème} étage	2.30	3.39	14.70	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
8 ^{ème} étage	2.30	3.39	14.70	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
7 ^{ème} étage	2.00	3.39	14.50	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
6 ^{ème} étage	2.00	3.39	14.50	15.46.	3HA12	6HA16+3HA12
5 ^{ème} étage	2.00	3.39	14.50	15.46	3HA12	6HA16+3HA12
4 ^{ème} étage	1.51	3.39	12.60	12.63	3HA12	6HA14+3HA12
3 ^{ème} étage	1.51	3.39	12.60	12.63	3HA12	6HA14+3HA12
2 ^{ème} étage	1.51	3.39	12.60	12.63	3HA12	6HA14+3HA12
1 ^{ère} étage	1.40	3.39	7.60	6.78	3HA12	6HA12

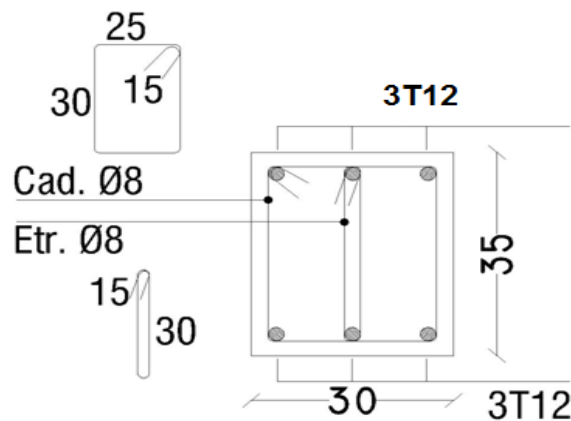


Figure VI-36 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 1^{ère} étage.

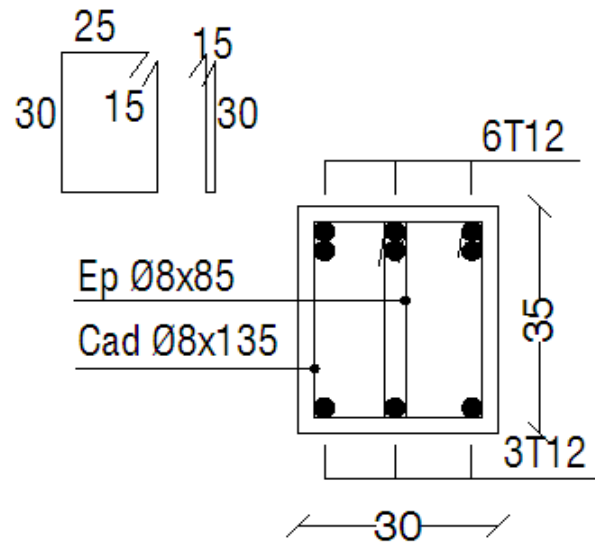


Figure VI-37 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau des appuis de 1^{ère} étage

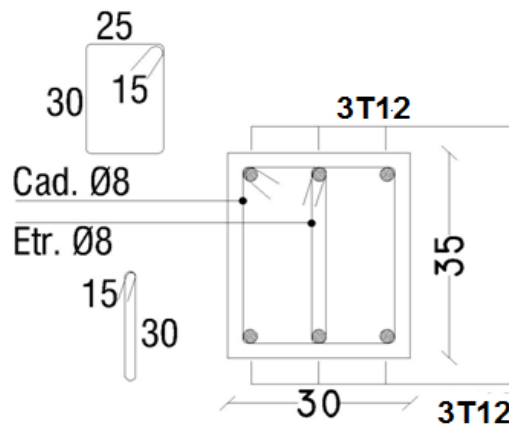


Figure VI-38 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

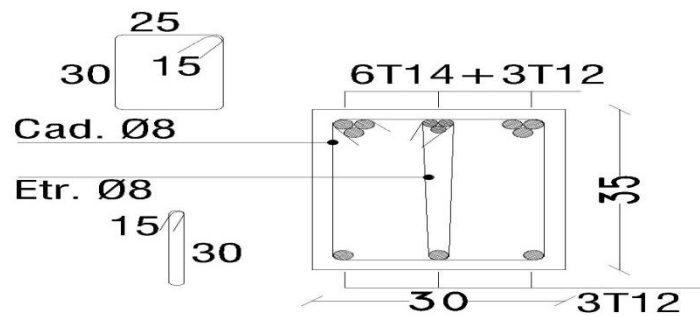


Figure VI-39 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau des appuis du 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage.

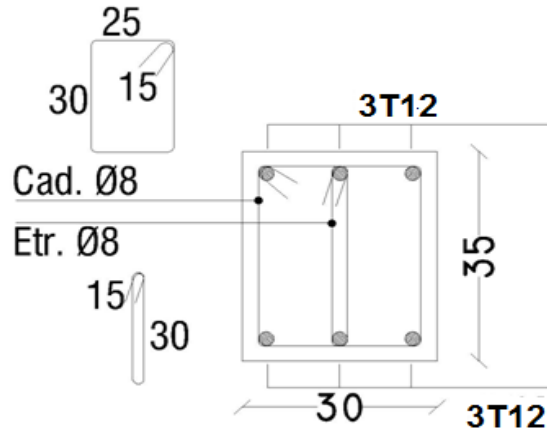


Figure VI-40: Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage.

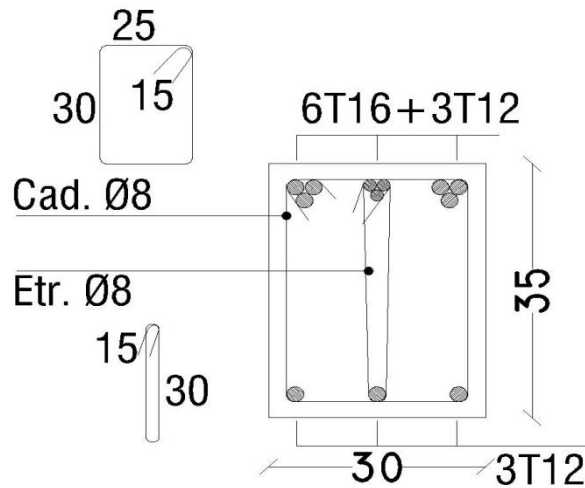


Figure VI-41 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau des appuis de 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage.

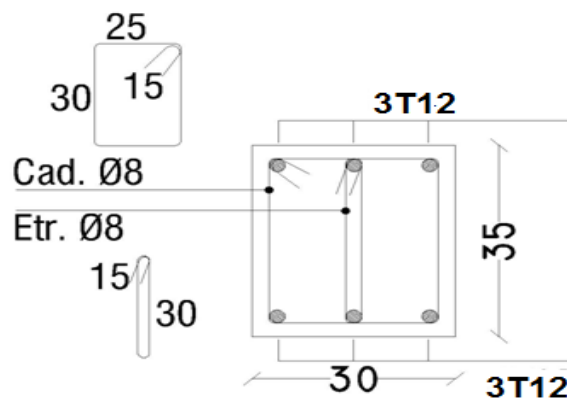


Figure VI-42 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage.

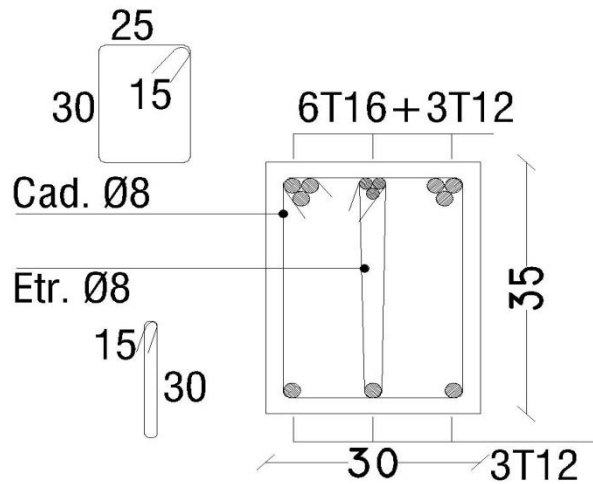


Figure VI-43 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau des appuis de 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage.

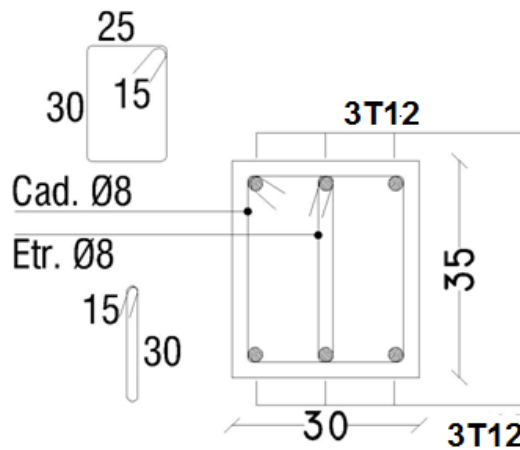


Figure VI-44 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau travée de 11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème} étage.

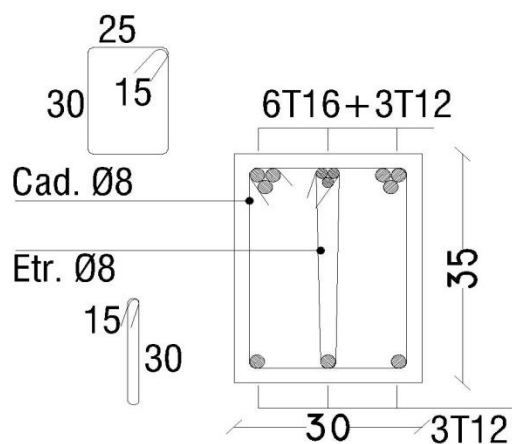


Figure VI-45 : Ferrailage des poutres secondaires au niveau des appuis de 11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème}, 14^{ème} étage.

VI-4-Ferrailage des voiles

A/-Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations

dues aux séismes.

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/--Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

E/-Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal est déterminé selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

F/-Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- G + Q+E..... selon RPA99
- 0.8 G ± E selon RPA99

Tableau VI -6 : les résultat des voiles longitudinals.

Etage		RDC	1 ^{ère}	2 ^{ème} à 4 ^{ème}	5 ^{ème} à 7 ^{ème}	8 ^{ème} à 10 ^{ème}	11 ^{ème} a 14 ^{ème}
Les voiles longitudinale V_{L1}							
ACC	M _{zmax}	342.77	185.61	146.74	61.80	62.54	75.63
	N _{corr}	-277.71	-157.42	-152.60	-135.95	-110.05	-69.06
ELU	N _{min}	-393.16	-322.67	-311.57	-274.84	-232.95	-166.06
	M _{zcorr}	0.76	-0.59	-0.65	-0.24	-0.25	-2.74
ACC	T	93.19	83.10	71.93	34.88	19.07	29.78
Les voiles longitudinals V_{L2}							
ACC	M _{zmax}	186.51	147.21	61.90	65.80	82.84	343.76
	N _{corr}	-227.67	-220.24	-195.30	-132.87	-97.58	192.09
ELU	N _{min}	-322.68	-311.57	-274.84	-232.96	-166.08	-393.18
	M _{zcorr}	0.77	0.74	0.23	0.43	3.25	-0.46
ACC	T	85.39	73.22	36.09	21.47	26.51	94.86

Tableau VI -7: les résultat des voiles transversals.

Etage		RDC	1 ^{ère}	2 ^{ème} à 4 ^{ème}	5 ^{ème} à 7 ^{ème}	8 ^{ème} à 10 ^{ème}	11 ^{ème} a 14 ^{ème}
Les voiles transversale V_{t3,4}							
ACC	M _{zmax}	265.56	181.87	154.70	77.44	50.28	48.78
	N _{corr}	-89.62	-85.73	-80.07	-69.76	-60.91	-41.22
ELU	N _{min}	-251.69	-223.65	-214.50	-188.98	-160.15	-109.00
	M _{zcorr}	-4.40	-3.24	-3.86	-4.01	-4.66	-6.81
ACC	T	57.38	61.49	54.76	34.57	20.64	15.83
Les voiles transversals V_{t5,6}							
ACC	M _{zmax}	252.65	170.56	145.30	72.91	48.69	50.27
	N _{corr}	-86.86	-83.63	-78.36	-68.37	-59.80	-61.45
ELU	N _{min}	-240.99	-219.62	-211.24	-186.39	-158.26	-108.18
	M _{zcorr}	5.06	1.72	-1.87	1.91	0.86	2.20
ACC	T	39.71	58.34	50.80	30.75	17.53	15.13

Tableau VI-8 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L1}

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A _u	Section cm ²	A _u '
RDC	65x75	10.23	57.90	58.31	29HA16	58.31	29HA16
1 ^{ère} étage	65x75	7.44	46.40	47.72	31HA14	47.72	31HA14
2 ^{ème} étage	60x65	7.56	44.90	46.18	30HA14	46.18	30HA14
3 ^{ème} étage	60x65	7.56	44.90	46.18	30HA14	46.18	30HA14
4 ^{ème} étage	60x65	7.56	44.90	46.18	30HA14	46.18	30HA14
5 ^{ème} étage	55x60	7.68	39.60	46.18	30HA14	46.18	30HA14
6 ^{ème} étage	55x60	7.68	39.60	46.18	30HA14	46.18	30HA14
7 ^{ème} étage	55x60	7.68	39.60	46.18	30HA14	46.18	30HA14
8 ^{ème} étage	50x50	7.80	33.50	33.87	22HA14	33.87	22HA14
9 ^{ème} étage	50x50	7.80	33.50	33.87	22HA14	33.87	22HA14
10 ^{ème} étage	50x50	7.80	33.502	33.87	22HA14	33.87	22HA14
11 ^{ème} étage	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12
12 ^{ème} étage	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12
13 ^{ème} étage	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12
14 ^{ème} étaget	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12

Tableau VI-9 : Ferrailage du voile longitudinal V_{L2}

Etage	Section (cm ²)	A _{minRP} A (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A _u	Section cm ²	A _u '
RDC	65x75	10.23	56.60	58.31	29HA16	58.31	29HA16
1 ^{ère} étage	65x75	7.44	46.50	47.72	31HA14	47.72	31HA14
2 ^{ème} étage	60x65	7.56	44.90	46.18	30HA14	46.18	30HA14
3 ^{ème} étage	60x65	7.56	44.90	46.18	30HA14	46.18	30HA14
4 ^{ème} étage	60x65	7.56	44.90	46.18	30HA14	46.18	30HA14
5 ^{ème} étage	55x60	7.68	39.60	46.18	30HA14	46.18	30HA14
6 ^{ème} étage	55x60	7.68	39.60	46.18	30HA14	46.18	30HA14
7 ^{ème} étage	55x60	7.68	39.60	46.18	30HA14	46.18	30HA14

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

8 ^{ème} étage	50x50	7.80	33.50	33.87	22HA14	33.87	22HA14
9 ^{ème} étage	50x50	7.80	33.50	33.87	22HA14	33.87	22HA14
10 ^{ème} étage	50x50	7.80	33.50	33.87	22HA14	33.87	22HA14
11 ^{ème} étage	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12
12 ^{ème} étage	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12
13 ^{ème} étage	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12
14 ^{ème} étaget	40x40	8.04	24.10	26.01	23HA12	26.01	23HA12

Tableau VI -10: Ferrailage du voile transversal $V_{13,4}$

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A _u	Section cm ²	A _u 'c
RDC	65x75	10.36	36.60	40.02	6HA×14	40.02	6HA×14
1 ^{ère} étage	65x75	7.536	32.40	33.93	21×HA14	33.93	21×HA14
2 ^{ème} étage	60x65	7.776	31.10	33.87	21×HA14	33.87	21×HA14
3 ^{ème} étage	60x65	7.776	31.10	33.87	21×HA14	33.87	21×HA14
4 ^{ème} étage	60x65	7.776	31.10	33.87	21×HA14	33.87	21×HA14
5 ^{ème} étage	55x60	7.896	27.50	30.54	27×HA12	30.54	27×HA12
6 ^{ème} étage	55x60	7.896	27.50	30.54	27×HA12	30.54	27×HA12
7 ^{ème} étage	55x60	7.896	27.50	30.54	27×HA12	30.54	27×HA12
8 ^{ème} étage	50x50	8.136	23.40	26.01	22×HA12	26.01	22×HA12
9 ^{ème} étage	50x50	8.136	23.40	26.01	22×HA12	26.01	22×HA12
10 ^{ème} étage	50x50	8.136	23.40	26.01	22×HA12	26.01	22×HA12
11 ^{ème} étage	40x40	8.376	16.20	20.36	17×HA12	20.36	17×HA12
12 ^{ème} étage	40x40	8.376	16.20	20.36	17×HA12	20.36	17×HA12
13 ^{ème} étage	40x40	8.376	16.20	20.36	17×HA12	20.36	17×HA12
14 ^{ème} étaget	40x40	8.376	16.20	20.36	17×HA12	20.36	17×HA12

Tableau VI -11 : Ferrailage du voile transversal V_{15,6}

Etage	Section (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal			
				Section cm ²	A _u	Section cm ²	A _u '
RDC	65x75	10.065	35.10	40.02	6HA×14	40.02	6HA×14
1^{ère} étage	65x75	7.32	31.70	32.33	21×HA14	32.33	21×HA14
2^{ème} étage	60x65	7.56	30.50	32.33	21×HA14	32.33	21×HA14
3^{ème} étage	60x65	7.56	30.50	32.33	21×HA14	32.33	21×HA14
4^{ème} étage	60x65	7.56	30.50	32.33	21×HA14	32.33	21×HA14
5^{ème} étage	55x60	7.68	27.00	30.54	27×HA12	30.54	27×HA12
6^{ème} étage	55x60	7.68	27.00	30.54	27×HA12	30.54	27×HA12
7^{ème} étage	55x60	7.68	27.00	30.54	27×HA12	30.54	27×HA12
8^{ème} étage	50x50	7.92	22.80	24.88	22×HA12	24.88	22×HA12
9^{ème} étage	50x50	7.92	22.80	24.88	22×HA12	24.88	22×HA12
10^{ème} étage	50x50	7.92	22.80	24.88	22×HA12	24.88	22×HA12
11^{ème} étage	40x40	8.16	15.80	19.23	17×HA12	19.23	17×HA12
12^{ème} étage	40x40	8.16	15.80	19.23	17×HA12	19.23	17×HA12
13^{ème} étage	40x40	8.16	15.80	19.23	17×HA12	19.23	17×HA12
14^{ème} étaget	40x40	8.16	15.80	19.23	17×HA12	19.23	17×HA12

➤ **Vérification**

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 22 \times (375 - 65) = 10.23 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement**

- Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{2 \times 22 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{44 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99 / version 2003** on a:

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{33\text{cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales**

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91 révisée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc $4\Phi 6/m^2$.

Vérification de la contrainte de cisaillement

On calcule la contrainte de cisaillement τ_b

$$T_b = T/a * L$$

Avec :

T : l'effort tranchant

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

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 ni 33 cm Selon le BAEL 91, et selon l'RPA 99 / version 2003 ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm

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 $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$$L = 220 \text{ cm} \quad L/10 = 22\text{cm}$$

➤ **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.

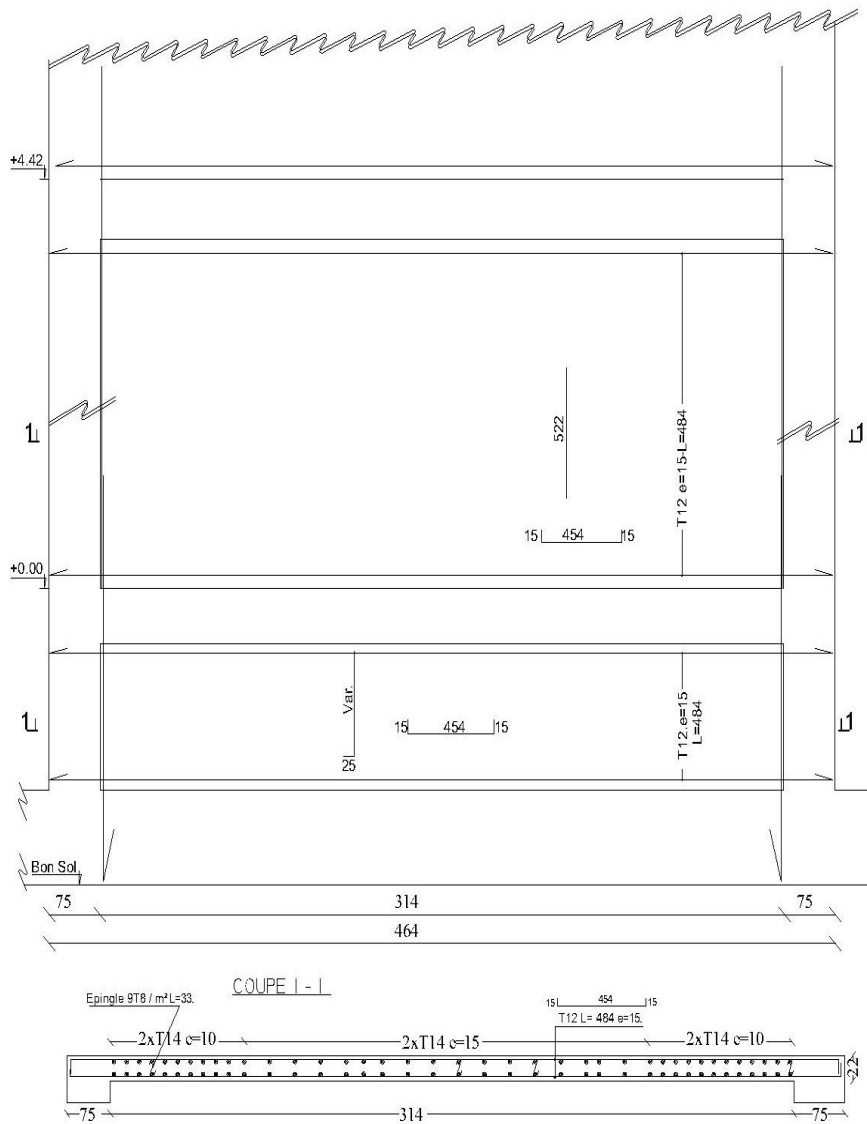


Figure VI-46 : coupe horizontale de Ferrailage des voiles au niveau RDC

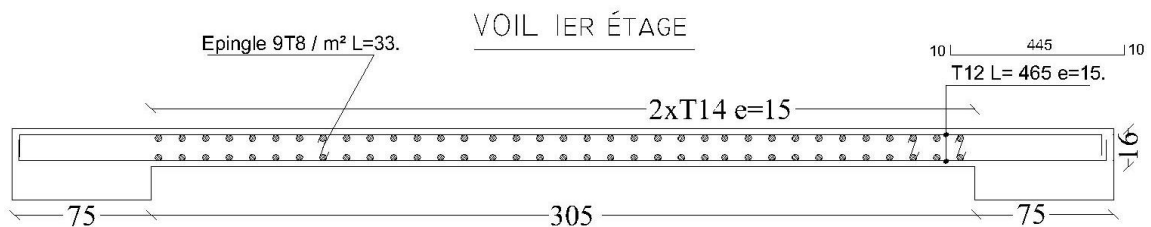


Figure VI-47 : coupe horizontale de ferrailage des voiles au niveau 1^{ère} étage.

VII-1-Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La détermination des ouvrage de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécanique du sols.

VII-2-Choix du type de fondation

- ✓ Type d'ouvrage construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VII-3- calculs des surfaces nécessaires pour les semelles

La surface du semelle sera déterminé en vérifiant la condition suivante :

N.B : dans ce cas en prendre $\sigma = 2$ bar

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau en tenant compte la symétrie de notre structure sont données par le tableau suivant :

Tableau VII-1 : Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau.

Semelles	Nser(KN)	S=Nser/σ (m²)	Semelles	Nser (KN)	S=Nser/σ (m²)
1	149,54	7,477	1	252,74	12,637
2	180,34	9,017	2	223,71	11,1855
3	182,16	9,108	3	254,24	12,712
4	189,18	9,459	4	200,51	10,0255
5	151,02	7,551	5	239,16	11,958
6	172,13	8,6065	6	255,91	12,7955

7	221,87	11,0935	7	258,16	12,908
8	228,51	11,4255	8	258,67	12,9335
9	229,89	11,4945	9	239,08	11,954
10	172,97	8,6485	10	192,54	9,627
11	192,27	9,6135	11	245,6	12,28
12	245,44	12,272	12	250,77	12,5385
13	250,67	12,5335	13	247,96	12,398
14	247,92	12,396	14	193,18	9,659
15	193,3	9,665	15	172,38	8,619
16	239,34	11,967	16	221,91	11,0955
17	255,74	12,787	17	228,48	11,424
18	258,3	12,915	18	229,92	11,496
19	258,15	12,9075	19	172,76	8,638
20	238,89	11,9445	20	149,37	7,4685
21	222,56	11,128	21	180,03	9,0015
22	243,53	12,1765	22	181,87	9,0935
23	230,72	11,536	23	188,88	9,444
24	239	11,95	24	150,53	7,5265
25	199,36	9,968	25	86,87	4,3435
26	218,88	10,944	26	87,44	4,372

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableau VII-2 : Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile.

Semelles	Nser(t)	S=Nser/ σ (m ²)	Semelles	Nser (t)	S=Nser/ σ (m ²)
249,69	0,2	239,319	0,2	1248,4545	1196,595
242,79825	0,2	123	0,2	1213,99125	615
239,319	0,2	33	0,2	1196,595	165
249,6909	0,2	47,1	0,2	1248,4545	235,5
242,79825	0,2	45,75	0,2	1213,99125	228,75
186	0,2	82,5	0,2	930	412,5
48,34	0,2	11,58	0,2	241,7	57,9

- **Commentaire**

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

VII-4-Etude du radier

Prédimensionnement du radier général

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

A) Epaisseur des nervures du radier

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes

➤ **Formule empirique**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à : $h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{389}{10} = 38.90 \text{ cm}$.

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**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 3.89 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 48.63 \text{ cm} \leq hr \leq 77.80 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la longueur élastique**

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{max} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ($E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$).

b₁ : Largeur de la 1^{ère} type de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 100 + 10 = 110 cm.

I : Inertie de la section du radier. ($I = b \times h \times r^3 / 12$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$).

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 3.89\right)^4 \frac{40}{10819}} = 51.84 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est **hr = 55 cm**

B) Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{475}{20} = 23.75 \text{ cm}$

$h=24 \text{ cm}$

Avec : L_{max} = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

➤ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 4.75\text{m} \quad \Rightarrow \quad 59.38 \text{ cm} \leq hr \leq 95 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de **$h_d = 70 \text{ cm}$** pour la dalle du radier

C) Calcul du débordement

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 50 \text{ cm}$;

$$(\text{radier}) = S (\text{Tour}) + S (\text{débord}) = 475.76 \text{ m}^2$$

Donc : $475.76\text{m}^2 > \text{m}^2$

D) Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$V: \text{L'effort tranchant ultime } V_u = (q_u \times L_{max})/2 = \frac{Nu \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

Avec :

$$Nu = 1,35 \times N_{ser} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 110714.615 + 1,35 \times 9835.2 = 162742.358\text{KN}$$

$$N_u = 162742.358 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, $L = 4.75\text{m}$

$$V_u = (q_u \times L_{\max})/2 = \frac{162742.358 \times 1}{613.856} \times \frac{4.75}{2} = 629.648 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{629.648}{1(0.90 \times 0.70)} = 0.999 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa pas de risque de cisaillement.}$$

E) Vérification de l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

$$W : \text{ Poids propre total de la Tour à la base du radier} = G_T + G_{\text{rad}} = 102190.80 + 9835.28$$

$$W = 112026.08 \text{ KN}$$

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 ($h = 3,50\text{m}$).

S_r: Surface du radier ($S_r = 613.856 \text{ m}^2$)

$$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 3,5 \times 613.856 = 32226.67 \text{ KN} < W = 112026.08 \text{ KN}$$

Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

F) Vérification de la stabilité du radier au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W.L/2$

M_r : Moment de renversement , $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau *i* .

Tableau IV-3: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.

W (KN)	Lx (m)	L x / 2	Ms (kn.m)	Mr	Ms / Mr	Vérification
102190.80	36.15	18.075	1847098.71	393429.294	4.69	Ok

Tableau IV-4: vérification de renversement de la Tour sens transversal.

W(KN)	Ly(m)	L y / 2	Ms	Mr	Ms / Mr	vérification
102190.80	15.29	7.647	781453.05	371603.944	2.10	ok

Finalemment : Donc pas de risque de renversement.

IV-4-1-Ferraillage du radier

A : Principe et paramètres de modélisation

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol en utilisant un modèle éléments finis détaillé et en appliquant la théorie des dalles sur appuis élastique.

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vue l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un $K=4 \text{ kg/cm}^3$ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols moyen dont la contrainte admissible est environ de 2 bars {référence : **Calcul pratique des ossatures debâtiments en béton armée** (*Albert Fuentes*)}.

Donc le radier sera chargé sur sa base inférieure par une charge uniformément répartie qui représsnte la réaction du sol.

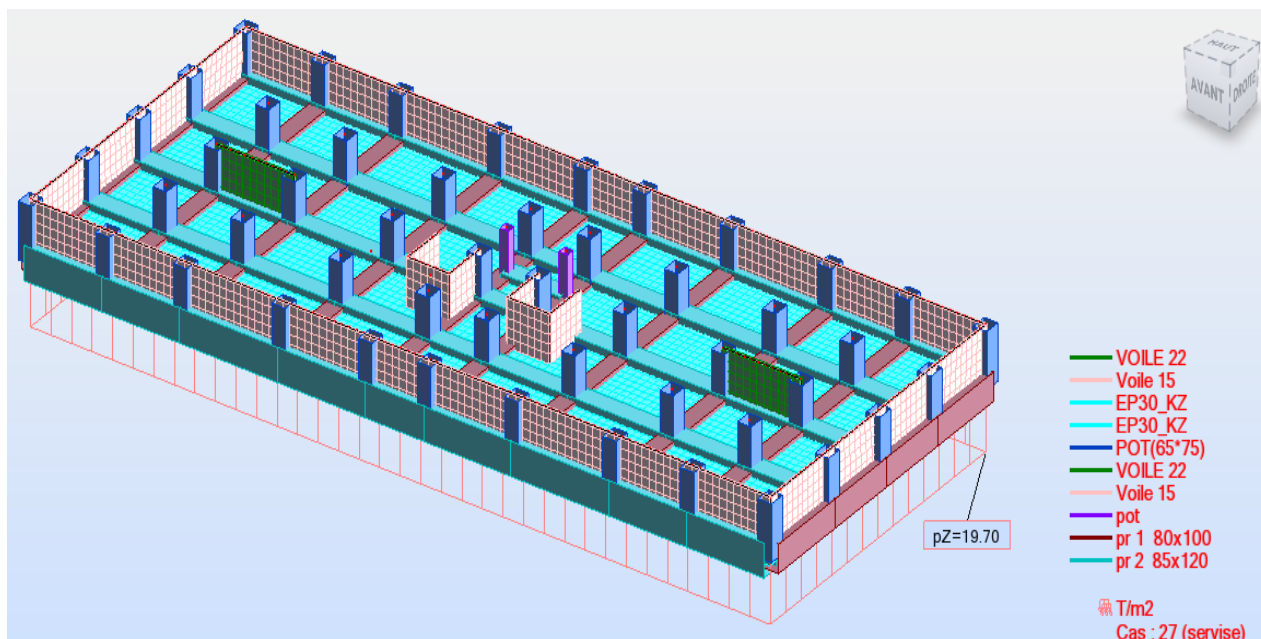


Figure VII-1 : Vue en 3D du radier.

IV-4-1-1-Calcul de ferrailage de la dalle radier

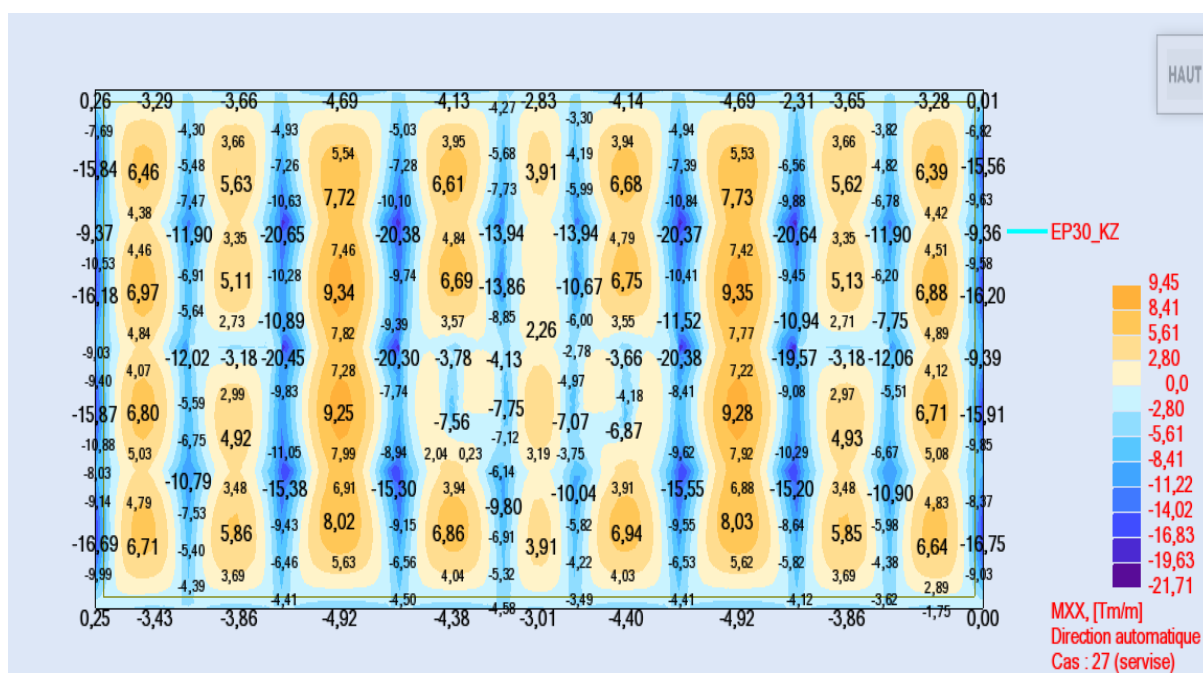


Figure VII-2 : Diagramme des moment au radier au niveau appuis et travée sens (x.x).

(Combinaison ELS)

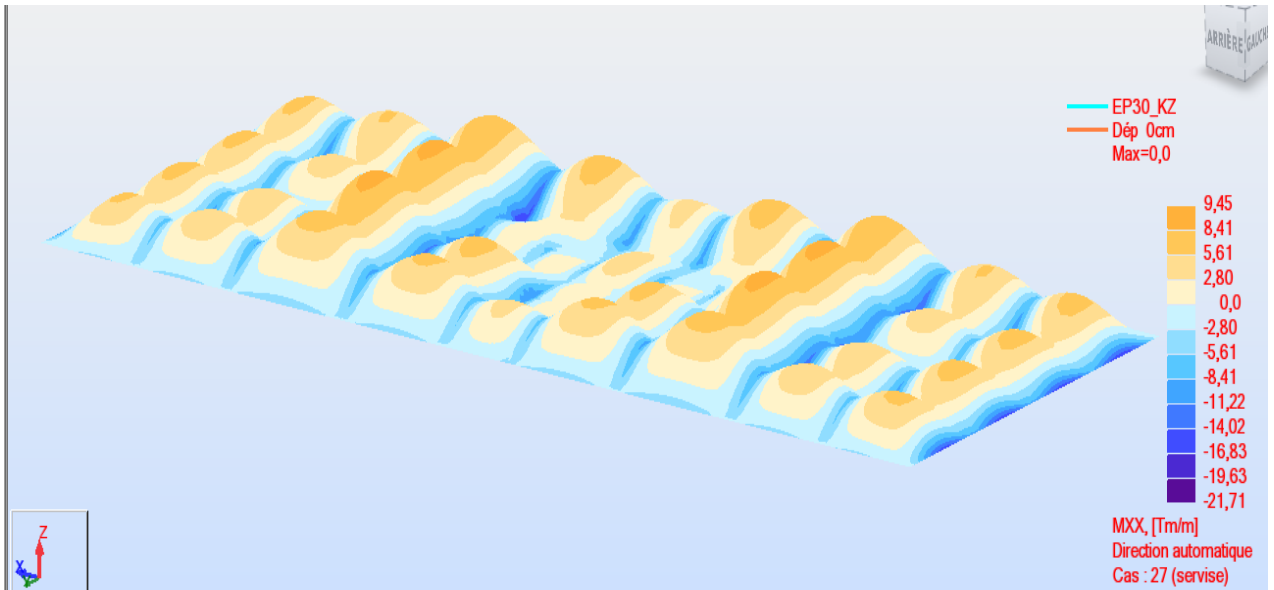


Figure VII -3: Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (x.x).

(Combinaison ELS)

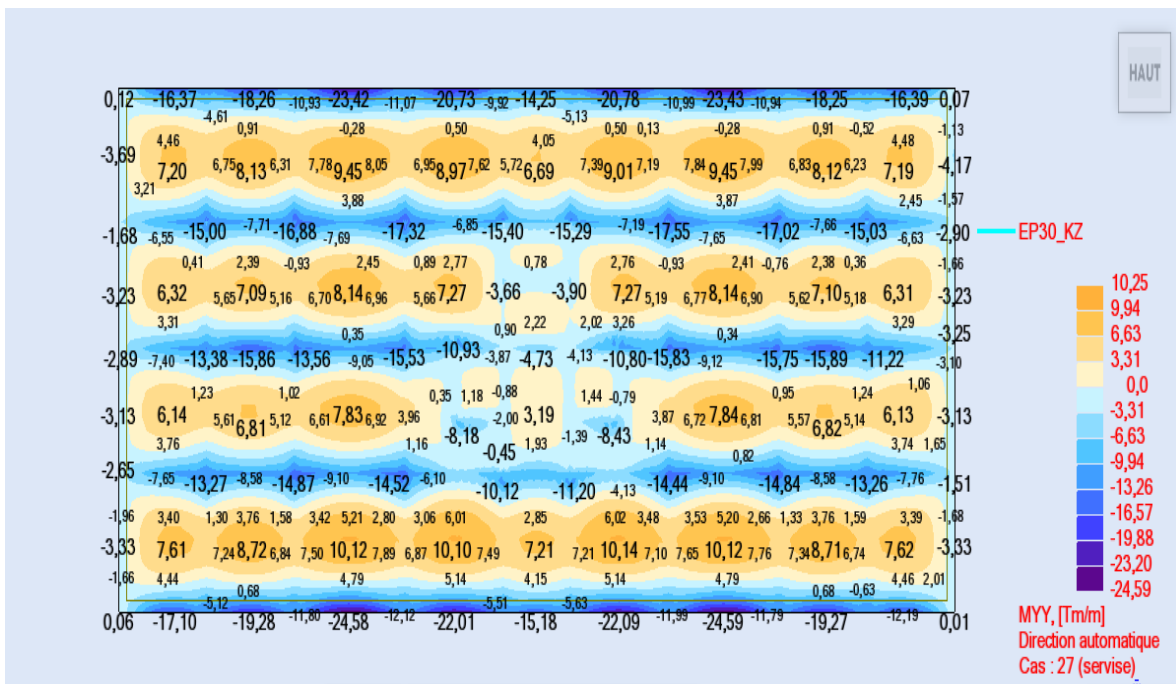


Figure VII-4 : Diagramme des moment au radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y).

(Combinaison ELS).

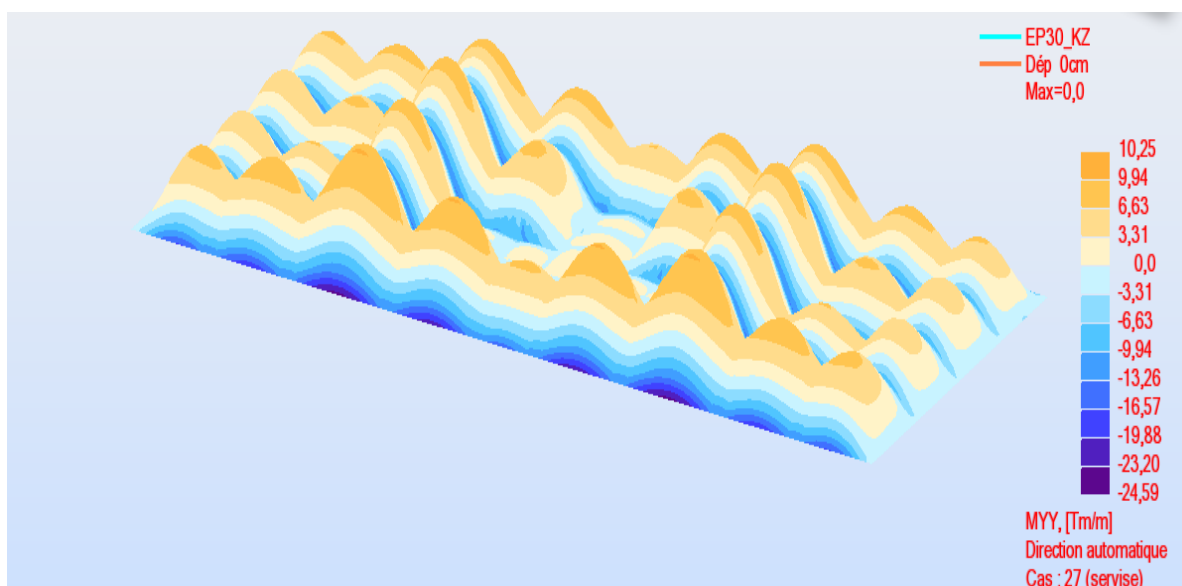


Figure VII -5 : Diagramme de déformation au radier au niveau appuis et travée sens (y.y)
(Combinaison ELS).

Tableau VII -5: moment des radier suivant les deux sens.

M_{xx} (kn.m)		M_{yy} (kn.m)	
travée	appui	travée	appuis
94.5	-217.1	102.5	-245.9

Tableau VII --6: Ferrailage des radier suivant les deux sens.

Radier	Travée		Appui		A_{st} choix des armatures	
	Acal	Achois	Acal	Achoi	Travée	Appuis
Sense xx	7.4	10.78	17.5	20.11	7HA14	10HA16
Senseyy	7.4	10.78	19.8	20.11	7HA14	10HA16

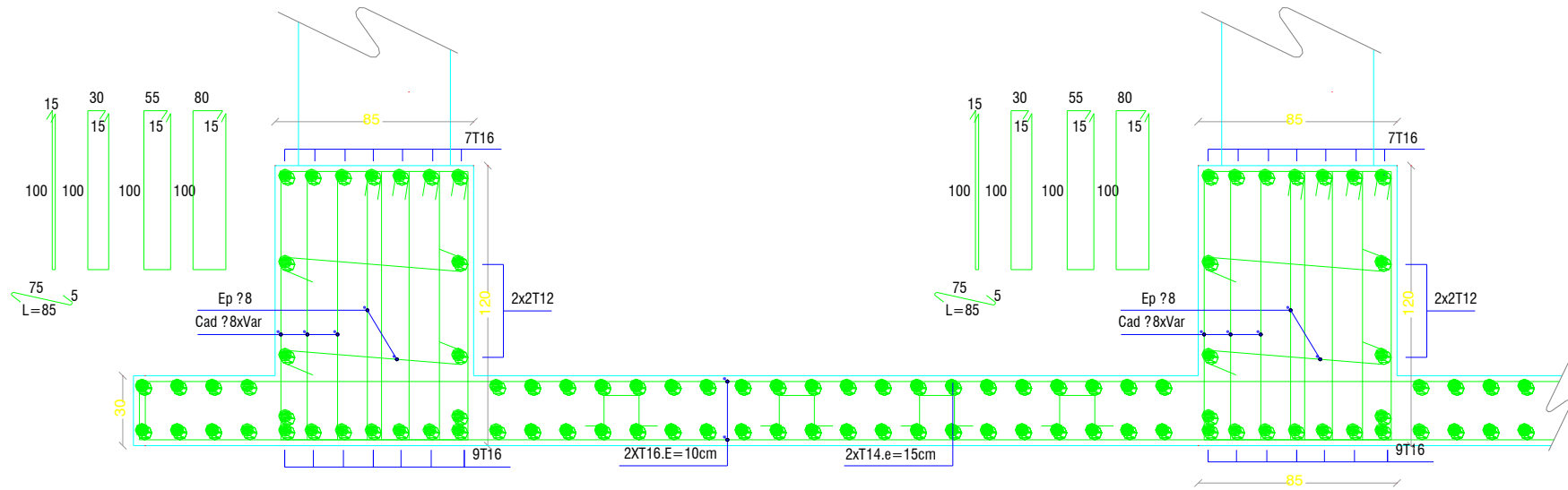


Figure VII -6 : exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens x-x

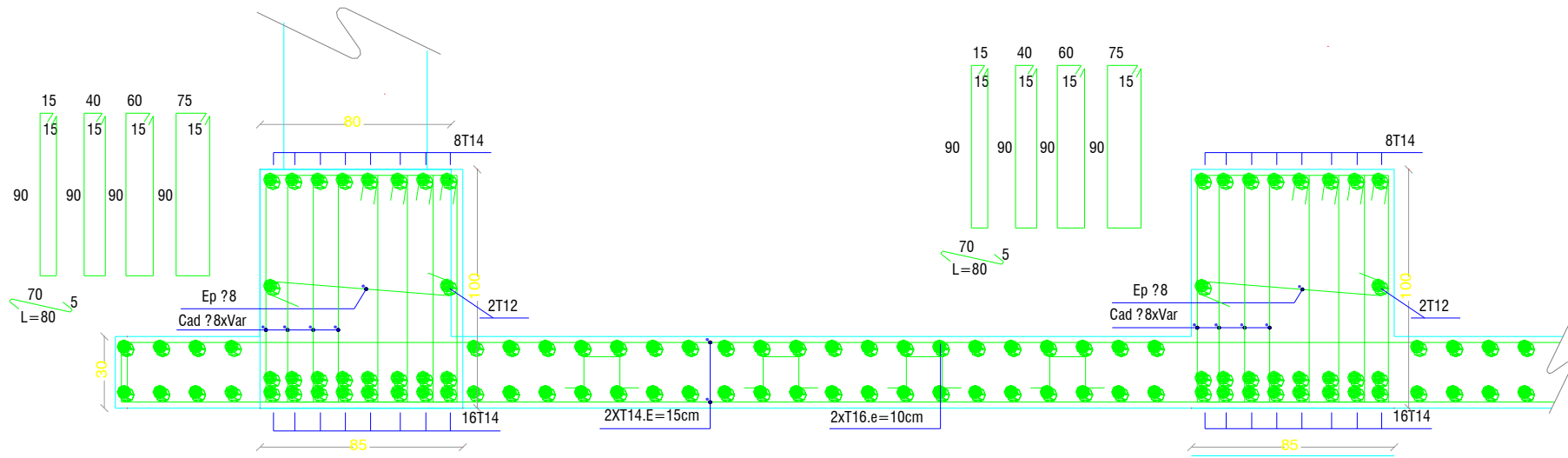


Figure VII -7 : exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général sens y-y

IV-4-1-2-Calcul de Ferrailage de nervure

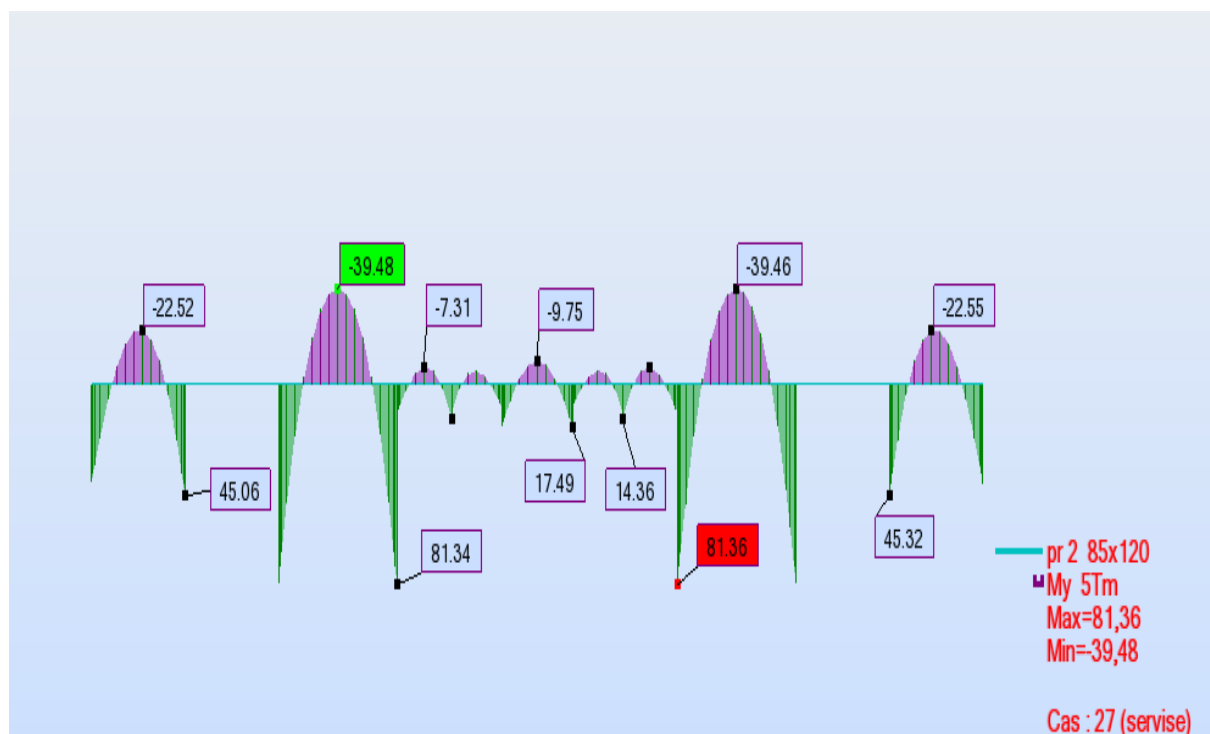


Figure VII-8: Diagramme des moment des nervures principales au niveau appuis et travée sens (x.x).(Combinaison ELS)

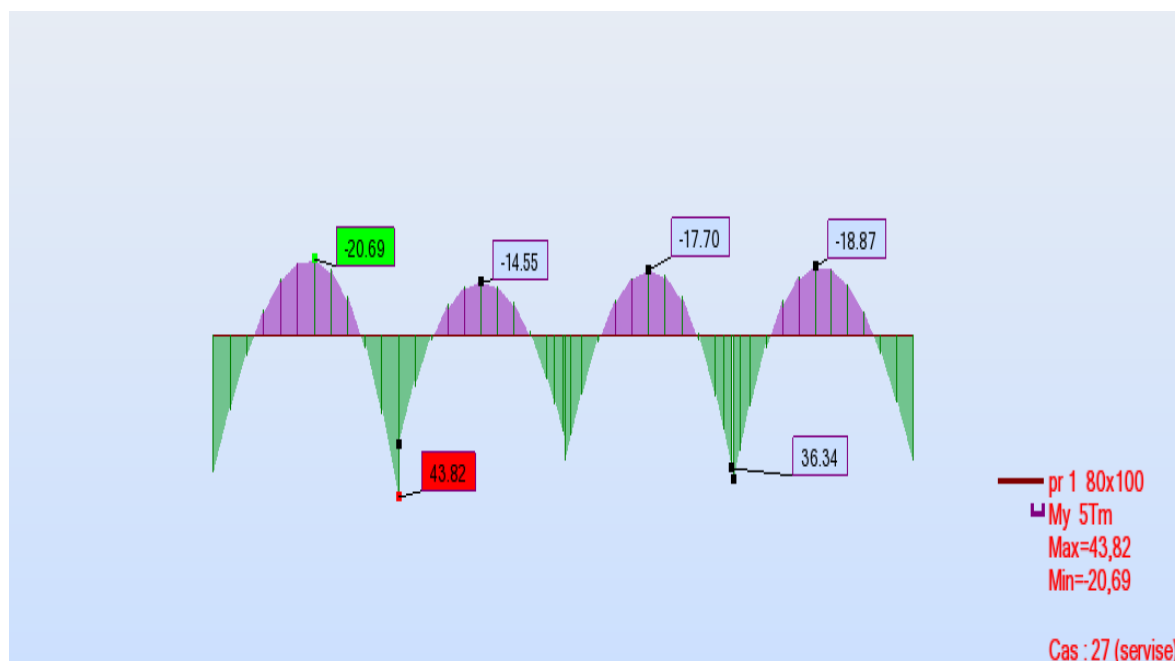


Figure VII-9: Diagramme des moment des nervures secondaire au niveau appuis et travée sens (y.y)(Combinaison ELS).

Tableau VII -7: moment des nervures suivant les deux sens.

M_{xx} (kn.m)		M_{yy} (kn.m)	
travée	appui	travée	appuis
-394.8	813.6	-206.9	438.2

Tableau VII-8 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.

Type de Poutre	Travée		Appui		A_{st} choix des armatures	
	Acal	Achois	Acal	Achoi	Travée	Appuis
Sense xx	18	18.10	47	48.25	9HA16	24HA16
Senseyy	11.30	12.32	24.60	24.63	8HA14	16HA14

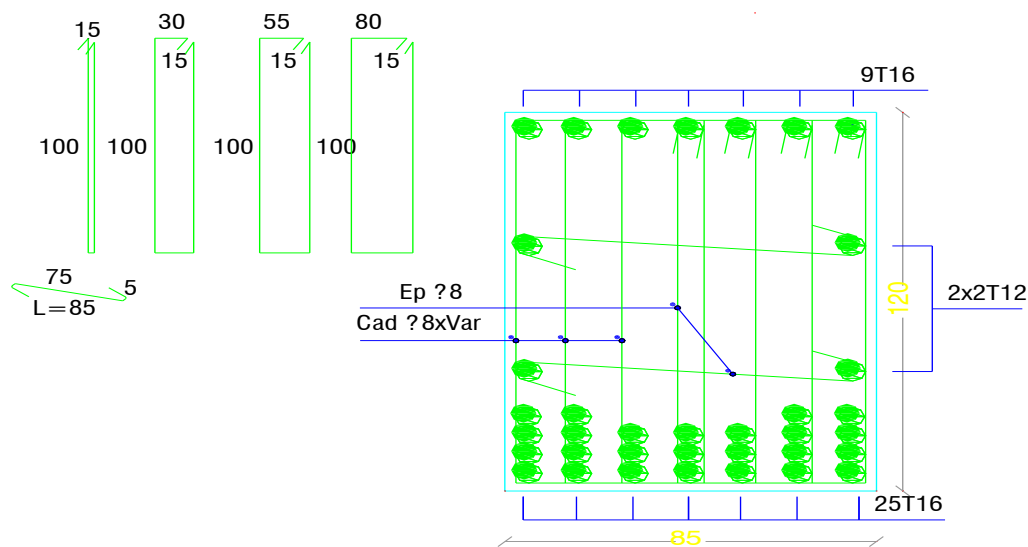


Figure 10 :Coupe de ferrailage de la dalle nervure des principales au niveau appuis.

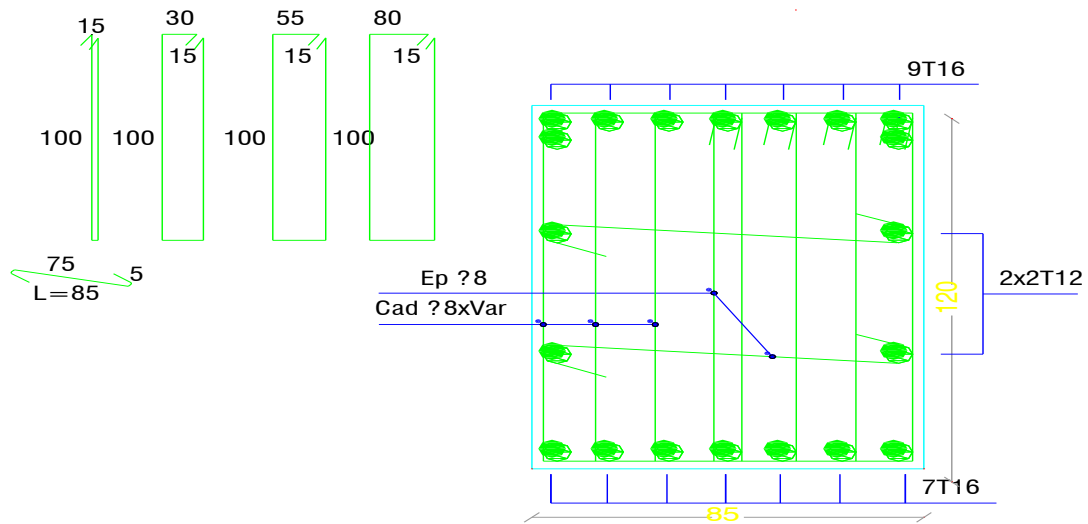


Figure 11: Coupe de ferrailage des nervure des principales au niveau travée.

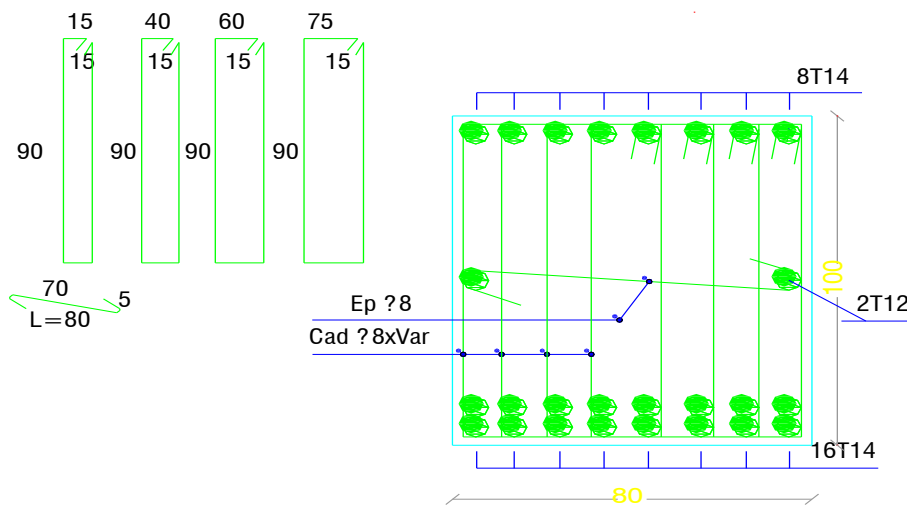


Figure 12: Coupe de ferrailage des nervure des principales au niveau appuis.

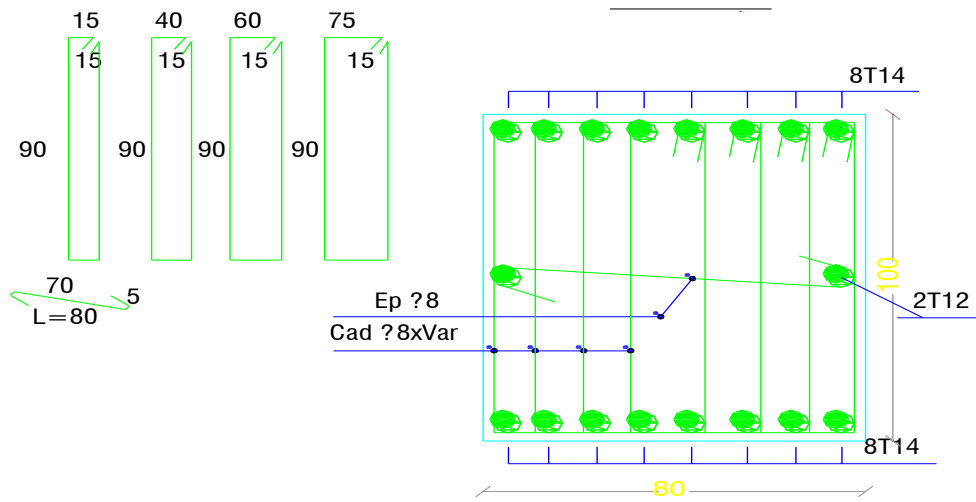


Figure 13: Coupe de ferrailage des nervure des principales au niveau travée

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait portance du sol et l'importance des charge de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

[1] Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).

[2] Document technique réglementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA 99 /version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger).

[3] Document technique réglementaire (D.T.R. C 2-47) Règlement neige et vent "R.N.V.1999".

Logiciel :

[4] Calcul des ouvrages en béton armé.(texte imprimé) M Belazougui

Logiciel :

► AUTOCAD 2015.....Dessin

► Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.....Calcul