

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : MOUADNA Mohamed

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+9
contreventé par refends et portiques**

Sous la direction de : Mr. LABROUKI Bachir

Juillet 2021

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier également nos familles pour leurs encouragements durant tout notre parcours d'études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur : Dr. LABROUKI. BACHIR pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

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

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, et tous nos amis pour leur aide, leur patience.

Enfin, nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

Résumé

Le présent mémoire, intitulé étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+ 9 contreventé par refends et portiques implantée dans la wilaya Guelma, classée comme zone IIa.

- Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements BAEL91 et RPA99 V/2003.
- L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul Robot 2010.
- Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et les voiles) a été mené par le logiciel de ferrailage Expert 2010, et les éléments secondaires a été fait manuellement.
- étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots-Clés : bâtiment, refends, portiques, Séisme, ferrailage.

Summary

The present thesis, entitled study of a housing building of nine stories braced by shear walls and frames which will be implemented in the Wilaya of Guelma, classified as zone IIa.

- The pre-dimensioning of the carrying elements was made in accordance with regulations of BAEL91 and RPA99 V/2003.
- The seismic analysis of the structure was carried out by the computation software Robot structural analysis 2010.
- The reinforcement of the carrying elements (posts, beams and veils) was carried out by the software of reinforcement Expert 2010 and the secondary element was made manually.
- We studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keywords: building, braced, shear walls, frames, Earthquake, Reinforcement.

ملخص

هذه المذكرة هي عبارة عن دراسة مفصلة لبناية ذات استعمال سكني مكونة من طابق ارضي + 9 طوابق مع دعم تقوية أفقي مشكل من جدران وأطر من الخرسانة المسلحة، يتم إنجازها بولاية قالمة، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa . تمت عملية دراسة العناصر الحاملة وفقا لنظم BAEL91 و RPA99 V/2003 .

- التحليل الزلزالي لهيكل المبنى تم من خلال برنامج الحسابات Robot 2010 .
- تعزيز العناصر الحاملة (اعمدة، عارضات، جدران) تمت بواسطة برنامج التعزيز Expert 2010

اما بالنسبة للعناصر الثانوية فقد تم حسابها يدويا .

- دراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات .

الكلمات المفتاحية: بناية، دعم تقوية أفقي، جدران وأطر من الخرسانة المسلحة، زلزال، تسليح.

Sommaire

Résumé

Liste tableaux

Liste des figures

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1 Introduction :	2
I.2 Présentation de l'ouvrage :	2
I.2.2 caractéristique géotechnique du sol	9
I.3 Conception Générale	9
I.3.1 Le Contreventement	9
I.3.2 Plancher	9
I.3.2 Ossature	9
I.3.3 Maçonnerie	9
I-3.5 Revêtement.....	9
I.3.5 Escaliers	10
I.3.6 Isolation	11
I.3.7 Les poteaux.....	11
I.3.9 Les voiles :	11
I.3.10 Local d'ascenseur	11
I.3.11 Acrotères.....	11
I.4 Caractéristiques des matériaux.....	11
I.4.1.1 Le béton	12
I.4.1.1 Principaux caractéristiques et avantages du béton.....	12
I.4.1.2 Les matériaux composants le béton	12
I.4.1.3 Dosage du béton	13
I.4.1.4 Résistances mécaniques du béton :	14
a.Résistance à la compression :	14
I.4.2 L'Aciers :	19
I.4.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier:	19
I.4.2.2 Contrainte limite de l'acier :	20
I.4.2.3 Diagramme contraintes-déformations :	21
I.4.2.4 Contrainte limite de traction des armatures	22
I.4.2.4 Etats limites.....	22

I.4.2.5 Protection des armatures :	25
I.6 Hypothèses de calcul	25

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges

II.1 Introduction :	27
II.2 Pré dimensionnement des éléments de la structure :	27
II .2.1 Les planchers :	27
Conclusion :	29
II .2.2 Les poutres :	30
II .2.2.1 Les poutres principales :	30
II .2.2.2 Les poutres secondaires (chinage) :	31
II .2.3.1 Palier de repos et La paillasse :	32
II .2.3.2 La poutre palière :	33
II .2.4 les voiles :	34
II .3 Evaluation des charges :	36
II .3.1.Les planchers	36
II .3.1.1 Plancher terrasse :	36
II .3.1.2 Plancher étage courant et RDC :	37
II .3.1.3 Plancher Dalle pleine (balcons) :	38
II .3.1.5 L acrotère :	39
II .3.1.6 Les Murs :	39
II .3.1.7.Escalier :	40
II .3.1.8.Les poutres :	41
II .4.1.2 Calcul de la longueur de flambement L_f :	43
II .4.1.3 Calcul de l'effort N_u	43
II .4.1.4 Descente des charges :	44
II .4. 1.5 Choix du poteau le plus sollicité :	46
II .4-1.5.1 Poteaux centrale :	46
II .4.1.5.2 Poteaux de rive :	49
II .5 Vérification des poteaux selon le RPA 99 version 2003 :	52
II .5.1 Vérification des dimensions :	52
II .5.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	53
II.5.3 Vérification du poteau au flambement :	54

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :	56
III.2 Acrotère :	56
III.2.1 Calcul des sollicitations :	56
III.2.2 Evaluation des charges :	57
III.2.3 Ferrailage de l'acrotère :	57
III.2.3.1 Calcul des armatures :	58
III.2.3.2 Vérification de l'acrotère au séisme :	60
III.3 L'escalier :	61
III.3.1 Introduction :	61
III.3.2 Terminologie :	61
III.3.3 Les différents types des escaliers :	62
III.3.4 Charges et surcharges sur l'escalier :	62
III.3.4.1 Palier et La paillasse :	62
III.3.4.2 Etude de La poutre palière :	67
III.4 Les planchers :	71
III.4.1 Définition :	71
III.4.1 Etude des poutrelles :	71
III.4.2.1 Méthode de calcul des poutrelles :	72
III.4.2.2 Méthode forfaitaire :	72
III.4.2.3 Méthode de Caquot :	73
III.4.2.4 Les différents types de poutrelles :	74
III.4.2.5 Les différentes descentes de charge :	74
III.4.2.6 Etude de la poutrelle par niveaux :	75
III.4.2.6.1 Etude de la poutrelle au niveau terrasse :	75
I.1.1.1. Etude de la poutrelle au EC et RDC :	79
III.4.3 Ferrailage de la dalle de compression :	84
III.4.4 La dalle flottante :	86
III.5 Etude la dalle machine :	87
III.5.1 Introduction :	87
III.5.2 Pré dimensionnement :	87
III.5.3 Détermination des charges et surcharges :	88
III.5.4 Le ferrailage de la dalle machine :	90
III.6 Etude des balcons :	92

III.6.1 dimension de la dalle :	92
III.6.1 Calcul de ferrailage :	93
III.6.3 Schéma de ferrailage :	95

Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation.

IV .1 Introduction	96
IV .2 Objectif de l'étude dynamique	96
IV .3 Méthodes de calcul	96
IV .3.1 Méthode d'analyse modale spectrale	97
IV .3.1.1 Domaine d'application	97
IV .3.1.2 Principe	97
IV .3.1.3 Spectre de réponse de calcul	97
IV .3.1.4 Classification de site	98
IV .3.1.5 Détermination des paramètres du spectre de réponse	98
4.Régularité en élévation :	100
5.Contrôle de la qualité des matériaux : Généralement non observé $\rightarrow P_q = 0.05$	100
6.Contrôle de la qualité de l'exécution :	100
IV .3.1.6 Nombre de mode à considérer	102
IV .4 Modélisation	103
IV .4.1 Présentation du logiciel "ROBOT 2010" :	103
IV .4.2 Résultats	105
IV 4.2.1 Vérification le Période	105
IV .4.2.2 Poids total de la structure	106
IV .4.2.3 Application de la méthode d'analyse modale spectrale	106
IV .4.2.4 Calcul de la force sismique statique :	111
IV .4.2.5 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)	111
IV 4.2.6. Vérification de déplacement :	112
IV.4.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	117
IV.4.1.8 Vérification de L'excentricité accidentelle	118
IV.4.1.9 Vérification au renversement	120

Chapitre V : Etude du vent

V.1.Introduction :	122
V.2 Principe de calcul	122
V.3 Application de R N V 99	122
V.3.1 Effet de la région : q_{ref}	122

V.3.2 Effet de site	123
V.3.3 Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	123
V.3.4 Coefficient de topographie : $C_T(z)$	124
V.3.6 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$	124
V.3.7 Détermination du coefficient dynamique C_d	125
V.3.9 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	131
V.3.11 Calcul de la pression due au vent	132
V.3.12 Calcul des forces de frottement	134

Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

VI .1 Introduction	137
VI .2 Etude de ferrailage des poteaux	137
VI .2.1 Combinaisons spécifiques de calcul	137
VI .2.2 Calcul du ferrailage longitudinal	137
VI .2.3 Calcul des armatures transversales	140
VI .2.4 Schéma de ferrailage	142
VI .3 Etude de Ferrailage des poutres	145
VI .3.1 Armatures longitudinales	146
VI .3.2 Armatures transversales	146
VI.3.3 Etude des poutres principales	147
VI.4 Etude de Ferrailage des voiles	157
VI.4.1 Conception	157
VI.4.2 Rôle de contreventement	158
VI.4.3 Pré dimensionnement des voiles	158
VI.4.4 Calcul des armatures du voile	158
VI.4.4.1 Les armatures horizontales	158
VI.4.4.2 Les armatures transversales (Disposées perpendiculairement aux armatures verticales)	158
VI.4.4.3 Armatures verticales	158
VI.4.4.4 L'espacement des armatures verticales et horizontales	159
VI.4.4.6 Ferrailage des voiles	159
VI.5 Vérification au cisaillement	164
VI.6 Schéma de ferrailage	164

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII .1 Introduction	166
VII.2 Rôles des fondations	166

VII.2.1 Définition	166
VII.2.2 Rôle principal	166
VII .3 Type de fondations.....	167
VII.3.1 Contrainte admissible du sol	167
VII 3.2 Types des fondations superficielles	168
VII .3.2.1 dimensionnement de la semelle isolée :.....	168
VII.3.2.2 Dimensionnement de la semelle filante	170
VII.3.2.3. Vérification de Radier général	171
VII.4 Radier général.....	171
VII.4.1 Différents types de radiers	171
VII.4.2. Pré dimensionnement de radier général :.....	171
VII .4.3 Epaisseur de Nervure du radier.....	171
VII .4.4 Epaisseur de la dalle du radier	172
VII .4.5 Calcul de surface minimale du radier.....	173
VII .4.6 Calcul du débordement	173
VII .4.6 Vérification du radier	173
VII.5 Ferrailage du radier.....	175
VII .5.2 Schéma de ferrailage	180
VII.5.3 Calcul de Ferrailage de nervure	181
VII .5.4 Schéma de ferrailage	183
VII .6 Etude des longrines	184
VII.6.1 Définition	184
VII .6.2 Dimensionnement de longrine	184
VII .6.3 Ferrailage de la longrine	185
VII.7.1 Dimensionnement	187
VII .7.2 Caractéristiques du sol	187
VII .7.3 Méthode de calcul.....	187
VII .7.4 Ferrailage	187
VII.7.5 Schéma de ferrailage	190
Conclusion générale	191
Annexe	192
Bibliographie	

Liste tableaux

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

Tableau I- 1: caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
Tableau I- 2: Tableau de composition moyenne du béton.....	14
Tableau I- 3: Caractéristique des nuances d'acier.	20

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II- 1: Evaluation des charges dans le plancher terrasse.	36
Tableau II- 2: Evaluation des charges dalle de balcon (plancher terrasse).	38
Tableau II- 3: Evaluation des charges dalle de balcon étage courant et RDC. Tableau II- 4..	39
Tableau II- 5: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.	39
Tableau II- 6: Charge permanente du mur simple cloison.	40
Tableau II- 7: Evaluation des charges de palier.	40
Tableau II- 8: Evaluation des charges de Paillasse.	41
Tableau II- 9: Pré dimensionnement des poteaux.	43
Tableau II- 10: Calcul de N_u^- des poteaux de Tour.	44
Tableau II- 11: surface des poteaux.....	46
Tableau II- 12: Vérifications du $1,1 N_u \leq N_u^-$ des poteaux.....	49
Tableau II- 13: surface des poteaux.....	49
Tableau II- 14: Détermination des charges d'exploitations.	50
Tableau II- 15: Vérifications du $1,1 N_u \leq N_u^-$ des poteaux.....	52
Tableau II- 16: 1ère Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux	52

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III- 1: l'effort tranchant et moment isostatique.	64
Tableau III- 2: tableau de calcul la section Travée et Appui.	65
Tableau III- 3: tableau de Vérification à ELS : le BAEL93.....	67
Tableau III- 4: tableau de calcul la section Travée et Appui	69
Tableau III- 5: Les différentes descentes de charge.	74
Tableau III- 6: Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.....	77
Tableau III- 7: Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.....	79
Tableau III- 8: tableau de Vérification à ELS : le BAEL93.....	83
Tableau III- 9: Les différentes sollicitations sur les poutrelles	83
Tableau III- 10: tableau de ferrailage de différent type de plancher.....	84
Tableau III- 11: tableau de calcul a ELU et ELS	89
Tableau III- 12 : calcul les moments Travée et Appui	90
Tableau III- 13: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en lx.....	91
Tableau III- 14: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en ly.....	91
Tableau III- 15: tableau de Vérification à ELS : le BAEL93.....	92
Tableau III- 16: Tableau des résultats de ferrailage en lx et ly	94

Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation

Tableau IV- 1: valeurs des pénalités.	100
Tableau IV- 2: Périodes et facteurs de participation modale.....	105
Tableau IV- 3 : Tableau des masses	106
Tableau IV- 4: Les réactions à la base.....	112
Tableau IV- 5: Vérification de la résultante des forces sismique.....	112

Tableau IV- 6: les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.	113
Tableau IV- 7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).....	118
Tableau IV- 8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).....	118
Tableau IV- 9: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	119
Tableau IV- 10: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal	120

Chapitre V : Etude du vent

Tableau V- 1: Valeurs des q dyn appliquées de chaque niveau.....	124
Tableau V- 2: Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	126
Tableau V- 3: Cpe pour les parois verticales -Direction du vent V2.....	127
Tableau V- 4: Cpe pour les parois verticales -Direction du vent V1.....	128
Tableau V- 5: Cpe pour les les toitures plates de bâtiment.....	130
Tableau V- 6: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour Sens x : b = 25.00m.....	130
Tableau V- 7: résultat de coefficient de pression de vent Cp	131
Tableau V- 8: Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau	135
Tableau V- 9: Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour.....	136

Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

Tableau VI- 1: A _u (min) et A _u (max) Selon le RPA 99 et BAEL 91 des sections des poteaux.	138
Tableau VI- 2: A _u (min) de chaque section du poteau.	139
Tableau VI- 3: Résultats des efforts correspondant à chaque poteau.	139
Tableau VI- 4: Résultats du ferrailage longitudinal par niveau.....	140
Tableau VI- 5: Résultats du ferrailage transversal par niveau.....	141
Tableau VI- 6: coupe Ferrailage des poteaux (40×40) cm ²	142
Tableau VI- 7: Exemple de calcul des armatures longitudinales (9 ^{ème} étage).....	147
Tableau VI- 8: calcul des armatures longitudinales des poutres Principales.....	152
Tableau VI- 9: Ferrailage des poutres principales.....	153
Tableau VI- 10: calcul des armatures longitudinales des poutres secondaires.....	155
Tableau VI- 11: Ferrailage des poutres secondaire.	155
Tableau VI- 12: Pré dimensionnement des voiles :	158
Tableau VI- 13: Résultats des efforts des voiles longitudinales.....	160
Tableau VI- 14: Résultats des efforts des voiles transversales.....	160
Tableau VI- 15: Ferrailage du Voile longitudinal VL1.	161
Tableau VI- 16: Ferrailage du Voile longitudinal VL2.	161
Tableau VI- 17: Ferrailage du Voile transversale Vt1.	162
Tableau VI- 18: Ferrailage du Voile transversale Vt2.	162
Tableau VI- 19: Ferrailage du Voile transversale Vt3.	163
Tableau VI- 20: Coupe horizontale de Ferrailage des voiles au niveau de RDC.....	164

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII- 1: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.....	175
Tableau VII- 2: moment des radier suivant les deux sens.....	178
Tableau VII- 3: moment des nervures suivant les deux sens.	182
Tableau VII- 4: Ferrailage des nervures suivant les deux sens.	182
Tableau VII- 5: tableau de calcul le ferrailage a ELU	188
Tableau VII- 6: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui	189

Liste des figures

Figure 1 : vue en plan de RDC.....	4
Figure 2 : vue en plan de l'étage courant.....	5
Figure 3 : vue en plan de terrasse.....	6
Figure 4 : Coupe de l'ouvrage.....	7
Figure 5 : façade.....	8
Figure 6 : plancher.....	10
Figure 7 : Maçonnerie.....	10
Figure 8 : Composition du béton.....	14
Figure 9 : Diagramme parabole-rectangle.....	17
Figure 10 : Diagramme rectangle simplifié.....	17
Figure 11 : Diagramme des déformations limites de la section.....	18
Figure 13 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....	21
Figure 14 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	23
Figure 15 : Dalle à corps creux.....	28
Figure 16 : Coupe verticale du plancher en corps creux.....	29
Figure 17 : Schéma d'escalier.....	32
Figure 18 : Inclinaison de la paillasse.....	33
Figure 19 : Coupe plancher terrasse.....	37
Figure 20 : Coupe plancher étage courant et RDC.....	38
Figure 21 : Composants dalle balcon (plancher terrasse).....	38
Figure 22 : acrotère.....	39
Figure 23 : Mur extérieur.....	40
Figure 24 : Mur simple cloison.....	40
Figure 25 : Section réduite du poteau.....	44
Figure 26 : Représentation du poteau central.....	46
Figure 27 : Représentation du poteau de rive.....	50
Figure 28 : L'acrotère.....	56
Figure 29 : section de calcul d'acrotère.....	57
Figure 30 : longueur de scellement.....	59
Figure 31 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	60
Figure 32 : présentation de l'escalier.....	62
Figure 33 : Schéma d'escalier niveau RDC et EC.....	62
Figure 34 : Les diagrammes des sollicitations (ELS).....	63
Figure 35 : Diagramme des sollicitations RDC et EC à ELU.....	64
Figure 36 : Diagramme des sollicitations RDC et EC à ELS.....	64
Figure 37 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	67
Figure 38 : Diagramme des moments de la poutre palière.....	68
Figure 39 : Schéma de ferrailage de poutre palière.....	70
Figure 40 : Plan de coffrage (Disposition des poutrelles).....	71
Figure 41 : Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau Terrasse.....	77
Figure 42 : Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau Terrasse.....	78
Figure 43 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau Terrasse.....	78
Figure 44 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau Terrasse.....	78
Figure 45 : Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau EC et RDC.....	79
Figure 46 : Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau EC et RDC.....	79

Figure 47: Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau EC et RDC	80
Figure 48: Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau EC et RDC	80
Figure 49: Schéma de ferrailage des poutrelles	84
Figure 50: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	85
Figure 51: Schéma de dalle flottante sur terre-plein.	86
Figure 52: Schéma statique et concept d'ascenseur.	87
Figure 53: Schéma de la dalle machine.....	87
Figure 54: Schéma du balcon.....	92
Figure 55: Schéma de ferrailage de balcon.....	95
Figure 56: Les différents types de structures dans Robot Structural Analyses Professional 2010.....	104
Figure 57: Model de la structure 3D.	104
Figure 58: La disposition des murs voiles et poteaux.....	105
Figure 59: Schéma du spectre de réponse suivant X.....	107
Figure 60: Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	108
Figure 61: 1er mode de déformation selon X (2D-X-Y).....	109
Figure 62: 1er mode de déformation selon X (3D).....	109
Figure 63: 2éme mode de déformation selon Y (2D-X-Y).....	109
Figure 64: 2éme mode de déformation selon Y (3D)	110
Figure 65: 3éme mode de déformation selon Z (2D-X-Y).....	110
Figure 66: 3éme mode de déformation selon Z (3D).....	111
Figure 67: Action du vent.....	122
Figure 68: Répartition de la pression dynamique	123
Figure 69: légende pour les parois verticales	126
Figure 70: légende relative aux murs verticaux V2	127
Figure 71: Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V2.	127
Figure 72: légende relative aux murs verticaux V1.	128
Figure 73: Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1.	129
Figure 74: Répartition de Cpe sur les toitures plates.....	129
Figure 75: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour Sens x : b = 12.30 m.	131
Figure 76: Les crochets des barres horizontales.....	141
Figure 77: Ferrailage des poteaux (40×30) cm ²	142
Figure 78: coupe Ferrailage des poteaux (50×40) cm ²	143
Figure 79: coupe Ferrailage des poteaux (60×40) cm ²	143
Figure 80: Ferrailage de recouvrement des poteaux (60×40) cm ² et (50×40) cm ²	144
Figure 81: Ferrailage de recouvrement des poteaux (50×40) cm ² et (40×40) cm ²	144
Figure 82: Ferrailage de recouvrement des poteaux (40×40) cm ² et (40×30) cm ²	145
Figure 83: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis	152
Figure 84: Ferrailage des poutres principales au niveau de travée	152
Figure 85: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée niveaux terrasse.	153
Figure 86: Ferrailage poutres principales (appuis et travée) niveaux 3 à 8 ème étage.	153
Figure 87: Ferrailage poutres principales (appuis et travée) niveaux 2 ère étage.	154
Figure 88: Ferrailage poutres principales (appuis et travée) niveaux 1 ère étage.....	154
Figure 89: Ferrailage des poutres principales (appuis et travée) niveaux RDC.....	154

Figure 90: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux terrasse.....	156
Figure 91: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux 2 à 8 ^{ème} étage.....	156
Figure 92: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux 1 ^{er} étage.	156
Figure 93: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux RDC étage.	157
Figure 94: Voile soumis à la flexion composée.	157
Figure 95: Les différents types de fondations superficielles.....	167
Figure 96: Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées.....	168
Figure 97: Vue en 3D du radier.....	176
Figure 98: Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée sens (X.X). (Combinaison ELS).....	176
Figure 99: Diagramme de déformation du radier au niveau appuis et travée sens (X.X) (Combinaison ELS).....	177
Figure 100: Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y). (Combinaison ELS).....	177
Figure 101: Diagramme de déformation du radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).....	178
Figure 102: Différentes sollicitations agissantes du radier effort tranchant : T _{XX} «ELU»	179
Figure 103: Différentes sollicitations agissantes du radier effort tranchant : T _{YY} «ELU»	179
Figure 104: exemple de coupe de ferrailage de la dalle du radier général.....	180
Figure 105: Diagramme des moments des nervures principales au niveau appuis et travée sens (X.X). (Combinaison ELS)	181
Figure 106: Diagramme des moments des nervures secondaires au niveau appuis et travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).	181
Figure 107: Ferrailage des nervures suivant les deux sens.	183
Figure 108: Schéma de ferrailage des nervures Sens YY.....	184
Figure 109: coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée.....	186
Figure 110: schéma des voiles périphériques longitudinales avec les poteaux et les poutres	187
Figure 111: Diagramme des contraintes.....	188
Figure 112: schéma de ferrailage du voile périphérique.	190

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste, il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire, les principales spécialisations du génie civil sont la structure, l'hydraulique, l'environnement et la géotechnique.

On observe deux grandes distinctions au sein du génie civil : le bâtiment et les travaux publics

Quelle que soit sa spécialisation l'ensemble du travail d'un spécialiste repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Ce travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre : "Présentation de la construction et caractéristiques des matériaux " est consacré à la présentation des caractéristiques géométriques de la tour, des propriétés mécaniques des deux matériaux utilisés (béton et acier) ainsi que la méthode à l'état limite.

Le deuxième chapitre : "Prédimensionnement et charges utilisées "Il présente l'ensemble des règles utilisées pour le prédimensionnement des éléments secondaires et porteurs du bâtiment ainsi que les charges considérées dans les calculs dont notamment les charges permanentes, les surcharges d'exploitation.

Le troisième chapitre: «Calcul des éléments secondaires "il expose les notes de calcul du ferrailage des planchers, des escaliers, des balcons, l'ascenseur et de l'acrotère.

Le quatrième chapitre : "Etudes sismique et modélisation "nous avons fait une étude dynamique de la structure par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2010 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Le cinquième chapitre : "Etude du vent " nous avons fait une étude les actions climatiques (vent) qu'ils ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Le sixième chapitre : "Ferrailage des éléments Structuraux " il présente les notes de calcul du ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles conformément aux règles parasismiques algériennes et des règles CBA/93.

Le septième chapitre : "Etude de l'infrastructure " nous avons fait un choix des fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

Et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**I.1 Introduction :**

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à service d'abri, c'est à dire à protéger des personnes des intempéries, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction social, politique ou culturelle.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts tel que la stabilité de l'ouvrage et la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion). Afin d'assurer la sécurité du bâtiment on sait que la diminution des couts du projet et assure le confort et l'esthétique.

Donc pour atteindre les objectifs précédents, en particulier la sécurité du bâtiment on se base sur des règlements et des méthodes connues (**RPA99 modifié en 2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet à l'étude est une tour en béton armé de 10 niveaux (R+9).Le contreventement sera assuré par une structure mixte en béton armé : portiques auto stables + voiles porteurs.

La tour est implantée à la Wilaya de Guelma classée par les règles parasismiques Algériennes R.P. A99 "Version 2003" comme une zone de moyenne sismicité "zone **IIa**".

La tour se compose d'un seul bloc constitué d'un rez-de-chaussée et neuf étages identiques, avec une terrasse inaccessible et une partie accessible.

L'ouvrage est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan et en élévation,

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous :

Tableau I- 1: caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Largeur	12.30 m
Longueur	25.00 m
Hauteur du R.D.C	3.20 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur totale du bâtiment	30.74 m
Surface totale	307.5 m ²

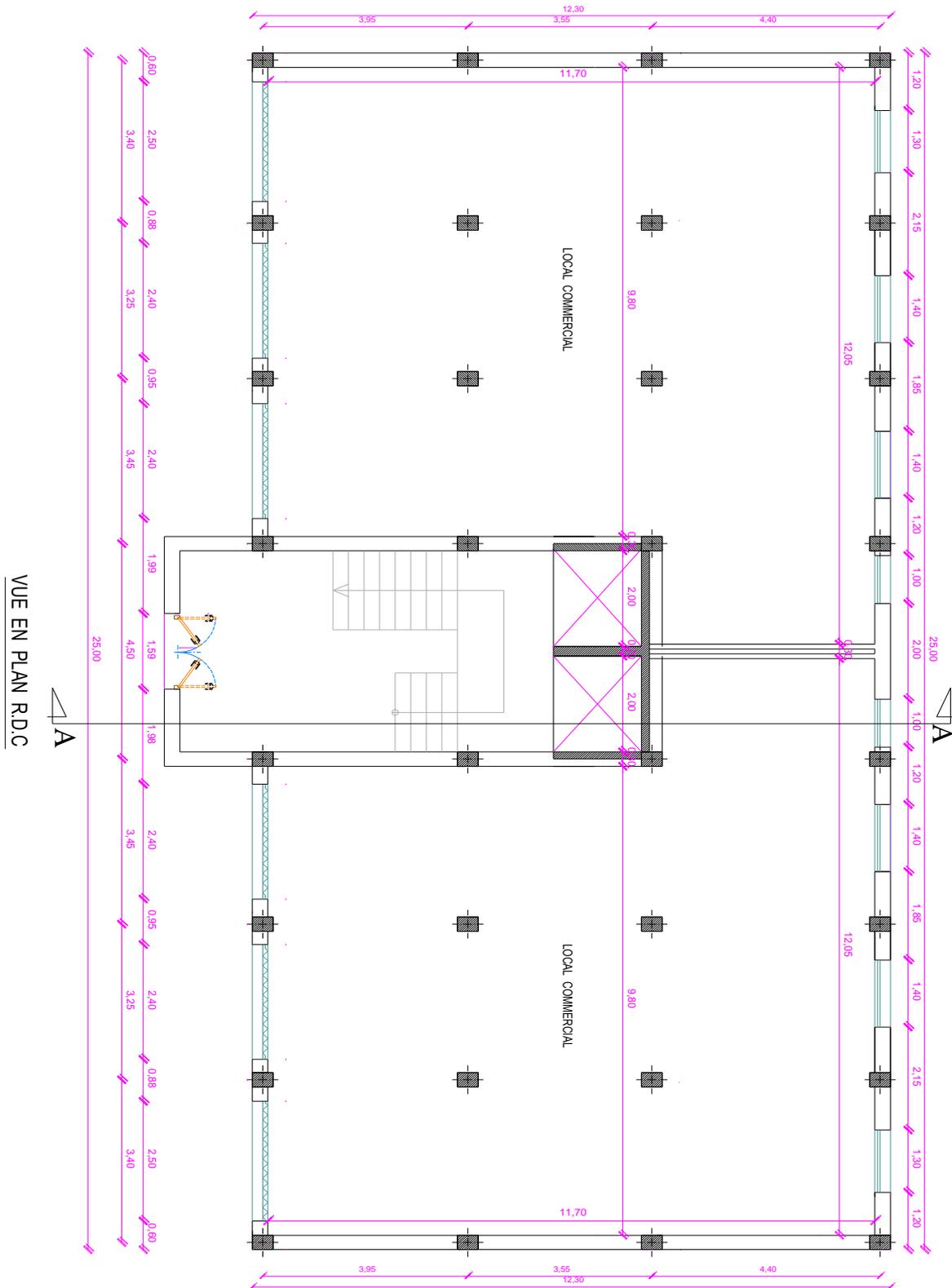


Figure1 : vue en plan de R.D.C.

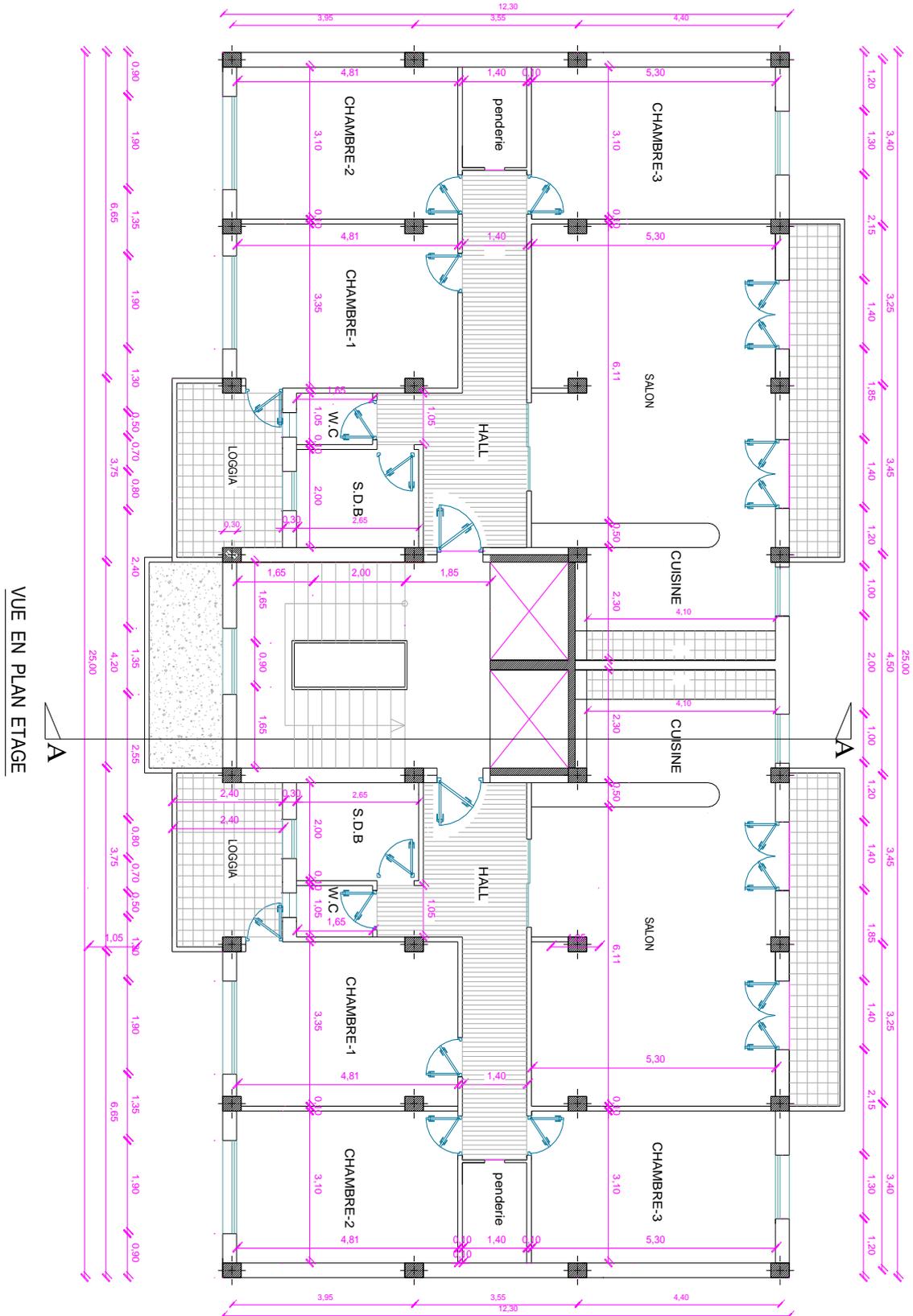


Figure 2: vue en plan de l'étage courant.

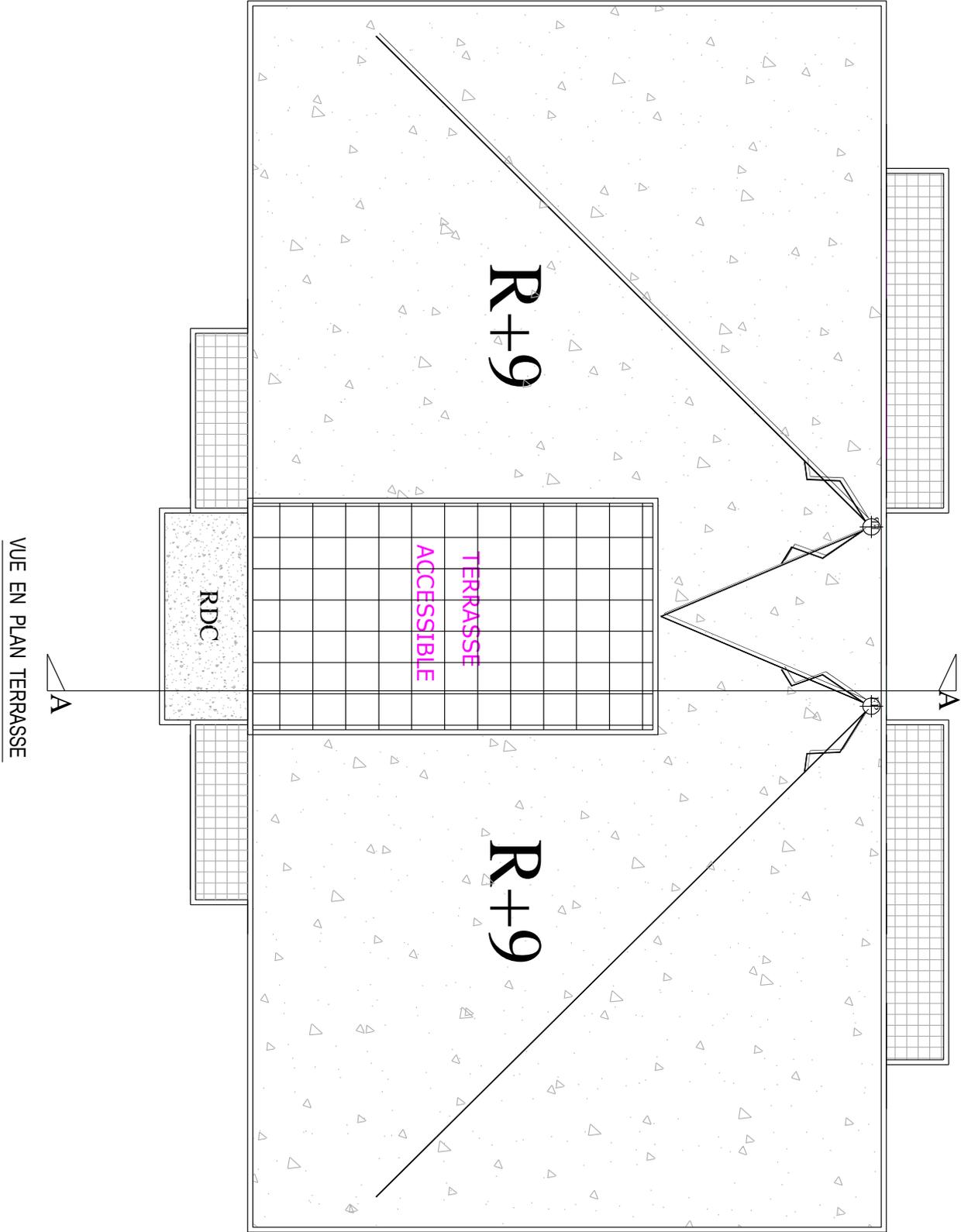


Figure 3: vue en plan de terrasse.

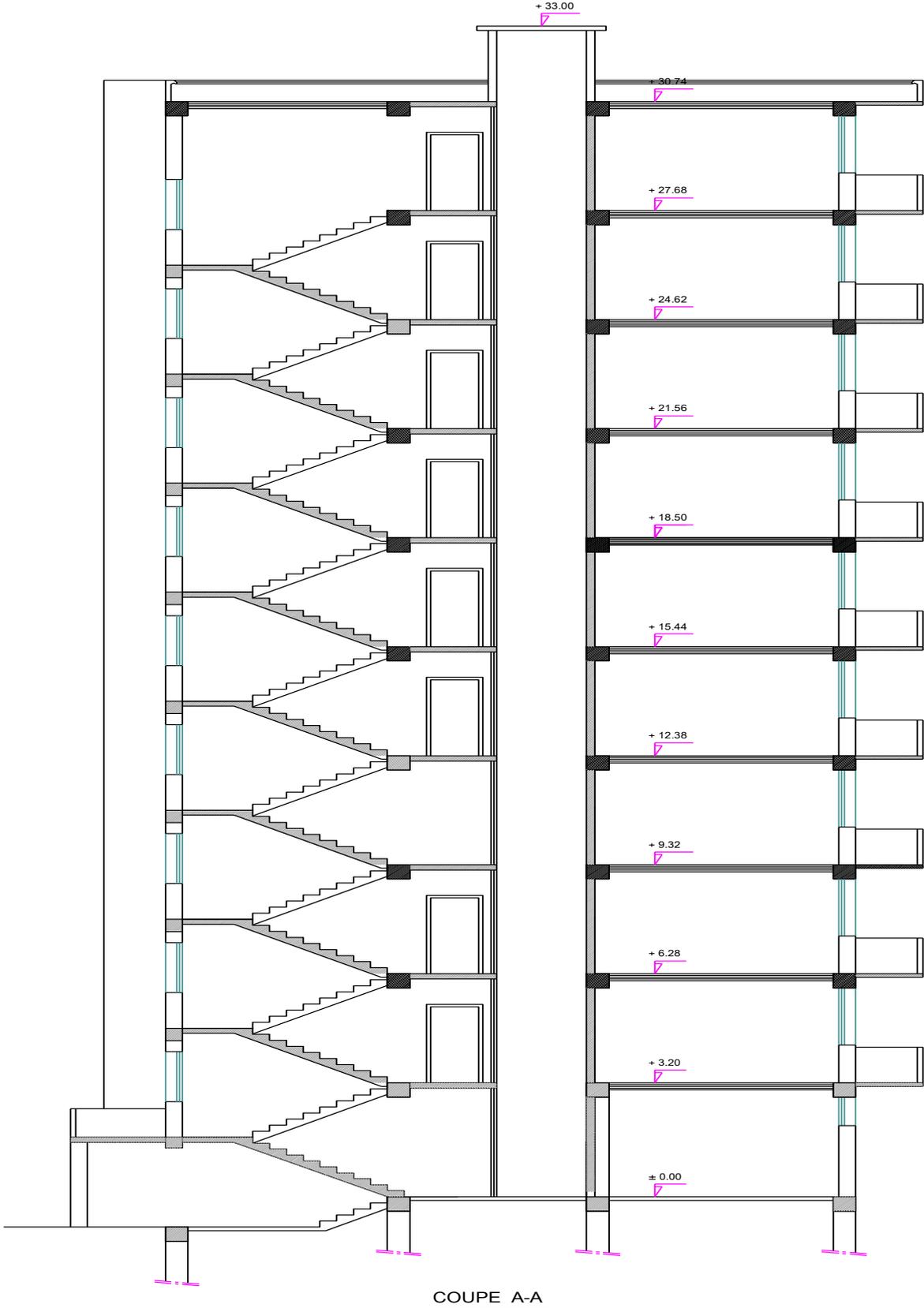
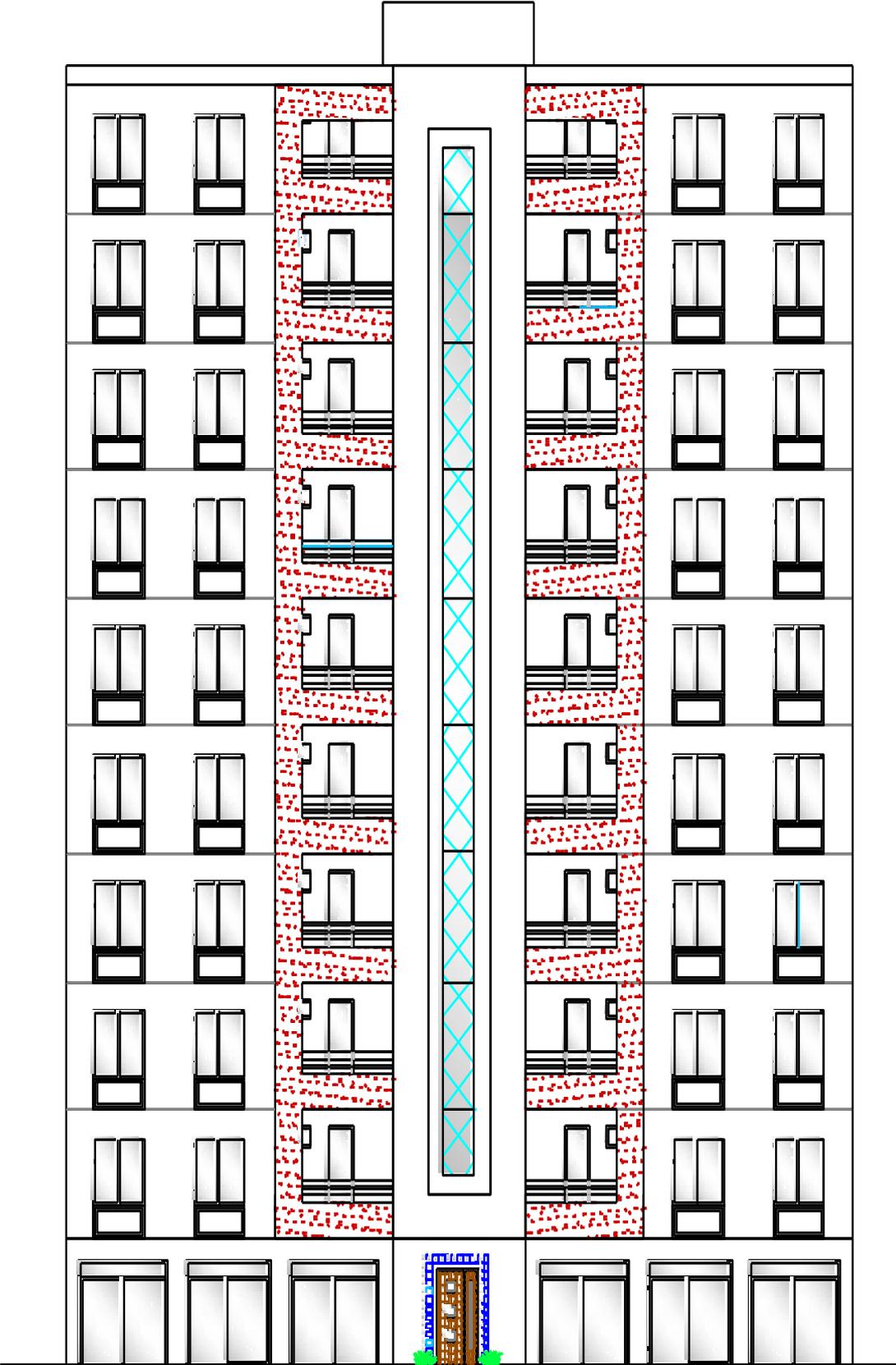


Figure 4: Coupe de l'ouvrage.



FACADE PRINCIPALE

Figure 5: façade.

I.2.2 caractéristique géotechnique du sol

- Le bâtiment, implantée à la wilaya de Guelma dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone **II a**.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble de catégorie (S3).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.5\text{bars}$.

I.3 Conception Générale

I.3.1 Le Contreventement

Le contreventement de la structure est assurée par des portiques auto stables renforce par des voiles porteurs exigés par le RPA 99/version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Plancher

- Deux types de plancher ont été adoptés pour cette structure : plancher à corps creux type (16+4) et plancher dalle pleine.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (étanchéité) et une pente moyenne pour l'écoulement et évacuation des eaux pluviales.

I.3.2 Ossature

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des portiques et des voiles suivant l'exigence des règles parasismiques Algériennes R.P. A99 "Version 2003".

I.3.3 Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses revêtues d'un mortier de ciment ou d'un enduit de plâtre.

- **Mur extérieur (double paroi)** : le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composée d'une double cloison en brique creuses (15cm, 10cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- **Mur intérieur (simple paroi)** : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur

I-3.5 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Revêtement a carrelage pour les planchers et escaliers.

- Du Mortier de ciment pour crépissages des faces extérieures.
- De l'enduit de plâtre pour les murs et plafonds.
- Céramique pour la salle d'eau.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

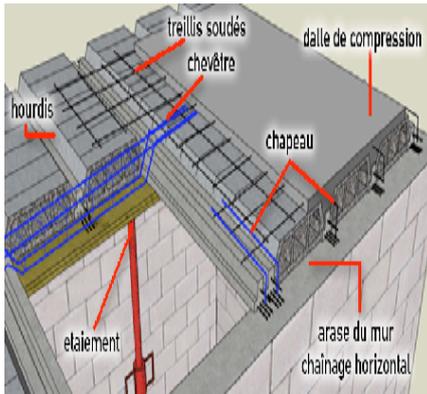


Figure 6: plancher.



Figure 7: Maçonnerie

I.3.5 Escaliers

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

Dans notre projet on a un seul type d'escalier Escalier à deux volées, réalisées en béton armé, coulés sur place.

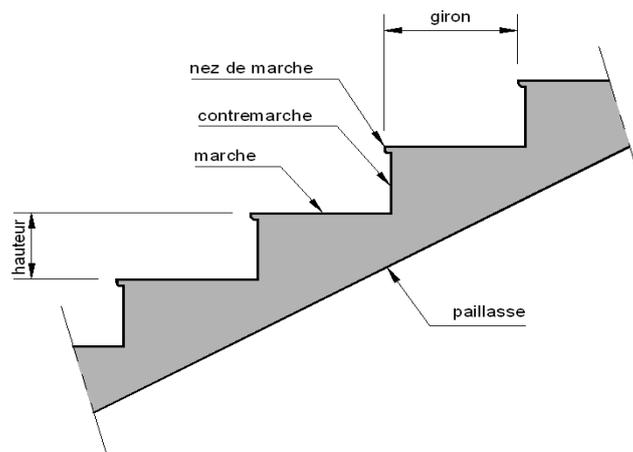


Figure 8 : présentation de l'escalier.

I.3.6 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.

I.3.7 Les poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

I.3.8 Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations dues à la flexion simple.

I.3.9 Les voiles :

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

I.3.10 Local d'ascenseur

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

I.3.11 Acrotères

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

I.4 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles technique de conception et de calcule des structures en béton arme CBA93, le règlement du béton arme aux états limites à savoir le BAEL91, ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99/2003.

Par conséquent nous avant besoin de détermine les caractéristiques des deux matériaux composant le béton arme (béton, acier).

I.4.1.1 Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus répandu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction, il est destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine de bâtiment et de génie civil. Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions...etc.

I.4.1.1 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 « vibration » 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 œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

I.4.1.2 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 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 de 3500 à 4500 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 davantage 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.

I.4.1.3 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
- Sable grossier 0 < D_g < 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.

En fonction de la résistance et de la malléabilité souhaitées, il existe plusieurs méthodes de formulation du béton (Dreux, Faury, Bolomey, etc.). On propose la composition moyenne suivante, à défaut d'une étude détaillée de la composition du béton, basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à 25MPa. Cette valeur est fréquemment utilisée pour l'élaboration des bâtiments courants.

Tableau I- 2: Tableau de composition moyenne du béton

Composantes	Graviers 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume (l)	800	400	7 sacs	175
Poids (Kg)	1200	400	350	175

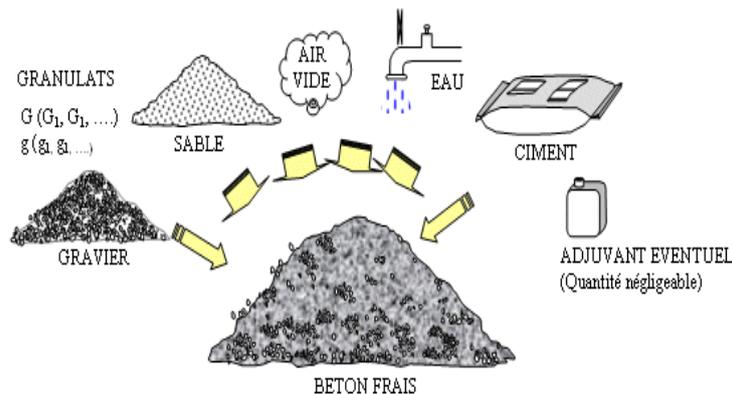


Figure 8: Composition du béton.

I.4.1.4 Résistances mécaniques du béton :

a. Résistance à la compression :

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

Les règles BAEL donnent les formules ou les expressions de variation de la contrainte du béton en fonction de son âge :

A un âge $j \leq 28$ jours

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right. \quad [\text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}]$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40+1.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad [\text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}]$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{Mpa}$. (Valeur minimale exigée)

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 :

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

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

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

c. Déformation longitudinale du béton : Déformations instantanées (E_{ij}) :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

➔ Déformations différées (E_{ij}) :

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 :

$$E_{ij} = \frac{1}{3} 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10721.39 \text{ Mpa.}$$

d. 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.

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2} (1 + \nu) \quad \text{et en simplifiant :} \quad G=0.417.E$$

E : Module de Young,

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU), béton fissuré.
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS), béton non fissuré.

E. Masse volumique du béton :

Elle est prise égale à 2200 kg/m^3 pour le béton non armé et 2500 kg/m^3 pour le béton armé.

F. La méthode aux états limites :

➡ Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure.

- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite.
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton (f_{bu}) est donnée par la formule suivant

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

$\theta = 1$ situation normale.

$\theta = 0.85$ situation accidentelle.

$\delta_b = 1.5$ (situation normale).

$\delta_b = 1.15$ (situation accidentelle).

$f_{bu} = 14.16$ Mpa (situation normale).

$f_{bu} = 21.73$ Mpa (situation accidentelle).

• **Diagramme contraintes-déformations du béton :**

Le diagramme contraintes-déformations du béton a deux variantes.

➔ Le diagramme Parabole-rectangle représenté par la figure suivante :

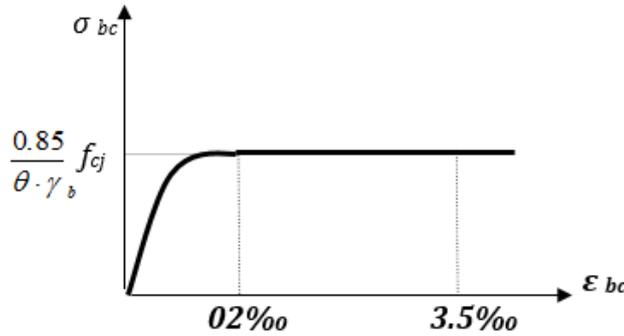


Figure 9: Diagramme parabole-rectangle

➔ Le diagramme rectangle simplifié :

C'est un diagramme très utilisé dans les calculs en raison notamment de :

- Sa simplicité d'emploi,
- Sa concordance satisfaisante en flexion simple avec le diagramme parabole rectangle.

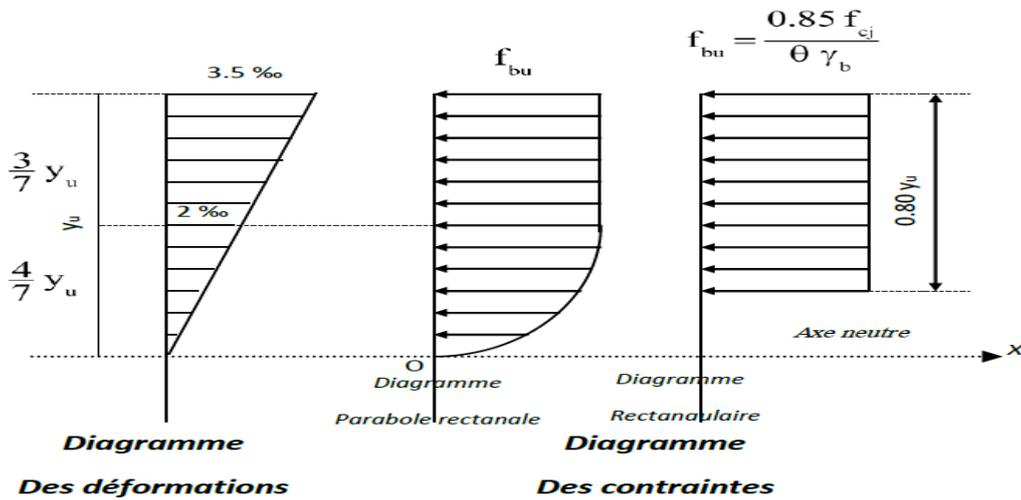


Figure 10: Diagramme rectangle simplifié.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Conservation des sections planes après déformation.

- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

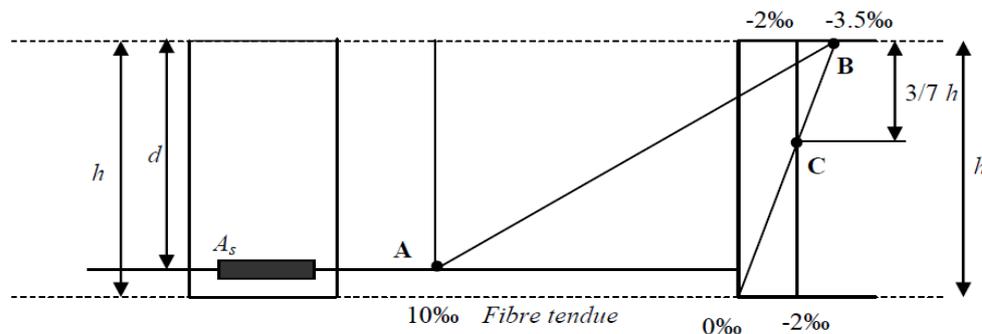


Figure 11: Diagramme des déformations limites de la section.

► Etat limite de service :

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compressions excessives du béton.
- Déformations excessives et ou inconfortables.
- Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$; soit dans notre cas $\overline{\sigma}_{bc} = 15$ Mpa .

La contrainte de cisaillement ($\bar{\tau} = \frac{V_u}{bd}$) est fonction de la nature des fissurations :

- $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ lorsque la fissuration est peu nuisible et obtenue par la formule suivante

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

- $\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ lorsque la fissuration est très préjudiciable ou préjudiciable et déduit par

la formule suivante : $\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b}, 4 \text{ Mpa} \right\}$

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures,
- Le béton tendu est négligé,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques,
- Le coefficient d'équivalence «n» est pris égal à 15.

I.4.2 L'Aciers :

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.

I.4.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier:

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

- ✓ Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- ✓ Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures transversales.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000 \text{ MPa}$.

Tableau I- 3: 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 tréfile HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfile lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I.4.2.2 Contrainte limite de l'acier :

➡ Contrainte limite ultime (ELU):

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

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

f_e : désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

$$\varepsilon_s : \text{Déformation (allongement limite \%.) relative de l'acier} : \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec} \quad E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1,15 & \text{Pour les combinaisons courantes.} \\ \gamma_s = 1 & \text{Pour les combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$$

Les barres hautes adhérence $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

➡ Contrainte limite de service (ELS) :

- Fissurations peu nuisibles : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut Vérifier la contrainte dans le béton.

- ✓ Fissurations préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} f_e\right); (110 \sqrt{n * ft 28}) \right]$
- ✓ Fissurations très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\left(\frac{1}{2} f_e\right); (90 \sqrt{n * ft 28}) \right]$

η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les Ronds Lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les Hautes Adhérences (HA).

I.4.2.3 Diagramme contraintes-déformations :

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à ε_1 , une droite oblique d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon$ et de pente ($E_s = 2.10^5$ MPa) .
- Et de ε_1 à 10‰ , une droite horizontale d'équation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

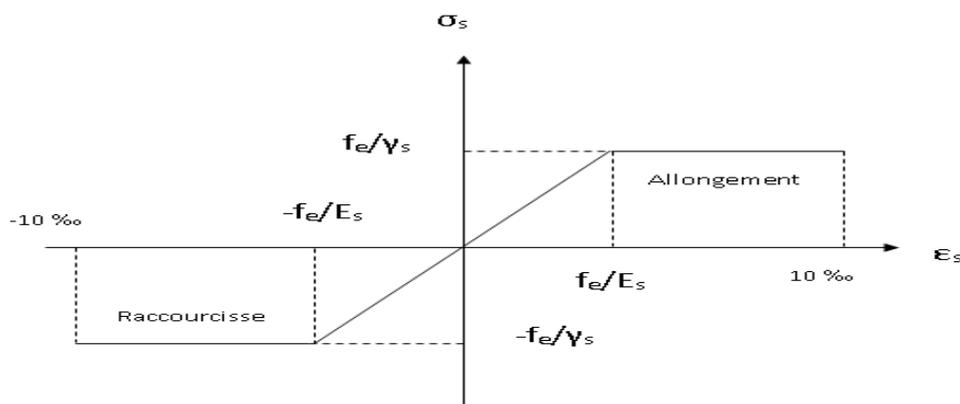


Figure 12: Diagramme contrainte déformation d'acier.

► Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

Pour notre cas, on admet pour σ_s les valeurs suivantes :

- ✓ rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \end{cases}$ situation durable
situation accidentelle
- ✓ haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$ situation durable
situation accidentelle

Allongement de rupture : $\varepsilon_s = 10\text{‰}$

I.4.2.4 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 : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

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

➤ Poids volumique

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

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

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

I.4.2.4 Etats limites

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

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

A. Etats limite ultime (ELU)

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

• Hypothèse de calcul

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

La résistance du béton à la traction est négligée.

Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour Le béton en compression.

et L'acier en traction et en compression.

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

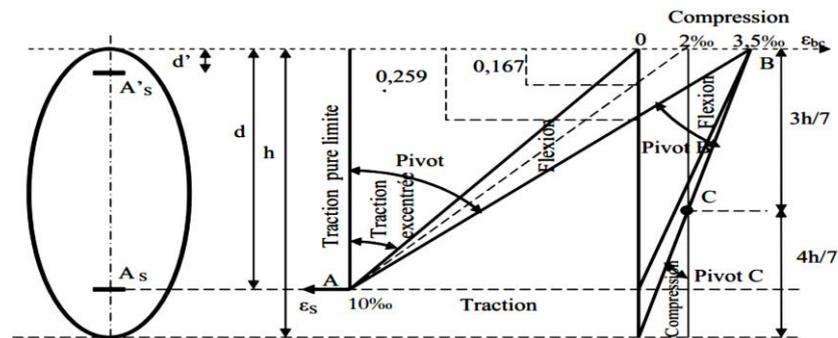


Figure 13: Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

➤ 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 $\varepsilon_s < 10‰$, 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 $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

- 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

$$0 \leq \alpha \leq 0,259 \text{ Admet le pivot A.}$$

Cas particulier où $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) = 0,167$

- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

- La flexion simple ou composée avec armature 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 $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- La compression simple a composé admet le pivot C.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ Sur la fibre la plus comprimée

$\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ 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.

B. Etats limite de service (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.

$$\sigma_{bc} = E \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

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

$n = ES / Eb = 15$ « 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 :

$G + Q \pm E$ **G** : charge permanente.

$G + Q \pm 1,2 E$ avec **Q** : charge d'exploitation.

$0,8 G \pm E$ **E** : effort de séisme.

I.4.2.5 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage «c» des armatures et le prendre au moins égal à :

- $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c > 1\text{ cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.5 Normes et règlements utilisés :

Les règlements de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

- ✓ Béton armé : BAEL91; CBA93.
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation : DTRB.C2.2.
- ✓ Action sismique : RPA99/VERSION2003.

I.6 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$.

- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{c28} = 2.1$ 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

Chapitre II
Pré dimensionnement et descente
des charges

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente des charges**II.1 Introduction :**

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (les planches, les poutres les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empirique. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par la fondation.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitue par les portiques, les voiles.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2 Pré dimensionnement des éléments de la structure :**II .2.1 Les 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, des éléments porteurs de la structure, il reprend les charges permanentes et variables. Il participe aussi au contreventement du bâtiment et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutre, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

A- Dalle 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
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

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

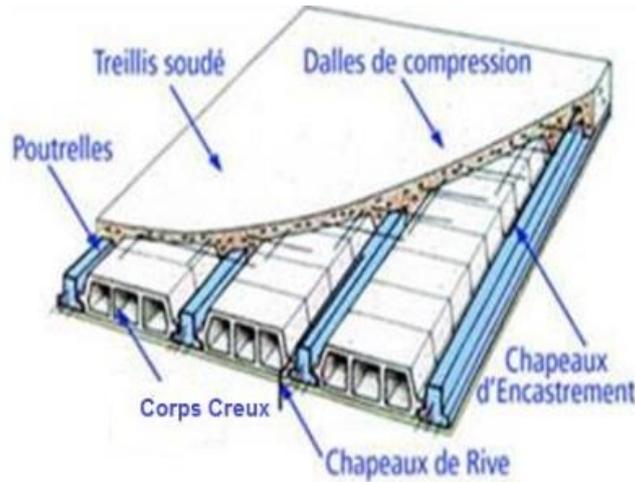


Figure 14: Dalle à corps creux.

➔ **Condition de 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
- $e = 17.5$ cm Pour quatre heures

On adopte : $e=18$ cm

➔ **condition de flèche :**

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

$$e \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec L : longueur maximale entre nu des appuis.

$$L_{\max} = 4.15 - 0,4 = 3.75 \text{ m (longueurs max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).}$$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{375}{22,5} = 16.66 \text{ cm.}$$

- On adopte : $e = 20$ cm.
- Tel que $h_t = (16+4)$ cm.

➔ **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

Conclusion :

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

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

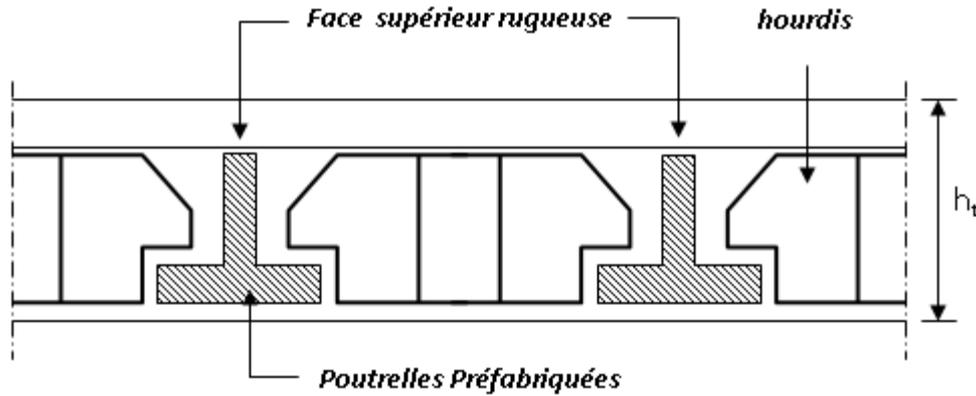


Figure 15: Coupe verticale du plancher en corps creux.

➔ **Dimension 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.

Elles sont considérées comme des sections en T dont la hauteur est de 20 cm.

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} ; 6 h_0 \right)$$

L_n : la distance entre axes des nervures et $h_0 = 4 \text{ cm}$.

- $50 \text{ cm} \geq L_n \geq 80 \text{ cm}$ donc : $L_n = 65 \text{ cm}$
- $b_1 = b_2 = \min \left(\frac{65}{2} ; \frac{375}{10} ; 24 \right)$ donc : $b_1 = b_2 = 24 \text{ cm}$

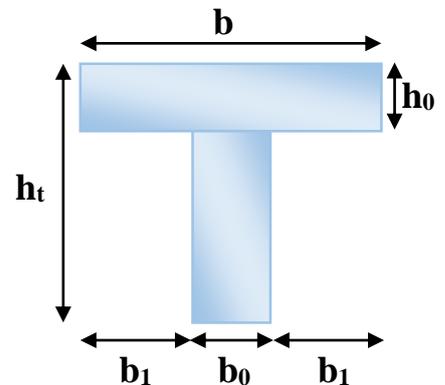
On adopte $b_1 = b_2 = 25 \text{ cm}$

- $b_0 \geq \frac{h_t}{2}$ donc : $b_0 \geq 10 \text{ cm}$

Section de la poutrelle

On adopte $b_0 = 15 \text{ cm}$.

- $b = L_n = 65 \text{ cm}$



B- Dalles pleines (balcons) :**➡ Résistance à la flexion :**

Dalles reposant sur deux côtes : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$

Dalles reposant sur trois ou quatre côtes : $e \geq \frac{L_x}{20} + 7$

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

$$e \geq \frac{120}{20} + 7 \quad e \geq 13.$$

Donc, on adopte : **$e = 14 \text{ cm}$** .

II .2.2 Les poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges verticales ramenés par les planchers aux poteaux qui les supportent.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 (v2003).

II .2.2.1 Les poutres principales :

D'après le BAEL 91 :

- $L/15 \leq h_p \leq L/10$ h_p : hauteur de la section.
- $0,3 \cdot h_p \leq b \leq 0,8 \cdot h_p$ b : largeur de la section.

Avec : L : portée maximale de poutre.

✓ Détermination de la hauteur h_p :

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

Nous avons : $L = 4.20 \text{ m}$.

- Donc : $\frac{420}{15} \leq h_p \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h_p \leq 42 \text{ cm}$.

On adopte : **$h_p = 40 \text{ cm}$** .

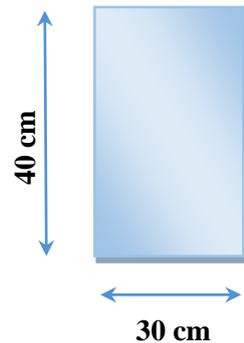
✓ Détermination de la largeur b :

- $0,3 \cdot h_p \leq b \leq 0,8 \cdot h_p$
- $0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$
- $12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$

On adopte : **$b = 30 \text{ cm}$** .

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ $\Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.



- $h / b \leq 4 \Rightarrow h / b = 1.33 < 4$ vérifiée.

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

II .2.2.2 Les poutres secondaires (chinage) :

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

La hauteur par la condition de flèche :

D'après le BAEL 91 :

- $L / 15 \leq h_p \leq L / 10$ h_p : hauteur de la section.
- $0,3 \cdot h_p \leq b \leq 0,8 h_p$ b : largeur de la section.

Avec : L : portée maximale de poutre.

✓ **Détermination de la hauteur h_p :**

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

Nous avons : L= 3.75 m.

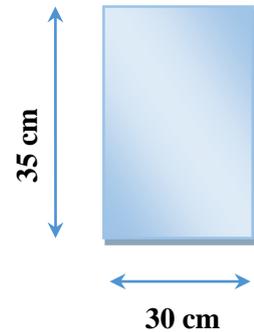
- Donc : $\frac{375}{15} \leq h_p \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h_p \leq 37.5 \text{ cm}$.

On adopte : **$h_p = 35 \text{ cm}$** .

✓ **Détermination de la largeur b :**

- $0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$
- $0,3 \times 35 \leq b \leq 0,8 \times 35$
- $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On adopte : **$b = 30 \text{ cm}$** .



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

- $b \geq 20 \text{ cm}$. $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 35 \text{ cm}$. $\Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h / b \leq 4 \Rightarrow h / b = 1.16 < 4$ vérifiée.

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

II .2.3 Les 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, la jonction palier –volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

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

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

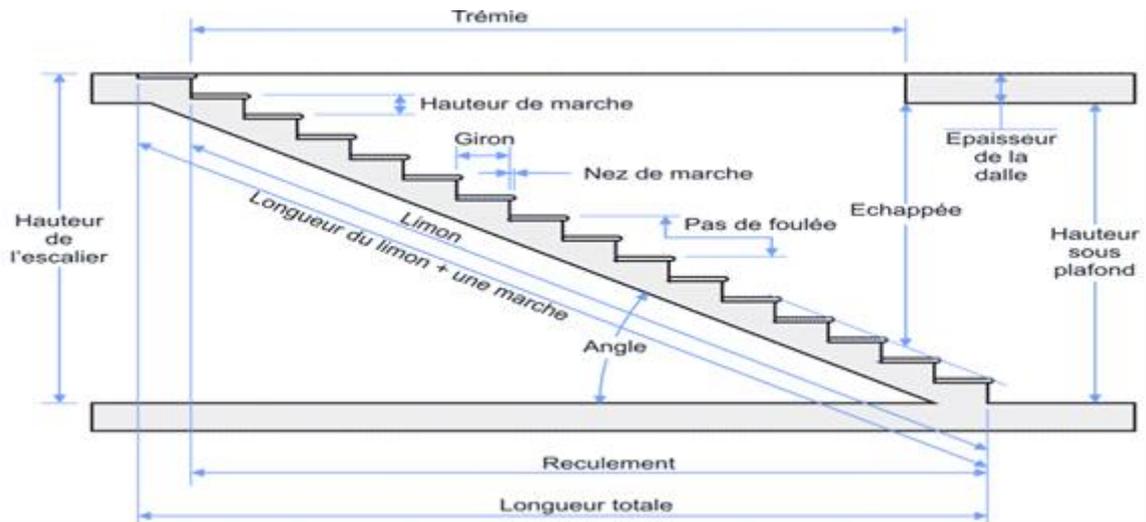


Figure 16: Schéma d'escalier.

II .2.3.1 Palier de repos et La paillasse :

Caractéristiques techniques :

➔ Pour niveau RDC:

- Hauteur : $H = 3.20\text{m}$.
- Giron : $g = 30\text{ cm}$.

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

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$.

h : varié de 14.5 cm à 18 cm.

- Donc $h = 17\text{ cm}$
- $N_c = H / h = 320 / 17 = 18$.

➔ Pour étage courant :

- Hauteur : $H = 3,06\text{ m}$.
- Giron : $g = 30\text{ cm}$.

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

On a: $59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$.

h : varié de 14.5 cm à 18 cm.

- Donc $h = 17\text{ cm}$
- $N_c = H / h = 306 / 17 = 18$.

✓ On aura 18 contre marche entre chaque étage, soit 9 contre marche pour le 1^{ier} volée et 9 contre marche pour le 2^{ème} volée.

✓ Nombre de marches $N=NC - 1= 8$ marches pour le 1^{ier} volée.

✓ Nombre de marches $N=NC - 1= 8$ marches pour le 2^{ème} volée.

➔ **Inclinaison de la paillasse :**

➔ **Pour niveau RDC :**

- $Tg\alpha = H' / L'$
- $h'=N_c . h \Rightarrow h'=9*17 \Rightarrow h'= 1.53$ m.
- $L'=(n-1) g \Rightarrow L'=(9 -1)* 30 \Rightarrow L' = 2.40$ m.
- $Tg \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$.

La longueur de volée est : $L = h' / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.84$ m

✓ L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$
 $\Rightarrow \frac{2.84}{30} < e < \frac{2.84}{20} \Rightarrow 9.46 < e < 14.20$ cm

On adopte $\Rightarrow e = 14$ cm.

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

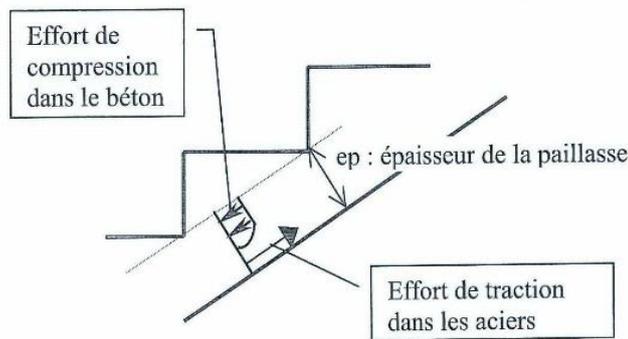


Figure 17: Inclinaison de la paillasse.

II .2.3.2 La poutre palière :

Le palier posé sur une poutre palière elle est travaillé sous 2 types de sollicitation :

- ✓ D'une part à la flexion simple (sous l'effet de son propre, de la réaction du palier ou de la paillasse ainsi que du poids du mur qu'elle supporte éventuellement).
- ✓ D'autre part à la torsion (sous l'effet des moments sur appui générés par le palier ou la paillasse).

✓ **Détermination de la hauteur h_p :**

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

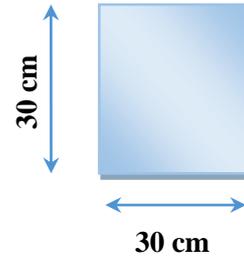
Nous avons : $L = 4.20$ m.

• Donc: $\frac{420}{15} < h_p < \frac{420}{10} \Rightarrow 28.00\text{cm} < h_p < 42$ cm.

On adopte : **$h_p = 30$ cm.**

✓ **Détermination de la largeur b :**

- $0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$
- $0,3 \times 30 \leq b \leq 0,8 \times 30$
- $9 \text{ cm} \leq b \leq 24\text{cm}$



On adopte : **$b = 30\text{cm}$.**

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

- $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée..
- $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4$ $\Rightarrow h/b = 1 < 4$ vérifiée.

Alors la section de la poutre palière sera **(30X 30) cm²**

II .2.4 les 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 ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

a : 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 :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max}[h_e/25 ; 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max}[h_e/22 ; 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}[h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$

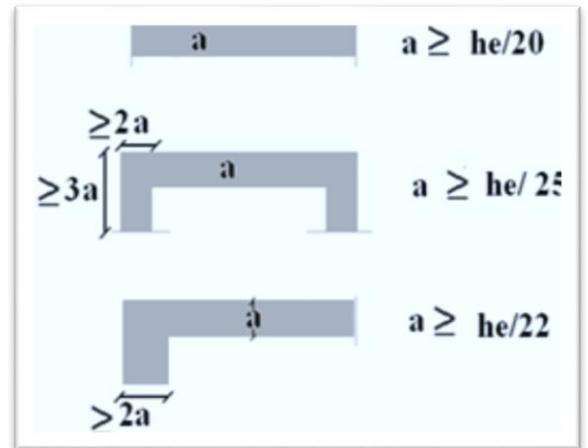
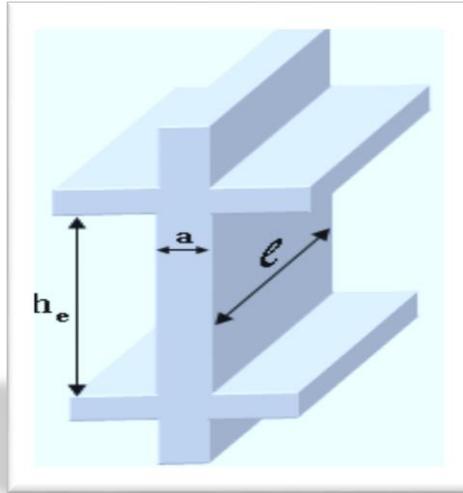


Figure II-3: Section réduit du voile.

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

$a \geq h/25 \Rightarrow a \geq 11.44\text{cm}$

$a \geq h/22 \Rightarrow a \geq 13.00\text{cm}$

$a \geq h/20 \Rightarrow a \geq 14.30\text{cm}$

$a \geq \max(a_{\text{min}}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$

$a \geq \max(15; 11.44; 13.00; 14.30)$

$a \geq 15.00 \text{ cm}$ on adopte que : **$a = 16\text{cm}$**

Niveau RDC

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3.20\text{m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$a \geq h/25 \Rightarrow a \geq 12.00\text{cm}$

$a \geq h/22 \Rightarrow a \geq 13.63\text{cm}$

$a \geq h/20 \Rightarrow a \geq 15.00\text{cm}$

$$a \geq \max (a_{\min} , h_e/25, h_e/22 , h_e /20)$$

$$a \geq \max (15; 12.00; 13.63; 15.00)$$

$$a \geq 15 \text{ cm} \qquad \text{on adopte que } \mathbf{a=16cm}$$

II .2.4.1 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 devant 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 .3 Evaluation des charges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II .3.1. Les planchers

II .3.1.1 Plancher terrasse :

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

Tableau II- 1: Evaluation des charges dans le plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	6	200	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16

5- Dalle en corps creux	16+4	1400	280
6- Enduit plâtre	2	1000	20

- ✓ La charge permanente **G = 633 kg/m²**.
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) **Q = 100 kg/m²**.
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse accessible) **Q = 150 kg/m²**.

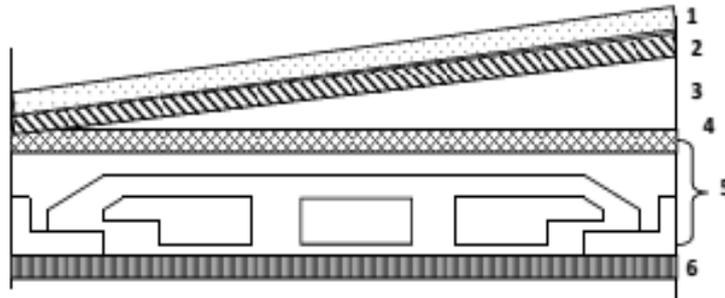


Figure 18: Coupe plancher terrasse.

II .3.1.2 Plancher étage courant et RDC :

Les plancher des étages courant et RDC sont en corps creux.

➡ Charge permanente :

Tableau II-2 : Evaluation des charges plancher étage courant et 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	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

- ✓ La charge permanente **G = 500 kg/m²**.
- ✓ La charge d'exploitation : chambre : **Q = 150 kg/m²**.
- ✓ La charge d'exploitation : halle : **Q = 250 kg/m²**.

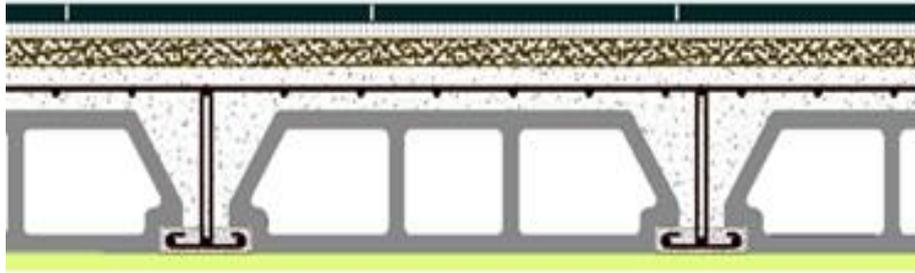


Figure 19: Coupe plancher étage courant et RDC.

II .3.1.3 Plancher Dalle pleine (balcons) :

Tableau II- 2: Evaluation des charges dalle de balcon (plancher terrasse).

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 Kg/m²**
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) **Q = 100 Kg/m²**
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse accessible) **Q = 150 Kg/m²**

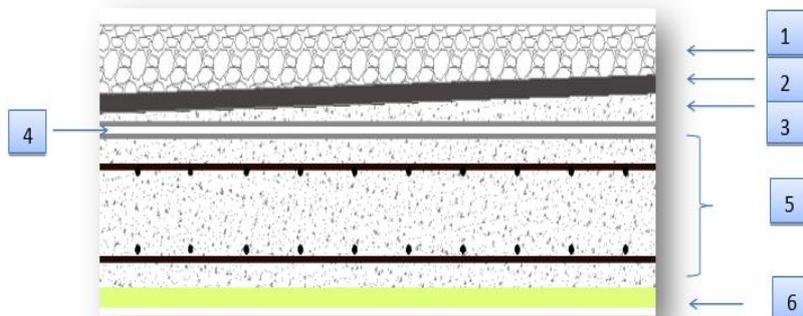


Figure 20: Composants dalle balcon (plancher terrasse).

Tableau II- 3: Evaluation des charges dalle de balcon étage courant et RDC. Tableau II- 4

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KG/ m ³)	G (KG/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

- La charge d'exploitation **Q = 350 Kg/m²**
- La charge permanente **G = 560 Kg/m²**

II .3.1.5 L acrotère :

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,47) = 0,1065 \text{ m}^2$$

$$P = (0,1065 \times 2500) = 266,25 \text{ Kg/ml}$$

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

$$\text{Charge permanente : } \mathbf{G} = 321,25 \text{ Kg/ml}$$

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

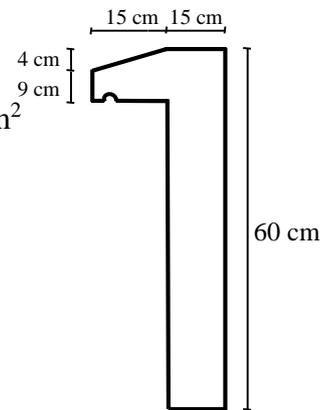


Figure 21 : acrotère

II .3.1.6 Les Murs :

a) **Mur extérieur (double cloison en brique creuses) :**

Tableau II- 5: Evaluation des charges permanentes du 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			414

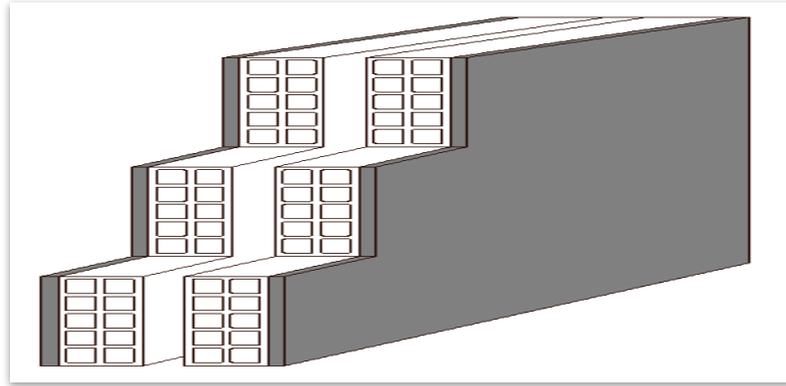


Figure 22: Mur extérieur.

b) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II- 6: Charge permanente du mur simple cloison.

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

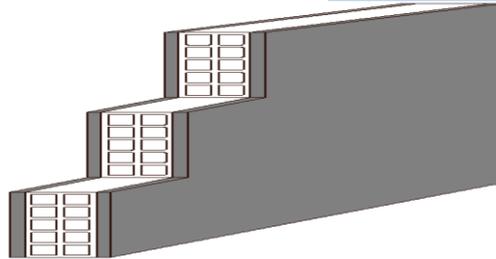


Figure 23: Mur simple cloison.

II .3.1.7.Escalier :

a) Palier de repos :

Tableau II- 7: Evaluation des charges du 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	2	1800	36
4-Dalle en BA	14	2500	350
5-Enduit ciment	2	2000	40

- La charge permanente $G = 528 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

b) La paillese :

Tableau II- 8: Evaluation des charges de la Paillese.

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-Paillese	18	2500	$(2500 \times 0,14) / \cos 32,51 = 415,037$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

- La charge permanente $G = 800.03 \text{ Kg/m}^2$
- La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

II .3.1.8.Les poutres :

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

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

➔ Vérification de la flèche :

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

$$F_{\max} \leq L / 500 \quad \text{Si la portée } L \leq 5 \text{ m.}$$

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

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

Avec :

- F_{\max} : Flèche maximale de la poutre.
- L : portée de la poutre.
- h : hauteur de la section de la poutre.
- Q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

- E : module d'élasticité différée du béton.
- I : moment d'inertie de la section $I = b h^3/12$

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

On a deux types de poutres :

➔ **Poutre principale**

$$L = 4.20 \text{ m}$$

$$F_{adm} \leq (L/500) = (420/500) = 0.84 \text{ cm.}$$

$$E = 321642 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = 160000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Charge permanent} \quad G = 633 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{Charge d'exploitation} \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G + Q = (633 \times 4.20 + 2500 \times 0.3 \times 0.4) + (100 \times 4.20) = 3358.6 \text{ kg/ml}$$

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

➔ **Poutre secondaire**

$$L = 3.75 \text{ m}$$

$$F_{adm} \leq (L/500) = (375 / 500) = 0.75 \text{ cm.} \quad E = 321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I = 107187 \text{ cm}^4$$

$$q = G + Q = (633 \times 3.75 + 2500 \times 0.35 \times 0.3) + (100 \times 3.75) = 3011.25 \text{ kg/ml.}$$

$$F_{max} = 0.22 \text{ cm.} \quad \text{Donc la condition vérifie.}$$

II .4 Prédimensionnement 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 Tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne: ($N_u = 1,1 N_u$).

II .4.1 Etapes 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 .4.1.1 Dimensions des poteaux :

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

Tableau II- 9: Pré dimensionnement des poteaux.

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

II .4.1.2 Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA 93** 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 encastrées jusqu'à fondation).

RDC : $L_f = 0,7 \times 3,40 = 2.38$ m \rightarrow **$L_f = 2.38$ m**

EC : $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2.142$ m \rightarrow **$L_f = 2.142$ m**

II .4.1.3 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.
 - $B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$
 - 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.

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: 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'élançement du poteau :

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

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

$$\checkmark \quad \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élançement géométrique.

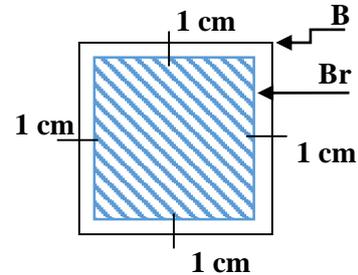


Figure 24: Section réduite du poteau

L_f : Longueur de flambement.

Tableau II- 10: Calcul de N_u des poteaux de Tour.

Niveau d'étage	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (mm ²)	$\overline{N_u}$ (Kn)
9 ^{ème} étage	30×40	1064	2.142	24.734	0.772	240	1031,819
8 ^{ème} étage	30×40	1064	2.142	24.734	0.772	240	1031,819
7 ^{ème} étage	30×40	1064	2.142	24.734	0.772	240	1031,819
6 ^{ème} étage	40×40	1444	2.142	18.550	0.804	320	1380,450
5 ^{ème} étage	40×40	1444	2.142	18.550	0.804	320	1380,450
4 ^{ème} étage	40×40	1444	2.142	18.550	0.804	320	1380,450
3 ^{ème} étage	40×50	1824	2.142	18.550	0.804	400	1729,082
2 ^{ème} étage	40×50	1824	2.142	18.550	0.804	400	1729,082
1 ^{ère} étage	40×50	1824	2.142	18.550	0.804	400	1729,082
RDC	40×60	2204	2.38	20.611	0.794	480	2077,713

II .4.1.4 Descente des charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les supporter ; toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même

construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d’exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations par la loi de dégression des charges d’exploitation.

➤ **La loi de dégression**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s’applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

➤ **Enoncé de la loi de dégression**

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.

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

n : Nombre d’étage, on démarre de haut en bas (le premier étage est “0”).

Q₀ : La charge d’exploitation sur la terrasse.

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

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

9 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀
8 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀ + Q ₁
7 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀ + 0,95 (Q ₁ + Q ₂)
6 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀ + 0,90 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)
5 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀ + 0,85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)
4 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀ + 0,80 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)
3 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀ + 0,75 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)
2 ^{ème} étage	Q _{cum} = Q ₀ + 0,71 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)
1 ^{ère} étage	Q _{cum} = Q ₀ + 0,69 (Q ₁ + Q ₂ +Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ +Q ₇ + Q ₈)
RDC	Q _{cum} = Q ₀ + 0,67 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ +Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇ + Q ₈ +Q ₉)

II .4. 1.5 Choix du poteau le plus sollicité :

II .4-1.5.1 Poteaux centrale :

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

La surface reprise par le poteau :

Tableau II- 11: surface des poteaux.

Niveau d'étage / Surface	9 ^{ème} , 8 ^{ème} , 7 ^{ème}	6 ^{ème} , 5 ^{ème} , 4 ^{ème}	3 ^{ème} , 2 ^{ème} , 1 ^{er}	RDC
S ₁	2.10 × 1.875 = 3.937	2.10 × 1.825 = 3.83	2.05 × 1.825 = 3.3	2.00 × 1.825 = 3.65
S ₂	1.575 × 1.875 = 2.953	1.575 × 1.825 = 2.87	1.525 × 1.825 = 2.78	1.475 × 1.825 = 2.69
S ₃	2.10 × 1.70 = 3.57	2.10 × 1.65 = 3.46	2.05 × 1.65 = 3.57	2.00 × 1.65 = 3.3
S ₄	1.575 × 1.70 = 2.677	1.575 × 1.65 = 2.59	1.525 × 1.65 = 2.677	1.475 × 1.65 = 2.43
∑ S ₁ + S ₂ + S ₃ + S ₄	13.13	12.75	12.32	12.07

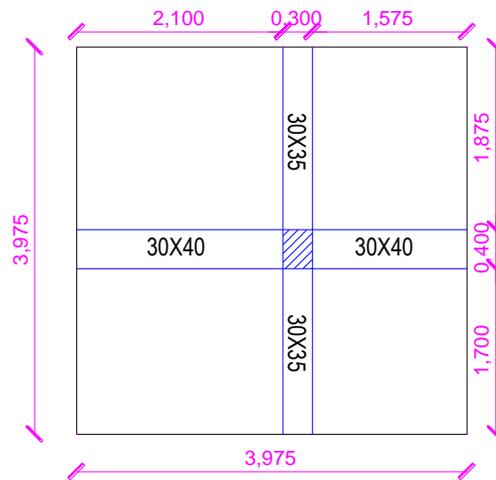


Figure 25: Représentation du poteau central.

➤ Charges d'exploitation :

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

Niveau d'étage	Q (KN/m ²)		S (m ²)	Q = q x S (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q cum (KN)
9 ^{ème} étage	1.5	1.5	13.137	Q ₀ =	17.58	1	17.58
8 ^{ème} étage	2.5	1.5	13.137	Q ₁ =	26.27	1	43.85
7 ^{ème} étage	2.5	1.5	13.137	Q ₂ =	26.27	0.95	67.493
6 ^{ème} étage	2.5	1.5	12.75	Q ₃ =	25.50	0.90	87.816
5 ^{ème} étage	2.5	1.5	12.75	Q ₄ =	25.50	0.85	105.589
4 ^{ème} étage	2.5	1.5	12.75	Q ₅ =	25.50	0.80	120.812
3 ^{ème} étage	2.5	1.5	12.32	Q ₆ =	24.64	0.75	132.84
2 ^{ème} étage	2.5	1.5	12.32	Q ₇ =	24.64	0.71	144.187
1 ^{ère} étage	2.5	1.5	12.32	Q ₈ =	24.64	0.69	157.622
RDC	2.5	1.5	12.07	Q ₉ =	24.14	0.67	169.737

➤ Charges permanentes :

Etage 9 :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = 6.33 \times 13.137 = 83.157 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.10 + 1.575)] \times 25 = 11.025 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.875 + 1.70)] \times 25 = 9.384 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

$$G = 112.746 \text{ KN}$$

Etage 7 et 8 :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 13.137 = 65.68 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.05 + 1.525)] \times 25 = 10.725 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.825 + 1.65)] \times 25 = 9.12 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G = 97.765 \text{ KN}$$

Etage 6,5,4 :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 12.75 = 63.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.05 + 1.525)] \times 25 = 10.725 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.775 + 1.60)] \times 25 = 8.859 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ KN}$$

$$G = 98.634 \text{ KN}$$

Etage 1, 2 et 3 :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 12.32 = 61.60 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.05 + 1.525)] \times 25 = 10.725 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.725 + 1.55)] \times 25 = 8.596 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 15.3 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 96.22 \text{ KN}}$$

RDC :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 12.07 = 60.35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.4) (2.05 + 1.525)] \times 25 = 10.725 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.675 + 1.50)] \times 25 = 8.33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.6 \times 3.20 \times 25 = 19.20 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 98.605 \text{ KN}}$$

➤ **Vérification selon le BAEL 91 révisées 99 :**• **Évaluation des charges verticales :**

Selon le BAEL 99 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 $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$:**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q.$$

Tableau II- 12: Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.

	G (kN)	Gcum (kN)	Qcum(kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1,1 N_u \leq \overline{N_u}$
9 ^{ème} étage	112.746	112.746	17.58	178,577	196,434	1031,819	Condition vérifiée
8 ^{ème} étage	97.765	210.511	43.85	349,964	384,961	1031,819	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	97.765	308.276	67.493	517,412	569,153	1031,819	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	98.634	406.91	87.816	681,052	749,157	1380,450	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	98.634	505.281	105.589	840,512	924,564	1380,450	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	98.634	603.915	120.812	996,503	1096,153	1380,450	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	96.22	700.135	132.84	1144,442	1258,886	1729,082	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	96.22	796.355	144.187	1291,359	1420,495	1729,082	Condition vérifiée
1 ^{ère} étage	96.22	892.575	157.622	1441,409	1585,550	1729,082	Condition vérifiée
RDC	98.605	991.18	169.737	1592,698	1751,968	2077,713	Condition vérifiée

II .4.1.5.2 Poteaux de rive :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « D - 3 ».

La surface reprise par le poteau :

Tableau II- 13: surface des poteaux.

Niveau d'étage Surface	9 ^{ème} ,8 ^{ème} ,7 ^{ème}	6 ^{ème} ,5 ^{ème} ,4 ^{ème}	3 ^{ème} ,2 ^{ème} ,1 ^{ère}	RDC
S1	2.10×1.875 = 3.93	2.05 ×1.875 = 3.84	2.05×1.825 = 3.74	2.05×1.77 = 3.62
S2	1.575 ×1.875 = 2.95	1.525×1.875 = 2.85	1.525 ×1.825 = 2.78	1.525 ×1.77 = 2.69
\sum S1 + S2	6.88	6.69	6.52	6.31

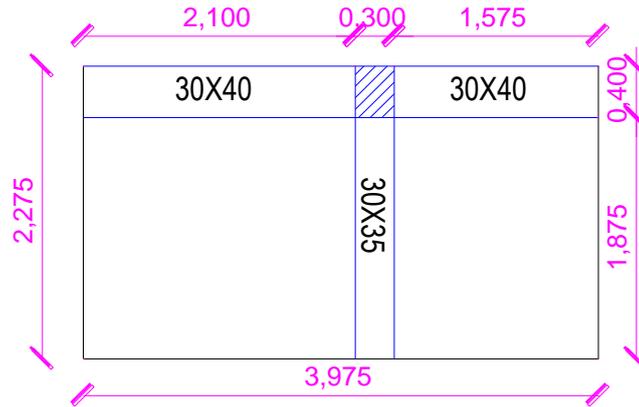


Figure 26: Représentation du poteau de rive

Tableau II- 14: Détermination des charges d’exploitations.

	q (KN/m ²)		S (m ²)	Q = q x S (KN)		$\frac{3 + n}{2n}$	Q cum (KN)
9 ^{ème} étage	1.5	1.5	6.88	Q ₀ =	10.32	1	10.32
8 ^{ème} étage	3.5	1.5	6.88	Q ₁ =	17.20	1	27.52
7 ^{ème} étage	3.5	1.5	6.88	Q ₂ =	17.20	0.95	43.00
6 ^{ème} étage	3.5	1.5	6.69	Q ₃ =	16.72	0.90	56.32
5 ^{ème} étage	3.5	1.5	6.69	Q ₄ =	16.72	0.85	67.98
4 ^{ème} étage	3.5	1.5	6.69	Q ₅ =	16.72	0.80	77.96
3 ^{ème} étage	3.5	1.5	6.52	Q ₆ =	16.30	0.75	85.96
2 ^{ème} étage	3.5	1.5	6.52	Q ₇ =	16.30	0.71	93.50
1 ^{ère} étage	3.5	1.5	6.52	Q ₈ =	16.30	0.69	102.40
RDC	3.5	1.5	6.31	Q ₉ =	15.77	0.67	110.30

➤ Charges permanentes :

Etage 9 :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = 6.33 \times 6.88 = 43.55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.10 + 1.575)] \times 25 = 11.02 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.875)] \times 25 = 4.92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = G \times S_P = 2.25 \times 3.97 = 8.93 \text{ KN}$$

$$G = 77.6 \text{ KN}$$

Etage 7 et 8 :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 6.88 = 34.4 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.10 + 1.575)] \times 25 = 11.02 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.875)] \times 25 = 4.92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.06 - 0.40) \times (2.10 + 1.575) = 40.47 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 99.99 \text{ KN}}$$

Etage 4, 5 et 6 :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 6.69 = 33.45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.05 + 1.525)] \times 25 = 10.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.875)] \times 25 = 4.92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.06 - 0.40) \times (2.05 + 1.525) = 39.36 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 100.69 \text{ KN}}$$

Etage 1, 2 et 3 :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 6.52 = 32.6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.05 + 1.525)] \times 25 = 10.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.825)] \times 25 = 4.79 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.06 - 0.40) \times (2.05 + 1.525) = 39.36 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 102.77 \text{ KN}}$$

Etage RDC :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = 5 \times 6.31 = 31.55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2.05 + 1.525)] \times 25 = 10.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) (1.77)] \times 25 = 4.64 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.6 \times 3.06 \times 25 = 18.36 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.06 - 0.40) \times (2.05 + 1.525) = 39.36 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = 104.63 \text{ KN}}$$

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

$$(N_u = 1,35G + 1,5Q).$$

Tableau II- 15: Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.

	G (kN)	G cum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1,1 Nu (kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	$1,1 N_u \leq \overline{N_u}$
9 ^{ème} étage	77.60	77.60	10.32	120,240	132,264	1031,819	Condition vérifiée
8 ^{ème} étage	99.99	177.59	27.52	281,027	309,129	1031,819	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage	99.99	277.58	43.00	439,233	483,156	1031,819	Condition vérifiée
6 ^{ème} étage	100.69	378.27	56.32	595,145	654,659	1380,450	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	100.69	478.96	67.98	748,566	823,423	1380,450	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	100.69	579.65	77.96	899,468	989,414	1380,450	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	102.77	682.42	85.96	1050,207	1155,228	1729,082	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	102.77	785.19	93.50	1200,257	1320,282	1729,082	Condition vérifiée
1 ^{ère} étage	102.77	887.96	102.40	1352,346	1487,581	1729,082	Condition vérifiée
RDC	104.63	992.59	110.30	1505,447	1655,991	2077,713	Condition vérifiée

$N_u = 1592,698\text{KN}$ poteau central > $N_u = 1505,447\text{KN}$ poteau de rive

→ Donc le poteau central est le poteau le plus sollicité

II .5 Vérification des poteaux selon le RPA 99 version 2003 :

II .5.1 Vérification des dimensions :

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

A) Coffrage

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

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 25cm	Oui
Min (b, h) ≥ h _e /20	Min (b, h) = 30 cm ≥ (h _e /20)= (3,06) / 20 = 15.30 cm	Oui
0.25 ≤ (b / h) ≤ 4	0,25 ≤ (30/40) = 0,7 <4	Oui

B) Vérification spécifique selon le RPA 99/version 2003 : (Art 7.4.3.1) :

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

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

Avec : N_d = désigne l'effort normal de calcul s'exerçât sur une section de béton.

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
9 ^{ème} étage	178,577	2,5	1200	0,06	Condition vérifie
8 ^{ème} étage	349,964	2,5	1200	0,12	Condition vérifie
7 ^{ème} étage	517,412	2,5	1200	0,17	Condition vérifie
6 ^{ème} étage	681,052	2,5	1600	0,17	Condition vérifie
5 ^{ème} étage	840,512	2,5	1600	0,21	Condition vérifie
4 ^{ème} étage	996,503	2,5	1600	0,25	Condition vérifie
3 ^{ème} étage	1144,442	2,5	2000	0,23	Condition vérifie
2 ^{ème} étage	1291,359	2,5	2000	0,26	Condition vérifie
1 ^{ère} étage	1441,409	2,5	2000	0,29	Condition vérifie
RDC	1592,698	2.5	2400	0,27	Condition vérifie

II .5.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2

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

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

► Avec : $\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \lambda_g \geq 5 & \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \bullet \lambda_g < 5 & \rightarrow \rho_d = 0,040 \end{array} \right.$

► λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

- $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$ 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.

$$L_f = 0,7 \times 3,20 = 2,24 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

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

Avec :

b = largeur de poteaux

d = hauteur utile = 0,9 h

poteaux	Tmax (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
9^{ème} étage(30x40)cm²	328,26	0.303	5,35	0,075	1,875	Condition vérifie
8^{ème} étage(30x40)cm²	114,99	0.106	5,35	0,075	1,875	Condition vérifie
7^{ème} étage(30x40)cm²	446,36	0.413	5,35	0,075	1,875	Condition vérifie
6^{ème} étage(40x40)cm²	736,1	0.511	5,35	0,075	1,875	Condition vérifie
5^{ème} étage(40x40)cm²	1012,77	0.703	5,35	0,075	1,875	Condition vérifie
4^{ème} étage(40x40)cm²	1287,07	0.893	5,35	0,075	1,875	Condition vérifie
3^{ème} étage(40x50)cm²	1429,37	0.794	4,28	0,075	1,875	Condition vérifie
2^{ème} étage(40x50)cm²	1707,31	0.948	4,28	0,075	1,875	Condition vérifie
1^{ère} étage(40x50)cm²	2012,73	1.118	4,28	0,075	1,875	Condition vérifie
RDC(40x60)cm²	2863,4	1.32	3,75	0,075	1,875	Condition vérifie

II.5.3 Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 18^{ème} étage parce qu'il a la plus faible section.

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = ab^3/12 = 30 \times 40^3 / 12 = 160000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = ba^3/12 = 40 \times 30^3 / 12 = 90000 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x , i_y

$$i_x = \sqrt{I_x / (a \times b)} = \sqrt{160000 / 1200} = 11,54 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{I_y / (a \times b)} = \sqrt{90000 / 1200} = 8,66 \text{ cm}$$

- Elancement mécanique λ (x, y) :

$$L_f = K \times H_o$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement.
- $H_o = 3,06$ m (La hauteur sur le plafond).
- $K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = L_f / i_x = 0,7 \times 3,06 / 11,54 \times 10^{-2} = 18,56$$

$$\lambda_x = 18,56 < 70 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\lambda_y = L_f / i_y = 0,7 \times 3,06 / 8,66 \times 10^{-2} = 24,73$$

$$\lambda_y = 24,73 < 70 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III
Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement et dont le rôle est d'assurer le confort et la sécurité des usagers. Ceux sont des éléments en maçonnerie (cloisons, mur extérieurs ...) ou en béton armé (balcon, escalier, parement de façade, plafond suspendu et.). Nous étudierons successivement les escaliers, les planchers, l'acrotère, et les balcons. Le calcul sera effectué conformément aux règlements CBA/93 et RPA99.

III.2 Acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul se fera pour une bande de 1 m, sollicitée à la flexion composée qui est due à l'effort normal NG (poids propre de l'acrotère) et à un moment fléchissant à la base $M(fp)$ due à l'effort horizontal et $M(q)$ du à la main courante qui est une surcharge d'exploitation estimées : $Q = 1.00 \text{ KN}$.

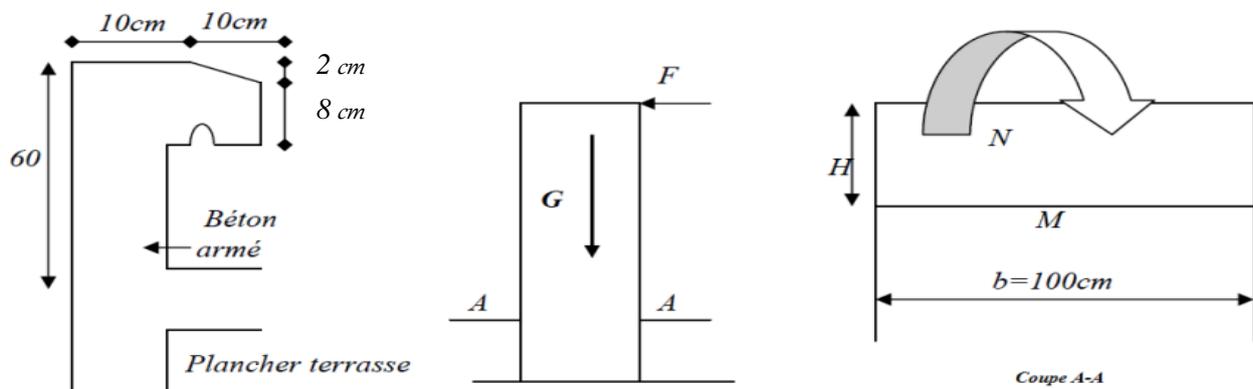


Figure 27: L'acrotère.

III.2.1 Calcul des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliqué en son centre de gravité : soit

- Enduit : $e_p = 2 \text{ cm} \rightarrow G_{\text{enduit}} = 55 \text{ Kg/ml}$
- Béton: $(0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2}\right) = 0.069$
 $G_{\text{béton}} = 25 \times 0.069 = 172.5 \text{ Kg/ml}$.

- $G_{\text{total}} = 172.5 + 55 = 227.5 \text{ Kg/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

III.2.2 Evaluation des charges :

$$N_G = 227.5 \text{ Kg}$$

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

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

➤ Calcul à l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 227.5 = 307.125 \text{ Kg.} = 3,071 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0.60 = 90 \text{ Kgm.} = 0,90 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$N_s = G = 227.5 \text{ Kg}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 0,90 / 3,071 = 0,29 \text{ m}$$

$$h_t = 10 \text{ cm}$$

$$e = h_t/6 = 10/6 = 1,66 \text{ cm}$$

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

III.2.3 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fera en flexion composée avec une section $S = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

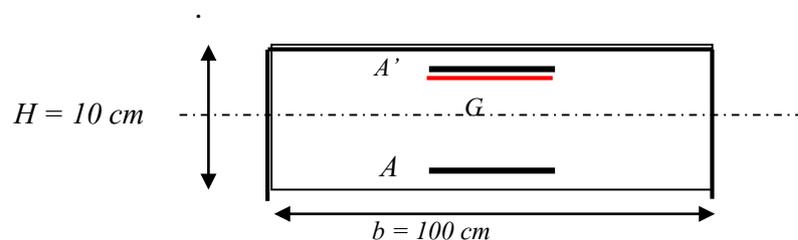


Figure 28: section de calcul d'acrotère

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

d : hauteur utile = 8 cm fissuration préjudiciable

c : Enrobage : 2cm

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.

III.2.3.1 Calcul des armatures :

➤ **Etat limite ultime (ELU) Calcul en flexion simple :**

➔ **Moments fictives :**

- $M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 90 + 307.125 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 99.22 \text{ Kg.m}$

➔ **Moment réduit (μ_u) :**

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

- $\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{99.22 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0109$

- $\mu_1 = 0.392 > \mu_u = 0.0109$ donc La section est simplement armée donc $A_s' = 0$

- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.013$

- $Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.0796 \text{ m}$

- $A_f = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}} = \frac{99.22 \times 10^4}{79.6 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$

- $A_s = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}} = 36 - \frac{307.125 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2$

➔ **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art.A.4.2.1/BAEL 91):**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d.} \frac{F_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2$ on adopte $A_s = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (30 ; 33) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

➔ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » (BAEL 91 art 5.1.1):**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \text{Min} (0,13 f_c, 4 \text{ MPa}) = \text{min} (3.25 ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$T_u \leq 1.5 Q h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ kg/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{900}{8 \times 100} = 1.125 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$l_s = 40\phi = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm}$$

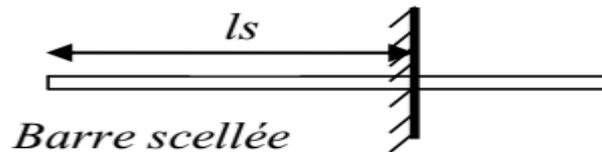


Figure 29: longueur de scellement.

➤ Etat limite service (ELS)

➔ Moments fictives :

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_f = M_{\text{serG}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 60 + 227.5 \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 66.825 \text{ Kg.m}$$

➔ Calcul des contraintes admissibles :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier : La contrainte de l'acier à l'ELS est : $\bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{nf_{t28}} \end{cases} = 202 \text{ MPa}$

➔ La position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{n \cdot \sigma_{bc}}{(n \cdot \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 202)} \cdot 80 = 42.15 \text{ mm} = 4.215 \text{ cm.}$$

➔ Moment de service limite :

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 66 \text{ mm}$$

$$M_1 = \bar{\sigma}_{bc} \times b \times y \times Z_1 \times 0.5 = 15 \times 1000 \times 42.15 \times 66 \times 0.5 = 20.86 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{serA}} < M_1 \Rightarrow A =$ La section est sans aciers comprimés

$$A_{s,\text{ser}} = \frac{M_{\text{serA}}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{66.825 \times 10^4}{66 \times 202} = 0.501 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \text{Max} (A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \mathbf{0.96} \text{ On adopte } A_s = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

COUPE SUR ACROTÈRE

ECH.: 1/20

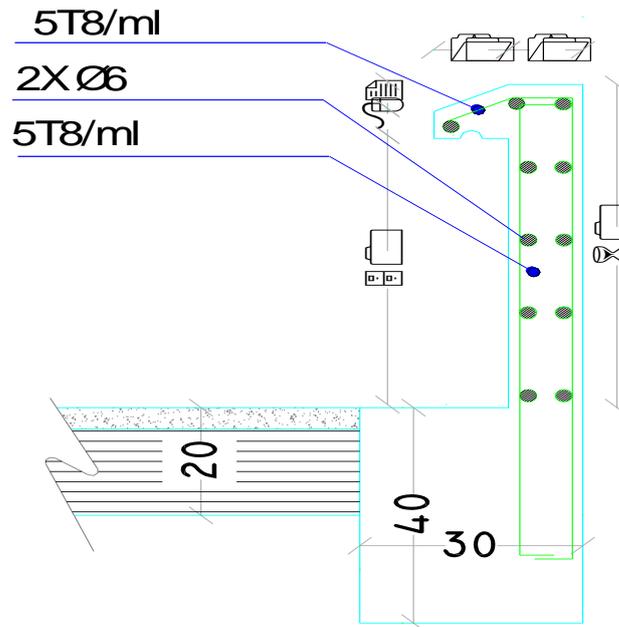


Figure 30: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2.3.2 Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p$$

- C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol $C_p = \mathbf{0.8}$
- W_p : Poids de l'élément. $W_p = 2.275 \text{ KN/ml}$
- A : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2) $\Rightarrow \mathbf{A = 0,15}$

D'où:

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 227,5 = 109,2 \text{ kg}$$

$$F_p = 109,2 \text{ kg} < Q = 100 \times 1.5 = 150 \text{ kg}$$

\rightarrow condition vérifiée.

III.3 L'escalier :

III.3.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, documents techniques unifiés, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable.

III.3.2 Terminologie :

Les escaliers sont compose :

- **La ligne de foulée:** ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- **Le jour d'escalier ou lunette :** espace central autour duquel l'escalier se développe.
- **L'emmarchement :** largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La contremarche :** Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches
- **Le giron :** Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**.
- **La volée :** ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le nez de marche :** bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- **Paillasse** Dans le cas des escaliers en béton, c'est la dalle en pente intégrant les marches d'une volée.
- **Palier :** Plate-forme ménagée à chaque étage et accédant aux portes palières. La plate-forme intermédiaire qui ne donne pas accès à des locaux est appelée repos ou palier de repos.

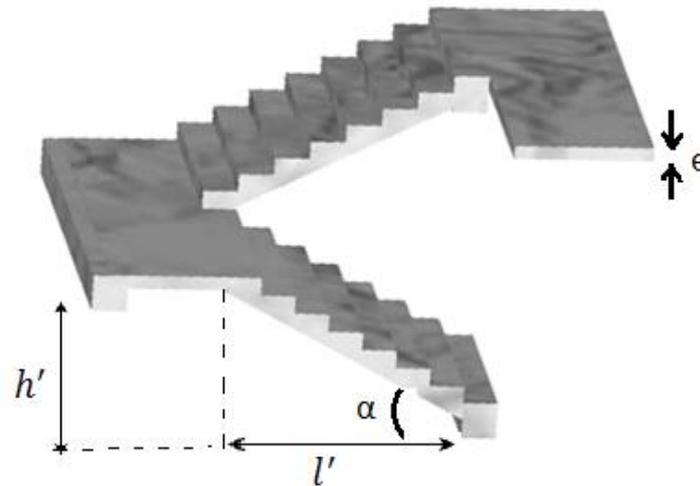


Figure 31: présentation de l'escalier.

III.3.3 Les différents types des escaliers :

On a un seul type :

Niveau RDC et étage courant: on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

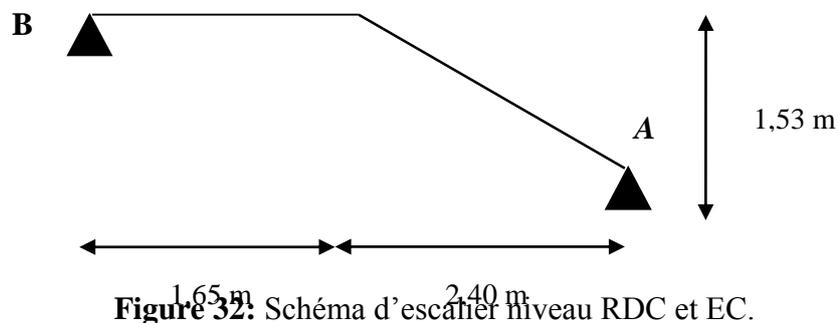


Figure 32: Schéma d'escalier niveau RDC et EC.

III.3.4 Charges et surcharges sur l'escalier :

III.3.4.1 Palier et La paillasse :

A. Les Combinaisons de Chargement :

Avec : $Q = 250 \text{ kg} / \text{m}^2$

Palier : $G = 544 \text{ Kg} / \text{m}^2$

La paillasse : $G = 820 \text{ Kg} / \text{m}^2$

✓ **ELU :**

- Palier : $q_1 = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = (1.35 \times 0.544 + 1.5 \times 0.250) \times 1.65 = 1.829 \text{ t/ml}$.

- paillasse : $q_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = (1,35 \times 0,820 + 1,5 \times 0,250) \times 1,65 = 1,445 \text{ t/ml}$.
- ✓ **ELS :**
- Palier : $q_1 = G_1 + Q_1 = (0,544 + 0,25) \times 1,65 = 1,310 \text{ t/ml}$.
- Paillasse : $q_2 = G_2 + Q_2 = (0,820 + 0,25) \times 1,65 = 1,765 \text{ t/ml}$.

Les diagrammes des sollicitations (ELU) :

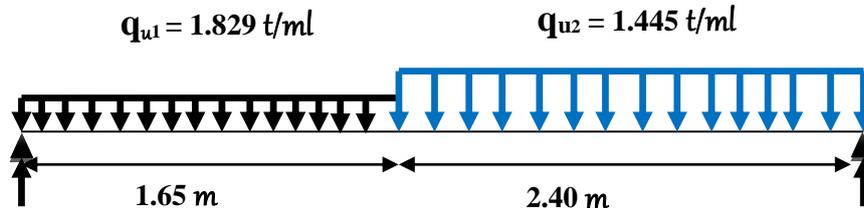


Figure III.9 : Le diagrammes des sollicitations (ELU).

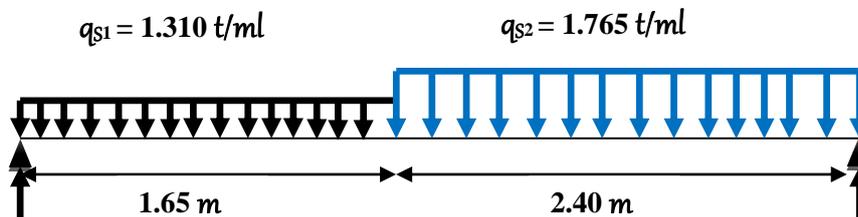


Figure 33: Les diagrammes des sollicitations (ELS).

B. Calcul de la charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}$$

- Q_i : charge répartie sur la longueur L_i .
- L_i : longueur d'application de la charge q_i .
- ✓ **ELU :** $q_{eu} = \frac{(1,829 \times 1,65) + (1,445 \times 2,40)}{1,65 + 2,40} = 1,601 \text{ t/ml}$ $\rightarrow q_{eu} = 1,601 \text{ t/ml}$
- ✓ **ELS :** $q_{es} = \frac{(1,310 \times 1,65) + (1,765 \times 2,40)}{1,65 + 2,40} = 1,579 \text{ t/ml}$ $\rightarrow q_{es} = 1,579 \text{ t/ml}$

C. Calcul de l'effort tranchant et moment isostatique :

- ✓ $T = \frac{QL}{2}$; $M = \frac{QL^2}{8}$
- ✓ $M_t = 0,85M_0$; $M_{app} = 0,3M_0$

Tableau III- 1: l'effort tranchant et moment isostatique.

	ELU	ELS
T (t)	3.242	3.197
M (t.m)	3.282	3.237
M travée	2.789	2.751
M appui	0.984	0.971

Pour $0 \leq x \leq 4.05$ m

ELU : $T(x) = R_A - q \times x = 3.242 - 1.601 x$.

$T(x) = 0 \rightarrow$ Si $x = \frac{R_A}{q} = \frac{3.242}{1.601} = 2.02$ m

ELS : $T(x) = R_A - q \times x = 3.242 - 1.579 x$.

$T(x) = 0 \rightarrow$ Si $x = \frac{R_A}{q} = \frac{3.197}{1.579} = 2.02$ m

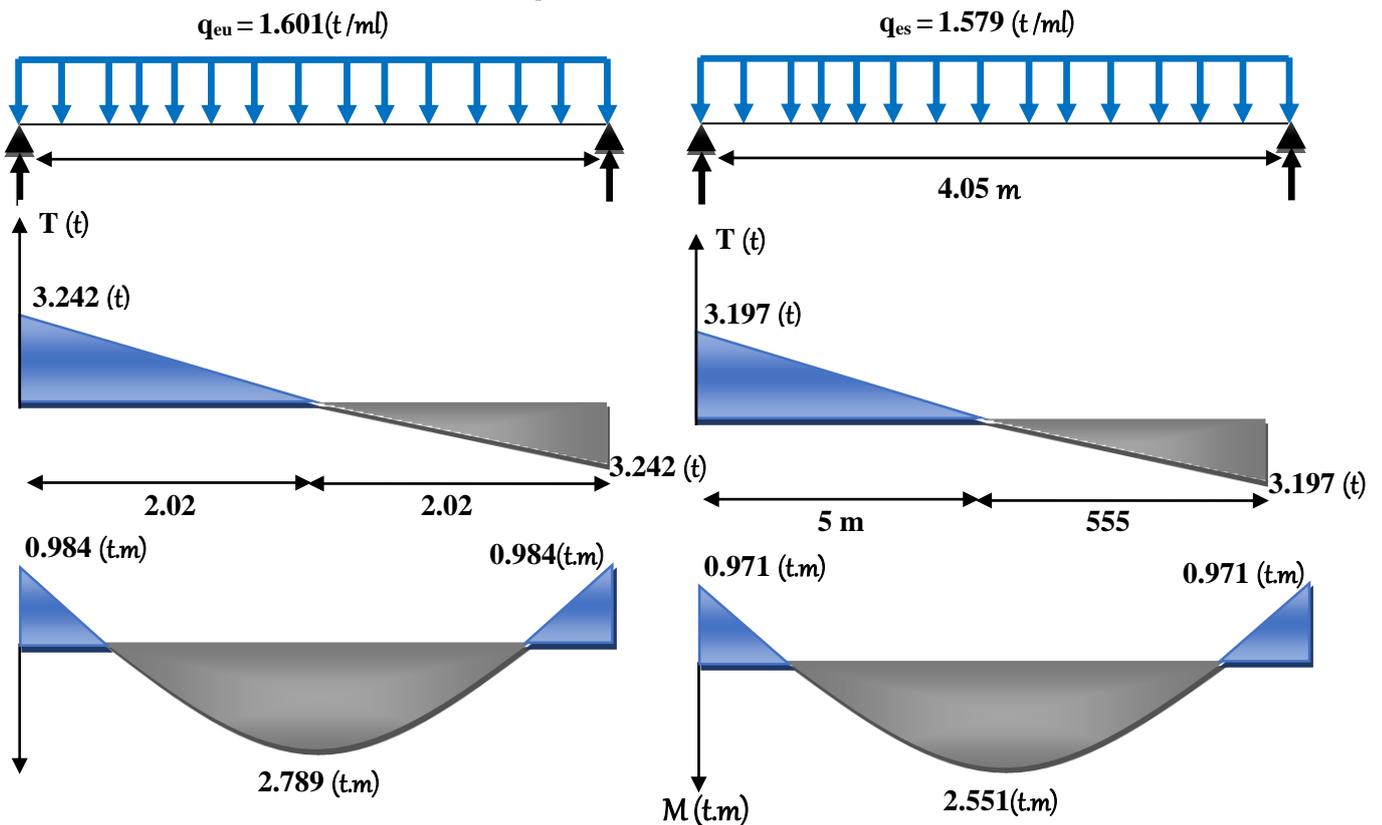


Figure 34: Diagramme des sollicitations RDC et EC à ELU

Figure 35: Diagramme des sollicitations RDC et EC à ELS

A. Détermination du ferrailage

On va déterminer le ferrailage du type de niveau étage courant car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

➤ **Ferrailage de Palier de repos et La paillasse :**

- $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
- $d = h - c = 17 - 2 = 15 \text{ cm}$.
- $$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$.
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $\tau = d \times (1 - 0.4 \alpha)$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- $A = \frac{M_u}{\tau \sigma_s}$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$.

Tableau III- 2: tableau de calcul la section Travée et Appui.

	Mu (t.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	τ (cm)	A (cm ²)
Travée	2.789	100	15	0.070	0.090	14.46	5.542
Appui	0.984	100	15	0.024	0.030	14.82	1.907

➔ **Vérification à L'ELU****1. Condition de non fragilité**✓ **En travée :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \text{Max} (A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = \text{Max} (5.542 ; 1.81) \Rightarrow A_t = 5.542 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$.

➔ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2. \quad \text{On adopte} \quad A_t = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

✓ **En appui :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = \text{Max} (A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = \text{Max} (1,907; 1,81) \Rightarrow A_a = 1,907 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_a = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$.

➔ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2. \quad \text{On adopte} \quad A_t = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

➔ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \geq \min \{0, 9d, 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t \geq 13,5 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement selon le CBA/93:

$\overline{\tau}_u \leq \overline{\tau}_u$ les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales.

$$\text{On a: } V_{\max} = 32,42 \times 10^3 \text{ N} \quad b_0 = 100 \text{ cm} \quad d = 15 \text{ cm}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \}$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{3,242 \times 10^4}{1000 \times 150} = 0,216 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,216 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}. \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

➔ **Vérification à ELS : le BAEL93 :**

D'après les règles BAEL 91, pas de vérification des contraintes de béton pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple dont les armatures, sont en FeE 400 si la condition suivante est vérifiée $\alpha_u < \alpha$ avec :

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

Tableau III- 3: tableau de Vérification à ELS : le BAEL93

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_s}$	α_{cal}	$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.01	0.090	0.255	0.090 < 0.255
Appui	1.01	0.030	0.255	0.030 < 0.255

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.

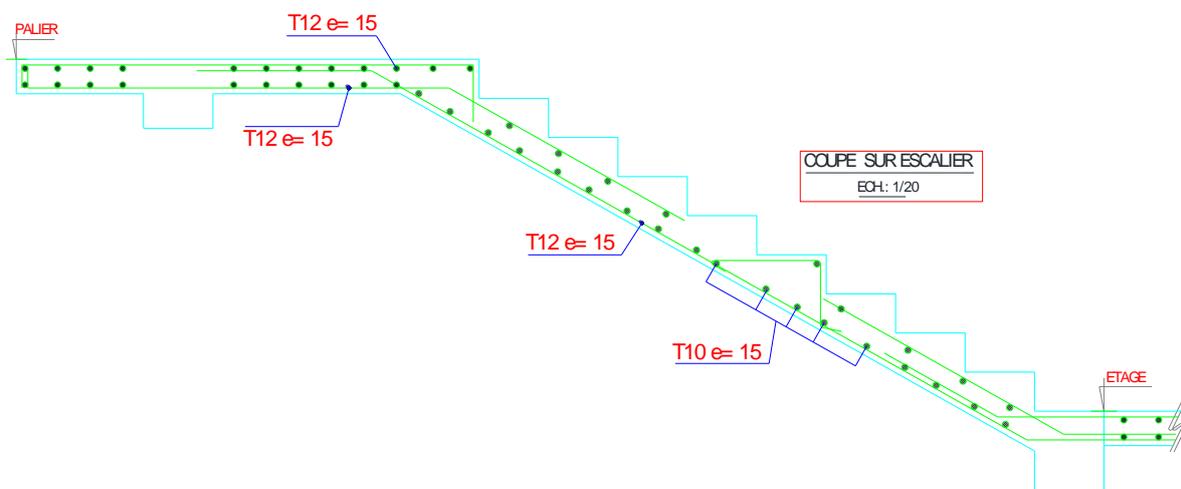


Figure 36: Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3.4.2 Etude de La poutre palière :

A. Evaluation des charges :

- Poids propre : $0.3 \times 0.3 \times 4.20 = 0.378$ t/ml
- Poids de mur : $1.00 \times 0.289 = 0.289$ t/ml.
- Réaction de la paillasse : $R_u = 3.242$ t/ml.
 $R_s = 3.197$ t/ml.

B. Calcule des moments :

✓ ELU :

- $Q = 1.35G + R_u = 1.35 (0.378 + 0.289) + 3.242 * 1 \text{ m} = 4.142$ t/ml.
- $M_0 = \frac{Ql^2}{8} = \frac{4.142 \times 4.20^2}{8} = 9.133$ t.m
- Travée : $M_t = 0.85M_0 = 7.763$ t.m
- Appui : $M_a = 0.3M_0 = 2.739$ t.m

✓ **ELS :**

- $q = G + R_s = (0.378 + 0.289) + 3.197 \times 1 \text{ m} = 3.864 \text{ t/ml.}$
- $M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{3.864 \times 4.20^2}{8} = 8.520 \text{ t.m.}$
- Travée $M_t = 0.85M_0 = 7.242 \text{ t.m.}$
- Appui $M_a = 0.3M_0 = 2.556 \text{ t.m.}$

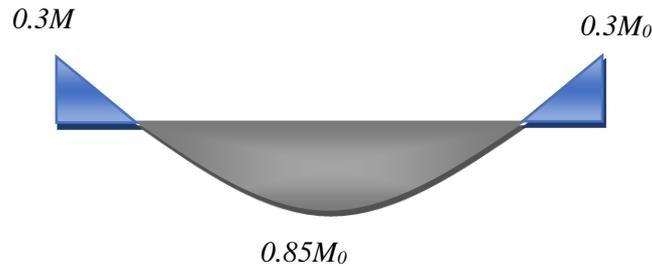


Figure 37: Diagramme des moments de la poutre palière.

C. Détermination du ferrailage

➤ Ferrailage de poutre palière:

- $c = 2 \text{ cm} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$
- $d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm.}$
- $$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392.$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$
- $\tau = d \times (1 - 0.4 \alpha)$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$
- $A = \frac{M_u}{\tau \sigma_s}$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$
- $A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e}$

Tableau III- 4: tableau de calcul la section Travée et Appui

	Mu (t.m)	B (cm)	d (cm)	μ	α_u	τ (cm)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Travée	7.763	30	28	0.023	0.331	24.29	7.98	1.11	3HA16+2HA12 =8.29 cm ²
Appui	2.739	30	28	0.008	0.010	27.88	2.81	1.11	3HA12 = 3.39 cm ²

➔ **Vérification :**

1. Vérification de la section minimale :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa.}$$

$$\frac{8.29}{30 \times 25} \times 400 = 4.42 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement selon le CBA/93 :

$$\text{On a : } V_u = \frac{Q L}{2} = \frac{4.142 \times 4.2}{2} = 8.698 \text{ t} \quad b_0 = 30 \text{ cm} \quad d = 28 \text{ cm}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bullet \quad \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{8.698 \times 10^4}{300 \times 280} = 1.035 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.035 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifier .}$$

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

➔ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \geq \min \{ 0, 9d, 40\text{cm} \} \Rightarrow S_t \geq 25.2 \text{ cm} \quad \text{On adopte} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

► **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min(0.85; 1,60; 3)$$

On prend : $\emptyset_t = \Phi 10\text{mm}$

► Calcul d'espacement des cadres

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

$$\text{Zone nodale } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 16 \varnothing_1; 30\text{cm} \right)$$

$$St \leq \min (7.5 ; 16 \varnothing_1; 30\text{cm})$$

On prend : $St = 7.5\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \quad ; \quad \text{On prend : } St = 15\text{cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Ø_t minimum.

$$10\varnothing_t = 10 \times 1,6 = 16\text{cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } 17\text{cm}.$$

► Recouvrement :

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de 40 Φ en zone II..... RPA 99 / version 2003 (page 61)

$$\Phi = 16\text{mm} \quad \rightarrow \quad L_r = 1,6 \times 45 = 72 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte : } L_r = 75\text{cm}$$

► Longueur de la zone nodale :

$$h' = 2 \times h = 60\text{cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

COUPE SUR POUTRE PALIERE
30x30 Ech : 1/20

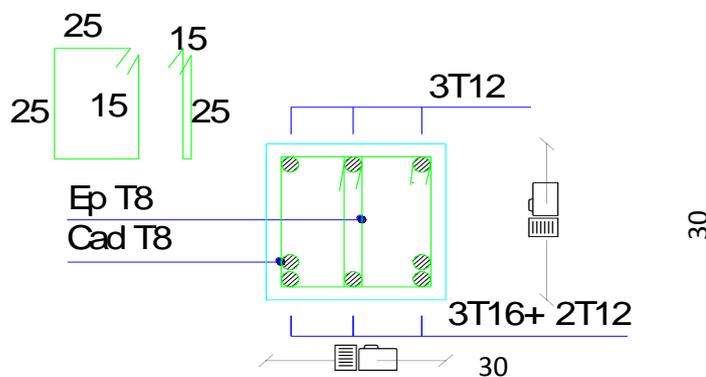


Figure 38: Schéma de

ferraillage de poutre palière.

III.4 Les planchers :

III.4.1 Définition

Le plancher est une aire pleine destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sol dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit être supporté son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré par un feu plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre structure on a deux types de plancher :

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

III.4.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple, sont des sections en **T** en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales

➤ Disposition des poutrelles



Figure 39: Plan de coffrage (Disposition des poutrelles)

III.4.2.1 Méthode de calcul des poutrelles :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- La méthode forfaitaire (Annexe E.1 de BAEL 91)
- La méthode de CAQUOT (Annexe E.2 de BAEL 91)
- Méthode des trois moments.

III.4.2.2 Méthode forfaitaire :

A. Domaine d'application :

1. La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées $Q \leq \max \{2G, 5kN\}$
2. Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
3. La fissuration est peu nuisible.
4. Les portées successives sont dans un rapport comprises :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25$$

B. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{q}{(G+Q)}$
- $M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \rightarrow \text{travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \rightarrow \text{travée de rive} \end{cases}$

Soit :

* α : 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.

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

- 1) $0.6M_0 \rightarrow$ poutre à 2 travées.
- 2) $0.5M_0 \rightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- 3) $0.4M_0 \rightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

III.4.2.3 Méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

A. Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Notation de longueur :

- $L'_g = 0,8 L_g$ travée intermédiaire.
- $L'_d = 0,8 L_d$ travée intermédiaire.
- $L' = L$ travée de rive.

B. Les moments sur appui :

- $M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$ appui intermédiaire.
- $M_a = 0.5 M_0$ appui de rive.

avec : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

C. Effort tranchant :

- $T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = T_w + ql$
- $T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

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

D. Moment en travée:

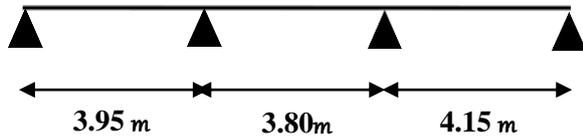
- $M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} - (T_w x + M_w)$
- $X = \frac{-T_w}{q}$

Nous allons utiliser «La méthode des trois moments » car elle convient à notre cas.

III.4.2.4 Les différents types de poutrelles

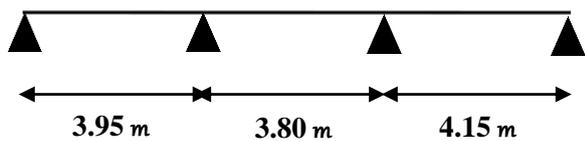
➤ Niveau Terrasse :

• Type 01 :



➤ Etage Courante :

• Type 01 :



III.4.2.5 Les différentes descentes de charge :

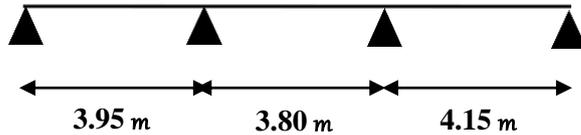
Tableau III- 5: Les différentes descentes de charge.

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s = b \times (G + Q)$
Terrasse inaccessible	6,28	1	0,65	6,48	4,73
Terrasse accessible	6,28	1,50	0,65	6,97	5,05
Étage courant (hall de circulation)	5,50	2,50	0,65	7,26	5,20
Étage courant (chambre)	5,50	1,50	0,65	6,28	4,55

III.4.2.6 Etude de la poutrelle par niveaux :

III.4.2.6.1 Etude de la poutrelle au niveau terrasse :

A. Calcul de la poutrelle type 1



• Condition d'application de la méthode forfaitaire:

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

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12.56 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \rightarrow Condition vérifiée.

3. La fissuration est peu nuisible. \rightarrow Condition vérifiée.

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

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

$$0,8 \leq \frac{3,95}{3,80} = 1.03 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,80}{4,15} = 0.91 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on utilise la méthode forfaitaire:

a) Calcul des moments :

$$\bullet \text{ E.L.U: } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.648 \times 4.15^2}{8} = 1.39 \text{ t.m}$$

$$\bullet \text{ E.L.S: } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{0.473 \times 4.15^2}{8} = 1.01 \text{ t.m}$$

➤ Moments en appui :

✓ Appui de rive :

$$M_A = M_D = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à 0.15M0.

Donc :

$$\bullet \text{ ELU : } M_A = M_D = 0.15 \times M_0 = 0.208 \text{ t.m.}$$

$$\bullet \text{ ELS : } M_A = M_D = 0.15 \times M_0 = 0.151 \text{ t.m.}$$

✓ **Appuis intermédiaires :**

• **ELU :**

$$M_B = M_C = 0.5 \times M_0 = 0.695 \text{ t.m.}$$

• **ELS :**

$$M_B = M_C = 0.5 \times M_0 = 0.505 \text{ t.m.}$$

➤ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{q}{(G+Q)} = \frac{1}{(6.28+1)} = 0.13$$

• **ELU :**

✓ **Travée de rive AB et CD :**

$$\text{a) } M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \times 0.13) \frac{1.39}{2} = 0.861 \text{ m}$$

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

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 1.39; (1 + 0,3 \times 0.13) \times 1.39\} - \left(\frac{0.208 + 0.695}{2}\right)$$

$$M_t \geq 1.459 - \left(\frac{0.208 + 0.695}{2}\right) = 1.008 \text{ t.m}$$

Donc: $M_t = 1.008 \text{ t.m}$

✓ **Travée intermédiaire BC :**

$$\text{a) } M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times 0.13) \frac{1.39}{2} = 0.722 \text{ t.m}$$

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

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 1.39; (1 + 0,3 \times 0.13) \times 1.39\} - \left(\frac{0.695 + 0.695}{2}\right)$$

$$M_t \geq 1.459 - \left(\frac{0.695 + 0.695}{2}\right) = 0.764 \text{ t.m}$$

Donc: $M_t = 0.764 \text{ t.m}$

• **ELS :**

✓ **Travée de rive AB et CD :**

$$\text{c) } M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \times 0.13) \frac{1.01}{2} = 0.625 \text{ t.m}$$

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

$M_t \geq \max\{(1,05 \times 1,01; (1 + 0,3 \times 0,13) \times 1,01\} - \left(\frac{0,208 + 0,695}{2}\right)$

$M_t \geq 1,06 - \left(\frac{0,208 + 0,695}{2}\right) = 0,608 \text{ t.m}$ **Donc: $M_t = 0,625 \text{ t.m}$**

✓ **Travée intermédiaire BC :**

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

$M_t \geq (1 + 0,3 \times 0,13) \frac{1,01}{2} = 0,524 \text{ t.m}$

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

$M_t \geq \max\{(1,05 \times 1,01; (1 + 0,3 \times 0,13) \times 1,01\} - \left(\frac{0,695 + 0,695}{2}\right)$

$M_t \geq 1,06 - \left(\frac{0,695 + 0,695}{2}\right) = 0,365 \text{ t.m}$ **Donc: $M_t = 0,524 \text{ t.m}$**

Tableau III- 6: Sollicitation à l’ELU et à l’ELS.

	Travée	L (m)	q (t/ m)	M0 (t.m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Mt (t.m)	Tw (t)	Te (t)
ELU	AB	3.95	0.697	1.39	0.208	0.695	1.008	-1.49	1.19
	BC	3.80	0.697	1.39	0.695	0.695	0.764	-1.32	1.30
	CD	4.15	0.697	1.39	0.695	0.208	1.008	-1.32	1.41
ELS	AB	3.95	0.505	1.01	0.151	0.505	0.625	-1.08	0.85
	BC	3.80	0.505	1.01	0.505	0.505	0.524	-0.95	0.94
	CD	4.15	0.505	1.01	0.505	0.151	0.625	-0.96	1.02

➤ **Diagramme des moments de flexion et l’effort tranchant à ELU :**

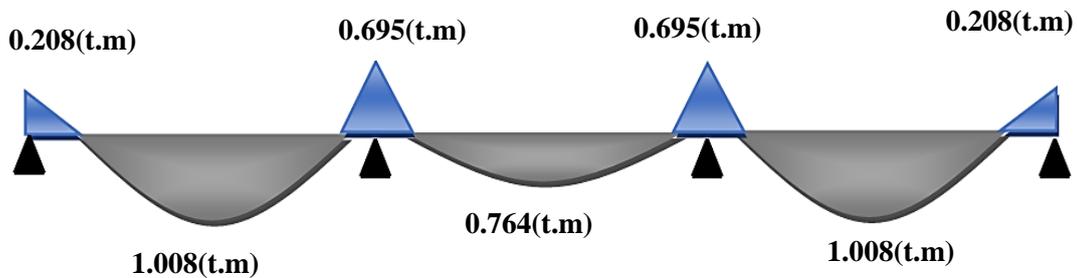


Figure 40: Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau Terrasse.

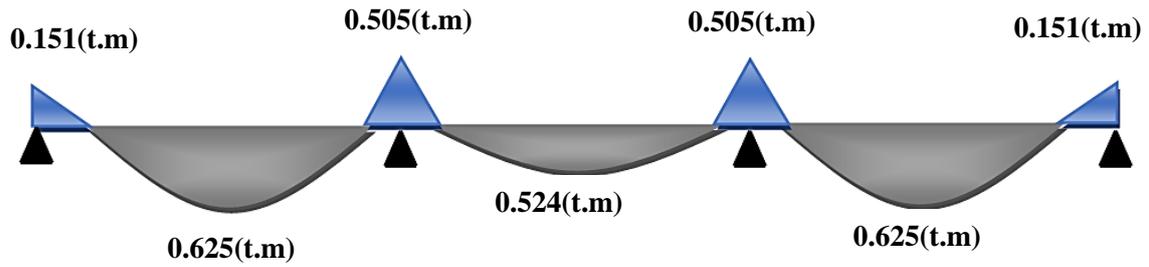


Figure 41: Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau Terrasse.

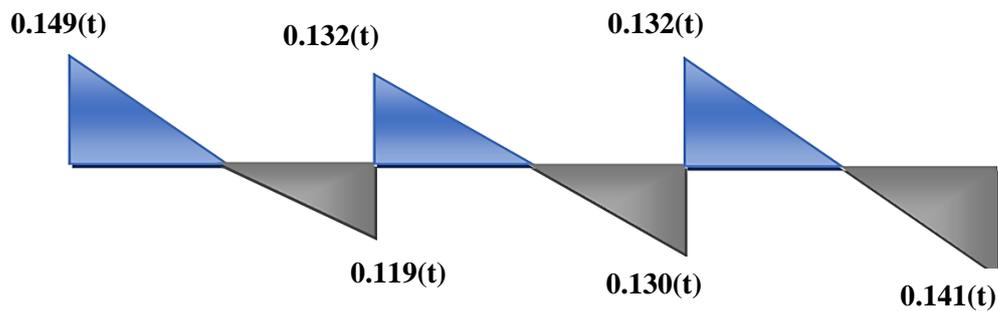


Figure 42: Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau Terrasse

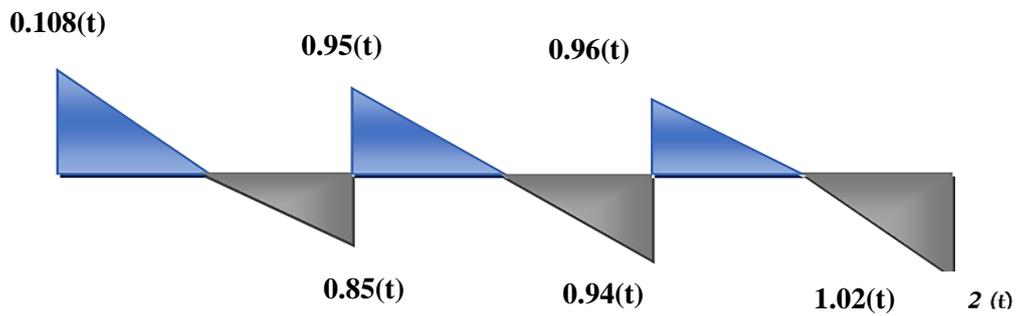


Figure 43: Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau Terrasse.

- $T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = T_w + ql$
- $T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

I.1.1.1. Etude de la poutrelle au EC et RDC

Tableau III- 7: Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

	Travée	L (m)	q (t/m)	M ₀ (t.m)	M _w (t.m)	M _e (t.m)	M _t (t.m)	T _w (t)	T _e (t)
ELU	AB	3.95	0.726	1.56	0.234	0.780	1.199	- 1.57	1.29
	BC	3.80	0.726	1.56	0.780	0.780	0.920	- 1.50	1.25
	CD	4.15	0.726	1.56	0.780	0.234	1.199	- 1.37	1.64
ELS	AB	3.95	0.520	1.11	0.166	0.555	0.849	- 1.12	0.93
	BC	3.80	0.520	1.11	0.555	0.555	0.655	- 0.98	0.99
	CD	4.15	0.520	1.11	0.555	0.166	0.849	-0.98	1.17

➤ Diagramme des moments de flexion et l'effort tranchant à ELU :

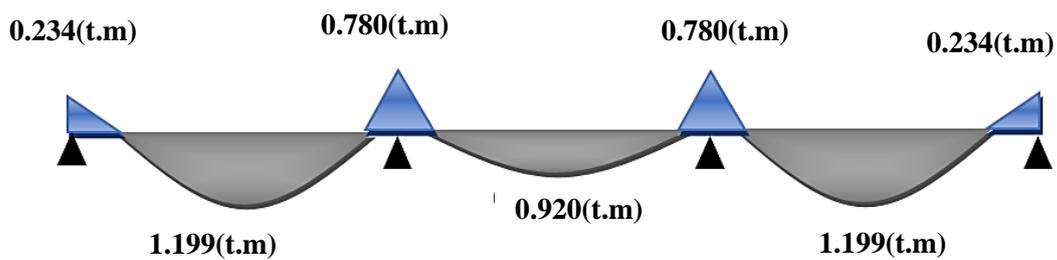


Figure 44: Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau EC et RDC.

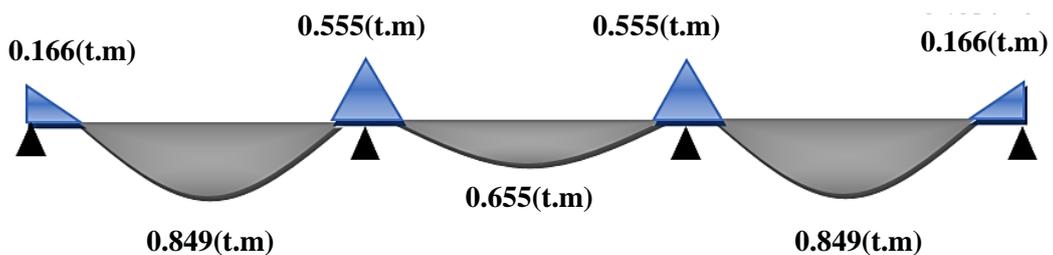


Figure 45: Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau EC et RDC

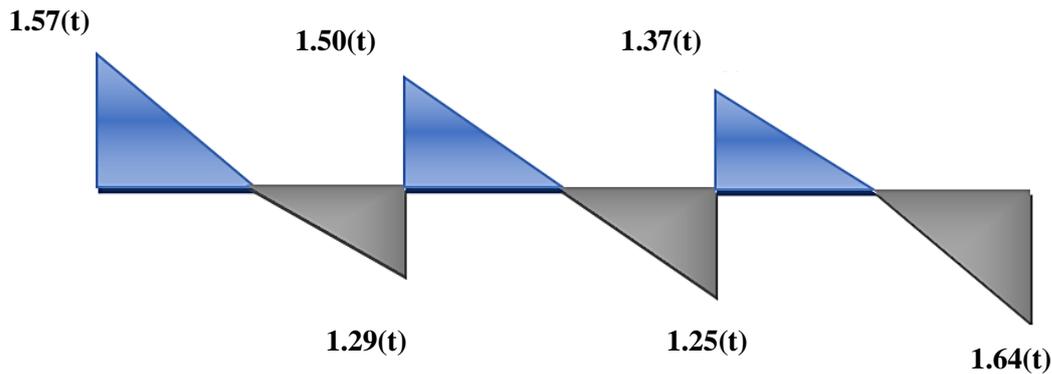


Figure 46: Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau EC et RDC

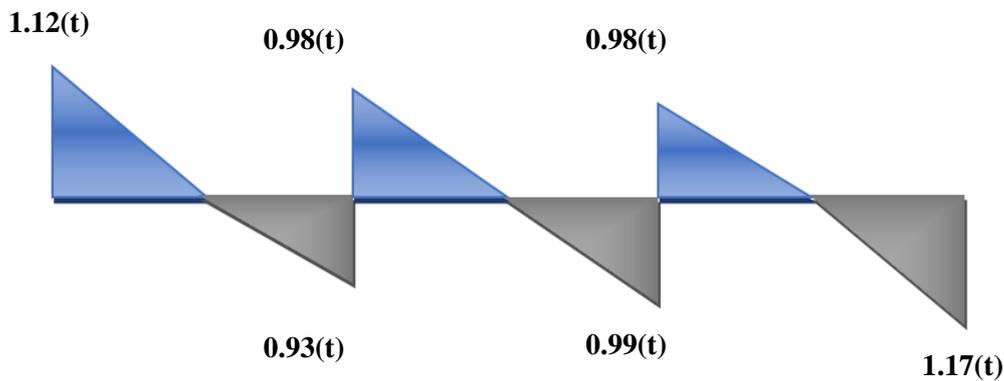


Figure 47: Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau EC et RDC

III.4.2.6.3 Ferrailage de la poutrelle type 1 niveau terrasse :

Remarque : dans notre projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un type comme un exemple de calcul au niveau terrasse et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans tableau.

A. Ferrailage longitudinale :

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; FeE 400; Fissuration peu préjudiciable.

a) Ferrailage en travée :

➤ Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = 10.08 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$M_{tbu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_{tbu} = 59072 \text{ N.m} > M_t = 10080 \text{ N.m}$$

➤ **Etape de calcul :**

On a $M_{tbu} > M_u$ la section est calculer comme une section rectangulaire de dimension **b.h** sur travée et **b₀.h** sur appuis

✓ **Calcul de μ ; α ; β ; A :**

$$\bullet \quad \mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.08 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- $\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033}) = 0,041$
- $Z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.041) = 177,04$
- $A_{ut} = \frac{M_t}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.08 \times 10^6}{177.04 \times \frac{400}{1.15}} = 163.69 \text{ mm}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{ut}) = \max (1.41 ; 1.63) = 1.63 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adopté est : **3HA10 = 2.36 cm²**

b) Ferrailage en appui➤ **Calcul du moment équilibré par la table de compression :**

$$M_a = 6.95 \times 10^3 \text{ N.m.}$$

$$M_{tbu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{tbu} = 59072 \text{ N.m} > M_t = 6.95 \times 10^3 \text{ N.m}$$

➤ **Etape de calcul**

On a $M_{tbu} > M_u$ la section est calculer comme une section rectangulaire de dimension **b.h** sur travée et **b₀.h** sur appuis

✓ **Calcul de μ ; α ; β ; A**

$$\bullet \quad \mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.95 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.023 < \mu_1 = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- $\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0,029$
- $Z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0,029) = 177.91$

$$\bullet \quad A_{ut} = \frac{M_t}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.95 \times 10^6}{177.91 \times \frac{400}{1.15}} = 112.31 \text{ mm}^2 = 1.12 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_{ut}) = \max (1.41 ; 1.12) = 1.41 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adopté est : **1HA12+1HA10 = 1.916 cm²**

B. Ferrailage transversale

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** selon le **CBA/93.** :

$$\text{On a: } V_{\max} = 16.4 \times 10^3 \text{ N} \quad b_0 = 15 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{14.1 \times 10^3}{150 \times 180} = 0.607 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.607 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant et les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales $\alpha = 90^\circ$

➤ **Diamètre maximal des armatures d'âmes**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, Q_1 \right\} = \left\{ \frac{200}{35}, \frac{150}{10}, 12 \right\} = \{ 5.71 ; 15 ; 12 \}$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ → on adopte un épingle de $\phi 6$

➤ **Espacement des armatures transversales**

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003** :

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

$$St \leq \min (5 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

On prend : **S_t = 5 cm**

$$\checkmark \quad \text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

On prend : **S'_t = 10 cm**

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : **A_t = 2×Φ6 = 0,57 cm²**

➤ **Calcul de la longueur de recouvrement**

Acier en FeE400

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

➤ **Vérification à E L S**

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 :

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

Tableau III- 8: tableau de Vérification à ELS : le BAEL93

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_s}$	α_{cal}	$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.37	0.041	0.435	0.041 < 0.435.
Appui	1.37	0.029	0.435	0.029 < 0.435.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats de ferrailage des différents types des poutrelles sont traités dans les tableaux dans suivant :

Tableau III- 9: Les différentes sollicitations sur les poutrelles

Les types		Moment en travée (t.m)	Moment en appui (t.m)	Effort tranchant (t)
Terrasse	Type 1	0.871	0.595	1.40
	Type 2	0.871	0.595	1.41
EC + RDC	Type 1	0.744	0.50	1.18
	Type 2	0.744	0.50	1.18

Tableau III- 10: tableau de ferrailage de déférent type de plancher

Les types		A _{min} (cm ²)	ferrailage longitudinale				ferrailage transversale
			travée		appui		
		A _{calculé} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)	
Terrasse	Type 1	1.41	1.63	3HA10 = 2.36	1.12	1HA12+1HA10 =1.916	Épingle Φ6=0.57
	Type 2	1.41	1.63	3HA10 = 2.36	1.12	1HA12+1HA10 =1.916	Épingle Φ6=0.57
EC + RDC	Type 1	1.41	1.63	3HA10 = 2.36	1.12	1HA12+1HA10 =1.916	Épingle Φ6=0.57
	Type 2	1.41	1.63	3HA10 = 2.36	1.12	1HA12+1HA10 =1.916	Épingle Φ6=0.57

Schéma de ferrailage :

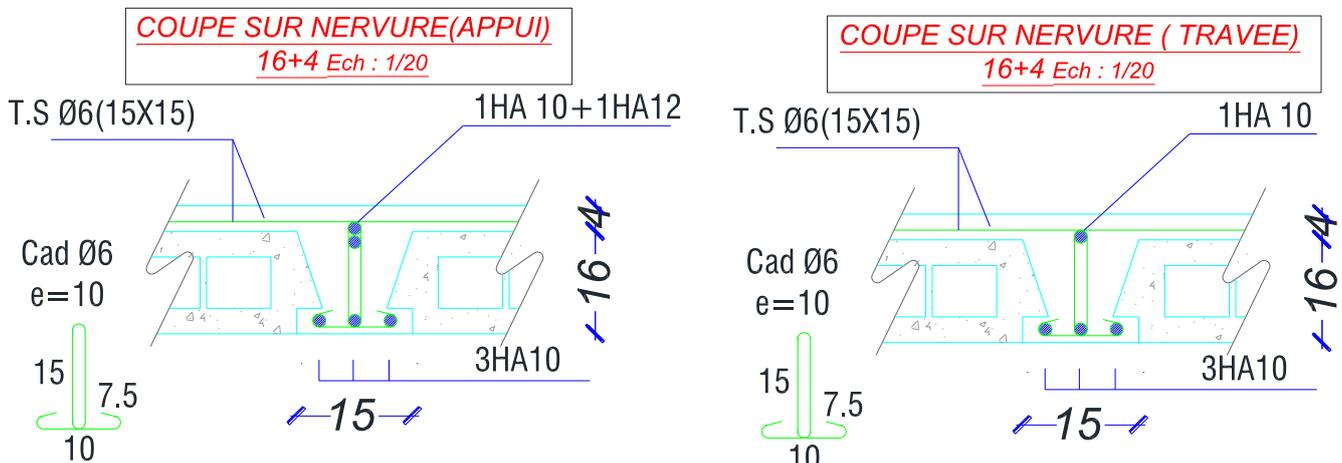


Figure 48: Schéma de ferrailage des poutrelles

III.4.3 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33 cm (3 par mètre)** pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Si : $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$ → $A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$

Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$ → $A_2 = \frac{200}{f_e}$

Avec :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).
- A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).
- A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

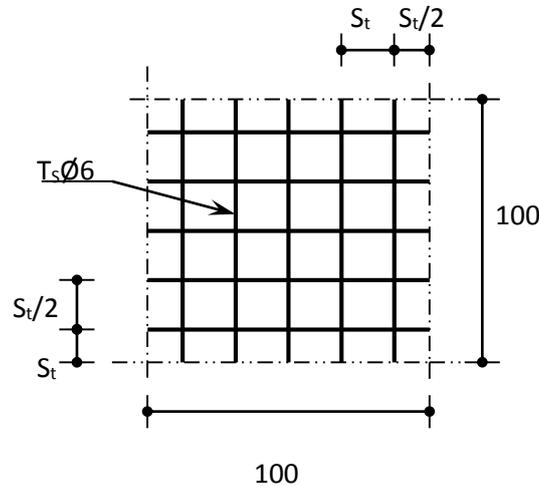


Figure 49: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

On a : $L = 65$ cm $F_e = 400$ MPa

- $A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$

Donc on obtient : $A_1 = \frac{4 \times 0,65}{400} = 0,65$ cm²/ml

On prend : **5HA6 = 1,41 cm²/ml**

- $S_t = \frac{100}{6} = 16,67$ cm²/ml

On adopte **$S_t = 20$ cm**

➤ **Armatures de répartitions**

- $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,325$ cm²/ml

On prend : **5HA6 = 1,41 cm²/ml**

- $S_t = \frac{100}{6} = 16,67$ cm²/ml

On adopte **$S_t = 15$ cm**

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 15cm suivant les deux sens.

III.4.4 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.

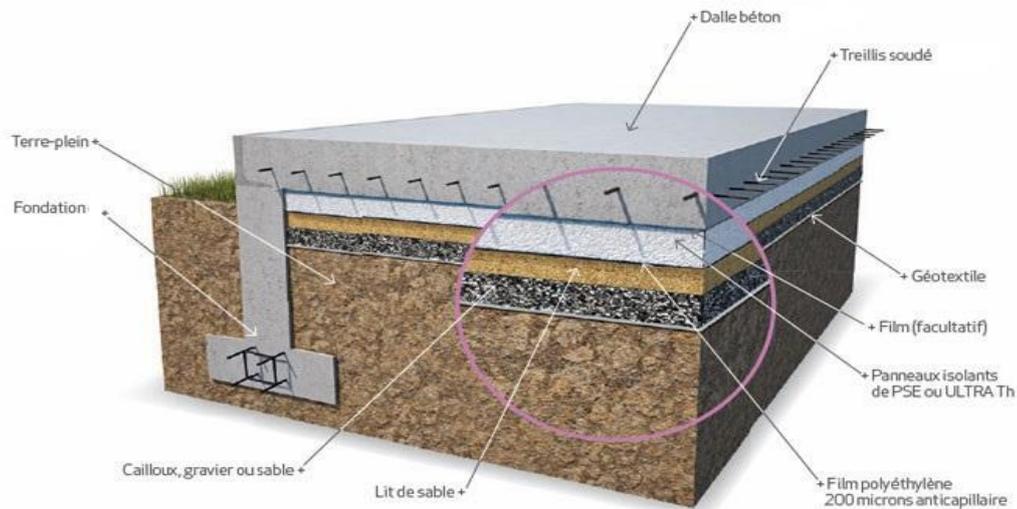


Figure 50: Schéma de dalle flottante sur terre-plein.

➤ 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 des parties suivant:

- 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 300 Kg /m³.

Pour notre ouvrage Nous choisissons épaisseur **15 cm** comporte des armatures en treillis soudé de type $\phi 6$ mm et **St = 15cm**

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

III.5 Etude la dalle machine

III.5.1 Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

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

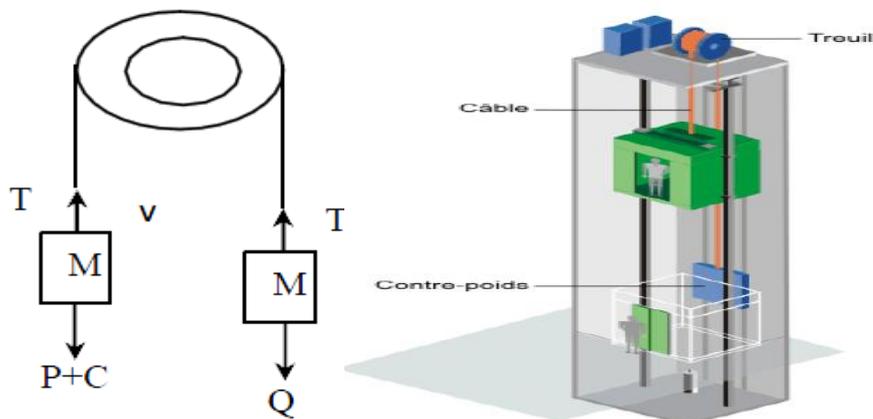


Figure 51: Schéma statique et concept d'ascenseur.

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

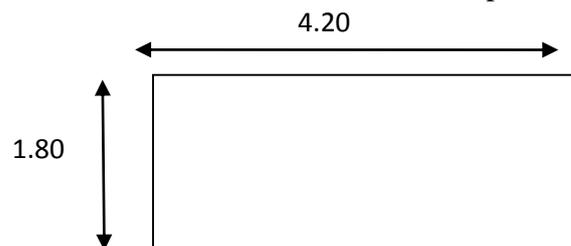


Figure 52: Schéma de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

➤ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{420}{50} \leq \leq \frac{420}{40} \rightarrow 8.4\text{cm} \leq e \leq 10.50\text{ cm}$$

➤ **Condition de l'E.N. A**

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

➤ **Condition de flèche**

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

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

$$e \geq \frac{0,85}{20} L_x = \frac{0,85}{20} \times 180 = 7,65 \text{ cm} \quad e \geq 7,65$$

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

III.5.3 Détermination des charges et surcharges

A. Charges permanentes :

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :

$$P_1 = 8400 \text{ Kg} ; P_2 = 3200 \text{ Kg} ; P_3 = 2000 \text{ Kg} ; P_4 = 600 \text{ Kg} ; P_5 = 800 \text{ Kg}$$

$$P_6 = 1250 \text{ Kg} ; P_7 = 750 \text{ Kg} ; P_8 = 1100 \text{ Kg} ; P_9 = 1000 \text{ Kg} ; P_{10} = 3100 \text{ Kg}$$

Tel que :

$$\text{Poids de la machine} = \sum \frac{P_i}{S} \times 100$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{P_1+P_2+P_3+P_4+P_5+P_6+P_7+P_8+P_9+P_{10}}{S} \times 100 = 2220 \text{ Kg}$$

$$\text{Avec : } S = 1,80 \times 4,20 = 7,56 \text{ m}^2$$

Donc :

- Poids de la machine = $\frac{22200}{7,56} = 2936,50 \text{ Kg/m}^2$
- Poids de la dalle en béton armé : $0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg /m}^2$
- Poids d'Enduit de ciment ($e = 2 \text{ cm}$) : $0,20 \times 2000 = 40 \text{ Kg /m}^2$

$$G = 2936,50 + 625 + 40 = 3601,5 \text{ Kg/m}^2 = 36,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{G = 36,01 \text{ KN/m}^2}$$

B. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2 = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

C. Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 50.11 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{ser} = G+Q = 37.01 \text{ KN/m}$

D- Calcul des efforts [RPA 99 / version 2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

➤ **Calcul de « ρ » :**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{420} = 0.42 > 0.4 \rightarrow$ dalle porte dans les deux sens.

➤ **Calcule les moments :**

a ELU :

$M_x = \mu_x \times q_u (L_x)^2$

$M_y = \mu_y \times M_x$

a ELS :

$M_x = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$

$M_y = \mu_y \times M_x$

μ_x et $\mu_y = f(\vartheta ; \rho) \rightarrow \begin{cases} \text{ELS } \vartheta = 0.2 \\ \text{ELU } \vartheta = 0 \end{cases}$

: tableau de calcul a ELU et ELS

Tableau III- 11: tableau de calcul a ELU et ELS

			ELU				ELS			
L_x	L_y	ρ	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
1.80	4.20	0.42	0.0966	0.2500	15.68	3.92	0.1000	0.3671	11.99	4.40

✓ **Moments en travées**

$M_{t_{x;y}} = 0,85 M_{x;y}$

✓ **Moments sur Appuis**

$M_{a_{x;y}} = 0,3 M_{x;y}$

Tableau III- 12 : calcul les moments Travée et Appui

	ELU		ELS	
	Mt _x (KN.m)	Mt _y (KN.m)	Mt _x (KN.m)	Mt _y (KN.m)
<i>Travée</i>	13.32	3.33	10.19	3.74
<i>Appui</i>	4.70	1.17	3.59	1.32

III.5.4 Le ferrailage de la dalle machine

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur qui travaille en flexion simple

Données :

- ✓ Largeur de la poutre b=100cm.
- ✓ Hauteur de la section h=25cm
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus d=0,9h=22,5 cm.
- **ELU**

Dans les deux sens « L_x et L_y » :

On a:

- b = 100 cm; h = 25cm ; d = 0,9 h = 22,5 cm .
- $\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.
- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}}$
- Fe = 400 $\Rightarrow \mu_l = 0.392$.
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$.
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$.
- z = d (1 - 0,4 α) .
- $A = \frac{M_u}{z \sigma_s}$, $A_{min} \geq 0,23 b. d. \frac{F_{t28}}{F_e}$ et $A_{adop} = \text{Max} (A_{calculé} ; A_{min})$.

Tableau III- 13: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en lx

	M_x (kN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min}	A_s adop
Travée	13.32	100	22,5	0.023	0.029	22.239	1.72	2.71	5HA10 = 3.93
Appui	4.70	100	22,5	0.008	0.010	22.41	0.60	2.71	5HA10 = 3.93

Tableau III- 14: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en ly

	M_y (kN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min}	A_s adop
Travée	3.33	100	22,5	0.005	0.006	22.44	0.43	2.71	5HA10 = 3.93
Appui	1.17	100	22,5	0.002	0.002	22.48	0.15	2.71	5HA10 = 3.93

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{U \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 36.09 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 37.07 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = \max (T_x ; T_y) = 37.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{U \max}}{b \times d} = \frac{37.07 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à E L S**

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 :

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

$$\delta = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III- 15: tableau de Vérification à ELS : le BAEL93

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_s}$	α_{cal}	$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Comparaison
Travée	1.44	0.006	0.47	$0.006 < 0.47$.
Appui	1.44	0.002	0.47	$0.002 < 0.47$.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

III.6 Etude des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans 3 appuis

III.6.1 dimension de la dalle :

- L_x : distance minimal entre nus d'appui ($L_x = 1,20$ m)
- L_y : distance maximal entre nus d'appui ($L_y = 3,70$ m)
- $h = 14$ cm.
- $d = 0,9 \times h = 12,6$ cm.

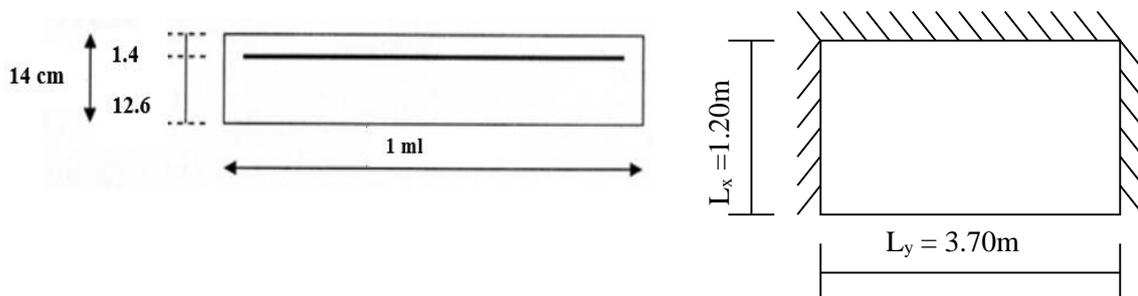


Figure 53: Schéma du balcon.

qu : charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q₁ : surcharge exercée sur le garde-corps.

G₁ : poids du garde-corps.

$$G = 5,60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 1,00 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 1,58 \times 1,2 = 1.896 \text{ KN/ml}$$

III.6.1 Calcul de ferrailage :**a) Calcul des sollicitations :**

- $G = 5,60 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

➤ **E L U**

La dalle $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (5.60) + 1.50 (3.50) = 12.81 \text{ KN/ml}$

Garde-corps : $q_{u1} = (1,35 \times G_1 + 1,5 Q_1) 1 \text{ ml} = (1,35 \times 1.896 + 1,5 \times 1,00) = 4.05 \text{ KN/ml}$

➤ **E L S**

La dalle : $q_s = G + Q = 5.60 + 3.50 = 9.10 \text{ KN/ml}$

Garde-corps : $q_{s1} = (G_1 + Q_1) 1 \text{ ml} = (1.896 + 1,00) = 2.89 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des moments d'encastremets :

$L_y = 3,7 \text{ m} < L_x / 2 = 1,2 / 2 = 0,6 \text{ m}$. donc les moments d'encastremets sont les suivants.

➤ **E L U**

$$M_x = \frac{q_u L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{q_u L_x^3}{48} = \frac{16860 \times 1.20^2}{8} \left(3.70 - \frac{1.20}{2} \right) + \frac{16860 \times 1.20^3}{48} = 10014.84 \text{ N.m}$$

$$M_x = 10.01 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \frac{q_u L_x^3}{24} = \frac{16860 \times 1.20^3}{24} = 1213.92 \text{ N.m}$$

$$M_y = 1.21 \text{ kN.m}$$

➤ **E L S**

$$M_x = \frac{q_s L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{q_s L_x^3}{48} = \frac{11990 \times 1.20^2}{8} \left(3.70 - \frac{1.20}{2} \right) + \frac{11990 \times 1.20^3}{48} = 7122.06 \text{ N.m}$$

$$M_x = 7.122 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \frac{q_s L_x^3}{24} = \frac{11990 \times 1.20^3}{24} = 863.28 \text{ N.m}$$

$$M_y = 0.86 \text{ N.m}$$

c) Calcul des armatures :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable.

La Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. Considérons une bande de **1m** de largeur

Dans les deux sens « L_x et L_y »:

On a:

- $b = 100 \text{ cm}; \quad h = 14 \text{ cm}; \quad d = 0,9 h = 12.6 \text{ cm} .$
- $\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$
- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}}$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392.$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires $A' = 0.$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}).$
- $z = d (1 - 0,4 \alpha) .$
- $A = \frac{M_u}{z \sigma_s}$

➤ **Condition de non fragilité**

- $A_{min} \geq 0,23 b. d. \frac{F_{t28}}{F_e}$ et $A_{adop} = \text{Max} (A_{calculé}; A_{min})$

Tableau III- 16: Tableau des résultats de ferrailage en l_x et l_y

	M_u (N.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min}	$A_s \text{ adop}$ (cm ²)
Sens l_x	10014.84	100	12.6	0.044	0.056	12.31	2.33	1.52	5HA12 = 5.65
Sens l_y	1213.92	100	12.6	0.005	0.006	12.56	0.27	1.52	5HA12 = 5.65

➤ **Calcul d'espacement :**

$$S_t = \min (1,5 d ; 40 \text{ cm}) = \min (1, 5 \times 12.6; 40 \text{ cm}) = 18.9 \text{ cm}.$$

On prend **$S_t = 15 \text{ cm}.$**

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

➤ **vérifier :** $t_1 < \bar{t}$

$$T_{max} = q_u \times L + q_{u1} = 12.81 \times 12.6 + 4.05 = 19.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{19.42 \times 10^3}{100 \times 126} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Conditions à respecter :**

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à **6mm**, donc \rightarrow **condition vérifiée.**

➤ **Espacement minimal :**

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales soit respecter la condition suivante :

$$st \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 20\text{cm} \quad \text{donc} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.3 Schéma de ferrailage :

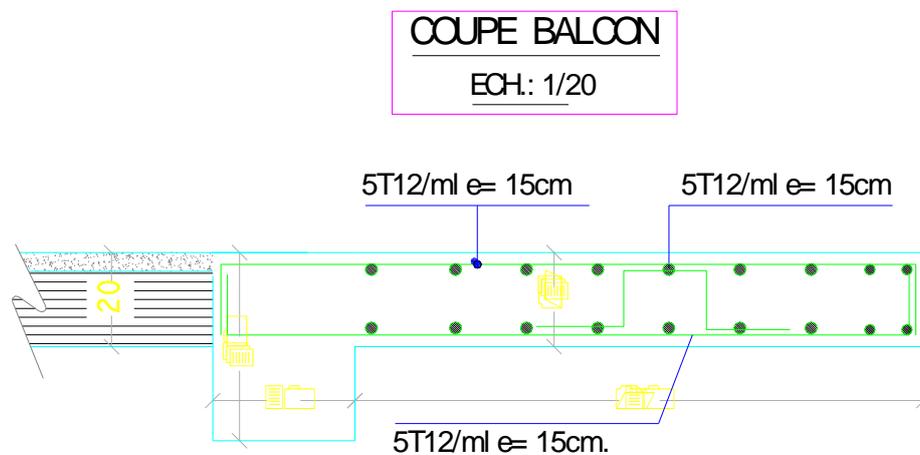


Figure 54: Schéma de ferrailage de balcon.

Chapitre IV
Etude sismique et modélisation

Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation.

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 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « Autodesk ROBOT » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Autodesk ROBOT du présente plus de facilité d'exécution.

IV .3 Méthodes de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené 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 **IIa groupe d'usage 2**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment 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 = 30.74 m > 23 m**

Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant le logiciel de calcule des structures **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2010**.

IV .3.1 Méthode d'analyse modale spectrale

IV .3.1.1 Domaine d'application

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

IV .3.1.2 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 .3.1.3 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^2 \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^2 \times \left(\frac{3}{T} \right)^5 \times \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de la zone.
- D** : facteur d'amplification dynamique moyen.
- R** : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV .3.1.4 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 en présence d'un **sol meuble (Catégorie S 3)**.

IV .3.1.5 Détermination des paramètres du spectre de réponse

A) Coefficient d'accélération **A**

- **Zone (IIa)** D'après la classification sismique de wilaya de GUELMA (RPA 99/V 2003).
- **Groupe d'usage 2** puisque sa hauteur totale ne dépasse pas **48 m.** (article 3.2 de RPA 99/V 2003).

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.15** (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)

B) Coefficient de comportement global de la structure **R** :

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 R.P.A 99/V 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du [R.P.A 99/V 2003]
Dans notre structure on a un système mixte portique /voiles avec interaction en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5.**

C) Facteur de qualité **Q** :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et Conditions minimales sur les files de contreventement.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

1. Condition minimale sur les files de contreventement :

$$\text{Sens longitudinal : } \begin{cases} 4 \text{ travée} > 3 \text{ travée} & \text{vérifier} \\ \frac{4.20}{3.15} = 1.33 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow \mathbf{Pq = 0}$$

$$\text{Sens transversal : } \begin{cases} 8 \text{ travée} = 3 \text{ travée} & \text{vérifier} \\ \frac{3.75}{3.40} = 1.1 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow \mathbf{Pq = 0}$$

2. Redondance en plan :

$$\text{Sens longitudinal : } \begin{cases} 4 \text{ fils} = 4 \text{ fils} & \text{vérifier} \\ \text{Sémétrique} & \text{vérifier} \\ \frac{4.20}{3.15} = 1.33 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow \mathbf{Pq = 0}$$

$$\text{Sens transversal : } \begin{cases} 8 \text{ fils} > 4 & \text{vérifier} \\ \text{Non sémétrique} & \text{non vérifier} \\ \frac{3.75}{3.40} = 1.1 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow \mathbf{Pq = 0.05}$$

3. Régularité en plan :

- La structure présente une configuration sensiblement symétrique dans sens longitudinal et non symétrique dans sens transversal.

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}} = \frac{25.00}{12.30} = 2.03 < 4 \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifier.}}$$

- L'excentricité ne dépasse pas 15 % de la dimension de la structure mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

➤ **Calcul du centre de torsion:**

$$\checkmark \quad X_{CT} = \frac{\sum \lambda_{xi} EI_{xi}}{\sum EI_{xi}} = \frac{4 \times (0.15 + 3.55 + 6.80 + 10.25 + 14.75 + 18.20 + 21.45 + 24.85)}{32} = 12.50 \text{ m.}$$

$$\mathbf{X_{CT} = 12.50 \text{ m.}}$$

$$\checkmark \quad Y_{CT} = \frac{\sum \lambda_{yi} EI_{yi}}{\sum EI_{yi}} = \frac{8 \times (0.2 + 4.15 + 7.95 + 12.10)}{32} = 6.10 \text{ m.}$$

$$\mathbf{Y_{CT} = 6.10 \text{ m.}}$$

➤ **Centre de gravité :**

$$\checkmark \quad X_{CDG} = 12.50 \text{ m.}$$

$$\checkmark \quad Y_{CDG} = 6.15 \text{ m.}$$

➤ **Vérification :**

$$\begin{cases} 15\% l_x = 15\% \times 25.00 = 3.75 \\ 15\% l_y = 15\% \times 12.30 = 1.84 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{CDG} - X_{CT} = 12.50 - 12.50 = 0 \text{ m.} \\ Y_{CDG} - Y_{CT} = 6.15 - 6.10 = 0.05 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{CDG} - X_{CT} = 0 < 3.75 = 15\% l_x. \\ Y_{CDG} - Y_{CT} = 0.05 < 1.84 = 15\% l_y. \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Sens longitudinal : $\rightarrow Pq = 0$

Sens transversal : $\rightarrow Pq = 0.05$

4. Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa 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 de la Tour. \rightarrow **Condition vérifiée.**

Sens longitudinal : $\rightarrow Pq = 0$

Sens transversal : $\rightarrow Pq = 0$

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Généralement non observé $\rightarrow Pq = 0.05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Généralement non observé $\rightarrow Pq = 0.10$

Tableau IV- 1: valeurs des pénalités.

Critère q	Pq	
	Sens-X	Sens-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
La somme	0.15	0.25

Calcul de Q :

- Sens longitudinal (x-x) : $Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$.
- Sens transversal (y-y) : $Q_y = 1 + 0.25 = 1.25$.

D) Facteur d'amplification dynamique moyen D :

il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). (d'après l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ **Périodes caractéristiques T1 ; T2 :**

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site .

Comme on a un site meuble (tableau 3.2 page 23 / RPA 99)

T_1 et T_2 donné par le **Tableau 4.7 page 45 (RPA 99)**

$$\text{Pour notre site type : S 3} \quad \begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,50s \end{cases} \quad (\text{tab 4.7})$$

➤ **facteur de correction d'amortissement η :**

Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **tableau 4.2 . page 35**

Remplissage dense en béton armé $\rightarrow \xi = 7\%$

pour un contreventement mixte $\rightarrow \eta = 0.882$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,882 \geq 0,7 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99/ version 2003 page 42.

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots (f 4.6) \\ T = 0,09 \times hN / \sqrt{L} \dots \dots \dots (f 4.7) \end{array} \right\} T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times hN / \sqrt{L})$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 30.74 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99/version 2003 (tableau 4.6page 42)**.

Dans notre structure : $C_T = 0.05$.

L : étant de dimension du **Tour** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'où

- $T_x = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_x}$ avec : $L_x = 24.70 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.556 \text{ sec.}$
- $T_y = 0.09 \times h_N / \sqrt{L_y}$ avec : $L_y = 11.90 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.801 \text{ sec.}$

On a : $T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_x = 0.556 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec.}$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_x = 0.801 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec.}$$

On a : $T = C_N \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (30.74)^{3/4} = 0.652 \text{ sec}$

En prend : $T = 0.556 \text{ sec.}$

Donc : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^2 = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.50}{0.556}\right)^2 = 2.054 \rightarrow D = 2.054$

IV .3.1.6 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.

 **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

- ✓ ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ✓ ELS : $G + Q$
- ✓ ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$
- ✓ ACC : $G + Q \pm E$
- ✓ ACC : $0,8 \times G \pm E$

IV .4 Modélisation

- 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...).
- **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 .4.1 Présentation du logiciel "ROBOT 2010" :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSES PROFESSIONAL 2010 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures, Les calculer.
- Vérifier les résultats obtenus.
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA 99" et les Règles "CBA 93".



Figure 55: Les différents types de structures dans Robot Structural Analyses Professional 2010.

➤ **Model de la structure 3D :**

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour qui fait l'objet de notre présente étude. Cette modélisation est beaucoup plus proche de la réalité que les modélisations bidimensionnelles.

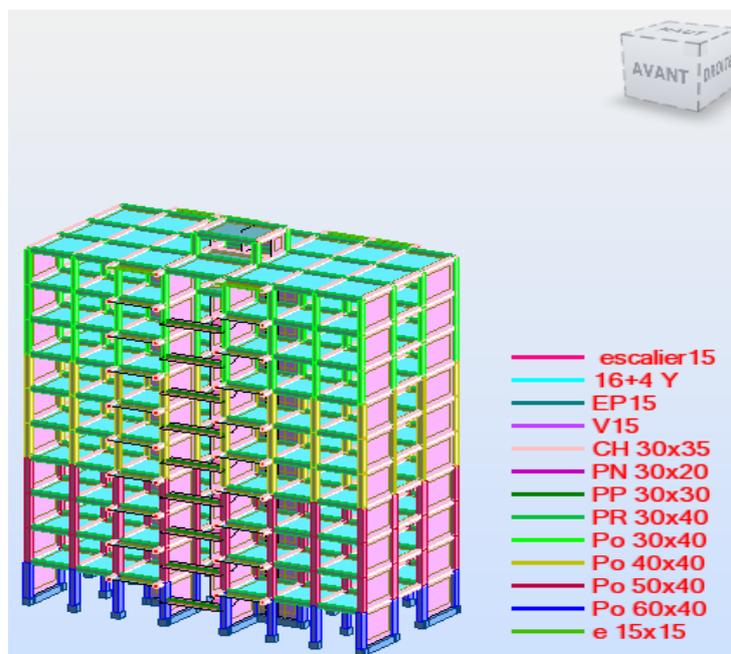


Figure 56: Model de la structure 3D.

➤ La disposition des voiles :

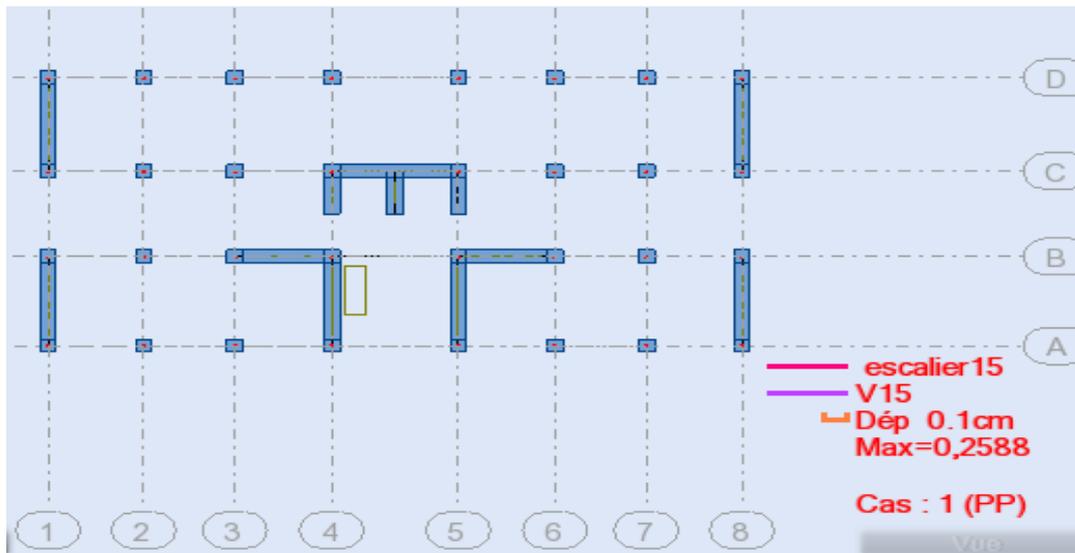


Figure 57: La disposition des murs voiles et poteaux.

IV .4.2 Résultats

IV 4.2.1 Vérification le Période

Selon le RPA 99/version 2003 (Art 4.2.4.4) : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

Tableau IV- 2: Périodes et facteurs de participation modale.

Cas	Mode	Valeur propre	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4	1	81,66	1,44	0,70	71,78	0,00	71,78	0,00
4	2	117,20	1,72	0,58	0,00	67,64	71,78	67,64
4	3	138,71	1,87	0,53	0,03	0,22	71,81	67,86
4	4	915,39	4,82	0,21	16,34	0,00	88,15	67,86
4	5	1673,83	6,51	0,15	0,00	17,92	88,15	85,78
4	6	2082,35	7,26	0,14	0,00	0,00	88,15	85,78
4	7	3328,68	9,18	0,11	5,56	0,00	93,71	85,78
4	8	4169,71	10,28	0,10	0,00	0,07	93,71	85,86
4	9	4486,58	10,66	0,09	0,02	0,00	93,74	85,86
4	10	5378,98	11,67	0,09	0,00	0,10	93,74	85,95

D’après les résultats de tableau IV.2, on constate que :

- La période dynamique **T_{dy} = 0.70 s**, par contre **T = 1.3T_e = 1.3 × 0.556 = 0.722 s**

Donc : la condition de **art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003** est **vérifiée (1.3T_e > T_{dy})**.

IV .4.2.2 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 Analyses Professional 2010.

Tableau IV- 3 : Tableau des masses

Cas/Etage	Nom	Masse [t]
4/ 1	Etage 1	438,62
4/ 2	Etage 2	423,89
4/ 3	Etage 3	423,89
4/ 4	Etage 4	423,89
4/ 5	Etage 5	414,09
4/ 6	Etage 6	414,09
4/ 7	Etage 7	414,09
4/ 8	Etage 8	404,29
4/ 9	Etage 9	404,29
4/ 10	Etage 10	389,87
4/ 11	Etage 11	34,59

- ✓ **W** : Poids total de la structure
- ✓ **W = \sum masse = 4185,6 t = 41856 KN.**

IV .4.2.3 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 :

Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients A, η, R, T1, T2, Q (déjà déterminés plus haut)

Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

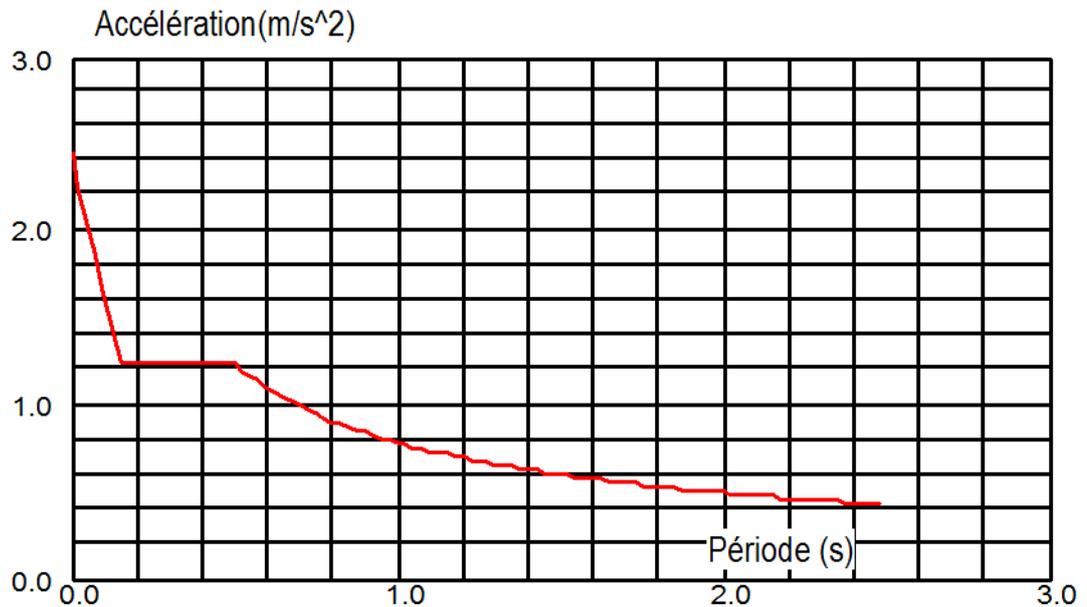


Figure 58: Schéma du spectre de réponse suivant X.

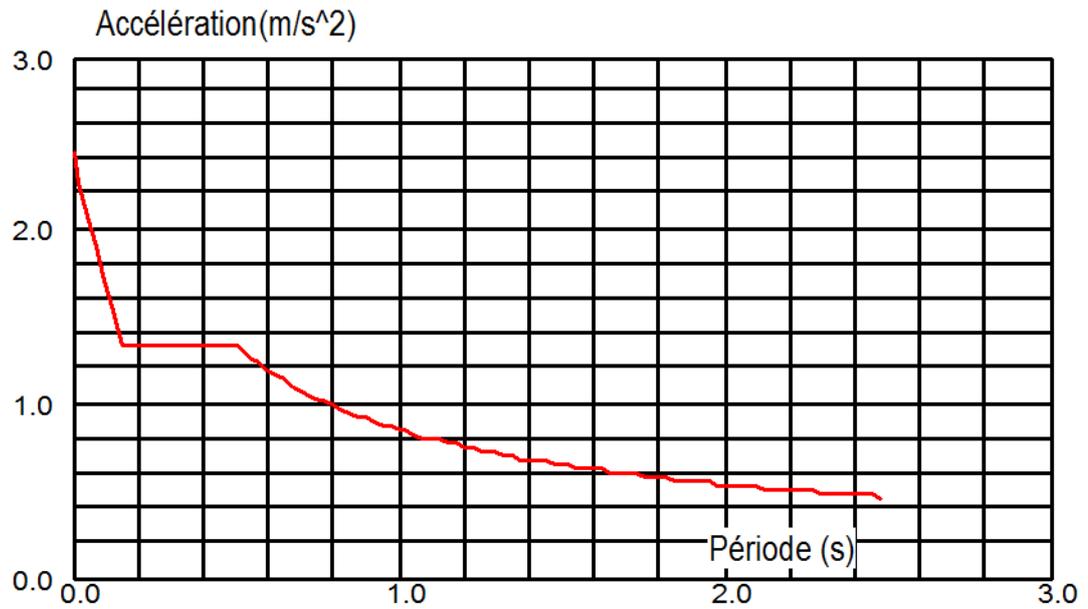


Figure 59: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

➤ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par logiciel "ROBOT 2010"

✚ 1^{er} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X) :

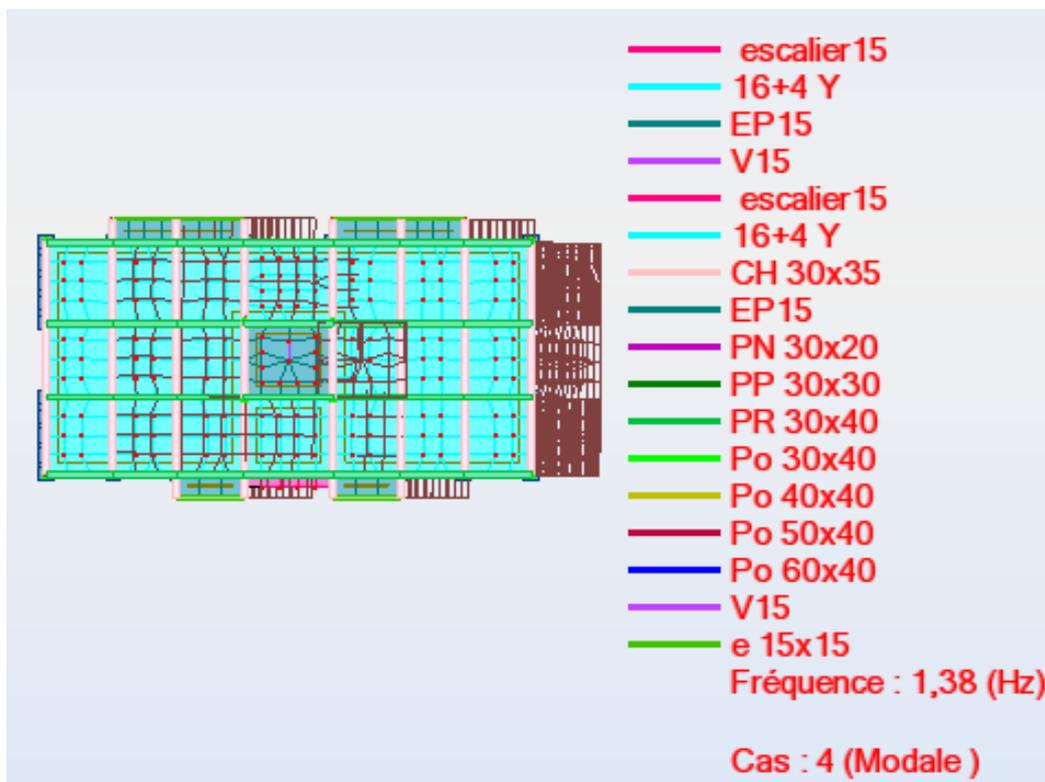


Figure 60: 1er mode de déformation selon X (2D-X-Y)

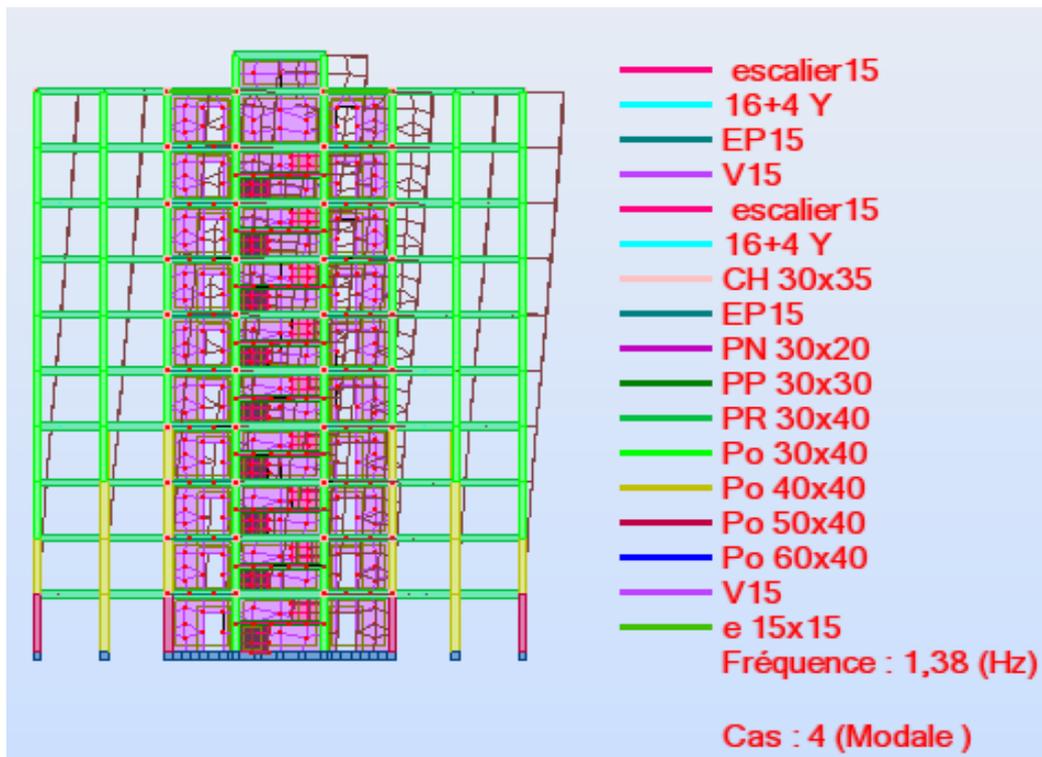


Figure 61: 1er mode de déformation selon X (3D)

2^{ème} mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y) :

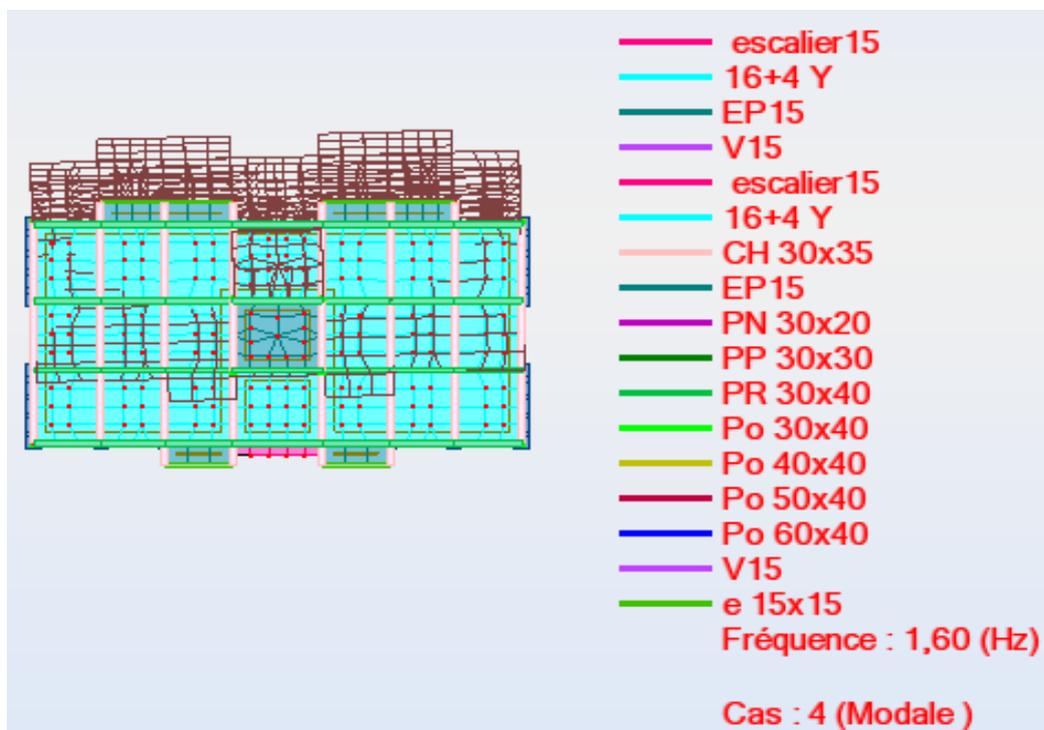


Figure 62: 2ème mode de déformation selon Y (2D-X-Y)

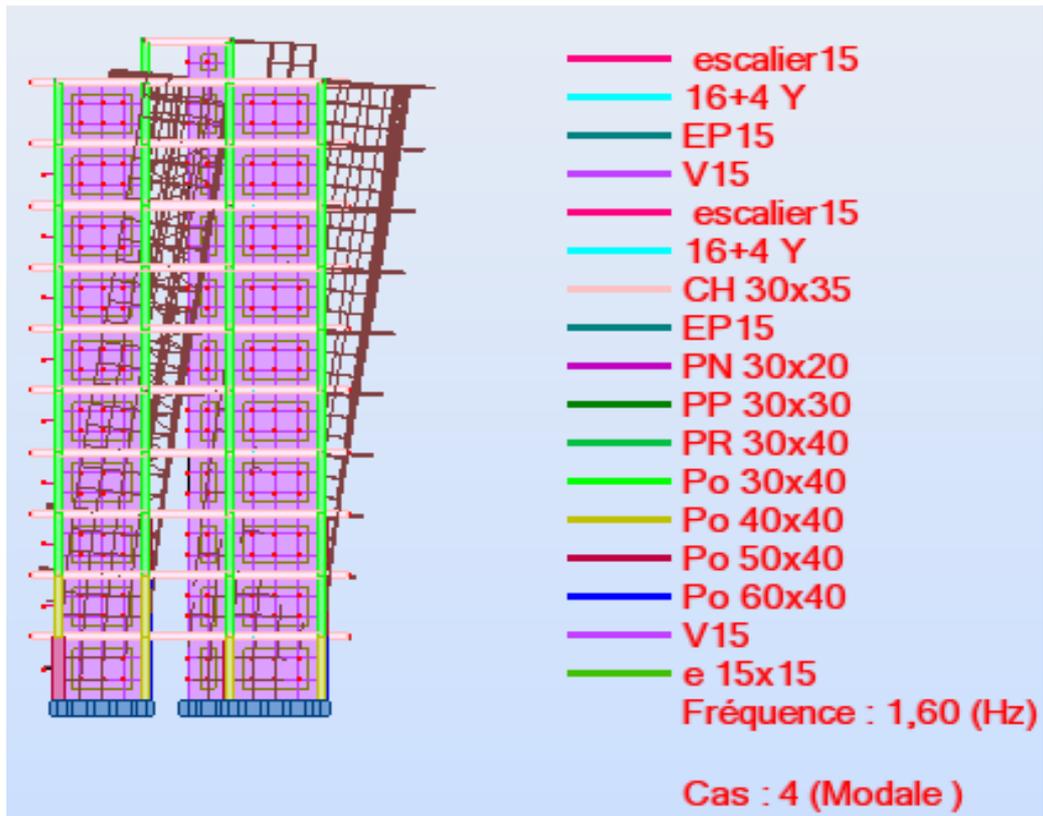


Figure 63: 2ème mode de déformation selon Y (3D)

3^{ème} mode de déformation de la structure (rotation autour de l'axe Z) :

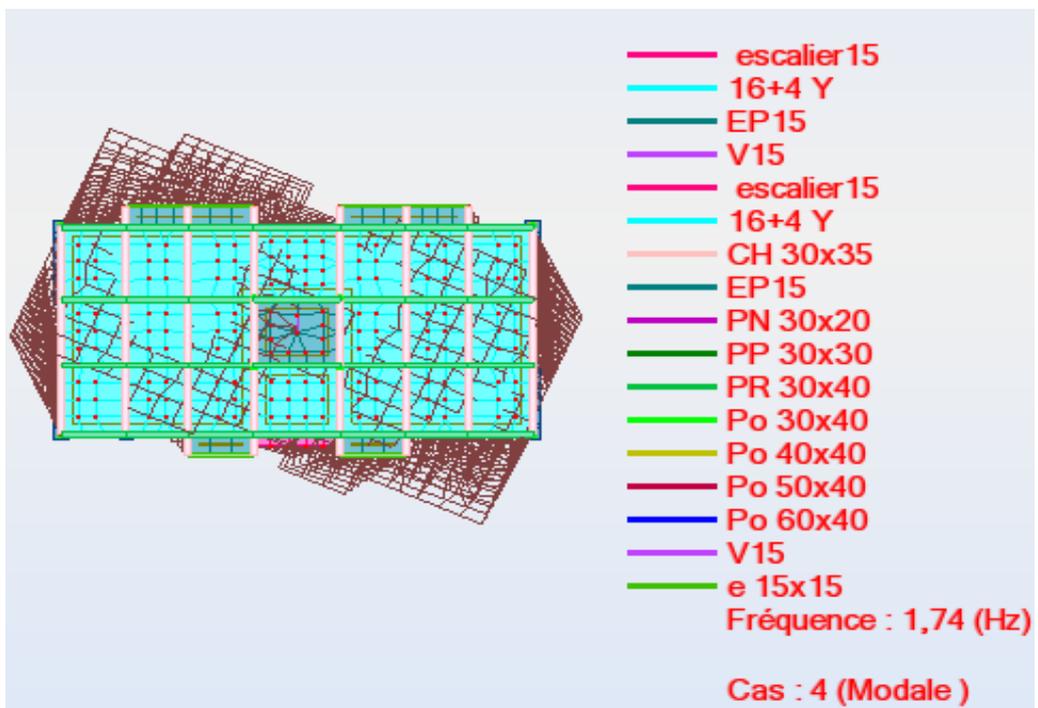


Figure 64: 3ème mode de déformation selon Z (2D-X-Y)

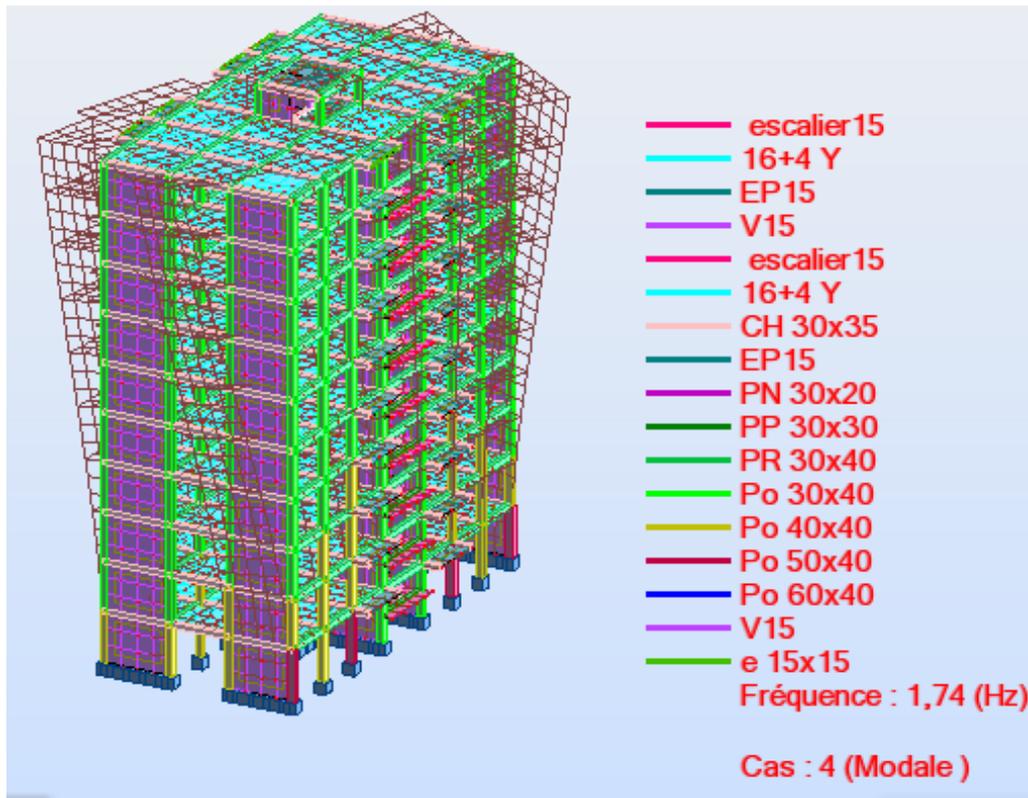


Figure 65: 3éme mode de déformation selon Z (3D)

IV .4.2.4 Calcul de la force sismique statique :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- $V_X = \frac{0.15 \times 2.054 \times 1.15}{5} 41856 = 2966.04 \text{ KN}$ $V_X = 2966.04 \text{ KN}$
- $V_Y = \frac{0.15 \times 2.054 \times 1.25}{5} 41856 = 3223.95 \text{ KN}$ $V_Y = 3223.95 \text{ KN}$

IV .4.2.5 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente Selon le 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.

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8 V_{sta} / V_{dyn}$.

Tableau IV- 4: Les réactions à la base.

	$\sum F_X$ (KN)	$\sum F_Y$ (KN)
EX	3305,54	10.37
EY	11.67	3606.94

$$V_{X \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_X|^2 + |F_Y|^2} = 3305.55 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_X|^2 + |F_Y|^2} = 3606.94 \text{ KN}$$

Tableau IV- 5: Vérification de la résultante des forces sismique.

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$80\% V_{\text{statique}}$ (KN)	$80\% V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
EX	3305,55	$2966.04 \times 0.8 = 2372.83$	Condition vérifié
EY	3606,94	$3223.95 \times 0.8 = 2579.16$	Condition vérifié

IV 4.2.6. Vérification de déplacement :

➤ Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'**RPA 99/version 2003 (Art 5.10)** Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV- 6: 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	0,0973	69	0,0096	628	0,097	0,0096	0	1	0	1
Etage 2	0,2548	180	0,0163	156	0,167	0,016	0,0875	1747	0,0003	1215
Etage 3	0,4473	227	0,0316	215	0,211	0,0307	0,2361	1873	0,0009	1185
Etage 4	0,6601	273	0,0501	261	0,244	0,0489	0,4161	202	0,0013	1190
Etage 5	0,8879	319	0,0711	307	0,279	0,0688	0,6089	248	0,0023	753
Etage 6	1,1158	365	0,0932	353	0,303	0,0907	0,8132	294	0,0025	1068
Etage 7	1,3316	411	0,1154	6454	0,315	0,113	1,0168	340	0,0024	564
Etage 8	1,5501	457	0,1375	6588	0,34	0,1356	1,2102	386	0,0019	566
Etage 9	1,7476	503	0,1585	6722	0,344	0,1565	1,4033	432	0,002	2534
Etage 10	1,9146	549	0,1782	528	0,338	0,1761	1,5767	478	0,0021	1113
Etage 11	1,9515	557	0,0315	541	0,168	0,0281	1,7833	540	0,0034	1168
Cas 6 EY										
Etage 1	0,007	3254	0,0575	40	0,007	0,0575	0	1	0	1
Etage 2	0,0198	3286	0,1715	114	0,02	0,1342	0,0002	115	0,0373	3600
Etage 3	0,0362	3318	0,3303	198	0,036	0,2164	0,0004	183	0,1139	3640
Etage 4	0,0551	273	0,5198	244	0,055	0,2999	0,0006	233	0,2199	5907
Etage 5	0,0767	3382	0,7311	290	0,076	0,3854	0,0008	279	0,3457	6040
Etage 6	0,0992	3414	0,9537	2757	0,098	0,468	0,0012	2424	0,4856	6174
Etage 7	0,1214	3446	1,1787	2883	0,12	0,5463	0,0015	2446	0,6324	6308
Etage 8	0,1442	3478	1,4009	3009	0,143	0,6205	0,0016	2482	0,7804	6442
Etage 9	0,1647	3510	1,6147	3135	0,163	0,689	0,002	2518	0,9257	421
Etage 10	0,1865	548	1,8189	1544	0,184	0,7534	0,0022	1657	1,0655	467
Etage 11	0,0553	94	1,6488	108	0,052	0,2039	0,0035	2587	1,4449	1579
Cas 7 G+Q										
Etage 1	0,0084	571	0,0141	606	0,015	0,0561	-0,0068	7527	-0,042	586
Etage 2	0,0103	4194	0,0138	646	0,015	0,0276	-0,0049	6791	-0,0139	636
Etage 3	0,0113	4215	0,0162	688	0,016	0,0278	-0,0051	6811	-0,0116	678
Etage 4	0,0121	4236	0,0204	730	0,018	0,0284	-0,0055	6831	-0,008	720
Etage 5	0,0135	4257	0,0259	772	0,02	0,0288	-0,0064	6851	-0,0029	762
Etage 6	0,0143	4278	0,0327	814	0,02	0,0298	-0,0056	6871	0,0029	805
Etage 7	0,0153	4299	0,0408	856	0,023	0,0311	-0,0079	6891	0,0097	847
Etage 8	0,0189	4320	0,0497	898	0,031	0,0317	-0,0119	6911	0,018	889
Etage 9	0,0212	4341	0,0592	940	0,03	0,0326	-0,0086	7112	0,0265	931
Etage 10	0,0217	3981	0,0635	544	0,041	0,0225	-0,0187	6951	0,0411	475
Etage 11	0,0052	2578	0,0654	1388	0,007	0,0086	-0,0018	2587	0,0568	555
Cas 8 1.35G+1.5Q										
Etage 1	0,0117	571	0,0195	606	0,021	0,0778	-0,0094	7527	-0,0583	586
Etage 2	0,0143	4194	0,019	646	0,021	0,0383	-0,0068	6791	-0,0192	636
Etage 3	0,0156	4215	0,0224	688	0,023	0,0385	-0,007	6811	-0,016	678

Etage 4	0,0167	4236	0,0282	730	0,024	0,0393	-0,0076	6831	-0,0111	720
Etage 5	0,0186	4257	0,0357	772	0,027	0,0399	-0,0087	6851	-0,0042	762
Etage 6	0,0197	4278	0,045	814	0,028	0,0412	-0,0077	6871	0,0038	805
Etage 7	0,0211	4299	0,0562	856	0,032	0,0431	-0,0109	6891	0,0131	847
Etage 8	0,0261	4320	0,0684	898	0,043	0,0439	-0,0164	6911	0,0245	889
Etage 9	0,0293	4341	0,0813	940	0,041	0,0451	-0,0119	7112	0,0362	931
Etage 10	0,0298	3981	0,0872	544	0,055	0,0309	-0,0256	6951	0,0563	475
Etage 11	0,0072	2578	0,0896	1388	0,01	0,0118	-0,0025	2587	0,0778	555
Cas 9	G+Q+EX									
Etage 1	0,1001	67	0,0209	606	0,1	0,0586	0	1	-0,0377	586
Etage 2	0,2555	180	0,0225	114	0,169	0,0268	0,0868	1747	-0,0043	636
Etage 3	0,4472	230	0,0416	198	0,211	0,0416	0,2359	1873	0	664
Etage 4	0,6587	276	0,0651	244	0,241	0,062	0,418	1999	0,003	706
Etage 5	0,886	319	0,092	290	0,274	0,0831	0,6126	247	0,0089	753
Etage 6	1,1136	365	0,1213	336	0,296	0,1036	0,8177	293	0,0176	795
Etage 7	1,3302	411	0,1515	382	0,308	0,1265	1,0219	339	0,025	847
Etage 8	1,5477	457	0,1822	428	0,332	0,1491	1,2159	385	0,0331	889
Etage 9	1,7447	503	0,2119	474	0,335	0,1708	1,4103	431	0,0411	931
Etage 10	1,9134	549	0,2415	1538	0,33	0,1911	1,583	478	0,0505	1113
Etage 11	1,9526	108	0,09	534	0,168	0,0282	1,7846	540	0,0618	1131
Cas 10	G+Q-EX									
Etage 1	0	1	0,0073	606	0,098	0,0535	-0,0975	3253	-0,0463	586
Etage 2	-0,0863	45	0,0062	1215	0,17	0,0297	-0,2561	177	-0,0235	636
Etage 3	-0,233	153	0,0077	688	0,216	0,0364	-0,449	227	-0,0287	199
Etage 4	-0,409	203	0,0125	730	0,253	0,0552	-0,6617	273	-0,0426	245
Etage 5	-0,6014	249	0,0193	772	0,288	0,077	-0,8897	319	-0,0577	291
Etage 6	-0,8058	295	0,0278	814	0,312	0,1006	-1,1179	365	-0,0729	337
Etage 7	-1,0089	341	0,037	856	0,324	0,1244	-1,3329	411	-0,0874	383
Etage 8	-1,2021	387	0,0463	898	0,35	0,1469	-1,5525	457	-0,1006	429
Etage 9	-1,3959	433	0,0498	940	0,355	0,1621	-1,7505	503	-0,1123	484
Etage 10	-1,5704	478	0,0553	1554	0,347	0,1787	-1,9171	554	-0,1234	1565
Etage 11	-1,7799	541	0,0561	1159	0,171	0,0291	-1,9506	557	0,027	541
Cas 11	G+Q+EY									
Etage 1	0,011	67	0,0614	40	0,015	0,0995	-0,0041	3598	-0,038	586
Etage 2	0,0221	174	0,1781	114	0,025	0,1417	-0,0024	7176	0,0364	3601
Etage 3	0,0378	224	0,3407	198	0,038	0,2264	-0,0004	2071	0,1143	117
Etage 4	0,0584	269	0,5349	244	0,058	0,3119	0,0008	2197	0,223	199
Etage 5	0,0801	315	0,7522	290	0,078	0,3993	0,0017	2675	0,3529	245
Etage 6	0,1035	361	0,9819	336	0,101	0,4841	0,0025	2801	0,4978	291
Etage 7	0,1268	407	1,2149	382	0,123	0,5643	0,0034	371	0,6506	337
Etage 8	0,1514	453	1,4452	428	0,148	0,6397	0,0038	2482	0,8055	383
Etage 9	0,1721	500	1,6679	3135	0,168	0,7094	0,0041	2518	0,9585	429
Etage 10	0,1919	546	1,8819	1536	0,19	0,7752	0,0022	1587	1,1067	475
Etage 11	0,0585	94	1,7099	108	0,057	0,2081	0,0017	2587	1,5018	1579
Cas 12	G+Q-EY									

Etage 1	0,0081	571	0	1	0,018	0,0613	-0,0095	7527	-0,0613	45
Etage 2	0,0059	4195	-0,0354	5639	0,027	0,1342	-0,0214	3286	-0,1696	156
Etage 3	0,0018	6991	-0,1099	89	0,04	0,2143	-0,0379	3318	-0,3242	206
Etage 4	0,0012	2327	-0,2131	187	0,058	0,2951	-0,0568	273	-0,5082	252
Etage 5	0,0012	2388	-0,3353	237	0,08	0,3777	-0,0786	3382	-0,7129	298
Etage 6	0,0012	2399	-0,4705	283	0,103	0,4574	-0,1014	3414	-0,9278	344
Etage 7	0,001	2435	-0,6115	329	0,124	0,5328	-0,1228	411	-1,1444	390
Etage 8	0,0007	2496	-0,7529	375	0,147	0,6041	-0,1466	3478	-1,357	436
Etage 9	0,0001	2532	-0,8912	421	0,168	0,6703	-0,1676	3510	-1,5615	3135
Etage 10	0,0006	1702	-1,0236	467	0,188	0,7333	-0,1871	552	-1,7569	1544
Etage 11	0,0001	2578	-1,3879	533	0,052	0,1997	-0,0522	1158	-1,5876	108
Cas 13	G+Q+1.2EX									
Etage 1	0,1184	67	0,0223	606	0,118	0,0595	0	1	-0,0372	595
Etage 2	0,3064	180	0,0257	114	0,202	0,0284	0,1043	1747	-0,0028	45
Etage 3	0,5366	230	0,0479	198	0,253	0,0474	0,2832	1873	0,0005	664
Etage 4	0,7905	276	0,0751	244	0,289	0,0717	0,5015	1999	0,0034	706
Etage 5	1,0636	319	0,1062	290	0,329	0,0968	0,7344	247	0,0094	753
Etage 6	1,3368	365	0,1399	336	0,356	0,1214	0,9804	293	0,0185	795
Etage 7	1,5965	411	0,1746	382	0,371	0,1465	1,2254	339	0,0281	847
Etage 8	1,8577	457	0,2096	428	0,4	0,1744	1,4579	385	0,0353	563
Etage 9	2,0943	503	0,2436	474	0,403	0,2011	1,691	431	0,0425	565
Etage 10	2,2963	549	0,2771	1538	0,398	0,2262	1,8983	478	0,0509	1113
Etage 11	2,3429	108	0,0963	534	0,202	0,0337	2,1413	540	0,0626	1131
Cas 14	G+Q-1.2EX									
Etage 1	0	1	0,0059	606	0,117	0,053	-0,1167	3253	-0,0471	586
Etage 2	-0,1048	45	0,0061	1215	0,202	0,0315	-0,307	177	-0,0254	636
Etage 3	-0,2809	153	0,0068	1193	0,258	0,0417	-0,5384	227	-0,035	199
Etage 4	-0,4923	203	0,0109	730	0,302	0,0634	-0,7938	273	-0,0525	245
Etage 5	-0,7233	249	0,018	772	0,344	0,0895	-1,0673	319	-0,0716	291
Etage 6	-0,9685	295	0,0268	814	0,373	0,1178	-1,3411	365	-0,091	337
Etage 7	-1,2124	341	0,0362	856	0,387	0,1461	-1,5993	411	-0,1098	383
Etage 8	-1,4443	387	0,0457	898	0,418	0,1729	-1,8625	457	-0,1272	429
Etage 9	-1,6767	432	0,0483	941	0,423	0,1914	-2,1	503	-0,1431	484
Etage 10	-1,8858	478	0,0547	1554	0,414	0,2126	-2,2999	554	-0,1579	1565
Etage 11	-2,1366	541	0,0554	1159	0,204	0,0348	-2,3409	557	0,0207	541
Cas 15	G+Q+1.2EY									
Etage 1	0,0116	67	0,0729	40	0,015	0,1102	-0,0038	3598	-0,0372	586
Etage 2	0,0247	174	0,2124	114	0,027	0,1684	-0,0022	7176	0,044	3601
Etage 3	0,0442	223	0,4067	198	0,045	0,2696	-0,0003	2071	0,1371	3641
Etage 4	0,0693	269	0,6389	244	0,068	0,3717	0,001	2197	0,2671	199
Etage 5	0,0951	315	0,8984	290	0,093	0,4763	0,0021	2675	0,4221	245
Etage 6	0,1231	361	1,1726	336	0,12	0,5776	0,003	325	0,595	291
Etage 7	0,1509	407	1,4506	382	0,147	0,6735	0,0037	2446	0,7771	337
Etage 8	0,1801	453	1,7252	428	0,176	0,7636	0,0041	2482	0,9616	383
Etage 9	0,205	500	1,9908	3135	0,201	0,8472	0,0045	2518	1,1437	429

Etage 10	0,2292	546	2,2456	1536	0,227	0,9258	0,0026	1587	1,3198	475
Etage 11	0,0696	94	2,0397	108	0,067	0,2489	0,0024	2587	1,7908	1579
Cas 16	G+Q-1.2EY									
Etage 1	0,008	571	0	1	0,018	0,0725	-0,0101	3254	-0,0725	45
Etage 2	0,0052	4195	-0,043	5639	0,031	0,1608	-0,0254	3286	-0,2038	156
Etage 3	0,0013	2028	-0,1329	5773	0,046	0,2574	-0,0452	3318	-0,3902	206
Etage 4	0,001	2352	-0,2572	187	0,069	0,3549	-0,0678	273	-0,6121	252
Etage 5	0,001	2388	-0,4045	237	0,095	0,4546	-0,0939	3382	-0,8591	298
Etage 6	0,0009	2399	-0,5677	283	0,122	0,5508	-0,1213	3414	-1,1185	344
Etage 7	0,0007	2435	-0,7381	329	0,148	0,642	-0,1471	411	-1,3801	390
Etage 8	0,0004	2496	-0,909	375	0,176	0,7281	-0,1754	3478	-1,6371	436
Etage 9	-0,0003	2518	-1,0764	421	0,2	0,8081	-0,2005	3510	-1,8845	3135
Etage 10	0,0001	1702	-1,2367	467	0,224	0,884	-0,224	552	-2,1207	1544
Etage 11	-0,0009	2578	-1,6769	533	0,062	0,2405	-0,0633	1158	-1,9173	108
Cas 17	0.8G+EX									
Etage 1	0,0981	69	0,0154	606	0,098	0,0372	0	1	-0,0218	595
Etage 2	0,2553	180	0,0205	114	0,168	0,0218	0,0871	1747	-0,0014	45
Etage 3	0,4471	230	0,0384	198	0,211	0,0376	0,236	1873	0,0008	1197
Etage 4	0,659	273	0,0603	244	0,241	0,0575	0,4178	1999	0,0028	706
Etage 5	0,8867	319	0,0853	290	0,276	0,0783	0,611	247	0,007	753
Etage 6	1,1143	365	0,1123	336	0,298	0,0987	0,8159	293	0,0136	795
Etage 7	1,3307	411	0,14	382	0,311	0,1198	1,0199	339	0,0202	561
Etage 8	1,5485	457	0,1679	428	0,335	0,1431	1,2135	385	0,0249	563
Etage 9	1,7456	503	0,1949	474	0,338	0,1653	1,4076	431	0,0296	565
Etage 10	1,9137	549	0,2212	1538	0,333	0,1859	1,5804	478	0,0353	1113
Etage 11	1,952	108	0,0718	534	0,168	0,0278	1,784	540	0,044	1131
Cas 18	0.8G-EX									
Etage 1	0	1	0,0023	609	0,097	0,0316	-0,097	70	-0,0293	586
Etage 2	-0,088	1747	0,0044	1215	0,168	0,0225	-0,2555	177	-0,0181	636
Etage 3	-0,2355	153	0,0047	1193	0,213	0,0341	-0,4484	227	-0,0294	199
Etage 4	-0,4118	203	0,0055	6047	0,249	0,0501	-0,6612	273	-0,0446	245
Etage 5	-0,6044	249	0,0102	772	0,285	0,0714	-0,8891	319	-0,0612	291
Etage 6	-0,8089	295	0,0165	814	0,308	0,0948	-1,1172	365	-0,0783	337
Etage 7	-1,0123	341	0,0232	856	0,32	0,1181	-1,3325	411	-0,095	383
Etage 8	-1,2056	387	0,0297	898	0,346	0,1403	-1,5517	457	-0,1105	429
Etage 9	-1,399	432	0,0313	2530	0,351	0,1563	-1,7496	503	-0,125	484
Etage 10	-1,573	478	0,0373	1554	0,343	0,1757	-1,9161	554	-0,1384	1565
Etage 11	-1,7813	541	0,0383	1159	0,17	0,0296	-1,9511	557	0,0087	541
Cas 19	0.8G+EY									
Etage 1	0,0081	7603	0,0603	40	0,01	0,0813	-0,002	3598	-0,021	586
Etage 2	0,0189	173	0,1761	114	0,02	0,1392	-0,0014	7176	0,0368	3601
Etage 3	0,0359	223	0,3374	198	0,036	0,2231	-0,0002	2071	0,1143	3641
Etage 4	0,0566	269	0,5302	244	0,056	0,3079	0,0008	2197	0,2223	3661
Etage 5	0,0779	315	0,7455	290	0,076	0,3946	0,0015	279	0,3509	245
Etage 6	0,1011	361	0,9729	336	0,099	0,4787	0,002	325	0,4943	291

Etage 7	0,1241	407	1,2034	382	0,122	0,5582	0,0026	2446	0,6452	337
Etage 8	0,1483	453	1,4309	428	0,145	0,633	0,0028	2482	0,7979	383
Etage 9	0,1691	500	1,6509	3135	0,166	0,7024	0,0032	2518	0,9485	429
Etage 10	0,1898	546	1,8617	1536	0,188	0,7676	0,002	1587	1,0941	475
Etage 11	0,0572	94	1,6915	108	0,055	0,2073	0,0024	2587	1,4842	1579
Cas 20	0.8G-EY									
Etage 1	0,0047	571	0	1	0,013	0,0595	-0,0081	3254	-0,0595	45
Etage 2	0,0023	6971	-0,0361	5639	0,023	0,134	-0,0209	3286	-0,1702	156
Etage 3	0,0006	2011	-0,1112	5773	0,038	0,215	-0,0373	3318	-0,3262	206
Etage 4	0,0004	2352	-0,2153	5908	0,057	0,2966	-0,0562	273	-0,5119	252
Etage 5	0,0003	2388	-0,3385	237	0,078	0,3802	-0,0779	3382	-0,7188	298
Etage 6	0,0002	2399	-0,4751	283	0,101	0,461	-0,1007	3414	-0,9361	344
Etage 7	0	2435	-0,6179	329	0,122	0,5374	-0,1223	411	-1,1553	390
Etage 8	-0,0004	2482	-0,7613	375	0,145	0,6097	-0,1458	3478	-1,371	3009
Etage 9	-0,0009	2518	-0,9017	421	0,166	0,6768	-0,1667	3510	-1,5785	3135
Etage 10	-0,0006	1702	-1,0364	467	0,186	0,7403	-0,1862	552	-1,7766	1544
Etage 11	-0,0022	2578	-1,4055	533	0,051	0,2005	-0,0535	1158	-1,606	108

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée $dU_x < 3.23 \text{ cm}$ et $dU_y < 3.23 \text{ cm}$.

IV.4.2.7. 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 :

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_K = \sum(W_{GI} + 0,2 W_{QI})$$

- **V_K** : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
- **Δ_K** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- **h_K** : Hauteur de l'étage « k ».

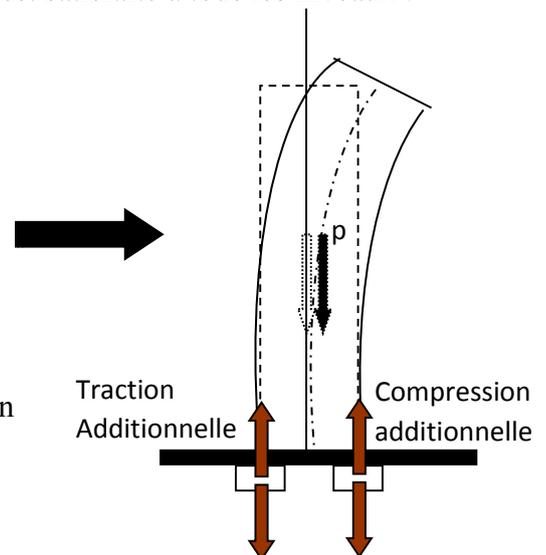


Tableau IV- 7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)

Niveau	Pk (KN)	\square_k (cm)	Vk (KN)	hk (cm)	Θ
RDC	16110,37	0,092	1969,89	320	0,0024
1 ^{ème}	14510,61	0,1633	1790,33	306	0,0043
2 ^{ème}	12895,568	0,2141	1430,31	306	0,0063
3 ^{ème}	11275,876	0,2613	1092,04	306	0,0088
4 ^{ème}	9654,652	0,3098	908,45	306	0,0108
5 ^{ème}	8039,516	0,3486	631,04	306	0,0145
6 ^{ème}	6421,41	0,3776	309,36	306	0,0256
7 ^{ème}	4796,666	0,4195	528,63	306	0,0124
8 ^{ème}	3180,414	0,44	152,84	306	0,0299
9 ^{ème}	1618,262	0,4566	-229,32	306	-0,0105

Tableau IV- 8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)

Niveau	Pk (KN)	Dk (cm)	Vk (KN)	hk (cm)	Θ
RDC	16110,37	0,0607	2569,52	320	0,0012
1 ^{ème}	14510,61	0,1461	1777,04	306	0,0039
2 ^{ème}	12895,568	0,2419	1395,91	306	0,0073
3 ^{ème}	11275,876	0,3428	933,32	306	0,0135
4 ^{ème}	9654,652	0,4523	1086,49	306	0,0131
5 ^{ème}	8039,516	0,5562	780,38	306	0,0187
6 ^{ème}	6421,41	0,6582	445,37	306	0,0310
7 ^{ème}	4796,666	0,7566	295,16	306	0,0402
8 ^{ème}	3180,414	0,8468	-81,27	306	-0,1083
9 ^{ème}	1618,262	0,9333	-425,14	306	-0,0116

Donc Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé.

IV.4.1.8 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 : accidentelle = $0,05 \times L_x$

Sens Y : accidentelle = $0,05 \times L_y$

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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \quad \text{Avec :}$$

M_i : la masse de l'élément i.

X_i ; Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-9 suivant :

Tableau IV- 9: Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.

Niveau	W _{étage} (t)	Position du centre de gravité		Position du centre de rigidité		Excentricité		Excentricité	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _R	Y _R	Calculer	Accidentel max	e _x	e _y
RDC	438,62	12,35	5,89	12,38	5	0,03	0,9	1,24	0,71
Etage 1	423,89	12,35	5,87	12,38	4,98	0,03	0,9	1,24	0,71
Etage 2	423,89	12,35	5,86	12,39	4,97	0,04	0,9	1,24	0,71
Etage 3	423,89	12,35	5,86	12,39	4,97	0,04	0,9	1,24	0,71
Etage 4	414,09	12,35	5,85	12,39	4,96	0,04	0,89	1,24	0,71
Etage 5	414,09	12,35	5,85	12,39	4,96	0,04	0,89	1,24	0,71

Etage 6	414,09	12,35	5,85	12,39	4,96	0,04	0,89	1,24	0,71
Etage 7	404,29	12,35	5,85	12,39	4,96	0,04	0,89	1,24	0,71
Etage 8	404,29	12,35	5,85	12,39	4,96	0,04	0,89	1,24	0,71
Etage 9	389,87	12,39	5,91	12,35	4,96	0	1	1,24	0,71

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dépassé $0,05 \times L_i$ dans direction y. **Donc cette condition n'est pas vérifiée.**

IV.4.1.9 Vérification au renversement

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

- **Sens longitudinal :**

Tableau IV- 10: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
20852,8	24,70	12,35	257532,08	25839,78	9,97	Condition vérifiée

- Sens transversal :

Tableau IV-12 : vérification de renversement de la Tour sens transversal

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
20852,8	11,90	5,95	124074,16	35361,48	3,51	Condition vérifiée

Donc suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre V
Etude du vent

Chapitre V : Etude du vent

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 direction
- La région.
- Le site d'implantation.
- L'altitude.
- La forme géométrique de l'ouvrage.

V.2 Principe de calcul

Le calcul est fait séparément pour chacune des directions Perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Catégorie 1 : bâtiments et les ouvrages de stockage

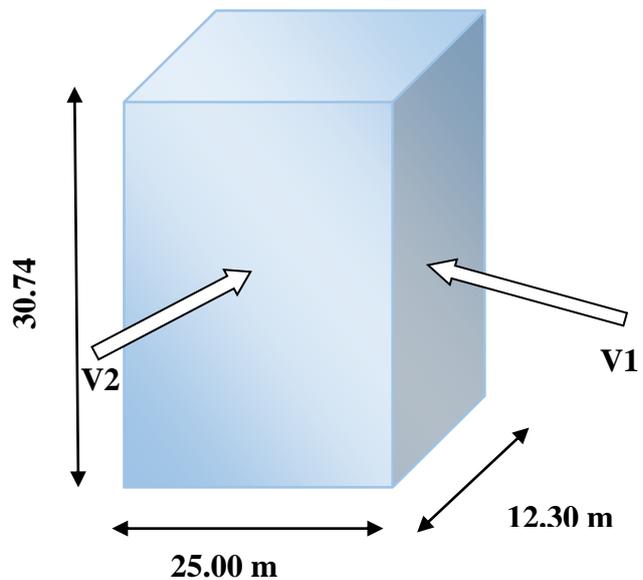


Figure 66: Action du vent

V_1 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

V_2 : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

V.3 Application de R N V 99

La Vérification à la stabilité d'ensemble :

Le RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

La vérification à la stabilité d'ensemble de la construction doit passer par les étapes suivantes

V.3.1 Effet de la région : q_{ref}

Notre structure est située dans la **zone II** dont la pression de référence est donnée par le tableau (2.3 RNV 99) par $q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$

V.3.2 Effet de site

Terrain de **catégorie IV (Art 4.1 RNV 99)**.

D'après le tableau (2.4 RNV 99) (zones urbaines) on a :

- ✓ Le facteur de terrain $K_T = 0,24$
- ✓ Le paramètre de rugosité $z_0 = 1 \text{ m}$
- ✓ La hauteur minimale $z_{\min} = 16 \text{ m}$
- ✓ $\varepsilon = 0,46$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d (coefficient dynamique).

V.3.3 Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à **article 3.1.1 des RNV 99**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure 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.

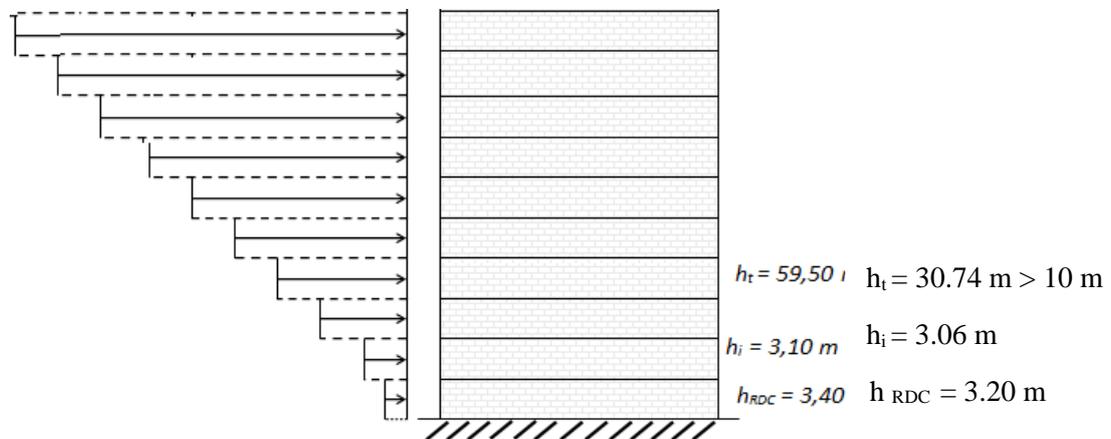


Figure 67: Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{\text{dyn}}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV. 99) Structure permanente $\rightarrow q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_j)$.

V.3.4 Coefficient de topographie : $C_T(z)$

Le coefficient de topographies $C_T(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées...etc.

$$h_i = 3.20 \text{ m}$$

D'après le tableau (2.5 RNV 99) on a :

Site plat → $C_T(Z_{eq}) = 1$

V.3.5 Détermination du coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\checkmark \quad C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{\min} = 16 \text{ m} \leq z \leq 200 \text{ m.}$$

$$\checkmark \quad C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z \leq z_{\min} = 16 \text{ m}$$

Tel que : $Z_0 = 1 \text{ m}, \quad Z_{\min} = 16 \text{ m}$

V.3.6 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$ est donnée par la formule (2.13 RNV 99).

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

Tableau V- 1: Valeurs des q dyn appliquées de chaque niveau.

Z_j	C_r	C_e	$q_{\text{dyn}} \text{ (N/m}^2\text{)}$
3.20	0.665	1,559	732,93
6.26	0.665	1,559	732,93
9.32	0.665	1,559	732,93
12.38	0.665	1,559	732,93
15.44	0.665	1,559	732,93

18.50	0.700	1,666	783,02
21.56	0.737	1,781	837,22
24.62	0.768	1,880	883,63
27.68	0.796	1,971	926,32
30.74	0.822	2,057	966,62
31.34	0.826	2.069	972.59

V.3.7 Détermination du coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

- **Sens x :**

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise **la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de RNV 99** la lecture pour $h = 32.30$ m et $b = 26.20$ m.

Après interpolation : **$C_d \approx 0,95$**

- **Sens y :**

Pour $h = 32.30$ m et $b = 12.00$ m.

Après interpolation : **$C_d \approx 0,95$**

C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

V.3.8 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir de la formule suivante :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$\text{si } S \geq 10\text{m}^2$$

S: la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10\text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

a) Parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (5.1), les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$. Sont données par le **Tableau 5-1. (RNV 99)**

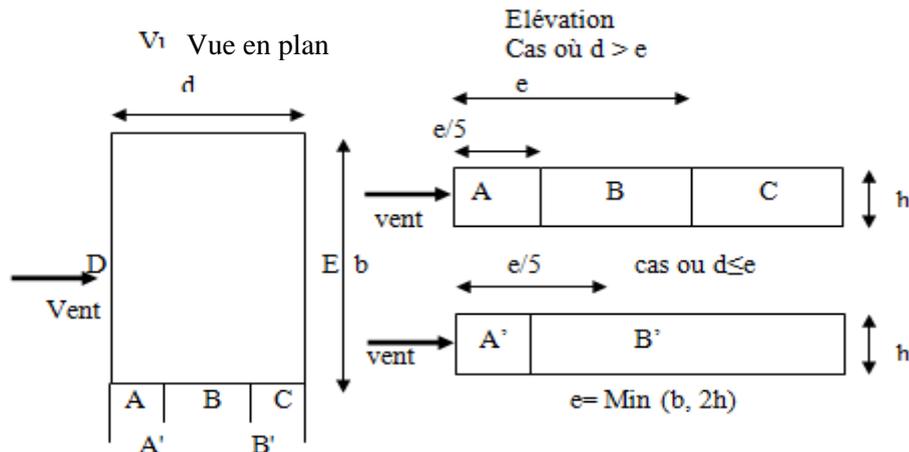


Figure 68: légende pour les parois verticales

Tableau V- 2: C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
-1.0	-1.3	-1.08	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

✓ **Sens x :**

$$h = 30.74\text{m}; \quad b = 25.00 \text{ m}; \quad d = 12.30 \text{ m}.$$

$$e = \text{Min} (b, 2 h) \quad \rightarrow \quad e = \text{Min} (25.00, 2 \times 30.74).$$

$$\text{Donc } e = 25.00 \text{ m} > d = 12.00 \text{ m}.$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 25.00 \text{ m}$

h : La hauteur total de la construction.

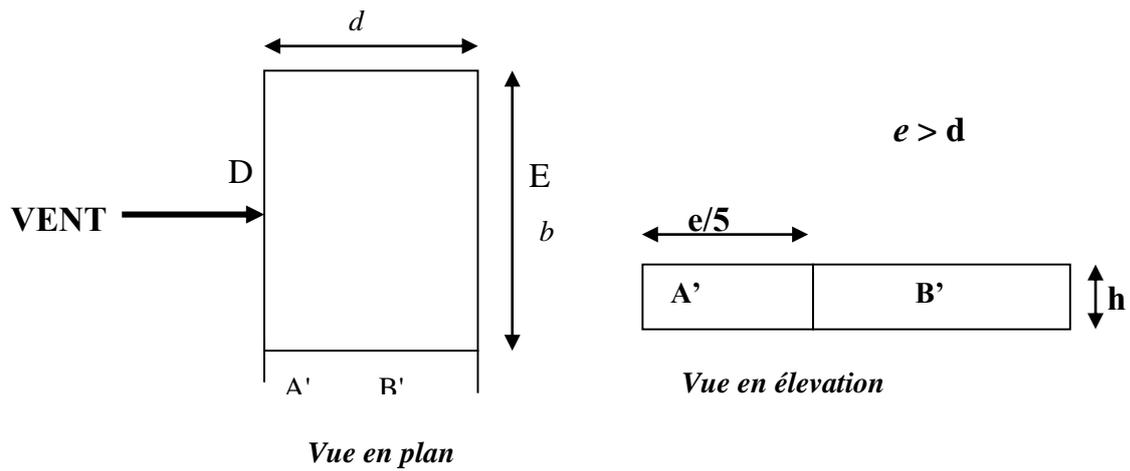


Figure 69: légende relative aux murs verticaux V2

- D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

Tableau V- 3: C_{pe.10} pour les parois verticales -Direction du vent V2.

A'	B'	D	E
C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

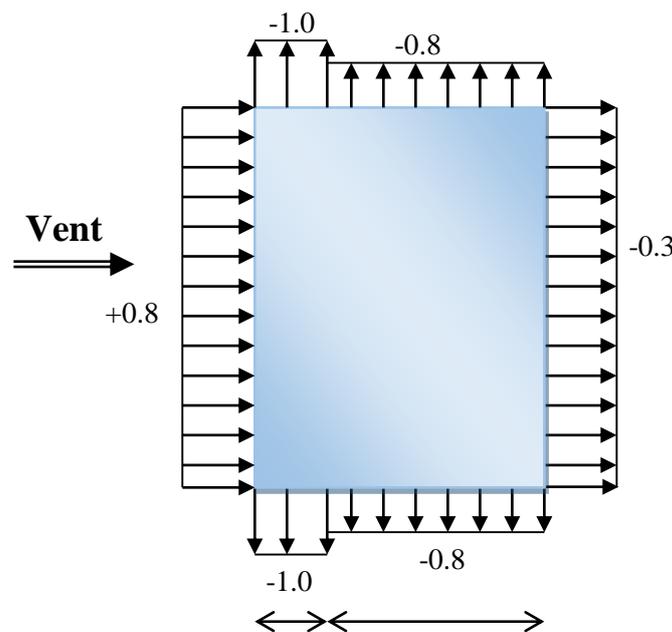


Figure 70: Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V2.

✓ **Sens y :**

$h = 30.74 \text{ m}$; $b = 12.30 \text{ m}$; $d = 25.00 \text{ m}$.

$e = \text{Min} (b, 2 h) \rightarrow e = \text{Min} (12.30, 2 \times 25.00)$.

Donc $e = 12.30 \text{ m} < d = 25.00 \text{ m}$.

- b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 12.30 \text{ m}$
- h : La hauteur total de la construction.

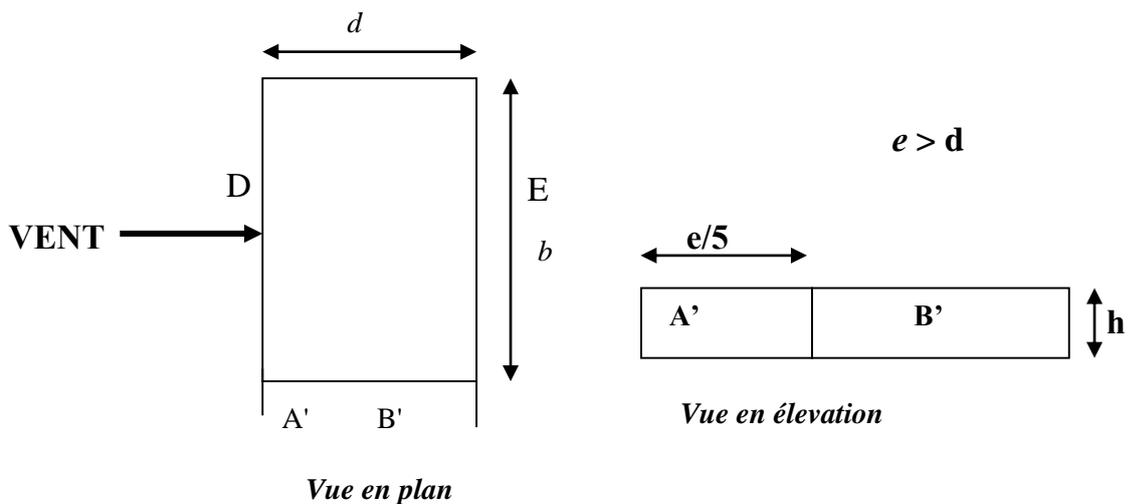


Figure 71: légende relative aux murs verticaux V1.

- D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

Tableau V- 4: C_{pe.10} pour les parois verticales -Direction du vent V1.

A	B	C	D	E
C _{pe.10}				
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

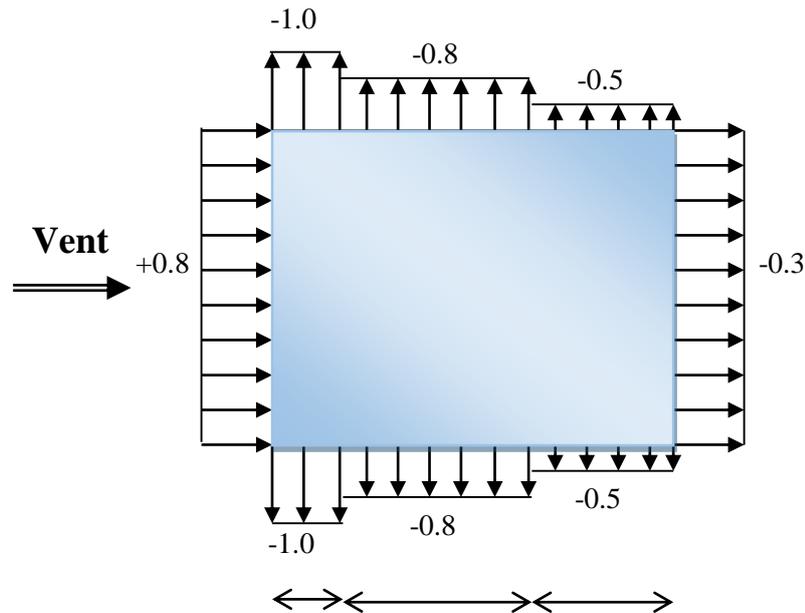


Figure 72: Répartition de Cpe sur les parois verticales - Direction du vent V1.

b) Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

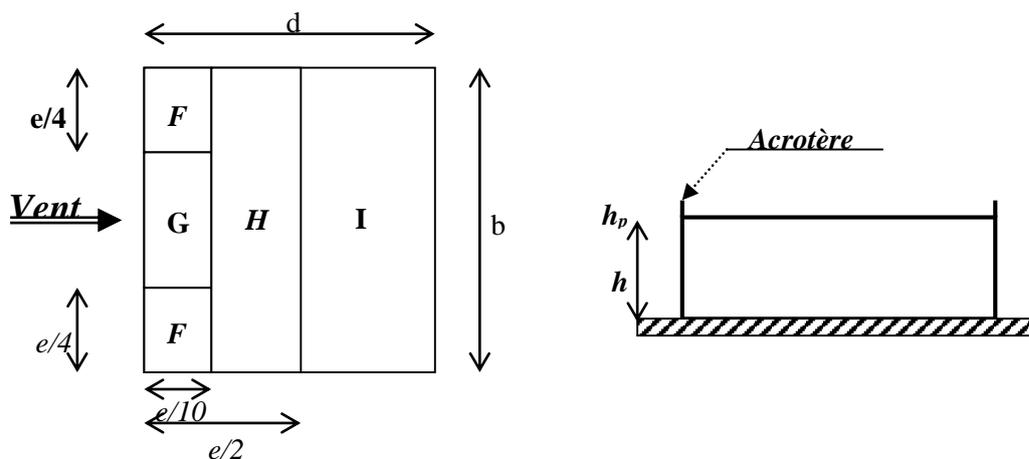


Figure 73: Répartition de Cpe sur les toitures plates

Tableau V- 5: C_{pe} pour les les toitures plates de bâtiment

	F		G		H		I	
avec acrotère	C _{pe 10}	C _{pe 1}						
H_p / h = 0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
H_p / h = 0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
H_p / h = 0.1	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	

Dans notre cas $h_p / h = 0.6 / 30.74 = 0.019$

✓ **Sens x : b = 25.00 m :**

$e = \text{Min} (b, 2h) \rightarrow e = \text{Min} (25.00, 2 \times 30.74).$

$e = 25.00 \text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

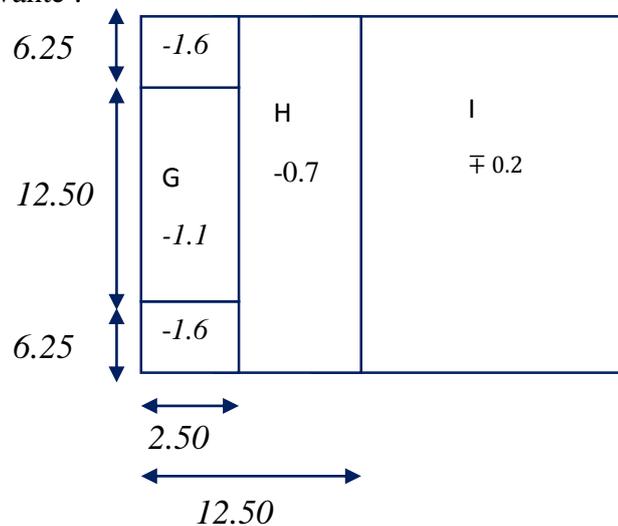


Tableau V- 6: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour Sens x : b = 25.00m.

✓ **Sens y : b = 12.00 m :**

$e = \text{Min} (b, 2h) \rightarrow e = \text{Min} (12.30, 2 \times 30.74).$

$e = 12.30 \text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones
Sont montrées sur la figure suivante :

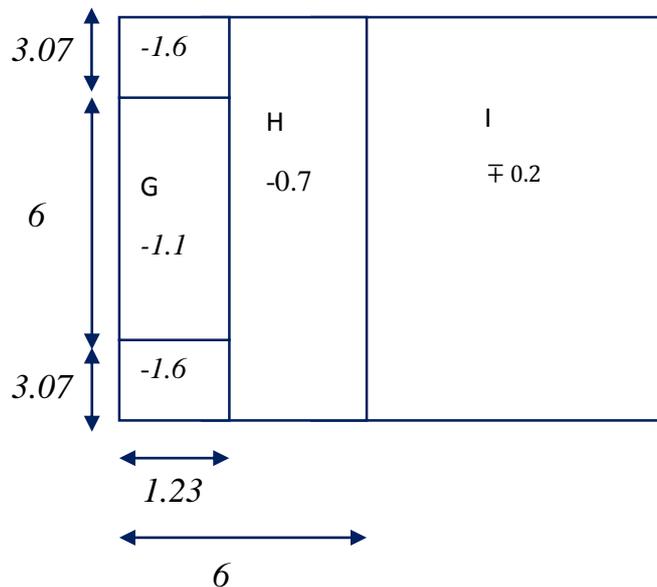


Figure 74: Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour Sens x : b = 12.30 m.

V.3.9 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** (art 2.2 P78).

V.3.10 Détermination du coefficient de pression de vent C_p

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Tableau V- 7: résultat de coefficient de pression de vent C_p

Zone	C _{pi 1}	C _{pi 2}	C _{pe =C_{p10}}	C _{p1}	C _{p2}
AA'	0.8	-0,5	-1	-1,8	-0,5
BB'	0.8	-0,5	-0.8	-1,6	0,3
C	0,8	-0,5	-0,5	-1,3	0
D	0.8	-0,5	0.8	0	1,3

E	0.8	-0,5	-0.3	-1,1	0,2
F	0.8	-0,5	-1,6	-2.4	-1,1
G	0.8	-0,5	-1,1	-1.9	-0,6
H	0.8	-0,5	-0,7	-1.5	-0,2

V.3.11 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 :

$$q_j = C_d \times W (z_j).$$

- C_d : Coefficient dynamique.
- W : est la pression nette exerce sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface
- $W (z_j)$: est donnée par de la formule suivante :

$$W (Z_j) = q_{dyn} (Z_j) (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{en [N/m}^2\text{]}$$

D'ou :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} (Z_j) \times C_p$$

On prend par exemple $Z_j = 30.74 \text{ m}$ $q_{dyn} = 966.62 \text{ N/m}^2$

➤ **Pour $C_{pi} = 0,8$:**

✓ **Sens x :**

ZONE	C_p	$q_{dyn} (Z_j)$	W_j	C_d	q_j
A'	-1,8	966.62	-1739.91	0,95	-1652.91
B'	-1,6	966.62	-1546.59	0,95	-1469.26
D	0	966.62	0	0,95	0
E	-1,1	966.62	-1063.28	0,95	-1010.11

✓ Sens y :

ZONE	C_p	$q_{dyn}(Z_j)$	W_j	C_d	q_j
A'	-1,8	966.62	-1739.91	0,95	-1652.91
B'	-1,6	966.62	-1546.59	0,95	-1469.26
C	-1,3	966.62	-1256.60	0,95	-1193.77
D	0	966.62	0	0,95	0
E	-1,1	966.62	-1063.28	0,95	-1010.11

➤ Pour $C_{pi} = -0,5$

✓ Sens x :

ZONE	C_p	$q_{dyn}(Z_j)$	W_j	C_d	q_j
A'	-0,5	966.62	-483.31	0,95	-459.14
B'	0,3	966.62	289.98	0,95	275.48
D	1,3	966.62	1256.60	0,95	1193.77
E	0,2	966.62	193.32	0,95	183.65

✓ Sens y :

ZONE	C_p	$q_{dyn}(Z_j)$	W_j	C_d	q_j
A'	-0,5	966.62	-483.31	0,95	-459.14
B'	0,3	966.62	289.98	0,95	275.48
C	0	966.62	0	0,95	0
D	1,3	966.62	1256.60	0,95	1193.77
E	966.62	193.32	0,95	183.65	966.62

V.3.12 Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

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

- J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- Z_j : La hauteur du centre de l'élément j .
- S_{frj} : Aire de l'élément de surface j .
- C_{frj} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

D'après le tableau (2.1 RNV99).

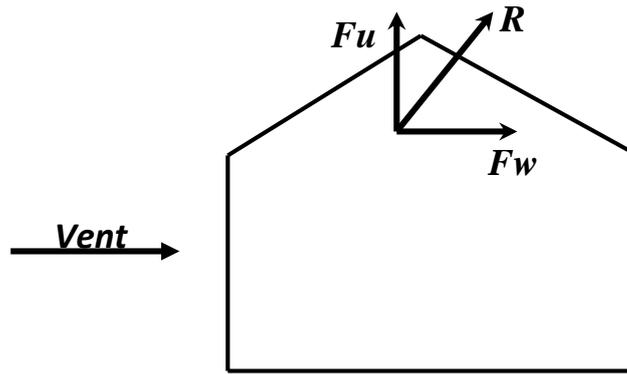
Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $(d / b \geq 3)$, et le rapport $(d / h \geq 3)$, soient vérifié ; ou b la dimension de la construction Perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

- **Sens x :** $b = 25.00 \text{ m}; \quad d = 12.30 \text{ m}; \quad h = 30.74 \text{ m}.$
 $(d / b) = (12.30 / 25.00) = 0.49 < 3$ Condition non vérifiée.
 $(d / h) = (12.30 / 30.74) = 0.40 < 3$ Condition non vérifiée.
- **Sens y :** $b = 12.30 \text{ m}; \quad d = 25.00 \text{ m}; \quad h = 30.74 \text{ m}$
 $(d / b) = (25.00 / 12.30) = 2.03 < 3$ Condition non vérifiée.
 $(d / h) = (25.00 / 30.74) = 0.81 < 3$ Condition non vérifiée.

V.3.13 Détermination de la force résultante

La force résultant R se décompose en deux forces ; horizontales et verticale

(voir la figure ci –après) :



F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

\sum : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : (daN / m²) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : (m²) est l'aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau V- 8: Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau

Z_j (m)	Zone	S(X) (m ²)	S(Y) (m ²)	q_{dyn} (N/m ²)	$q_j(X)$	$q_j(Y)$	R(X) (N)	R(Y) (N)
3,20	-1.1	80.00	39.36	732,93	765.911	765.911	61272,880	30146,257
6,26		76.50	37.638	732,93	765.911	765.911	58592,192	28827,358
9,32		76.50	37.638	732,93	765.911	765.911	58592,192	28827,358
12,38		76.50	37.638	732,93	765.911	765.911	58592,192	28827,358

15,44		76.50	37.638	732,93	765.911	765.911	58592,192	28827,358
18,50		76.50	37.638	783,02	818.255	818.255	62596,508	30797,482
21.56		76.50	37.638	837,22	874.894	874.894	66929,391	32929,260
24.52		76.50	37.638	883,63	923.393	923.393	70639,565	34754,666
27.68		76.50	37.638	926,32	968.004	968.004	74052,306	36433,735
30.74		76.50	37.638	966,62	1010.117	1010.117	77273,951	38018,784
31.34	-2,4	15.00	7.38	972.59	2217.505	2217.505	33262,575	16365,187
	-1,9			972.59	1755.524	1755.524	26332,860	12955,767
	-1,5			972.59	1385.940	1385.940	20789,100	10228,237
	-1,0			972.59	923.960	923.960	13859,400	6818,825
	-0,6			972.59	554.376	554.376	8315,640	4091,295

Tableau V- 9: Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour

R_x	R_y
- 749,692KN	-368,848 KN

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique

Chapitre VI
Ferraillage des éléments
Structuraux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

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

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

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 :
 - $G + Q + 1,2 \times E$ (ACC)

VI .2.2 Calcul du ferrailage longitudinal

D'après le RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
Leur pourcentage minimal sera de 0,8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 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 calculé l'aide d'Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010 et on compare avec le minimum du RPA 99 / version 2003(A_{\min}).

➤ Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1,21)** :

✓ $A_u(\min) = \max(0,2\%B ; 4\%P)$

✓ $A_u(\max) = 5\%B$

Avec : B : section de béton.

P : périmètre de la section en mètre.

➤ Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2)** :

✓ $A_u(\min) = 0,8 \%B$.

✓ $A_u(\max) = 4 \%B$ en zone courant.

✓ $A_u(\max) = 6 \%B$ en zone de recouvrement.

Tableau VI- 1: $A_u(\min)$ et $A_u(\max)$ Selon le RPA 99 et BAEL 91 des sections des poteaux.

			BAEL 91 révisée 99		RPA 99 / version 2003		
Section du poteau	B (cm ²)	P(cm)	$A_u(\min) = \max(0,2\%B ; 4\%P)$	$A_u(\max) = 5\%B$	$A_u(\min) = 0,8 \%B$.	$A_u(\max) = 4 \%B$	$A_u(\max) = 6 \%B$
Poteau (30×40)	1200	140	5,6 cm ²	60 cm ²	9.6 cm ²	48 cm ²	72 cm ²
Poteau (40×40)	1600	160	6,4 cm ²	80 cm ²	12.8 cm ²	46 cm ²	96 cm ²
Poteau (40×50)	2000	180	7.2 cm ²	100 cm ²	16 cm ²	80 cm ²	120 cm ²
Poteau (40×60)	2400	200	8 cm ²	120 cm ²	19.2 cm ²	96 cm ²	144 cm ²

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

✓ 25 cm en zone II.

✓ $\varnothing_{\min} = 12 \text{ mm}$

$A_u(\min) = \max(0,2\%B ; 4\%P ; 0,8\%B)$.

Tableau VI- 2: Au (min) de chaque section du poteau.

Section du poteau	A_u (min) = max (0,2%B ; 4%P ; 0,8%B)
Poteau (30×40)	9.6 cm ²
Poteau (40×40)	12.8 cm ²
Poteau (40×50)	16 cm ²
Poteau (40×60)	19.2 cm ²

➤ **Méthode de calcul du ferrailage longitudinal :**

Dans le calcul du ferrailage, on compare les sections du ferrailage obtenu par flexion composée à partir des sollicitations suivantes :

- ✓ Le moment de flexion maximal M_y et l'effort normal correspondant d'une part.
- ✓ L'effort normal minimal N et le moment de flexion correspondant.

Tableau VI- 3: Résultats des efforts correspondant à chaque poteau.

		Section	Pot (40 × 60)	Pot (40 × 50)	Pot (40 × 40)	Pot (30 × 40)
Combinaison	ELU	F_{max} (KN)	1921,14	1706,45	1506,45	1141,65
		M_y corr (KN.m)	3,13	-1,05	1,01	1,49
		M_z corr (KN.m)	1,21	-0,56	1,23	4,21
	ACC	F_{corr} (KN)	659,33	913,78	532,37	309,11
		M_y max (KN.m)	63,05	67,88	49,17	67,38
		M_z corr (KN.m)	-11,94	-9,12	-0,03	-14,27
	ACC	F_{corr} (KN)	2938,57	2083,29	813,24	80,10
		M_y corr (KN.m)	-3,48	-13,56	6,98	-11,73
		M_z max (KN.m)	95,76	79,23	72,02	54,45
	ACC	F_{min} (KN)	953,46	913,78	803,96	594,41
		M_y corr (KN.m)	4,41	67,88	25,49	49,32
		M_z corr	-69,71	-9,12	-8,28	-12,02

Tableau VI- 4: Résultats du ferraillage longitudinal par niveau.

Etage	Section (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	A calculé (cm ²)	Section Adopté (cm ²)	Choix
RDC	40 × 60	19.2	8	24.13	12 HA16
01	40 × 50	16	7.2	20.36	4 HA16 + 8 HA14
02	40 × 50	16	7.2	20.36	4 HA16 + 8 HA14
03	40 × 50	16	7.2	20.36	4 HA16 + 8 HA14
04	40 × 40	12.8	6.4	16.84	8 HA14 + 4 HA12
05	40 × 40	12.8	6.4	16.84	8 HA14 + 4 HA12
06	40 × 40	12.8	6.4	16.84	8 HA14 + 4 HA12
07	30 × 40	9.6	8.6	12.32	8 HA14
08	30 × 40	9.6	8.6	12.32	8 HA14
09	30 × 40	9.6	8.6	12.32	8 HA14

VI. 2.3 Calcul des armatures transversales

Selon le RPA 99/version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

- 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 $f_e = 400$ Mpa.
- 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 $\lambda_g < 5$.

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

- $t \leq \text{Min}(10 \Phi_1; 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone II)RPA 99 / version 2003.
- $t \leq 15 \Phi_1$ en zone courante.....RPA 99 / version 2003.

Avec : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimum (voir Figure).

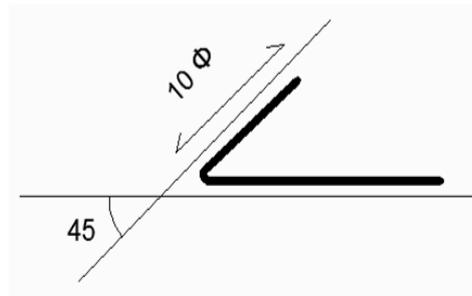


Figure 75: Les crochets des barres horizontales.

➤ **Longueur de recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 est de : 40Φ en zone II.

- $\Phi = 1.4 \text{ cm}$ $L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$, Alors **On adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$**
- $\Phi = 1.6 \text{ cm}$ $L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm}$, Alors **On adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$**
- $\Phi = 1.2 \text{ cm}$ $L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$, Alors **On adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$**

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

On prend comme exemple le poteau de RDC (40×60) :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{320}{6} ; 40 ; 60 ; 60 \right) \text{ cm} = 60 \text{ cm} \quad \text{on adopte: } h' = 60 \text{ cm}$$

Tableau VI- 5: Résultats du ferraillage transversal par niveau.

Niveau	$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$				Espacement de ferraillage transversal	
	h/35	b/10	Φ_1	Choix	t(cm)	t'(cm)
RDC	1.71	4	1.6	$\Phi 8$	10	15
1 ^{er} + 2 ^{ème} + 3 ^{ème}	1.42	4	1.4	$\Phi 8$	10	15
4 ^{ème} + 5 ^{ème} + 6 ^{ème}	1.14	4	1.4	$\Phi 8$	10	15
7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème}	0.85	3	1.4	$\Phi 8$	10	15

VI .2.4 Schéma de ferrailage

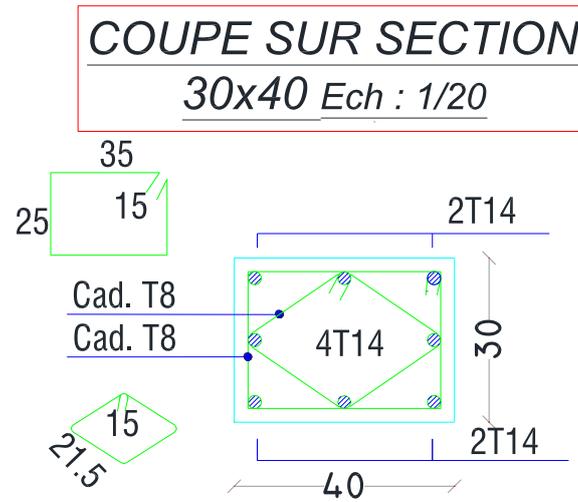


Figure 76: Ferrailage des poteaux (40×30) cm².

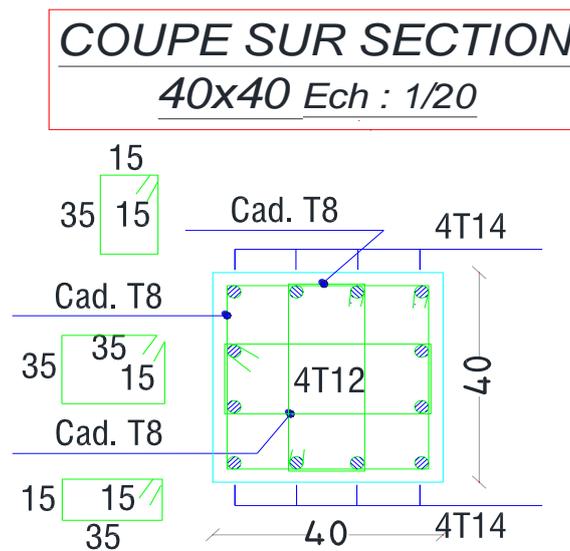


Tableau VI- 6: coupe Ferrailage des poteaux (40×40) cm².

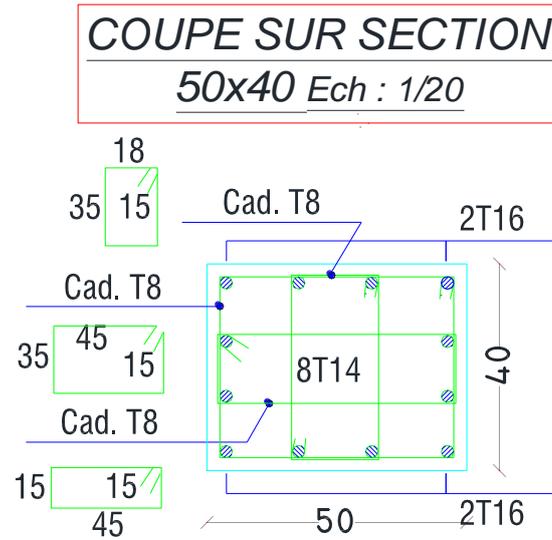


Figure 77: coupe Ferrailage des poteaux (50×40) cm².

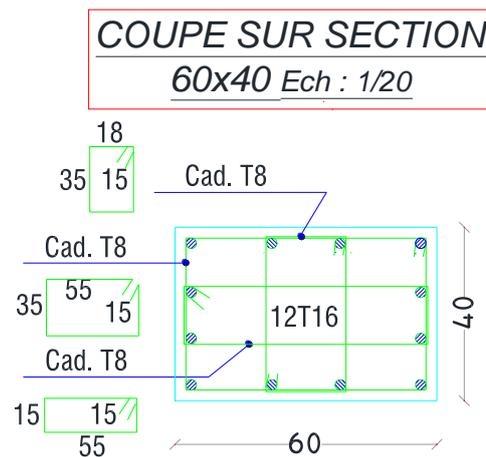


Figure 78: coupe Ferrailage des poteaux (60×40) cm².

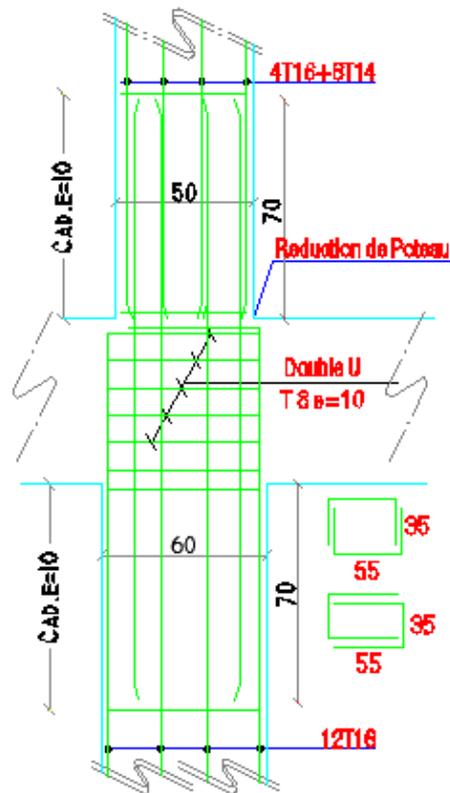


Figure 79: Ferrailage de recouvrement des poteaux (60×40) cm² et (50×40) cm².

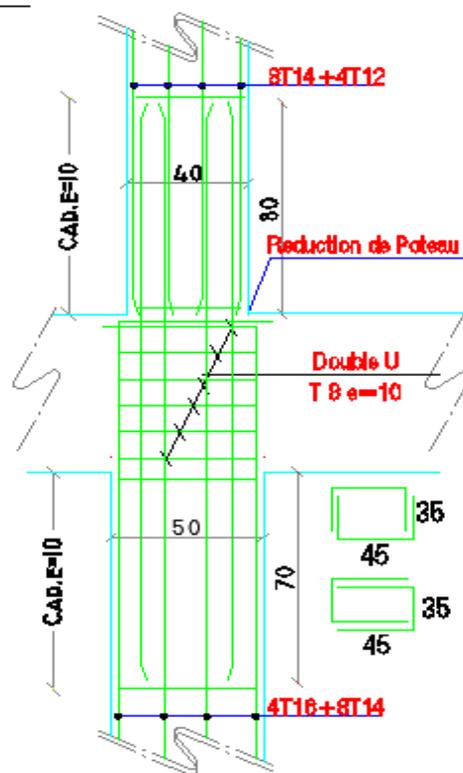


Figure 80: Ferrailage de recouvrement des poteaux (50×40) cm² et (40×40) cm².

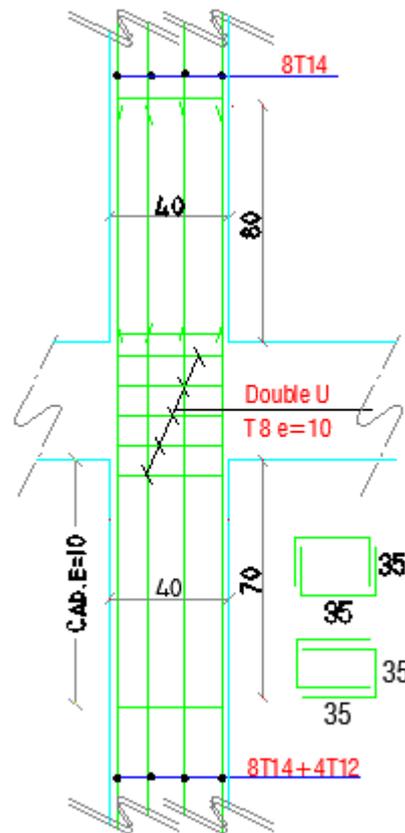


Figure 81: Ferrailage de recouvrement des poteaux (40×40) cm² et (40×30) cm². **VI.3 Etude de Ferrailage des poutres**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des Armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures Transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les Prescriptions données par le logiciel ROBOT 2010, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA 99/version 2003 suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- ✓ 1,35 G + 1,50 Q.....(ELU)
- ✓ G + Q(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

- Pour les poutres dans le sens X
- ✓ G + Q ± Ex
- ✓ 0,8 G ± Ex
- Pour les poutres dans le sens Y

- ✓ $G + Q \pm E_y$
- ✓ $0,8 G \pm E_y$

VI .3.1 Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante.
- 6 % en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone II.

VI .3.2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Détermination de l'armature transversale :**

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A 5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$$

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après le **BAEL A 7.2.2.**

✓ h : hauteur totale de la poutre.

✓ b_0 : largeur de l'âme.

Condition d'après le **BAEL**

Ferrailage minimal : (Condition de non Fragilité)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 * b_o d f_{t28}}{f_e}$$

VI.3.3 Etude des poutres principales

Le ferrailage des poutres Principales sont calculées à partir de logiciel Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2010.

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcul le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

Tableau VI- 7: Exemple de calcul des armatures longitudinales (9 ème étage).

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} _{max} (KN.m)	M _{ua} _{max} (KN.m)	M _{st} _{max} (KN.m)	M _{sa} _{max} (KN.m)	M _t _{max} (KN.m)	M _a _{max} (KN.m)
30×40	46.58	94.57	33.94	68.85	45.82	131.16

- Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$h = 0,40 \text{ m}$; $b = 0,30 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$

► ELU

- En travée**

$$M_{ut} = 46.58 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{46,58 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14,17 \times (0,36)^2} = 0,086$$

$\mu_u = 0,086 < \mu_r = 0,392$ \Rightarrow La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086})$$

$$\alpha = 0,113$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,113)$$

$$Z = 0,344 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{46,58 \times 10^{-3}}{0,344 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 3,90 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{u \text{ app}} = 94,57 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{94,57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14,17 \times (0,36)^2} = 0,172$$

$\mu_u = 0,172 < \mu_r = 0,392$ \Rightarrow La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,172})$$

$$\alpha = 0,238$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,238)$$

$$Z = 0,326 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{94,57 \times 10^{-3}}{0,326 \times 347,83}$$

$$A_{sa} = 8,34 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{sa \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{sa \text{ min}} \geq 1,304 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

► ACC :

• En travée

$$M_{\text{acct}} = 45,82 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{ut}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{45,82 \times 10^{-3}}{0,3 \times 18,48 \times (0,36)^2} = 0,0638 ; \text{ avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,0638 < \mu_r = 0,392$$

Donc La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0638})$$

$$\alpha = 0,348$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,348)$$

$$Z = 0,310 \text{ m}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{ut}}}{Z \times \sigma_{\text{St}}} = \frac{45,82 \times 10^{-3}}{0,310 \times 400}$$

$$A_{\text{st}} = 3,70 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{\text{u app}} = 68,84 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{uapp}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{68,84 \times 10^{-3}}{0,3 \times 18,48 \times (0,36)^2} = 0,096$$

$\mu_u = 0,096 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096})$$

$$\alpha = 0,126$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,126)$$

$$Z = 0,342 \text{ m}$$

$$A_{\text{sa}} = \frac{M_{\text{uapp}}}{Z \times \sigma_{\text{St}}} = \frac{68,84 \times 10^{-3}}{0,342 \times 400}$$

$$A_{\text{sa}} = 5,03 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{\text{sa min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{sa} \min \geq 1,304 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée.**

Finalement : $A_{st} = \max(3,90 ; 3,7) = 3,90 \text{ cm}^2$

On adopte en travée : **3×HA14 de section : 4,62 cm²**

$$A_{app} = \max(8,34 ; 5,03) = 8,34 \text{ cm}^2$$

On adopte en appui : **6×HA14 de section : 9,23 cm²**

Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée.**

Car on a choisi : **3×HA14+6×HA14 = 13,85 cm²**

► 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 :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{46,58}{33,94} = 1,372$$

$$\frac{1,372-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,436$$

$$0,236 \leq 0,436$$

→ **Condition vérifiée.**

- En appuis:

$$\gamma = \frac{94,57}{68,85} = 1,373$$

$$\frac{1,373-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,437$$

$$0,236 \leq 0,43$$

→ **Condition vérifiée.**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$.

-Vérification de l'effort tranchant :

Selon BAEL 91 V 99 :

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

$$\tau_u = \frac{103,14 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,955 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1,14 ; 1,40 ; 3)$$

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

Calcul d'espacement des cadres :

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

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

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

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

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad ; \quad \text{On prend : } St = 15 \text{ cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum

$10 \phi_t = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de 15 cm.

► Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

$h' = 80 \text{ cm}$

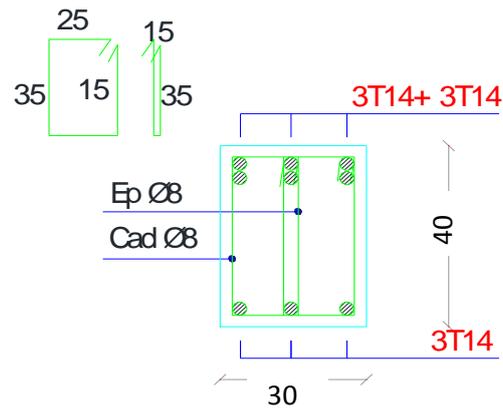


Figure 82: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui

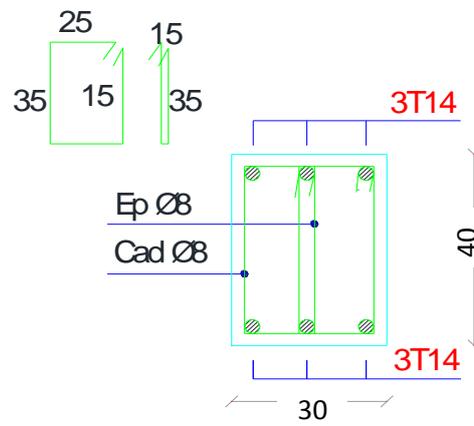


Figure 83: Ferrailage des poutres principales au niveau de travée

Tableau VI- 8: calcul des armatures longitudinales des poutres Principales.

	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
Etage 9	46.58	-68.85	33.94	-68.85	45.82	-131.16
Etage 8	47.74	-102.92	33.91	-79.50	56.71	-156.97
Etage 7	46.98	-107.30	34.02	-77.85	56.93	-160.36
Etage 6	45.42	-103.65	32.88	-75.18	57.08	-162.26
Etage 5	43.68	-98.40	31.65	-71.36	56.39	-160.73
Etage 4	40.31	-91.80	30.01	-66.55	58.14	-154.98
Etage 3	41.65	-87.11	30.67	-63.14	57.69	-146.37
Etage 2	42.66	-77.07	31.39	-55.84	54.48	-131.05
Etage 1	43.64	-67.49	32.11	-49.77	49.30	-110.35
RDC	45.39	-70.11	33.38	-51.47	40.48	-83.76

Tableau VI- 9: Ferrailage des poutres principales.

Type de Poutre	Travée		Appui		Choix des armatures	
	A cal	A	A cal	A	Travée	Appuis
Etage 9	3.23	4.62	9.66	9.70	3T14	5T14+1T16
Etage 8	3.92	4.62	11.85	12.71	3T14	3T14+3T16+2T12
Etage 7	3.94	4.62	12.14	12.71	3T14	3T14+3T16+2T12
Etage 6	3.95	4.62	12.31	12.71	3T14	3T14+3T16+2T12
Etage 5	3.9	4.62	12.17	12.71	3T14	3T14+3T16+2T12
Etage 4	4.02	4.62	11.67	12.71	3T14	3T14+3T16+2T12
Etage 3	3.99	4.62	10.93	12.71	3T14	3T14+3T16+2T12
Etage 2	3.76	4.62	9.65	9.70	3T14	5T14+1T16
Etage 1	3.39	4.62	7.98	8.01	3T14	3T14+3T12
RDC	3.14	4.62	5.92	6.88	3T14	3T14+2T12

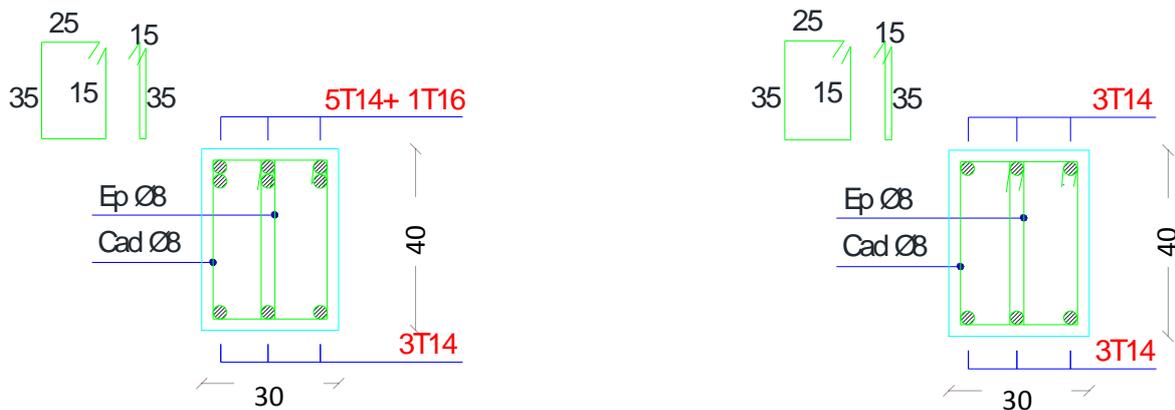


Figure 84: Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée niveaux terrasse.

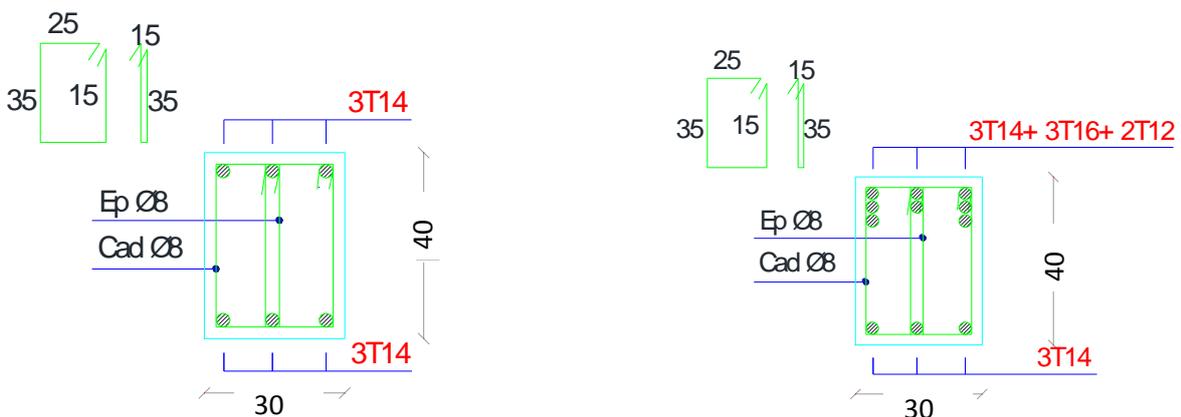


Figure 85: Ferrailage poutres principales (appuis et travée) niveaux 3 à 8 ème étage.

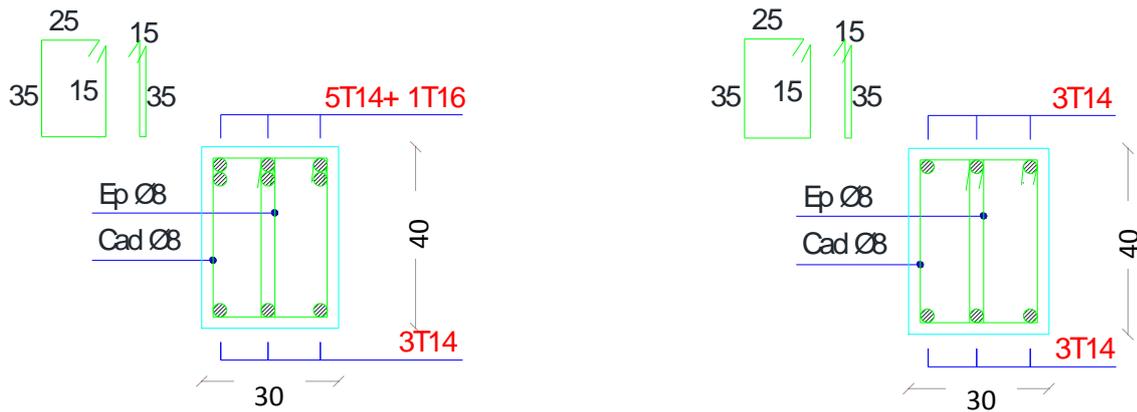


Figure 86: Ferrailage poutres principales (appuis et travée) niveaux 2 ère étage.

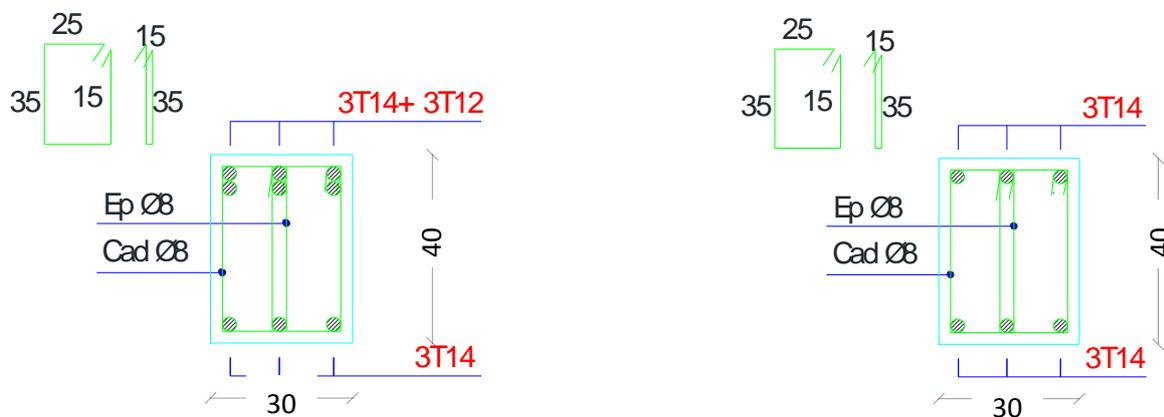


Figure 87: Ferrailage poutres principales (appuis et travée) niveaux 1 ère étage.

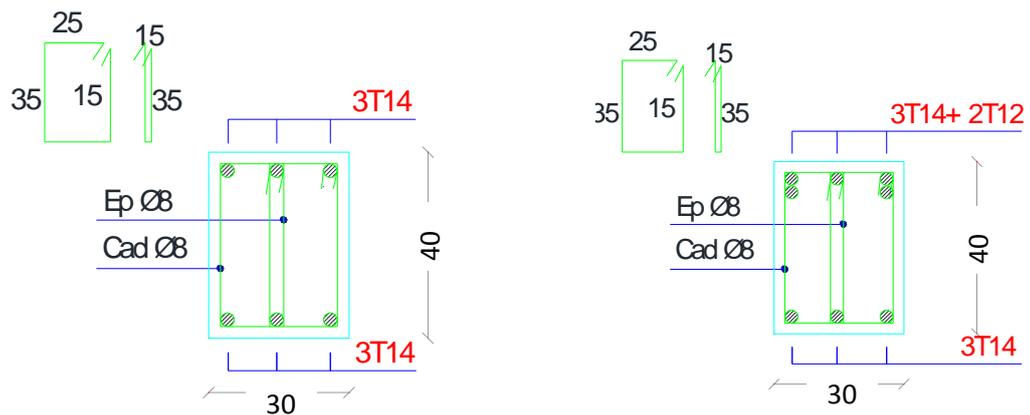


Figure 88: Ferrailage des poutres principales (appuis et travée) niveaux RDC.

VI.3.5 Etude des poutres secondaires

Les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le tableau VI-9 et VI-10

Tableau VI- 10: calcul des armatures longitudinales des poutres secondaires.

	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)
Etage 9	8.60	-29.85	6.27	-22.43	-52.16	-57.69
Etage 8	-20.02	-34.09	8.38	-24.90	-62.97	-65.74
Etage 7	11.44	-32.66	8.36	-32.85	-66.23	70.52
Etage 6	11.40	-30.91	8.33	-22.54	-76.31	81.27
Etage 5	11.40	-28.36	8.31	-20.71	-79.81	-72.33
Etage 4	11.37	-24.95	8.32	-18.21	-80.52	-72.16
Etage 3	11.34	-20.91	8.29	-15.26	-77.65	-69.23
Etage 2	11.31	-18.61	8.27	-13.57	-70.05	-63.64
Etage 1	11.14	-19.06	8.16	-13.98	-57.96	-54.46
RDC	11.04	-18.21	8.07	-13.34	-38.18	-39.25

Tableau VI- 11: Ferrailage des poutres secondaire.

Type de Poutre	Travée		Appui		Choix des armatures	
	A cal	A adopte	A cal	A adopte	Travée	Appuis
Etage 9	2	4.62	4.68	6.88	3T14	3T14+2T12
Etage 8	5.13	6.88	5.38	6.88	3T14+2T12	3T14+2T12
Etage 7	5.42	6.88	5.80	6.88	3T14+2T12	3T14+2T12
Etage 6	6.32	6.88	6.76	6.88	3T14+2T12	3T14+2T12
Etage 5	6.63	6.88	5.96	6.88	3T14+2T12	3T14+2T12
Etage 4	6.70	6.88	5.94	6.88	3T14+2T12	3T14+2T12
Etage 3	6.44	6.88	5.68	6.88	3T14+2T12	3T14+2T12
Etage 2	5.76	6.88	5.19	6.88	3T14+2T12	3T14+2T12
Etage 1	4.70	6.88	4.40	4.62	3T14+2T12	3T14
RDC	3.03	4.62	3.12	4.62	3T14	3T14

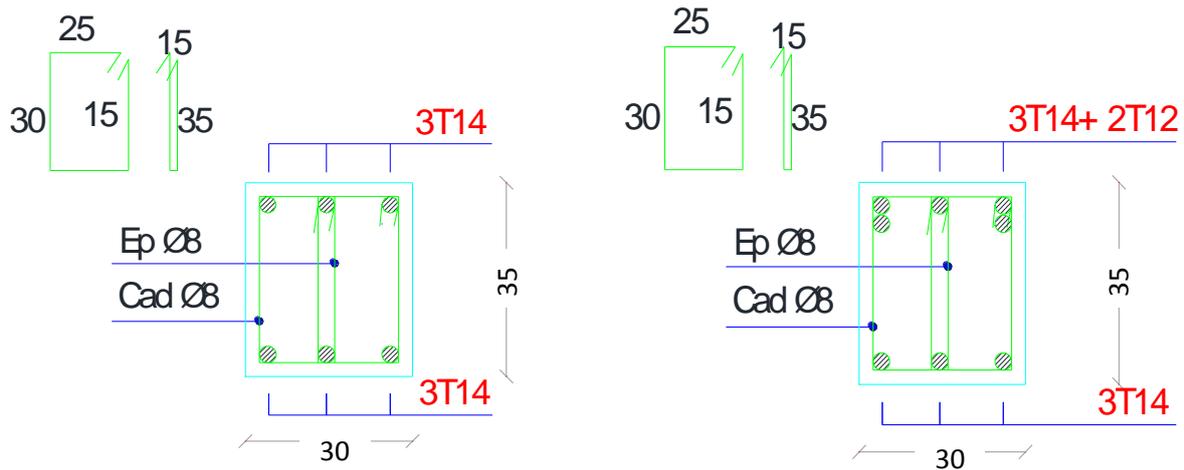


Figure 89: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux terrasse.

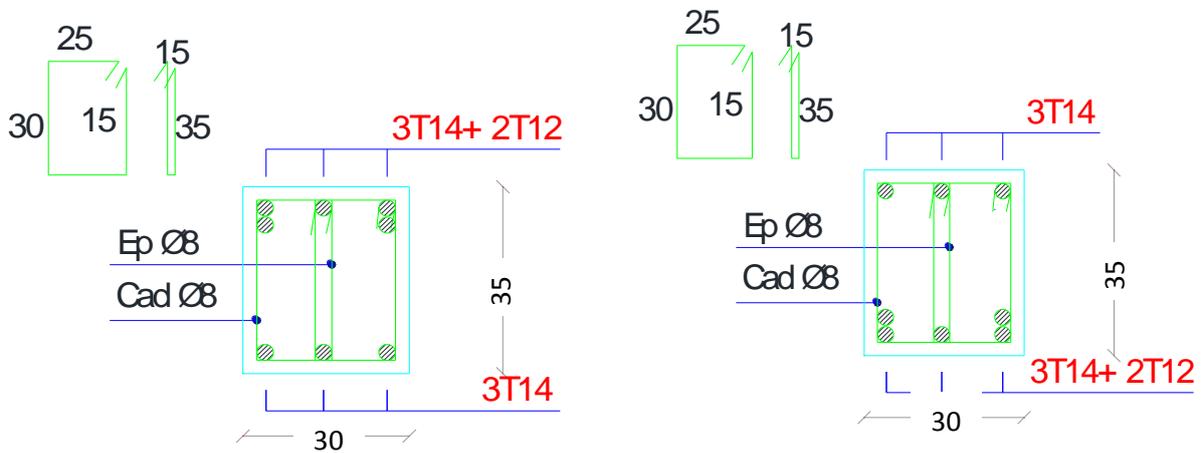


Figure 90: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux 2 à 8^{ème} étage.

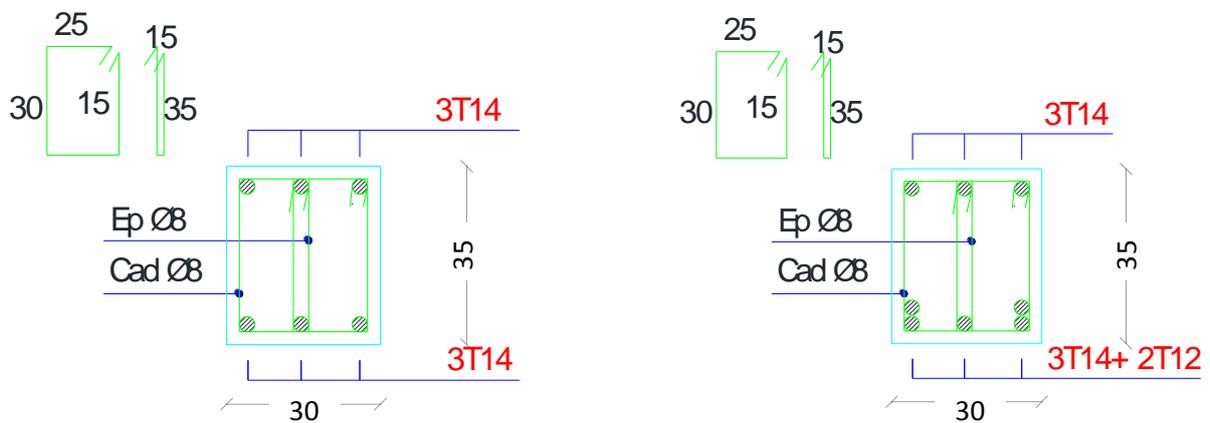


Figure 91: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux 1^{er} étage.

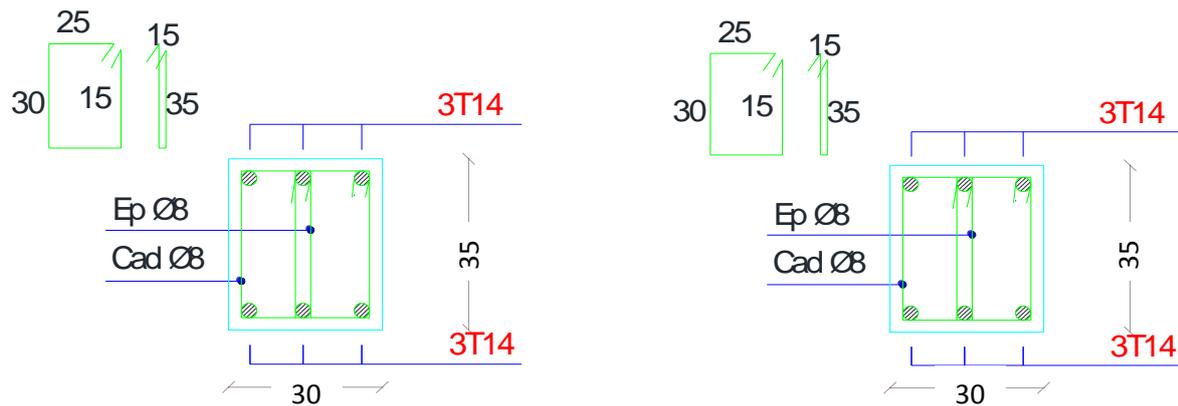


Figure 92: Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travées de niveaux RDC.

VI.4 Etude de Ferrailage des voiles

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.

Le RPA 99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

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.

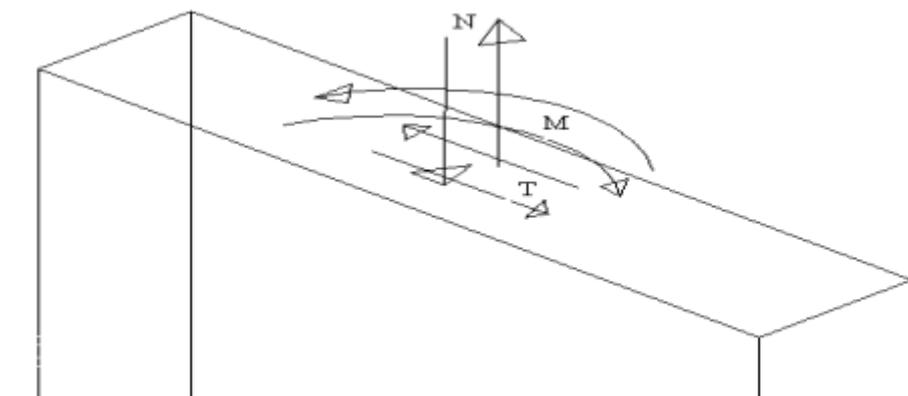


Figure 93: Voile soumis à la flexion composée.

VI.4.1 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).

VI.4.2 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.

VI.4.3 Pré dimensionnement des voiles

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VI- 12: Pré dimensionnement des voiles :

Voiles	Hauteur	Epaisseur
1 ,2 ,3... et 9 étage	3,06 m	15 cm

VI.4.4 Calcul des armatures du voile

VI.4.4.1 Les armatures horizontales

D'après le RPA 99/V 2003 On a :

$$A_{\min} = 0.15 \% \times b \times h$$

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1m de largeur.

- Globalement dans la section du voile 0.15 %.

$$A_{\min} = 0.15 \% \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.2 \% \times 15 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En zone courante 0.10%.

$$A_{\min} = 0.10 \% \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : on prend : $A_{sv} = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.4.4.2 Les armatures transversales (Disposées perpendiculairement aux armatures verticales)

D'après le RPA 99/V 2003, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.4.4.3 Armatures verticales

Le calcul se fait pour chaque deux niveau et on adopte le ferrailage de l'élément le plus sollicité.

A_u : la section d'armatures calculée en flexion composée.

- **RPA 99/V 2003:** $A_{\min} = 0.2 \% b.h$

Avec : b = longueur du béton tendu.

- **BAEL91 :** $A_{\min} = 0.23 b.d(ft_{28}/f_e)$

VI.4.4.4 L'espaceur des armatures verticales et horizontales

Selon le RPA 99/version 2003 on a :

L'espaceur des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 15a. \\ St \leq 30 \text{ cm.} \\ St = S/2 \dots\dots \text{ Pour la zone nodale.} \end{array} \right.$$

A chaque extrémité du voile l'espaceur des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, Cet espaceur d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

On choisit :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 10 \text{ cm} \dots \text{ en zone nodale.} \\ St = 20 \text{ cm} \dots \text{ en zone courant.} \end{array} \right.$$

VI.4.4.5 Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40 \varnothing = 48 \text{ cm}$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing = 24 \text{ cm}$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

VI.4.4.6 Ferrailage des voiles

A. Combinaison:

Selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (ELU).$

✓ $G + Q \mp E$ (ACC).

✓ $0.8 G \mp E$ (ACC).

B. Les résultats des sollicitations des voiles :

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

Tableau VI- 13: Résultats des efforts des voiles longitudinales.

Etage		RDC	1 ^{ère} à 3 ^{ème}	4 ^{ème} à 6 ^{ème}	7 ^{ème} à 9 ^{ème}
Voile longitudinal V_{L1}					
ACC	M_z max	-1403.41	989.52	-623.75	334.83
	N corr	-285.93	--2490.72	-1827.14	-240.89
ELU	N min	-2099.49	-1678.53	-1028.03	-261.08
	M_z corr	-522.74	399.15	274.23	133.90
ACC	T	459.93	-455.59	348.26	198.47
Voiles longitudinal V_{L2}					
ACC	M_z max	3449.48	-2674.98	-807.30	-522.60
	N_{corr}	-2131.43	-2089.69	-1602.98	-913.86
ELU	N min	-2971.49	-2438.00	-1562.32	-511.76
	M_z corr	14.40	-5.47	-3.95	-2.32
ACC	T	-1176.43	1306.76	847.99	-387.62

Tableau VI- 14: Résultats des efforts des voiles transversales.

Etage		RDC	1 ^{ère} à 3 ^{ème}	4 ^{ème} à 6 ^{ème}	7 ^{ème} à 9 ^{ème}
Voile transversale V_{t1}					
ACC	M_z max	2364.93	1843.85	-615.88	-293.53
	N corr	-673.25	-887.37	-1447.87	-739.57
ELU	N min	-1932.36	-1600.28	-936.87	-235.68
	M_z corr	149.99	-7.11	-15.92	-30.20
ACC	T	489.79	460.16	-323.93	-209.13
Voile transversale V_{t2}					
ACC	M_z max	2631.89	-2242.36	2292.61	-301.55
	N corr	-1050.55	-2062.27	-990.13	-549.23

ELU	N_{min}	-2123.86	-1691.48	-1691.48	-249.25
	M_z_{corr}	19.38	-4.29	-4.29	-1.53
ACC	T	-424.83	-454.60	-454.60	117.59
Voile transversale V_{t3}					
ACC	M_z_{max}	340.95	-265.32	-198.31	-115.59
	N_{corr}	-714.74	-957.04	-738.06	-430.18
ELU	N_{min}	-1252.88	-1025.97	-643.72	-231.79
	M_z_{corr}	-9.59	-19.59	-16.99	-10.61
ACC	T	216.66	-172.61	-201.41	-273.22

C. Ferrailage des Voiles longitudinales et transversales :

Tableau VI- 15: Ferrailage du Voile longitudinal VL1.

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal VL1 L=2.85m	
				A adopte (cm ²)	Section (cm ²)
RDC	40 x 60	8.55	35.50	40.72	16HA 14+8HA16
1 ^{er} et 3 ^{ème}	40 x 50	8.55	40.00	40.72	16HA 14+8HA16
4 ^{ème} et 6 ^{ème}	40 x 40	8.55	28.40	30.41	16HA12+8HA14
7 ^{ème} et 9 ^{ème}	30 x 40	8.85	12.00	18.85	24HA10

Tableau VI- 16: Ferrailage du Voile longitudinal VL2.

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage longitudinal VL2 L=3.90m	
				A adopte (cm ²)	Section (cm ²)
RDC	40 x 60	11.55	49.5	50.89	20HA 14+10HA16

1^{er} et 3^{ème}	40 x 50	11.55	43.8	46.16	30HA14
4^{ème} et 6^{ème}	40 x 40	11.55	25.30	33.93	30HA12
7^{ème} et 9^{ème}	30 x 40	11.85	16.00	23.56	30HA10

Tableau VI- 17: Ferrailage du Voile transversale Vt1.

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage transversale V _{t1} L=3.55m	
				A adopte (cm ²)	Section (cm ²)
RDC	40 x 60	10.65	29.00	30.54	27HA12
1^{er} et 3^{ème}	40 x 50	10.95	24.30	30.54	27HA12
4^{ème} et 6^{ème}	40 x 40	11.25	22.50	30.54	27HA12
7^{ème} et 9^{ème}	30 x 40	11.25	14.80	21.21	27HA10

Tableau VI- 18: Ferrailage du Voile transversale Vt2.

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage transversale V _{t2} L=3.75m	
				A adopte (cm ²)	Section (cm ²)
RDC	40 x 60	10.65	30.9	43.10	28HA14
1^{er} et 3^{ème}	40 x 50	10.95	41.1	43.10	28HA14
4^{ème} et 6^{ème}	40 x 40	11.25	27.9	31.67	28HA12
7^{ème} et 9^{ème}	30 x 40	11.25	15.60	21.99	28HA10

Tableau VI- 19: Ferrailage du Voile transversale Vt3.

Etage	Section (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	Ferrailage transversale V _{t3} L=1.70m	
				A adopte (cm ²)	Section (cm ²)
RDC	40 x 60	10.65	18.20	21.55	14HA14
1 ^{er} et 3 ^{ème}	40 x 50	10.95	16.00	21.55	14HA14
4 ^{ème} et 6 ^{ème}	40 x 40	11.25	12.20	15.83	14HA12
7 ^{ème} et 9 ^{ème}	30 x 40	11.25	7.40	11.00	14HA10

D. Conditions sur les armatures verticales :

1. section minimale :

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a:

$$A_{\min} = 0.15 \% \times b \times h.$$

Exemple : le voile longitudinale **V_{L1}**.

$$A_{\min} = 0,15\% \times 15 \times (345 - 60) = 7.63 \text{ cm}^2.$$

2. L'espacement :

✓ Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a:

$$St \leq \min \{2 \times a; 33 \text{ cm}\} = \min \{2 \times 15 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 33 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

✓ Selon le **RPA 99 article (7.7.4.3)** on a:

$$St \leq \min \{1.5 \times a; 30 \text{ cm}\} = \min \{22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq 22 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{\text{BAEL 91 révisée 99 ; RPA 99 / version 2003}\} : St \leq 22 \text{ cm}$

3. 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 $St = 22 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 11 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VI.5 Vérification au cisaillement

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4V/bd$$

V : effort tranchant à la base du refond.

b : la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0.9h$$

\underline{h} : Hauteur de la section.

$$\tau^- = \min \{0.13f_c28; 4\} = 3,25MPa$$

$$\tau = \frac{1.4 \times 459.93 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.9 \times 3.06} = 1.55 MPa < 3,25MPa$$

$\tau < \tau^-$ → Condition vérifiée.

VI.6 Schéma de ferrailage

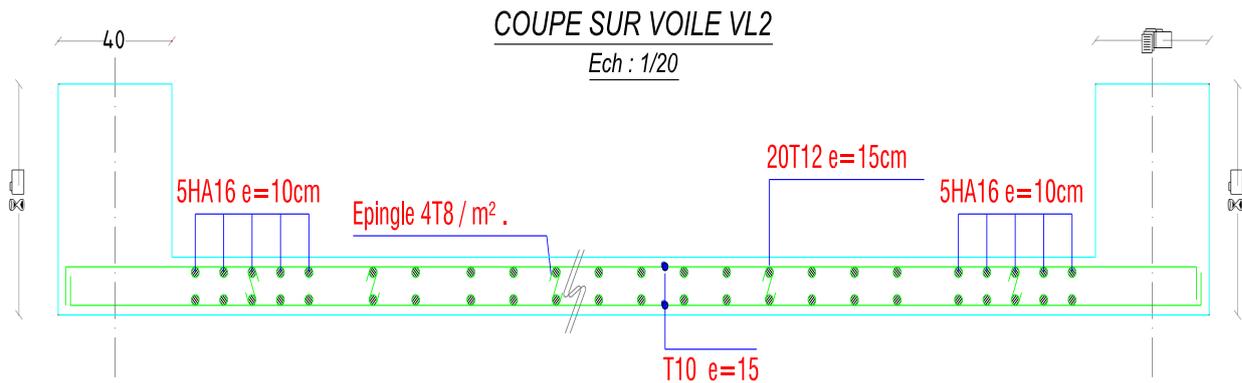


Tableau VI- 20: Coupe horizontale Ferrailage voile VL2 au niveau de RDC.

Chapitre VII
Etude de l'infrastructure

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif la transmittance des déférentes charges venue de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol →fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux → fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- ✓ Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- ✓ Une bonne limitation des tassements différentiels.

VII.2 Rôles des fondations

VII.2.1 Définition

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

VII.2.2 Rôle principal

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

- ✓ Des charges verticales :
 - Comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.
 - Comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige.
- ✓ Des charges horizontales (ou obliques) :
 - Comme des charges permanentes telles que la poussée des terres.
 - Comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

VII.2.3 Rôles secondaires

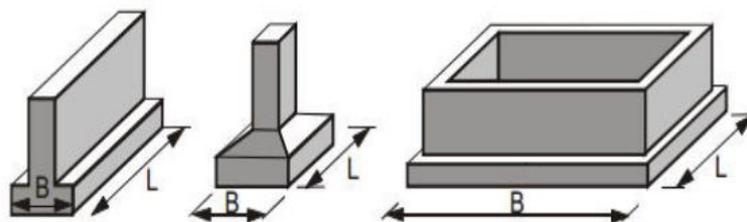
- ✓ La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- ✓ L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

- Pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.
- Pas de basculement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- Pas de déplacement vertical : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).
- ✓ Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.
- ✓ Une fondation doit être économique. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

VII.3 Type de fondations

Les deux types de fondations sont :

- ✓ Les fondations superficielles.
- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier générale.



: Les différents types de fondations superficielles

Figure 94: Les différents types de fondations superficielles

- ✓ Les fondations profondes et spéciales.

Les fondations sont dites superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée :
 $H/L < 6$ ou $H < 3$ m

Avec H : profondeur de la fondation et L : largeur de la fondation

VII.3.1 Contrainte admissible du sol

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec γ_d .

- Poids spécifique des grains γ_s .
- Cohésion non drainée C_u .
- Angle de frottement effectif φ .

Pour notre projet $\bar{\sigma} = 1.5$ bars.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à $H/10$.

Avec : H : Hauteur totale du Tour $H = 30.74$ m $H/10 = 3.07$ m

Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une profondeur de 2 m

-Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations de 3.50m.

VII 3.2 Types des fondations superficielles

Les différents types des fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier générale.

Combinaison d'action :

ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.

ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.

Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification

VII .3.2.1 dimensionnement de la semelle isolée :

A)-Pré dimensionnement :

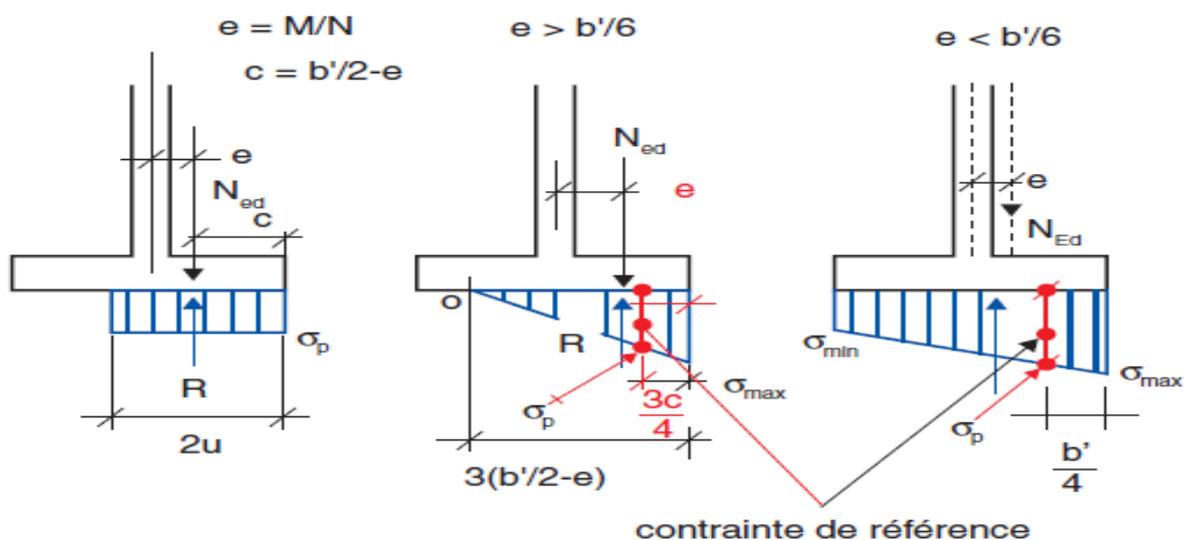


Figure 95: Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) :

ELS : $N_{s\max} = 3025,87 \text{ KN}$

ELU : $N_{u\max} = 4143,00 \text{ KN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 1,50 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2 = 0,15 \text{ MPa}$

$a = 60 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

b)-Vérification de La semelle isolée

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} < \bar{\sigma}_{sol}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N_{sup} : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ROBOT structural.

N_{inf} : effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure + le Poids estimé de l

S : surface d'appui de la semelle. $S=A \times B$.

• **Condition d'homothétie :**

$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 0,66 \implies A \approx B \text{ (semelles carrées)}$

On a :

-ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \end{array} \right\} \rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

(1) $\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}} \times \frac{b}{a}} \quad \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{3025,87}{150} \times \frac{0,4}{0,6}}$

$\rightarrow B \geq 3,66 \text{ m}$

Donc choisie une semelle de (3,70 m×3,70 m)

▪Remarque

selon l'axe x-x, dans l'entre axe minimale entre les poteaux (3.25m), d'où l'emploi des semelles isolée ne convient pas il y'aura un chevauchement.

VII.3.2.2 Dimensionnement de la semelle filante

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante les autres semelles seront calculées de la même manière :

Selon (y-y') :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1700.49 \text{ KN}$$

$$N_2 = 343.91 \text{ KN}$$

$$N_3 = 3025.87 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1330.72 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^4 = 6400.99 \text{ KN.}$$

$$L=10.10 \text{ m.}$$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{6400.99}{0.15 \times 10.10} = 4.22m.$$

On adopte pour B=4.25 m

▪Remarque

Selon l'axe y-y, dans l'entre axe minimale entre les poteaux (3.80m), d'où l'emploi des semelles

filantes ne convient pas il y'aura un chevauchement donc on passe au radier nervuré.

VII.3.2.3. Vérification de Radier général

Si la capacité du sol est faible, les charges revenant à la fondation sont très importantes et la hauteur du bâtiment est importante, les semelles deviennent très larges et il y a risque de renversement alors il faudra utiliser un radier général.

VII.4 Radier général Un radier général est un type de fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, Dans le but d'augmenter sa rigidité.

Le radier général présente les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution

VII.4.1 Différents types de radiers

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

- Radier plat d'épaisseur constante.
- Radier nervuré (le plus économique).
- Radier voûté.
- Radier champignon.

VII.4.2. Pré dimensionnement de radier général :

Le radier général est un plancher renversé qui supporte l'ensemble du bâtiment, il répartit les charges sur une surface importante. Il est constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme déterminée par les conditions suivantes :

VII.4.3 Epaisseur de Nervure du radier

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Formule empirique :**

La nervure doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$.

L_{\max} = longueur entre axes maximale des poteaux parallèlement aux nervures.

➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur de la nervure doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} = 25 \text{ cm}$).

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

On a : $L_{\max} = 4,50 \text{ m}$; donc $56,25 \text{ cm} \leq h_n \leq 90 \text{ cm}$:

➤ **Condition de la longueur élastique**

Pour un radier rigide il faut que :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max} \quad \rightarrow \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol.

• $\square 0.5$ Kg/ cm³. Très mauvais sol

• $\square 4$ Kg / cm³ sol moyen.

• $\square 12$ Kg/ cm³ très bon sol

b : la largeur de l'élément considéré (radier)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4_{max} \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.50^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} = 0.63m$$

➤ A partir des trois conditions précédentes on opte **hn=0.90m** pour les nervures du radier

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci

haut est :

On a adopté : **hr = 90 cm ; b = 50 cm.**

VII .4.4 Epaisseur de la dalle du radier

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5$ cm

Avec : L_{max} = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} ; \quad L_{max} = 3.90 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 48.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 78 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de **ha = 50 cm** pour la dalle du radier

VII .4.5 Calcul de surface minimale du radier

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$\sum R_i$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS et les combinaisons accidentelles selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4) suivant : $G + Q \pm E$ et $0,8G \pm E$ réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$\sigma \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 41482.70 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow \frac{41482.70}{150} = 276.55 \text{ m}^2$$

$S_{\text{rad}} = 276.55 < S_{\text{bat}} \Rightarrow$ on prévoit un débord pour le radier de bâtiment

$$P_{\text{rad}} = \rho \times s \times h_r$$

$$P_{\text{rad}} = 0.5 \times 344.8 \times 25 = 4310 \text{ KN (Poids du radier)}$$

$$N_{\text{ser}} = 41482.70 + 4310 = 45792.70 \text{ KN}$$

VII .4.6 Calcul du débordement

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$.

$$\text{Choix : } L_d = 50 \text{ cm} ; \quad S_{(\text{radier})} = S_{(\text{bâtiment})} + S_{(\text{débord})}$$

$$\text{D'ou : } S_{(\text{radier})} = S_{(\text{bâtiment})} + D \times 2 \times (X+Y) = 307.5 + 0.5 \times 2 \times (25.00 + 12.30) = 344.8 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow S_{(\text{radier})} = 344.8 \text{ m}^2$$

VII .4.6 Vérification du radier

A) Vérification à l'effort de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S.$$

Avec :

$$\checkmark \quad W : \text{ poids total du bâtiment à la base du radier. } W = W_{(\text{bâtiment})} + W_{(\text{radier})} = 45792.7 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } W_{(\text{radier})} = 0.5 \times 344.8 \times 25 = 4310.00 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \quad \alpha : \text{ coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement } (\alpha = 1.5).$$

- ✓ γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).
- ✓ h : profondeur de l'infrastructure ($h = 3.50 \text{ m}$).
- ✓ S : surface de radier ($S = 344.80 \text{ m}^2$).

$W = 4.70 \text{ KN} \geq \alpha \times \gamma \times h \times S = 1.5 \times 10 \times 3.5 \times 344.8 = 18102 \text{ KN}$. **Condition vérifiée.**

Donc pas de risque de soulèvement.

B) Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

- ✓ U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.
- ✓ h : Epaisseur du radier
- ✓ $U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2(40 + 60 + 2 \times 90) = 560 \text{ cm} \rightarrow U_c = 5.60 \text{ m}$.
- ✓ N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité $N_u = 1505.44 \text{ KN}$
 $N_u = 1505.44 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5.60 \times 0.9 \times 25000 / 1,5 = 3780 \text{ KN}$.

→ **Condition vérifiée.**

Donc : il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement

C) Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$.

- V_u : l'effort tranchant ultime : $V_u = \frac{qu \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$
- N_u : Charge de calcul à l'ELU.

$N_u = 1,35 \times N_{max} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 41182.70 + 1,35 \times 4310 = 61415.14 \text{ KN} \rightarrow$
 $N_u = 61415.14 \text{ KN}$

- L : La longueur maximal $L_{max} = 3,9 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{61415.14 \times 1}{344.8} \times \frac{3.9}{2} = 347.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{347.33 \times 10^3}{1000 \times (0.9 \times 600)} = 0.64 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

D) Vérification de la stabilité du radier au renversement

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique $> 1,5$.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

- ✓ 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 VII- 1: vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.

W (KN)	Lx (m)	L x / 2	Ms (KN.m)	Fx	H	Mr	Ms / Mr	Vérification
41182.70	25.00	12.50	514783.75	3138.93	30.74	33774.88	15.24	Condition vérifiée

Tableau VII-2 : vérification de renversement de la Tour sens transversal.

W(KN)	Ly(m)	L y / 2	Ms	Fy	H	Mr	Ms / Mr	vérification
41182.70	12.30	6.15	253273.60	3424.57	30.74	40409.92	6.26	Condition vérifiée

Donc pas de risque de renversement

E) Vérification de la contrainte du sol sous charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible ; donc il faut vérifier :

$$\sigma = \frac{N_T}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec : } N_T = N_{ser} + G'$$

- N_{ser} : effort normale du aux charges verticales à L'ELS.
- G' : le poids de l'infrastructure.

$$\sigma = \frac{45792.70}{344.80} = 132.80 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

VII.5 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol

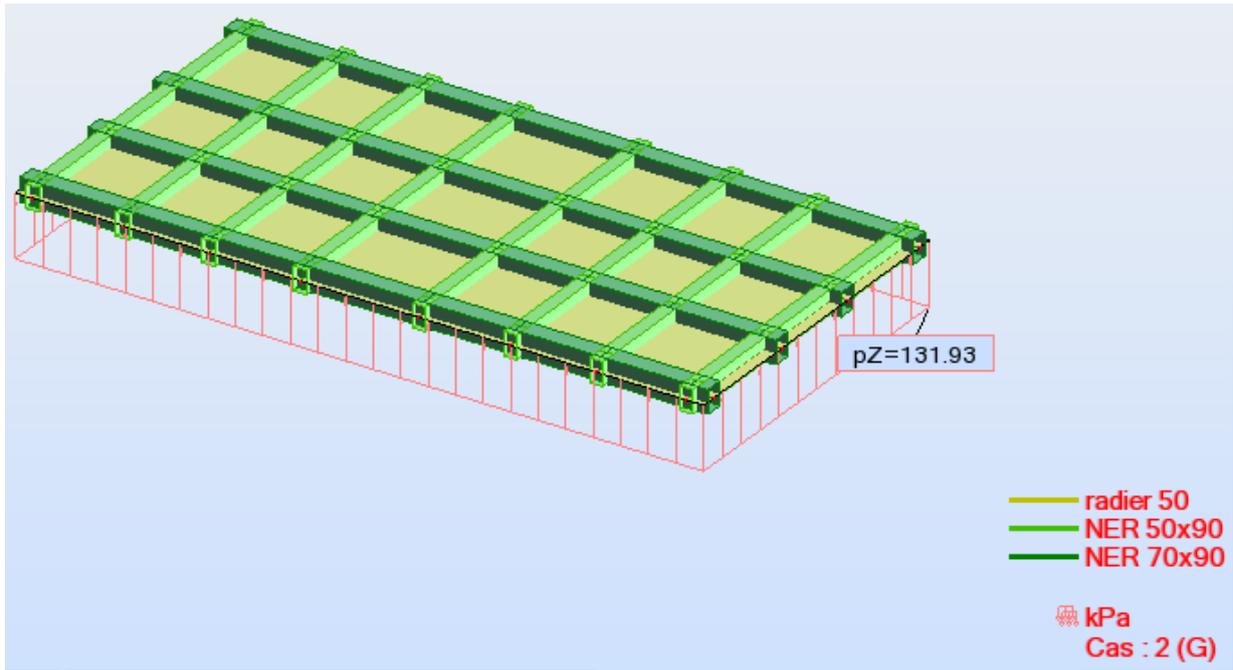


Figure 96: Vue en 3D du radier.

VII .5.1 Calcul ferrailage de la dalle radier

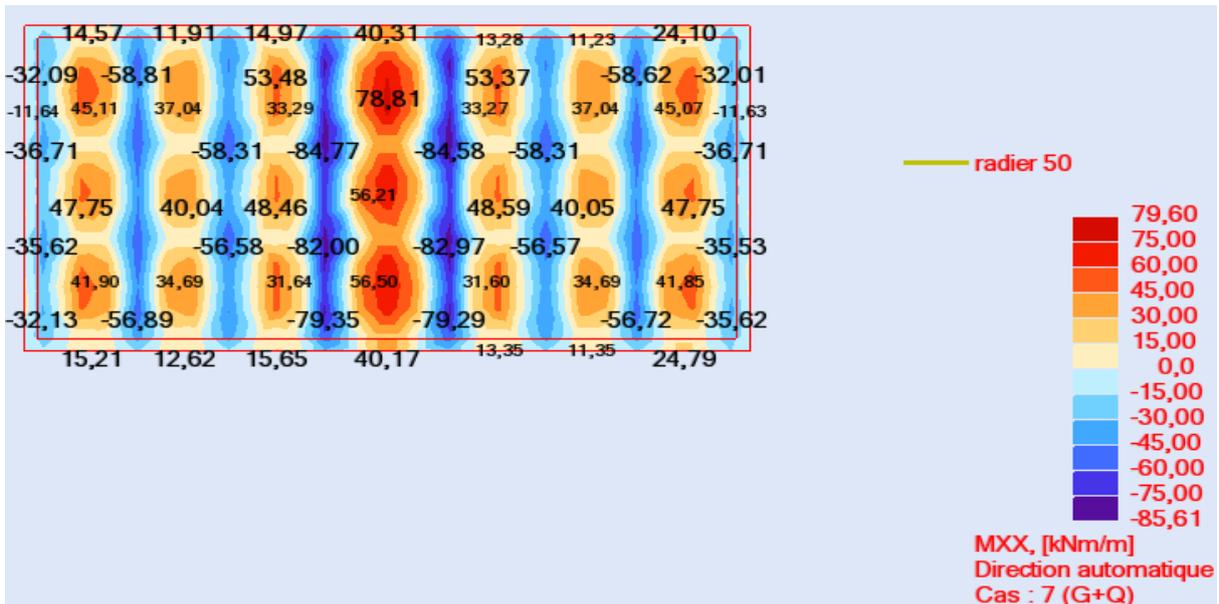


Figure 97: Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée sens (X.X).
(Combinaison ELS)

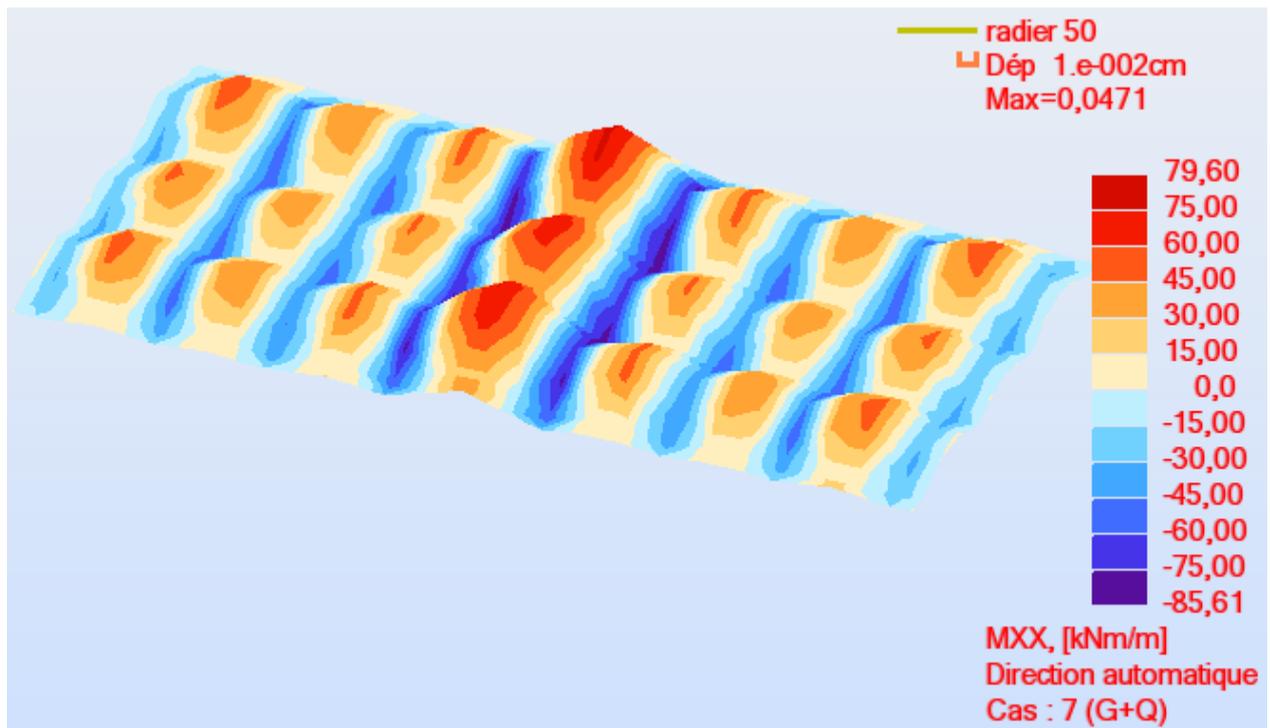


Figure 98: Diagramme de déformation du radier au niveau appuis et travée sens (X.X)
(Combinaison ELS)

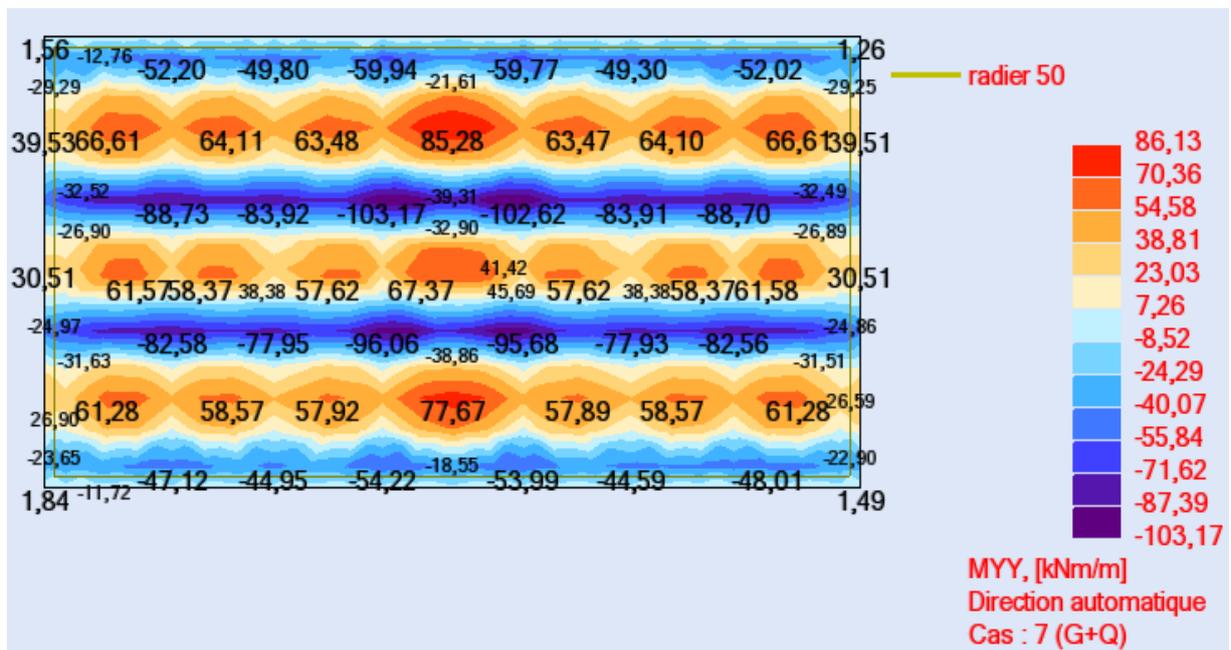


Figure 99: Diagramme des moments du radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y).
(Combinaison ELS).

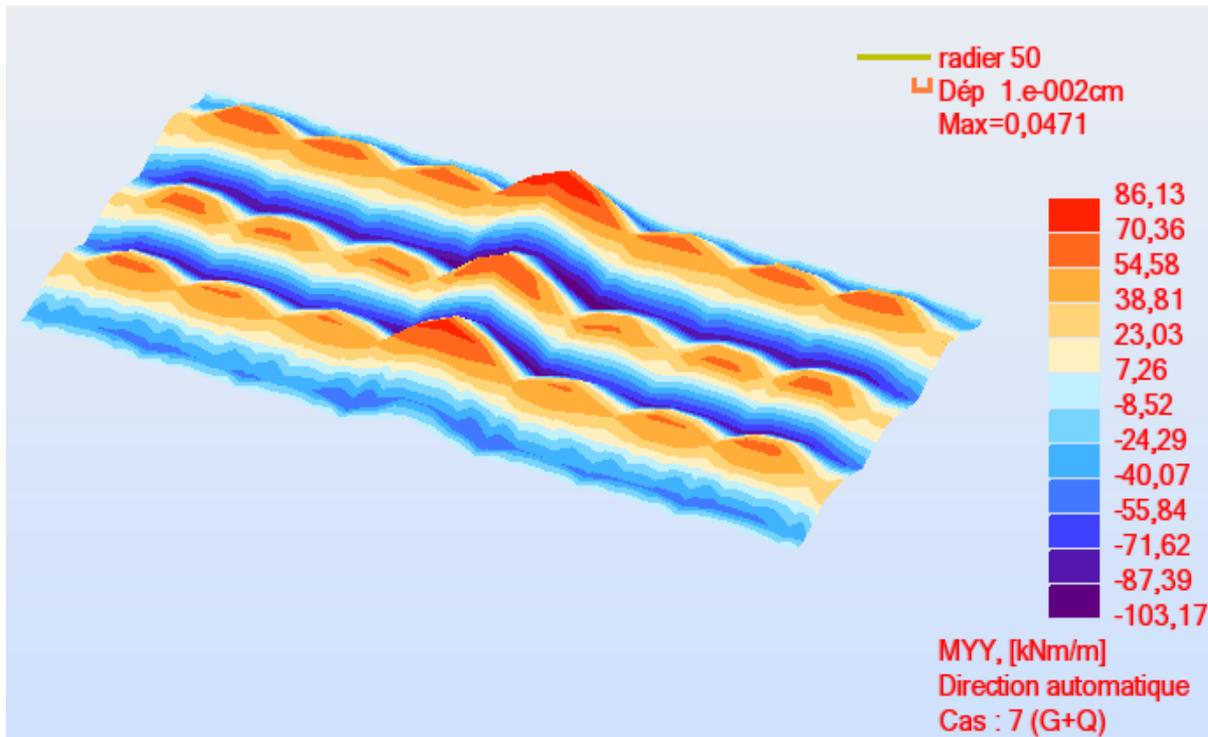


Figure 100: Diagramme de déformation du radier au niveau appuis et travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).

Tableau VII- 2: moment du radier suivant les deux sens.

M _{xx} (KN.m)		M _{yy} (KN.m)	
Travée	Appui	Travée	Appuis
79.60	-85.61	86.13	-103.17

Tableau VII-4 : Ferrailage du radier suivant les deux sens.

Radier	Travée		Appui		A _{st} choix des armatures	
	A _{cal}	A _{adopt}	A _{cal}	A _{adopt}	Travée	Appuis
Sens XX	10.4	12.32	10.4	12.32	8HA14	8HA14
Sens YY	10.4	12.32	11.8	12.32	8HA14	8HA14

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

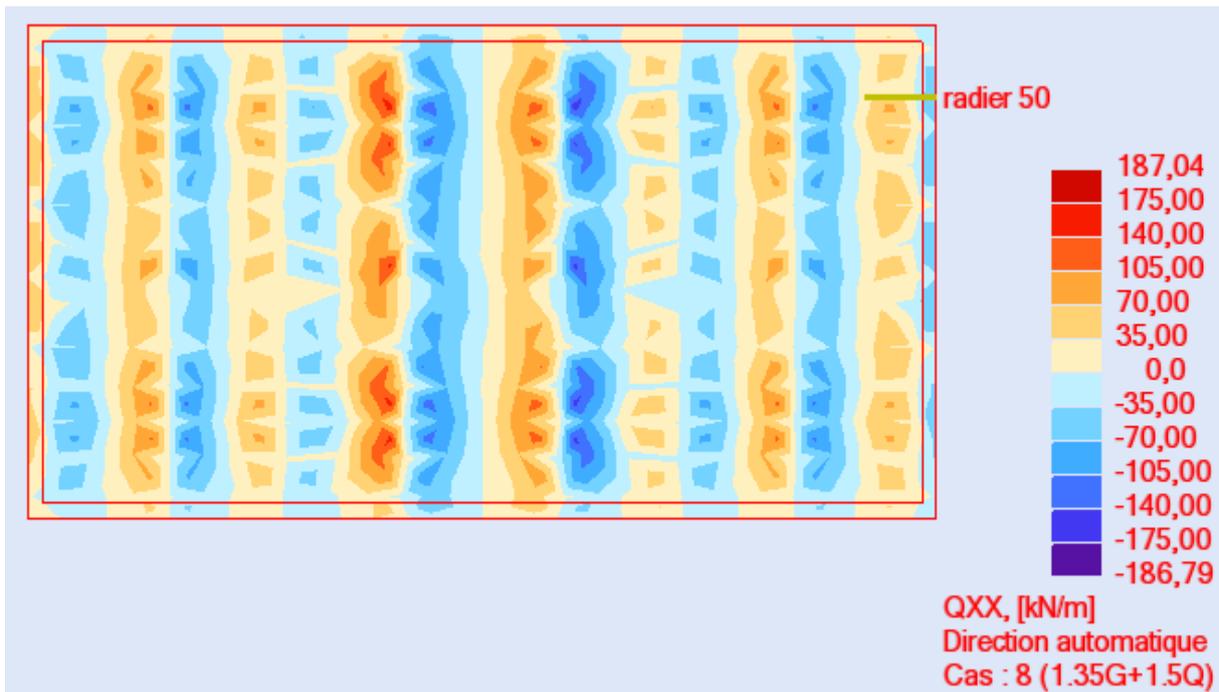


Figure 101: Différentes sollicitations agissantes du radier effort tranchant : T XX «ELU»

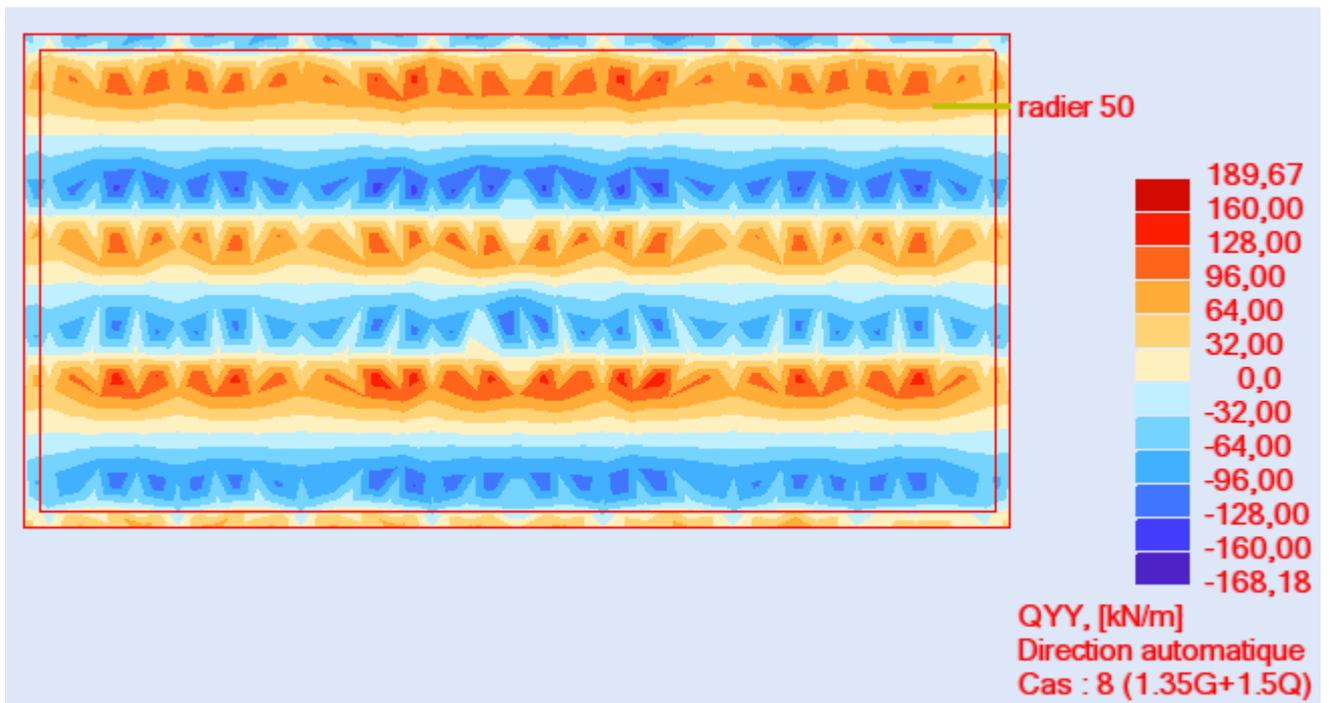


Figure 102: Différentes sollicitations agissantes du radier effort tranchant : T YY «ELU»

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

$$\tau_u = \frac{189.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 0.421 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} > \tau_u = 0.421 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de l'espacement** : D'après le (BAEL91 révisée 99) :

$$S_t = \min (0.9 \times d ; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : **S_t = 15cm** de armatures longitudinales.

S_t = 15cm de armatures transversales.

➤ **Longueur de la zone nodale** :

$$h' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)} \rightarrow h' = 100 \text{ cm}$$

VII .5.2 Schéma de ferrailage

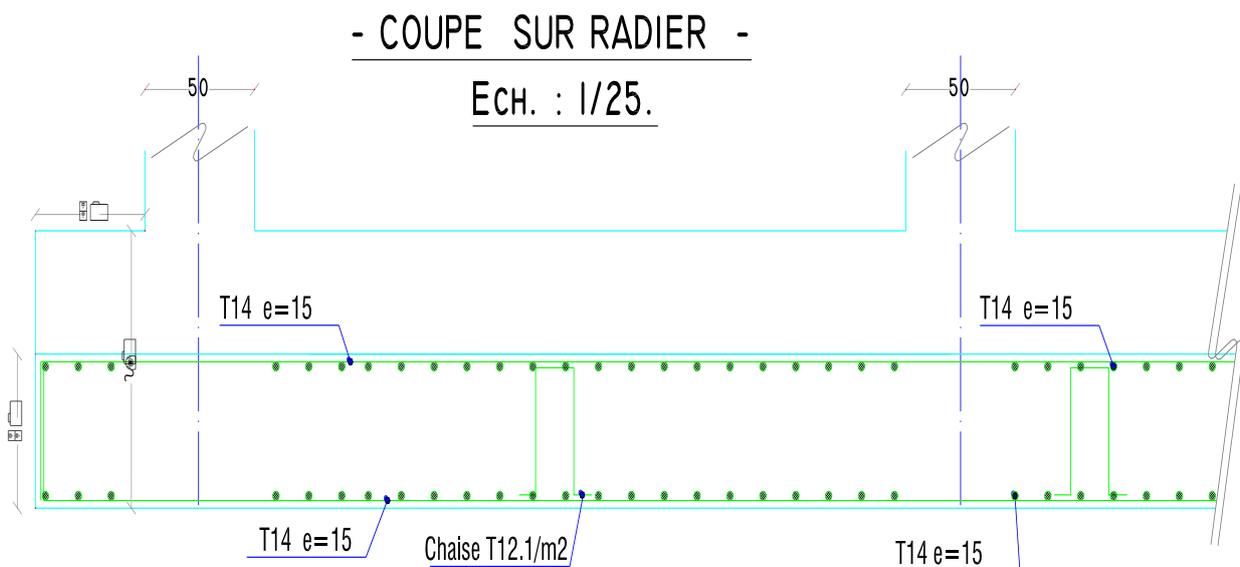


Figure 103: exemple de coupe de ferrailage de la dalle du radier général

VII.5.3 Calcul de Ferrailage de nervure

A) Calcul des armatures Longitudinal :

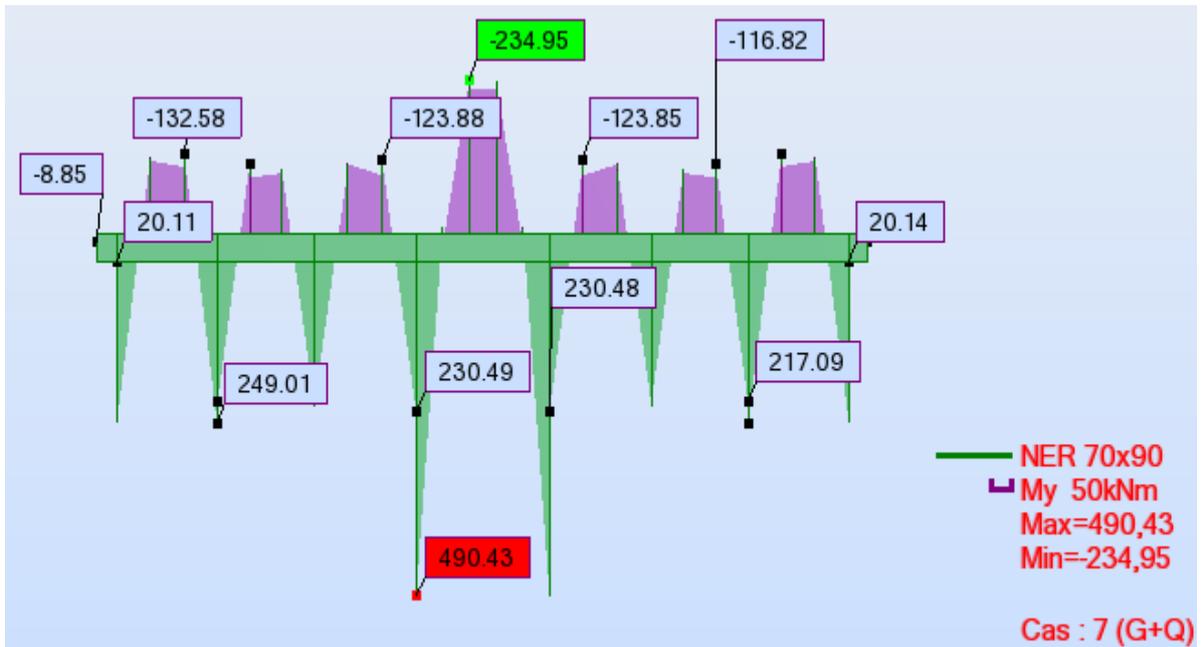


Figure 104: Diagramme des moments des nervures principales au niveau appuis et travée sens (X.X). (Combinaison ELS)

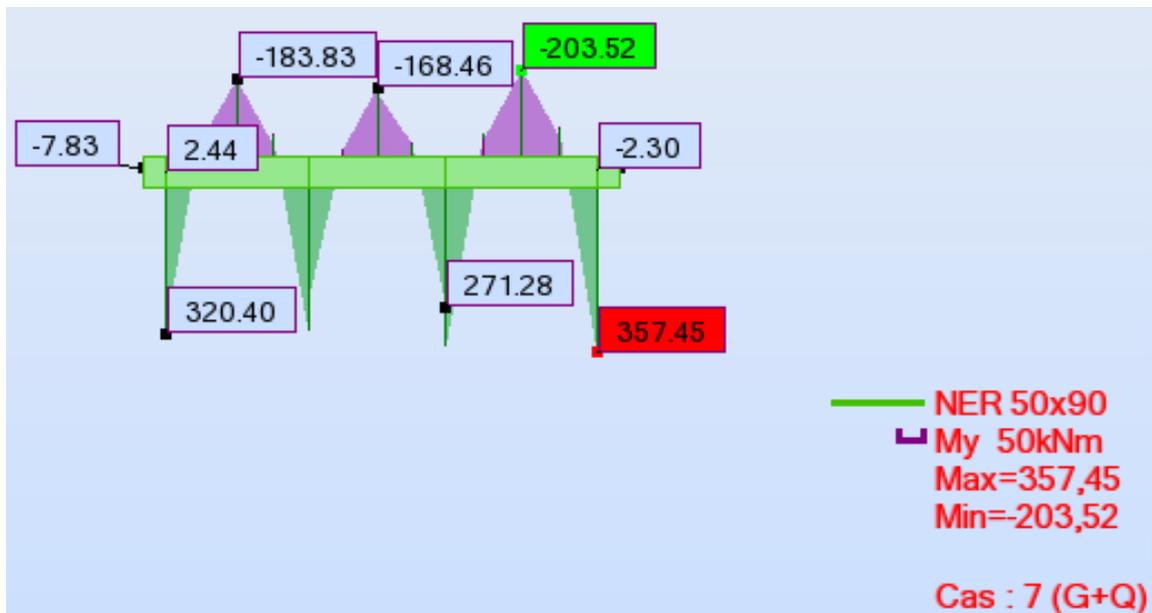


Figure 105: Diagramme des moments des nervures secondaires au niveau appuis et travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).

Tableau VII- 3: moment des nervures suivant les deux sens.

M_{xx} (KN.m)		M_{yy} (KN.m)	
Travée	appui	travée	appuis
-234.95	490.43	-203.52	357.45

Tableau VII- 4: Ferrailage des nervures suivant les deux sens.

Radier	Travée		Appui		A_{st} choix des armatures	
	A_{cal}	A_{adopt}	A_{cal}	A_{adopt}	Travée	Appuis
Sens XX	14.4	15.30	30.6	31.23	7	14HA16+2HA14
Sens YY	12.4	13.85	22.4	23.19	9HA14	10HA16+2HA14

On adopte aussi 2HA12 de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures)

➤ **Vérification au cisaillement**

Sens xx :

$T_{u\max}=775.55$ KN.

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

$$\tau_u = \frac{775.55 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.81} = 1.36 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} > \tau_u = 1.36 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens yy :**

$T_{u\max}=577.21$ KN.

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

$$\tau_u = \frac{577.21 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.81} = 1.42 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} > \tau_u = 1.42 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Calcul des armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right) \quad \phi_t \leq \text{Min} (2.57 ; 1.60 ; 7)$$

On prend : $\phi_t = \phi 12 \text{ mm}$

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

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

✓ **Zone nodale**

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

$$S_t \leq \text{min} (22.5 ; 19.2 ; 30 \text{ cm})$$

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

✓ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times 90 = 180 \text{ cm}$RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2) →

$h' = 180 \text{ cm}$

VII .5.4 Schéma de ferrailage

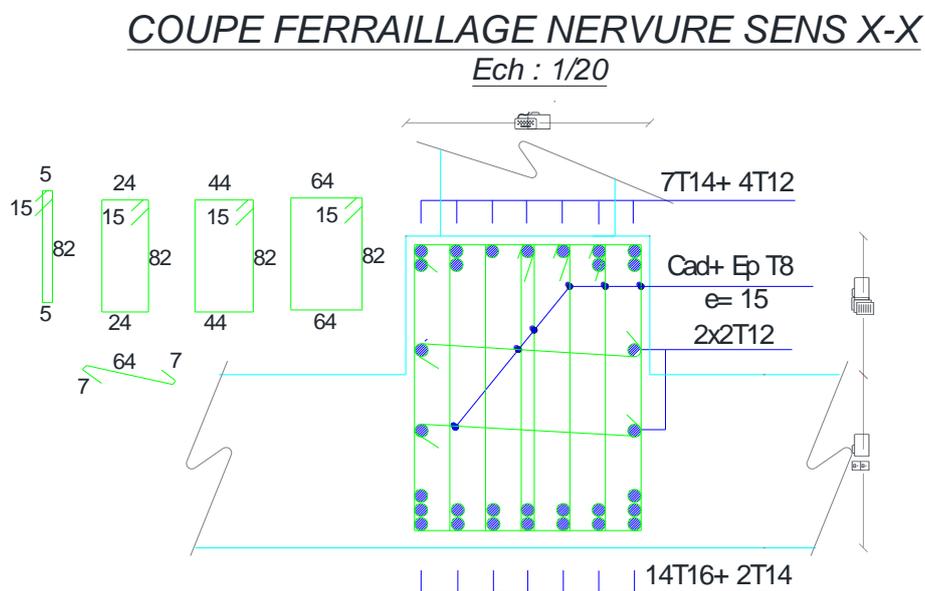


Figure 106: Ferrailage des nervures suivant les deux sens.

COUPE FERRAILLAGE NERVURE SENS Y-Y

Ech : 1/20

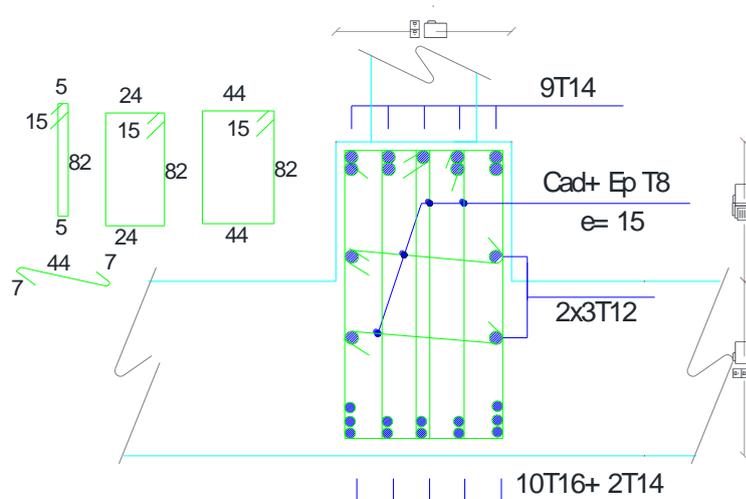


Figure 107: Schéma de ferrailage des nervures Sens YY.

VII .6 Etude des longrines

VII.6.1 Définition

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$

VII .6.2 Dimensionnement de longrine

Les longrines auront les dimensions minimales indiquées ci-après :

- (25×30) cm² : Pour les sols des fondations de consistance moyenne intermédiaire.
- (30×30) cm² : Pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$$

Avec :

- N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.
 - α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.
- ✓ Pour notre cas (site meuble) on prend une section de (30×30) cm².
- ✓ $\alpha = 12$ (d'après **RPA 99 / version 2003**).

VII .6.3 Ferrailage de la longrine

A) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres d'où l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 Ø) d'après RPA 99 / version 2003

- $N_u = 4143 \text{ KN}$
- $F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{4143}{12} = 345.25$
 $F_u = 345.25 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Donc $A_s = 0,6\% B = \frac{0.6}{100} (30 \times 30) = 5.4 \text{ cm}^2$

On adopte : **6HA12 = 6.78 cm²**

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d$$

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 0.97 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ L'espacement des cadres :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\text{Ø})$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1.2) \rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

On adopte : **S_t = 15cm**

B) Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : Ø_t = 8 mm.

➤ Condition des armatures transversales :

$$\text{Ø}_t \geq \frac{1}{3} \text{Ø}_l = \frac{1}{3} \times 12 = 4 \text{ mm.}$$

$$\text{Ø}_t = 8 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII .6.4 Schéma de ferrailage

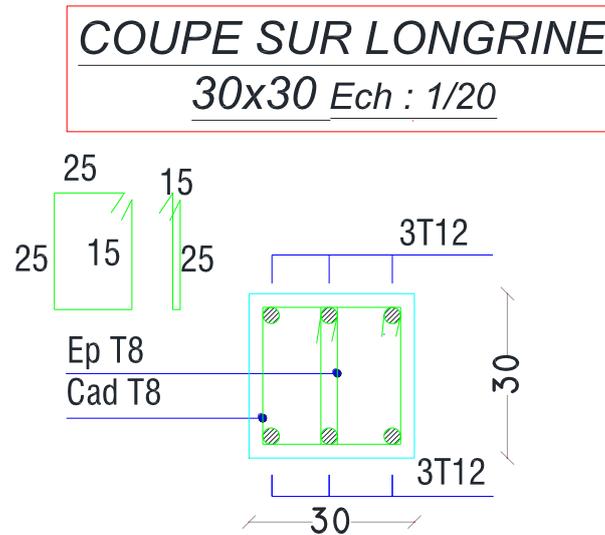


Figure 108: coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée **VII .7 Voiles périphériques**

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

VII.7.1 Dimensionnement

- Hauteur : $H = 3.5$ m
- Epaisseur : $e=15$ cm.

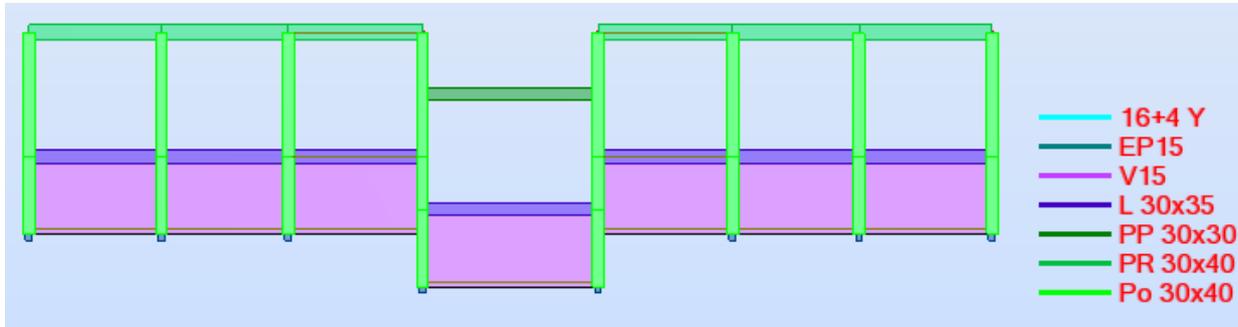


Figure 109: schéma des voiles périphériques longitudinales avec les poteaux et les poutres

VII .7.2 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 18$ KN/m³
- angle de frottement : $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ KN/m²

VII .7.3 Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN / m².

➤ Sollicitations :

a) Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = \gamma \times h \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 18 \times 3.5 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}\right) = 30.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } G = 30.88 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}\right) = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } Q = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

VII .7.4 Ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

•Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 41.68 + 7.35 = 49.03 \text{ KN/m}$$

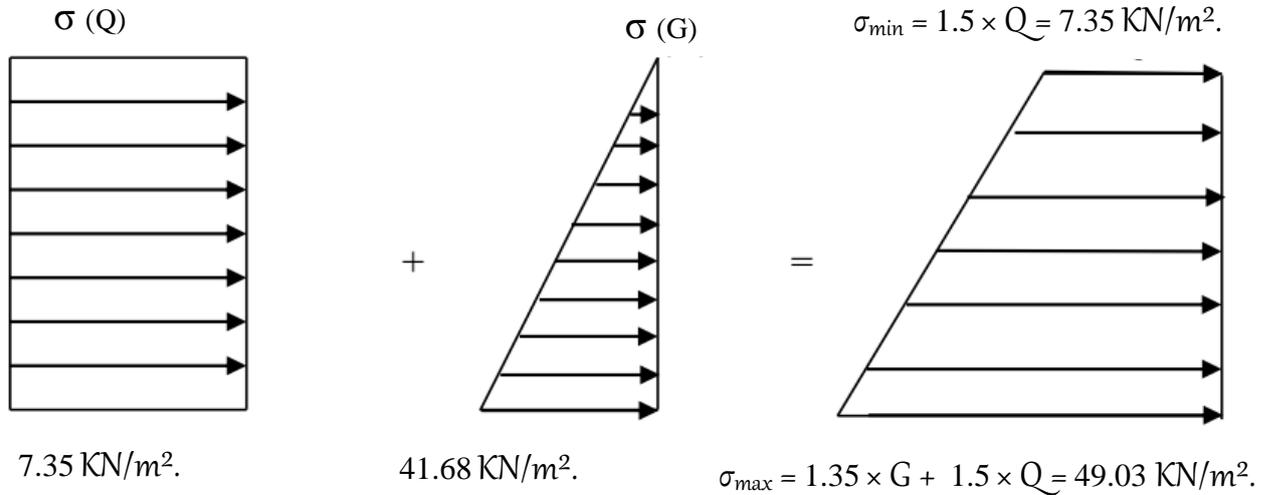


Figure 110: Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 3.5 \text{ m} ; \quad L_y = 4.5 - 0.4 = 4.1 \text{ m} \quad ; \quad e = 15\text{cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 49.03 + 7.35}{4} = 38.61 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 38.61 \text{ KN/ml}.$$

➤ Calcul de « ρ » :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{350}{410} = 0.85 > 0.4 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ Calcule les moments :

- $M_x = \mu_x \times q_u (L_x)^2$

- $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\vartheta ; \rho) \rightarrow$ (Annexe I)

Tableau VII- 5: tableau de calcul le ferrailage a ELU

L_x	L_y	ρ	μ_x	μ_y	q_u (KN/ml)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
3.50	4.10	0.6	0.0506	0.6864	38.61	23.93	16.42

✓ **Moments en travées :**

$$M_{t_x} = 0,85 M_x = 20.34 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_y} = 0,85 M_y = 13.95 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moments sur Appuis:**

$$M_{a_x} = -0.5 M_x = - 11.96 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul ferrailage :**

Dans les deux sens « L_x et L_y »: On a:

- $b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9 h = 13.5 \text{ cm.}$
- $\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$
- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}}$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392.$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}).$
- $z = d (1 - 0,4\alpha) .$
- $A = \frac{M_u}{z \sigma_s} \quad , \quad A_{min} \geq 0,23 b.d. \frac{F_{t28}}{F_e} \text{ et } A_{adop} = \text{Max} (A_{calculé}; A_{min}).$

Tableau VII- 6: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui

		M_x (kN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min}	$A_s \text{ adop}$ (cm ²)
Travée	X- X	20.34	100	13.5	0.0787	0.102	12.94	4.51	1.63	4HA12 = 4.52
	Y- Y	13.95	100	13.5	0.054	0.069	13.12	3.05	1.63	4HA10 = 3.14
Appui		- 11.96	100	13.5	0.046	0.058	13.18	2.60	1.63	4HA10 = 3.14

➤ **L'espacement :**✓ Selon le **BAEL 91**, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq \min \{80 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

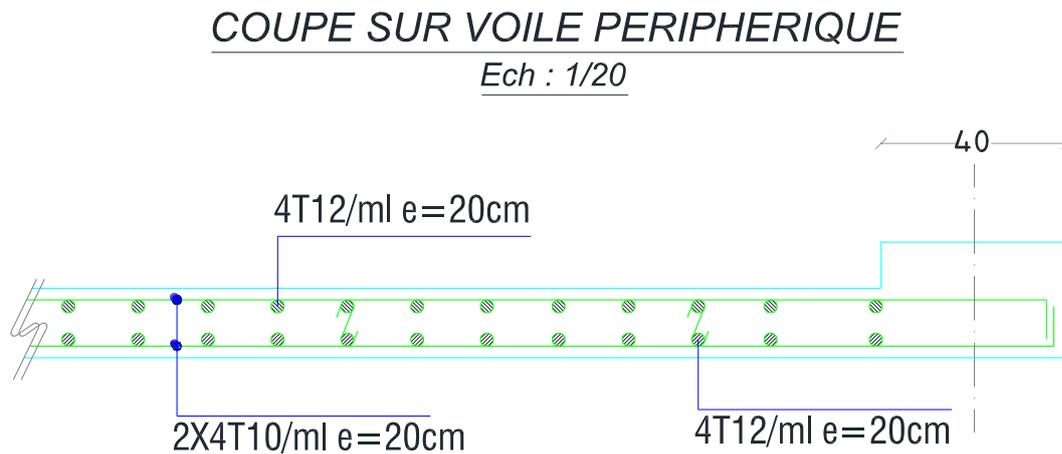
✓ Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq \min \{60 \text{ cm} , 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{ St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003} \}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte **St = 20 cm**.**VII.7.5 Schéma de ferrailage****Figure 111:** schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur, L'ensemble des étapes suivies dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments, et mettre en œuvres les différentes techniques et logiciels de calcul.

L'intérêt pour nous c'est d'apprendre les problèmes complexes de calcul de structure et de faire la résolution des questions pratiques concrètes. Les conclusions auxquelles nous avons abouti dans ce présent travail, sont résumées dans les points suivants:

L'influence du sens des poutres principales et secondaires sur la stabilité de la structure.

À cause de l'activité sismique, et afin de maintenir la stabilité de l'ouvrage nous avons utilisé un contreventement mixte au moyen de refends et portiques pour stabiliser la structure et diminuer les déformations.

L'objectif principal du concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et économiques.

Toute fois ce travail ce n'est qu'un pas concret vers l'acquisition d'expériences dans le domaine des structures en béton armé.

Annexe

Annexe

Annexe 1

ROBOT 2010

Date: 19/06/21

Propriétés du projet: **R+9**

Nom du fichier : **Etudes d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 contreventé par refends et portiques**

Emplacement : C:2121

Créé : 19/06/21 10:29

Modifié : 19/06/21 14:48

Taille : 137457664

Auteur :

Bureau :

Adresse :

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure :

X = 12.350 (m)

Y = 5.950 (m)

Z = 16.370 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure :

X = 12.350 (m)

Y = 5.881 (m)

Z = 16.183 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure :

I_x = 244867.659 (t*m²)

I_y = 349249.589 (t*m²)

I_z = 183450.764 (t*m²)

Masse = 2543.709 (t)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

X = 12.350 (m)

Y = 5.939 (m)

Z = 16.473 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques

Annexe

globales :

$$I_x = 405204.044 \text{ (t*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 563854.785 \text{ (t*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 301263.536 \text{ (t*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 4185.584 \text{ (t)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds : 5149

Nombre de barres : 973

Éléments finis linéiques : 2834

Éléments finis surfaciques : 5138

Éléments finis volumiques : 0

Liaisons rigides : 0

Relâchements : 0

Relâchements unilatéraux : 0

Relâchements non-linéaires : 0

Compatibilités: 0

Compatibilités élastiques: 0

Compatibilités non-linéaires: 0

Appuis: 65

Appuis élastiques: 0

Appuis unilatéraux: 0

Appuis non-linéaires: 0

Rotules non-linéaires: 0

Cas: 20

Combinaisons: 14

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M

Nbre de degrés de liberté stat.: 30504

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 5

Durée max itér. sur sous-espace: 61

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Annexe

Durée totale: 131

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 96856992

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérat. s/sous-esp.: 6345040

Mémoire: 24705256

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 7.667182e+005 2.491226e+010

Précision : 10

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : PP

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.06675e+001 (kN*m)

Précision : 1.56140e-006

Cas 2 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.17417e+000 (kN*m)

Précision : 2.70222e-006

Cas 3 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 8.48722e-001 (kN*m)

Précision : 2.04931e-006

Cas 4 : Modale

Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse : Modal

Méthode : Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses : Cohérente

Nombre de modes : 10

Nombre d'itérations : 40

Tolérance : 1.00000e-004

Amortissement : 0.070

Limites : 0.000

Annexe

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : EX

Type d'analyse: Sismique - RPA 99

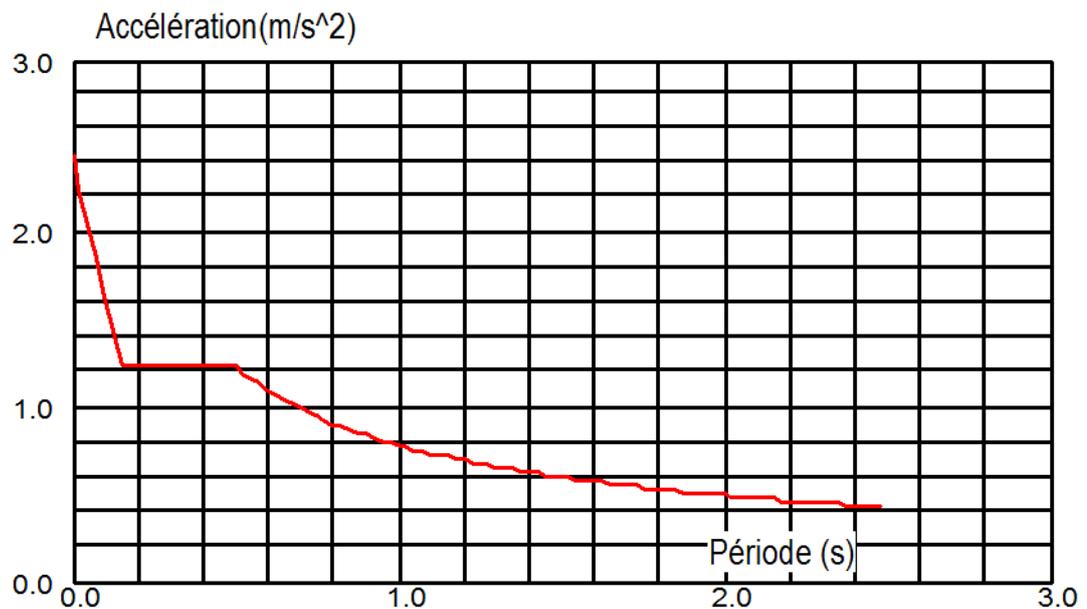
Excentricité de masse ex = 5.000 (%) ey = 5.000 (%)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone : II

Usage : 1B

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.200

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : EY

Type d'analyse : Sismique - RPA 99

Annexe

Excentricité de masse

$e_x = 5.000 (\%)$

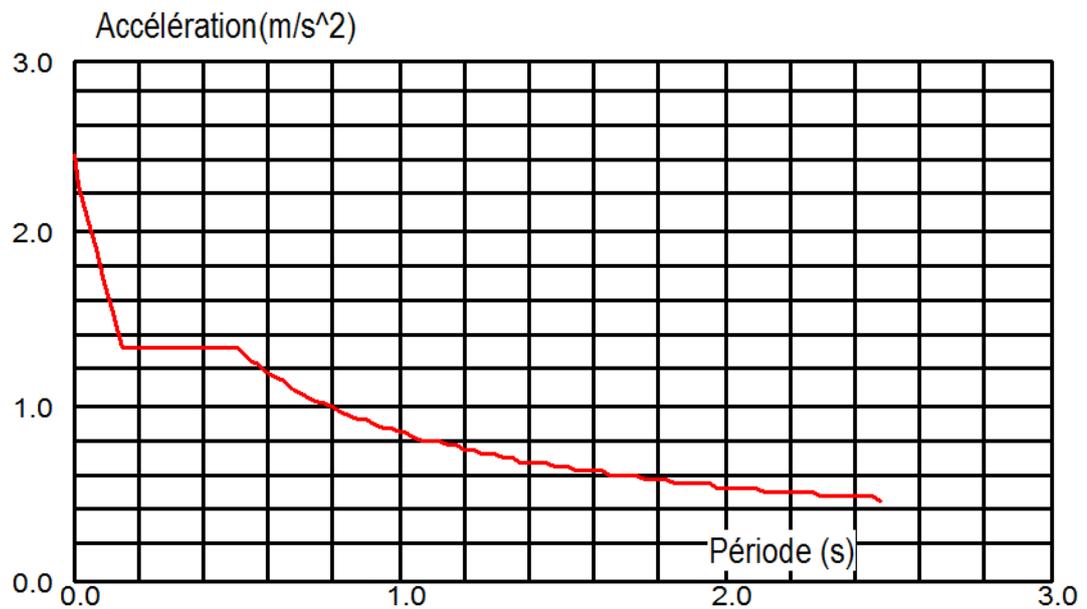
$e_y = 5.000 (\%)$

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : II

Usage : 1B

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.250

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : $\alpha = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\alpha)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.200

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 7 : G+Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : 1.35G+1.5Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+EX

Annexe

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : $G+Q-EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : $G+Q+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : $G+Q-EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : $G+Q+1.2EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : $G+Q-1.2EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : $G+Q+1.2EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : $G+Q-1.2EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : $0.8G+EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : $0.8G-EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : $0.8G+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : $0.8G-EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Bibliographie

Bibliographie

- 1- Règlement parasismique Algérien R.P. A99/V2003.
- 2- Béton Armé aux Etats Limites B.A.E.L 91 révisées 99.
- 3- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).
- 4- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.
- 5- Règles Neige et vent ALGERIEN "R.N. V", (D.T.R C 2-4.7).
- 6- Cour des ouvrages en béton armé. Y. Cherait.
- 7- Etude d'un Bâtiment R+9 contreventé par un système mixte « voiles + portiques ».
- 8- Autres Mémoires de fin d'études consultés archives du département de génie civil et d'hydraulique.

Logiciel :

- AUTOCAD 2011Dessin.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010Calcul.
- EXPERT BA 2010.....Calcul.

