

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



N° Ref :

**Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER**

Spécialité : Structure « Génie Civil »

**Influence de la hauteur totale et la zone sismique sur
les performances sismiques des bâtiments**

Réalisé par :

- Bounamous Hanane
- Ghecham Nada

Soutenu devant le jury :

M^{me} Drouna Karima
Mr Brahimi Abdelkader
M^{me} Boukour Salima

Présidente
Examineur
Promotrice

Année universitaire : 2022/2023

Dédicace

Je présente mon dévouement, mon appréciation, mon respect et ma gratitude à la chose la plus précieuse que je possède dans ce monde, à celle qui était la raison de mon existence sur cette terre, à celle qui a mis le ciel sous ses pieds, à qui je m'incline avec toute révérence et appréciation, à qui j'espère avoir satisfait ma chère mère « Nabila » Que Dieu prolonge sa vie, à celui à qui je dois la vie, à celui qui m'a soutenu et a été une bougie allumée à allumer mon chemin, mon cher père «Bounamous Foudil».

A tous mes frères Abdelfateh, Abdelbrahim, Youcef et mes sœurs Fatiha et Loubna

A mon cher fiancé qui m'a aidé

A toute la famille BOUNAMOUS

A toute la promotion 2023, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon coeur.

HANANE

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma très cher mère « SAMIRA » : quoi que je fasse ou que je dise, je ne serai point te remercier comme il se doit ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père « HASSAN » : cette personne qui m'a tout donné et ma soutenu jusqu'au dernier souffle de sa vie dieu le garde pour nous.

A tous mes très cher frères OUSSAMA, KHALED, WASSIM et ma chère sœur MALEK.

A mon cher fiancé qui m'a aidé

A toute la famille GHECHAM

A toute la promotion 2023, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon coeur.

NADA

Remerciement

*Nous remercions, en premier lieu, notre Dieu qui a bien voulu nous
donner la force pour effectuer le présent travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice
docteur **Boukour Salima***

*pour ses conseils, sa compétence et ses orientations
durant l'élaboration de ce projet.*

*Nous remercions tous les enseignants de département GENIE
CIVIL pour leurs
rôles importants dans notre formation.*

*Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de
jury d'avoir
accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires
à la mise en forme de cet ouvrage.*

*Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin
pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

Sommaire

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Nomenclature

Résumé,

Abstract,

ملخص,

Introduction Générale

Chapitre 01 : Généralités sur les séismes

I. Introduction.....	01
I.1. Définition.....	01
I.2. Structure interne de la terre.....	01
I.3. Cause des séismes en général.....	04
I.4. Tectonique des plaques.....	05
I.5. Principe d'un séisme.....	06
I.6. La sismicité.....	07
I.6.1. Classification des séismes.....	07
I.6.2. Les ondes sismiques.....	08
I.6.3. Les ondes de surface.....	09
I.7. Mesure des séismes.....	10
I.7.1. Intensité	11
I.7.2. La magnitude.....	12
I.8. Effets directs et induits par le séisme	13

I.7.1. Effets de site directs.....	13
I.8.2. Effets induits.....	14
I.9. Distribution mondiale des séismes.....	16
I.10. La sismicité dans la zone méditerranée.....	18
I.11. Sismicité en Algérie.....	19
I.11.1. Historique.....	19
I.11.2. Séisme principale en Algérie	20
I.11.3. Comportement des structures durant un séisme.....	21
I.11.4. Réglementation parasismique en Algérie.....	22
I.12. Critères de classification des systèmes de contreventement avec voiles en béton armé	23
I.12.1. Contreventement verticales.....	24
I.12. Conclusion.....	29

Chapitre 02 : La Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction.....	30
II.2. Présentation et description de la structure.....	30
II.3. Caractéristiques géométriques.....	30
II.3. Différentes variantes étudiées.....	31
II.3.1. Dimensions en élévation	32
II.3.2. Dimensions en plan	32
II.4. Les éléments de l'ouvrage.....	35
II.5. Vérification de la régularité en plan.....	37
II.6. Caractéristique des matériaux.....	37
II.6.1. Béton.....	37
II.6.1. Acier.....	45
II.7. Hypothèses de calcul des sections en béton armé.....	50
II.8. Actions et sollicitations	51

II.8.1. Actions	51
II.8.2. Sollicitations	51
II.9. Conclusion	53

Chapitre 03 : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

III.1. Introduction	54
III.2. Les planchers	54
III.2.1. Plancher corps creux.....	54
III.2.2. Plancher en dalle pleine en béton armé	57
III.3. Pré dimensionnements des poutres	58
III.3.1. Poutres principales.....	59
III.3.2. Poutres secondaires.....	59
III.3.3. Poutres palières.....	60
III.4. Pré dimensionnement des escaliers.....	60
III.5. Pré dimensionnement des voiles.....	62
III.6. Évaluation des charges et surcharges.....	64
III.6.1. Les Charges d'exploitation.....	64
III.6.2. Les charges permanentes.....	64
III.7. Pré dimensionnement des poteaux.....	68
III.7.1. Méthode de calcul.....	68
III.7.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux plus sollicité.....	70
III.7.3. Dégression des surchargesd'exploitation.....	74
III.7.4. Vérifications du $B_r^{\text{calculé}} \leq B_r^{\text{adop}}$	75
III.8. Conclusion.....	76

Chapitre 04 : Modélisation des structures et étude dynamique

IV.1. Introduction	77
--------------------------	----

IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	77
IV.3. Modélisation de la structure.....	77
IV.3.1. Présentation du logiciel de calcul Robot™ Structural Analysis	77
IV.4. Les versions du Règles parasismiques algériennes	78
IV.5. Etude pratique : modélisation de la structure sur ROBOT	78
IV.5.1. Etapes de réalisation du projet sur Robot	78
IV.6. Choix de la méthode de calcul	88
IV.6.1. Méthode statique équivalente	89
IV.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	90
IV.7. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003.	91
IV.8. Paramètres utilisées pour l'étude sismique.....	94
IV.9. Disposition des voiles : (4E–ZIIa et 4E–ZIII)	98
IV.9.1. Cas 01: 4E–ZIIa.....	99
IV.9.2. Cas 02 : 4E–ZIII	113
IV.10. Disposition des voiles : (7E–ZIIa et 7E–ZIII)	121
IV.10.1. Cas 03 : 7E–ZIIa	121
IV.10.2. Cas 04 : 7E–ZIII	131
IV.11. Disposition des voiles : (10E–ZIIa et 10E–ZIII)	141
IV.11.1. Cas 05 : 10E–ZIIa.....	151
IV.11.2. Cas 06 : 10E–ZIII	160

Chapitre 05 : Resultats et interpretations

V.1 Introduction	161
V.1.1 Effet de la zone sismique sur la réponse sismique.....	161
V.1.1.1 Cas 01 : (4 étages).....	161
V.1.1.2 Cas 02 : (7 étages).....	172
V.1.1.2 Cas 03 : (10 étages).....	182

V.1.2. Influence de la hauteur.....	192
V.1.2.1. Cas 01 : (zone IIa).....	192
V.1.2.2. Cas 02 : (zone III).....	201
V.2 Conclusion.....	208

Conclusion générale

Annexe

Référence bibliographique

LISTES DES FIGURES

Chapitre 01. Généralités sur les séismes

Figure I.1 : Structure interne de la terre.....	02
Figure I.2 : Synthèse de la structure interne de la Terre.....	02
Figure I.3 : Les types des failles sismiques.....	04
Figure I.4 : Mouvement des plaques tectoniques.....	05
Figure I.5 : L'épicentre d'un séisme.....	07
Figure I.6 : Onde de compression.....	08
Figure I.7 : Onde de cisaillement.....	09
Figure I.8 : onde de surface.	10
Figure I.9 : Propagation des Ondes de Rayleigh.	10
Figure I.10 : Les effets liés à la structure et à la nature du sol (remplissage de fond de vallée)	14
Figure I.11 : Les effets topographiques (le sommet de butte).....	14
Figure I.12 : Représentation du phénomène de liquéfaction des sols.....	14
Figure I.13 : Représentation schématisée de mouvements de terrain déclenchés par la vibration sismique.....	15
Figure I.14 : Le déclencheur d'avalanches.....	15
Figure I.15 : L'effet de tsunamis sur les constructions.....	16
Figure I.16 : Distribution mondiale des séismes.	17
Figure I.17 : La sismicité dans la zone méditerranée.	18
Figure I.18 : La carte géologique de la méditerranée.	19
Figure I.19 : Carte de la sismicité de nord algérien.	20
Figure I.20 : Comportement des structures durant un séisme.	22
Figure I.21 : Carte de zonage sismique du territoire national - RPA99/APRES	23
ADDENDA.....	

Figure I.22 : Ossature en portiques (à des travées).	24
Figure I.23 : Contreventement avec voile.	25
Figure I.24 : Contreventement par noyaux.	26
Figure I.25 : Contreventement triangulé.	27
Figure I.26 : Contreventement par remplissage en maçonnerie.	28
Figure I.27 : Contreventement mixte.	28

Chapitre 02. La Présentation de l'ouvrage

Figure II.1 : Les différents niveaux étudiés.....	31
Figure II.2 : Dimensions en élévation (exemple bâtiment R+4).	32
Figure II.3 : Dimensions en plan.....	32
Figure II.4 : Plan du RDC.....	33
Figure II.5 : Plan du 1 et 2 et 3ème étage.	33
Figure II.6 : Plan 4eme étage.	34
Figure II.7 : Plan de terrasse.	34
Figure II.8: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	41
Figure II.9: Diagramme contrainte-déformation du béton a l'ELU.....	44
Figure II.10: Diagramme Contrainte-déformation du béton a l'ELS.....	45
Figure II.11 : Ronds lisses.	46
Figure II.12 : Acier Haute adhérence.	47
Figure II.13 : Treillis soudés.	47
Figure II.14 : Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction.....	48
Figure II.15: Diagramme de contrainte-déformation de calcul.	49

Chapitre 03. Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure III.1: Schéma d'une dalle à corps creux.....	54
Figure III.2: Schématisation du plancher en corps creux Dimensionnement des poutrelles....	56
Figure III.3: Schéma d'une section en T.....	56

Figure III.4: Dalle sur 3 appuis.....	57
Figure III.5: Dalle sur 3 appuis.....	58
Figure III.6: Schéma d'un escalier.....	60
Figure III.7 : Dimensions d'un escalier.....	62
Figure III.8: Hauteur libre de poteaux d'étage.....	64
Figure III.9 : Schéma d'un Plancher à corps creux de terrasse inaccessible.....	64
Figure III.10 : Schéma d'un plancher à corps creux d'étage courant.....	65
Figure III.11 : Dimensions d'un Murs extérieurs.....	66
Figure III.12: Schéma de l'acrotère.....	68
Figure III.13 : Détermination de la section Br.....	69
Figure III.14: La surface afférente par le poteau central.....	70
Figure III.15: La surface afférente par le poteau de rive.....	71
Figure III.16: La surface afférente par le poteau de rive d'angle.....	73
Figure III.17: Loi de dégression.....	74

Chapitre 04. Modélisation des structures et étude dynamique

Figure IV.1: Choix de la structure à étudiée.	78
Figure IV.2: Préférences de la tâche.	79
Figure IV.3: Affichage des attributs.	79
Figure IV.4: Lignes de construction pour suivant les 3 axes (x, y, z).	80
Figure IV.5: Espace de travail obtenu.	80
Figure IV.6: Choix des profilés de barres.	81
Figure IV.7: Modélisation des poteaux.	82
Figure IV.8: Modélisation des poutres.	82
Figure IV.9: Epaisseur des panneaux.	83
Figure IV.10: Définition des appuis.	83
Figure IV.11: Définition des charges.	84
Figure IV.12: Chargement de la structure.....	84

Figure IV.13: Application des charges surfaciques.	85
Figure IV.14: Définition des charges dynamiques.	85
Figure IV.15: Introduction des paramètres de l'analyse modale.	86
Figure IV.16: Introduction des paramètres de l'analyse sismique.	86
Figure IV.17: Options de calcul.	87
Figure IV.18: Les combinaisons d'actions.	87
Figure IV.19: Vérification de la structure.	88
Figure IV.20 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).....	92
Figure IV.21: Principe de l'interaction voile-portique.....	93
Figure IV.22: Limites des décrochements en plan et en élévation.....	93
Figure IV.23: Disposition des voiles Vue en 3D cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	99
Figure IV.24: Disposition des voiles Vue en plan cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	99
Figure IV.25: 1er mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,39s$ cas 4E-ZIIa.....	103
Figure IV.26: 2eme mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,27s$ cas 4E-ZIIa....	103
Figure IV.27: 3ème mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,19s$ cas 4E-ZIIa...	103
Figure IV.28: Diagrammes-bâtiment.	104
Figure IV.29: Le poids dû à la charge G « WG » cas 4E-ZIIa.....	104
Figure IV.30: Le poids dû à la surcharge Q « WQ » cas 4E-ZIIa.....	105
Figure IV.31: Effort tranchant par niveau cas 4E-ZIIa.....	105
Figure IV.32: Déplacements par niveau cas 4E-ZIIa.....	108
Figure IV.33: Effet P- Δ cas 4E ZIIa.....	111
Figure IV.34: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 4E-ZIIa.....	112
Figure IV.35: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 4E-ZIIa.....	113
Figure IV.36: 1er mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,39s$ cas 4E-ZIII.....	114
Figure IV.37: 2eme mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,27s$ cas 4E-ZIII....	114

Figure IV.38: 3ème mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,19s$ cas 4E-ZIII....	114
Figure IV.39: Poids total de la structure cas 4E-ZIII.....	115
Figure IV.40: Effort tranchant par niveau cas 4E-ZIII.....	116
Figure IV.41: Déplacements par niveau cas 4E-ZIII.	117
Figure IV.42: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 4E-ZIII.....	120
Figure IV.43: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 4E-ZIII.....	120
Figure IV.44: Disposition des voiles Vue en 3D cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	121
Figure IV.45 : Disposition des voiles Vue en plan cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	121
Figure IV.46: 1er mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,68s$ cas 7E-ZIIa.....	122
Figure IV.47: 2eme mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,54s$ cas 7E-ZIIa....	122
Figure IV.48: 3ème mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,39s$ cas 7E-ZIIa...	123
Figure IV.49: Poids total de la structure cas 7E-ZIIa.....	124
Figure IV.50: Effort tranchant par niveau cas 7E-ZIIa.....	124
Figure IV.51: Déplacement par niveau cas 7E-ZIIa.....	126
Figure IV.52: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 7E-ZIIa.....	130
Figure IV.53: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 7E-ZIIa.....	130
Figure IV.54: 1er mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,68s$ cas 7E-ZIII.....	132
Figure IV.55: 2eme mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,54s$ cas 7E-ZIII....	132
Figure IV.56: 3ème mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,39s$ cas 7E-ZIII....	132
Figure IV.57: Poids total de la structure cas 7E-ZIII.	133
Figure IV.58: Effort tranchant par niveau cas 7E-ZIII.....	134
Figure IV.59 : Déplacements par niveau cas 7E-ZIII.....	136
Figure IV.60: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 7E-ZIII.....	139
Figure IV.61: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 7E-ZIII.....	140
Figure IV.62: Disposition des voiles (Vue en 3D) cas 10E-ZIIa et 10-ZIII.....	140
Figure IV.63: Disposition des voiles (Vue en plan) cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	140
Figure IV.64: 1er mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 1.02s$ cas 10E-ZIIa.....	142

Figure IV.65: 2eme mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,89s$ cas 10E-ZIIa...	142
Figure IV.66: 3ème mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,64s$ cas 10E-ZIIa..	142
Figure IV.67: Poids de la structure cas10E-ZIIa cas 10E-ZIIa.....	143
Figure IV.68: Effort tranchant par niveau cas 10E-ZIIa.....	144
Figure IV.69: Déplacements par niveau cas 10E-ZIIa.....	145
Figure IV.70: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques cas 10E-ZIIa.....	150
Figure IV.71: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 10E-ZIIa.....	150
Figure IV.72: 1er mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 1.02s$ cas 10E-ZIII.....	151
Figure IV.73: 2eme mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,383s$ cas 10E-ZIII..	152
Figure IV.74: 3ème mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,254s$ cas 10E-ZIII.	152
Figure IV.75: Poids total de la structure cas10E-ZIIa.....	153
Figure IV.76: Effort tranchant par niveau cas 10E-ZIII.....	154
Figure IV.77: Déplacements par niveau cas 10E-ZIII.	156
Figure IV.78: Distribution de l'effort normal cas 10E-ZIII.....	159
Figure IV.79: Distribution de l'effort tranchant cas 10E-ZIII.....	160

Chapitre 05. Resultats Et Interpretations

Figure V.1: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens xx cas 4E-ZIIa-4E-Z III.....	163
Figure V.2: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens yy cas 4E-ZIIa - 4E-Z III.....	163
Figure V.3 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens xx 4E-ZIIa - 4E-Z III.....	164
Figure V.4 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens yy ZIIa-III.....	164
Figure V.5: Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 4E-ZIIa.....	165
Figure V.6 : Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 4E-ZIII.....	166
Figure V.7 : Histogramme de l'effort normal réduit cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	167
Figure V.8: Histogramme de déplacement par niveau sens xx cas 4Z-IIa et 4Z- III.....	167
Figure V.9: Histogramme de déplacement par niveau sens yy cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	168
Figure V.10: Histogramme de déformations ΔK sens xx cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	168

Figure V.11: Histogramme de déformations ΔK sens yy cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	169
Figure V.12 : Histogramme de Le renversement sens xx cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	170
Figure V.13 : Histogramme de Le renversement sens yy cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII	170
Figure V.14 : Histogramme de L'effet P- Δ sens xx cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	171
Figure V.15 : Histogramme de L'effet P- Δ sens yy cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	171
Figure V.16: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens xx cas 7E-ZIIa-7E-Z III.....	173
Figure V.17: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens yy cas 7E-ZIIa - 7E-ZIII....	174
Figure V.18 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens xx 7E-ZIIa - 7E-Z III.....	174
Figure V.19 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens yy 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	175
Figure V.20: Spectre de réponse selon Ex et Ey cas 7E-ZIIa.....	175
Figure V.21 : Spectre de réponse selon Ex et Ey cas 7E-ZIII.....	176
Figure V.22 : Histogramme de l'effort normal réduit cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	177
Figure V.23: Histogramme de déplacement par niveau sens xx cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	177
Figure V.24: Histogramme de déplacement par niveau sens yy cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	178
Figure V.25: Histogramme de déformations ΔK sens xx cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	178
Figure V.26: Histogramme de déformations ΔK sens yy cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	179
Figure V.27 : Histogramme de Le renversement sens xx 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	180
Figure V.28 : Histogramme de Le renversement sens yy 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	180
Figure V.29 : Histogramme de L'effet P- Δ sens xx 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	181
Figure V.30: Histogramme de L'effet P- Δ sens yy 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	181
Figure V.31: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens xx cas 10E-ZIIa-10E-ZIII..	183
Figure V.32: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	184
Figure V.33 : Histogramme de l'effort tranchant a la base sens xx 10E-ZIIa - 10E-Z III.....	184
Figure V.34 : Histogramme de l'effort tranchant a la base sens yy 10E-ZIIa - 10E-Z III.....	185
Figure V.35: Spectre de réponse selon Ex et Ey cas 10E-ZIIa.....	185

Figure V.36 : Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 10E-ZIII.....	186
Figure V.37 : Histogramme de l'effort normal réduit cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	187
Figure V.38: Histogramme de déplacement par niveau sens xx cas 10Z-IIa et 10Z- III.....	187
Figure V.39: Histogramme de déplacement par niveau sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	188
Figure V.40: Histogramme de déformations ΔK sens xx cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	188
Figure V.41: Histogramme de déformations ΔK sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	189
Figure V.42 : Histogramme de Le renversement sens xx cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	190
Figure V.43 : Histogramme du renversement sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	190
Figure V.44 : Histogramme de L'effet P- Δ sens xx cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	191
Figure V.45 : Histogramme de L'effet P- Δ sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	191
Figure V.46 : Poids de la structure zone IIa.....	192
Figure V.47 : Valeurs de la période fondamentales pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	193
Figure V.48: Effort tranchant par niveau selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	194
Figure V.49: Effort tranchant par niveau selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	195
Figure V.50 : effort tranchant à la base selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	195
Figure V.51: effort tranchant à la base selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	196
Figure V.52 : effort réduit selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	196
Figure V.53: Déplacement selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	197
Figure V.54 : Déplacement selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	197
Figure V.55: Déformation selon xx pour 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	198
Figure V.56: Déformation selon yy pour 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	198
Figure V.57 : Moment de renversement selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	199

Figure V.58 : Moment de renversement selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	199
Figure V.59 : l'effet P delta selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	200
Figure V.60 : l'effet P delta selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	200
Figure V.61 : Poids de la structure zone III.....	201
Figure V.62: Valeurs de la période fondamentales pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10(ZIII).....	201
Figure V.63: effort tranchant par niveau selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII)..	202
Figure V.64: effort tranchant par niveau selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	202
Figure V.65: effort tranchant a la base selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII)..	203
Figure V.66: effort tranchant a la base selon Y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII)	203
Figure V.67: effort réduit pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	204
Figure V.68: déplacement par niveau selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII)..	204
Figure V.69: déplacement par niveau selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII)..	205
Figure V.70: déformation ΔK selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	205
.Figure V.71: déformation ΔK selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	206
Figure V.72: le renversement selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	206
Figure V.73: le renversement selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	207
Figure V.74: effet p- Δ selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	207
Figure V.75: effet p- Δ selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).....	208

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 01. Généralités sur les séismes

Tableau I.1 : Synthèse de la structure interne de la Terre.....	03
Tableau I.2 : Degrés d'intensité de l'échelle de Mercalli.....	11
Tableau I.3 : Echelle des magnitudes Richter.....	13
Tableau I.4 : Nombre moyen de séismes dans le monde chaque année.....	17
Tableau I.5 : Principaux séismes d'Algérie (1365-2001).....	20

Chapitre 02. La Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	30
Tableau II.2 : Caractéristiques des aciers utilisés.....	46
Tableau II.3 : Les nuances des Ronds lisses.....	46
Tableau II.4 : Les nuances des armatures à haute adhérence.....	47
Tableau II.5 : Caractéristiques de béton armé utilisé.....	52
Tableau II.6 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	53
Tableau II.7 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	53

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau III.1: Charges d'exploitations des différents éléments.....	64
Tableau III.2: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.....	65
Tableau III.3: Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.....	65
Tableau III.4: Charges permanentes des balcons.....	66
Tableau III.5: Charges permanentes de mur extérieur.....	66

Tableau III.6: Charges permanentes des paillasses.....	67
Tableau III.7: Charges permanentes des Paliers de repos.....	67
Tableau III.8: Charge et surcharges revenant au poteau central.....	71
Tableau III.9: Charge et surcharges revenant aux poteaux de rive.....	72
Tableau III.10: Charge et surcharges revenant aux poteaux d'angle.....	73
Tableau III.11 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	76

Chapitre 04. Modélisation des structures et étude dynamique

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone A.....	95
Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de pondération.....	95
Tableau IV.3: Valeurs du coefficient de comportement R.....	96
Tableau IV.4: Valeurs du coefficient CT.....	96
Tableau IV.5: Valeurs de T1 et T2.....	97
Tableau IV.6: Valeur de facteur de qualité.....	97
Tableau IV.7: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 4E-ZIIa.	100
Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 4E-ZIIa.....	102
Tableau IV.9: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 4E-ZIIa.....	102
Tableau IV.10: Vérification de la force sismique totale cas 4E-ZIIa.....	106
Tableau IV.11 : Poids et centre de gravité de la structure cas 4E-ZIIa.....	107
Tableau IV.12: L'excentricité théorique et accidentelle cas 4E-ZIIa.....	107
Tableau IV.13: Vérification L'Effort tranchant cas 4E-ZIIa.....	108
Tableau IV.14: Vérification vis-à-vis des déformations cas 4E-ZIIa.....	109
Tableau IV.15: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 4E-ZIIa.....	110

Tableau IV.16: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 4E-ZIIa.....	110
Tableau IV.17: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ cas 4E-ZIIa.....	111
Tableau IV.18: Vérification de l'interaction voiles-portiques cas 4E-ZIIa.....	112
Tableau IV.19: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 4E-ZIII	113
Tableau IV.20: Vérification de la force sismique totale cas 4E-ZIII.....	116
Tableau IV.21: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 4E-ZIII.....	116
Tableau IV.22 : Poids et centre de gravité de la structure cas 4E-ZIII.....	117
Tableau IV.23: L'excentricité théorique et accidentelle cas 4E-ZIII.....	117
Tableau IV.24: Les Efforts tranchant cas 4E-ZIII.....	118
Tableau IV.25: Vérification vis-à-vis des déformations cas 4E-ZIII.....	118
Tableau IV.26: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 4E-ZIII.....	118
Tableau IV.27: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 4E-ZIII.....	119
Tableau IV.28: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ cas 4E-ZIII.....	119
Tableau IV.29: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 4E-ZIII.....	119
Tableau IV.30. Périodes et taux de participation massique de la structure cas 7E-ZIIa.....	121
Tableau IV.31. Vérification de la force sismique totale cas 7E-ZIIa.....	125
Tableau IV.32 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 7E-ZIIa.....	125
Tableau IV.33: Poids et centre de gravité de la structure cas 7E-ZIIa.....	125
Tableau IV.34: L'excentricité théorique et accidentelle cas 7E-ZIIa.....	126
Tableau IV.35: Les Efforts tranchant cas 7E-ZIIa.....	127

Tableau IV.36: Vérification vis-à-vis des déformations cas 7E-ZIIa.....	127
Tableau IV.37: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 7E-ZIIa.....	128
Tableau IV.38: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 7E-ZIIa.....	128
Tableau IV.39: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ cas 7E-ZIIa.....	129
Tableau IV.40: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 7E-ZIIa.....	129
Tableau IV.41: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 7E-ZIII	131
Tableau IV.42 : Vérification de la force sismique totale cas 7E-ZIII.....	134
Tableau IV.43: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 7E-ZIII.....	134
Tableau IV.44: Poids et centre de gravité de la structure cas 7E-ZIII.....	135
Tableau IV. 45: L'excentricité théorique et accidentelle cas 7E-ZIII.....	135
Tableau IV.46: Les Efforts tranchant cas 7E-ZIII.....	136
Tableau IV.47: Vérification vis-à-vis des déformations cas 7E-ZIII.....	137
Tableau IV.48: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 7E-ZIII.....	137
Tableau IV.49: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 7E-ZIII.....	138
Tableau IV.50: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ cas 7E-ZIII.....	138
Tableau IV.51: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 7E-ZIII.....	139
Tableau IV.52: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 10E-ZIIa.....	141
Tableau IV.53: Vérification de la force sismique totale cas 10E-ZIII cas 10E-ZIIa....	144
Tableau IV.54 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 10E-ZIIa.....	145

Tableau IV.55: Poids et centre de gravité de la structure cas 10E-ZIIa.....	145
Tableau IV.56: L'excentricité théorique et accidentelle cas 10E-ZIIa.....	146
Tableau IV.57: Les Efforts tranchant cas 10E-ZIIa.....	147
Tableau IV.58: Vérification vis-à-vis des déformations cas 10E-ZIIa.....	147
Tableau IV.59: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 10E-ZIIa.....	148
Tableau IV.60: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 10E-ZIIa.....	148
Tableau IV.61: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ cas 10E-ZIIa.....	149
Tableau IV.62: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 10E-ZIIa.....	149
Tableau IV.63: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 10E-ZIII.....	151
Tableau IV.64: Vérification de la force sismique totale cas 10E-ZIII.....	154
Tableau IV.65: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 10E-ZIII.....	154
Tableau IV.66: Poids et centre de gravité de la structure cas 10E-ZIII.....	155
Tableau IV.67: L'excentricité théorique et accidentelle cas 10E-ZIII.....	155
Tableau IV.68: Les Efforts tranchant cas 10E-ZIII.....	156
Tableau IV.69: Vérification vis-à-vis des déformations cas 10E-ZIII.....	157
Tableau IV.70: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 10E-ZIII.....	157
Tableau IV.71: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 10E-ZIII.....	158
Tableau IV.72: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ cas 10E-ZIII.....	158
Tableau IV.73: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 10E-ZIII.....	159

Chapitre 05 : Résultats et interprétations

Tableau V.1: Valeurs des périodes dans les deux cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	162
Tableau V.2 : Les valeurs de l'effort tranchant dynamique cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII....	162
Tableau V.3 : Les valeurs de l'effort tranchant statique cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.....	164
Tableau V.4 : Paramètre de spectre de réponse cas 4E-ZIIa.....	165
Tableau V.5 : Paramètre de spectre de réponse cas 4E-ZIII.....	166
Tableau V.6 : Valeurs des périodes dans les deux cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	172
Tableau V. 7 : Les valeurs de l'effort tranchant dynamique cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII....	173
Tableau V.8 : Les valeurs de l'effort tranchant statique cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.....	174
Tableau V.9 : Paramètre de spectre de réponse cas 7E-ZIIa.....	176
Tableau V.10 : Paramètre de spectre de réponse cas 7E-ZIII.....	176
Tableau V.11 : Valeurs des périodes dans les deux cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.....	182
Tableau V.12 : Les valeurs de l'effort tranchant dynamique cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII	183
Tableau V.13 : Les valeurs de l'effort tranchant statique cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII....	184
Tableau V.14 : Paramètre de spectre de réponse cas 10E-ZIIa.....	185
Tableau V.15 : Paramètre de spectre de réponse cas 10E-ZIII.....	186
Tableau V.16 : Périodes de vibration des variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).....	193

Nomenclature

A_s : la section d'acier minimale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : Module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Δ : Variation.

Σ : Sommation.

W : Poids.

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.).

e_p : Epaisseur.

e : Epaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de Poisson.

ζ : Contrainte normale.

δ : Déplacement d'un niveau.

σ : Contrainte admissible du sol.

V_u : Effort tranchant.

f_r : Résistance à la rupture

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.

E : module de Young de l'acier.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

E : étage.

Z : zone.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : Coefficient de comportement global

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent.

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation.

b_i : Le centre de gravité de la structure.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : hauteur de l'étage k

BHP : Le béton Haute Performance

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-De-Chaussée.

Résumé

Ce projet présente une étude sur l'influence de la hauteur totale et de la zone sismique sur les performances sismiques des bâtiments. Ce travail traite des bâtiments d'habitation en béton armé de type R+4, R+7 et R+10, avec des hauteurs respectives de 15,50 m, 24,8 m et 34,1 m. L'étude se compose de deux parties principales :

La première partie présente des généralités sur le phénomène de séisme, suivie de la présentation de l'ouvrage d'étude et enfin du pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux tels que les planchers, les dalles pleines, les escaliers et les voiles. Cette partie utilise le logiciel de calcul Robot Structural Analysis pour l'analyse sismique des structures choisies.

La deuxième partie est consacrée à l'étude de l'influence de plusieurs paramètres, tels que la zone sismique IIa de moyenne sismicité et III de forte sismicité et la hauteur de la structure, sur les performances sismiques des bâtiments. Les résultats sont ensuite comparés et discutés.

Abstract

This project presents a study on the influence of total height and seismic zone on the seismic performance of buildings. This work deals with reinforced concrete residential buildings of type R+4, R+7 and R+10, with respective heights of 15.50 m, 24.8 m and 34.1 m. The study consists of two main parts:

The first part presents general information on the seismic phenomenon, followed by the presentation of the study structure and finally the pre-dimensioning of structural and non-structural elements such as floors, solid slabs, stairs, and walls. This part uses the Robot Structural Analysis calculation software for seismic analysis of the chosen structures.

The second part is dedicated to studying the influence of several parameters, such as seismic zones IIa and III and the height of the structure, on the seismic performance of buildings. The results are then compared and discussed.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة حول تأثير الارتفاع الكلي والمنطقة الزلزالية على الأداء الزلزالي للمباني. يتعامل هذا العمل مع المباني السكنية من الخرسانة المسلحة من النوع طابق ارضي +4 وطابق ارضي +7 وطابق ارضي +10 ذات الارتفاع 15.50 م و24.8 م و34.1 م. تتكون الدراسة من جزئين رئيسيين:

الجزء الأول يقدم معلومات عامة عن ظاهرة الزلزال، يليه عرض مشروع الدراسة وأخيراً تحديد الابعاد المسبق للعناصر الإنشائية وغير الإنشائية مثل الأرضيات والألواح الصلبة والسلالم والجدران. يستخدم هذا الجزء برنامج حساب Robot Structural Analysis للتحليل الزلزالي للهياكل المختارة.

الجزء الثاني مخصص لدراسة تأثير العديد من العوامل ، مثل المنطقة الزلزالية المتوسطة الشدة و المنطقة ذات الشدة العالية وارتفاع الهيكل، على الأداء الزلزالي للمباني. ثم تتم مقارنة النتائج ومناقشتها.

Introduction générale

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, le séisme qui est considéré de loin comme la catastrophe la plus meurtrière. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes.

Notre travail consiste à étudier trois types des bâtiments en béton armé en variant : la hauteur, la zone sismique, dans le but de déduire :

- L'influence de la zone sismique sur le comportement dynamique des bâtiments 2 zone sont fixés moyenne sismicité IIa et forte sismicité III.
- L'influence de la hauteur sur le comportement dynamique des bâtiments. Pour ce, quatre variantes d'une même structure seront étudiées, sans modifier les sections des éléments structuraux ni le système de contreventement : la structure d'origine (R+4) ; R+7 et R+10.

Le travail de mémoire est organisé en cinq chapitres :

- Le premier chapitre : L'objectif de ce chapitre est de donner d'une part, un aperçu sur les séismes et leurs effets sur l'environnement, et de préciser d'autre part les principes et les objectifs visés par les règlements parasismiques afin d'améliorer d'avantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser de ce fait les pertes en vies humaines.
- L'exposition et la présentation des structures a étudiées seront l'objet du deuxième chapitre : les caractéristiques géométriques, structurelles et les matériaux utilisées
- Le troisième chapitre est réservée à la présentation des variantes de structures étudiées, et le pré- dimensionnement des éléments de la structure d'origine, tels que les planchers, et les escaliers.... et la descente de charge des éléments.
- Dans le quatrième chapitre, on présente brièvement le logiciel de calcul par élément finis robot, avec lequel on va réaliser notre modélisation, ainsi l'étude dynamique des différentes variantes et cela dans les zones adopter pour s'assurer que nos structures ont un comportement dynamique satisfait aux critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien : les déformations inter-étages, l'effet P- Δ et l'effort tranchant...
- Le cinquième chapitre : fait l'objet d'étudier l'influence de plusieurs paramètres : la zone sismique, après la hauteur de la structure sur le comportement dynamique sismiques des bâtiments, et la comparaison et la discussion des résultats.
- Enfin, la conclusion viendra compléter le mémoire. Les documents de support au contenu du mémoire seront joints en Annexe pour références.

Chapitre 01 :

Généralités sur les

séismes

I. Introduction :

Le tremblement de terre est la catastrophe naturelle la plus meurtrière et la plus destructrice. Chaque année plus de cent mille séismes, dont la magnitude sur l'échelle de Richter est comprise entre 3 à 4, et un à deux séismes de magnitude supérieur à 8 secouent la terre. Les risques font l'objet d'études depuis de nombreuses années. Pendant longtemps, ils ont été considérés sous l'angle du phénomène dangereux, et ce n'est qu'après quelques décennies que des chercheurs se sont davantage interrogés sur les éléments exposés. Si l'on considère le risque comme le résultat de la combinaison entre un aléa et des éléments vulnérables, il est important de l'aborder dans une démarche intégrée prenant en compte ces deux composantes.

L'objectif de ce chapitre est de donner d'une part, un aperçu sur les séismes et leurs effets sur l'environnement, et de préciser d'autre part les principes et les objectifs visés par les règlements parasismiques afin d'améliorer davantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser de ce fait les pertes en vies humaines.

I.1. Définition :

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie « secousse ». C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre. Le plus souvent, un séisme se compose d'une ou plusieurs secousses principales et d'autres secousses, appelées répliques, surviennent au cours des mouvements des plaque tectoniques le long des lignes de fracture (failles) de la croûte terrestre (séismes tectoniques), soit par des montées de laves lors d'éruptions volcaniques (séismes volcaniques).

I.2. Structure interne de la terre :

La Terre est une planète tellurique dont la surface est composée de roches solides. Cette surface solide constitue l'enveloppe externe sous laquelle se situent d'autres couches de matière. De la surface de la Terre à son centre, on distingue trois principales structures.

- 1. noyau interne
- 2. noyau externe
- 3. manteau inférieur
- 4. manteau supérieur
- 5. croûte terrestre

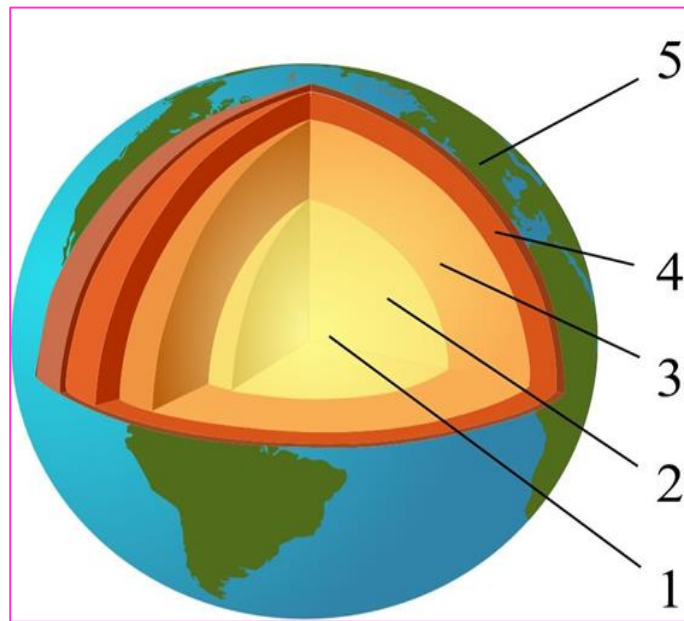


Figure I.1 : Structure interne de la terre.

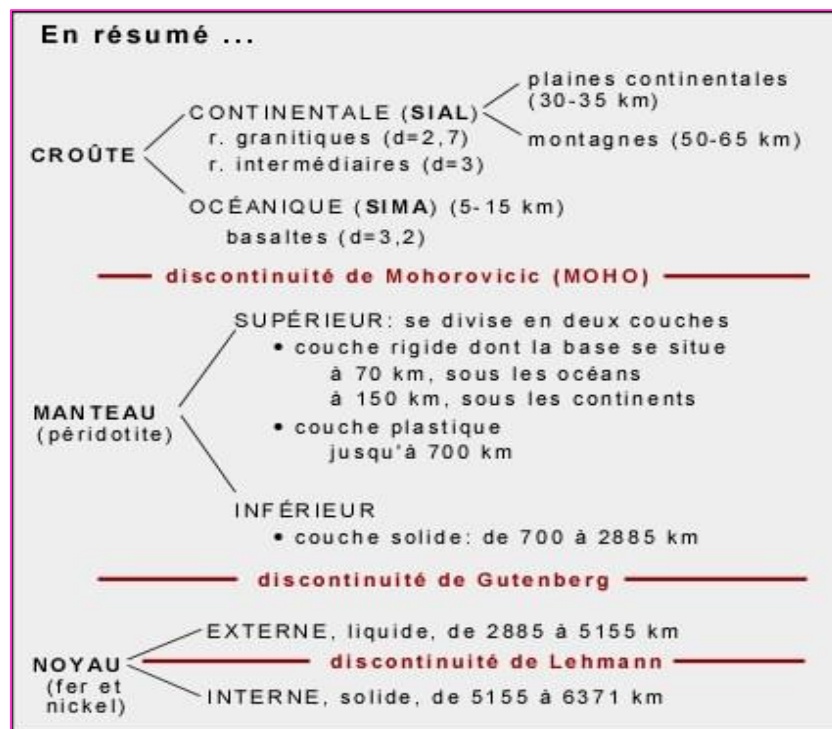


Figure I.2 : Synthèse de la structure interne de la Terre.[1]

• **croûte** (ou écorce) : elle est à l'état solide. On distingue deux types de croûte, océanique et continentale.

a. croûte océanique : se situe essentiellement sous les océans. Son épaisseur est de 5 km à 10 km en moyenne. Elle est constituée de roches basaltiques.

b. croûte continentale : se trouve au niveau des continents. Son épaisseur est de 30 à 35 km au niveau des plaines continentales et de 50 à 65 km sous les chaînes de montagnes. Moins dense que la croûte océanique, elle est formée de roches granitiques essentiellement.

- **manteau :** constitué par un manteau supérieur rigide jusqu'à 70 à 150 km, puis plastique jusqu'à 700 km de profondeur, et un manteau inférieur, solide et situé entre 700 et 2 900 km de profondeur.

- **noyau :** constitue la partie centrale de la Terre. Divisé en un noyau interne solide et un noyau externe liquide. Le centre de la Terre se trouve à 6 370 km de profondeur.

Tableau I.1 : Synthèse de la structure interne de la Terre.

Partie de Terre		Caractéristiques			
		État	Composition	Épaisseur	Température
Croûte Terrestre	Continentale	Solide	Roches	30 Km	15 à 20 °C à la surface, 1000 °C en profondeur
	Océanique	Solide	Roches	10 Km	
Manteau	Supérieure	Solide	Roches	Environ 700 Km	Plus de 1000 °C
	Inférieur	Visqueux	Roche en fusion (magma)	Environ 2100 Km	Maximum d'environ 3700°C
Noyau	Externe	Liquide	Fer et Nickel	Environ 2300 Km	3700 °C en moyenne
	Interne	Solide		Environ 1200 Km	Plus de 6000 °C

- **Choix du site**

a. Apparition d'une faille en surface.

b. Sol alluvionnaire de forte épaisseur.

c. Terrain en pente (effet induit Terrains saturés d'eau).

I.3. Cause des séismes en général :

La croûte terrestre est constituée de sept grandes plaques lithosphériques, ainsi que d'un grand nombre de petites plaques. Elles se rapprochent les unes des autres (convergentes), s'éloignent (divergentes) ou se tangentent (transformantes).

Les tremblements de terre se forment lors d'une libération soudaine de contrainte le long des failles de la croûte terrestre. En raison du mouvement permanent des plaques tectoniques, les contraintes s'accumulent dans les couches rocheuses de chaque côté d'une faille. Lorsqu'elles deviennent trop importantes, elles se déchargent par un brusque mouvement soudain. L'énergie sismique ainsi libérée s'étend sous forme d'ondes à travers la terre et le long de la surface, et provoque les secousses que l'on ressent comme un tremblement de terre.

L'analyse des ondes sismiques permet de comprendre quel type de faille est à l'origine du séisme, de trouver l'orientation de cette faille, ainsi que la direction du glissement sur cette faille.

- **Faille normal** Une faille normale résulte de mouvements d'extension. La déformation entraîne un affaissement des roches initiales.
- **Faille inverse** Une faille inverse apparaît lors de mouvements de compression. La déformation entraîne un raccourcissement des terrains initiaux.
- **Faille décrochant** Une faille en décrochement provoque un déplacement des blocs uniquement dans le sens horizontal

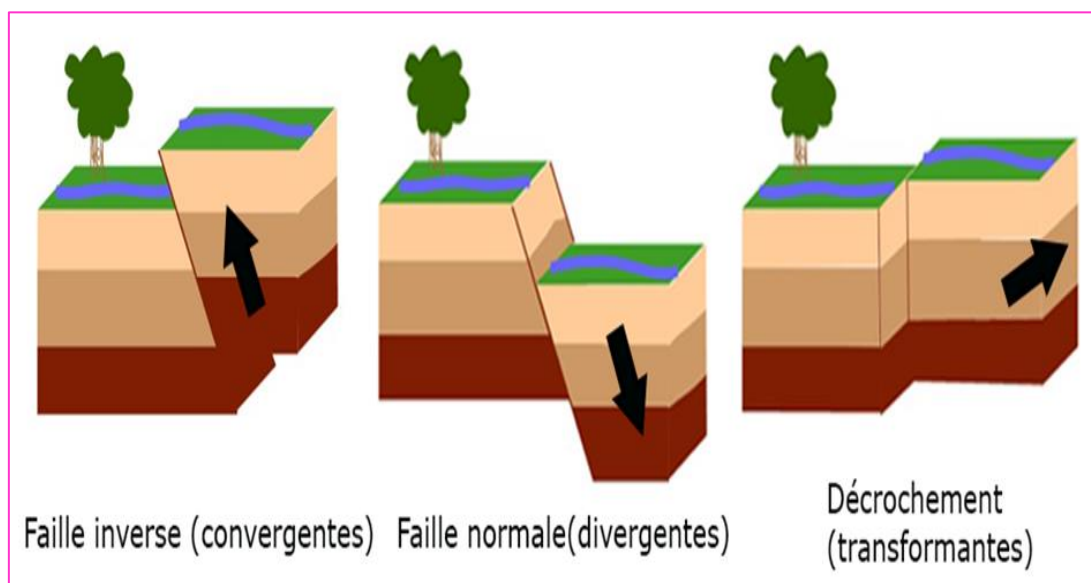


Figure I.3 : Les types des failles sismiques. [2]

I.4. Tectonique des plaques :

La tectonique des plaques est une théorie initiée dès la première moitié du 20ème siècle par Alfred Wegener et développée et structurée au début des années 70. Elle permet d'expliquer la formation et l'évolution de la croûte terrestre au cours des temps géologiques.

La croûte terrestre et le manteau supérieur rigide constituent la lithosphère terrestre. Celle-ci est découpée en plaques, appelées plaques tectoniques, qui se déplacent lentement sur le manteau supérieur plastique appelé asthénosphère. Ce manteau est en fusion partielle et permet la dérive des plaques qui reposent sur lui. Les plaques peuvent converger et entrer en collision, diverger et s'éloigner l'une de l'autre ou glisser l'une contre l'autre le long d'une faille.

C'est à la frontière des plaques que l'activité sismique est la plus intense. Les tremblements de terre sont provoqués par une rupture brutale des roches le long d'un plan de faille où se concentrent les forces tectoniques. Cette rupture génère des ondes sismiques dont le passage à travers le sol provoque des vibrations qui peuvent être ressenties à la surface.

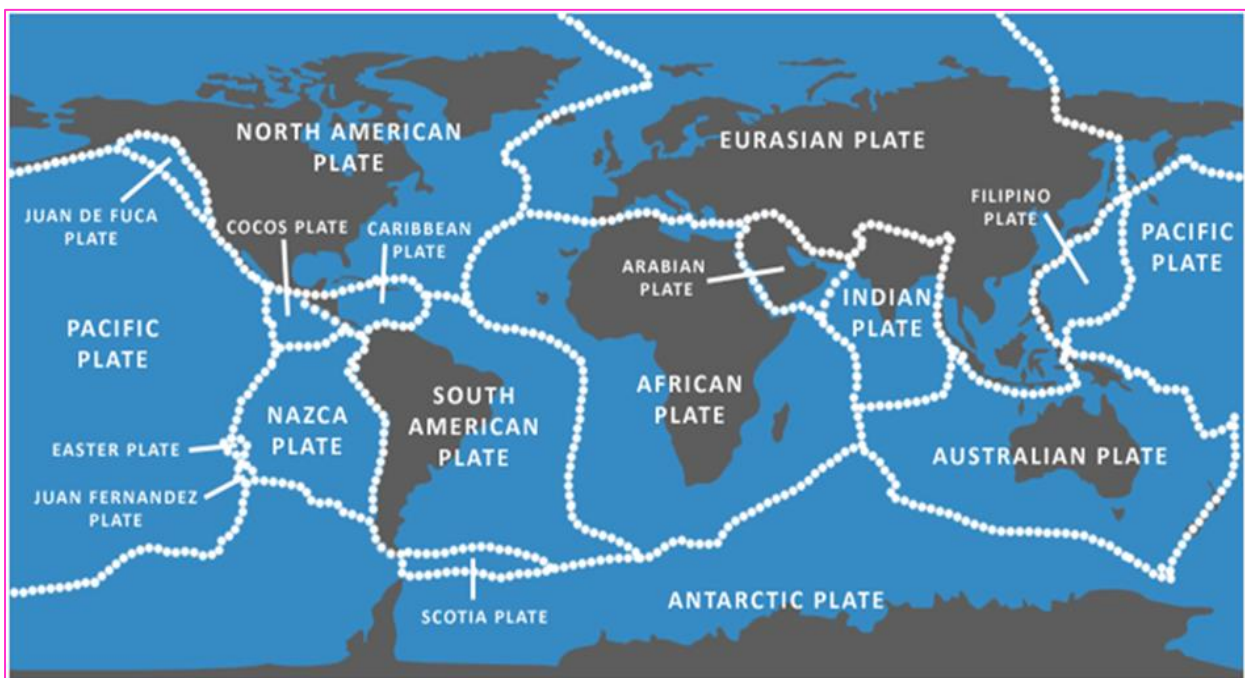


Figure I.4 : Mouvement des plaques tectoniques. [3]

Les tremblements de terre provoqués par la tectonique des plaques sont qualifiés de séismes tectoniques. Ils constituent la majorité des tremblements de terre dans le monde, et surviennent la plupart du temps sur les limites des plaques tectoniques. Plusieurs types de mouvements peuvent résulter de ces affrontements entre plaques :

- **Subduction** : c'est-à-dire la plongée d'une plaque sous une autre ce qui permet de compenser l'augmentation de surface plaque Nazca sous l'Amérique du Sud, ou de la plaque Philippines sous l'Eurasie au niveau du Japon.
- **Décrochement** : c'est-à-dire le coulissage horizontal d'une plaque contre une autre, dont l'exemple le plus connu est la célèbre faille de San Andreas en Californie (contact entre les plaques Pacifique et Amérique du Nord) ;
- **Compression** : c'est-à-dire la collision frontale sans subduction qui se traduit par la formation de chaînes de montagnes, comme l'Himalaya, résultat de la collision des plaques Inde et Eurasie.

Ces mouvements relatifs entre plaques ne se font pas, en général, de manière progressive, mais par à-coups et chacun de ces à-coups constitue un séisme, plus ou moins intense suivant l'amplitude et la rapidité du mouvement, ainsi que l'étendue de la zone concernée.

a. Séismes induits :

Les séismes induits sont déclenchés par les activités humaines, notamment par les constructions de tunnels, la mise en eau des lacs de retenue et les projets de géothermie ou de fracturation.

b. Séismes volcaniques :

Les séismes volcaniques surviennent en relation avec le volcanisme actif. Ils ne sont en général pas aussi forts, et souvent relativement proches de la surface. Ils ne sont donc ressentis la plupart du temps qu'à proximité du foyer du tremblement de terre.

c. Séismes d'effondrement :

Les séismes d'effondrement sont déclenchés par l'écroulement de grottes, surtout dans les régions karstiques, ou bien par d'importants glissements de terrain.

I.5 Principe d'un séisme :

La plupart des séismes trouvent leur origine dans la lithosphère, couche externe rigide de la Terre épaisse d'une centaine de kilomètres. Celle-ci se découpe en grandes plaques en mouvement les unes par rapport aux autres. Ces déplacements entraînent aux limites des plaques l'accumulation d'énormes contraintes. Les roches se déforment de façon élastique jusqu'au point de rupture : elles cassent alors brutalement le long d'une faille, en un point précis, le foyer, par exemple une aspérité qui bloquait le déplacement. Les deux plans de la faille glissent l'un par rapport à l'autre. Les frottements engendrés

dissipent de l'énergie sous forme de chaleur et sous forme de vibrations mécaniques, les ondes sismiques. Contrairement à ce qui est montré sur ce schéma, simplifié pour les besoins de la compréhension, ces ondes se propagent depuis le foyer dans toutes les directions, en fronts d'ondes distincts, comme ceux que l'on observe lorsqu'on jette un caillou dans l'eau.

I.6. Sismicité :

La sismicité correspond à la répartition plus ou moins concentrée des séismes. Pour cela des techniques de localisation des séismes ont été développées afin de déterminer au mieux les zones à risques et, faute de pouvoir supprimer les tremblements de terre, de s'y adapter.

I.6.1. Classification des séismes :

On distingue trois catégories de séismes, en fonction de la profondeur où ils se produisent (foyer) :

1. Les séismes superficiels (faible profondeur, soit dans les premières dizaines de kilomètres).
2. Les séismes intermédiaires (quelques dizaines et quelques centaines de kilomètres de profondeur).
3. Les séismes profonds (profondeurs pouvant atteindre les 700 km), ils se trouvent exclusivement au voisinage de limites convergentes.

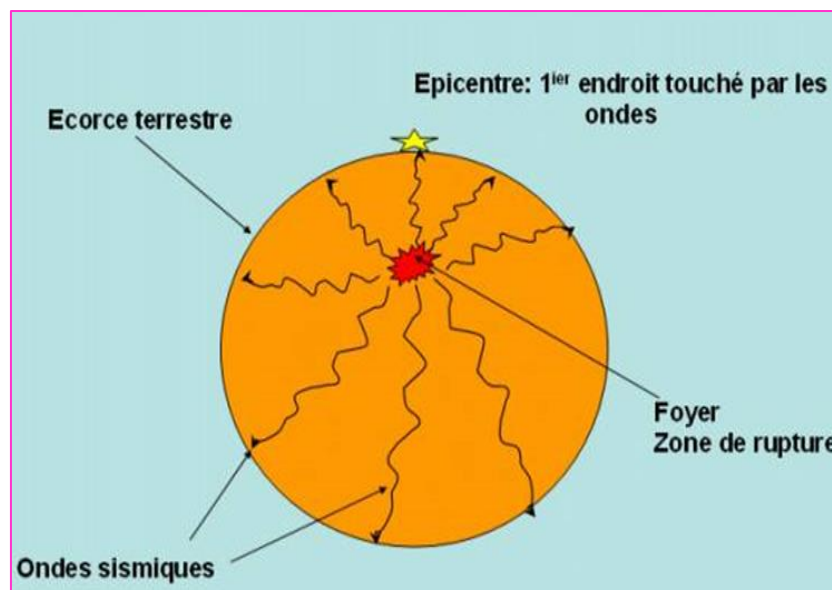


Figure I.5 : L'épicentre d'un séisme.

I.6.2. Ondes sismiques : [1]

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes sismiques sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement ; il existe deux grands domaines de propagation des ondes :

- les ondes de fond qui se propagent à l'intérieur de la terre et peuvent être enregistrées en plusieurs points du globe.

On distinguera 2 grands types :

Les ondes de cisaillement, ou ondes S, et les ondes de compression, ou ondes P ;

- les ondes de surface (ondes L) qui se propagent à la surface du globe et dans la croûte terrestre ; elles provoquent tous les dégâts liés aux tremblements de terre.

a. Onde P : onde de compression

Elles déforment les roches par changement de volume et consistent-en des vibrations qui alternent compression et décompression. Elles se déplacent donc en créant des zones de dilatation (zones de décompression) et des zones de compression. Les particules se déplacent alors selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde (elles ont un mouvement parallèle à la direction de l'onde).

Ce sont les ondes les plus rapides (6km/s en moyenne) ; elles se propagent dans les solides, les fluides, les gaz, et même l'atmosphère. Elles sont par conséquent les premières à être enregistrées par un sismographe après un tremblement de terre, d'où leur appellation également d'ondes primaires.

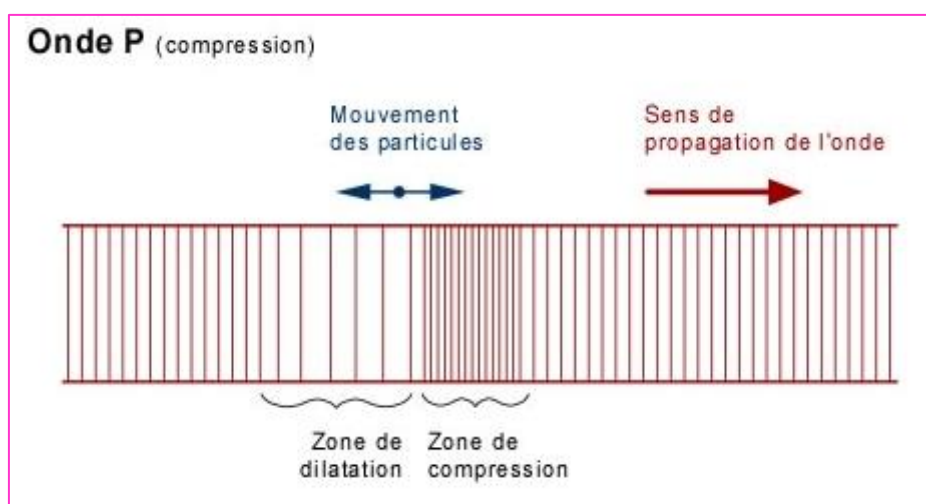


Figure I.6 : Onde de compression. [1]

b. Onde S : onde de cisaillement

Elles déforment les roches par changement de forme. Ce sont des ondes transversales qui ne sont transmises que par les solides (car les gaz et les liquides n'ont pas l'élasticité pour reprendre leur forme originelle) : elles consistent en des mouvements perpendiculaires à la direction de propagation des ondes. La vitesse de propagation des ondes S dans la croûte terrestre est d'environ 3,5 km/s : elles sont donc enregistrées après les ondes P (d'où leur appellation d'ondes secondaires).

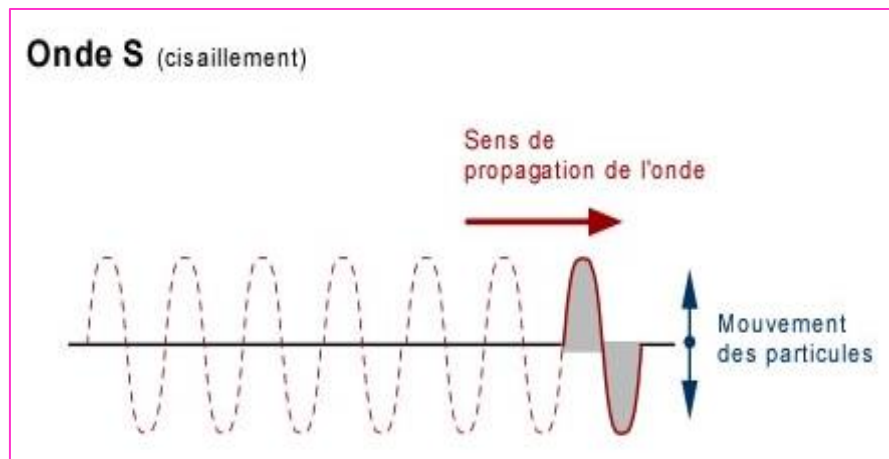


Figure I.7 : Onde de cisaillement. [1]

I.6.3. Ondes de surface : [1]

Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable à celui des rides qui se forment à la surface d'un plan d'eau. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes de volume, mais leur amplitude est généralement plus forte.

Deux types d'ondes de surfaces sont à définir : Les ondes dites de Love et les ondes de Rayleigh.

a. Onde L : onde de surface

Elles se propagent à la surface du globe et dans la croûte et provoquent tous les dégâts liés aux tremblements de terre. Elles sont moins rapides que les ondes P et ondes S, mais sont de plus grande amplitude. Les ondes de surface sont analogues aux vagues de l'océan. Ce sont les dernières ondes à être détectées par un sismographe.

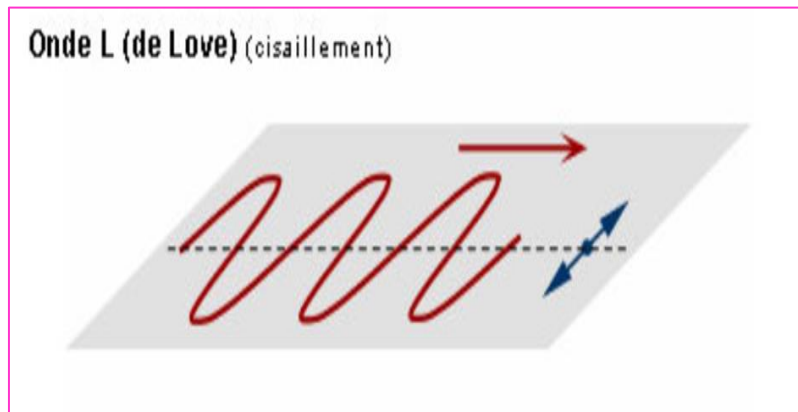


Figure I.8 : Onde de surface. [1]

b. Ondes de Rayleigh (LR)

Résultant d'interférences constructives entre les ondes P et S verticales, les ondes de Rayleigh ont un déplacement complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement elliptique à la fois horizontal et vertical, rétrograde à faible profondeur R et prograde pour une profondeur supérieure au cinquième de la longueur d'onde (λ). Les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes

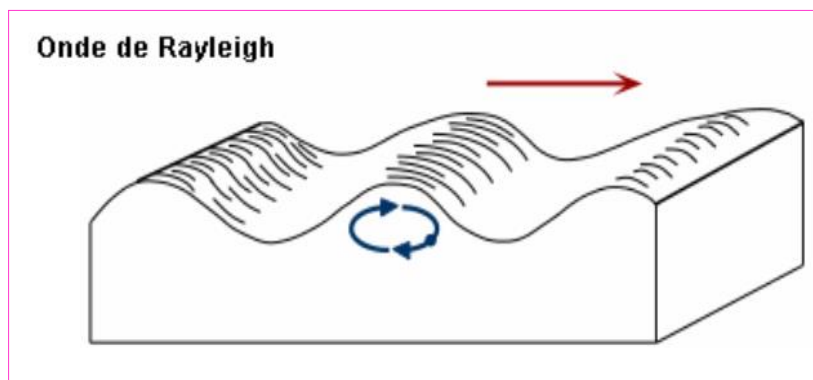


Figure I.9 : Propagation des Ondes de Rayleigh. [1]

I.7. Mesure des séismes :

Il existe plusieurs grandeurs mesurables permettant de caractériser au mieux les mécanismes physiques des tremblements de terre. Dans la pratique, les grandeurs les plus utilisées sont le déplacement, la vitesse et l'accélération du sol.

L'appareil mesurant les déplacements se nomme le sismomètre (ou sismographe). Ceux mesurant la vitesse et l'accélération sont nommés respectivement le vélocimètre et l'accéléromètre. Deux catégories de mesures sont utilisées pour caractériser la violence des tremblements de terre. L'une la magnitude exprimant la puissance des séismes,

indépendamment des dégâts aux constructions qu'ils peuvent entraîner. Elle est fonction de l'énergie libérée à la source du séisme, et est calculée à partir des ondes sismiques enregistrées. La magnitude de Richter est la plus connue. L'autre catégorie est représentée par l'échelle d'intensité qui caractérise les effets macrosismiques (observables par l'homme) des tremblements de terre sur un site donné. L'échelle d'intensité est sans rapport direct avec la quantité d'énergie effectivement libérée par le séisme au foyer. Elle décroît, sauf anomalie, avec l'augmentation de la distance de l'épicentre. Toutefois, on peut rencontrer le cas contraire suite à la présence de conditions géologiques et/ou topographiques particulières (effets de site).

I.7.1. Intensité :

L'intensité mesure l'importance d'un séisme en un lieu donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts qu'il a pu provoquer. Pour un séisme donné, l'intensité dépend de la distance à l'épicentre, elle décroît quand cette distance augmente, mais des anomalies peuvent apparaître, dues à des conditions géologiques particulières et topographiques.

Tableau I.2 : Degrés d'intensité de l'échelle de Mercalli. [4]

Degrés	Évaluation	Étendue des dégâts observés
I	Instrumentale	Aucun mouvement n'est perçu. Le séisme n'est détecté que par des instruments sensibles et quelques personnes dans des conditions particulières.
II	Très légère	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	Légère	À l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien n'est ressenti.
IV	Assez forte	À l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	Moyenne	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les

		arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Forte	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets et tableaux tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structurel.
VII	Très forte	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leur voiture secouée. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérables dans les autres.
VII	Destructrice	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui en subissent de sévères. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Dévastatrice	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.
X	Désastreuse	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruits. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	Catastrophique	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.
XII	Cataclysmique	Presque tout est détruit. Le sol bouge en ondulant. De grands pans de roches peuvent se déplacer.

I.7.2. Magnitude (M) Afin d'estimer la puissance des séismes, le sismologue *Charles F. Richter* a introduit la notion de magnitude, correspondant à l'énergie libérée au foyer du

séisme et dépendant de la longueur de la faille activée et de l'importance du déplacement. La quantification de Richter [RICH_58], exprimée en degrés (Tableau II.1), est dite ouverte car elle n'a pas de valeur maximale. Le plus fort séisme enregistré à ce jour est de 9,5 degrés (Chili, 1960).

Tableau I.3 : Echelle des magnitudes Richter.[5]

Magnitude	Effets du tremblement de terre
< 3,5	Le séisme est non ressenti. Mais enregistré par les sismographes.
3,5 – 5,4	Il est souvent ressenti. mais sans dommages.
5,4 – 6	Légers dommages aux bâtiments bien construits. Mais peut causer des dommages majeurs à d'autres bâtisses.
6,1 – 6,9	Peut-être destructeur dans une zone de 100 Km à la ronde.
7 – 7,9	Tremblement de terre majeur. Il peut causer de sérieux dommages sur une large surface.
> 8	C'est un très fort séisme pouvant causer de très grands dommages dans des zones de plusieurs centaines de kilomètres.

I.8. Effets directs et induits par le séisme :

I.8.1. Effets de site directs : Il s'agit d'une amplification des ondes sismiques directement liée à la configuration topographique ou géologique du site. Les ondes sismiques se trouvent piégées dans la structure. On en distingue deux types :

I.8.1.1. Effets de site topographiques :

Les sommets de butte, crêtes allongées, rebords de plateaux et de falaises sont le siège d'amplification importante du mouvement sismique.

I.8.1.2. Effets de site liés à la structure et à la nature du sol :

Les caractéristiques mécaniques (densité, rigidité), la géométrie des formations (remplissage de fond de vallée) peuvent accentuer les effets du mouvement sismique

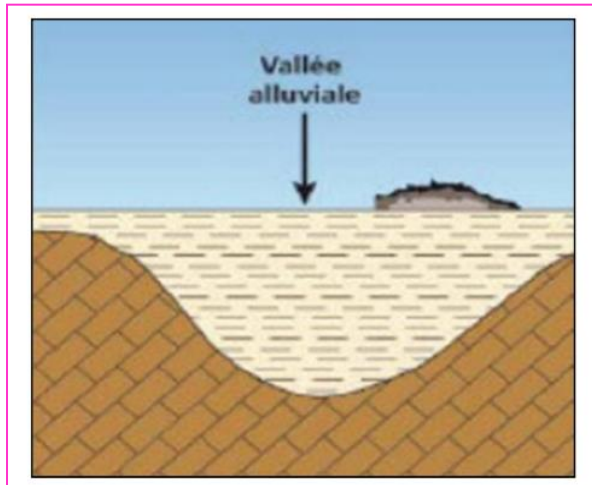


Figure I.10 : effets liés à la structure et à la nature du sol (remplissage de fond de vallée). [6]

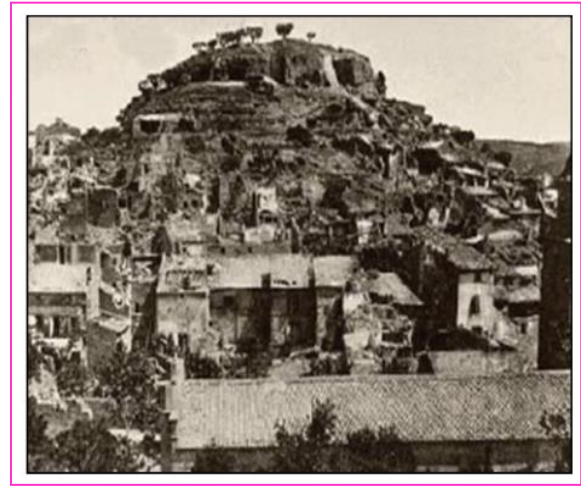


Figure I.11 : effets topographiques (le sommet de butte). [6]

I.8.2. Effets induits :

Il s'agit de l'apparition d'un phénomène dont la naissance est déclenchée par la vibration sismique.

I.8.2.1. Phénomène de liquéfaction : C'est un phénomène momentané. Il concerne les milieux granulaires (sableux ou limoneux) gorgés d'eau, l'agitation sismique peut provoquer un tassement rapide des sédiments, l'eau contenue dans les sédiments va alors être expulsée. Et cette action se traduit par la déstructuration du sol. Les constructions reposant sur des sols soumis au phénomène vont être particulièrement instables.



Figure I.12 : Représentation du phénomène de liquéfaction des sols. [7]

Dans le cas des mouvements de terrain : Les séismes peuvent provoquer des instabilités de terrain. Le plus souvent, la vibration sismique agit en tant que facteur déclenchant pour des terrains dont l'instabilité était le plus souvent latente. Les mouvements de terrain concernés peuvent être : des chutes de blocs, des glissements de terrain.



Figure I.13 : Représentation schématique de mouvements de terrain déclenchés par la vibration sismique. [7]

- **Avalanches :** Selon le même principe, un séisme peut être le déclencheur d'avalanches. La cohésion du manteau neigeux ou des couches de neige entre elles peut être rompue par la vibration.



Figure I.14 : déclencheur d'avalanches.

- **Tsunamis** : Les séismes, s'ils se produisent dans la mer ou à proximité de la côte, peuvent être à l'origine de raz-de-marée ou tsunamis. La plus importante caractéristique d'un tsunami est sa capacité à se propager à travers tout un océan. Des côtes situées à des milliers de kilomètres de l'épicentre peuvent être frappées, et cela de manière très meurtrière et dévastatrice.

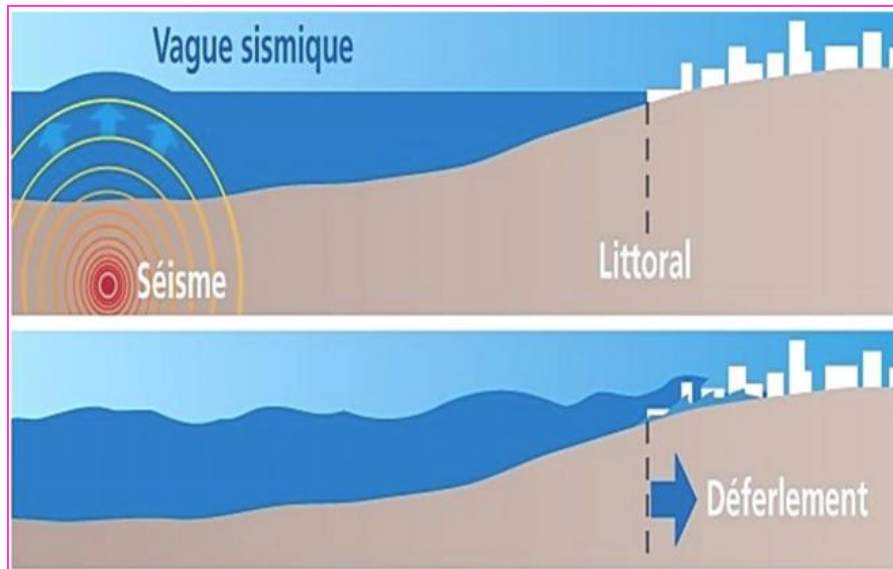


Figure I.15 : L'effet de tsunamis sur les constructions. [7]

I.9. Distribution mondiale des séismes :

Certaines régions du globe sont plus sismiques que d'autres. Les séismes ne sont en effet pas répartis au hasard, en observant leur répartition sur un planisphère, on constate qu'ils se situent dans des zones bien précises :

- En plein océan. Ils sont alignés, souvent au milieu de l'océan, le long d'une chaîne de montagne sous-marine, les dorsales. Les séismes y sont assez superficiels (le foyer est à 20 km de profondeur en moyenne) mais très fréquents.
- En bordure de continents. C'est notamment le cas pour le pourtour de l'océan pacifique. Les séismes sont localisés au niveau de fosses abyssales et au niveau des chaînes de montagnes qui bordent les continents (Andes, Rocheuses). Les foyers s'enfoncent de plus en plus, des fosses vers l'intérieur du continent (jusqu'à 700 km de profondeur).
- En position intracontinentale, le plus souvent au niveau des grandes chaînes de montagnes (Alpes, Himalaya). Les foyers ont une profondeur moyenne de 70 km.

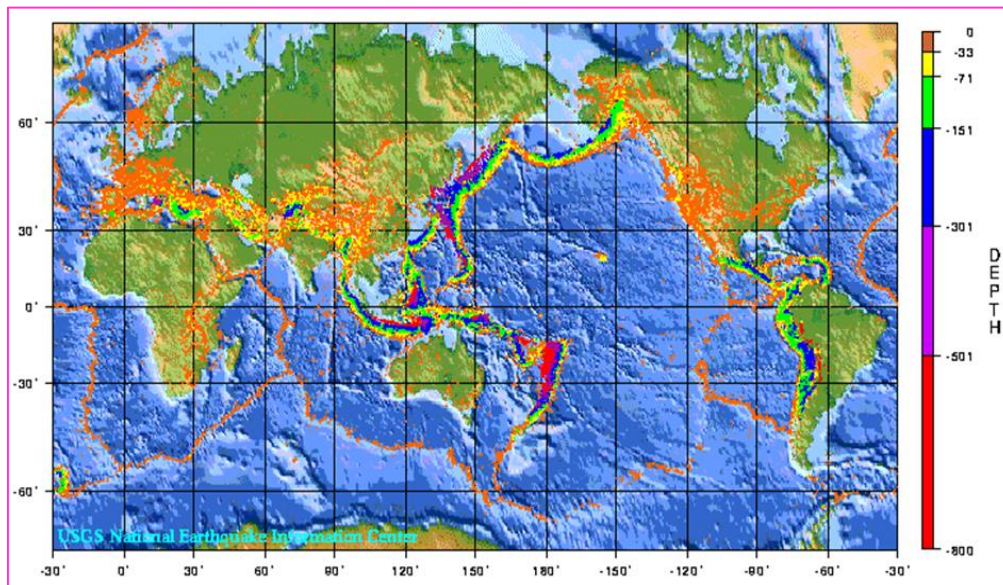


Figure I.16 : Distribution mondiale des séismes. [8]

- Nombre moyen de séismes dans le monde chaque année :

Tableau I.4 : Nombre moyen de séismes dans le monde chaque année. [9]

Magnitude des ondes de surface M_s	8	7	6	5	4	3
Nombre de séisme de magnitude supérieure à M_s	1 à 2	20	100	1500	7500	Plus de 100000

- Les gros séismes qui se sont produits dans le monde de 1904 à nos jours : [9]

Chaque année, un à deux séismes de magnitude M_s supérieure à 8 a lieu quelque part dans le monde. On remarque par exemple que certaines régions ont été ébranlées plusieurs fois au cours du siècle dernier. C'est le cas par exemple du Chili, du Mexique, du Japon, des îles Kouriles et Mindanao (Philippines).

Les deux valeurs de magnitude ondes de surface M_s et de moment sismique M_w correspondent à des modes de calcul différents. Elles restent dans l'ensemble semblables : les différences observées vont de 0 à 1. Par exemple pour les plus gros séismes enregistrés : le séisme du Chili en 1960 avec $M_s=8.5$ et $M_w=9.5$ et quatre ans plus tard, le séisme d'Alaska avec $M_s=8.4$ et $M_w=9.2$. Plus récemment, deux autres séismes ont dépassé la magnitude 9 en M_w : le séisme de Sumatra en 2004 avec $M_w=9,3$ et le séisme du Japon en 2011 avec $M_w=9,1$. Ce sont les 4 plus gros séismes jamais enregistrés.

On rappelle qu'un séisme de magnitude 9 génère des ondes d'amplitude dix fois plus importante qu'un séisme de magnitude 8 et qu'il libère environ trente fois plus d'énergie sismique.

I.10. La sismicité dans la zone méditerranéenne :

La zone méditerranéenne est comprise entre 30° à 45° en latitude et -30° à 30° en longitude : c'est la mer méditerranée. Cette dernière est une mer dite intercontinentale, d'où son nom : "mare medi terra" en latin signifiant "mer au milieu des terres". En effet, elle est entourée par le continent africain, l'Europe et l'Asie. La méditerranée est presque fermée entièrement, le détroit de Gibraltar permet une ouverture vers l'océan Atlantique. Elle a une superficie d'environ 2,5 millions de kilomètres carrés. De nombreux pays bordent la méditerranée, ils portent le nom de pays cotiers. La France, l'Espagne, le Portugal, la Grèce, l'Italie ou encore les pays du maghreb comme l'Algérie font parties de ceux-ci. Voici la carte les représentants tous :

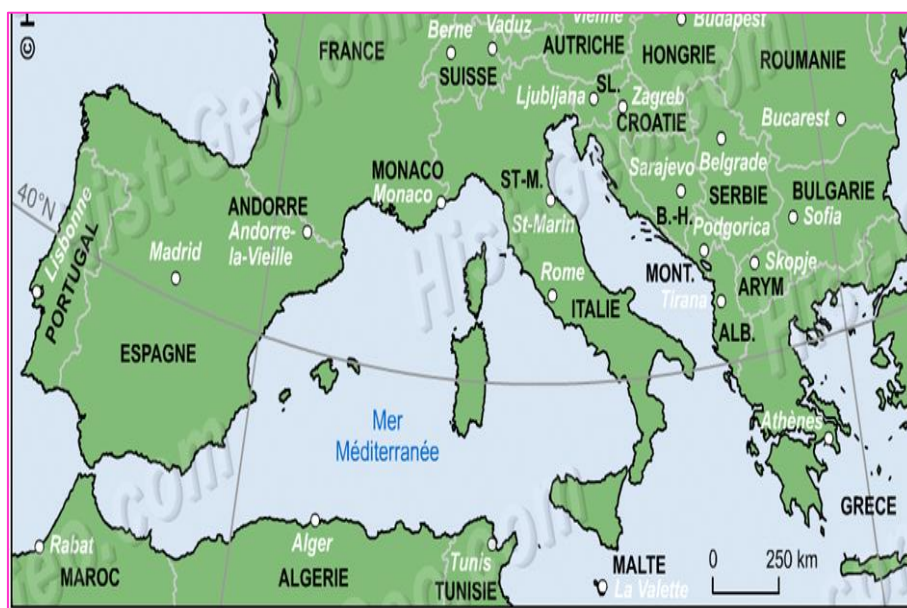


Figure I.17 : La sismicité dans la zone méditerranéenne. [10]

Durant ces dernières années de nombreux séismes ont eu lieu en méditerranée. Ceux-ci ont des magnitudes comprises entre 0 et 7. Ceci s'explique par le fait que la méditerranée est située à la limite de deux grandes plaques : la plaque eurasiennne et la plaque africaine. Ces dernières se rapprochent, elles créent donc des collisions continentales et des subductions. C'est pourquoi la région est une zone à forte sismicité, et est secouée par des activités volcaniques comme le Vésuve, l'Etna... Les mouvements de ces plaques provoquent des séismes en Italie, Sicile, Grèce ... qui sont les plus touchés. Voici la carte géologique de la méditerranée :

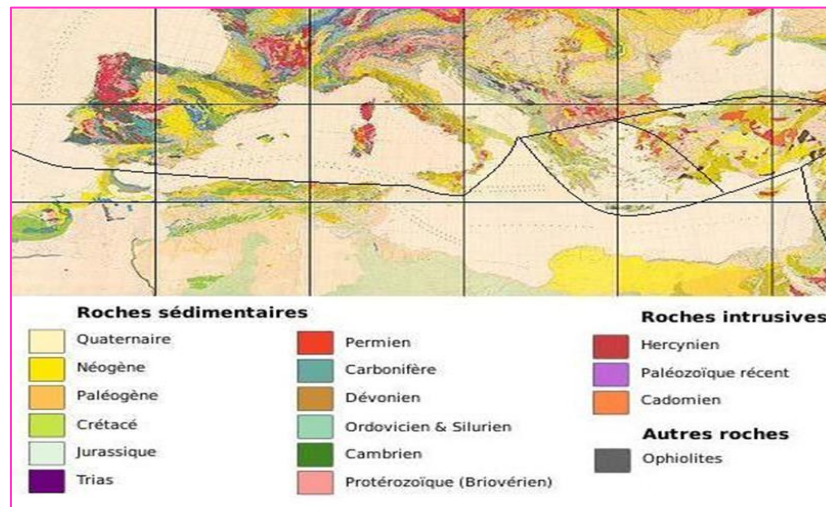


Figure I.18 : la carte géologique de la méditerranée. [11]

I.11. Sismicité en Algérie :

I.11.1. Historique :

L'Algérie du Nord est frappée régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des catastrophes (El Asnam, 10.10.1980, Boumerdes, 21.05.2003) difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar de beaucoup d'autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels catastrophes. S'il est vrai qu'avant la catastrophe d'El Asnam (10 octobre 1980, $M=7.3$), peu de choses était connue de la sismicité algérienne, les leçons données par ce séisme furent multiples et eurent un impact important. Ce séisme a permis de démontrer scientifiquement que de violents séismes pouvaient se produire en Algérie du Nord, que cette région subissait le rapprochement de la plaque européenne, qu'il fallait renforcer la surveillance sismique du territoire, qu'il fallait se munir de normes de construction parasismiques, qu'il fallait à tout prix se doter d'un plan de réduction du risque. Aujourd'hui, grâce au réseau de surveillance sismique nationale ainsi que tous les travaux scientifiques qui ont été réalisés ou qui sont actuellement en cours, alors que beaucoup d'efforts restent à faire, des réponses à plusieurs interrogations concernant les caractéristiques de la sismicité peuvent être apportées. Ces réponses sont d'une extrême importance pour un meilleur aménagement du territoire et pour la réduction du risque sismique dans notre pays.

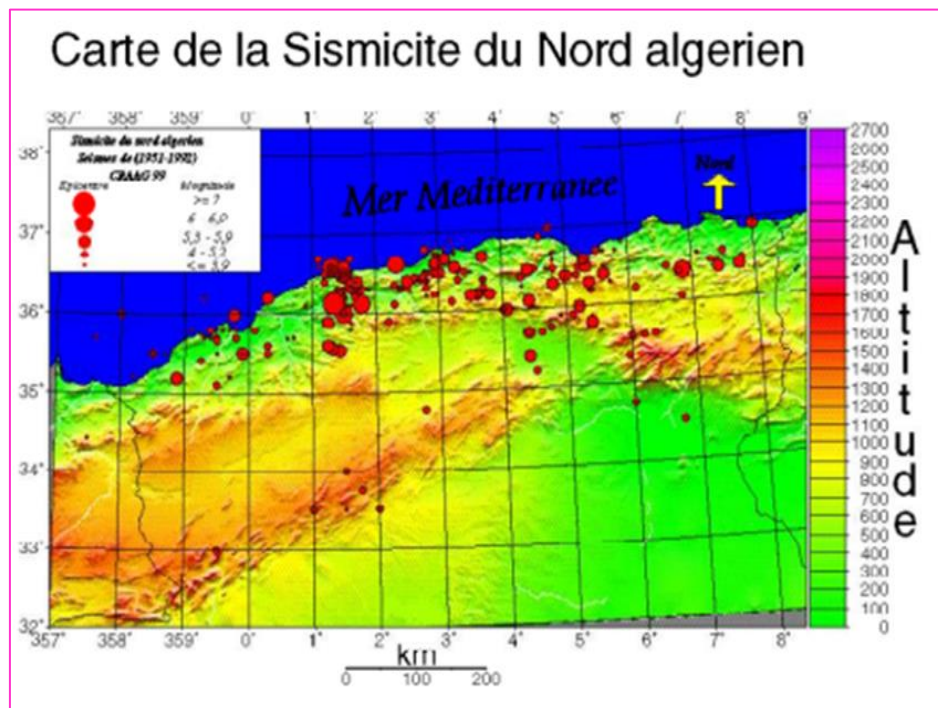


Figure I.19 : Carte de la sismicité de nord algérien. [12]

I.11.2. Séisme principale en Algérie :

Tableau I.5 : Principaux séismes d'Algérie (1365-2001). [13]

Lieu	Date	Magnitude	Victimes
Wilaya d'Alger	03.01.1365	/	Plusieurs
Wilaya d'Alger	10.03.1673	/	/
Mitidja	03.02.1716	/	20 000, des milliers de blessés
Oran	09.10.1790	/	2000
Blida	02.03.1825	/	7000
Jijel	22.08.1856	/	/

Autres	16.11.1869	/	30
Gouraya	15.01.1891	/	38
Orleans ville	09.09.1954	6.7	1243
El Asnam	10.10.1980	7.3	2633
Constantine	27.10.1985	5.9	10
Tipaza	29.10.1989	6	22
Mascara	18.08.1994	5.7	175
Alger	04.09.1996	5.7	/
Temouchent	22.12.1999	5.7	28
B. Ouartilane	10.11.2000	5.4	04
Boumerdes	21.05.2003	6.8	2300

A travers les informations données par la sismicité historique nous pouvons constater que l'activité sismique en Algérie se concentre essentiellement dans la région Nord du pays, alors que dans la partie saharienne, très peu d'événements sont recensés. Dans la région Nord, la région tellienne est la plus active. Le zonage effectué indique que les régions d'EL Asnam, Oran et Alger sont les régions les plus menacées puisque dans ces zones, les séismes les plus importants se sont produits.

I.11.3. Comportement des structures durant un séisme :

Il est clair que le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent

des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure.

L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc. Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales.

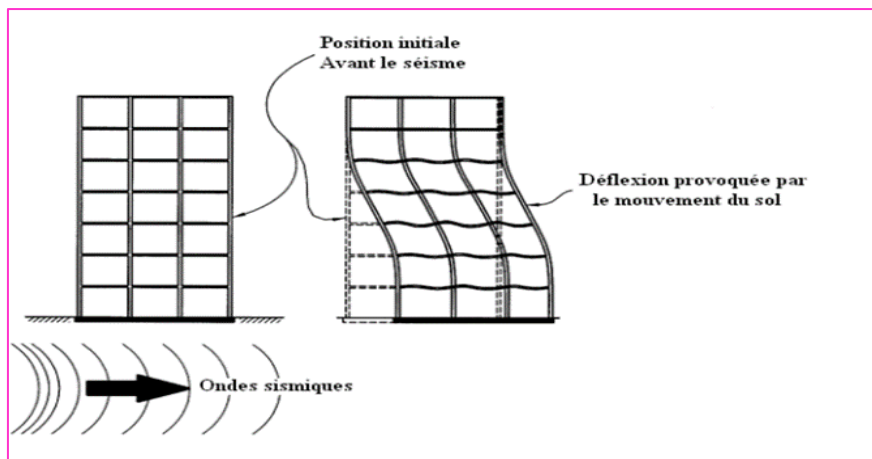


Figure I.20 : Comportement des structures durant un séisme. [3]

I.11.4. Réglementation parasismique en Algérie :

Afin de minimiser au maximum les dégâts matériels et humains causés par les séismes, de nombreux règlements parasismiques ont vu le jour et sont en constante évolution pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en œuvre des ouvrages. En général, ces règlements visent à ce que ces derniers soient capables de résister :

- A des séismes mineurs sans aucun dommage.
- A des séismes modérés avec des dommages négligeables dans les éléments structuraux et quelques désordres dans les éléments non structuraux.

En Algérie, le code parasismique utilisé pour les Bâtiments est le règlement parasismique algérienne RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48 ». Ce code a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.

La catastrophe d'Orléans ville (CHLEF) de 1954 a conduit les autorités de l'époque à préconiser dès 1955 des recommandations techniques provisoires dans le but d'atténuer les effets des séismes sur la stabilité des constructions. Ces recommandations sont connues sous le nom AS55. A cette époque deux zones avaient été définies pour l'Algérie :

- Zone A : faible sismicité.
- Zone B : forte sismicité.

Le nord de l'Algérie de la frontière Marocaine à la frontière Tunisienne considérée en zone B. Après le séisme d'El Asnam de 1980 (Chlef), des nouvelles règles ont été établies. Qui ont ensuite révisées dans la dernière version du règlement parasismique algérien R.P.A99/2003.

Selon la dernière version révisée du R.P.A99, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

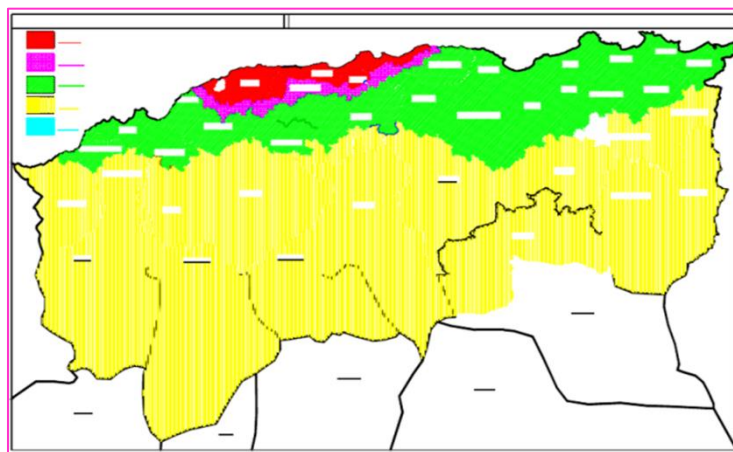


Figure I.21 : Carte de zonage sismique du territoire national - RPA99/APRES
ADDENDA. [8]

Soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable ;
- Zone I : Sismicité faible ;
- Zone II- a / II- b : Sismicité moyenne ;
- Zone III : Sismicité élevée.

I.12. Critères de classification des systèmes de contreventement avec voiles en béton armé :

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement ...etc.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments pour permettent d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure :

- Contreventement horizontal (diaphragme) ;
- Contreventement vertical (portiques, murs, etc...).

I.12.1. Contreventement verticale :

L'absence de contreventement vertical parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme. Les éléments d'un contreventement vertical : peuvent être classées en trois catégories : portiques, palées triangulées et panneaux rigides.

A- Contreventement assuré par portique :

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; celle résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments. À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre. Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques.

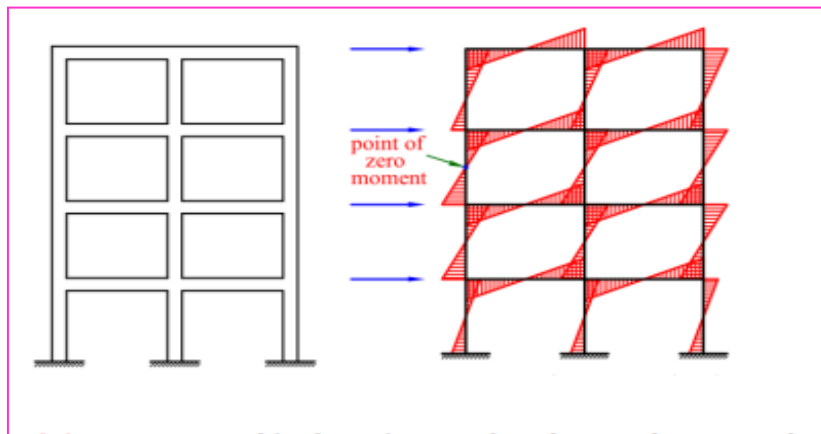


Figure I.22 : Ossature en portiques (à des travées). [14]

Le calcul des ossatures en portiques peut être conduit suivant de nombreuses méthodes plus ou moins élaborées.

B- Contreventement assuré par pans rigides : [14]

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- Soit par des voiles en béton armé ;
- Soit par des triangulations en béton armé ;
- Soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.

B.1. Contreventement avec voile en béton :

Le contreventement par voiles en béton armé est très souvent utilisé comme élément de stabilité dans les bâtiments. Les voiles de contreventement peuvent être seuls ou renforcés par des poteaux.

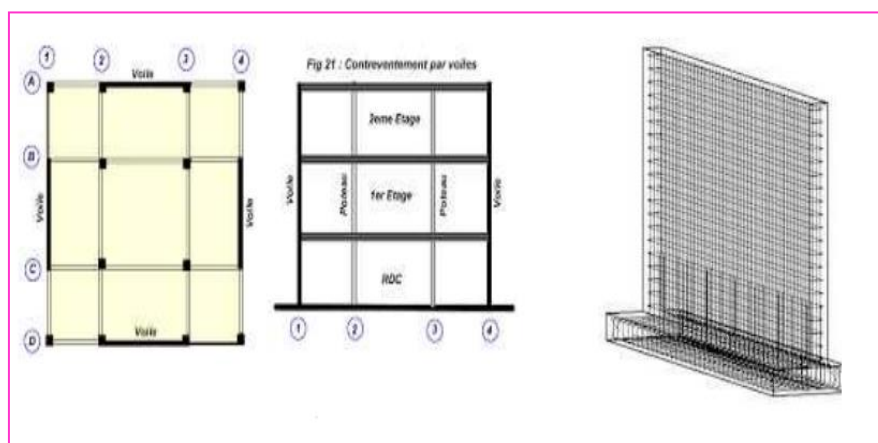


Figure I.23 : Contreventement avec voile. [14]

Les murs individuels peuvent être soumis à des déplacements axiaux, de translation et de torsion. La mesure dans laquelle un mur contribuera à la résistance des moments de renversement, les forces de cisaillement, et la torsion dans chaque étage dépend de sa configuration en plan et l'orientation géométrique ainsi que l'emplacement dans le plan de l'édifice. Les positions des murs de contreventement dans un bâtiment sont généralement dictées par des impératifs fonctionnels. Les dispositions des voiles dans un bâtiment peuvent être facilement utilisées pour la résistance à une force latérale. Les concepteurs des structures sont souvent en mesure de conseiller les architectes sur les endroits les plus souhaitables pour les murs de contreventements, afin d'optimiser la résistance sismique. Les considérations structurelles majeures pour le mur porteur seulement seront les aspects de la symétrie, la rigidité, la stabilité de torsion, et la capacité disponible de renversement des fondations. La clé de la stratégie de disposition des murs de contreventement est le désir que les déformations soient distribuées uniformément raisonnable sur tout le plan de la construction plutôt que d'être concentrer seulement sur quelques murs.

B.2. Contreventement par noyaux :

Le noyau central est l'élément assurant la rigidité de l'édifice, il parcourt le bâtiment sur toute sa hauteur et contient généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Les efforts exercés par le vent sont retransmis au noyau par l'intermédiaire d'éléments horizontaux positionnés aux différents étages. Les gratte-ciels constitués d'un noyau central peuvent atteindre facilement une hauteur équivalente à une cinquantaine d'étages tout en réduisant l'emprise au sol. Le doublement parfois même le triplement de la structure centrale a ensuite permis d'atteindre des hauteurs d'environ 70 étages. Nous remarquerons que dans l'ouvrage étudié il est question de 2 noyaux centraux symétriquement opposés.

L'avantage principal de ces structures est la forme du noyau leur permettant de résister à tous types de charges : verticales, efforts tranchants, moments de flexion dans les deux directions et torsion. Il reprend donc la majorité des forces horizontales qui lui sont transmises par l'intermédiaire des dalles.

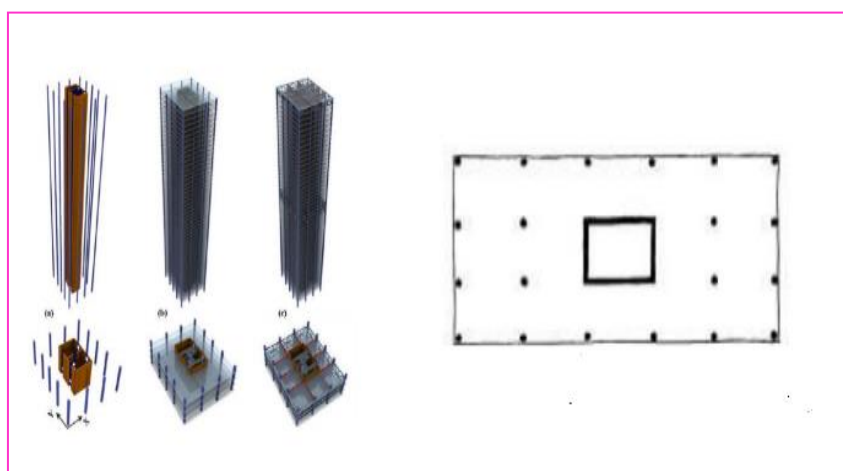


Figure I.24 : Contreventement par noyaux. [14]

B.3. Contreventement par triangulations :

La présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages. La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile. Le calcul des poutres à treillis dont les membrures sont constituées par les poteaux et qui fonctionnent en console à partir du niveau des fondations ne soulève pas de difficultés particulières ; il est conduit suivant les errements habituels, en admettant des articulations aux nœuds.

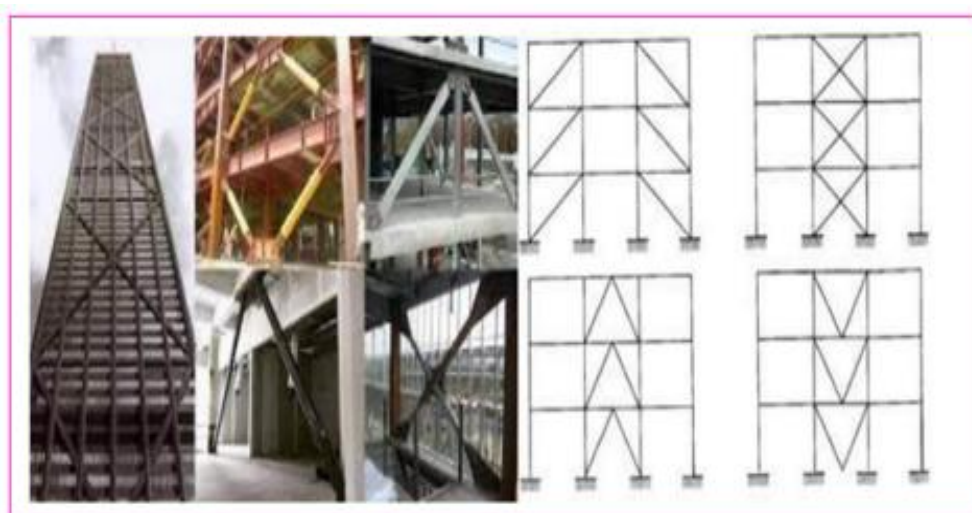


Figure I.25 : Contreventement triangulé. [14]

B.4. Contreventement par remplissage en maçonnerie :

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures). Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués tant en France qu'à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage.

On est conduit à considérer dans les panneaux des diagonales comprimées fictives, dont on se fixe la largeur par des considérations de bon sens et dont on vérifie que la contrainte reste inférieure aux valeurs normalement admissibles pour les maçonneries en cause.

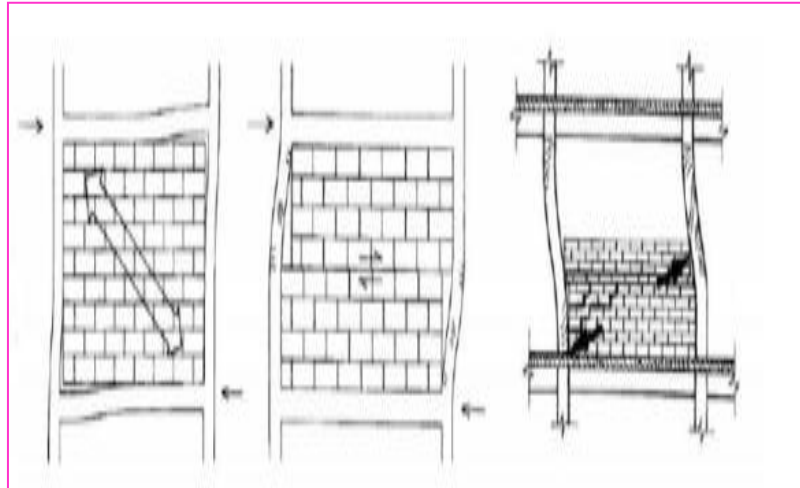


Figure I.26 : Contreventement par remplissage en maçonnerie. [14]

B.5. Contreventement mixte :

On peut très bien avoir recours à des contreventements mixtes, utilisant simultanément plusieurs des contreventements mentionnés aux paragraphes précédents. La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

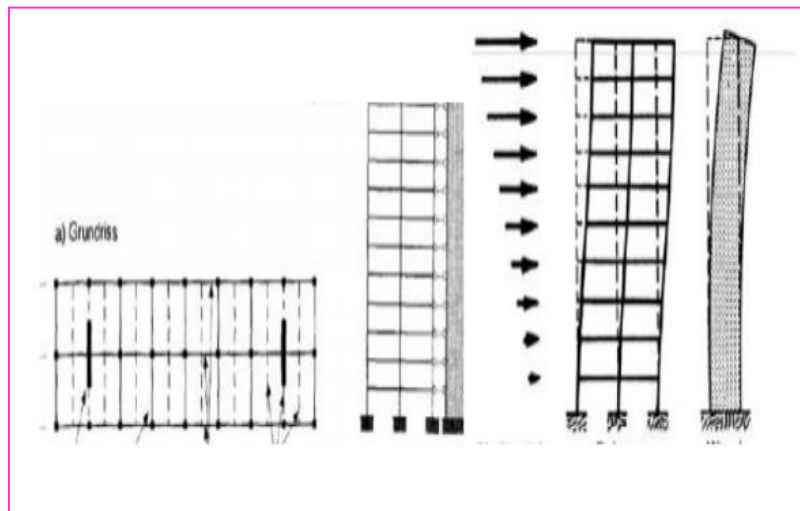


Figure I.27 : Contreventement mixte. [14]

I.13. Conclusion :

Les séismes sont des phénomènes dévastateurs qui résulte d'un mouvement des plaques tectoniques qui sont ressentis jusqu'à la surface de la terre et peut provoquer beaucoup de dégât. Il est impossible d'empêcher leurs apparitions.

Beaucoup de scientifiques et de sismologues étudient ce phénomène pour essayer de les prévoir. L'utilisation des outils sismographiques nous pouvons détecter un séisme. Il est possible de découvrir la façon contre les effets dévastateurs du séisme, par exemple en modifiant la construction des bâtiments pour qu'ils respectent les normes parasismiques. L'avenir permettra de prévoir les séismes avec une précision extrême mais une étude très approfondie est nécessaire. Ainsi l'homme pourra enfin faire face à un tremblement de terre.

Chapitre 02 :

La Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

II.2. Présentation et description de la structure (variante d'origine) :

La structure d'origine qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme de master en « Génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composée de « 04 Étages » identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée à usage d'habitation aussi, qui sera implanté à Zeghaia wilaya de « Mila », région correspondant à la zone (IIa), zone moyenne sismicité selon le RPA2003. La structure est. Le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques (structure mixte en béton armé).

II.3. Caractéristiques géométriques :

Tableau II.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage (R+4 ; R+7 ; R+10).

Sens longitudinal (RDC)	22.50 m
Sens transversal (RDC)	10,55 m
Hauteur totale de la super- structure R+4	15.50 m
Hauteur totale de la super- structure R+7	24.80m
Hauteur totale de la super- structure R+10	34.10m
Hauteur du plancher haut RDC	3.10 m
Hauteur du plancher haut étage	3.10 m
L'Acrotère	0.6 m
Surface de la structure	237.372 m ²

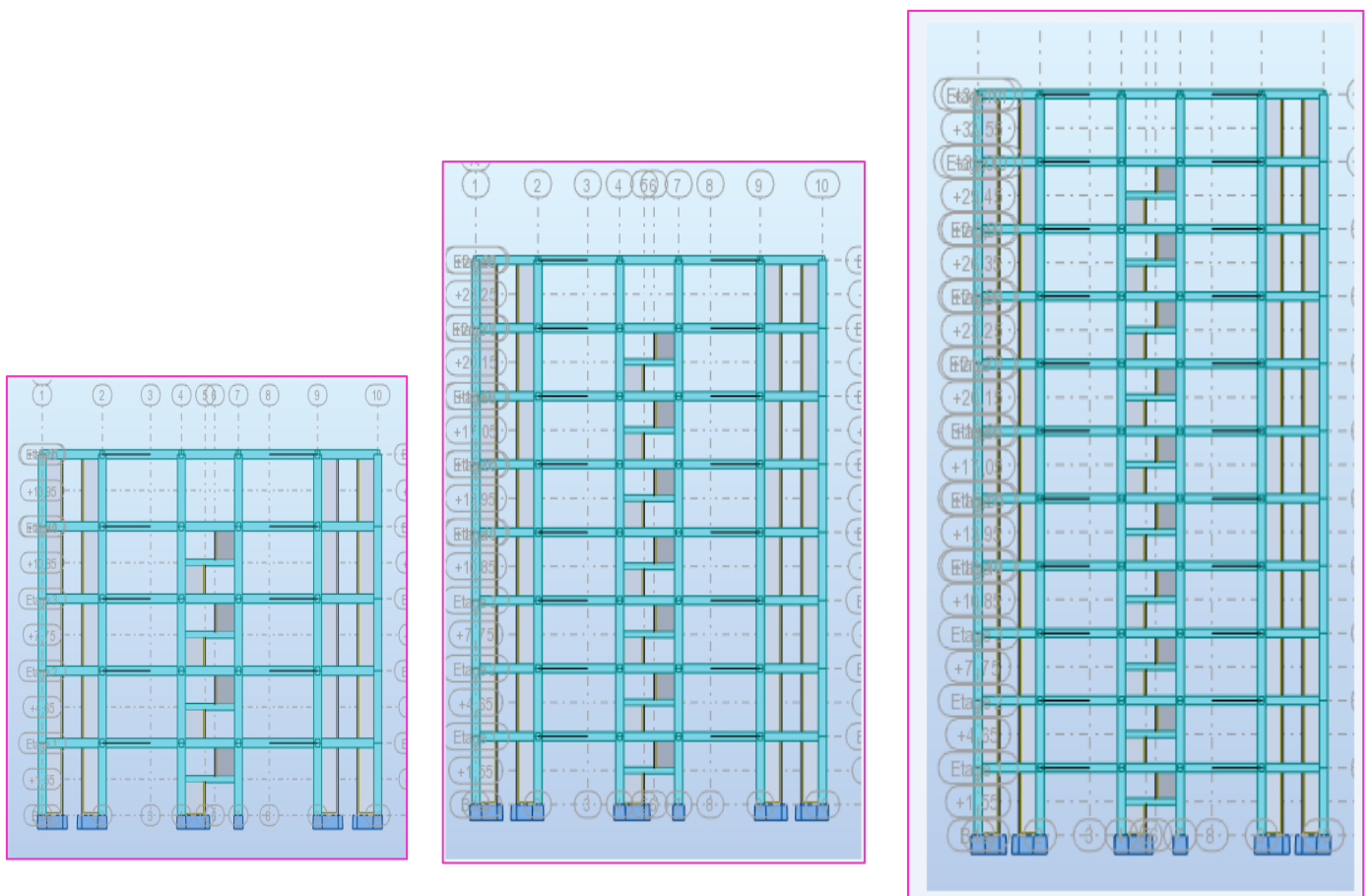
• **Données du site :**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par (RPA99/version 2003) comme :

- Une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol : $\sigma = 2\text{bar}$.

II.3. Différentes variantes étudiées :

Nous présentons ci-dessous les différentes conceptions qu'on va étudier avec une augmentation d'étages qui nous mène en utilisant l'analyse dynamique à déduire nos propres conclusions par rapport aux exigences du RPA 99 version 2003.



Variante 1 : R+4

Variante 2 : R+7

Variante 3 : R+10

Figure II.1 : les différents niveaux étudiés.

II.3.1. Dimensions en élévation :

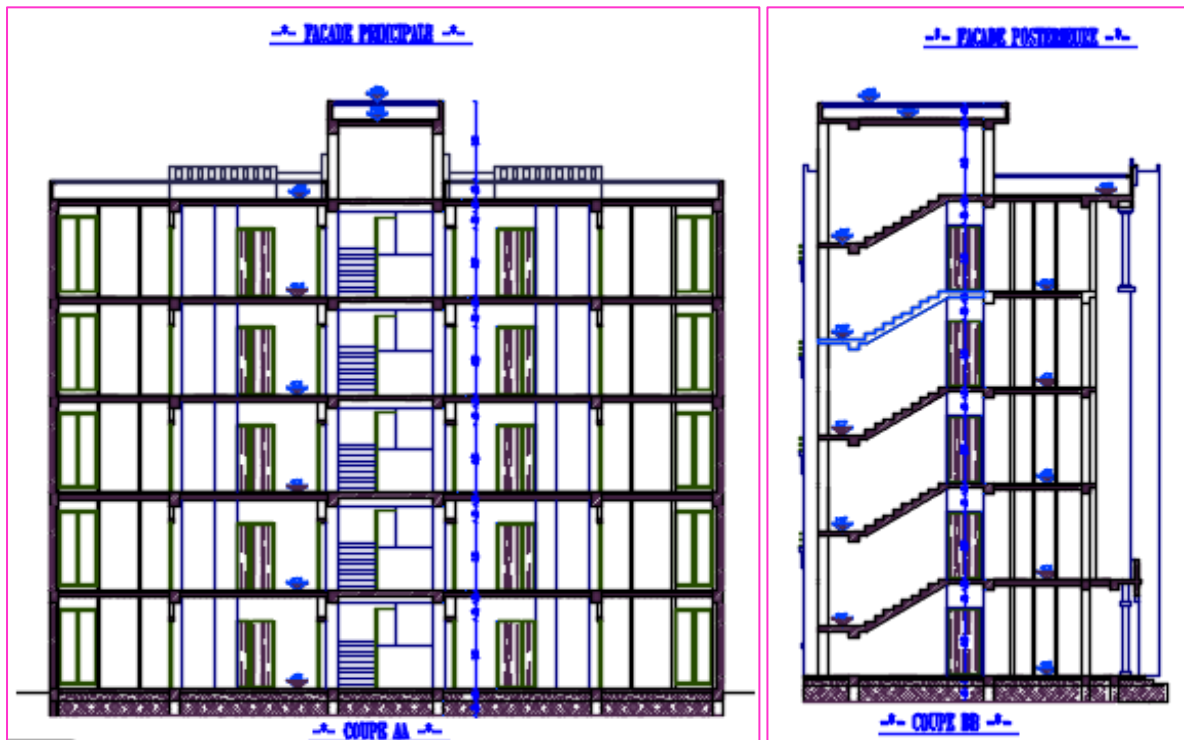


Figure II.2 : Dimensions en élévation (exemple bâtiment R+4).

II.3.2. Dimensions en plan :

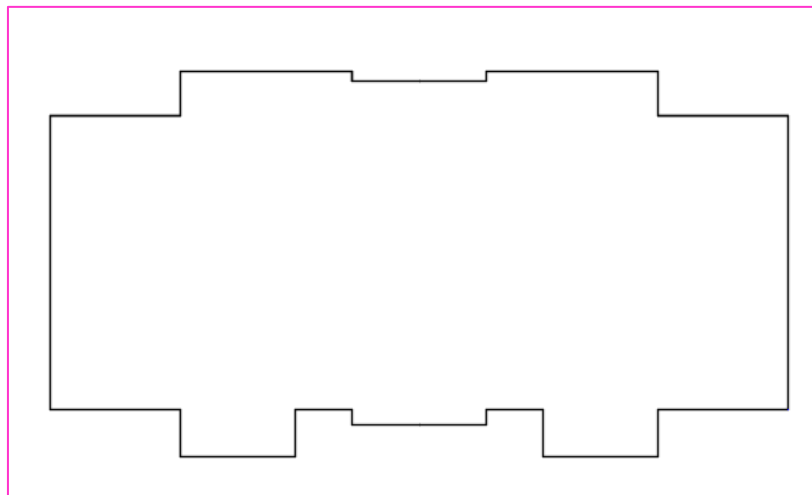


Figure II.3 : Dimensions en plan.

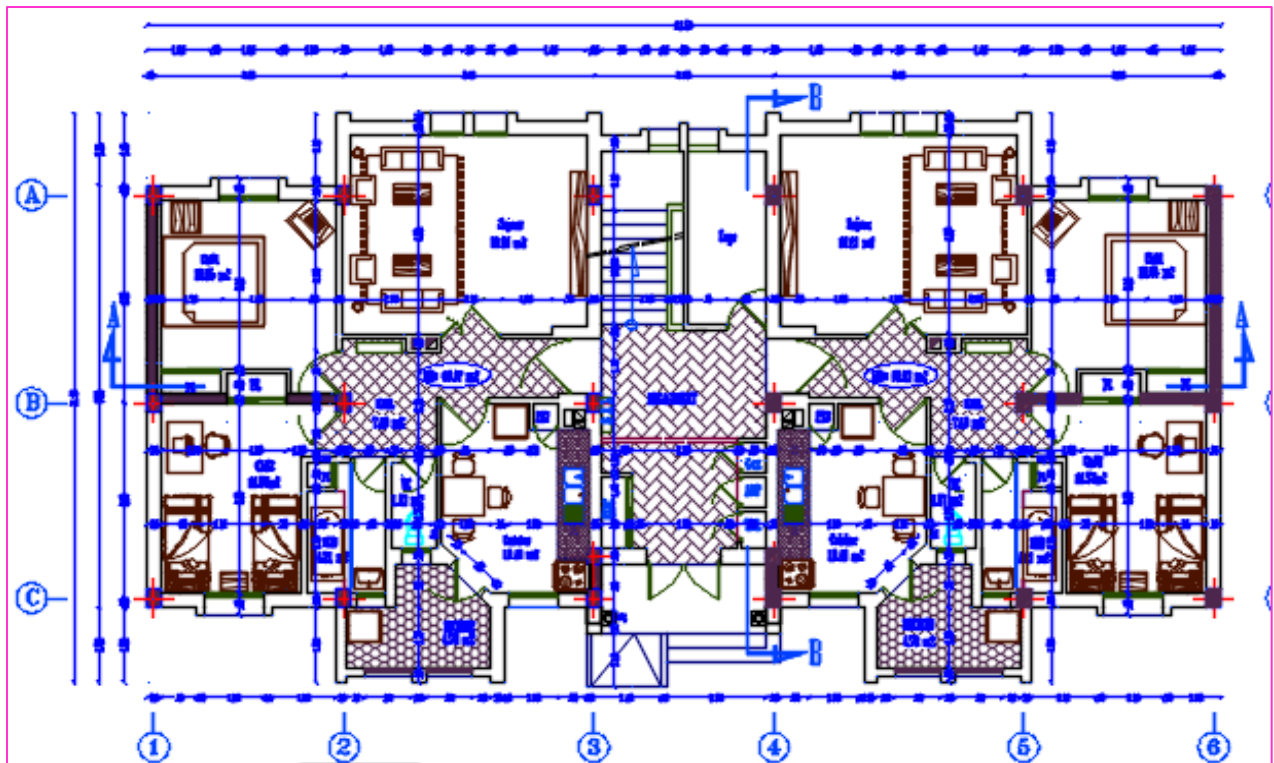


Figure II.4 : Plan du RDC.

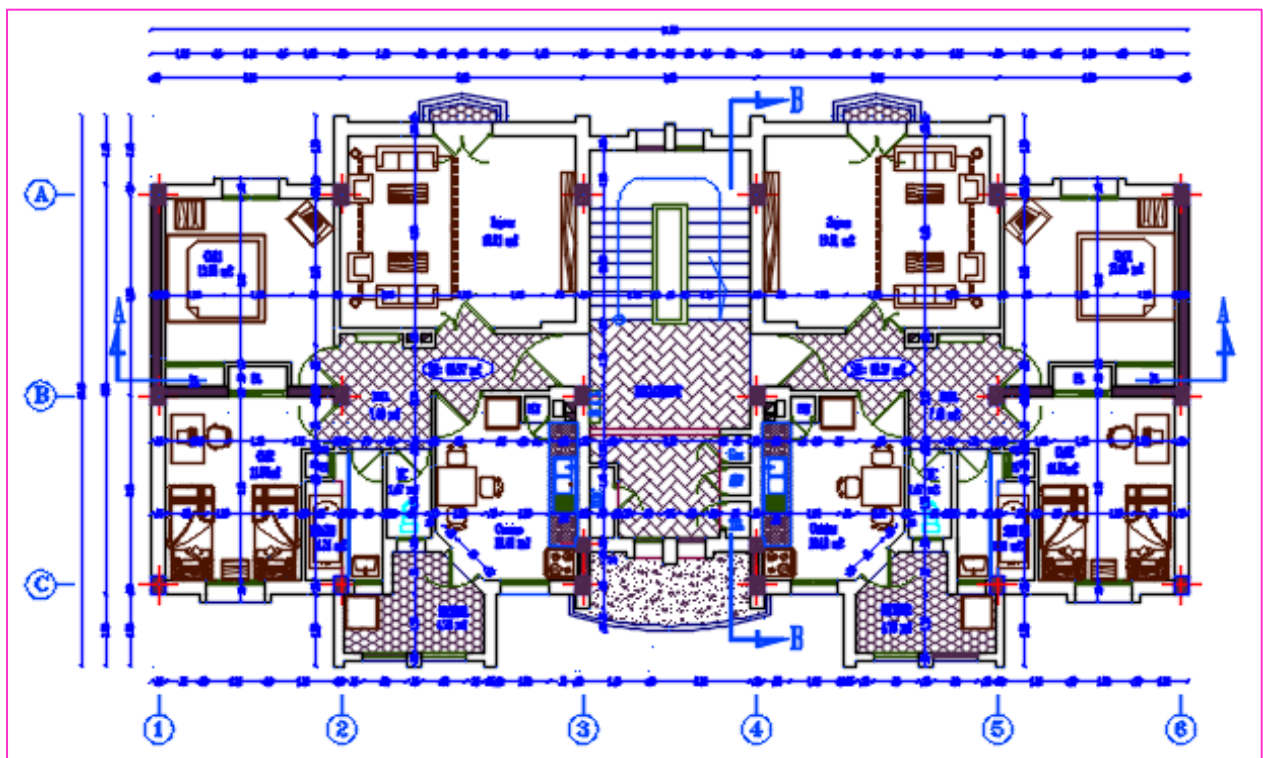


Figure II.5 : Plan du 1 et 2 et 3^{ème} étage.

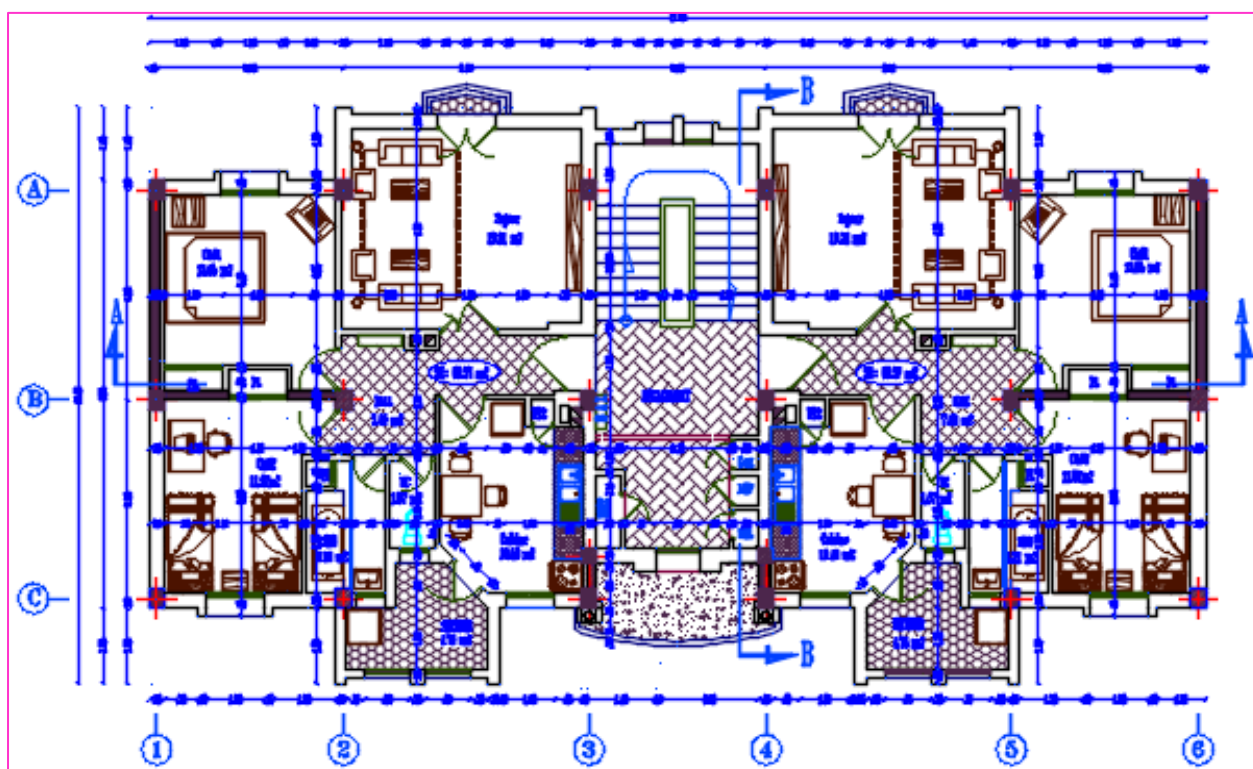


Figure II.6 : Plan 4^{ème} étage.

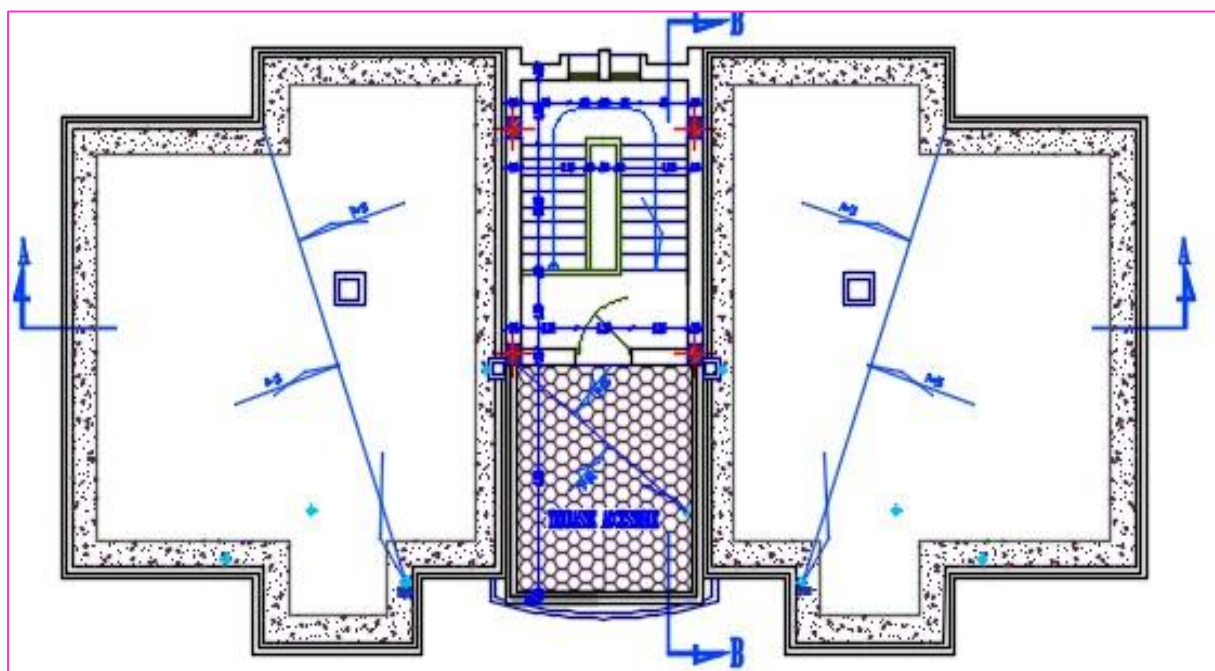


Figure II.7 : Plan de terrasse.

II.4. Les éléments de l'ouvrage :

La conception structurale de l'étude s'est basée sur le respect des règles de l'art de la construction avec une bonne maîtrise des coûts et des contraintes architecturales. Elle doit prendre en compte bien entendu la nature des actions : charges permanentes, charges d'exploitation, interaction sol-structure (fondations, poussées de sol statique et dynamique, instabilité de pente, etc.), vent normal, vent extrême, charges, etc.

A. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

B. Les poteaux :

Sont des éléments très nécessaires pour n'importe quelle construction. Ce sont eux qui portent la construction et aussi des éléments de liaison. Pour notre bâtiment, nous avons des poteaux rectangulaires.

C. Les poutres :

Sont des éléments très nécessaires pour les constructions. Ils peuvent supporter des charges variées avec la liaison entre les poteaux et aussi les poutres qui portant les dalles est les planchers. Les poutres intérieures sont généralement rectangulaires ou en té.

Cependant, on peut être amené à les réaliser en formes carrées ou même des poutres noyées.

Toutes les poutres sont solidaires aux poteaux étant pour dimension

- poutres principales (porteuses),
- poutres secondaires.

D. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...) Notre local comporte le même type d'escalier ; il a une forme droite ; composé de deux volées et un palier de repos.

E. Balcons :

Les balcons ont des dalles pleines (épaisseurs entre 8 et 20 cm) encastré dans des poutres horizontales ; entourés d'une rampe ou d'un mur de protection. Ils sont assimilés à des consoles qui débordent des façades des bâtiments.

F. Revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

G. Maçonnerie :

- Murs extérieurs et façade réalisés en maçonnerie creuse de 15cm d'épaisseur,
- Murs intérieurs de séparation qui limitent la surface de chaque local réalisé en maçonnerie creuse de 10 cm d'épaisseur.

H. Acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimité par un acrotère

L'acrotère est un élément décoratif coulé sur place ; son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ;

Du point de vue de calcul ; l'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse à l'action de son poids propre et à une surcharge de la main courante égales à KN/ml

I. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

A- Plancher à corps creux.

B- Plancher à dalle pleine.

Leur rôle est de résister aux charges permanentes et surcharges des mobiliers. Ils jouent aussi le rôle d'un isolant phonique et thermique entre les étages du bâtiment ;

Plancher à corps creux On a opté pour un plancher semi-préfabriqué en

« Poutrelles +corps creux +dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage

II.5. Vérification de la régularité en plan :

a) Condition 1 : $0.25 \leq L_x / L_y \leq 4$

$$L_x / L_y = 22.5 / 11.5 = 1.96 < 4 \dots\dots\dots CV$$

b) Condition 2 : On doit avoir : $(L_1 + L_2) / L \leq 0.25$

II.6. Caractéristique des matériaux :

Il est essentiel de bien connaître les différents composants des matériaux constituant notre structure ainsi que leur comportement ; cela nous a permis de prévenir contre le potentiel risque de rupture ; de fissuration ou de dégradation : notre bâtiment sera construit en béton armé matériau composé de béton et de barres de l'acier.

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux (bonne résistance à la compression du béton et bonne résistance à la traction de l'acier). Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

II.6.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

- **Le ciment :**

Le ciment est liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le ciment, s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base de béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de la silice... à fin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

- **Les granulats :**

On appelle granulats des matériaux pierreux de petites dimensions, produits par l'érosion ou le broyage mécanique (concassage) des roches. Ce sont des matériaux inertes entrant dans la

composition des bétons et mortiers. Ils constituent le squelette du béton et ils représentent, environ 80% du poids total du béton. Ils sont constitués de Sables (Gros et Fin) et de gravier. Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- **Les sables** : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm
- **Les gravillons** : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **Les cailloux** : grains de dimensions supérieurs à 25mm.
- **L'eau** : Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/ m³ s'il est armé, en considère une masse volumique de 2500Kg/m³.

* Pour le présent projet on adoptera : **$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

II.6.1.1. Composition du béton :

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange optimal de différents granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et en eau, afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées pour la construction de l'ouvrage en question.

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau de gâchage. **[15]**

II.6.1.2. Les différents types de béton :

- Le béton armé, composé d'une armature en acier recouverte de béton.
- Le béton fibré est renforcé de fibres synthétiques ou métalliques qui renforcent sa traction ou sa tenue au feu.
- Le béton précontraint consiste à mettre en tension des câbles en acier avant la prise, ce qui va comprimer le béton une fois solidifié.
- Le béton Haute Performance (BHP), avec une plus faible porosité et une plus grande résistance à la corrosion et au gel.

- Le béton autoplaçant est plus fluide que le béton classique et présente donc l'avantage de pouvoir être coulé dans un coffrage sans vibration (technique utilisée pour éliminer les bulles d'air).

Il existe également de nombreux bétons décoratifs, comme le béton lavé ou désactivé (à l'aspect granuleux, utilisé par exemple pour réaliser des allées), le béton ciré, coloré ou même translucide. Des bétons dépolluants ou autonettoyants ont également été mis au point.

II.6.1.3 Principaux avantages et inconvénients du béton :

II.6.1.3.a Avantages du béton :

- Il est peu coûteux, facile à fabriquer et nécessite peu d'entretien.
- Il épouse toutes les formes qui lui sont données. Des modifications et adaptations du projet sur le chantier sont faciles à effectuer.
- Il devient solide comme de la pierre. Correctement utilisé, il dure des millénaires.
- Il résiste bien au feu et aux actions mécaniques usuelles.
- Associé à des armatures en acier, il acquiert des propriétés nouvelles qui en font un matériau de construction aux possibilités immenses (béton armé, béton précontraint).
- Il convient aux constructions monolithiques. Les assemblages sont faciles à réaliser dans le cas de béton coulé sur place. Dans la plupart des cas, les dimensions des ouvrages et éléments d'ouvrage en béton sont suffisants pour ne pas poser de problème délicat de stabilité.
- Les ressources nécessaires pour sa fabrication existent dans de nombreux pays en quantités presque illimitées.
- Il exige peu d'énergie pour sa fabrication.

II.6.1.3.b Inconvénients du béton :

Les principaux inconvénients du béton ont pu être éliminés grâce à son association à des armatures en acier ou à l'utilisation de la précontrainte. De toutes façons, il reste les quelques inconvénients suivants :

- Son poids propre élevé (densité de 2,4 environ qui peut être réduite à 1,8 dans le cas de bétons légers de structure et à moins de 1,0 dans le cas de béton légers d'isolation)
- Sa faible isolation thermique (elle peut être facilement améliorée en ajoutant une couche de produit isolant ou en utilisant des bétons légers spéciaux)

- Le coût élevé entraîné par la destruction du béton en cas de modification d'un ouvrage.

II.6.1.4. Caractéristique physique et mécanique du béton :

II.6.1.4.a. Caractéristique physique :

- **Masse volumique** : la masse volumique des bétons courants est comprise entre 2200 kg/m³ et 2500 kg/m³.
- **Coefficient de dilatation** : Lorsque les déformations entraînent un changement de volume du corps qui subit l'action des forces extérieures On définit la dilatation :

$\Delta = \Delta V / V$, le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et est égal à 10^{-5} .

- **Fluage** : Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton, elle subit :
 - Une déformation instantanée au moment du chargement,
 - Une déformation différée (qui se prolonge au cours du temps).

Cette déformation différée est appelée : fluage

- **Retrait** :

Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume sans chargement extérieur. Le retrait est une variation dimensionnelle du béton sans chargement extérieur. Le retrait varie en fonction :

- de l'état hygrométrique du milieu ambiant,
- du dosage de ciment,
- de la qualité d'eau de gâchage.

II.6.1.4.b. Caractéristique mécanique :

A. Résistance à la compression : [16]

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \\ F_{cj} = f_{c28} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{Si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ \text{Si } j > 28 \text{ jours.} \end{array}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \\ F_{cj} = f_{c28} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{Si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ \text{Si } j > 28 \text{ jours.} \end{array}$$

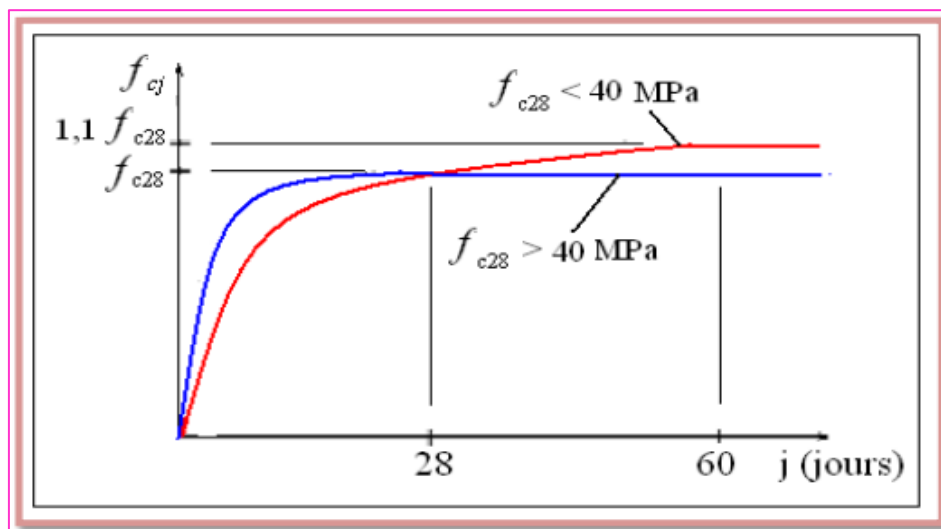


Figure II.8: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

B. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement. Définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa [17]} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

II.6.1.5. Déformation du béton :

- **Module d'élasticité longitudinal** : On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

1- Le module de déformation longitudinale instantané : [16]

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de Déformation longitudinale instantané (i) du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

2- Module d'élasticité différée : [16]

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vi} = \frac{E_{ij}}{3} \quad ; \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.2})$$

$$E_{vi} = 11000 \text{ MPa}$$

- **Module de cisaillement** :

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de Poisson

- **Coefficient de Poisson** : [16]

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$(\text{Art A2.1.3, BAEL 91}) \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ si le béton supposé fissuré à ELU.} \\ \nu = 0,2 \text{ si le béton supposé non fissuré à ELS} \end{array} \right.$$

II.6.1.6. Contraintes limites :

- **Contrainte limite à la compression : [16]**

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

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.3.3.3})$$

Sachant que :

$$\gamma_b \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ en situation durable S.D} \\ 1.15 \text{ en situation accidentelle S.A} \end{array} \right\}$$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24 \\ 0.85 & T < 1h \end{array} \right\}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient :

$$F_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$F_{bu} = 21.74 \text{ MPA, S.A}$$

- **Contrainte limite de cisaillement : [16] (Art 7-4.3. 1 BAEL91)**

La détermination de la contrainte tangente limite ultime $\overline{\tau_u}$ dépend des cas rencontrés :

Cas des armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$)

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

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

V_u : Effort tranchant.

$b_0.d$: Dimensions de pièce.

Pour la fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} \\ 5 \text{ MPA} \end{array} \right\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \left\{ \begin{array}{ll} 3,33 \text{ MPA} & \text{situation courante} \\ 4,35 \text{ MPA} & \text{situation accidentelle} \end{array} \right\}$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} \\ 4 \text{ MPA} \end{array} \right\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5 \text{ MPA} & \text{situation courante} \\ 3,26 \text{ MPA} & \text{situation accidentelle} \end{array} \right\}$$

Contraintes de service à la compression : (BAEL91)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

II.6.1.7. Diagramme contraintes déformations : [17] (A.4.3.4.1CBA93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime :**

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

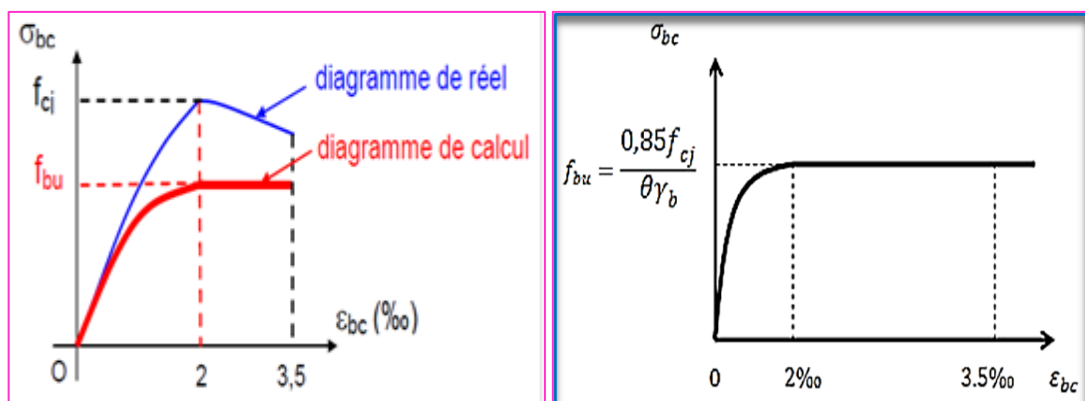


Figure II.9: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

- **L'état limite service :**

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [16]}$$

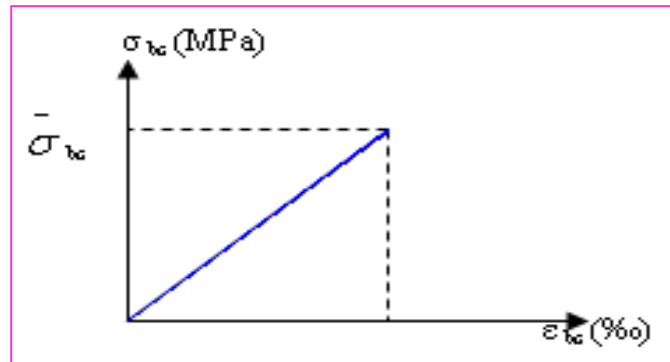


Figure II.10: Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELS.

II.6.1. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

II.6.1.1. Module d'élasticité longitudinale : [16]

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$

II.6.1.2. Caractéristiques des aciers utilisés :

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

Tableau II.2 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe (MPa)	Resistance a la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de (ψ) Scellement
Aciers en barre	HA FeE400	HA	400	480	1.6	1.5
Aciers en Treillis	(TS) TL520 ($\phi < 6$)	TS	520	550	1.3	1

II.6.1.3. Aciers utilisés en B.A :

Les armatures métalliques sont placées dans les zones du béton où le risque de fissuration est important (zones tendues ou cisailées).

Les armatures pour B.A sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

A / Ronds lisses

C'est un acier qui n'a subi aucun traitement thermique, il présente une surface lisse. Ce sont des aciers doux ; leur résistance est moyenne, ils sont souples et élastiques. Pour ce type, il existe deux (02) nuances :

Tableau II.3 : les nuances des Ronds lisses.

Nuance	F _e (MPa)
FeE 215	215
FeE 235	235



Figure II.11 : Ronds lisses.

B / Armatures à haute adhérence :

Leur surface présente des reliefs (nervures en hélice, ...) qui améliorent l'adhérence de la barre au béton. Ces aciers sont très résistants, mais peu souples. Pour ce type, on a :

Tableau II.4 : les nuances des armatures à haute adhérence.

Nuance	F_e (MPa)
F_eE 400	400
F_eE 500	500

Les barres les plus utilisées sont les barres en acier « TOR ».

Acier TOR : acier dur, torsadé à froid, de section ronde pourvue de deux nervures hélicoïdales entre lesquelles se situent des verrous obliques.



Figure II.12 : Acier Haute adhérence.

C / Treillis soudés :

Les treillis soudés sont des grillages en fils tréfilés et lisses, assemblés aux points de croisement par soudure électrique. Leur diamètre varie entre 4 et 12 mm.

Ils sont généralement utilisés comme armature des dalles et voiles.

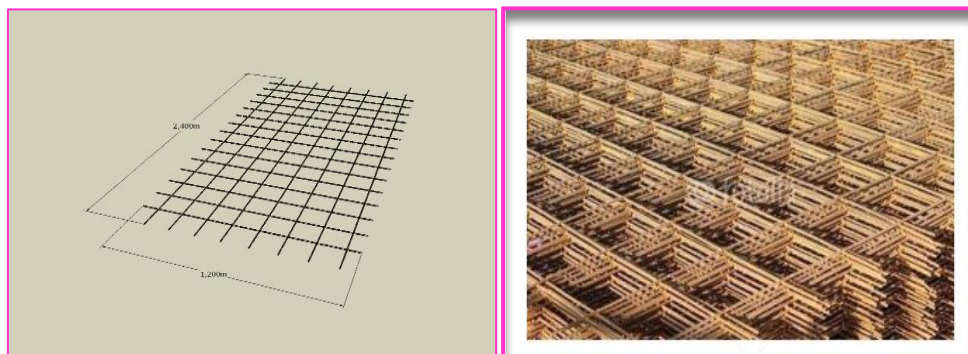


Figure II.13 : Treillis soudés.

II.6.1.4. Protection des armatures : [16] (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les parois soumises à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore au contact d'un liquide ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.6.1.5. Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

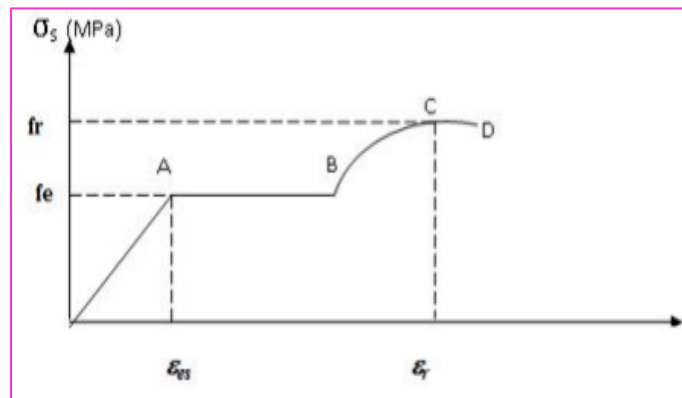


Figure II.14 : Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction.

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

II.6.1.6. Diagramme déformations contraintes de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

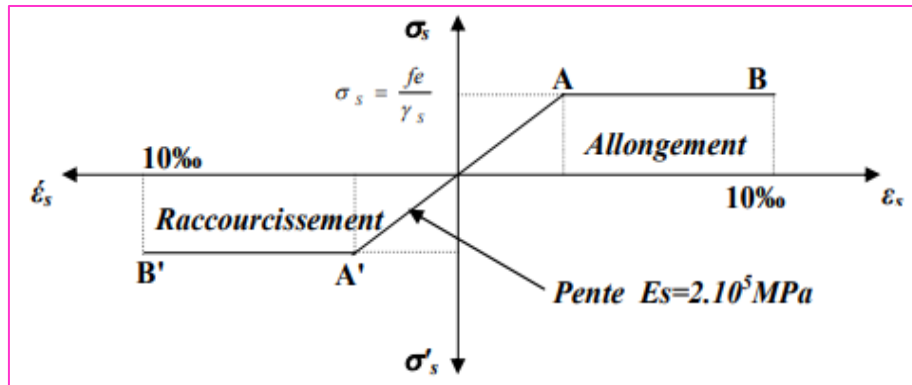


Figure II.15: Diagramme de contrainte-déformation de calcul.

II.6.1.7. Contraintes limites de calcul :

- Etat limite ultime ELU :

La contrainte limite de l'acier à l'état limite ultime est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \epsilon_s \times E_s$$

E_s : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1.15 \text{ en situation durable ou transitoire S.D}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle S.A}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



$$\left\{ \begin{array}{ll} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{array} \right\}$$

- **Etat limite de service ELS : [16]**

Cas de fissuration peut : pas de limitation : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$

Dans notre cas $\bar{\sigma}_{st} = 266.67 \text{ MPA}$

Avec : η coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour rondes lisses ;

$\eta = 1.6$ pour acier HA ;

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

II.7. Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

E.L.U :

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple
- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

E.L.S :

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b}$ est fixé forfaitairement $\eta = 15$.

II.8. Action et sollicitation :

II.8.1. Actions :

A - Actions permanentes :

Ces actions représentées par « G » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

B - Actions variables :

Ces actions représentées par « Q » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

C - Actions accidentelles :

- Séismes.
- Effet des chocs « explosion ».
- Avalanche.

II.8.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces :

- effort normal : N
- effort tranchant : V
- moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

Le tableau ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques de béton armé utilisé :

Tableau II.5 : caractéristiques de béton armé utilisé.

F_{c28} (MPa)	F_{t28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)	γ_b	σ_{bc} (MPa)	E (MPa)	γ_s	σ_s (MPa)	σ_{st} (MPa)
25	2.1	32164.195	10818.87	1.5	14.2	2.10^5	1.15	347.82	201.63

F_{c28} : Resistance caractéristique a la compression du béton âge de 28 jours.

F_{t28} : Resistance caractéristique a la traction du béton âge de 28 jours.

E_{ij} : module de Young instantané à l'âge de j jours.

E_{vj} : module de Young différé à l'âge de j jours.

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.

E : module de Young de l'acier.

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

II.9. Conclusion :

Les tableaux ci-dessous récupulatif les différentes caractéristiques du béton utilisées pour nos calculs :

Tableau II.6 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Resistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	18.48 MPa
		Situation accidentelle	14.16 MPa
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau II.7 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	347.82MPa
		Situation accidentelle	363.63MPa
	ELS	Fissuration peu prejudiciable	400MPa
		Fissuration prejudiciable	201.63MPa
		Fissuration tres prejudiciable	164.97 MPa

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristique qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre 03 :

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

III.1. Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant, il faut un pré dimensionnement de ces éléments, ce dernier doit être conforme aux règles **BAEL91**, **CBA93**, **RPA99 version 2003** et les différents **DTR**.

III.2. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + dalle de compression) qui reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Ils assurent deux fonctions essentielles :

- Une fonction de résistance mécanique
- Une fonction d'isolation acoustique, thermique et d'étanchéité.

La structure comporte deux sortes de planchers :

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

III.2.1. Plancher corps creux:

Il se compose de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrailée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

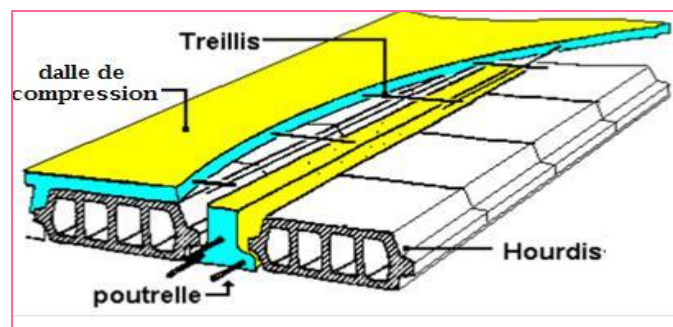


Figure III.1: Schéma d'une dalle à corps creux.

On déduira donc. L'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu : [17]

- $e = 07\text{cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5\text{ cm}$ pour trois heures de coup de feu.

En adopte : $e = 16\text{ cm}$.

b. Condition acoustique: [17]

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm et le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm** ; donc on adopte une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$.

c. Résistance à la flexion: [17]

Dans ce projet les planchers sont en corps creux

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: **C.B.A.93 [B.6.8.2.4]**.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

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

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Épaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L = \min (L_{x\max} ; L_{y\max}) = \min (470\text{ cm} ; 380\text{ cm}).$$

$$L = 380\text{cm}.$$

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{380}{22.5}$$

$$h_t \geq 16.88\text{ cm}.$$

Donc en adopte $h_t = 20\text{ cm}$.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

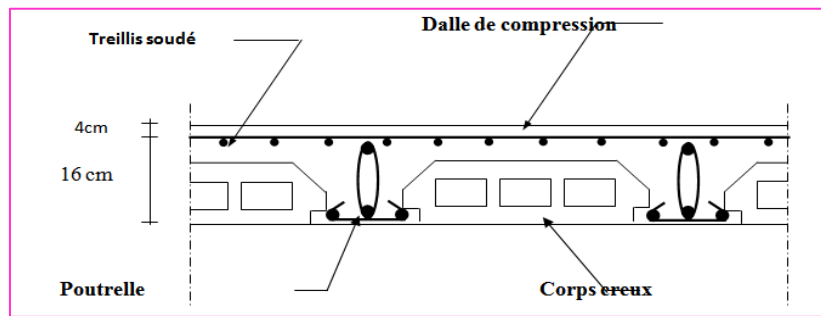


Figure III.2: Schématisation du plancher en corps creux
Dimensionnement des poutrelles.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t = (8 \text{ à } 12).$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

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

$$b_1 \geq \min (L_x/2; L_y/10)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 380 \text{ cm}$).

b : Largeur efficace.

b_0 : largeur de la poutrelle.

Tel que:

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

$$b_1 \geq \min (55/2 ; 380/10) ; b_1 \geq \min (27,5 \text{ cm} ; 38 \text{ cm})$$

On adopte: $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

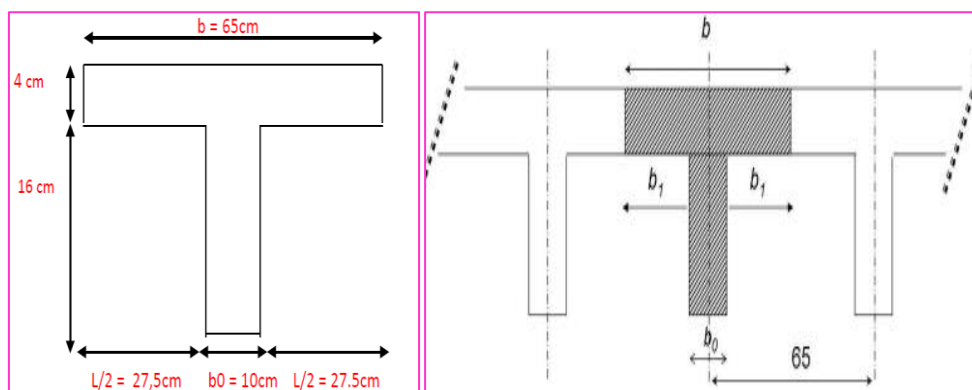


Figure III.3: schéma d'une section en T.

III.2.2. Plancher en dalle pleine en béton armé :

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a. Résistance au feu : [17]

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : $e_1 = 11$ cm.

b. Résistance à la flexion : [17]

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

Type 1 :

$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$$\Rightarrow e \geq \frac{140}{20} \Rightarrow e \geq 7 \text{ cm.}$$

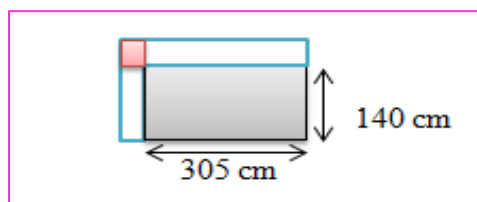


Figure III.4: Dalle sur 3 appuis.

Type 2 :

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow$ Pour une dalle hyperstatique (4 appuis) et 3 appuis et $\rho < 0.4$.

a- $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.30}{4.70} = 0.277 < 0.4.$

$$\frac{130}{35} = 3.714 \text{ cm} \leq e \leq \frac{130}{30} = 4.333 \text{ cm}.$$

$$\text{b- } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{470} = 0.309 < 0.4.$$

$$\frac{145}{35} = 4.143 \text{ cm} \leq e \leq \frac{145}{30} = 4.833 \text{ cm}.$$

L_x : Est la plus petite portée.

L_y : La plus grande portée (entre nus d'appuis) du panneau de dalle.

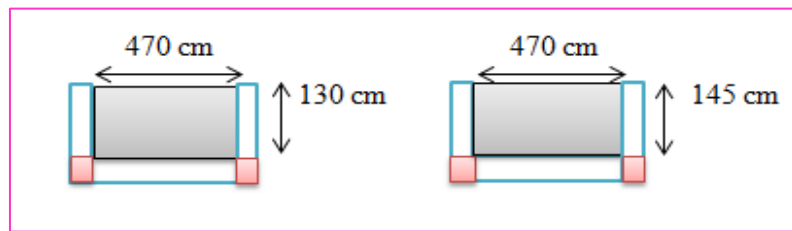


Figure III.5: Dalle sur 3 appuis.

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable. On prend : $e_2 = 15$.

a. Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher. La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique MDP est supérieur à 350 Kg/m^2 et la masse volumique du béton est $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est : $e_3 = M / \rho = 350 / 2500 = 14 \text{ cm}$.

Donc $e \geq \max(e_1, e_2, e_3) = \max(11, 15, 14)$.

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on adopte pour les dalles pleins une épaisseur; $e_p = 15 \text{ cm}$.

III.3. Pré dimensionnements des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91[16]** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003[18]**.

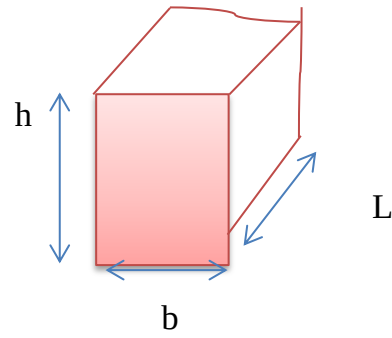
On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Et la vérification doit être :

- D'après le **BAEL91[16]**:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right\}$$

- D'après le **RPA99 version 2003 [18]**:

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ 1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\}$$



Avec: b = largeur de la poutre; h = hauteur de la poutre; et L = Distance maximale entre nus d'appuis.

III.3.1. Poutres principales:

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Selon le **BAEL91[16]** leur pré dimensionnement est comme suit : $L_{\max} = 470 \text{ cm}$.

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47 \quad \text{soit : } h = 40 \text{ cm.}$$

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{soit : } b = 30 \text{ cm.}$$

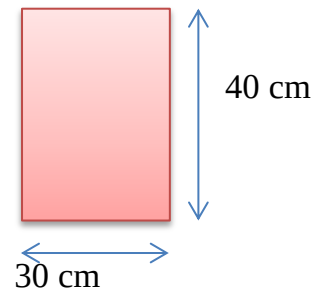
- Vérification les conditions suivant l'article 7.5.1 de **RPA/V 2003[18]** :

$$30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1 \leq \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

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



III.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

- Selon le **BAEL91[16]** leur pré dimensionnement est comme suit: $L_{\max} = 380 \text{ cm}$.

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \leq h \leq 38 \quad \text{soit : } h = 35 \text{ cm.}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{soit : } b = 30 \text{ cm.}$$

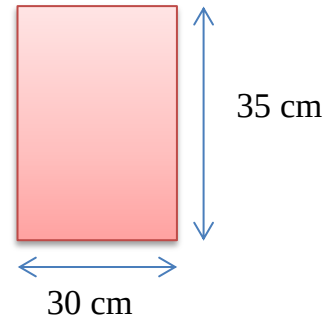
- Vérification les conditions suivant l'article 7.5.1 de **RPA/V 2003 [18]** :

$$30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1 \leq \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Soit : } (b \times h)_{p_s} = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$



III.3.3. Poutres palières :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Selon le **BAEL91**[16] leur pré dimensionnement est comme suit :

$$L_{\max} = 470 \text{ cm.}$$

$$\frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \quad \Rightarrow \quad 22 \leq h \leq 33 \quad \text{soit : } h = 30 \text{ cm.}$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 9 \leq b \leq 21 \quad \text{soit : } b = 30 \text{ cm.}$$

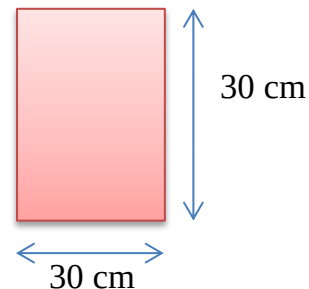
- Vérification les conditions suivant l'article **7.5.1 de RPA/V 2003**[18] :

$$30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1 \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Soit : } (b \times h)_{p_{pl}} = (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$



III.4. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier de l'étage courant comporte 02 volets et 01 palier intermédiaire. L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont Constitués de deux volées et un palier intermédiaires. Nous calculerons l'escalier du RDC et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à deux volées.

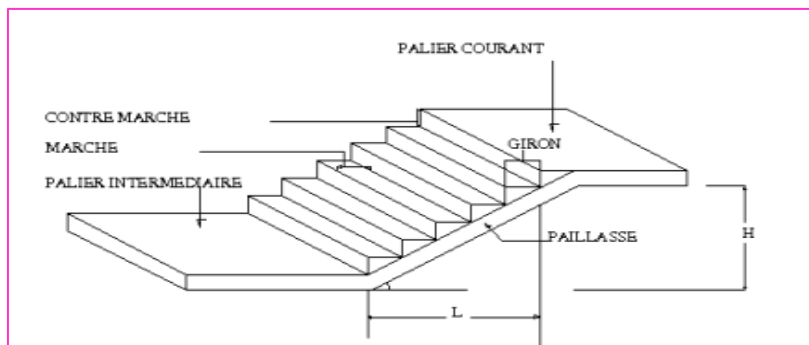


Figure III.6: Schéma d'un escalier.

- **Caractéristiques dimensionnelles :**

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- La montée : correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- L'emmarchement (E) : représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.

- **Notations utilisées :**

G : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e_p : épaisseur de la paillasse (volée).

h_e : La hauteur de chaque niveau ($h_e = 310$ cm).

H : hauteur de la volée ($H = \frac{h_e}{2} = \frac{310}{2} = 155$ cm).

L : longueur la volée projetée.

n : nombres de marches.

L_p : La longueur de palier (palier de départ et d'arrivée).

L_v : Longueur de la volée.

- Pratiquement: la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm.

la largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm.

On prend : h = 17 cm et g = 30 cm.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$.

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

- Détermination du nombre de contre marches (n):

$$n = \frac{H}{h} = \frac{155}{17} \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches pour chaque volée.}$$

- Détermination du nombre des marches (m) :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches pour chaque volée.}$$

- Inclinaison de la paillasse(α) :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{155}{240} = 0.646 \Rightarrow \alpha = 32.862^\circ.$$

- Détermination du Longueur de la volée(L_v):

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

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.55^2} = 2.857 \text{ m.}$$

- Détermination du L'épaisseur de la paillasse(e) :

$$L_t = L_{p1} + L_{p2} + L_v = 1.40 + 1.20 + 2.857 = 5.457 \text{ m.}$$

$$\frac{L_t}{30} \leq e \leq \frac{L_t}{20} \Rightarrow \frac{545.7}{30} \leq e \leq \frac{545.7}{20} \Rightarrow 18.19 \text{ cm} \leq e \leq 27.285 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow e = 20 \text{ cm.}$$

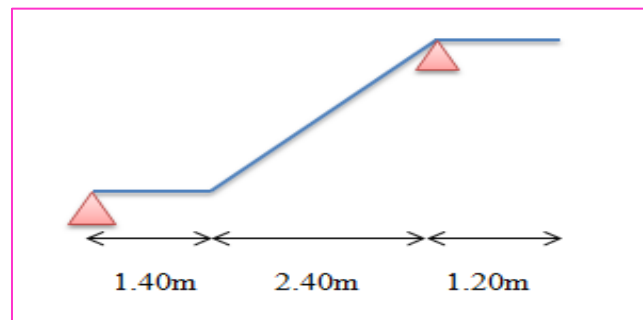


Figure III.7 : Dimensions d'un escalier.

III.5. Pré dimensionnement des voiles :

Le contreventement mixte tel que donné dans le **RPA 99 [18]**, est défini par les trois conditions suivantes qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de **RPA99/Version2003 (page56) [18]**.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de **RPA 99/Version2003 [17]**.

- Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $L > 4e$.

telle que: L : longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

- L'épaisseur minimale du 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 selon les formules suivantes :

h_e : Hauteur libre du voile; h : hauteur d'étage; h_d : hauteur de la dalle.

$$e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right\} \quad ; \quad h_e = h - h_d = 3.10 - 0.4 = 2.70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e \geq \max \left\{ \frac{270}{20} = 13.5\text{cm}; \frac{270}{22} = 12.27\text{cm}; \frac{270}{25} = 10.8\text{cm} \right\}.$$

$\Rightarrow e \geq 13.5 \text{ cm}$. Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles

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

D'après l'article 7.7.1 de **RPA 99/Version2003 [18]**:

$$\begin{cases} L1 = 350\text{cm} \geq 4 * 15 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.} \\ L2 = 380\text{cm} \geq 4 * 15 = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.} \end{cases}$$

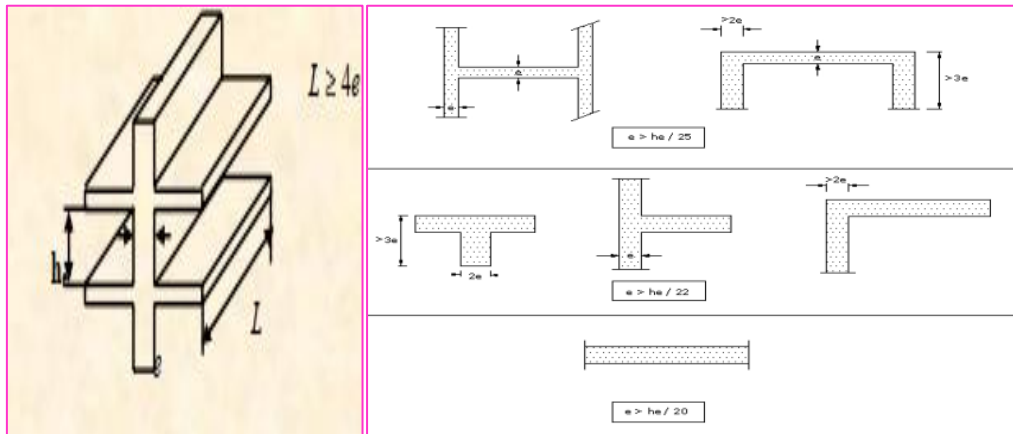


Figure III.8: Coupes des voiles pour différents

III.6. Évaluation des charges et surcharges :

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

Les charges permanentes (G) ; Les surcharges d'exploitation (Q); Elles seront déterminées suivant le règlement **D.T.R.B.C.2.2 [19]**.

III.6.1. Les Charges d'exploitation : [19]

Tableau III.1: Charges d'exploitations des différents éléments.

Nature de plancher	Valeur (Q) (KN/m ²)
Acrotère	1
Etage terrasse inaccessible	1
Etage courant (habitation)	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

III.6.2. Les charges permanentes: [19]

a. Plancher terrasse inaccessible :

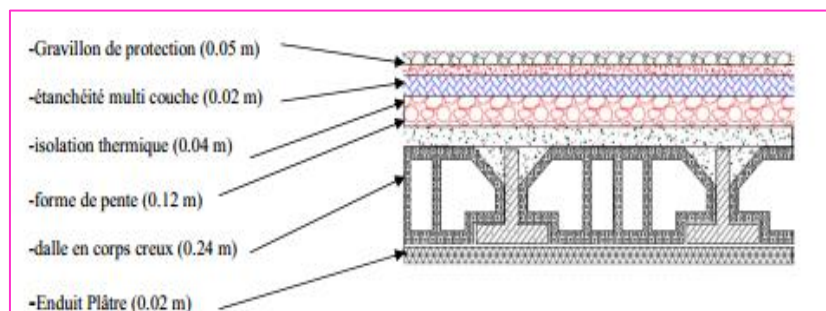


Figure III.9 : Schéma d'un Plancher à corps creux de terrasse inaccessible.

Tableau III.2: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	20	1.60
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher corps creux	16 + 4	/	2.80
Enduit en plâtre	0.02	13	0.26
TOTAL			$G_{ter} = 5.79 \text{ KN/m}^2$

b. plancher étage courant :

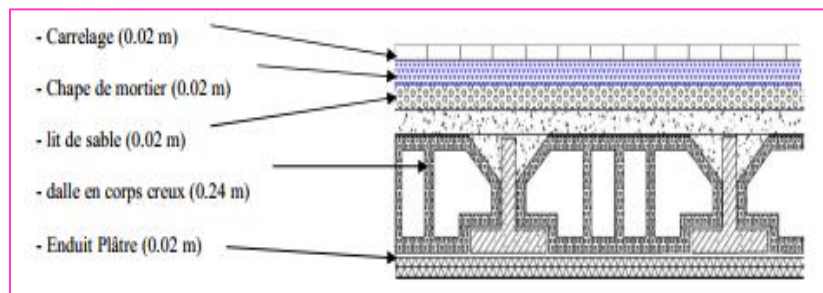


Figure III.10 : Schéma d'un plancher à corps creux d'étage courant.

Tableau III.3: Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	2	0.40
Lit de sable	0.03	1.80	0.54
Plancher corps creux	16+4	/	2.80
Enduit en plâtre	0.02	13	0.26
Cloison de séparation	10	0.10	1
TOTAL			$G_{éc} = 5.44 \text{ KN/m}^2$

c. Plancher dalle pleine (balcon) :

Tableau III.4: Charges permanentes des balcons.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Chape de mortier	0.02	2	0.40
Lit de sable	0.03	1.80	0.54
Dalle en B A	15	0.2	3
Enduit plâtre	0.02	13	0.26
TOTAL			$G_{bal} = 4.64 \text{ KN/m}^2$

d. Murs extérieurs doubles parois en briques creuses :

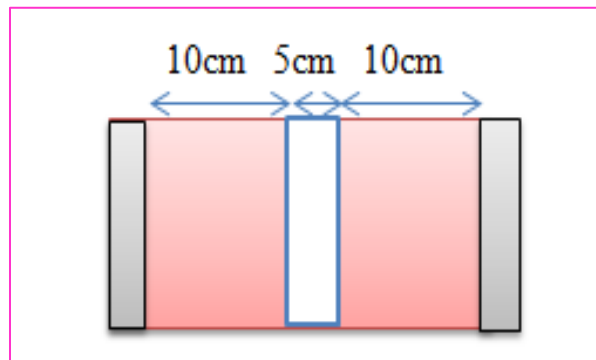


Figure III.11 : Dimensions d'un Murs extérieurs.

Tableau III.5: Charges permanentes de mur extérieur.

Les éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.40
Briques creuses ext	0.10	12	1.20
Briques creuses int	0.10	12	1.20
Enduit intérieur	0.015	13	0.195
TOTAL			$G_{mur \text{ ext}} = 2.995 \text{ KN/m}^2$

e- Les escaliers :

- le paillasse :

Tableau III.6: Charges permanentes des paillasses.

Matériau	e (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Revêtement	0.02/cos α	20	0.4744
Marche	0.17/2	22	1.87
Paillasse	0.20/cos α	25	5.953
Gardes corps métallique	-	-	0.10
TOATL			G _{volé} = 9.237 KN/m

- Palier de repos :

Tableau III.7: Charges permanentes des Paliers de repos.

Matériau	e (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Palier de repos	0.20	25	5
Revêtement	0.02	20	0.40
TOTAL			G _{pal} = 6.24 KN/m ²

e. Acrotère :

Section transversale de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{aligned} \text{Revêtement en enduit de ciment} &= 0.02 \times 20 (0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5) \\ &= 0.592 \text{ KN/m.} \end{aligned}$$

$$G = 0.592 + 1.725 = 2.317 \text{ KN/ml.}$$

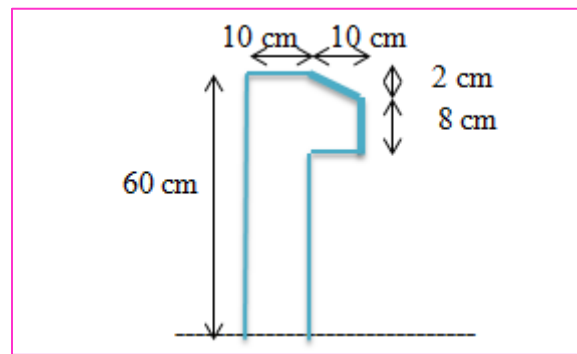


Figure III.12: Schéma de l'acrotère.

III.7. Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

Selon les règles **BAEL 91, (article B.8.4.1) [16]**, l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau. Doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A_s \times f_e / \gamma_s)).$$

A_s : La section d'acier minimale.

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400\text{MPa}$.

B_r : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre.

D'épaisseur sur toute sa périphérie tel que:

$$B_r = (h-2) (b-2) \dots \dots \dots \text{cm}^2.$$

F_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

$$\gamma_s = 1.15 ; \quad \gamma_b = 1.5.$$

III.7.1 Méthode de calcul:

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

Condition de résistance, condition de stabilité et condition imposée par le RPA99

a. condition de résistance :

D'après le **BAEL91 [16]** :

$$B_r \geq \alpha \times N_u / [(f_{bc} / 0.9) + 0.85 \times (f_e / \gamma_s) (A_s / B_r)] \dots \dots \dots (*)$$

B_r : section réduite obtenue en retirant 1 cm d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du Poteau :

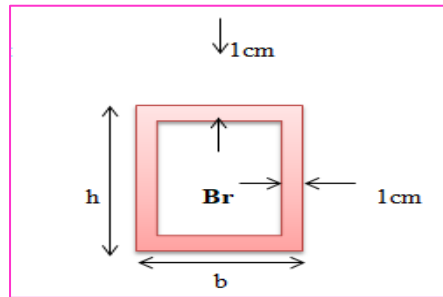


Figure III.13 : Détermination de la section B_r .

$$\begin{cases} B_r = (b - 2) \times (h - 2) & \text{pour une section rectangulaire.} \\ B_r = (b - 2)^2 & \text{pour une section carrée.} \end{cases}$$

α : Coefficient qui est fonction de l'élancement géométrique λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \Rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prendra ($\lambda = 35$)

$$\Rightarrow \alpha = 0.708.$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone I.}$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone II}_a.$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone II}_b.$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone III.}$$

Selon le **RPA99 V2003 [16]** le pourcentage minimal des armatures est de 0.8% en zone **II_a**.

$$A_s = 0.8\% \times B_r \Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = 0.8\% = 0.008$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.167 \text{ MPa.}$$

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

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$B_r \geq (0.708 \times N_u \times 10^{-3} / [(14.167 / 0.9) + 0.85 \times (0.8 / 100) \times 348])$$

$$N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$$

$$\begin{cases} N_g : \text{Effort normal du aux charges permanente.} \\ N_q : \text{Effort normal du aux charges d'exploitations.} \end{cases}$$

- Le calcul de Nu à partir de la descente de charge.

b. Condition de stabilité :

Pour éviter le flambement il faut qu'il soit $\lambda \leq 35$

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} ; i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{hb^3/12}{bh}} = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{0.3}{\sqrt{12}} = 0.087 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} ; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0.4}{\sqrt{12}} = 0.115 \text{ m}$$

Nous avons : $B = b \times h$

$$L_f = 0.7L_0 = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{2.17}{0.087} = 24.94 \leq 35 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\Rightarrow \lambda_y = \frac{2.17}{0.115} = 18.87 \leq 35 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

c. Condition imposée par le RPA99 (version 2003) [article 7.4.1 P60] [18]:

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < \left(\frac{b_1}{h_1}\right) < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(30; 40) = 30 \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \min(30; 40) = 30 \geq \frac{310}{20} = 15.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{1}{4} < \left(\frac{30}{40}\right) = 0.75 < 4 \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

III.7.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux plus sollicité :

a. Poteau centrale :

Surface afférente :

$$S_a = (2.35 \times 1.90) + (1.75 \times 1.90) + (1.775 \times 2.35) + (1.775 \times 1.75)$$

$$S_a = 15.068 \text{ m}^2.$$

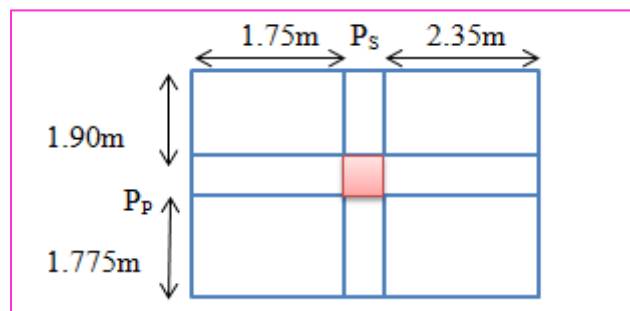


Figure III.14: La surface afférente par le poteau central.

Tableau III.8: charge et surcharges revenant au poteau central.

Niveaux	Elément	G(KN)
4-4	Plancher terrasse	$5.79 \times 15.068 = 87.244$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times (1.9 + 1.775) \times 25 = 9.646$
Totale		G = 109.19 KN
3-3	Plancher étage courant	$5.44 \times 15.068 = 81.970$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times (1.90 + 1.775) \times 25 = 9.647$
	Poteau	$(0.30 \times 0.40) \times 3.10 \times 25 = 9.3$
Totale		G = 113.217 KN
2-2	Plancher étage courant	$5.44 \times 15.068 = 81.970$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times (1.90 + 1.775) \times 25 = 9.647$
	Poteau	$(0.30 \times 0.40) \times 3.10 \times 25 = 9.3$
Totale		G = 113.217 KN
1-1	Plancher étage courant	$5.44 \times 15.068 = 81.970$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times (1.90 + 1.775) \times 25 = 9.647$
	Poteau	$(0.30 \times 0.40) \times 3.10 \times 25 = 9.3$
Totale		G = 113.217 KN
RDC	Plancher étage courant	$5.44 \times 15.068 = 81.970$
	Poutre principale	$(0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times (1.90 + 1.775) \times 25 = 9.647$
	Poteau	$(0.30 \times 0.40) \times 3.10 \times 25 = 9.3$
Totale		G = 113.217 KN
Total		G = 562.058 KN

e- poteau de rive:

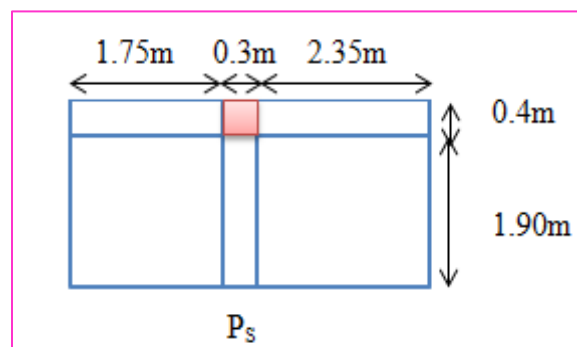


Figure III.15: La surface afférente par le poteau de rive.

Surface afférente :

$$S_a = (1.75 + 2.35) \times 1.90$$

$$S_a = 7.79 \text{ m}^2.$$

Tableau III.9: charge et surcharges revenant aux poteaux de rive.

Niveaux	Elément	G(KN)
4-4	Plancher terrasse	$5.79 \times 7.79 = 45.104$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Acrotère	$2.317 \times (1.75 + 0.3 + 2.35) = 10.195$
Totale		G = 72.587 KN
3-3	Plancher étage courant	$5.44 \times 7.79 = 42.378$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Poteau	$0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$
	Mur extérieur	$2.995 \times (1.75 + 2.35) \times (3.10 - 0.40) = 33.155$
Totale		G=102.121 KN
2-2	Plancher étage courant	$5.44 \times 7.79 = 42.378$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Poteau	$0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$
	Mur extérieur	$2.995 \times (1.75 + 2.35) \times (3.10 - 0.40) = 33.155$
Totale		G = 102.121 KN
1-1	Plancher étage courant	$5.44 \times 7.79 = 42.378$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Poteau	$0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$
	Mur extérieur	$2.995 \times (1.75 + 2.35) \times (3.10 - 0.40) = 33.155$
Totale		G = 102.121 KN
RDC	Plancher étage courant	$5.44 \times 7.79 = 42.378$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times (1.75 + 2.35) \times 25 = 12.3$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Poteau	$0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$
Total		G = 68.966 KN
Total		G = 447.916 KN

b. poteau d'angle:

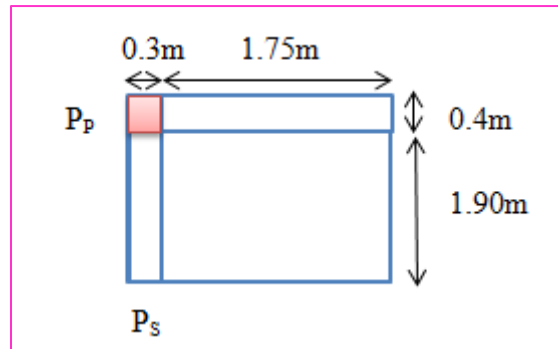


Figure III.16: La surface afférente par le poteau de rive d'angle.

Surface afférente :

$$S_a = 1.75 \times 1.90$$

$$S_a = 3.325 \text{ m}^2$$

Tableau III.10: charge et surcharges revenant aux poteaux d'angle.

Niveaux	Elément	G(KN)
4-4	Plancher terrasse	$5.79 \times 3.325 = 19.252$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 25 = 5.25$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Acrotère	$2.317 \times (1.75 + 0.3 + 1.90 + 0.4) = 10.079$
	Totale	G = 39.569 KN
3-3	Plancher étage courant	$5.44 \times 3.325 = 18.088$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 25 = 5.25$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Poteau	$0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$
	Mur extérieur	$2.995 \times (1.75 \times (3.10 - 0.4) + 1.9 \times (3.10 - 0.35)) = 29.8$
	Totale	G = 67.426 KN
2-2	Plancher étage courant	$5.44 \times 3.325 = 18.088$
	Poutre principale	$0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 25 = 5.25$
	Poutre secondaire	$0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$
	Poteau	$0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$
	Mur extérieur	$2.995 \times (1.75 \times (3.10 - 0.4) + 1.9 \times (3.10 - 0.35)) = 29.8$
	Totale	G = 67.426 KN
Totale		G = 174.421 KN
1-1	Plancher étage courant	$5.44 \times 3.325 = 18.088$

	Poutre principale Poutre secondaire Poteau Mur extérieur	$0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 25 = 5.25$ $0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$ $0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$ $2.995 (1.75 \times (3.10 - 0.4) + 1.9 \times (3.10 - 0.35))$ $= 29.8$ $G = 67.426 \text{ KN}$
	Totale	$G = 241.847 \text{ KN}$
RDC	Plancher étage courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau	$5.44 \times 3.325 = 18.088$ $0.30 \times 0.40 \times 1.75 \times 25 = 5.25$ $0.30 \times 0.35 \times 1.9 \times 25 = 4.988$ $0.30 \times 0.40 \times 3.10 \times 25 = 9.3$ $G = 37.326 \text{ KN}$
	Total	$G = 279.173 \text{ KN}$

La section du poteau le plus sollicité est : la section centrale : $G_t = 562.058 \text{ KN}$.

III.7.3. Dégression des Surcharges d'Exploitation:

D'après le **DTR B.C.2.2.5 [19]** comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent Simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu'à $0.5 \times Q$ sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n).$$

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1 ; Q_2 ; Q_3 \dots Q_n$: les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

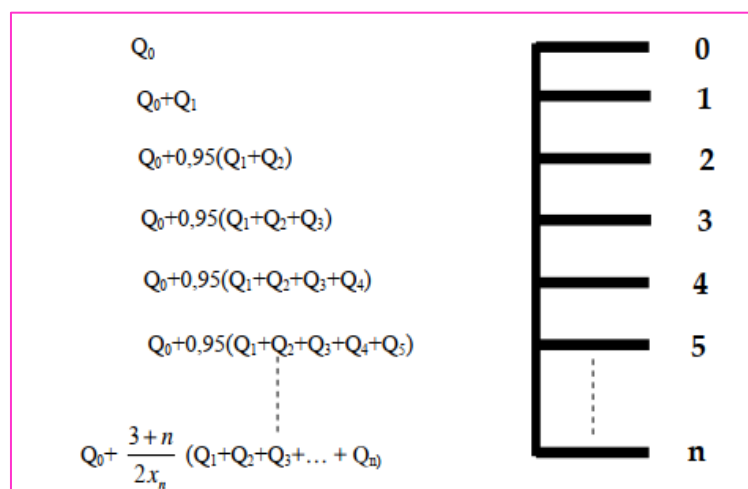


Figure III.17: Loi de dégression.

• **Dégression des charges :**

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \times S = 1 \times 15.068 = 15.068 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = 15.068 + 1.5 \times 15.068 = 37.67 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = 15.068 + 0.95 (2 \times 22.602) = 58.012 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = 15.068 + 0.90 (3 \times 22.602) = 76.093 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = 15.068 + 0.85 (4 \times 22.602) = 91.915 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{total}} = 91.915 \text{ KN.}$$

$$N_g = 562.058 \text{ KN} ; N_q = 91.915 \text{ KN.}$$

$$N_U = 1,35 \times 562.058 + 1,5 \times 91.915 = 896.651 \text{ KN.}$$

Une majoration de 15% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux est plus d'une fois voisins d'un poteau de rive.

$$N_u' = 1.15 N_u = 1.15 \times 896.651 = 1031.149 \text{ KN.}$$

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$B_r \geq \alpha \times N_u' / [(f_{bc} / 0.9) + 0.85 \times (f_e / \gamma_s) (A_s / B_r)]$$

$$B_r \geq \frac{0.708 \times 1031.149 \times 10^3}{\frac{14.167}{0.9} + \frac{0.8 \times 0.85}{100} \times 348} ; B_r \geq 403.177 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On a: } B_r = (b - 2) \times (h - 2) = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2.$$

$$1064 \text{ cm}^2 \geq 403.177 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III.7.4. Vérifications du $B_r^{\text{calculé}} \leq B_r^{\text{adop}}$:

On refait le même calcul pour tous les niveaux.

Les résultats du calcul sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Vérifications du $B_r^{\text{calculé}} \leq B_r^{\text{adop}}$:

N	G (KN)	G _{cum}	Q(KN)	Q _{cum}	N _u (KN)	N _u ' (KN)	B _r ^{calculé} (cm ²)	B _r ^{adop} (cm ²)	B _r ^{calculé} ≤ B _r ^{adop}
N4	109.19	109.19	15.068	15.068	170.009	195.510	76.444	1064	C.V
N3	113.217	222.407	22.602	37.67	356.754	410.267	16.041	1064	C.V
N2	113.217	335.624	22.602	58.012	540.11	621.127	242.861	1064	C.V
N1	113.217	448.841	22.602	76.093	720.075	828.086	323.782	1064	C.V
RD C	113.217	562.058	22.602	91.915	896.651	1031.149	403.179	1064	C.V

III.8.Conclusion:

Le pré-dimensionnement des éléments principaux et secondaires nous permet d'avoir les différentes charges qui seront appliquées sur la structure. Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Poutres palières : $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

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

Escalier : $e = 20 \text{ cm}$.

Poteaux : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

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

Chapitre 04 :

Modélisation des structures et étude dynamique

IV.1. Introduction:

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains, Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique.

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.

IV.3. Modélisation de la structure:

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés { ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié. L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul robot.

IV.3.1. Présentation du logiciel de calcul Robot™ Structural Analysis (2):

Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel utilisé par les ingénieurs en génie civil et les spécialistes en construction industrielle. Il permet de créer des modèles de structure, d'effectuer des analyses structurelles et d'établir des simulations détaillées de la construction.

Il est caractérisé par un flux de travail fluide, notamment avec le logiciel Autodesk Revit dans le cadre du système collaboratif du travail BIM (Building Management System).

Il aide donc dans le teste de la conformité d'une structure en acier ou en béton du design structurel.

La présente formation proposée par Medina Fondation, qui est divisée en deux parties, a pour objectif d'acquérir les bases de la Modélisation et du Calcul de Structures en Béton armé et en Charpente Métallique en utilisant Robot Structural Analysis.

IV.4. Les versions du Règles parasismiques algériennes :[20]

La réglementation parasismique est le document technique "DTR BC 2-48" dit : "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99". La première version a été RPA81 qui fut suivie par le RPA81 version de 1983 après le séisme de Chlef du 10 Octobre 1980 .La troisième version RPA88 a été suivie par la version RPA99. Les règles RPA99 tiennent compte des errements des séismes tels que le tremblement de terre de Oued Djer (Algérie) en octobre 1988 et celui d'Ain Témouchent en 22.12.1999.Ainsi elle introduit 4 sites de sol au lieu des 2 sites (sol meuble et sol ferme) du RPA88.Enfin le RPA99 version 2003, est en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003.

IV.5. Etude pratique : modélisation de la structure sur ROBOT :

IV.5.1. Etapes de réalisation du projet sur Robot :

a. Préférences de la tâche :

1. Choix de type de la structure :

Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :

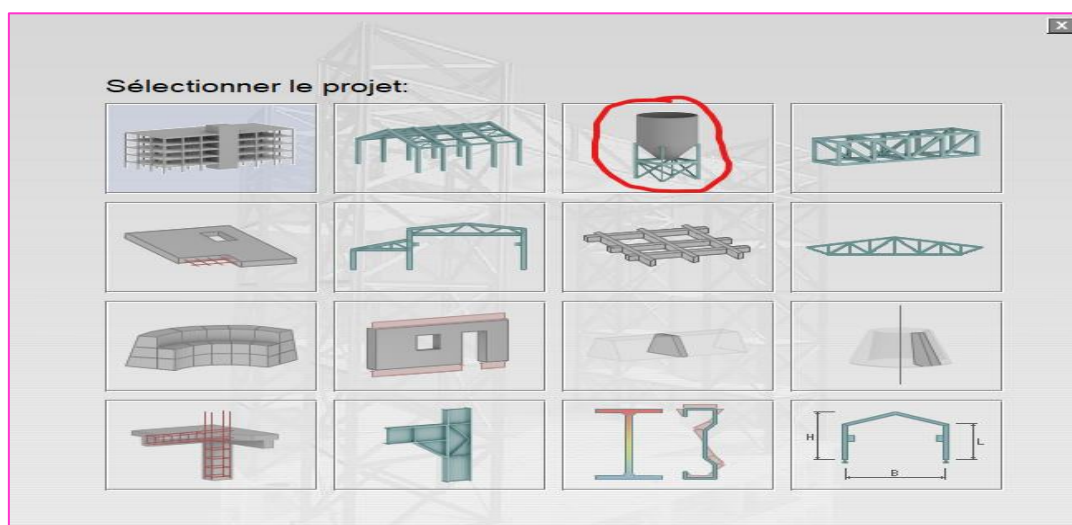


Figure IV.1: Choix de la structure à étudiée.

2. Configuration de préférence de l'affaire :

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on accède à la commande « **préférence de la tâche** », en cliquant sur l'icône « **outil** ».

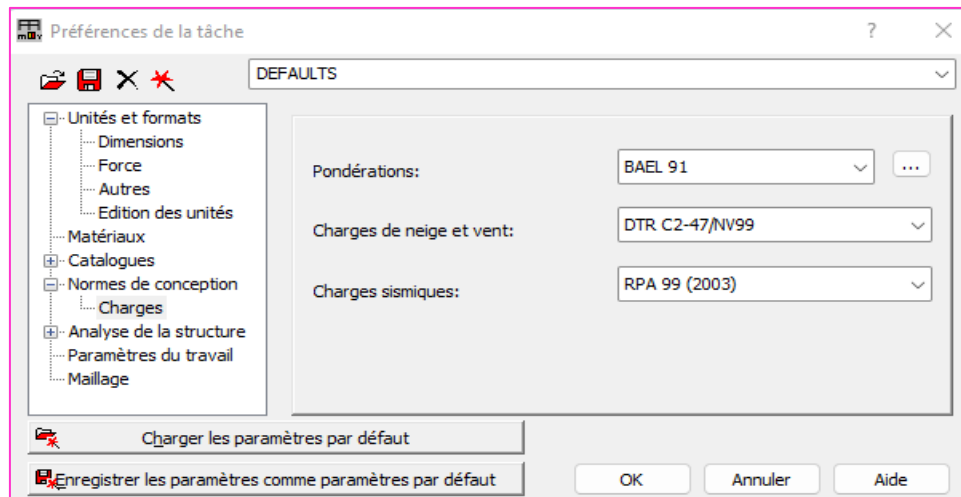


Figure IV.2: Préférences de la tâche.

Pour éviter des erreurs de modélisation, désactiver l'accrochage de la grille.

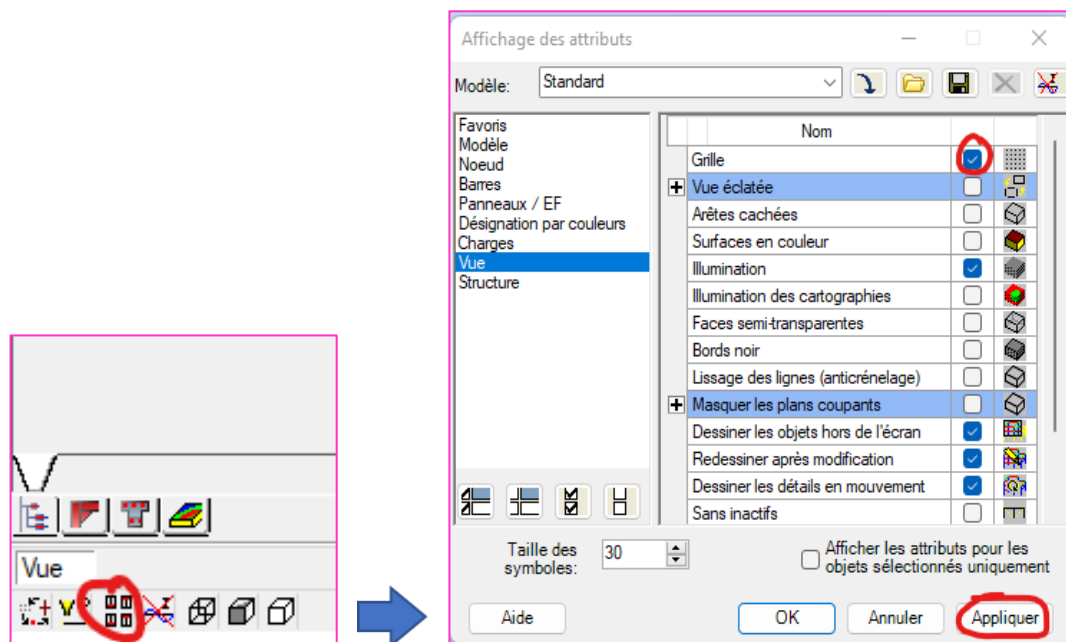


Figure IV.3: Affichage des attributs.

3. Lignes de construction :

Lignes de construction pour suivant les 3 axes (x, y, z) :

Dans le menu« **Structure** », on clique sur l'icône  Lignes de construction.

Les cotes de ces lignes seront introduites dans les fenêtres données dans le système de coordonnées cartésiennes.

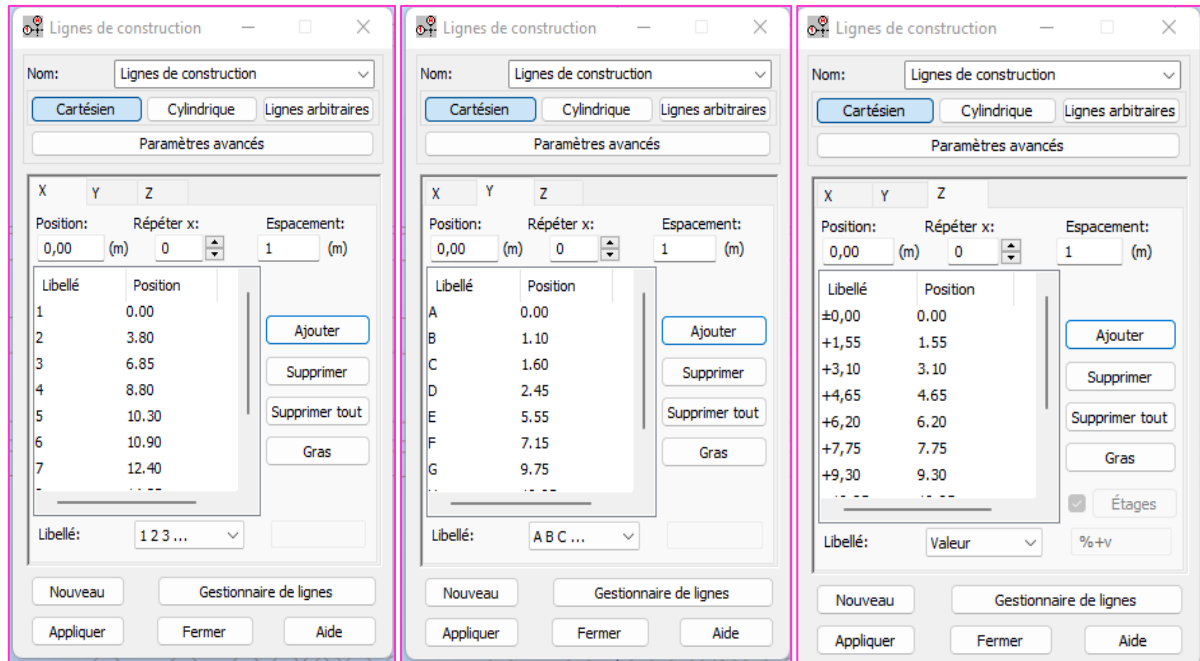


Figure IV.4: Lignes de construction pour suivant les 3 axes (x, y, z).

On aura le résultat suivant :

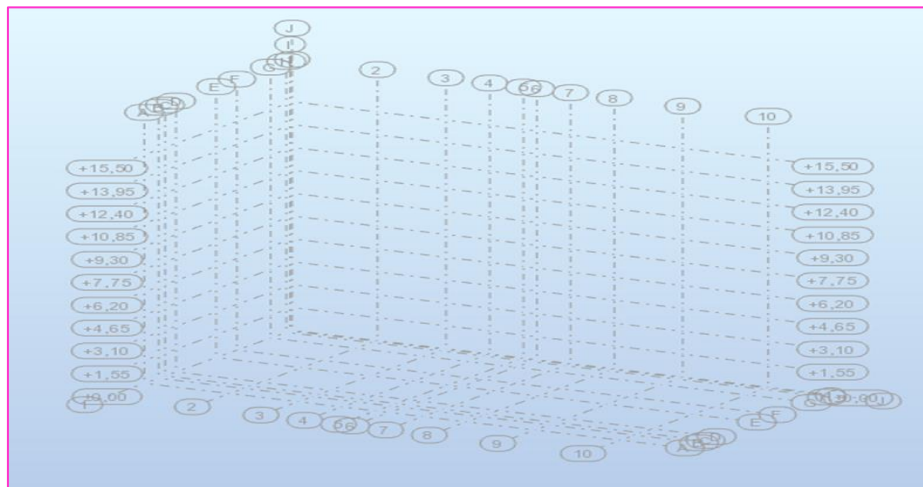


Figure IV.5: Espace de travail obtenu.

4. Définir les sections transversales (Profils des barres) :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure. Dans le menu « **structure** » → « caractéristiques » → « profilés de barres ». Il apparait la boîte de dialogue ci-après, et on définit un nouveau profilé on clique sur .

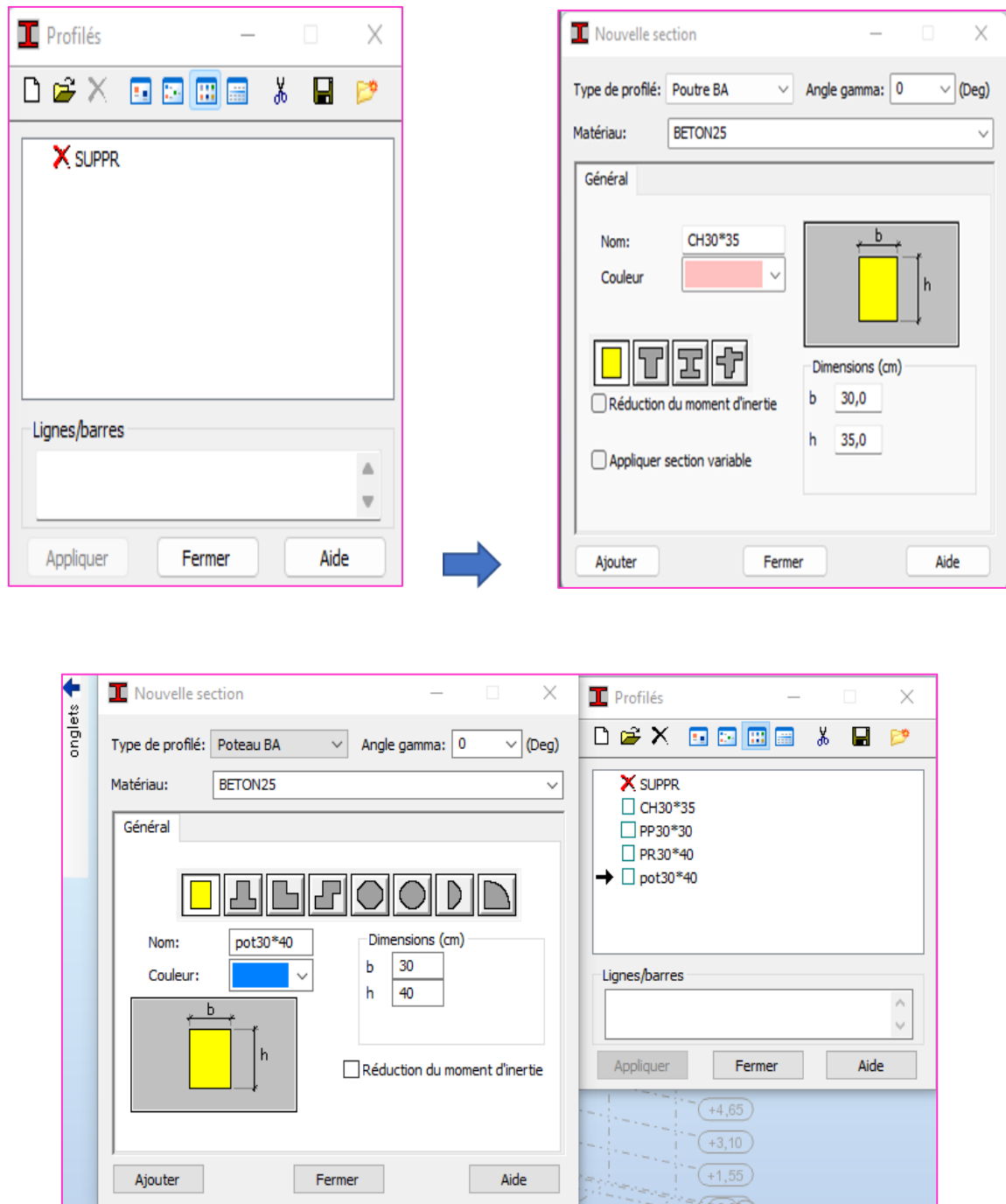


Figure IV.6: Choix des profilés de barres.

5. Affectation des sections transversales (création des barres) :

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône  « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

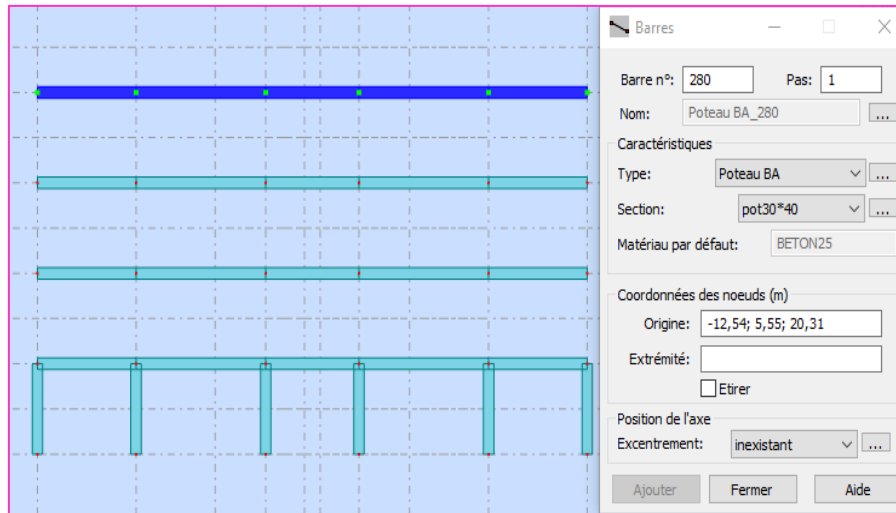


Figure IV.7: Modélisation des poteaux.

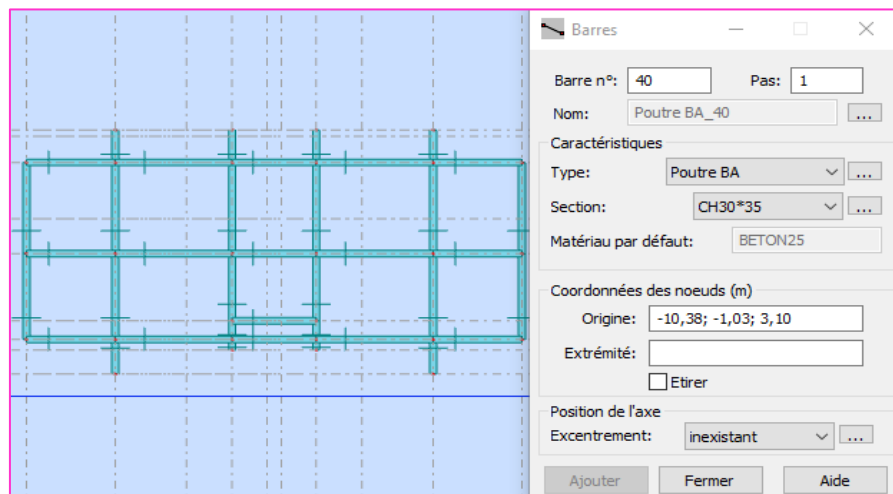


Figure IV.8: Modélisation des poutres.

6. Création des panneaux :

Afin de créer des panneaux dans la structure, on sélectionne épaisseur EF.

Pour accéder à la boîte de dialogue « **épaisseur EF** » on sélectionne dans le menu « **structure** » « **caractéristique** » et on clique sur l'icône , après un clic sur l'icône  « **définir nouvelle section** » et sur l'onglet « **uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

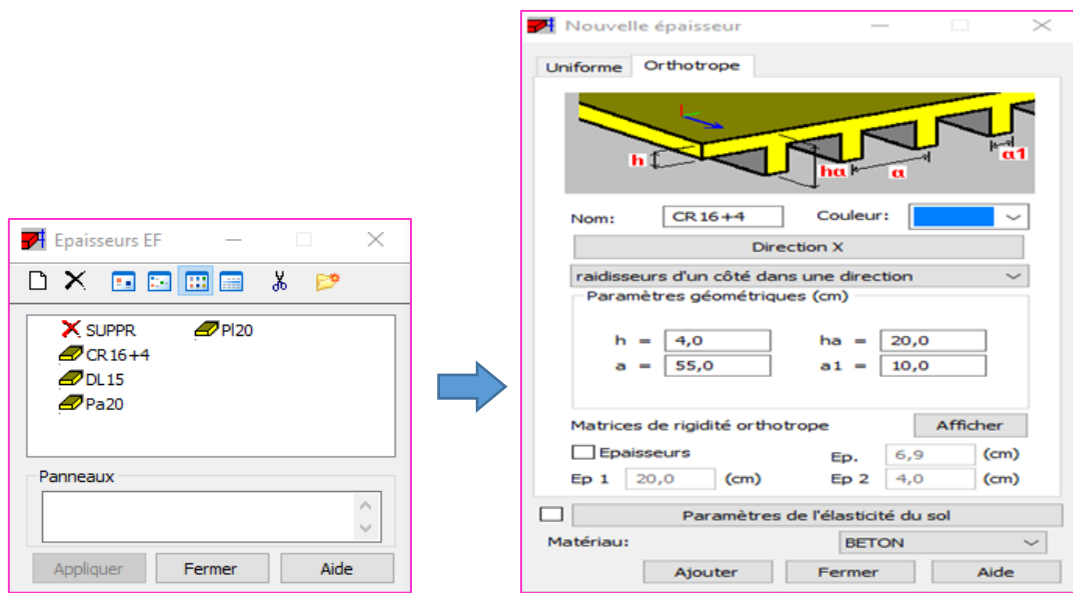


Figure IV.9: Epaisseur des panneaux.

7. Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « **appuis** », on choisit les encastremements nodaux pour les nœuds et les encastrent linéairement pour les voiles (bords des contours).

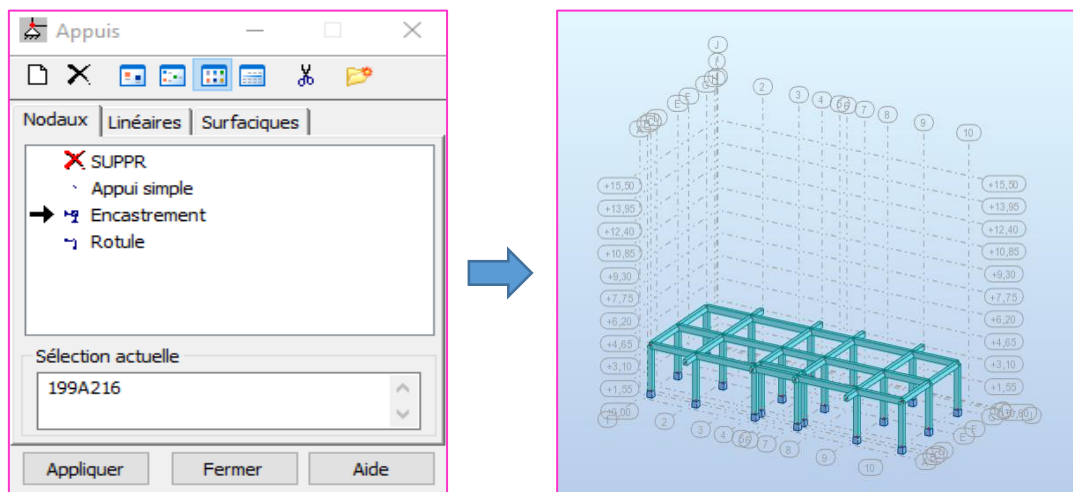


Figure IV.10: Définition des appuis.

8. Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône  « **cas de charges** », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « **nouveau** ».

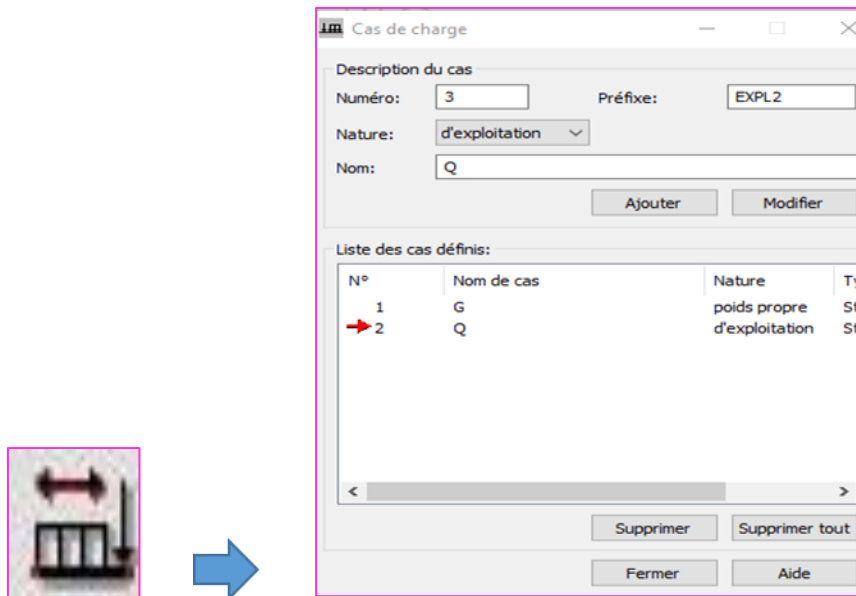


Figure IV.11: Définition des charges.

9. Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « **charge** ».

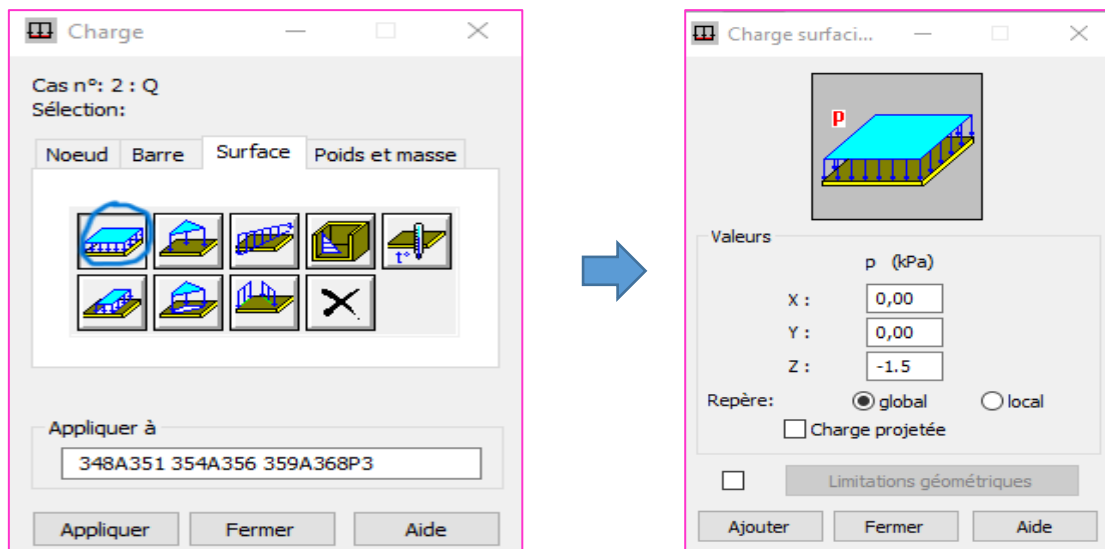


Figure IV.12: Chargement de la structure.

Puis on clique sur « **Définir** » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie.

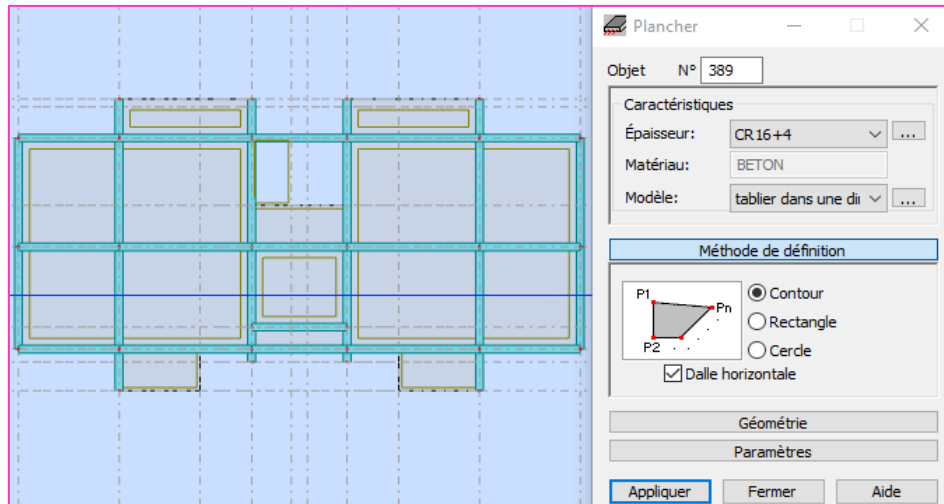


Figure IV.13: Application des charges surfaciques.

10. Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » une boîte de dialogue apparaît :

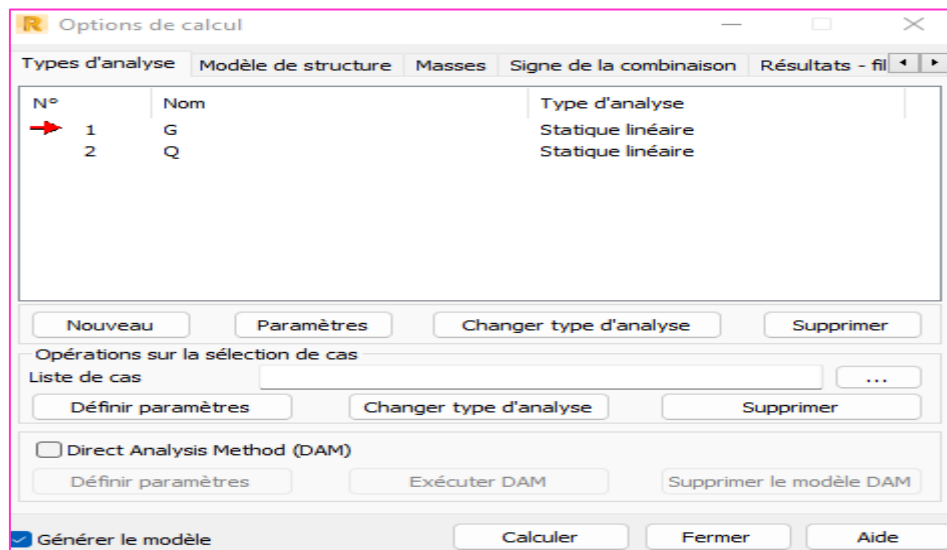


Figure IV.14: Définition des charges dynamiques.

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique. On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

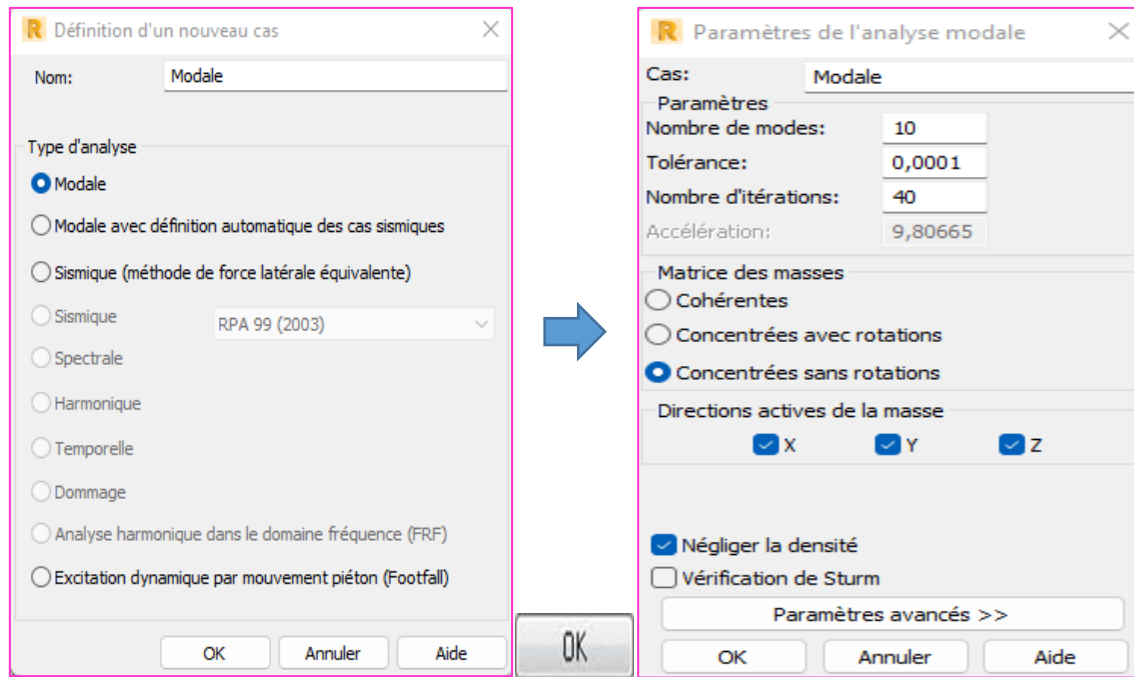


Figure IV.15: Introduction des paramètres de l'analyse modale.

On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.

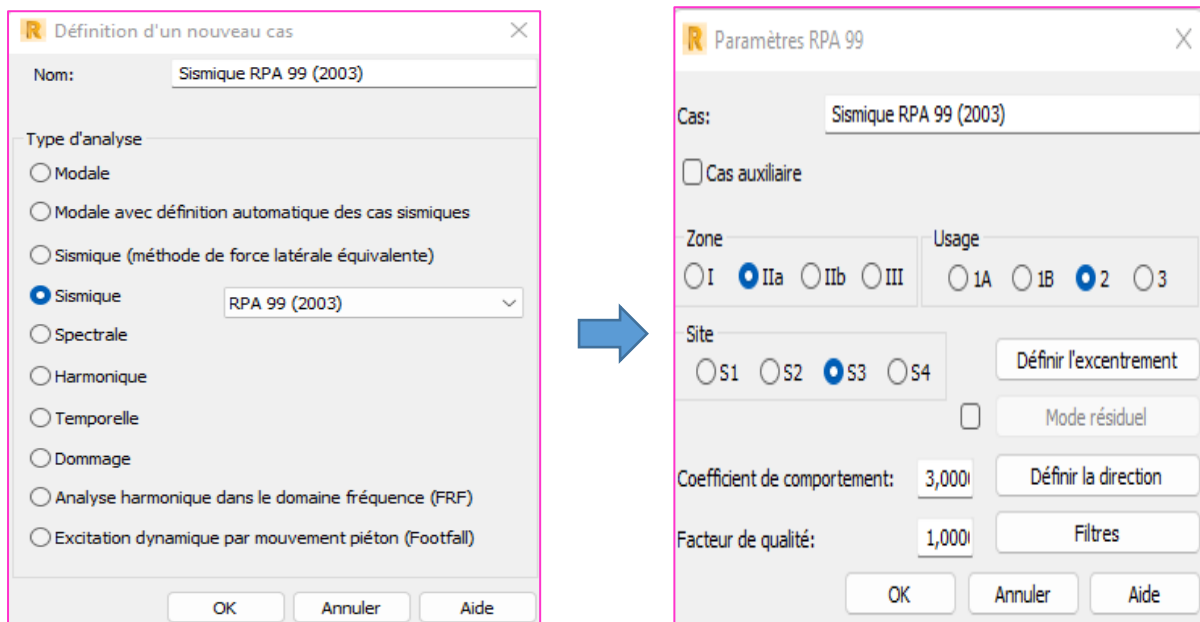


Figure IV.16: Introduction des paramètres de l'analyse sismique.

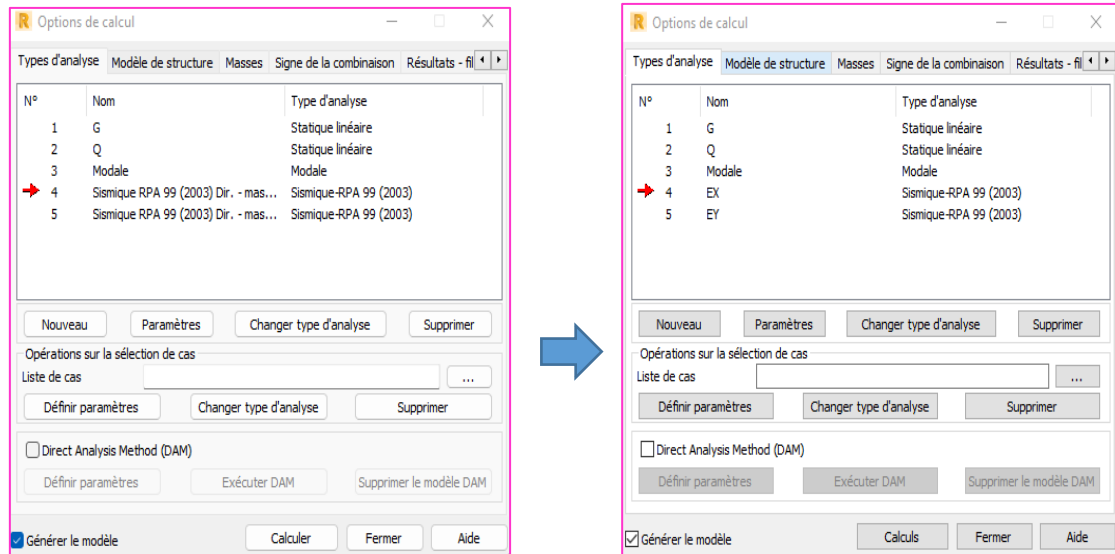


Figure IV.17: Options de calcul.

11. Les combinaisons d'actions :

Le menu « charges », « combinaison manuelle », on choisit le type de la combinaison et sa nature, puis on valide avec :

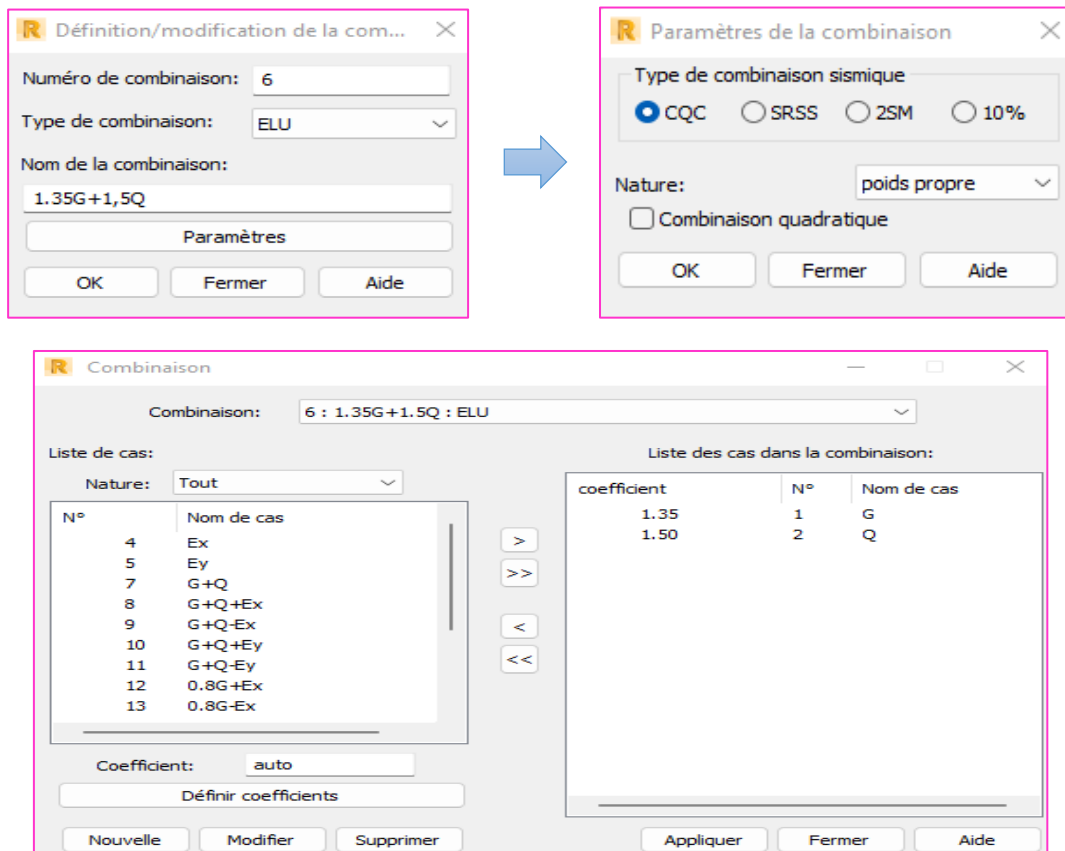


Figure IV.18: Les combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur « **nouvelle** » et on refait les mêmes opérations pour les autres combinaisons.

- **Vérification de la structure :**

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la nature de ces erreurs.

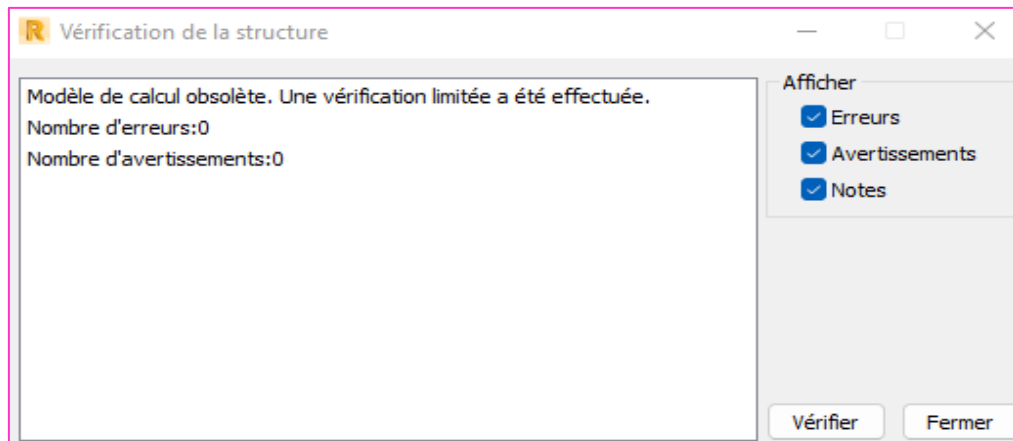


Figure IV.19: Vérification de la structure.

IV.6. Choix de la méthode de calcul : [18]

- **Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente:**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I: tous groupes.

Zone II:

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III:

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.
- **Méthodes dynamiques :**
 - La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.6.1.Méthode statique équivalente : [18]

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne

peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- **Modélisation : [18]**

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale: [18]

- **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.

- **Modélisation :**

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.7. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 : [21]

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

- **Système de contreventement : (A3.4./RPA99/2003) : [18]**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3). Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le règlement parasismique algérien R.P.A99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles :

- Système 2 : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Système 4a : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

- Système 4b : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA) [18].

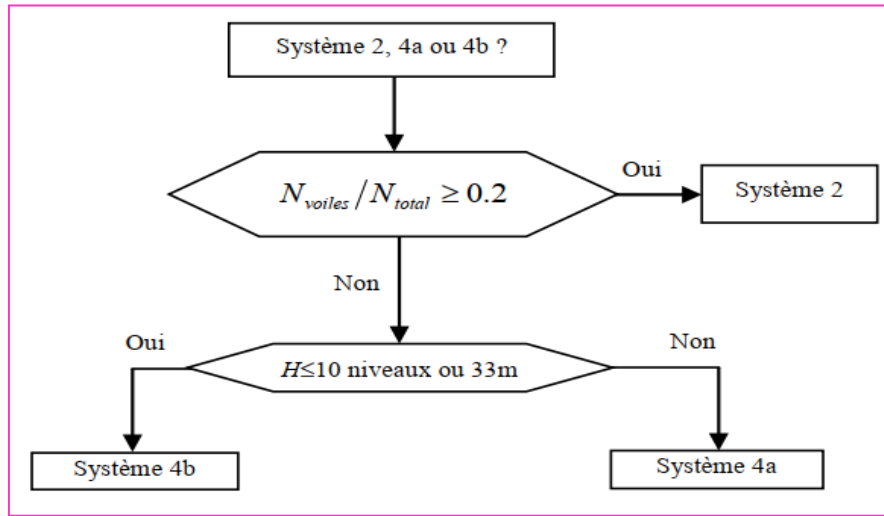


Figure.IV.20 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b) [18].

- **Principe de l'interaction voile-portique :**

Les règles parasismiques Algériennes se basent sur le principe qu'un bâtiment, face à des séismes faibles mais plus fréquent, doit être capable de contrôler les dommages des éléments non-structuraux par un comportement essentiellement élastique (le coût des éléments non structuraux peut être très considérable pour certains bâtiments). Cependant, face à des séismes forts et moins fréquents, le bâtiment doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grandes déplacements sans ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte en voile et portique peut assurer ces deux fonctions. En effet, si le portique seul est considéré prendre la totalité de la force latérale, il développera des moments dans les poteaux et les poutres pour résister à l'effort tranchant de l'étage tandis que l'effet du moment de renversement à la base sera normalement moins influant en comparaison avec le cas du voile seul. Dans ce cas, la déformée du portique est celle donnée par la figure 1.a et les planchers resteraient pratiquement horizontaux. En revanche, si un voile est considéré prendre la totalité de la charge latérale, il développera des moments à chaque plancher égaux au moment de renversement à ce niveau et la déformée sera celle d'une console (figure b). Cependant, si on couple le voile et le portique, chacun des deux essayera d'empêcher l'autre de prendre sa déformée libre, et en conséquence une redistribution des forces entre les deux s'opère. Comme le montre la figure 1.c, le portique retiendra ou retirera l'effet du voile dans les étages supérieurs, alors que dans les étages inférieurs l'opposé se produira et c'est le voile qui retiendra les portiques d'avoir une grande déformation

latérale dans les étages intermédiaires. Il est donc clair que l'interaction voile-portique se manifeste surtout pour les bâtiments de moyenne et grande hauteur.

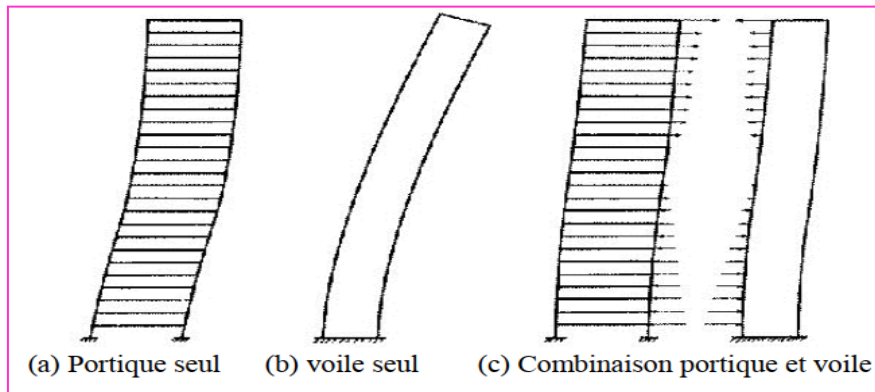


Figure IV.21: Principe de l'interaction voile-portique.

- Configuration du bloc : (A3.5./RPA99/2003) : [18]

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation : Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait :

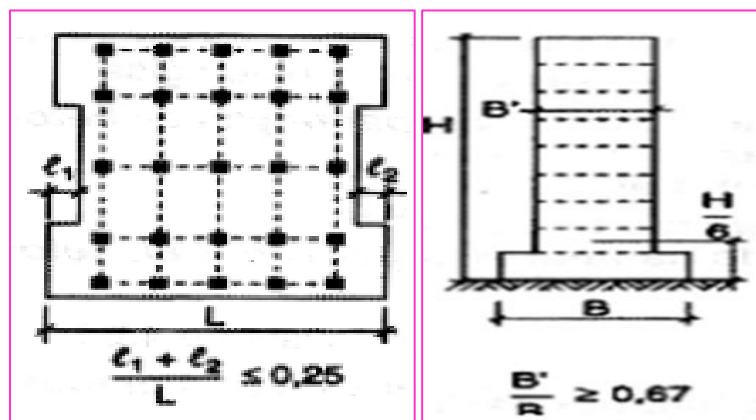


Figure IV.22: Limites des décrochements en plan et en élévation. [18]

Pour nos bâtiments: on a le même plan dans tous les étages Bâtiment régulière en plan et en élévation.

a- Régularité en plan:

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses:

Notre bâtiment présente une configuration antisymétrique suivant l'axe longitudinale et configuration symétrique suivant l'axe transversale → CV.

2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$e_X = X_G - X_R = 10.60 - 10.42 = 0.18 \leq \frac{10.55 \times 15}{100} = 1.583 \rightarrow \text{CV.}$$

$$e_Y = Y_G - Y_R = 5.97 - 6.16 = 0.19 \leq \frac{22.50 \times 15}{100} = 3.375 \rightarrow \text{CV.}$$

3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4:

RDC+ Etage courant:

$$\text{Longueur/largeur} = 22.50/10.55 = 2.13 \leq 4. \rightarrow \text{CV.}$$

4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction selon RPA. $\rightarrow \text{CV.}$

5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. $\rightarrow \text{CV.}$

b- Régularité en élévation:

1- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. $\rightarrow \text{CV.}$

2- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. $\rightarrow \text{CV.}$

3- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. $\rightarrow \text{CV.}$

IV.8. Paramètres utilisées pour l'étude sismique:

- Coefficient d'accélération de zone A :(A.4.2.3 tableaux 4.1 P37 RPA99/2003) **[18]** :

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

On adopte :

{	Zone IIa, groupe 2	→	A = 0.15.
	Zone III, groupe 2	→	A = 0.25.

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone A [18].

	Zone			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

- Coefficient du comportement R : (A.4.2.3. Tableau 4.3 RPA99/2003) [18] :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

- Coefficient de pondération « β » (A.4.2.3 tableau4.5 RPA99/2003) [18] :

Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau IV.2.

Tableau IV.2: Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	-Salle de classe, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises.	0.40
3	Entrepôts, hangars.	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autre locaux non visés ci-dessus.	0.60

Pour notre cas : Bâtiments d'habitation $\beta = 0,2$.

- Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur unique est donnée par le tableau IV.3 en fonction du système de contreventement :

Tableau IV.3: Valeurs du coefficient de comportement R [18].

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide.	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide.	3.5
2	Voiles porteurs.	3.5
3	Noyau.	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction.	5
4b	Portiques contreventés par des voiles.	4
5	Console verticale à masses réparties.	2
6	Pendule inverse.	2

On adopte : **R = 3,5.**

- **Pourcentage critique d'amortissement « ξ (%) »:** (A.4.2.3 tableau4.2 RPA99/2003) [1]

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 7\%$.

- **Facteur de correction d'amortissement η :**

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7 ; \quad \text{Donc } \eta = 0,882$$

- **Coefficient C_T [18] :**

Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau IV.5

Tableau IV.4: Valeurs du coefficient C_T . [18]

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assure partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.050

Dans notre cas: le coefficient C_T égal à **0.05**.

- Valeurs de T_1 et T_2 : [18]

T_1 , T_2 représentent les périodes caractéristiques associées à la catégorie de (site RPA99 Tableau 4.7 P45).

Le site de notre projet est classé comme site meuble (Site3).

Tableau IV.5: Valeurs de T_1 et T_2 [18].

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_{2(sec)}$	0.30	0.40	0.50	0.70
$S_3 \rightarrow T_{1(sec)} = 0.15 ; T_{2(sec)} = 0.50$				

- Facteur de qualité Q (A.4.2.3 Tableau 4.4 RPA99/2003) [18] :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_Q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au Tableau IV.6.

Tableau IV.6: Valeur de facteur de qualité.

Critère q	Observé	P_q	
		Sens x-x	Sens y-y
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	non	0.05	0.05
2- Redondance en plan.	non	0.05	0.05
3- Régularité en plan.	oui	0.00	0.00
4- Régularité en élévation.	oui	0.00	0.00
5- contrôle de la qualité des matériaux.	non	0.05	0.05
6- contrôle de la qualité de l'exécution.	non	0.1	0.1
- la somme.	-	0.25	0.25

Donc on adopte: $Q_x = Q_y = 1 + 0.25 = 1.25$.

- **Spectre de réponse sismique [18] :**

Le spectre de réponse est défini comme étant la réponse maximale d'un système à un degré de liberté avec amortissement à un mouvement dynamique ou des forces, et il dépend donc des caractéristiques du système et de la nature du mouvement du sol. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

- **Etude dynamique :**

L'étude dynamique sera effectuée sur deux zones IIa, III et sur 3 types des bâtiments R+4, R+7, R+10 ; R = 3,5.

- **Notation:**

4E-ZIIa: signifie bâtiment a 4 étages + RDC implante dans la Zone IIa.

4E-ZIII: signifie bâtiment a 4 étages + RDC implante dans la Zone III.

7E-ZIIa: signifie bâtiment a 7 étages +RDC implante dans la Zone IIa.

7E-ZIII: signifie bâtiment a 7 étages + RDC implante dans la Zone III.

10E-ZIIa: signifie bâtiment a 10 étages + RDC implante dans la Zone IIa.

10E-ZIII: signifie bâtiment a 10 étages + RDC implante dans la Zone III.

IV.9. Disposition des voiles : (4E-ZIIa et 4E-ZIII) :

- **Eléments linéaires :**

Poutres Principal: (30×40) cm².

Poutres Secondaire : (30×35) cm².

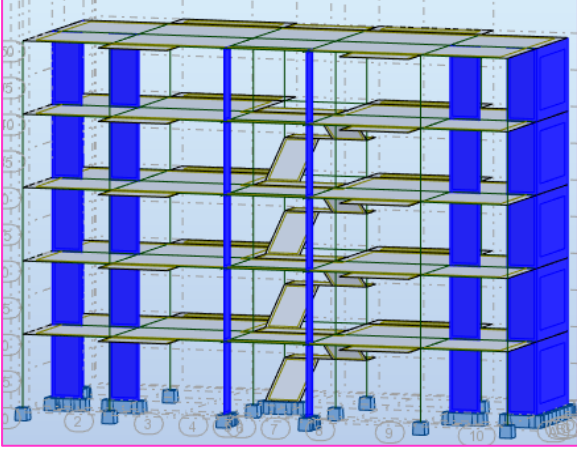
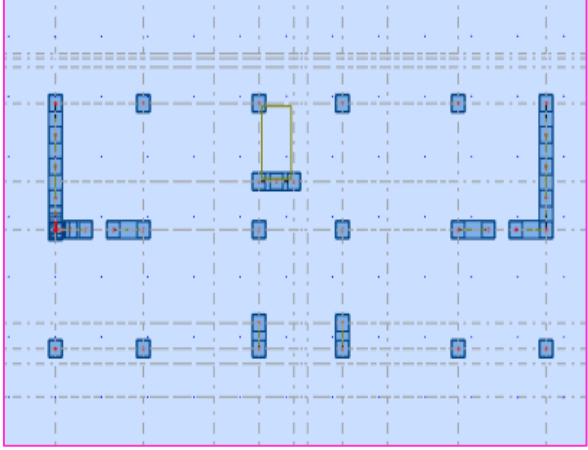
Poteaux RDC + étage (1, 2, 3 et 4) = (30 × 40) cm².

- **Eléments surfaciques :**

Voiles: E_p = 20 cm.

Plancher corps creux : $E_p = (16 + 4)$ cm.

Palier et paillasse : $E_p = 20$ cm.

Vue en 3D	Vue en plan
 Figure IV.23: Disposition des voiles Vue en 3D cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.	 Figure IV.24: Disposition des voiles Vue en plan cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

IV.9.1. Cas 01: 4E–ZIIa:

a- Estimation de la période fondamentale de la structure : [18]

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}.$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$T = 0.05 \times 15.5^{3/4} = 0.39.$$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}.$$

D = est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min (C_T \times h_N^{3/4} ; 0.09 h_N \sqrt{D_x}) = \min (0.39; 0.301) = 0.301 \text{ s.} \\ T_y = \min (C_T \times h_N^{3/4} ; 0.09 h_N \sqrt{D_y}) = \min (0.39; 0.409) = 0.39 \text{ s.} \end{array} \right.$$

$$T = \max (T_x ; T_y) = \max (0.301 ; 0.39) = 0.39 \text{ s.}$$

Donc : $T = 0.39 \text{ sec.}$

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi le taux de participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.7: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 4E-ZIIa.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées $U_x(\%)$	Masses cumulées $U_y(\%)$	Masses cumulées $U_z(\%)$	Masses Modale $U_x(\%)$	Masses Modale $U_y(\%)$	Masses Modale $U_z(\%)$
1	2.33	0.43	74.60	0.00	0.00	74.60	0.00	0.00
2	3.25	0.31	74.60	71.21	0.00	0.00	71.21	0.00
3	4.77	0.21	77.25	71.21	0.00	2.65	0.00	0.00
4	7.69	0.13	90.37	71.21	0.00	13.12	0.00	0.00
5	9.00	0.11	90.37	71.76	6.36	0.00	0.55	6.36
6	9.12	0.11	90.39	71.90	15.69	0.02	0.14	9.33
7	9.24	0.11	90.44	72.14	15.80	0.06	0.24	0.11
8	9.29	0.11	90.44	85.92	16.13	0.00	13.79	0.34
9	9.38	0.11	90.45	85.92	18.93	0.01	0.00	2.80
10	9.48	0.11	90.45	85.97	19.02	0.00	0.05	0.09

• **Calcul de la réponse sismique :**

- **Nombre des modes à considérer : [18]**

-Selon l'Art-4.3.4 du RPA, Le nombre de mode à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective 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.

-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

$$K \geq 3\sqrt{5} = 6.71 \Rightarrow K \geq 7 \Rightarrow \left(\begin{array}{l} \text{Masses cumulées } U_y = 85.97\% \\ \text{Masses cumulées } U_x = 90.95\% \end{array} \right).$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art4.2.4.b)[18]**: Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a $T_{\text{numérique}} = 0.43 \text{ sec}$ « calculé par le logiciel robot structural analysis 2014 »

Et : $1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.39 = 0.507 \text{ sec}$.

Donc : $T_{\text{numérique}} = 0.43 \text{ sec} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.507 \text{ sec}$...Condition vérifiée.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen : [18]**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

Sens x-x:

On a: $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.301 \leq 0.5s$.

Donc : $D_x = 2.5 \eta \Rightarrow D_x = 2.205$.

Sens Y-Y :

On a: $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.39 \leq 0.5s$.

Donc : $D_y = 2.5 \eta \Rightarrow D_y = 2.205$.

b- Vérification de l'effort normal réduit : [18]

Le **RPA 99/V 2003, Art 7.4.3.1**, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté « N_d », exprimé sous forme réduite (effort normal réduit), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

B_c : Section de béton du poteau.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

Tableau IV.8: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 4E-ZIIa.

Niveau	Poteaux	B _c (m ²)	F _{c28} (KN/m ²)	N _{dyn} (KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	30×40	0.12	25000	1562.2	0.521	CNV
Etage 1	30×40	0.12	25000	1562.2	0.521	CNV
Etage 2	30×40	0.12	25000	1562.2	0.521	CNV
Etage 3	30×40	0.12	25000	1562.2	0.521	CNV
Etage 4	30×40	0.12	25000	1562.2	0.521	CNV

Remarque:

La condition de l'effort normal n'est pas vérifié ce qui signifie les sections de poteau sont sous dimensionné, ce qui nous a conduit à augmenter la section des poteaux dans toutes les niveaux et les résultats sont présenter dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 4E-ZIIa.

Niveau	Poteaux	B _c (m ²)	F _{c28} (KN/m ²)	N _{dyn} (KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50×50	0.25	25000	1697.59	0.272	CV
Etage 1	50×50	0.25	25000	1697.59	0.272	CV
Etage 2	50×50	0.25	25000	1697.59	0.272	CV
Etage 3	50×50	0.25	25000	1697.59	0.272	CV
Etage 4	50×50	0.25	25000	1697.59	0.272	CV

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Mode 1: $T_{\text{numérique}} = 0.39 \text{ sec.}$

Mode 2: $T_{\text{numérique}} = 0.27 \text{ sec.}$

Mode 3: $T_{\text{numérique}} = 0.19 \text{ sec.}$

On a $T_{\text{numérique}} = 0.39 \text{ sec}$ « calculé par le logiciel robot structural analysis 2014 »

Et : $1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.39 = 0.507 \text{ sec.}$

Donc : $T_{\text{numérique}} = 0.39 \text{ sec} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.507 \text{ sec} \dots$ Condition vérifiée.

Les figures ci-dessous montrent la déformée de la structure selon les 3 premiers modes :

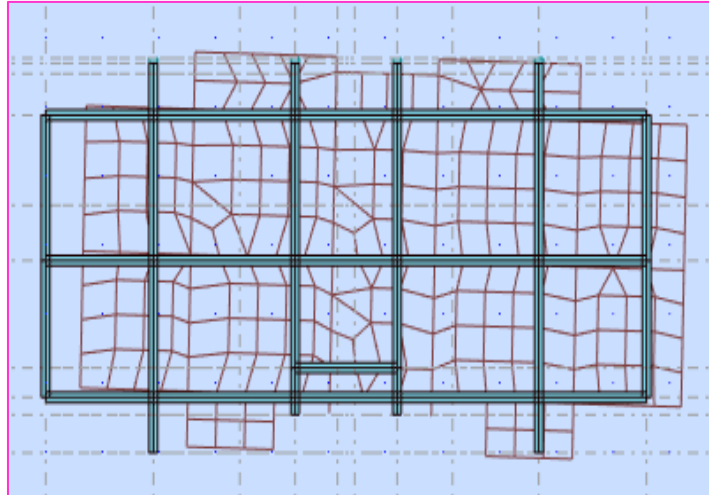


Figure IV.25: 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,39s$ cas 4E-ZIIa.

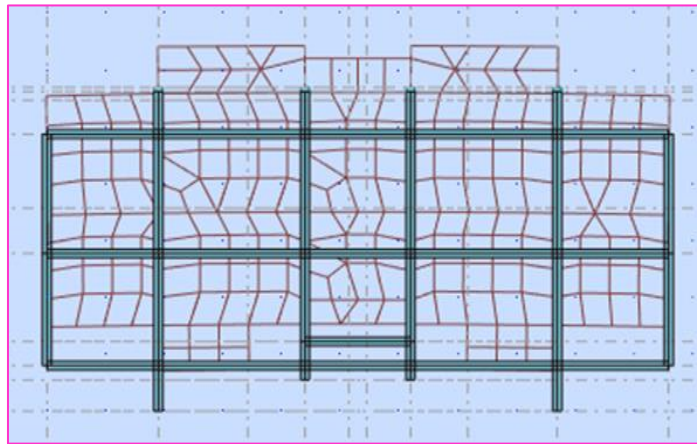


Figure IV.26: 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,27s$ cas 4E-ZIIa.

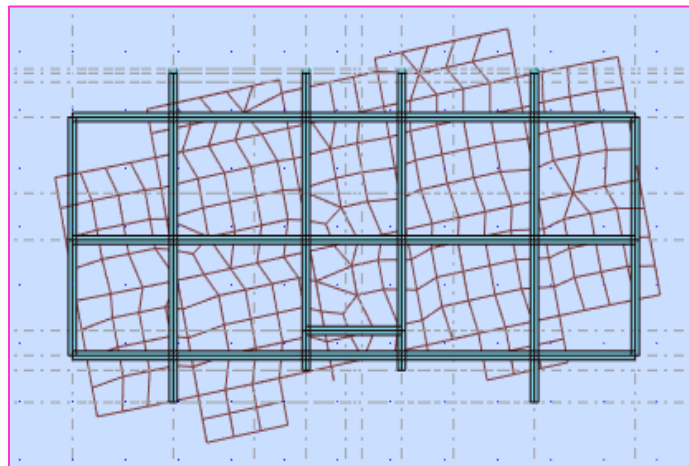


Figure IV.27: 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,19s$ cas 4E-ZIIa.

c- Poids total de la structure:

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

-La Méthode :

→ Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Diagrammes-bâtiment

La boîte de dialogue s'ouvrira et en fera les réglages suivants:

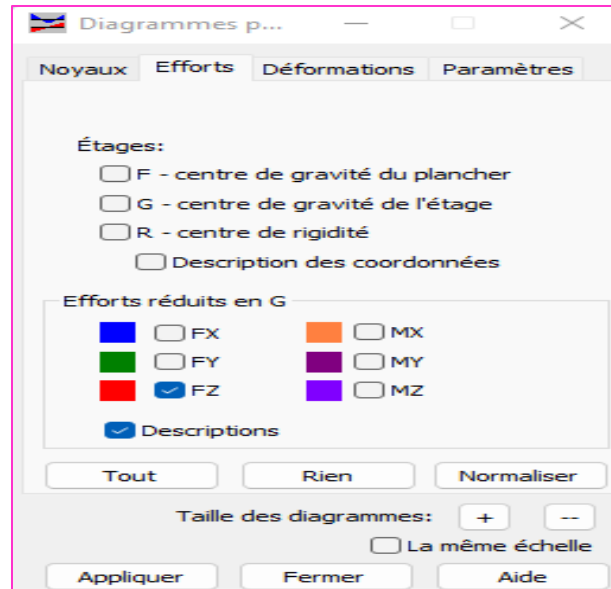


Figure IV.28: Diagrammes-bâtiment.

→ Dans la fenêtre cas de charge on choisit:

➤ **Le cas 1 : G** : le poids dû à la charge G « W_G ».

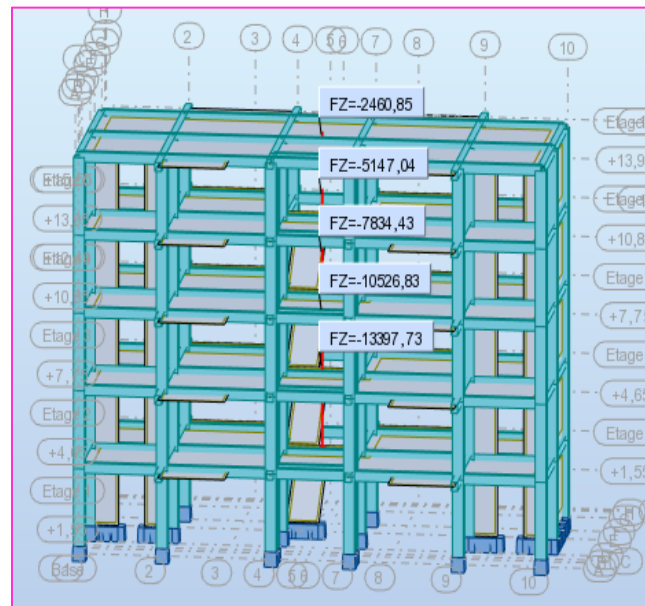


Figure IV.29: Le poids dû à la charge G « W_G » cas 4E-ZIIa.

➤ Puis Le cas 2 : Q : le poids dû à la surcharge Q « W_Q ».

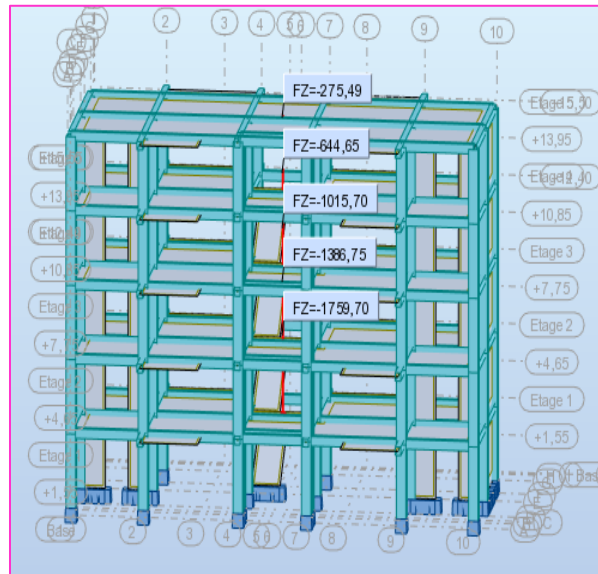


Figure IV.30: Le poids dû à la surcharge Q « W_Q » cas 4E-ZIIa.

On peut donc calculer le poids total de la structure :

$$W_T = 13397.73 + 0.2 \times 1759,7 = 13749.67 \text{ KN.}$$

d- Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$V_y = V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.25}{3,5} \times 13749.67 = 1421.157 \text{ KN.}$$

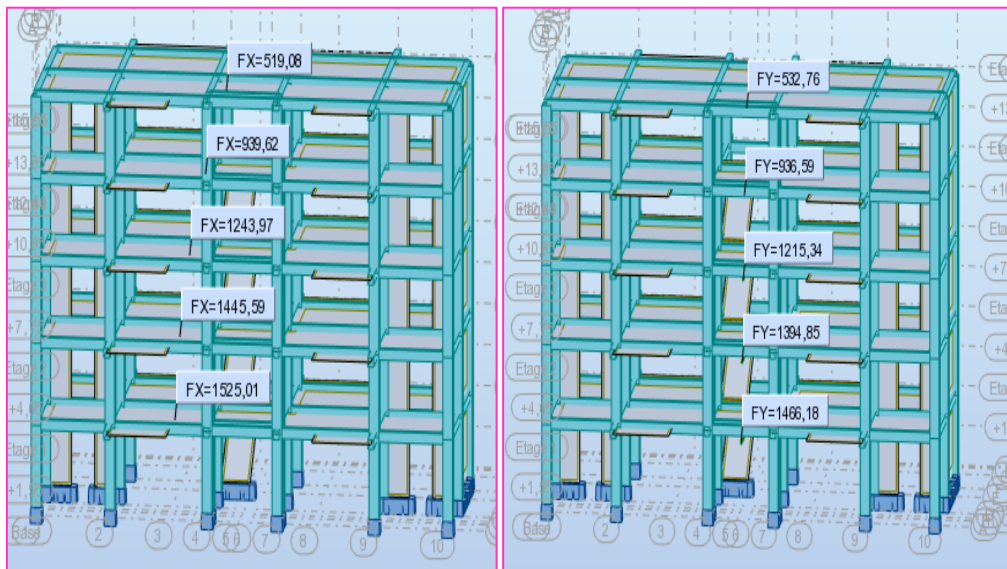


Figure IV.31: Effort tranchant par niveau cas 4E-ZIIa.

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 $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Tableau IV.10: Vérification de la force sismique totale cas 4E-ZIIa.

	V_{dy}	$0.8 V_{st}$	$V_{dy} > 0.8V_{st}$
Sens-x	1525.01	1136.926	CV
Sens-y	1466.18	1136.926	CV

e- Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure :

- **Centre de masse :**

est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme). 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 :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec:

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

- **Centre de rigidité (torsion):**

est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité. (X_{CT}, Y_{CT}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.).

e_x : excentricité théorique suivant x .

e_y : excentricité théorique suivant y .

Après l'analyse modale par logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.11 : Poids et centre de gravité de la structure cas 4E-ZIIa.

Niveau	Diaphragme	$\sum P_K$	Center de masse		Center de rigidité	
			X_m (m)	Y_m (m)	X_r (m)	Y_r (m)
RDC	D1	13749.67	10.60	5.97	10.42	6.16
1	D2	10804.18	10.60	5.97	10.60	6.16
2	D3	8037.57	10.60	5.97	10.60	6.16
3	D4	5275.97	10.60	5.97	10.60	6.16
4	D5	2515.948	10.60	5.91	10.60	5.55

f- Effets de la torsion accidentelle : [1]

Quand il est procédé à une analyse par modèle plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe verticale sont à prendre en compte. Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- **Calcul de l'excentricité:**

- **L'excentricité théorique:**

$$e_x = |X_G - X_R| ; e_y = |Y_G - Y_R|$$

- **L'excentricité accidentelle :**

$$e_{acc} = 0.05 \times L.$$

L: étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau IV.12: L'excentricité théorique et accidentelle cas 4E-ZIIa.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	
RDC	0.18	0.19	1.075	0.583	CV
1 ^{er} Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
2 ^{eme} Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
3 ^{eme} Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
4 ^{eme} Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
5 ^{eme} Etage	0	0.36	1.075	0.583	CV

g- Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau :

- les déplacements par niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans le tableau ci-dessous :

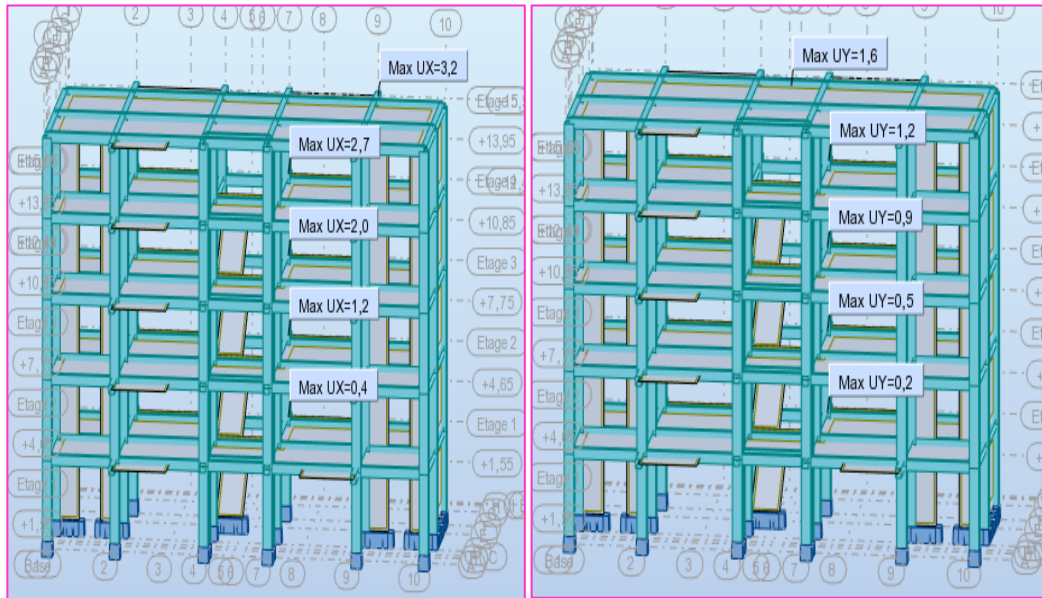


Figure IV.32: Déplacements par niveau cas 4E-ZIIa.

- Les Efforts tranchant:

Tableau IV.13: Vérification L'Effort tranchant cas 4E-ZIIa.

Niveau	U _x (cm)	U _y (cm)	V _x (KN)	V _y (KN)
RDC	0.4	0.2	1525.01	1466.18
Etage 1	1.2	0.5	1445.59	1394.85
Etage 2	2	0.9	1243.97	1215.34
Etage 3	2.7	1.2	939.62	936.59
Etage 4	3.2	1.6	519.08	532.76

h- Justification vis à vis des déformations : [18]

Selon le RPA99/Version 2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau " k" par rapport au niveau "k-1" est égale,

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

RPA99/Version2003, Art 4.4.3, à :

Où,

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : Coefficient de comportement global, notre cas $R = 3,5$.

Si les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14: Vérification vis-à-vis des déformations cas 4E-ZIIa.

N	Sens X-X				Sens Y-Y		
	δ_{eK} (m)	Δ_K (m)	1% h_k	$\Delta_{Kx} \leq$ 1% h_k	δ_{eK}	Δ_K (m)	$\Delta_{Ky} \leq$ 1% h_k
RDC	0.004	0.004	0.031	CV	0.002	0.002	CV
Etage 1	0.012	0.008	0.031	CV	0.005	0.003	CV
Etage 2	0.02	0.008	0.031	CV	0.009	0.004	CV
Etage 3	0.027	0.007	0.031	CV	0.012	0.003	CV
Etage 4	0.032	0.005	0.031	CV	0.016	0.004	CV

i- Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

- Vérification au renversement :

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k.

h_k : La hauteur d'étage k .

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé en compte le poids totale de la construction.

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$.

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent.

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation.

b_i : Le centre de gravité de la structure.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Tableau IV.15: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 4E-ZIIa.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	13749.67	10.60	145746.502	79.42	3.10	246.202
Etage 1	10804.18	10.60	114524.308	201.62	3.10	625.022
Etage 2	8037.57	10.60	85198.242	304.35	3.10	943.485
Etage 3	5275.97	10.60	55925.282	420.54	3.10	1303.674
Etage 4	2515.948	10.60	26669.049	519.08	3.10	1609.148
$\sum W_k \cdot b_i$			428063.383	$\sum F_k \cdot h_k$		4727.531

$$\frac{M_S = 428063.383}{M_R = 4727.531} = 90.547 > 1.5 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Tableau V.16: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 4E-ZIIa.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	13749.67	5.97	82085.530	71.33	3.10	221.123
Etage 1	10804.18	5.97	64500.955	179.51	3.10	556.481
Etage 2	8037.57	5.97	47984.293	278.75	3.10	864.125
Etage 3	5275.97	5.97	31497.541	403.83	3.10	1251.873
Etage 4	2515.948	5.91	14869.253	532.76	3.10	1651.556
$\sum W_k \cdot b_i$			240937.572	$\sum F_k \cdot h_k$		4545.158

$$\frac{M_S = 240937.572}{M_R = 4545.158} = 53.01 > 1.5 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [18]**

Selon le RPA99/Version2003 [18], les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k ($V_K = \sum F_i$)

h_K : hauteur de l'étage k .

Δ_K : déplacement relatif au niveau k par rapport $k-1$.

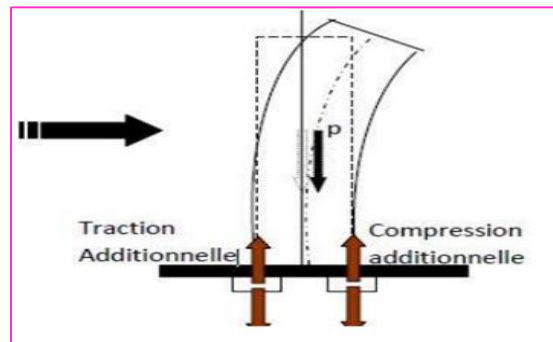


Figure IV.33: Effet P-Δ.

Tableau IV.17: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ cas 4E-ZIIa.

N	Sens X-X					Sens Y-Y		
	P_K (KN)	Δ_K (m)	h_K (m)	V_K (KN)	θ_K	Δ_K (m)	V_K (KN)	θ_K
RDC	13749.67	0.004	3.10	1525.01	0.012	0.008	1466.18	0.024
1	10804.18	0.008	3.10	1445.59	0.020	0.012	1394.85	0.03
2	8037.57	0.008	3.10	1243.97	0.017	0.016	1215.34	0.034
3	5275.97	0.007	3.10	939.62	0.013	0.012	936.59	0.022
4	2515.948	0.005	3.10	519.08	0.008	0.016	532.76	0.024

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

j- Vérification de l'interaction voiles-portiques: [18]

L'article (3.4.4.a P27) du RPA99/version 2003 [18] exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges

verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

- **Sous charges verticales :**

Pour la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel « ROBOT » sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.18: Vérification de l'interaction voiles-portiques cas 4E-ZIIa.

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal		Effort tranchant	Effort normal	
Etage	T _x	T _y	N	T _x	T _y	N
1	676.18	378.56	-10455.76	848.83	1087.63	-2941.97
2	520.66	175.39	-8344.61	924.93	1219.47	-2182.22
3	504.73	157.59	-6235.26	739.24	1057.75	-1599.18
4	406.61	131.43	-4123.83	533.01	805.16	-1023.21
5	325.35	140.54	-2024.2	193.74	392.22	-436.65

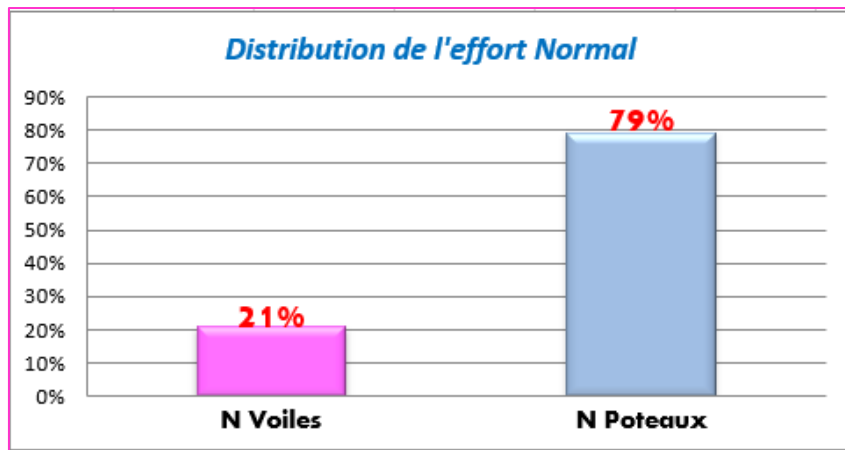


Figure IV.34: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 4E-ZIIa.

- **Sous charges horizontales :**

Pour la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75 \% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

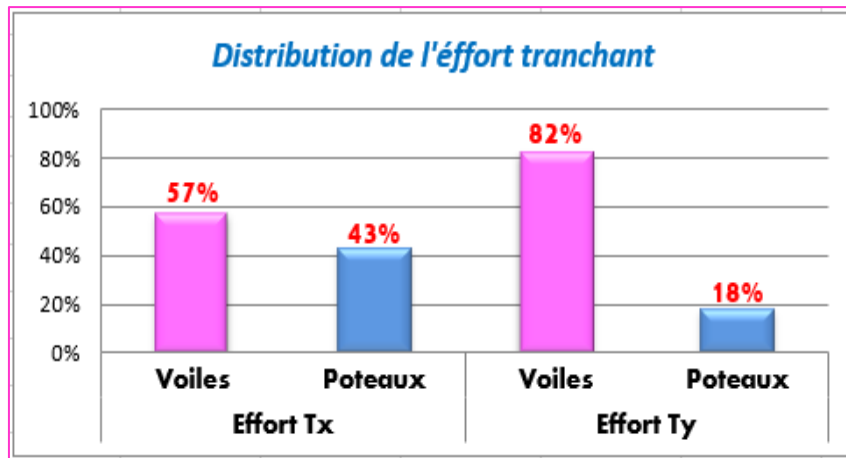


Figure IV.35: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 4E-ZIIa.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux et verticaux donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système portique contreventé par voile 4b son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$.

IV.9.2. Cas 02 : 4E–ZIII :

a- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi le taux de participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.19: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 4E-ZIII.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées $U_x(\%)$	Masses cumulées $U_y(\%)$	Masses cumulées $U_z(\%)$	Masses Modale $U_x(\%)$	Masses Modale $U_y(\%)$	Masses Modale $U_z(\%)$
1	2.57	0.39	75.33	0.00	0.00	75.33	0.00	0.00
2	3.66	0.27	75.33	71.87	0.00	0.00	71.87	0.00
3	5.23	0.19	77.16	71.87	0.00	1.82	0.00	0.00
4	8.51	0.12	90.14	71.87	0.00	12.98	0.00	0.00
5	9.61	0.10	90.15	71.87	2.94	0.01	0.01	2.93
6	9.76	0.10	90.16	71.17	8.76	0.00	0.30	5.82
7	9.84	0.10	90.17	72.17	8.89	0.02	0.00	0.14

On a $T_{\text{numérique}} = 0.39 \text{ sec}$ « calculé par le logiciel robot structural analysais 2014 ».

Et : $1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.39 = 0.507 \text{ sec.}$

Donc : $T_{\text{numérique}} = 0.39 \text{ sec} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.507 \text{ sec} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Les figures ci-dessous montrent la déformée de la structure selon les 3 premiers modes :

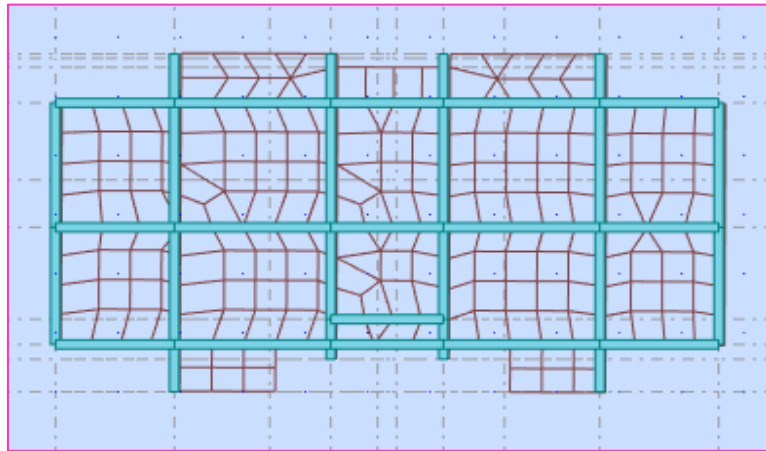


Figure IV.36: 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe x) $T_1 = 0,39s$ cas 4E-ZIII.

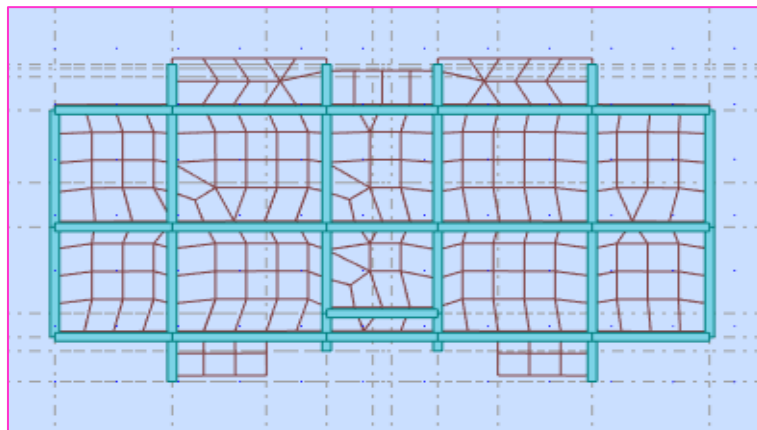


Figure IV.37: 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,27s$ cas 4E-ZIII.

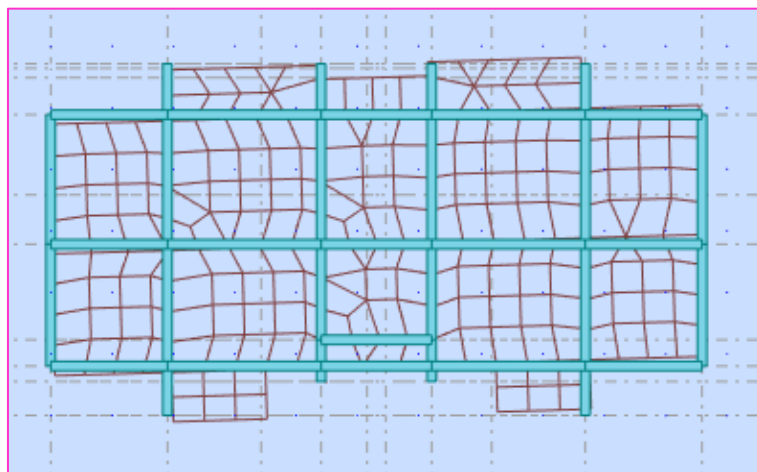


Figure IV.38: 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,19s$ cas 4E-ZIII.

- facteur d'amplification dynamique moyen :

Sens X-X:

On a : $0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.301 < 0.5s$.

Donc : $D_x = 2.5 \eta \Rightarrow D_x = 2.205$.

Sens Y-Y :

On a : $0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.39 < 0.5s$.

Donc : $D_y = 2.5 \eta \Rightarrow D_y = 2.205$.

b- poids total de la structure :

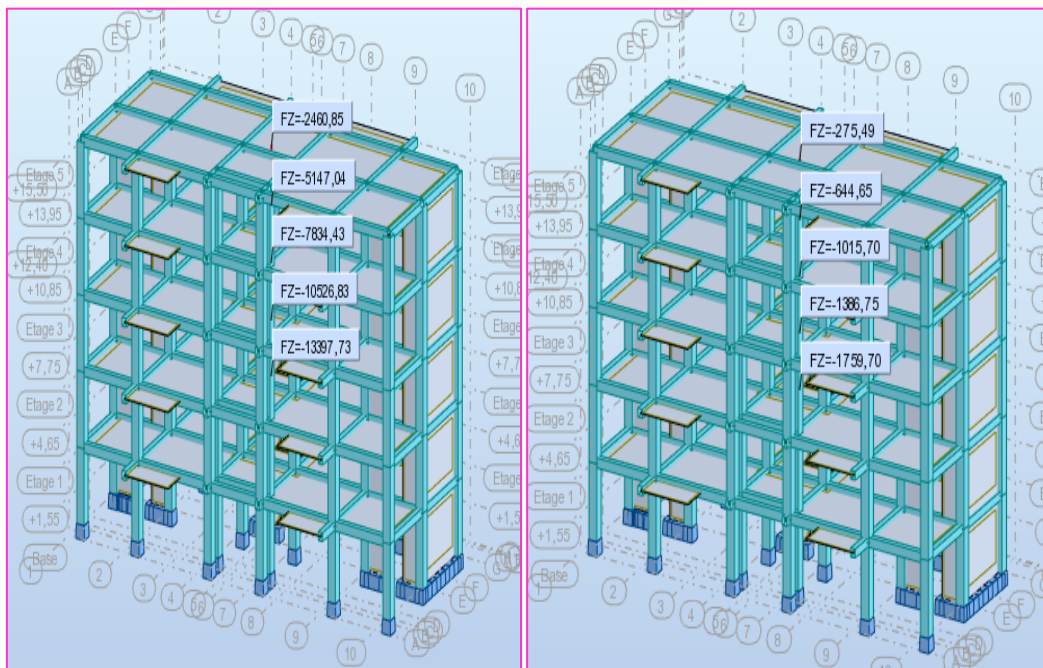


Figure IV.39: Poids total de la structure cas 4E-ZIII.

$W_T = 13397.73 + 0.2 \times 1759.7 = 13749.67 \text{ KN}$.

c- Calcul de la force sismique totale :

$$V_y = V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.25}{3.5} \times 13749.67 = 2368.595 \text{ KN}.$$

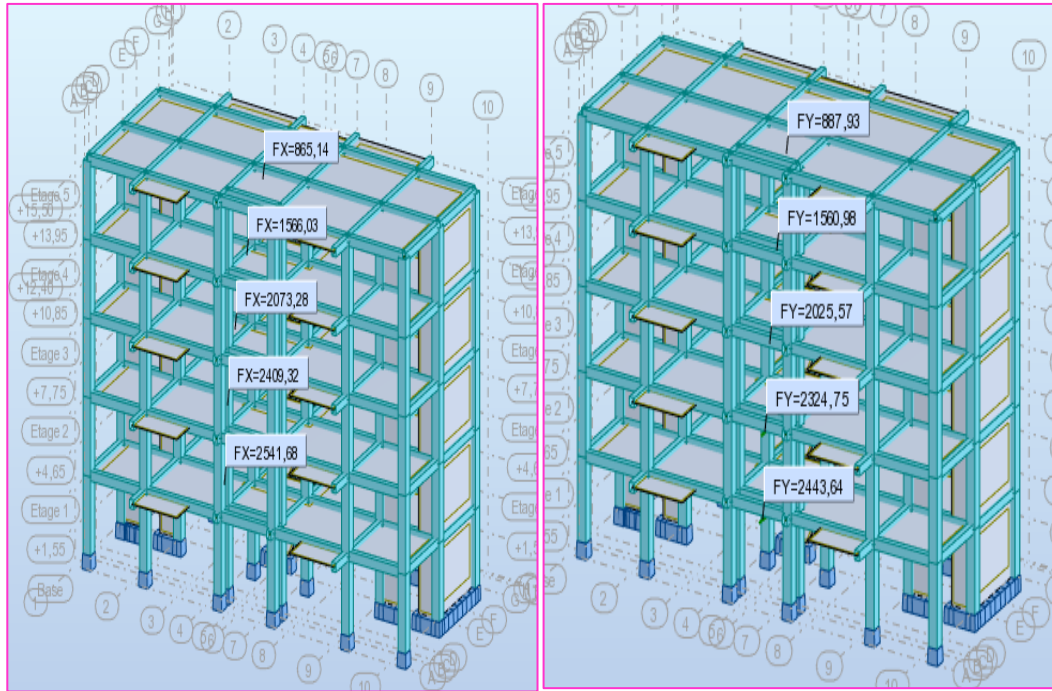


Figure IV.40: Effort tranchant par niveau cas 4E-ZIII.

Tableau IV.20: Vérification de la force sismique totale cas 4E-ZIII.

	V_{dy}	$0.8 V_{st}$	$V_{dy} > 0.8 V_{st}$
Sens-X	2541.68	1894.876	CV
Sens-Y	2443.64	1894.876	CV

d- Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.21: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 4E-ZIII.

Niveau	Poteaux	B_c (m ²)	F_{c28} (KN/m ²)	N_{dyn} (KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50×50	0.25	25000	2398.94	0.383	CNV
Etage 1	50×50	0.25	25000	2398.94	0.383	CNV
Etage 2	50×50	0.25	25000	2398.94	0.383	CNV
Etage 3	50×50	0.25	25000	2398.94	0.383	CNV
Etage 4	50×50	0.25	25000	2398.94	0.383	CNV

e- Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure :

Tableau IV.22 : Poids et centre de gravité de la structure cas 4E-ZIII.

Niveau	Diaphragme	$\sum P_K$	Center de masse		Center de rigidité	
			X_m (m)	Y_m (m)	X_r (m)	Y_r (m)
RDC	D1	13749.67	10.60	5.97	10.42	6.16
1	D2	10804.18	10.60	5.97	10.60	6.16
2	D3	8037.57	10.60	5.97	10.60	6.16
3	D4	5275.97	10.60	5.97	10.60	6.16
4	D5	2515.948	10.60	5.91	10.60	5.55

f- Effets de la torsion accidentelle :

Tableau IV.23: L'excentricité théorique et accidentelle cas 4E-ZIII.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	
RDC	0.18	0.19	1.075	0.583	CV
1er Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
2eme Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
3eme Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
4eme Etage	0	0.19	1.075	0.583	CV
5eme Etage	0	0.36	1.075	0.583	CV

g- Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau :

- Les déplacements par niveau :

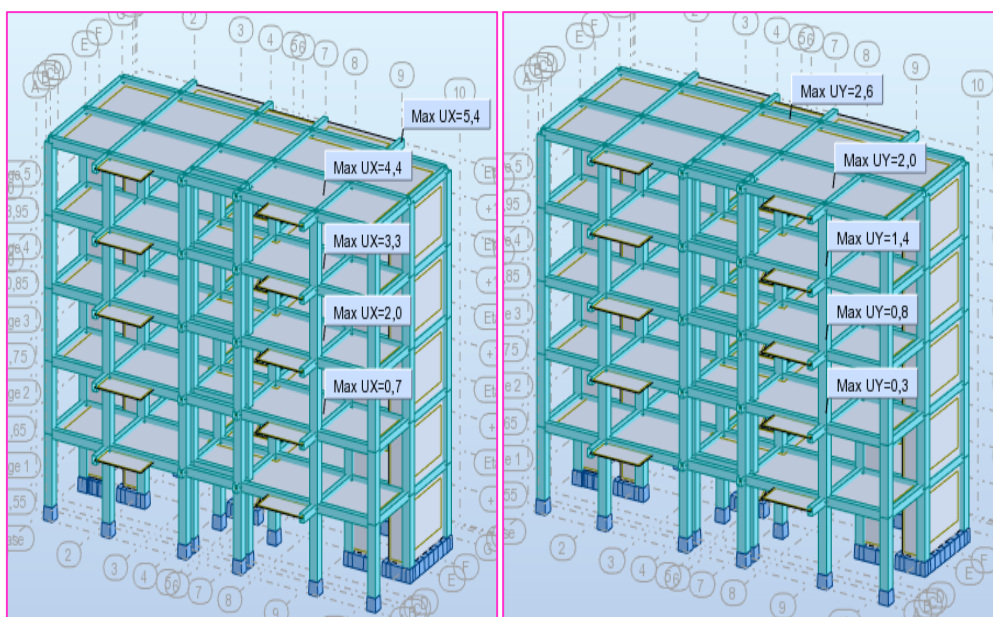


Figure IV.41: Déplacements par niveau cas 4E-ZIII.

- Les Efforts tranchant :

Tableau IV.24: Les Efforts tranchant cas 4E-ZIII.

Niveau	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
RDC	0.7	0.3	2541.68	2443.64
Etage 1	2	0.8	2409.32	2324.75
Etage 2	3.3	1.4	2073.28	2025.57
Etage 3	4.4	2	1566.03	1560.98
Etage 4	5.4	2.6	865.14	887.93

- h- vis à vis des déformations :

Tableau IV.25: Vérification vis-à-vis des déformations cas 4E-ZIII.

N	Sens X-X				Sens Y-Y		
	δ_{eK} (m)	Δ_K (m)	$1\% h_k$	$\Delta_{Ky} \leq 1\% h_k$	δ_{eK}	Δ_K (m)	$\Delta_{Ky} \leq 1\% h_k$
RDC	0.007	0.007	0.031	CV	0.003	0.003	CV
Etage 1	0.02	0.013	0.031	CV	0.008	0.005	CV
Etage 2	0.033	0.013	0.031	CV	0.014	0.006	CV
Etage 3	0.044	0.011	0.031	CV	0.02	0.006	CV
Etage 4	0.054	0.01	0.031	CV	0.026	0.006	CV

- i- Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

- Vérification au renversement :

Tableau IV.26: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 4E-ZIII.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	13749.67	10.60	145746.502	132.36	3.10	410.316
Etage 1	10804.18	10.60	114524.308	336.04	3.10	1041.724
Etage 2	8037.57	10.60	85198.242	507.25	3.10	1572.475
Etage 3	5275.97	10.60	55925.282	700.89	3.10	2172.759
Etage 4	2515.948	10.60	26669.049	865.14	3.10	2681.934
$\sum W_k \cdot b_i$			428063.383	$\sum F_k \cdot h_k$		7879.208

$$\frac{M_S = 428063.383}{M_R = 7879.208} = 54.328 > 1.5 \dots \dots \dots CV.$$

Tableau IV.27: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 4E-ZIII.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	13749.67	5.97	82085.530	118.89	3.10	368.559
Etage 1	10804.18	5.97	64500.955	299.18	3.10	927.458
Etage 2	8037.57	5.97	47984.293	464.59	3.10	1440.229
Etage 3	5275.97	5.97	31497.541	673.35	3.10	2087.385
Etage 4	2515.948	5.91	14869.253	887.93	3.10	2752.583
$\sum W_k \cdot b_i$			240937.752	$\sum F_k \cdot h_k$		7576.214

$$\frac{M_S = 240937.752}{M_R = 7576.214} = 31.802 > 1.5 \dots \dots \dots CV.$$

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Tableau IV.28: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ cas 4E-ZIII.

N	Sens X-X					Sens Y-Y		
	P_K (KN)	Δ_K (m)	h_K (m)	V_K (KN)	θ_K	Δ_k (m)	V_K (KN)	θ_K
RDC	13749.67	0.007	3.1	2541.68	0.012	0.003	2443.64	0.005
1	10804.18	0.013	3.1	2409.32	0.019	0.005	2324.75	0.007
2	8037.57	0.013	3.1	2073.28	0.016	0.006	2025.57	0.008
3	5275.97	0.011	3.1	1566.03	0.012	0.006	1560.98	0.007
4	2515.948	0.01	3.1	865.14	0.009	0.006	887.93	0.005

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

- j- **Justification de l'interaction voiles-portiques :**

Tableau IV.29: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 4E-ZIII.

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal		Effort tranchant	Effort normal	
Etage	T_X	T_Y	N	T_X	T_Y	N
1	1126.96	630.93	-10455.76	1414.72	1812.71	-2941.97
2	867.76	292.31	-8344.61	1541.56	2032.44	-2182.22
3	841.21	262.65	-6235.26	1232.06	1762.92	-1599.18
4	677.68	219.04	-4123.83	888.34	1341.94	-1023.21
5	542.24	234.23	-2024.2	322.9	653.7	-436.65

- Sous charges verticales :

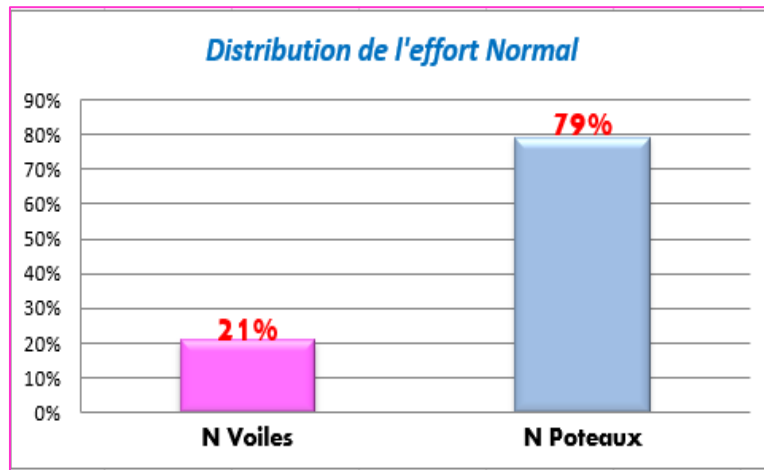


Figure IV.42: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 4E-ZIII.

- Sous charges horizontales :

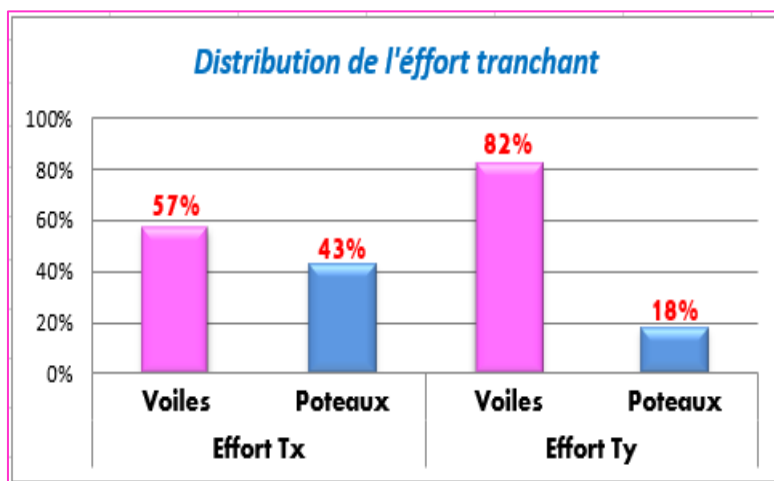
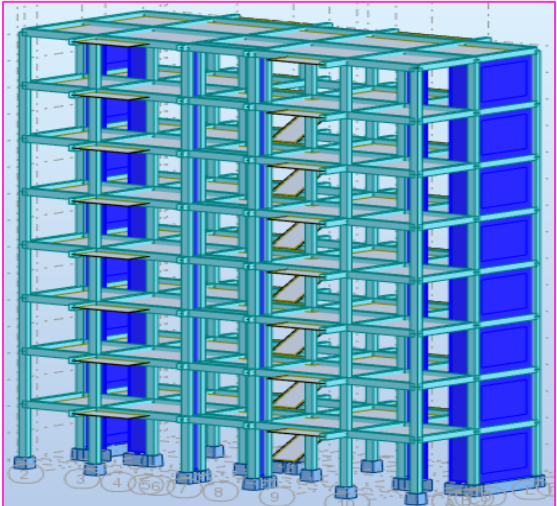
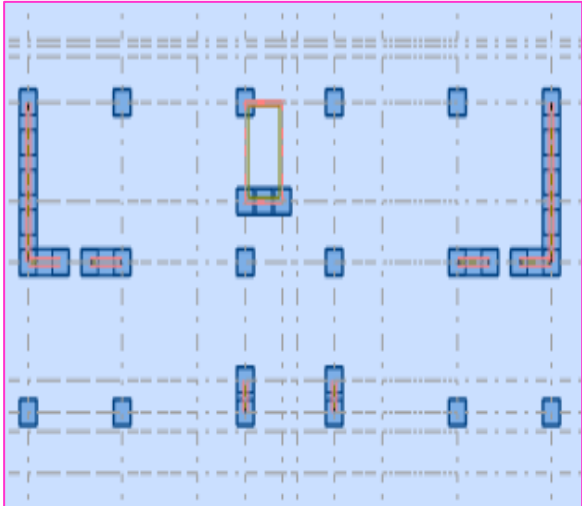


Figure IV.43: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 4E-ZIII.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux et verticaux donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système portique contreventé par voile 4b son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$.

IV.10. Disposition des voiles : (7E-ZIIa et 7E-ZIII) :

Vue en 3D	Vue en plan
	
Figure IV.44: Disposition des voiles Vue en 3D cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.	Figure IV.45: Disposition des voiles Vue en plan cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

IV.10.1.Cas 03: 7E-ZIIa :

a- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi le taux de participation massique pour chaque mode dans le cas 7E-ZIIa.

Tableau IV.30: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 7E-ZIIa.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées U _X (%)	Masses cumulées U _Y (%)	Masses cumulées U _Z (%)	Masses Modale U _X (%)	Masses Modale U _Y (%)	Masses Modale U _Z (%)
1	1.46	0.68	73.08	0.00	0.00	73.08	0.00	0.00
2	1.84	0.54	73.08	68.37	0.00	0.00	68.36	0.00
3	2.56	0.39	75.75	68.37	0.00	2.67	0.00	0.00
4	4.88	0.20	88.52	68.37	0.00	12.77	0.00	0.00
5	7.03	0.14	88.52	86.92	0.01	0.00	18.55	0.01
6	9.12	0.11	88.53	86.93	23.97	0.01	0.01	23.96
7	9.26	0.11	92.76	86.94	24.07	4.23	0.00	0.10
8	9.53	0.10	93.21	86.94	24.32	0.45	0.00	0.24
9	9.74	0.10	93.22	86.94	24.47	0.01	0.00	0.16

- Calcul de la réponse sismique :

- Nombre des modes à considérer : **[18]**

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec.}$$

$$K \geq 3\sqrt{8} = 8.49 \Rightarrow K \geq 9 \Rightarrow \begin{pmatrix} \text{Masses cumulées } U_Y = 86.94\% \\ \text{Masses cumulées } U_X = 93.22\% \end{pmatrix}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

On a $T_{\text{numérique}} = 0.68 \text{ sec}$ « calculé par le logiciel robot structural analysis 2014 ».

$$T_x = 0.481 \text{ sec} ; T_y = 0.556 \text{ sec} ; T_{\text{empirique}} = 0.556 \text{ sec.}$$

$$\text{Et : } 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.556 = 0.723 \text{ sec.}$$

$$\text{Donc : } T_{\text{numérique}} = 0.68 \text{ sec} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.723 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Les figures ci-dessous montrent la déformée de la structure selon les 3 premiers modes :

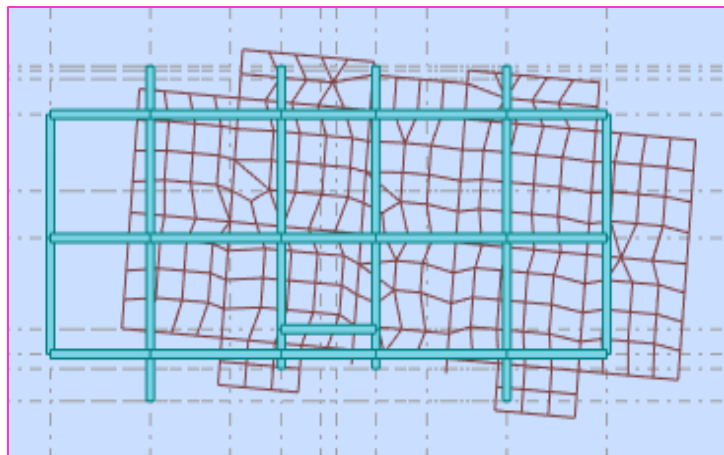


Figure IV.46: 1^{er} mode de vibration (torsion selon l'axe x) $T_1 = 0,68\text{s}$ cas 7E-ZIIa.

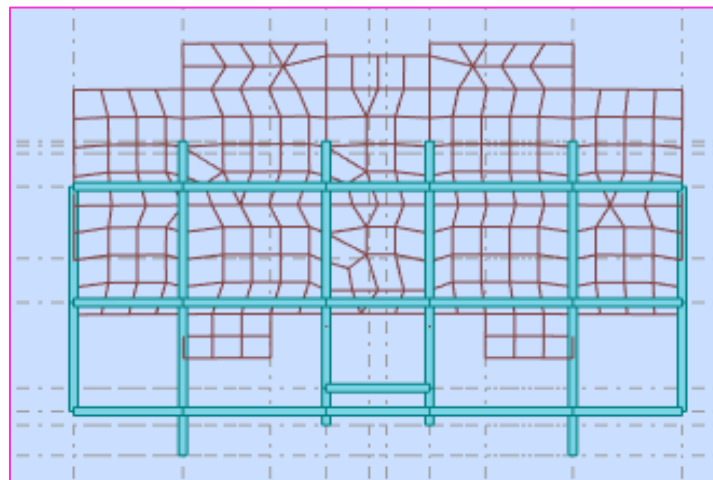


Figure IV.47: 2^{eme} mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,54\text{s}$ cas 7E-ZIIa.

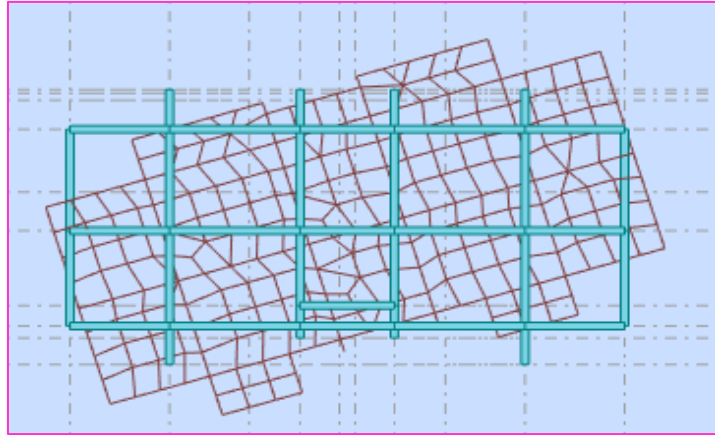


Figure IV.48: 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,39s$ cas 7E-ZIIa.

Dans ce cas :

1^{er} mode: torsion.....CNV.

2^{ème} mode: translation.....CV.

3^{ème} mode: torsion.....CV.

- **facteur d'amplification dynamique moyen :**

Sens X-X :

On a : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.481 \leq 0.5s$.

Donc : $D_x = 2.5 \eta \Rightarrow D_x = 2.205$.

Sens Y-Y :

On a : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.556 \leq 3s$.

Donc : $D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2.054$.

b- poids total de la structure :

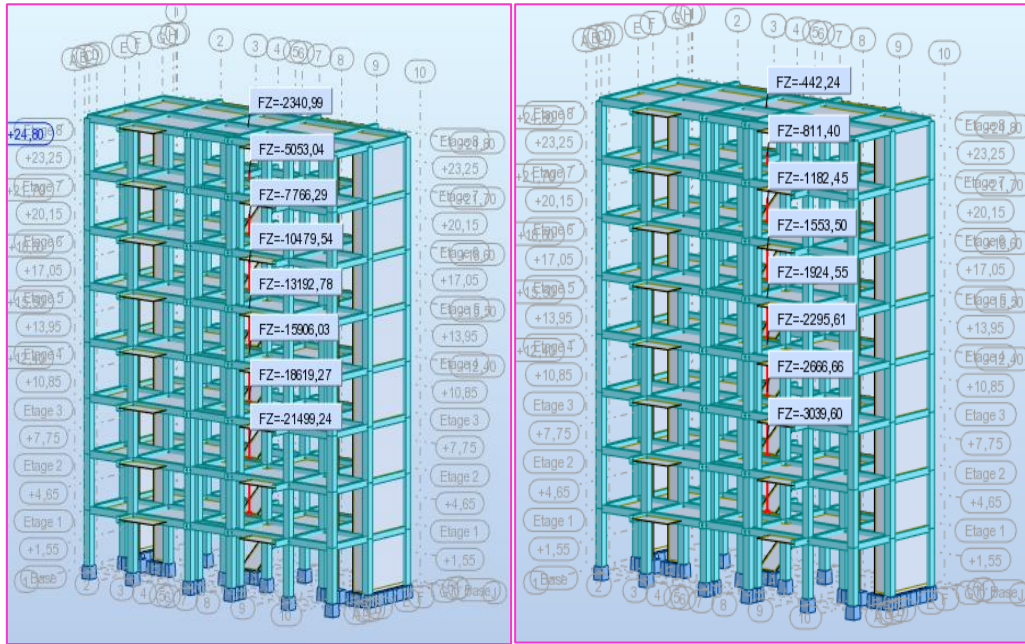


Figure IV.49: Poids total de la structure cas 7E-ZIIa.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 21499.24 + 0.2 \times 3039.60 = 22107.16 \text{ KN.}$$

c- Calcul de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.25}{3.5} \times 22107.16 = 2284.982 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} W = \frac{0.15 \times 2.054 \times 1.25}{3.5} \times 22107.16 = 2128.505 \text{ KN.}$$

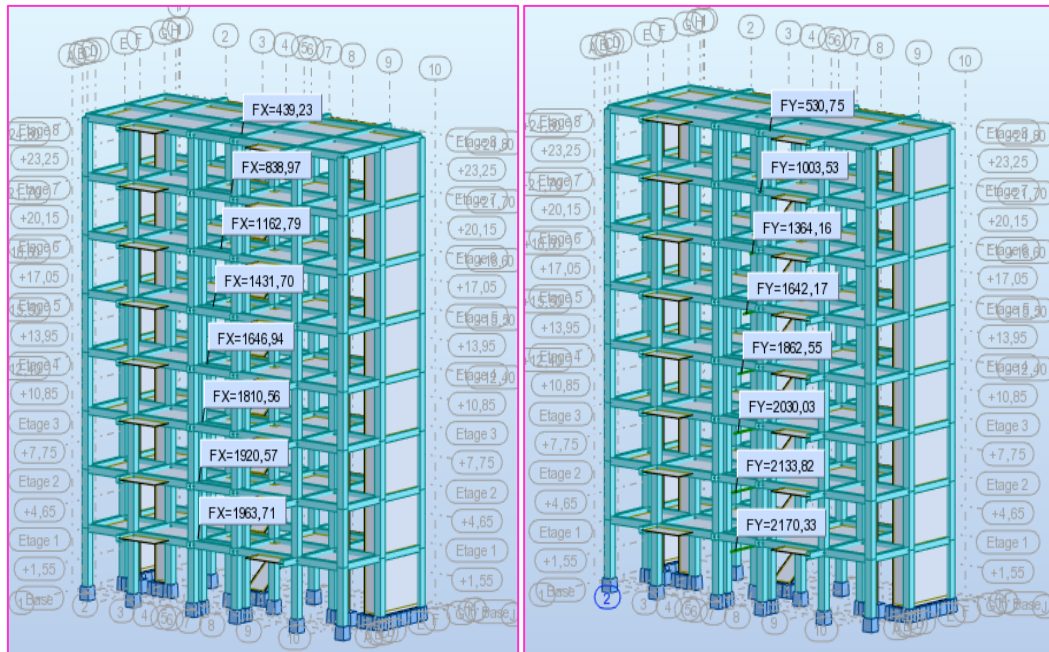


Figure IV.50: Effort tranchant par niveau cas 7E-ZIIa.

Tableau IV.31: Vérification de la force sismique totale cas 7E-ZIIa.

	V_{dy}	$0.8 V_{st}$	$V_{dy} > 0.8V_{st}$
Sens-X	1963.71	1827.986	CV
Sens-Y	2170.33	1702.804	CV

d- Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.32: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 7E-ZIIa.

Niveau	Poteaux	B_c (m ²)	F_{c28} (KN/m ²)	N_{dyn} (KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV
Etage 1	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV
Etage 2	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV
Etage 3	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV
Etage 4	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV
Etage 5	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV
Etage 6	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV
Etage 7	50×50	0.25	25000	2794.11	0.447	CNV

e- Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure :

Tableau IV.33: Poids et centre de gravité de la structure cas 7E-ZIIa.

Niveau	Diaphragme	$\sum P_K$	Center de masse		Center de rigidité	
			X_m (m)	Y_m (m)	X_r (m)	Y_r (m)
RDC	D1	22107.16	10.60	5.92	10.60	6.15
1	D2	19152.602	10.60	5.92	10.60	6.15
2	D3	16365.152	10.60	5.92	10.60	6.15
3	D4	13577.69	10.60	5.92	10.60	6.15
4	D5	10790.24	10.60	5.92	10.60	6.15
5	D6	8002.78	10.60	5.92	10.60	6.15
6	D7	5215.32	10.60	5.92	10.60	6.15
7	D8	2429.438	10.60	5.84	10.60	5.53

f- Effets de la torsion accidentelle :

Tableau IV.34: L'excentricité théorique et accidentelle cas 7E-ZIIa.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		e _{theorique} < e _{acc}
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	
RDC	0	0.23	1.075	0.583	CV
1 ^{er} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
2 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
3 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
4 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
5 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
6 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
7 ^{eme} Etage	0	0.31	1.075	0.583	CV

g- Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau :

- les déplacements par niveau :

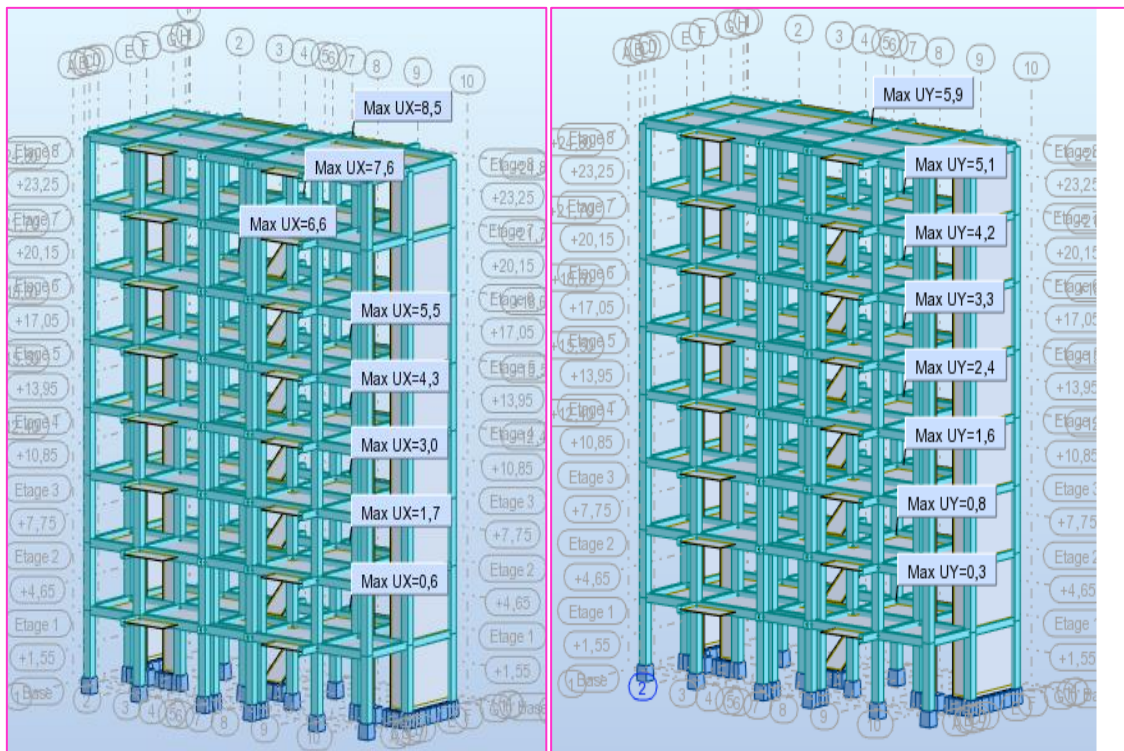


Figure IV.51: Déplacement par niveau cas 7E-ZIIa.

- Les Efforts tranchant :

Tableau IV.35: Les Efforts tranchant cas 7E-ZIIa.

Niveau	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
RDC	0.6	0.3	1963.71	2170.33
Etage 1	1.7	0.8	1920.57	2133.82
Etage 2	3	1.6	1810.56	2030.03
Etage 3	4.3	2.4	1646.94	1862.55
Etage 4	5.5	3.3	1431.7	1642.17
Etage 5	6.6	4.2	1162.79	1364.16
Etage 6	7.6	5.1	838.97	1003.53
Etage 7	8.5	5.9	439.23	530.75

- h- Justification vis à vis des déformations :

Tableau IV.36: Vérification vis-à-vis des déformations cas 7E-ZIIa.

N	Sens X-X				Sens Y-Y		
	δ_{eK} (m)	Δ_K (m)	1% h_k	Observation	δ_{eK}	Δ_K (m)	Observation
RDC	0.006	0.006	0.031	CV	0.003	0.003	CV
Etage 1	0.017	0.011	0.031	CV	0.008	0.005	CV
Etage 2	0.03	0.013	0.031	CV	0.016	0.008	CV
Etage 3	0.043	0.013	0.031	CV	0.024	0.008	CV
Etage 4	0.055	0.012	0.031	CV	0.033	0.009	CV
Etage 5	0.066	0.011	0.031	CV	0.042	0.009	CV
Etage 6	0.076	0.01	0.031	CV	0.051	0.009	CV
Etage 7	0.085	0.009	0.031	CV	0.059	0.008	CV

i- Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

- Vérification au renversement :

Tableau IV.37: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 7E-ZIIa.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	22107.16	10.60	234335.896	43.14	3.10	1361.613
Etage 1	19152.602	10.60	203017.581	110.01	3.10	1239.194
Etage 2	16365.152	10.60	173470.611	163.62	3.10	1003.842
Etage 3	13577.69	10.60	143923.514	215.24	3.10	833.621
Etage 4	10790.24	10.60	114376.544	268.91	3.10	667.244
Etage 5	8002.78	10.60	84829.468	323.82	3.10	507.222
Etage 6	5215.32	10.60	55282.392	399.74	3.10	341.031
Etage 7	2429.438	10.60	25752.043	439.23	3.10	133.734
$\sum W_k \cdot b_i$			1034988.049	$\sum F_k \cdot h_k$		6087.501

$$\frac{M_S = 1034988.049}{M_R = 6087.501} = 170.019 > 1.5 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Tableau IV.38: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 7E-ZIIa.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	22107.16	5.92	130874.387	36.51	3.10	113.181
Etage 1	19152.602	5.92	113383.404	103.79	3.10	321.749
Etage 2	16365.152	5.92	96881.670	167.48	3.10	519.188
Etage 3	13577.69	5.92	80379.925	220.38	3.10	683.178
Etage 4	10790.24	5.92	63878.221	278.01	3.10	861.831
Etage 5	8002.78	5.92	47376.458	360.63	3.10	1117.953
Etage 6	5215.32	5.92	30874.694	472.78	3.10	1465.618
Etage 7	2429.438	5.84	14187.918	530.75	3.10	1645.325
$\sum W_k \cdot b_i$			577836.677	$\sum F_k \cdot h_k$		6728.023

$$\frac{M_S = 577836.677}{M_R = 6728.023} = 85.885 > 1.5 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Tableau IV.39: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ cas 7E-ZIIa.

Niveau	Sens X-X					Sens Y-Y		
	P _K (KN)	Δ_K (m)	h _K (m)	V _K (KN)	θ_K	Δ_K (m)	V _K (KN)	θ_K
RDC	22107.16	0.006	3.10	1963.71	0.022	0.003	2170.33	0.01
Etage 1	19152.602	0.011	3.10	1920.57	0.035	0.005	2133.82	0.014
Etage 2	16365.152	0.013	3.10	1810.56	0.038	0.008	2030.03	0.021
Etage 3	13577.69	0.013	3.10	1646.94	0.035	0.008	1862.55	0.019
Etage 4	10790.24	0.012	3.10	1431.7	0.029	0.009	1642.17	0.019
Etage 5	8002.78	0.011	3.10	1162.79	0.024	0.009	1364.16	0.017
Etage 6	5215.32	0.01	3.10	838.97	0.02	0.009	1003.53	0.015
Etage 7	2429.438	0.009	3.10	439.23	0.016	0.008	530.75	0.012

Les coefficients θ_K sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé.

j- Justification de l'interaction voiles-portiques :

Tableau IV.40: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 7E-ZIIa.

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal		Effort tranchant	Effort normal	
Etage	T _X	T _Y	N	T _X	T _Y	N
1	791.52	473.83	-15945.93	1172.19	1696.5	-5553.31
2	737.08	245.48	-13889.03	1183.48	1888.34	-4730.24
3	770.04	279.25	-11851.56	1040.52	1750.78	-4054.47
4	748.95	299.87	-9810.64	897.99	1562.67	-3382.14
5	689.42	304.91	-7779.87	742.28	1337.26	-2699.66
6	599.87	295.12	-5758.53	562.92	1069.04	-2007.76
7	480.27	255.6	-3744.6	358.7	747.92	-1308.45
8	409.17	296.82	-1753.82	30.06	233.93	-587.17

- Sous charges verticales :

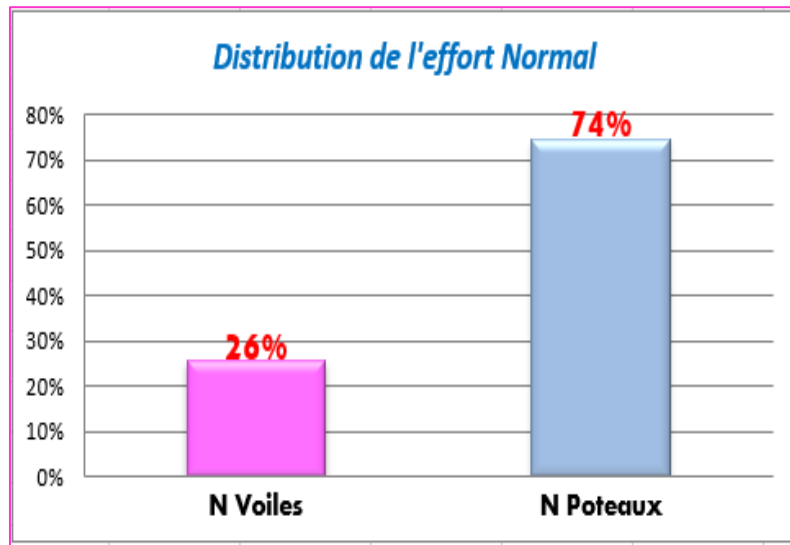


Figure.IV.52: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 7E-ZIIa.

- Sous charges horizontales :

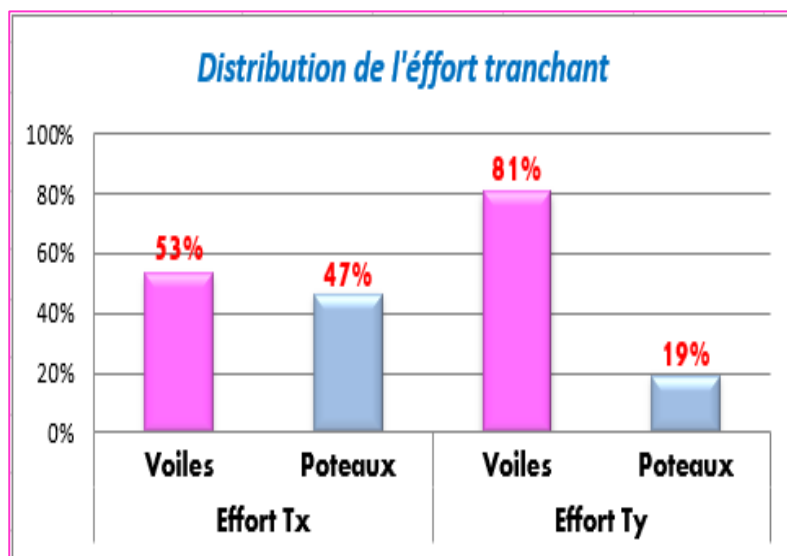


Figure.IV.53: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 7E-ZIIa.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux et verticaux donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système portique contreventé par voile 4b son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$.

IV.10.2. Cas 04 : 7E–ZIII :

a- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Tableau IV.41: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 7E-ZIII.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées U _x (%)	Masses cumulées U _y (%)	Masses cumulées U _z (%)	Masses Modale U _x (%)	Masses Modale U _y (%)	Masses Modale U _z (%)
1	1.46	0.68	73.08	0.00	0.00	73.08	0.00	0.00
2	1.84	0.54	73.08	68.37	0.00	0.00	68.36	0.00
3	2.56	0.39	75.75	68.37	0.00	2.67	0.00	0.00
4	4.88	0.20	88.52	68.37	0.00	12.77	0.00	0.00
5	7.03	0.14	88.52	86.92	0.01	0.00	18.55	0.01
6	9.12	0.11	88.53	86.93	23.97	0.01	0.01	23.96
7	9.26	0.11	92.76	86.94	24.07	4.23	0.00	0.10
8	9.53	0.10	93.21	86.94	24.32	0.45	0.00	0.24
9	9.74	0.10	93.22	86.94	24.47	0.01	0.00	0.16

On a $T_{\text{numérique}} = 0.68 \text{ sec}$ « calculé par le logiciel robot structural analysais 2014 ».

$T_x = 0.481 \text{ sec}$; $T_y = 0.556 \text{ sec}$; $T_{\text{empirique}} = 0.556 \text{ sec}$.

Et : $1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.556 = 0.723 \text{ sec}$.

Donc : $T_{\text{numérique}} = 0.68 \text{ sec} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.723 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CV}$.

Les figures ci-dessous montrent la déformée de la structure selon les 3 premiers modes :

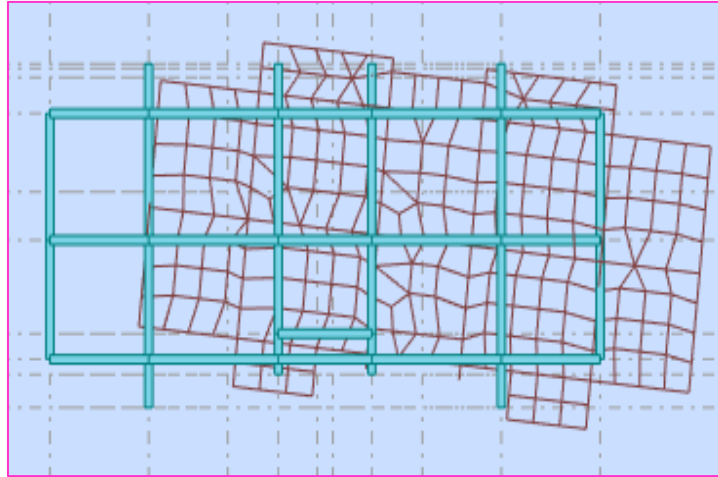


Figure IV.54: 1^{er} mode de vibration (torsion selon l'axe x) $T_1 = 0,68s$ cas 7E-ZIII.

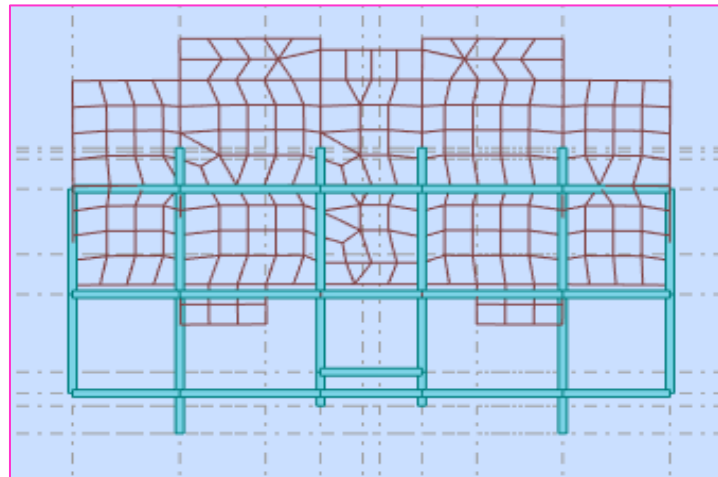


Figure IV.55: 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,54s$ cas 7E-ZIII.

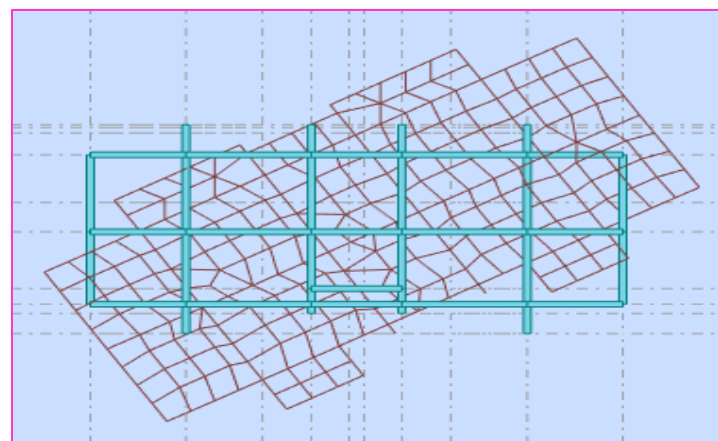


Figure IV.56: 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,39s$ cas 7E-ZIII.

Dans ce cas :

1^{er} mode: torsion.....CNV.

2^{ème} mode: translation.....CV.

3^{ème} mode: torsion..... .CV.

- facteur d'amplification dynamique moyen:

Sens x-x :

On a : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.481 \leq 0.5s$.

Donc : $D_x = 2.5 \eta \Rightarrow D_x = 2.205$.

Sens Y-Y :

On a : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.556 \leq 3s$.

Donc : $D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2.054$.

b- poids total de la structure :

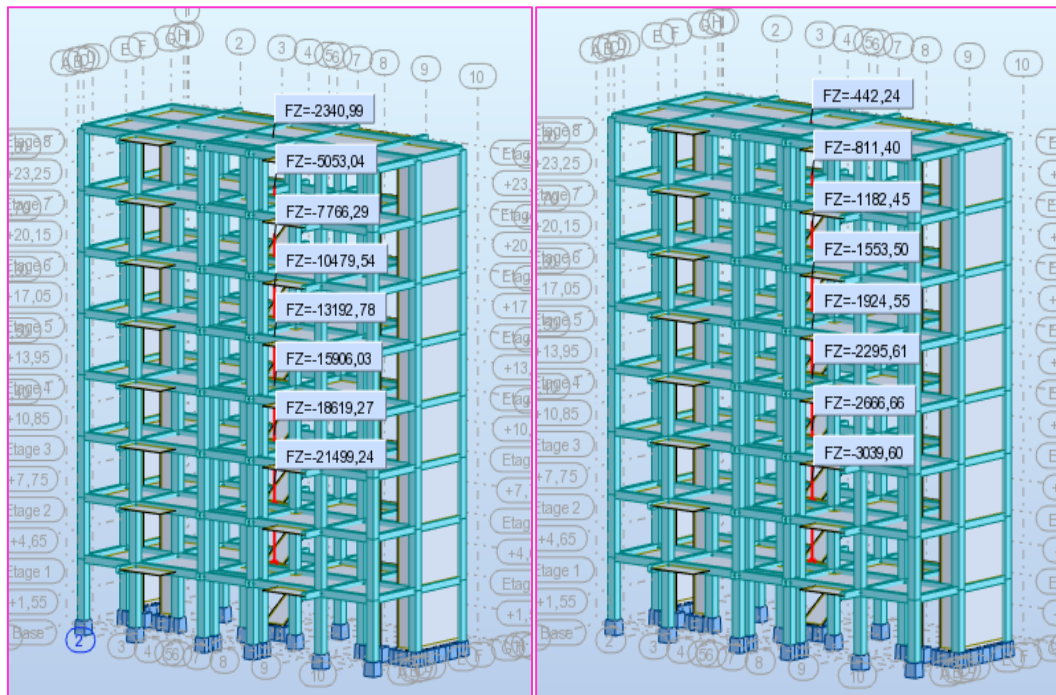


Figure IV.57: Poids total de la structure cas 7E-ZIII.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 21499.24 + 0.2 \times 3039.60 = 22107.16 \text{ KN.}$$

c- Calcul de la force sismique totale:

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.25}{3.5} \times 22107.16 = 3808.307 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} W = \frac{0.25 \times 2.054 \times 1.25}{3.5} \times 22107.16 = 3547.508 \text{ KN.}$$

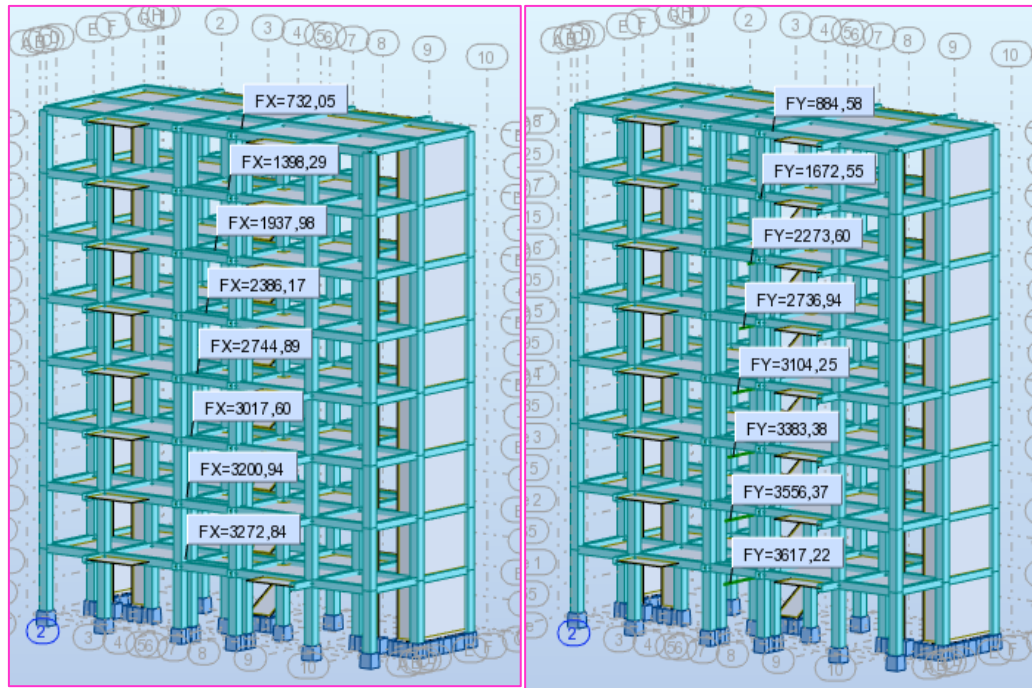


Figure IV.58: Effort tranchant par niveau cas 7E-ZIII.

Tableau IV.42: Vérification de la force sismique totale cas 7E-ZIII.

	V_{dy}	$0.8 V_{st}$	$V_{dy} > 0.8 V_{st}$
Sens-X	3272.84	3046.646	CV
Sens-Y	3617.22	2838.006	CV

d- Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.43: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 7E-ZIII.

Niveau	Poteaux	B_c (m^2)	F_{c28} (KN/m^2)	N_{dyn} (KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV
Etage 1	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV
Etage 2	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV
Etage 3	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV
Etage 4	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV
Etage 5	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV
Etage 6	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV
Etage 7	50×50	0.25	25000	3929.59	0.629	CNV

e- Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure :

Tableau IV.44: Poids et centre de gravité de la structure cas 7E-ZIII.

Niveau	Diaphragme	$\sum P_K$	Center de masse		Center de rigidité	
			X_m (m)	Y_m (m)	X_r (m)	Y_r (m)
RDC	D1	22107.16	10.60	5.92	10.60	6.15
1	D2	19152.602	10.60	5.92	10.60	6.15
2	D3	16365.152	10.60	5.92	10.60	6.15
3	D4	13577.69	10.60	5.92	10.60	6.15
4	D5	10790.24	10.60	5.92	10.60	6.15
5	D6	8002.78	10.60	5.92	10.60	6.15
6	D7	5215.32	10.60	5.92	10.60	6.15
7	D8	2429.438	10.60	5.84	10.60	5.53

f- Effets de la torsion accidentelle :

Tableau IV. 45: L'excentricité théorique et accidentelle cas 7E-ZIII.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	
RDC	0	0.23	1.075	0.583	CV
1^{er} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
2^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
3^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
4^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
5^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
6^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
7^{eme} Etage	0	0.31	1.075	0.583	CV

g- Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau :

- les déplacements par niveau:

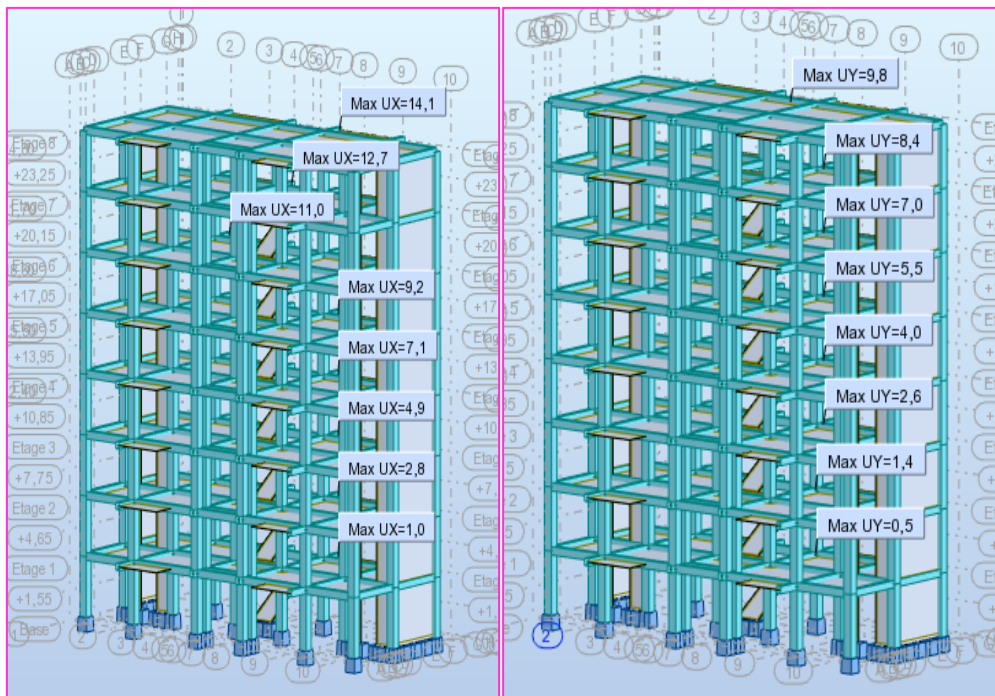


Figure.IV.59 : Déplacements par niveau cas 7E-ZIII.

- Les Efforts tranchant :

Tableau IV.46: Les Efforts tranchant cas 7E-ZIII.

Niveau	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
RDC	1	0.5	3272.84	3617.22
Etage 1	2.8	1.4	3200.94	3556.37
Etage 2	4.9	2.6	3017.60	3383.38
Etage 3	7.1	4	2744.89	3104.25
Etage 4	9.2	5.5	2386.17	2736.94
Etage 5	11	7	1937.98	2273.6
Etage 6	12.7	8.4	1398.29	1672.55
Etage 7	14.1	9.8	732.05	884.58

h- Justification vis à vis des déformations :

Tableau IV.47: Vérification vis-à-vis des déformations cas 7E-ZIII.

N	Sens X-X				Sens Y-Y		
	δ_{eK} (m)	Δ_K (m)	1% h_k	Observ-ation	δ_{eK}	Δ_K (m)	Observ-ation
RDC	0.01	0.01	0.031	CV	0.005	0.005	CV
Etage 1	0.028	0.018	0.031	CV	0.014	0.009	CV
Etage 2	0.049	0.021	0.031	CV	0.026	0.012	CV
Etage 3	0.071	0.022	0.031	CV	0.04	0.014	CV
Etage 4	0.092	0.021	0.031	CV	0.055	0.015	CV
Etage 5	0.11	0.018	0,031	CV	0.07	0.015	CV
Etage 6	0.127	0.017	0,031	CV	0.084	0.014	CV
Etage 7	0.141	0.014	0,031	CV	0.098	0.014	CV

i- Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

- **Vérification au renversement :**

Tableau IV.48: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 7E-ZIII.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	22107.16	10.60	234335.896	71.9	3.10	222.89
Etage 1	19152.602	10.60	203017.581	183.34	3.10	568.354
Etage 2	16365.152	10.60	173470.611	272.71	3.10	845.401
Etage 3	13577.69	10.60	143923.514	358.72	3.10	1112.032
Etage 4	10790.24	10.60	114376.544	448.19	3.10	1389.389
Etage 5	8002.78	10.60	84829.468	539.69	3.10	1673.039
Etage 6	5215.32	10.60	55282.392	666.24	3.10	2065.344
Etage 7	2429.438	10.60	25752.043	732.05	3.10	2269.355
$\sum W_k \cdot b_i$			1034988.049	$\sum F_k \cdot h_k$		10145.804

$$\frac{M_S = 1034988.049}{M_R = 10145.804} = 102.011 > 1.5 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Tableau IV.49: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 7E-ZIII.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	22107.16	5.92	130874.387	60.85	3.10	188.635
Etage 1	19152.602	5.92	113383.404	172.99	3.10	536.269
Etage 2	16365.152	5.92	96881.670	279.13	3.10	865.303
Etage 3	13577.69	5.92	80379.925	367.31	3.10	1138.661
Etage 4	10790.24	5.92	63878.221	463.34	3.10	1436.354
Etage 5	8002.78	5.92	47376.458	601.05	3.10	1863.255
Etage 6	5215.32	5.92	30874.694	787.97	3.10	2442.707
Etage 7	2429.438	5.84	14187.918	884.58	3.10	2742.198
$\sum W_k \cdot b_i$			577836.677	$\sum F_k \cdot h_k$		11213.382

$$\frac{M_S = 577836.677}{M_R = 11213.382} = 51.531 > 1.5 \dots \dots \dots CV.$$

- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Tableau IV.50: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ cas 7E-ZIII.

Niveau	Sens X-X					Sens Y-Y		
	P_K (KN)	Δ_K (m)	h_K (m)	V_K (KN)	θ_K	Δ_K (m)	V_K (KN)	θ_K
RDC	22107.16	0.01	3.10	3272.84	0.022	0.005	3617.22	0.01
Etage 1	19152.602	0.018	3.10	3200.94	0.035	0.009	3556.37	0.016
Etage 2	16365.152	0.021	3.10	3017.60	0.037	0.012	3383.38	0.019
Etage 3	13577.69	0.022	3.10	2744.89	0.035	0.014	3104.25	0.02
Etage 4	10790.24	0.021	3.10	2386.17	0.031	0.015	2736.94	0.019
Etage 5	8002.78	0.018	3.10	1937.98	0.024	0.015	2273.6	0.017
Etage 6	5215.32	0.017	3.10	1398.29	0.02	0.014	1672.55	0.014
Etage 7	2429.438	0.014	3.10	732.05	0.015	0.014	884.58	0.012

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

j- Justification de l'interaction voiles-portiques:

Tableau IV.51: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 7E-ZIII.

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal		Effort tranchant	Effort normal	
Etage	T _X	T _Y	N	T _X	T _Y	N
1	1319.2	789.72	-15945.93	1953.65	2827.5	-5553.31
2	1228.47	409.13	-13889.03	1972.47	3147.24	-4730.24
3	1283.4	465.42	-11851.56	1734.2	2917.96	-4054.47
4	1248.25	499.79	-9810.64	1496.64	2604.46	-3382.14
5	1149.03	508.18	-7779.87	1237.13	2228.76	-2699.66
6	999.78	491.86	-5758.53	938.2	1781.74	-2007.76
7	800.45	426.01	-3744.6	597.84	1246.54	-1308.45
8	681.95	494.7	-1753.82	50.1	389.88	-587.17

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux et verticaux donc suivant l'article **3.4 de RPA 99/2003** qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système portique contreventé par voile 4b son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$.

- Sous charges verticales :

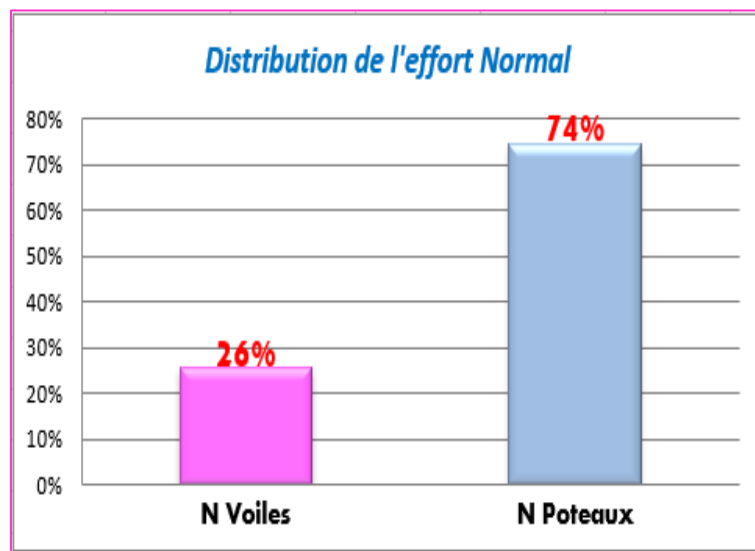


Figure IV.60: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 7E-ZIII.

- Sous charges horizontales :

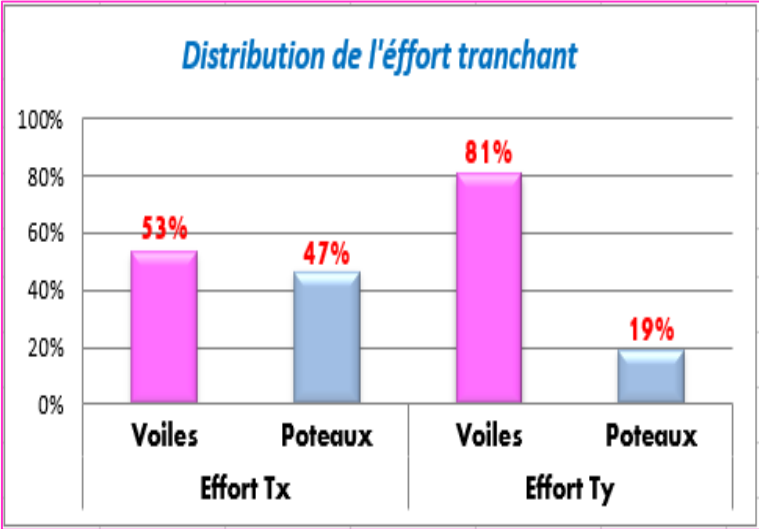
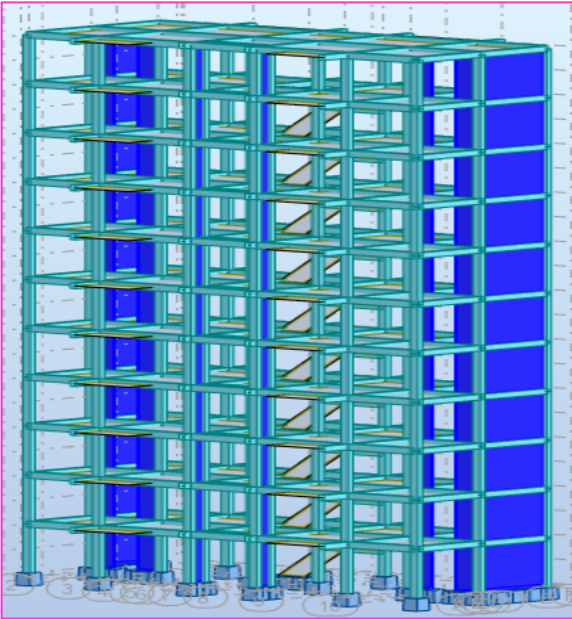
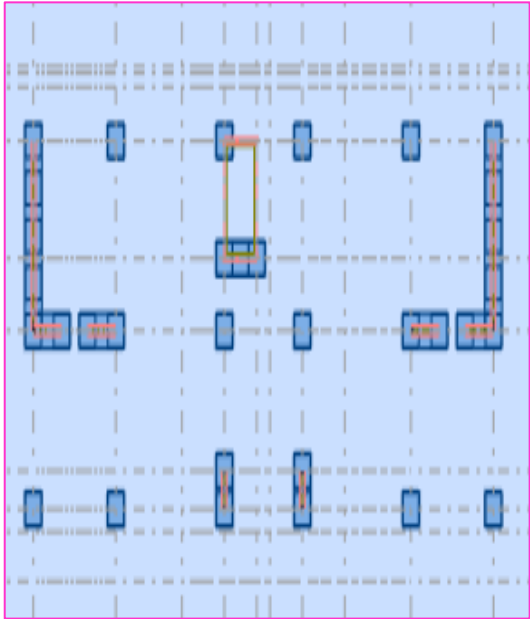


Figure IV.61: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 7E-ZIII.

IV.11. Disposition des voiles : (10E–ZIIa et 10E–ZIII) :

Vue en 3D	Vue en plan
	
Figure IV.62: Disposition des voiles (Vue en 3D) cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.	Figure IV.63: Disposition des voiles (Vue en plan) cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

IV.11.1. Cas 05: 10E–ZIIa :

a- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi le taux de participation massique pour chaque mode dans le cas 10E-ZIIa:

Tableau IV.52: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 10E-ZIIa.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées U _X (%)	Masses cumulées U _Y (%)	Masses cumulées U _Z (%)	Masses Modale U _X (%)	Masses Modale U _Y (%)	Masses Modale U _Z (%)
1	0.98	1.02	71.51	0.00	0.00	71.51	0.00	0.00
2	1.12	0.89	71.51	67.29	0.00	0.00	67.29	0.00
3	1.55	0.64	74.93	67.29	0.00	3.42	0.00	0.00
4	3.29	0.30	87.89	67.29	0.00	12.97	0.00	0.00
5	4.68	0.21	87.89	85.90	0.01	0.00	18.61	0.01
6	6.25	0.16	92.53	85.90	0.01	4.63	0.00	0.00
7	6.84	0.15	92.54	85.90	0.01	0.01	0.00	0.00
8	7.92	0.13	92.54	85.95	39.11	0.00	0.05	39.10
9	8.81	0.11	92.54	91.20	39.72	0.00	5.25	0.61
10	9.11	0.11	92.62	91.20	39.72	0.07	0.01	0.00

• Calcul de la réponse sismique :

- Nombre des modes à considérer : **[18]**

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

$$K \geq 3\sqrt{11} = 9.95 \Rightarrow K \geq 10 \Rightarrow \begin{pmatrix} \text{Masses cumulées } U_Y = 92.62\% \\ \text{Masses cumulées } U_X = 91.20\% \end{pmatrix}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

On a $T_{\text{numérique}} = 1.02 \text{ sec}$ « calculé par le logiciel robot structural analysis 2014 »

$T_x = 0.662 \text{ sec}$; $T_y = 0.706 \text{ sec}$; $T_{\text{empirique}} = 0.706 \text{ sec}$.

Et : $1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.706 = 0.918 \text{ sec}$.

Donc : $T_{\text{numérique}} = 1.02 \text{ sec} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.918 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CNV}$.

Les figures ci-dessous montrent la déformée de la structure selon les 3 premiers modes :

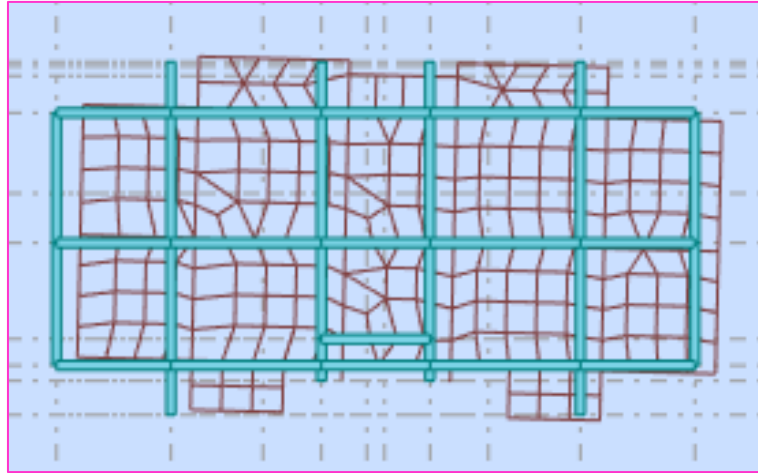


Figure IV.64: 1^{er} mode de vibration (torsion selon l'axe x) $T_1 = 1.02s$ cas 10E-ZIIa.

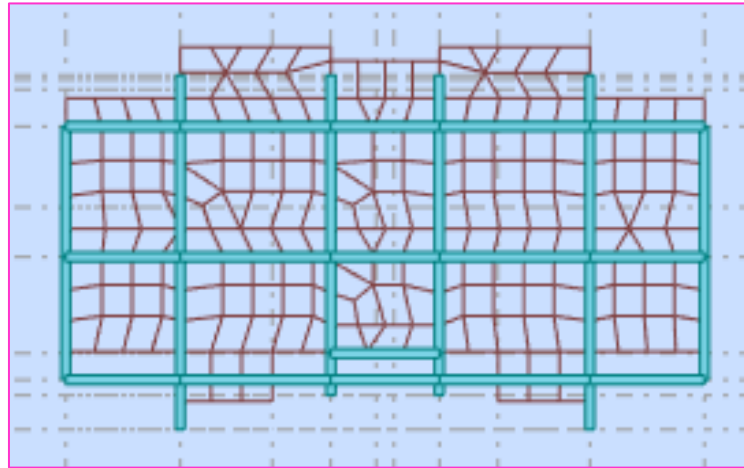


Figure IV.65: 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,89s$ cas 10E-ZIIa.

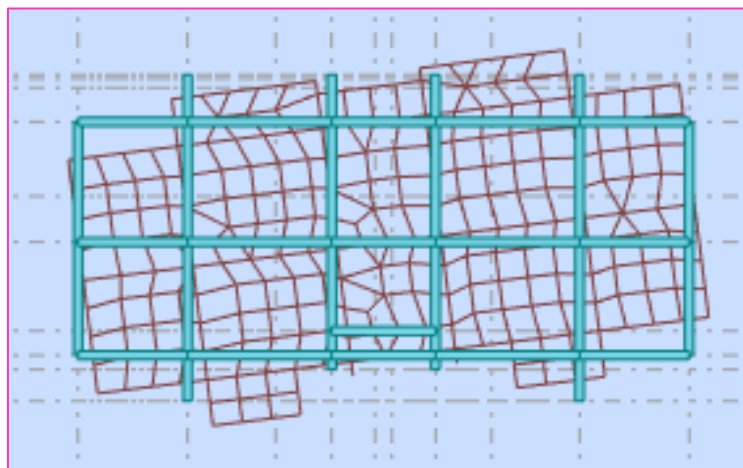


Figure IV.66: 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,64s$ cas 10E-ZIIa.

Dans ce cas :

1^{er} mode: torsion.....CNV.

2^{eme} mode: translation.....CV.

3^{eme} mode: torsion..... .CV.

- facteur d'amplification dynamique moyen :

Sens x-x :

On a : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.662 \leq 3s$.

Donc : $D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.829$.

Sens Y-Y :

On a : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.706 \leq 3s$.

Donc : $D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.752$.

b- poids total de la structure:



Figure IV.67: Poids de la structure cas 10E-ZIIa.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 29760.82 + 0.2 \times 4030.91 = 30567.002 \text{ KN.}$$

c- Calcul de la force sismique totale:

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} W = \frac{0.15 \times 1.829 \times 1.25}{3,5} \times 30567.002 = 2620.643 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} W = \frac{0.15 \times 1.752 \times 1.25}{3,5} \times 30567.002 = 2510.315 \text{ KN.}$$



Figure IV.68: Effort tranchant par niveau cas 10E-ZIIa.

Tableau IV.53: Vérification de la force sismique totale cas 10E-ZIIa.

	V_{dy}	$0.8 V_{st}$	$V_{dy} > 0.8 V_{st}$
Sens-X	2088.42	2096.514	CNV
Sens-Y	2220.04	2008.252	CV

d- Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.54 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 10E-ZIIa.

Niveau	Poteaux	B_c (m ²)	F_{c28} (KN/m ²)	N_{dyn} (KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 1	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 2	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 3	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 4	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 5	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 6	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 7	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 8	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 9	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV
Etage 10	50×50	0.25	25000	3649.27	0.584	CNV

e- Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure :

Tableau IV.55: Poids et centre de gravité de la structure cas 10E-ZIIa.

Niveau	Diaphragme	$\sum P_K$	Center de masse		Center de rigidité	
			X_m (m)	Y_m (m)	X_r (m)	Y_r (m)
RDC	D1	30567.002	10.60	5.92	10.60	6.15
1	D2	27612.454	10.60	5.92	10.60	6.15
2	D3	24824.994	10.60	5.92	10.60	6.15
3	D4	22037.542	10.60	5.92	10.60	6.15
4	D5	19250.082	10.60	5.92	10.60	6.15
5	D6	16462.622	10.60	5.92	10.60	6.15
6	D7	13675.172	10.60	5.92	10.60	6.15
7	D8	10887.71	10.60	5.92	10.60	6.15
8	D9	8100.26	10.60	5.92	10.60	6.15
9	D10	5312.8	10.60	5.92	10.60	6.15
10	D11	2526.918	10.60	5.86	10.60	5.53

f- Effets de la torsion accidentelle :

Tableau IV.56: L'excentricité théorique et accidentelle cas 10E-ZIIa.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
RDC	0	0.23	1.075	0.583	CV
1er Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
2eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
3eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
4eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
5eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
6eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
7eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
8eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
9eme Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
10eme Etage	0	0.33	1.075	0.583	CV

g- Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau :

- les déplacements par niveau :

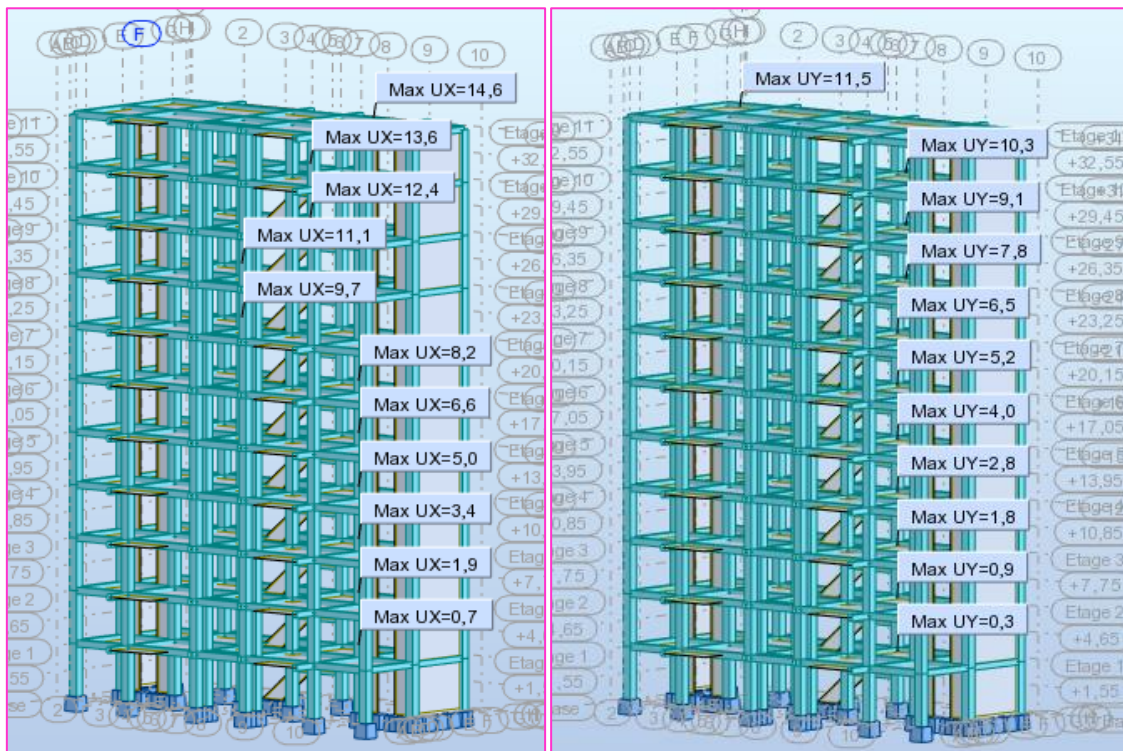


Figure IV.69: Déplacements par niveau cas 10E-ZIIa.

• Les Efforts tranchant :

Tableau IV.57: Les Efforts tranchant cas 10E-ZIIa.

Niveau	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
RDC	0.7	0.3	2088.42	2220.04
Etage 1	1.9	0.9	2061.04	2193.53
Etage 2	3.4	1.8	1987.98	2121.18
Etage 3	5	2.8	1879.84	2011.46
Etage 4	6.6	4	1749.74	1878.03
Etage 5	8.2	5.2	1600.41	1725.96
Etage 6	9.7	6.5	1428.54	1553.54
Etage 7	11.1	7.8	1231.37	1357.35
Etage 8	12.4	9.1	1002.26	1126.71
Etage 9	13.6	10.3	724.94	836.46
Etage 10	14.6	11.5	380.90	454.91

h- Justification vis à vis des déformations :

Tableau IV.58: Vérification vis-à-vis des déformations cas 10E-ZIIa.

N	Sens X-X				Sens Y-Y		
	δ_{eK} (m)	Δ_K (m)	1% h_k	Observation	δ_{eK}	Δ_K (m)	Observation
RDC	0.007	0.007	0.031	CV	0.003	0.003	CV
Etage 1	0.019	0.012	0.031	CV	0.009	0.006	CV
Etage 2	0.034	0.015	0.031	CV	0.018	0.009	CV
Etage 3	0.05	0.016	0.031	CV	0.028	0.01	CV
Etage 4	0.066	0.016	0.031	CV	0.04	0.012	CV
Etage 5	0.082	0.016	0.031	CV	0.052	0.012	CV
Etage 6	0.097	0.015	0.031	CV	0.065	0.013	CV
Etage 7	0.111	0.014	0.031	CV	0.078	0.013	CV
Etage 8	0.124	0.013	0.031	CV	0.091	0.013	CV
Etage 9	0.136	0.012	0.031	CV	0.103	0.012	CV
Etage 10	0.146	0.01	0.031	CV	0.115	0.012	CV

i- Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

• Vérification au renversement:

Tableau IV.59: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 10E-ZIIa.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	30567.002	10.60	324010.221	27.38	3.10	84.878
Etage 1	27612.454	10.60	292692.012	73.06	3.10	226.486
Etage 2	24824.994	10.60	263144.936	108.14	3.10	335.234
Etage 3	22037.542	10.60	218703.398	130.1	3.10	403.31
Etage 4	19250.082	10.60	204050.869	149.33	3.10	462.923
Etage 5	16462.622	10.60	174503.793	171.87	3.10	532.797
Etage 6	13675.172	10.60	144956.823	197.17	3.10	611.227
Etage 7	10887.71	10.60	115409.726	229.11	3.10	710.241
Etage 8	8100.26	10.60	85862.756	277.32	3.10	859.692
Etage 9	5312.8	10.60	56315.68	344.04	3.10	1066.524
Etage 10	2526.918	10.60	26785.331	380.90	3.10	1180.79
$\sum W_k \cdot b_i$			1906435.545	$\sum F_k \cdot h_k$		6474.102

$$\frac{M_S = 1906435.545}{M_R = 6474.102} = 294.471 > 1.5 \dots \dots \dots CV.$$

Tableau IV.60: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 10E-ZIIa.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	30567.002	5.92	180956.652	26.51	3.10	82.181
Etage 1	27612.454	5.92	163465.728	72.35	3.10	224.285
Etage 2	24824.994	5.92	146963.965	109.72	3.10	340.132
Etage 3	22037.542	5.92	130462.249	133.43	3.10	413.633
Etage 4	19250.082	5.92	113960.485	152.07	3.10	471.417
Etage 5	16462.622	5.92	97458.722	172.42	3.10	534.502
Etage 6	13675.172	5.92	80957.018	196.19	3.10	608.189
Etage 7	10887.71	5.92	64455.243	230.64	3.10	714.984
Etage 8	8100.26	5.92	47953.539	290.25	3.10	899.775
Etage 9	5312.8	5.92	31451.776	381.55	3.10	1182.805
Etage 10	2526.918	5.86	14807.739	454.91	3.10	1410.221
$\sum W_k \cdot b_i$			1072893.116	$\sum F_k \cdot h_k$		6882.124

$$\frac{M_S = 1072893.116}{M_R = 6882.124} = 155.896 > 1.5 \dots\dots\dots CV.$$

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Tableau IV.61: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ cas 10E-ZIIa.

N	Sens X-X					Sens Y-Y		
	P _K (KN)	Δ _K (m)	h _K (m)	V _K (KN)	θ _K	Δ _K (m)	V _K (KN)	θ _K
RDC	30567.002	0.007	3.10	2088.42	0.033	0.003	2220.04	0.013
1	27612.454	0.012	3.10	2061.04	0.052	0.006	2193.53	0.024
2	24824.994	0.015	3.10	1987.98	0.06	0.009	2121.18	0.034
3	22037.542	0.016	3.10	1879.84	0.061	0.01	2011.46	0.035
4	19250.082	0.016	3.10	1749.74	0.057	0.012	1878.03	0.04
5	16462.622	0.016	3.10	1600.41	0.053	0.012	1725.96	0.037
6	13675.172	0.015	3.10	1428.54	0.046	0.013	1553.54	0.037
7	10887.71	0.014	3.10	1231.37	0.04	0.013	1357.35	0.034
8	8100.26	0.013	3.10	1002.26	0.034	0.013	1126.71	0.03
9	5312.8	0.012	3.10	724.94	0.028	0.012	836.46	0.025
10	2526.918	0.01	3.10	380.90	0.021	0.012	454.91	0.022

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

- j- **Justification de l'interaction voiles-portiques :**

Tableau IV.62: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 10E-ZIIa.

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal		Effort tranchant	Effort normal	
Etage	T_X	T_Y	N	T_X	T_Y	N
1	851.27	507.7	-21848.93	1237.15	1712.35	-7911.89
2	808.94	272.93	-19789.51	1252.1	1920.6	-7091.35
3	871.41	320.4	-17761.14	1116.57	1800.78	-6406.48
4	884.79	356.35	-15727.83	995.05	1655.11	-5726.54
5	868.64	378.78	-13707.72	881.1	1499.25	-5033.4
6	831.91	389.02	-11699.57	768.5	1336.94	-4328.3
7	777.07	388.7	-9701.74	651.47	1164.83	-3612.88
8	705.49	379.04	-7712.82	525.87	978.31	-2888.56
9	617.18	361.43	-5732.26	385.08	765.28	-2155.88
10	507.57	319.24	-3759.92	217.37	517.23	-1414.97
11	457.36	378.8	-1825.85	-76.46	76.11	-636.99

- Sous charges verticales :

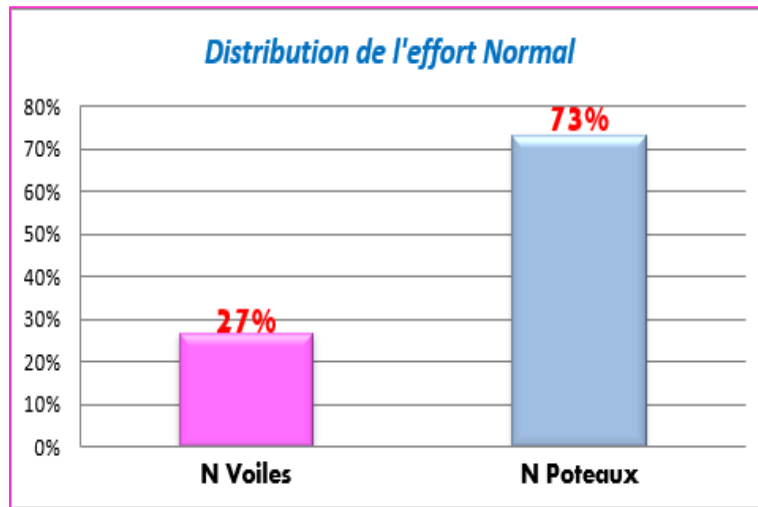


Figure IV.70: Distribution de l'effort normal (voiles-portiques) cas 10E-ZIIa.

- Sous charges horizontales :

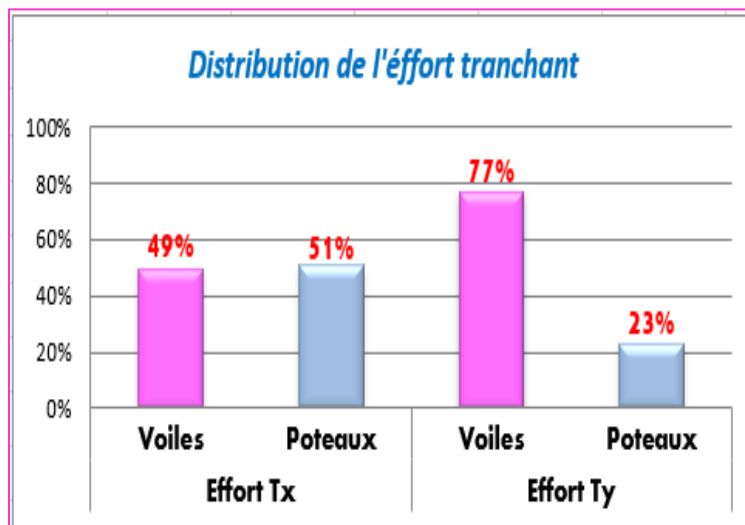


Figure IV.71: Distribution de l'effort tranchant (voiles-portiques) cas 10E-ZIIa.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux et verticaux donc suivant l'article **3.4 de RPA 99/2003** qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système portique contreventé par voile 4b son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$.

IV.11.2. Cas 06: 10E-ZIII :

a- Estimation de la période fondamentale de la structure :

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi le taux de participation massique pour chaque mode dans le cas 10E-ZIII :

Tableau IV.63: Périodes et taux de participation massique de la structure cas 10E-ZIII.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées U _X (%)	Masses cumulées U _Y (%)	Masses cumulées U _Z (%)	Masses Modale U _X (%)	Masses Modale U _Y (%)	Masses Modale U _Z (%)
1	0.98	1.02	71.51	0.00	0.00	71.51	0.00	0.00
2	1.12	0.89	71.51	67.29	0.00	0.00	67.29	0.00
3	1.55	0.64	74.93	67.29	0.00	3.42	0.00	0.00
4	3.29	0.30	87.89	67.29	0.00	12.97	0.00	0.00
5	4.68	0.21	87.89	85.90	0.01	0.00	18.61	0.01
6	6.25	0.16	92.53	85.90	0.01	4.63	0.00	0.00
7	6.84	0.15	92.54	85.90	0.01	0.01	0.00	0.00
8	7.92	0.13	92.54	85.95	39.11	0.00	0.05	39.10
9	8.81	0.11	92.54	91.20	39.72	0.00	5.25	0.61
10	9.11	0.11	92.62	91.20	39.72	0.07	0.01	0.00

On a $T_{\text{numérique}} = 1.02$ sec « calculé par le logiciel robot structural analyses 2014 ».

$T_x = 0.662$ sec ; $T_y = 0.706$ sec ; $T_{\text{empirique}} = 0.706$ sec.

Et : $1.3 \times T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.706 = 0.918$ sec.

Donc : $T_{\text{numérique}} = 1.02$ sec $< 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.918$ secCNV.

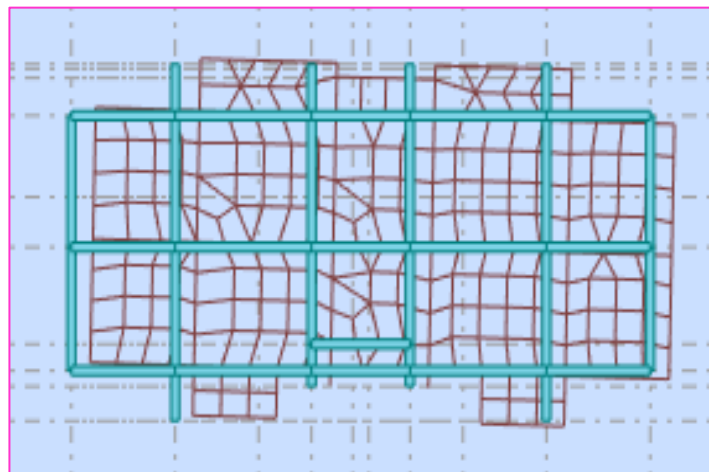


Figure IV.72: 1^{er} mode de vibration (torsion selon l'axe x) $T_1 = 1.02$ s cas 10E-ZIII.

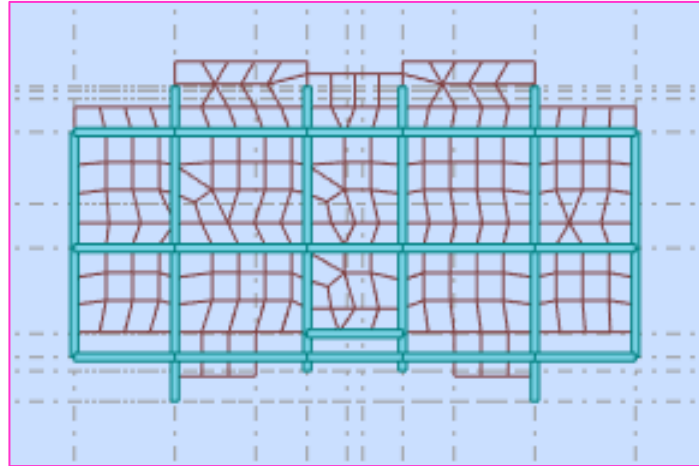


Figure IV.73: 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe Y) $T_2 = 0,89s$ cas 10E-ZIII.

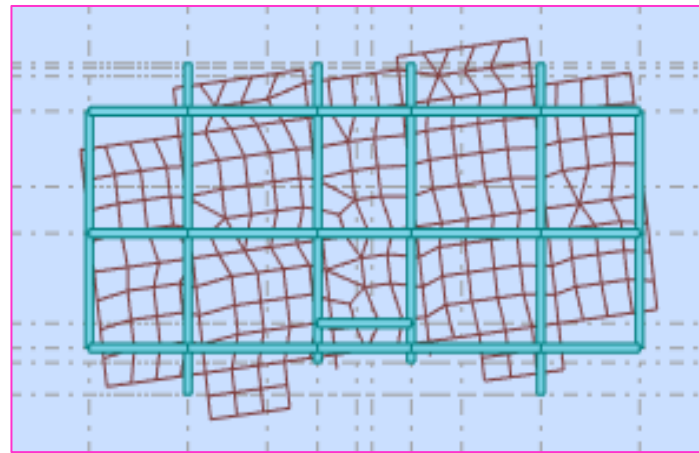


Figure IV.74: 3^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe Z) $T_3 = 0,64s$ cas 10E-ZIII.

Dans ce cas :

1^{er} mode: torsion.....CNV.

2^{ème} mode: translation.....CV.

3^{ème} mode: torsion..... CV.

- **facteur d'amplification dynamique moyen :**

Sens X-X :

On a : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.662 \leq 3s$.

Donc : $D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.829$.

Sens Y-Y :

On a : $T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow 0.5 \leq 0.706 \leq 3s$.

Donc : $D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.752$.

b- poids total de la structure :



Figure IV.75: Poids total de la structure cas10E-ZIII.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 29760.82 + 0.2 \times 4030.91 = 30567.002 \text{ KN.}$$

c- Calcul de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} W = \frac{0.25 \times 1.829 \times 1.25}{3.5} \times 30567.002 = 4367.738 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} W = \frac{0.25 \times 1.752 \times 1.25}{3.5} \times 30567.002 = 4183.858 \text{ KN.}$$



Figure IV.76: Effort tranchant par niveau cas 10E-ZIII.

Tableau IV.64: Vérification de la force sismique totale cas 10E-ZIII.

	V_{dy}	$0.8 V_{st}$	$V_{dy} > 0.8 V_{st}$
Sens-X	3480.69	3494.19	CNV
Sens-Y	3700.07	3347.086	CV

d- Vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.65: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux cas 10E-ZIII.

Niveau	Poteaux	B_c (m ²)	F_{c28} (KN/m ²)	N_{dyn} (KN)	ν	$\nu \leq 0.3$
RDC	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 1	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 2	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 3	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 4	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 5	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 6	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 7	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 8	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 9	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV
Etage 10	50×50	0.25	25000	4874.94	0.780	CNV

e- Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure :

Tableau IV.66: Poids et centre de gravité de la structure cas 10E-ZIII.

Niveau	Diaphragme	$\sum P_K$	Center de masse		Center de rigidité	
			X_m (m)	Y_m (m)	X_r (m)	Y_r (m)
RDC	D1	30567.002	10.60	5.92	10.60	6.15
1	D2	27612.454	10.60	5.92	10.60	6.15
2	D3	24824.994	10.60	5.92	10.60	6.15
3	D4	22037.542	10.60	5.92	10.60	6.15
4	D5	19250.082	10.60	5.92	10.60	6.15
5	D6	16462.622	10.60	5.92	10.60	6.15
6	D7	13675.172	10.60	5.92	10.60	6.15
7	D8	10887.71	10.60	5.92	10.60	6.15
8	D9	8100.26	10.60	5.92	10.60	6.15
9	D10	5312.8	10.60	5.92	10.60	6.15
10	D11	2526.918	10.60	5.86	10.60	5.53

f- Effets de la torsion accidentelle :

Tableau IV.67: L'excentricité théorique et accidentelle cas 10E-ZIII.

Niveau	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
RDC	0	0.23	1.075	0.583	CV
1 ^{er} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
2 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
3 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
4 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
5 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
6 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
7 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
8 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
9 ^{eme} Etage	0	0.23	1.075	0.583	CV
10 ^{eme} Etage	0	0.33	1.075	0.583	CV

g- Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau :

- les déplacements par niveau :

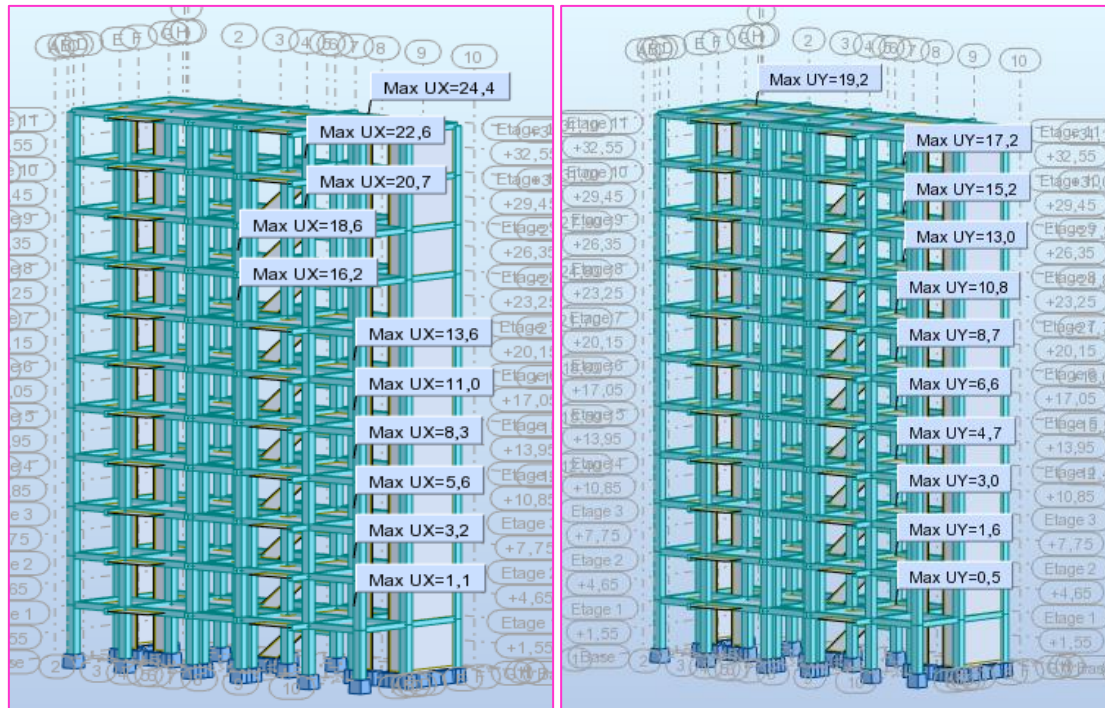


Figure IV.77: Déplacements par niveau cas 10E-ZIII.

- Les Efforts tranchant :

Tableau IV.68: Les Efforts tranchant cas 10E-ZIII.

Niveau	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
RDC	1.1	0.5	3480.69	3700.07
Etage 1	3.2	1.6	3435.07	3655.89
Etage 2	5.6	3	3313.31	3535.30
Etage 3	8.3	4.7	3133.07	3352.44
Etage 4	11	6.6	2916.24	3130.05
Etage 5	13.6	8.7	2667.35	2876.60
Etage 6	16.2	10.8	2380.90	2589.23
Etage 7	18.6	13	2052.28	2262.25
Etage 8	20.7	15.2	1670.43	1877.85
Etage 9	22.6	17.2	1208.23	1394.11
Etage 10	24.4	19.2	634.83	758.18

h- Justification vis à vis des déformations :

Tableau IV.69: Vérification vis-à-vis des déformations cas 10E-ZIII.

N	Sens X-X				Sens Y-Y		
	δ_{eK} (m)	Δ_K (m)	1% h_k	Observation	δ_{eK}	Δ_K (m)	Observation
RDC	0.011	0.011	0.031	CV	0.005	0.005	CV
Etage 1	0.032	0.021	0.031	CV	0.016	0.011	CV
Etage 2	0.056	0.024	0.031	CV	0.03	0.014	CV
Etage 3	0.083	0.027	0.031	CV	0.047	0.017	CV
Etage 4	0.11	0.027	0.031	CV	0.066	0.019	CV
Etage 5	0.136	0.026	0.031	CV	0.087	0.021	CV
Etage 6	0.162	0.026	0.031	CV	0.108	0.021	CV
Etage 7	0.186	0.024	0.031	CV	0.13	0.022	CV
Etage 8	0.207	0.021	0.031	CV	0.152	0.022	CV
Etage 9	0.226	0.019	0.031	CV	0.172	0.02	CV
Etage10	0.244	0.018	0.031	CV	0.192	0.02	CV

i- Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

- **Vérification au renversement :**

Tableau IV.70: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-X cas 10E-ZIII.

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	$W_k \cdot b_i$ (KN.m)	F_{kx} (KN)	h_k (m)	$F_{kx} \cdot h_k$ (KN.m)
RDC	30567.002	10.60	324010.221	45.62	3.10	141.422
Etage 1	27612.454	10.60	292692.012	121.76	3.10	377.456
Etage 2	24824.994	10.60	263144.936	180.24	3.10	558.744
Etage 3	22037.542	10.60	218703.398	216.83	3.10	672.173
Etage 4	19250.082	10.60	204050.869	248.89	3.10	771.559
Etage 5	16462.622	10.60	174503.793	286.45	3.10	887.995
Etage 6	13675.172	10.60	144956.823	328.62	3.10	1018.722
Etage 7	10887.71	10.60	115409.726	381.85	3.10	1183.735
Etage 8	8100.26	10.60	85862.756	462.2	3.10	1432.82
Etage 9	5312.8	10.60	56315.68	573.4	3.10	1777.54
Etage 10	2526.918	10.60	26785.331	634.83	3.10	1967.973
$\sum W_k \cdot b_i$			1906435.545	$\sum F_k \cdot h_k$		10790.13 9

$$\frac{M_S = 1906435.545}{M_R = 10790.139} = 176.683 > 1.5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Tableau IV.71: Vérification vis-à-vis de renversement déformations sens-Y cas 10E-ZIII.

Niveau	W _k (KN)	b _i (m)	W _k .b _i (KN.m)	F _{ky} (KN)	h _k (m)	F _{ky} . h _k (KN.m)
RDC	30567.002	5.92	180956.652	44.18	3.10	136.958
Etage 1	27612.454	5.92	163465.728	120.59	3.10	373.829
Etage 2	24824.994	5.92	146963.965	182.86	3.10	566.866
Etage 3	22037.542	5.92	130462.249	222.39	3.10	689.409
Etage 4	19250.082	5.92	113960.485	253.45	3.10	785.695
Etage 5	16462.622	5.92	97458.722	287.37	3.10	890.847
Etage 6	13675.172	5.92	80957.018	326.98	3.10	1013.638
Etage 7	10887.71	5.92	64455.243	384.4	3.10	1191.64
Etage 8	8100.26	5.92	47953.539	483.74	3.10	1499.594
Etage 9	5312.8	5.92	31451.776	635.93	3.10	1971.383
Etage 10	2526.918	5.86	14807.739	758.18	3.10	2350.358
$\sum W_k \cdot b_i$			1072893.116	$\sum F_k \cdot h_k$		11470.217

$$\frac{M_S = 1072893.116}{M_R = 11470.217} = 93.537 > 1.5 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Tableau IV.72: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ cas 10E-ZIII.

N	Sens X-X					Sens Y-Y		
	P _K (KN)	Δ _K (m)	h _K (m)	V _K (KN)	θ _K	Δ _K (m)	V _K (KN)	θ _K
RDC	30567.002	0.011	3.10	3480.69	0.031	0.005	3700.07	0.013
1	27612.454	0.021	3.10	3435.07	0.054	0.011	3655.89	0.027
2	24824.994	0.024	3.10	3313.31	0.058	0.014	3535.30	0.032
3	22037.542	0.027	3.10	3133.07	0.061	0.017	3352.44	0.036
4	19250.082	0.027	3.10	2916.24	0.057	0.019	3130.05	0.038
5	16462.622	0.026	3.10	2667.35	0.052	0.021	2876.60	0.039
6	13675.172	0.026	3.10	2380.90	0.048	0.021	2589.23	0.036
7	10887.71	0.024	3.10	2052.28	0.041	0.022	2262.25	0.034
8	8100.26	0.021	3.10	1670.43	0.033	0.022	1877.85	0.032
9	5312.8	0.019	3.10	1208.23	0.027	0.02	1394.11	0.025
10	2526.918	0.018	3.10	634.83	0.023	0.02	758.18	0.022

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé.

j. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Tableau IV.73: Justification de l'interaction voiles-portiques cas 10E-ZIII.

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant	Effort normal		Effort tranchant	Effort normal	
Etage	T _x	T _y	N	T _x	T _y	N
1	1418.78	846.16	-21848.93	2061.91	2853.91	-7911.89
2	1348.23	454.89	-19789.51	2086.84	3201	-7091.35
3	1452.36	534	-17761.14	1860.95	3001.3	-6406.48
4	1474.66	593.92	-15727.83	1658.42	2758.52	-5726.54
5	1447.74	631.31	-13707.72	1468.5	2498.74	-5033.4
6	1386.52	648.37	-11699.57	1280.83	2228.23	-4328.3
7	1295.11	647.84	-9701.74	1085.79	1941.39	-3612.88
8	1175.82	631.74	-7712.82	876.46	1630.51	-2888.56
9	1028.63	602.38	-5732.26	641.8	1275.47	-2155.88
10	845.94	532.06	-3759.92	362.28	862.05	-1414.97
11	762.26	631.33	-1825.85	-127.43	126.85	-636.99

- Sous charges verticales :

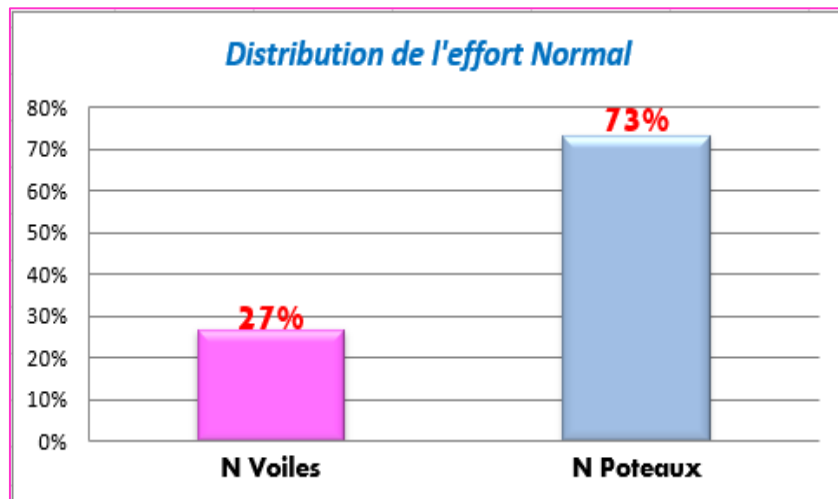


Figure.IV.78: Distribution de l'effort normal cas 10E-ZIII.

- Sous charges horizontales :

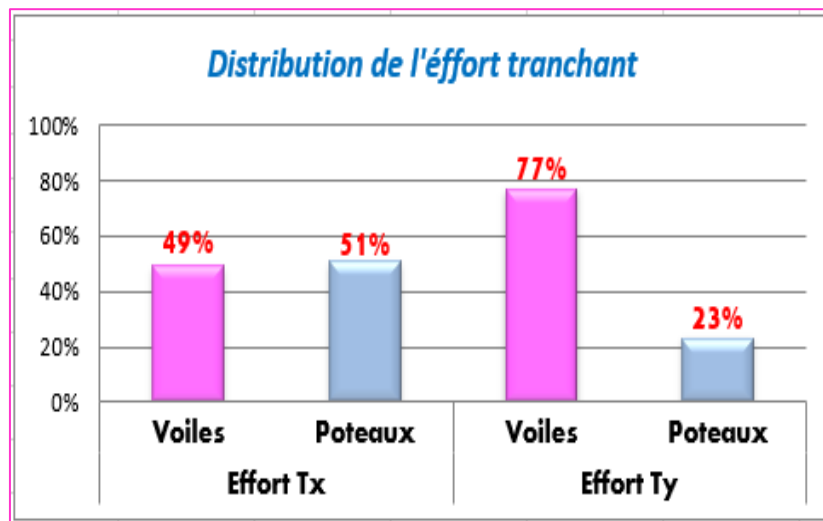


Figure.IV.79: Distribution de l'effort tranchant cas 10E-ZIII.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux et verticaux donc suivant l'article **3.4 de RPA 99/2003** qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système portique contreventé par voile 4b son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$.

IV.12. Conclusion:

Nous avons fait l'étude dynamique pour les trois variantes R+4 , R+7 , R+10 pour les deux zones IIa et III et on va vérifier :

- La période T
- L'effort tranchant à la base de la structure
- L'effort normal réduit.
- Poids total de la structure.
- Calcul de la force sismique totale.
- Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure.
- Effets de la torsion accidentelle.
- Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau.
- Justification vis à vis des déformations.
- Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble.
- Vérification de l'interaction voiles-portiques.

Chapitre 05 :

RESULTATS ET

INTERPRETATIONS

V.1. Introduction :

Pour étudier l'influence de la zone sismique et la hauteur sur la réponse de la structure, on compare la réponse sismique des 3 cas de structures, autrement dit : la structure R+4 en zone IIa sera comparée avec la structure R+4 en zone III, cela sera faite pour les deux autres structures R+7 et R+10 : une en zone IIa et l'autre en zone III.

Concernant l'influence de la hauteur : la structure R+4 en zone IIa sera comparée avec la structure R+7 et R+10, de même en zone III.

Notre travail consiste en l'étude de l'influence des zones sismiques sur le comportement dynamique de la structure.

-Les objectifs visés dans le cadre de ce travail est l'étude de l'influence sur :

- La période.
- Le poids de la structure.
- Le spectre de réponse.
- Les forces sismiques à chaque niveau.
- Les efforts normaux.
- Les efforts tranchants à la base.
- Les déplacements à chaque niveau et inter-étage.
- Les déformations.
- L'effet P-delta.
- Le moment de renversement.

Cette partie consiste à présenter tous les résultats obtenus et la vérification des critères de comparaison proposée et leurs interprétations.

V.1.1. Effet de la zone sismique sur la réponse sismique :

Le zonage sismique donne une idée d'ordre générale sur le risque sismique d'un pays. Alors si on veut avoir plus de détails sur une région on est obligé de faire un micro zonage afin de bien quantifier les accélérations du sol selon le profil géologique et géotechnique de sous-sol.

V.1.1.1. Cas 01 : (4 étages)

Pour étudier l'influence de la zone sismique, on compare la réponse sismique de deux cas de structures : 4E -ZIIa- sera comparée avec 4E-ZIII :

a- La période :

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde.

Dans le tableau précédent, on a déjà montré les périodes propres ainsi que les taux de participation massique de la structure (R+4) dans les deux intensités sismiques (IIa et III). On constate que la valeur du période T ne dépend pas de la zone sismique, plus la période numérique de la structure est petite, plus le bâtiment est stable et rigide.

La période T de **4E-ZIII** = T **4E-ZIIa** = 0,39 sec pour le mode 1, le tableau IV présente les valeurs des 3 premiers modes propre dans les deux zones IIa et III

Tableau V.1: Valeurs des périodes dans les deux cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

N°	4E-ZIIa	4E-ZIII
Mode 01	0,39	0,39
Mode 02	0,27	0,27
Mode 03	0,19	0,19

Sa valeur est liée directement à la masse et à la rigidité de la structure, tant qu'on garde la même disposition de voiles et les mêmes sections de poteaux, donc on aura automatiquement même : poids, rigidité et période.

b- Le poids de la structure :

Le poids de la structure peut être un des critères qui nous donne un indice pour déduire l'influence de la zone sismique sur le comportement sismique

Le poids de chaque étage est la même quel que soit le type de la zone, ce qui nous a conduit à conclure que la zone n'a pas d'influence sur le poids.

c- La force sismique totale :

Tableau V.2 : Les valeurs de l'effort tranchant dynamique cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

V _{dyn} en zone IIa (KN)		V _{dyn} en zone III (KN)	
Sens X	1525.01	Sens X	2541.68
Sens Y	1466.18	Sens Y	2443.64

Le tableau montre la variation des efforts tranchants de deux zones sismiques. D'après le tableau on remarque que l'augmentation de la force sismique dans la Zone III augmente les efforts tranchants par rapport au Zone II, dans les deux sens de la structure ; Cette augmentation est justifiée par effet de l'action sismique (le spectre de réponse : $A_{III} = 0.25$, $A_{IIa} = 0.15$), ce coefficient est relié essentiellement au zonage sismique, dans notre étude il change ce qui s'influe directement sur les résultats de calcul.

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents sont présentés sous forme graphique dans les figures V.1 et V.2.

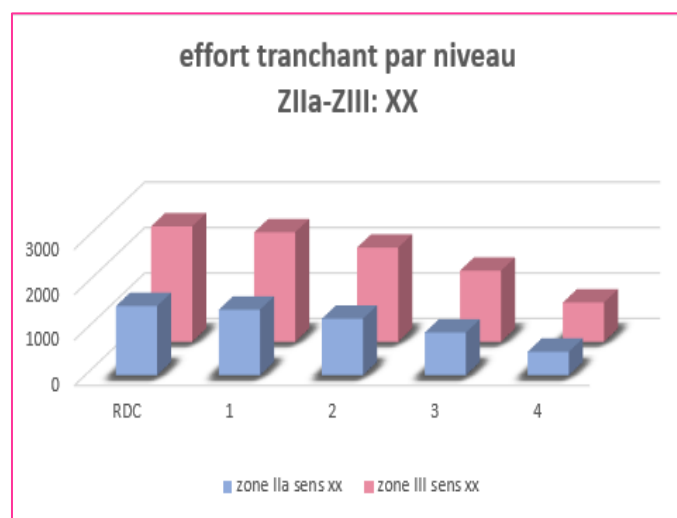


Figure V.1: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens xx cas 4E-ZIIa-4E-Z III.

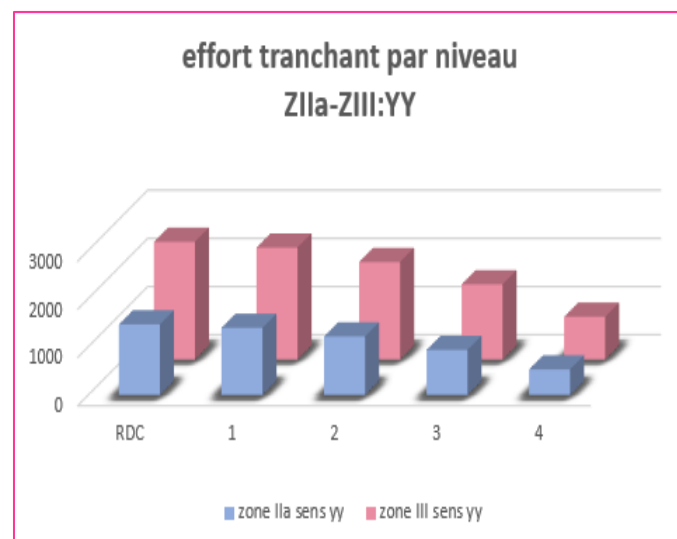


Figure V.2: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens yy cas 4E-ZIIa - 4E-Z III.

Même remarque pour l'effort tranchant statique : $V_{st IIa} = 1421,157$ et $V_{st III} = 2368,595 \text{ KN}$.

Tableau V.3 : Les valeurs de l'effort tranchant statique cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

V_{st} en zone IIa (KN)		V_{st} en zone III (KN)	
Sens X	1421.157	Sens X	2368.595
Sens Y	1421.157	Sens Y	2368.595

L'effort tranchant statique augmente lorsque l'intensité de l'action sismique augmente. L'effort tranchant à la base est l'un des critères les plus importants pour connaître l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismiques de la structure, les résultats obtenus sont mis sous forme d'histogrammes Figure IV.3 et IV.4.

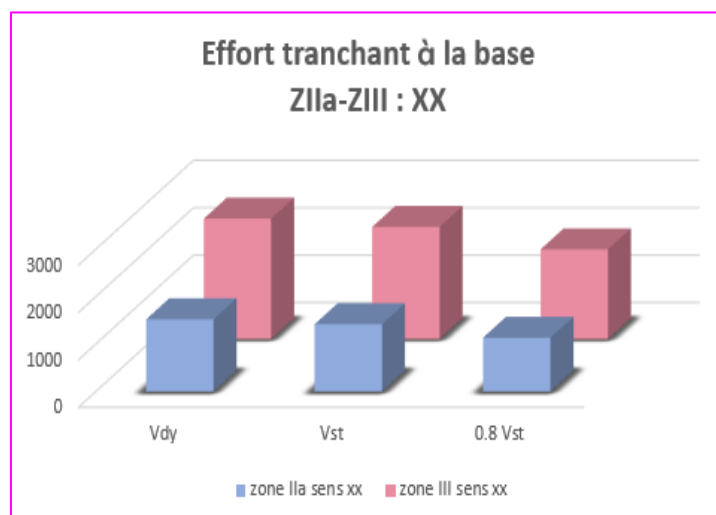


Figure V.3 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens xx 4E-ZIIa - 4E-Z III.

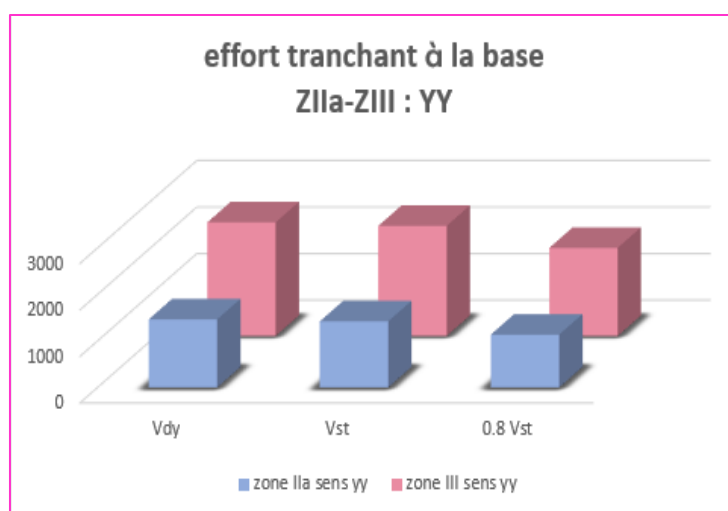


Figure V.4 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens yy ZIIa-III.

d- Spectre de réponse :

Chaque zone sismique à un spectre de réponse différent selon les paramètres et les coefficients. Donc la zone sismique a une influence sur le spectre de réponse. Les figures IV.5 et IV.6, montrent la représentation graphique du spectre de réponse dans les deux zones sismiques considérées dans ce travail (Zone IIa et Zone III) et dans les é sens x et y.

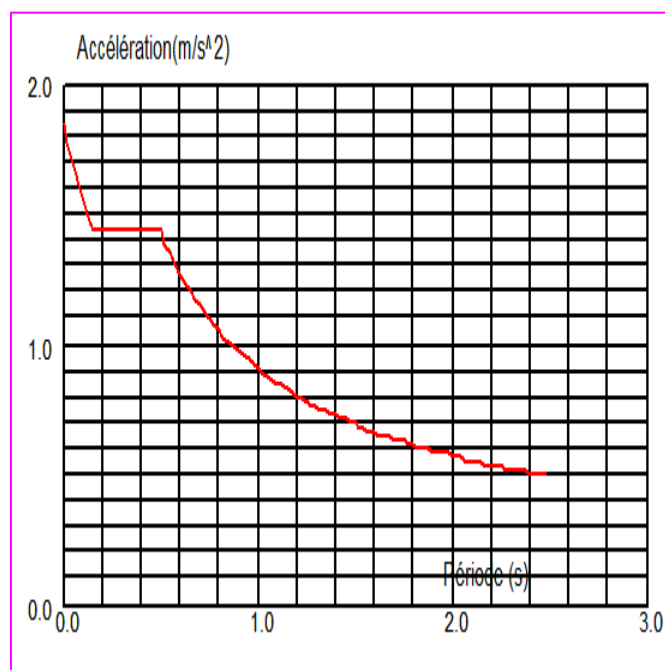


Figure V.5: Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 4E-ZIIa.

Les résultats de calculs pour la zone IIa sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Paramètre de spectre de réponse cas 4E-ZIIa.

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	T_x (s)	T_y (s)	T_1	T_2	η
Résultats	0.15	2.205	2.205	1,25	3,5	13749.67	0.30	0.39	0.150	0.500	0.882

• Spectre de réponse zone III :

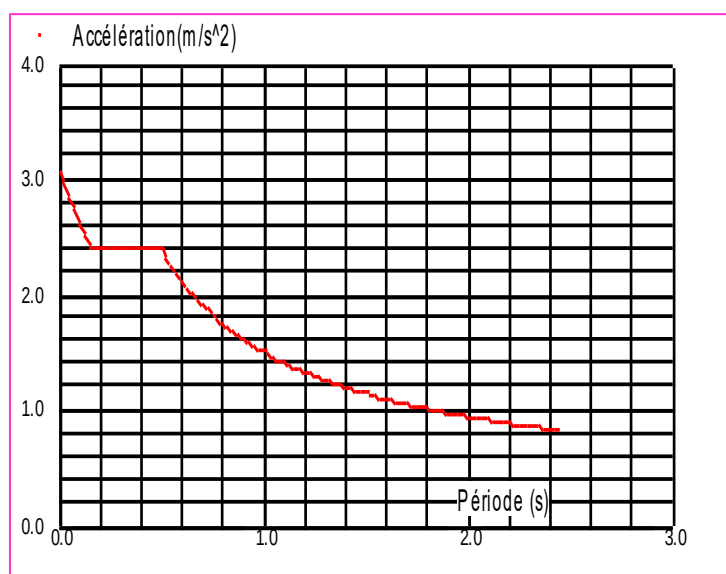


Figure V.6 : Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 4E-ZIII.

Les résultats de calculs pour la zone III sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Paramètre de spectre de réponse cas 4E-ZIII.

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	T_x (s)	T_y (s)	T_1	T_2	η
Résultats	0.25	2.205	2.205	1,25	3,5	13749.67	0.30	0.39	0.150	0.500	0.882

e- L'effort normal réduit :

Dans ce qui suit, on montre les résultats trouvés sous formes graphes des efforts normaux réduits par niveau dans les deux zones.

Pour montrer l'influence des zones sismiques sur les efforts normaux qui entre dans le calcul de ferrailage. On prend comme un exemple le poteau de base le plus sollicité.

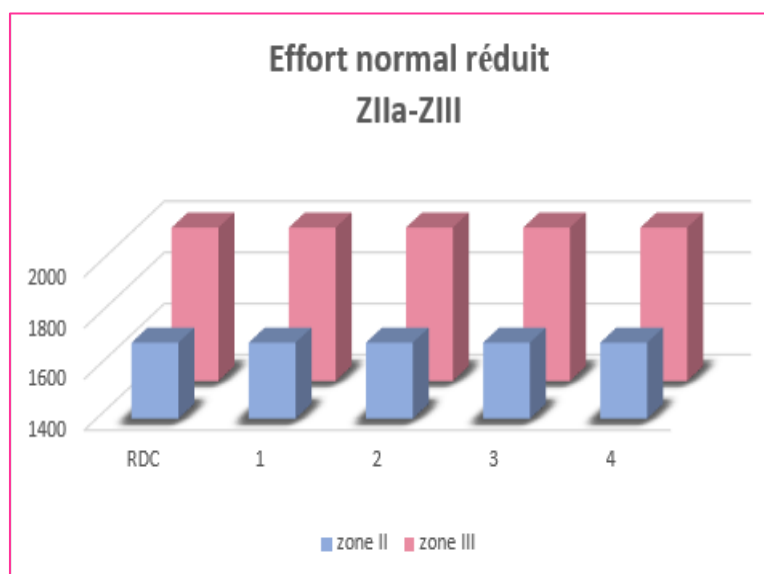


Figure V.7 : Histogramme de l'effort normal réduit cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que l'effort normal réduit important est enregistré dans la zone III (2398,94 KN). Par contre la zone IIa est représenté un effort réduit minimal (1697,59 KN). Ce qui conduit à des sections d'armatures et de béton plus élevés dans les endroits où il y'a une grande activité sismique.

f- Le déplacement inter étages :

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les figures IV.8 et IV.9. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III (Tableau IV.2) augmente le déplacement d'étage (δ_e) par rapport au Zone IIa, dans les deux sens de la structure.

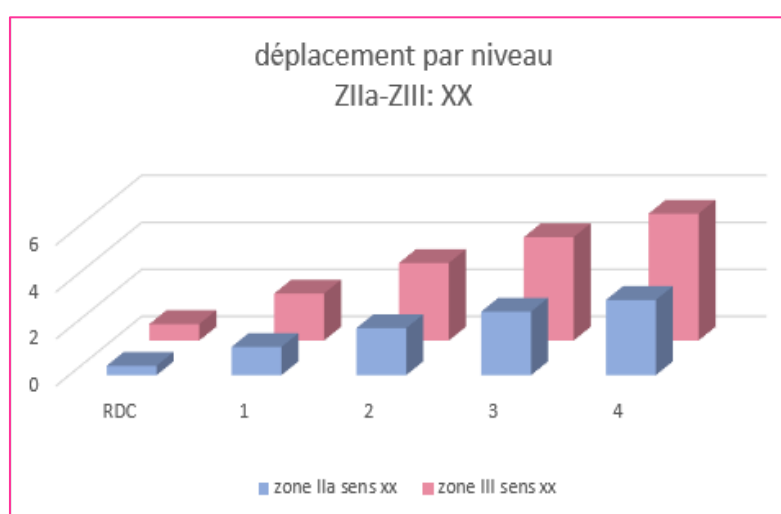


Figure V.8: Histogramme de déplacement par niveau sens xx cas 4Z-IIa et 4Z-III.

La comparaison de ces résultats nous montre que le déplacement important est enregistré dans la zone III (5.4 cm) dans le sens xx. Par contre la zone IIa est représenté un déplacement minimal (3.2 cm).

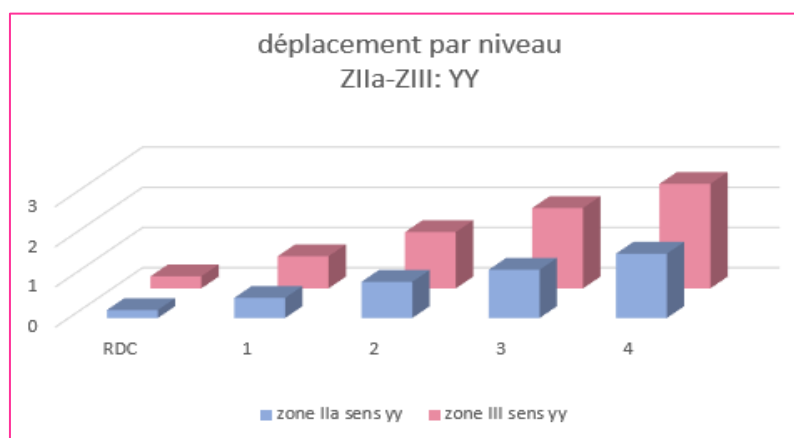


Figure V.9: Histogramme de déplacement par niveau sens yy cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que le déplacement important est enregistré dans la zone III (2.6 cm) est cela pour la direction yy. Par contre la zone IIa est représenté un déplacement minimal (1.6 cm).

Les figures (IV.8 et IV.9) montre que le déplacement latéral inter étage dans la structure disposé en sens yy est inférieure à celui de structure disposée en sens xx à chaque niveau d'étage, et cela dans les 2 zones sismique IIa et III. Cela dus à la disposition adéquate des voiles dans le sens yy.

g- Déformations Δ_K :

Les résultats de la vérification des déformations dans les deux sens sont regroupés dans les figures IV.10 et IV.11 ci-dessous.

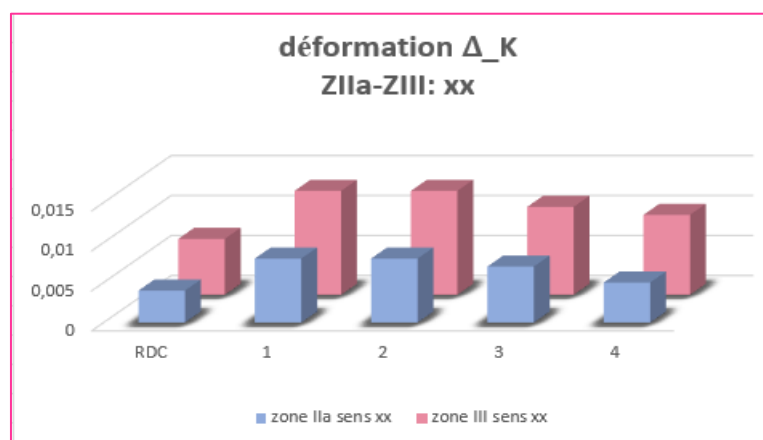


Figure V.10: Histogramme de déformations Δ_K sens xx cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que les déformations importantes sont enregistrées dans la structure de la variante numéro 2 correspondant à une zone de forte sismicité III, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99

On remarque que la valeur de la déformation Δ_K ça change selon la zone. Où la valeur de la déformation Δ_K dans la zone III est (0.013 m) et dans la Zone IIa est (0.008 m). Soit une augmentation de l'ordre de 38,46% de la zone III par rapport à la zone IIa

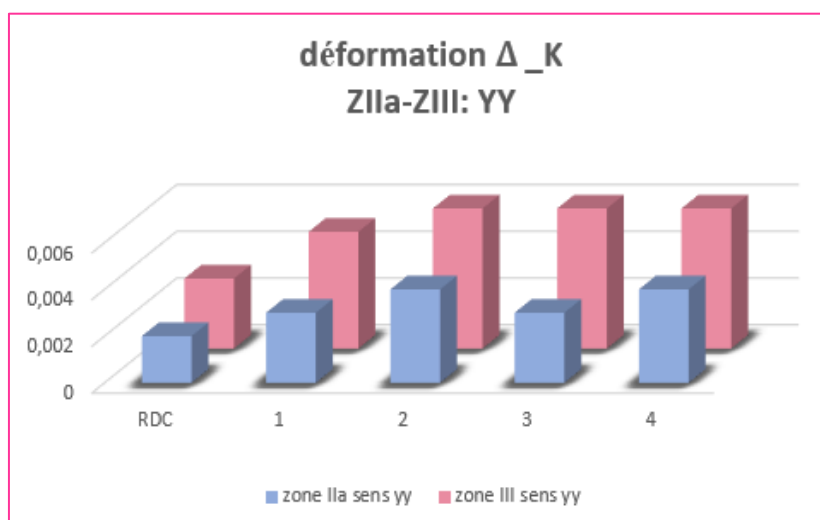


Figure V.11: Histogramme de déformations Δ_K sens yy cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

On remarque que la valeur des déformations Δ_K dans le sens yy ça change selon la zone. Où la valeur de la déformation Δ_K dans la zone III est (0.006 m) et dans la zone IIa est (0.004 m). Soit une augmentation de l'ordre de 33,33% de la zone III par rapport à la zone IIa.

Malgré l'augmentation de la déformation en fonction de la zone mais elles restent inférieures à la limite imposé par RPA99 version 2003 qui est de l'ordre 1% $h_k = 0.031$ m.

h- Le renversement :

Parmi les facteurs soumis à la comparaison est le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Dans ce qui suit, on montre les résultats trouvés sous formes graphes dans les deux directions xx et yy des moments de renversement par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions.

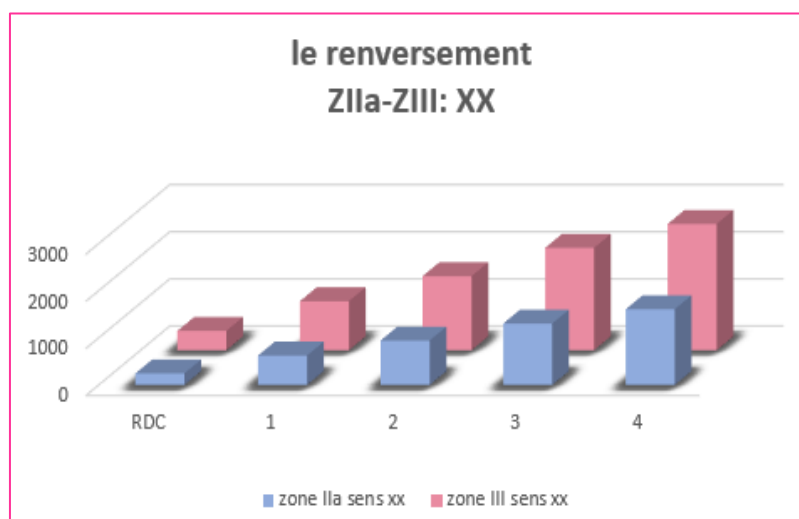


Figure V.12 : Histogramme de Le renversement sens xx cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

On remarque que le renversement dans la zone IIa (1609.148 KN.m) est inférieur que la zone III (2681.934 KN.m).

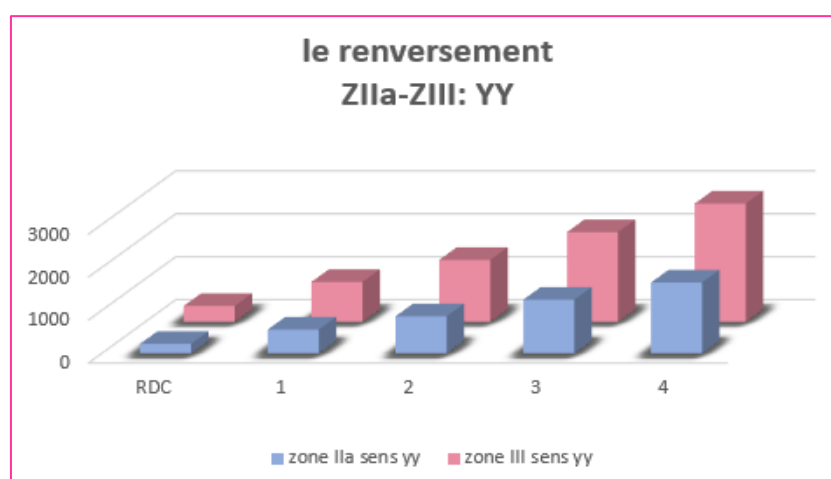


Figure V.13 : Histogramme de Le renversement sens yy cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

On remarque dans la direction yy que le renversement dans la zone IIa (1651.556 KN.m) est inférieur que la zone III (2752.583 KN.m).

Selon les figures en dessus, les moments de renversement sont plus importants pour les zones de sismicité plus élevée suivant la direction (yy) qui peut atteindre une valeur maximale 2752.583 KN.m et de 2681.934 KN.m suivant la direction (xx) (soit 2.56 % de légère différence).

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens, ce qui signifie que dans les deux zones et selon les deux directions xx e yy les structures R+4 sont rigides et stable satisfaisant le critère $\frac{M_s}{M_R} > 1.5$

i- L'effet P- Δ :

L'effet P- Δ est un phénomène qui se produit dans les structures sous l'effet de charges verticales importantes. Il s'agit du déplacement supplémentaire que subit une structure sous l'effet combiné des charges verticales et de la déformation de la structure elle-même. Le déplacement supplémentaire peut être important et doit être pris en compte dans la conception et l'analyse des structures. Cette vérification est présentée dans les Figures ci-dessous selon les deux directions xx et yy et pour les 2 zones sismiques.

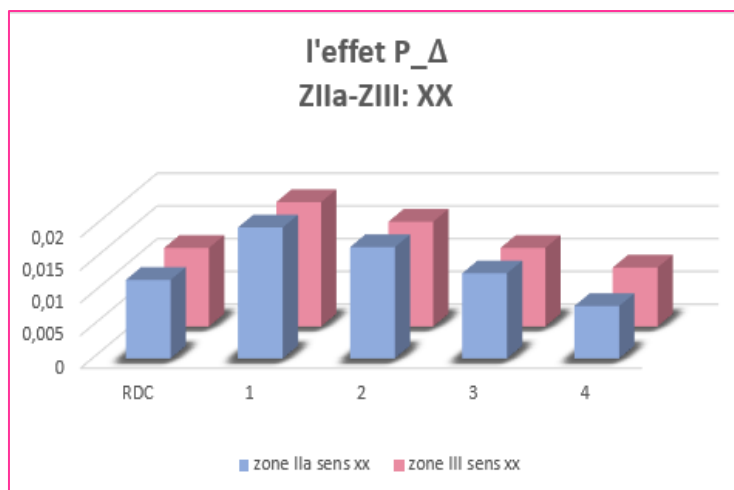


Figure V.14 : Histogramme de L'effet P- Δ sens xx cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

En analysant les résultats, on remarque que dans le sens xx la zone IIa un effet (p- Δ) maximal presque similaire (0.02), et on a aussi une valeur importante dans la zone III (0.019). Mais les valeurs sont convergence et inférieure au déplacement admissible θ_K qui égale 0.10.

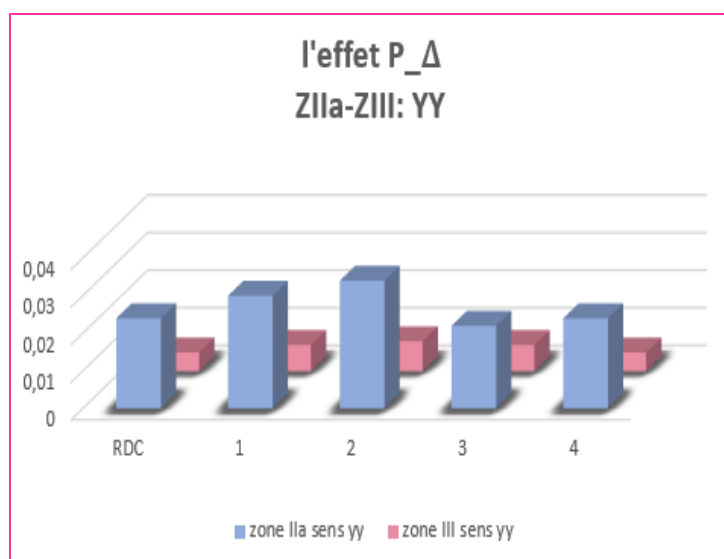


Figure V.15 : Histogramme de L'effet P- Δ sens yy cas 4E-ZIIa et 4E-ZIII.

En analysant les résultats, on remarque que la zone IIa un effet (p- Δ) maximal presque similaire (0.034), et on a aussi une valeur mais elle est moins importante dans la zone III (0.008). Mais les valeurs sont convergence et inférieur au déplacement admissible θ_K qui égale 0.10.

V.1.1.2. Cas 02 : (7 étages)

Pour étudier l'influence de la zone sismique, on compare la réponse sismique de deux cas de structures : 7E -ZIIa- sera comparée avec 7E-ZIII :

a- La période :

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde.

Dans le tableau précédent, on a déjà montré les périodes propres ainsi que les taux de participation massique de la structure (R+7) dans les deux intensités sismiques (IIa et III). On constate que la valeur du période T ne dépend pas de la zone sismique, plus la période numérique de la structure est petite, plus le bâtiment est stable et rigide.

La période T de **7E-ZIII** = **T 7E-ZIIa** = 0,68 sec pour le mode 1, le tableau IV présente les valeurs des 3 premiers modes propre dans les deux zones IIa et III.

Tableau V.6 : Valeurs des périodes dans les deux cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

N°	7E-ZIIa	7E-ZIII
Mode 01	0,68	0,68
Mode 02	0,54	0,54
Mode 03	0,39	0,39

Sa valeur est liée directement à la masse et à la rigidité de la structure, tant qu'on garde la même disposition de voiles et les mêmes sections de poteaux, donc on aura automatiquement même : poids, rigidité et période.

b- Le poids de la structure :

Le poids de la structure peut être un des critères qui nous donne un indice pour déduire l'influence de la zone sismique sur le comportement sismique

Le poids de chaque étage est la même quel que soit le type de la zone, ce qui nous a conduit à conclure que la zone n'a pas d'influence sur le poids.

c- La force sismique totale :

Le tableau suivant montre une comparaison entre les valeurs de l'effort sismique statique et dynamique par niveau dans les deux zones sismiques (IIa et III) pour la structure (R+7, ZIIa et R+7, ZIII).

D'après le tableau suivant, on remarque que : Lorsque l'intensité sismique augmente, l'effort tranchant dynamique augmente dans les deux directions

Tableau V. 7 : Les valeurs de l'effort tranchant dynamique cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

V _{dyn} en zone IIa (KN)		V _{dyn} en zone III (KN)	
Sens X	1963.71	Sens X	3272.84
Sens Y	2170.33	Sens Y	3617.22

Cette augmentation est justifiée par effet de l'action sismique (le spectre de réponse : AIII= 0.25, AIIa = 0.15), ce coefficient est reliée essentiellement au zonage sismique, dans notre étude il change ce qui s'influe directement sur les résultats de calcul.

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents sont présentés sous forme graphique dans les figures IV.16 et IV.17

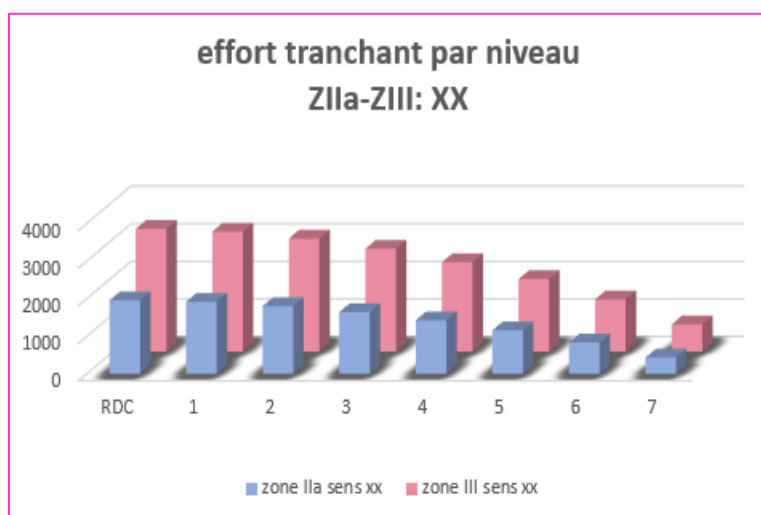


Figure V.16: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens xx cas 7E-ZIIa-7E-Z III.

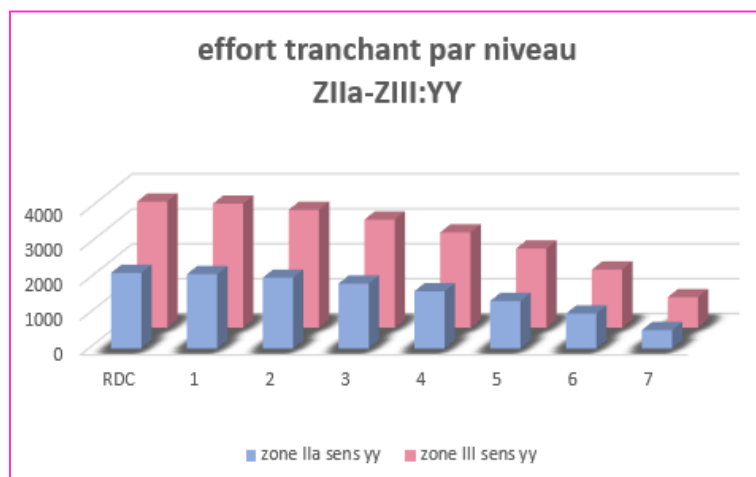


Figure V.17: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens yy cas 7E-ZIIa - 7E-ZIII.

Même remarque pour l'effort tranchant statique : $V_{st} \text{ IIa} = 2284.982$ et $V_{st} \text{ III} = 3547.508$ KN.

Tableau V.8 : Les valeurs de l'effort tranchant statique cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

V _{st} en zone IIa (KN)		V _{st} en zone III (KN)	
Sens X	2284.982	Sens X	3808.307
Sens Y	2128.505	Sens Y	3547.508

L'effort tranchant statique augmente lorsque l'intensité de l'action sismique augmente.

L'effort tranchant à la base est l'un des critères les plus importants pour connaître l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismiques de la structure, les résultats obtenus sont mis sous forme d'histogrammes Figure IV.18 et IV.19.

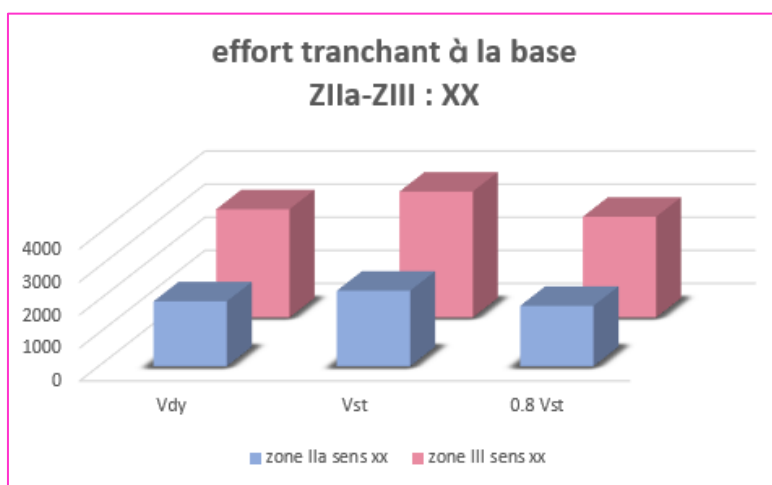


Figure V.18 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens xx 7E-ZIIa - 7E-Z III.

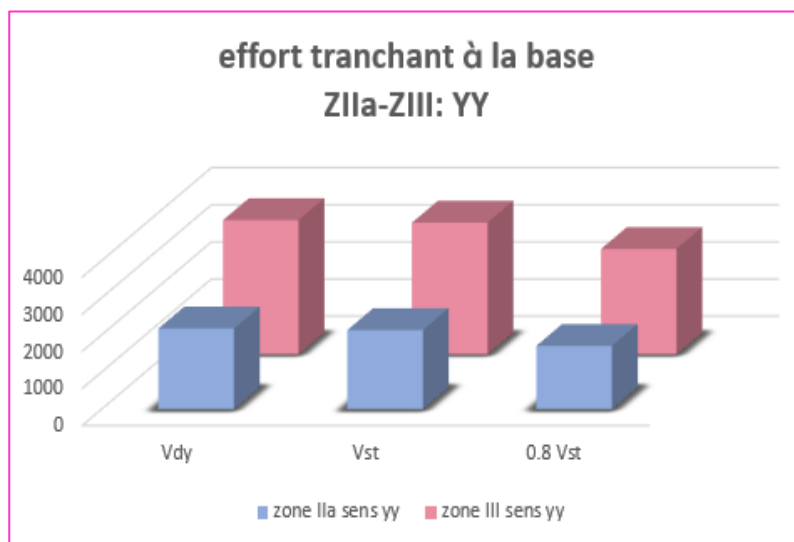


Figure V.19 : Histogramme de L'efforts tranchant a la base sens yy 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

d- Spectre de réponse :

Chaque zone sismique à un spectre de réponse différent selon les paramètres et les coefficients. Donc la zone sismique a une influence sur le spectre de réponse. Les figures IV.20 et IV.21 présentes les spectres de réponse selon le sens xx dans les deux cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

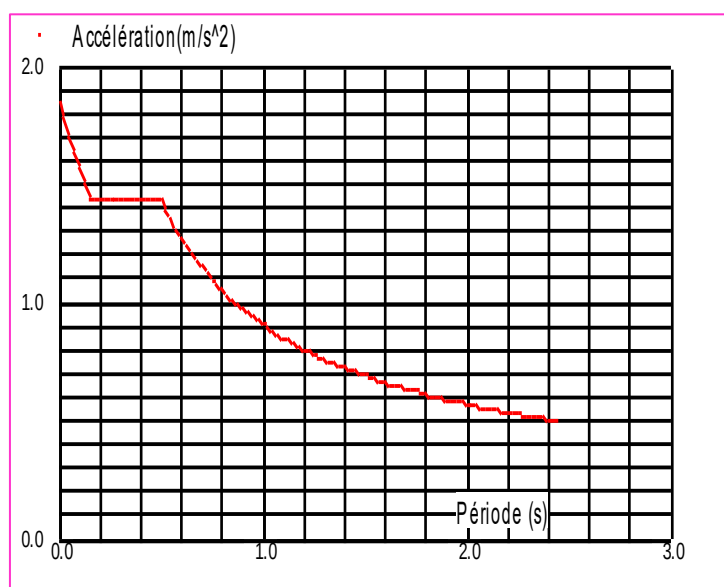


Figure V.20: Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 7E-ZIIa.

Les résultats de calculs pour la zone IIa sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Paramètre de spectre de réponse cas 7E-ZIIa.

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	T ₁	T ₂	η
Résultats	0.15	2.205	2.054	1,25	3,5	22107.16	0.556	0.68	0.150	0.500	0.882

• Spectre de réponse zone III :

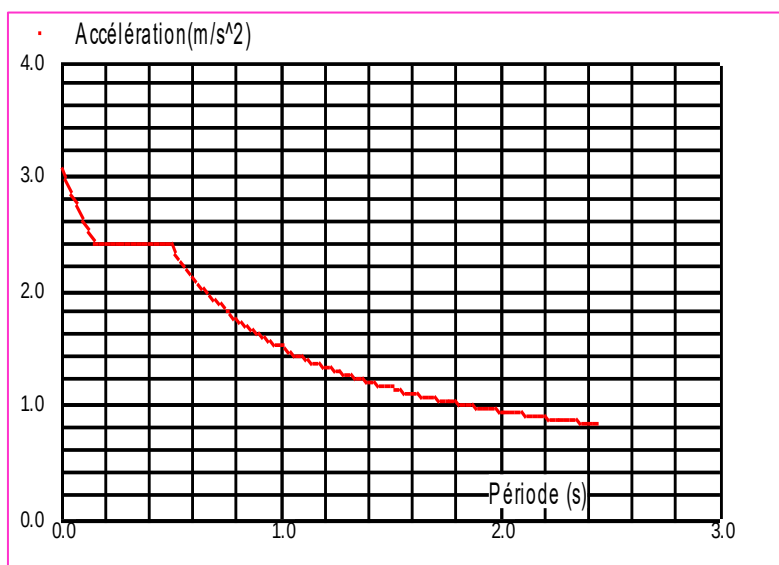


Figure V.21 : Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 7E-ZIII.

Les résultats de calculs pour la zone III sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Paramètre de spectre de réponse cas 7E-ZIII.

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	T ₁	T ₂	η
Résultats	0.25	2.205	2.054	1,25	3,5	22107.16	0.556	0.68	0.150	0.500	0.882

e- L'effort normal réduit :

Dans ce qui suit, on montre les résultats trouvés sous formes graphiques des efforts normaux réduits par niveau dans les deux zones.

Pour montrer l'influence des zones sismiques sur les efforts normaux qui entre dans le calcul de ferrailage. On prend comme un exemple le poteau de base le plus sollicité.

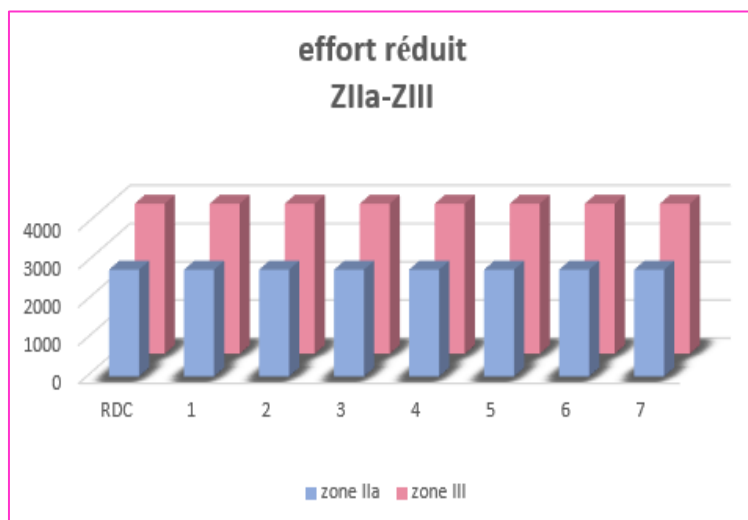


Figure V.22 : Histogramme de l'effort normal réduit cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que l'effort normal réduit important est enregistré dans la zone III (3929.59 KN). Par contre la zone IIa est représenté un effort réduit minimal (2794.11 KN). Ce qui conduit à des sections d'armatures et de béton plus élevés dans les endroits où il y'a une grande activité sismique.

Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $v \leq 0.3$; cette condition n'est pas vérifiée pour les 2 zones, ce qui conduit à augmenter la section du poteau.

f- Le déplacement inter étages :

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les figures IV.23 et IV.24. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III (Tableau IV.2) augmente le déplacement d'étage (δ_e) par rapport au Zone IIa, dans les deux sens de la structure

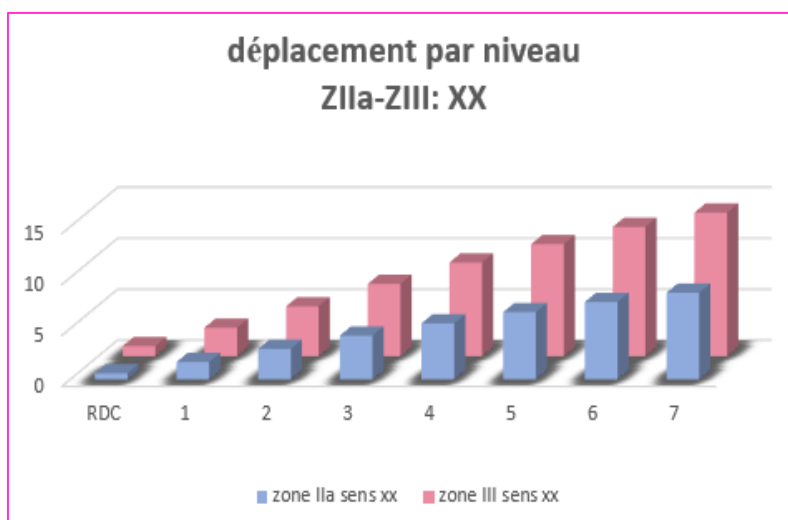


Figure V.23: Histogramme de déplacement par niveau sens xx cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que le déplacement important est enregistré dans la zone III (14.1 cm) dans le sens xx. Par contre la zone IIa est représenté un déplacement minimal (8.5 cm).

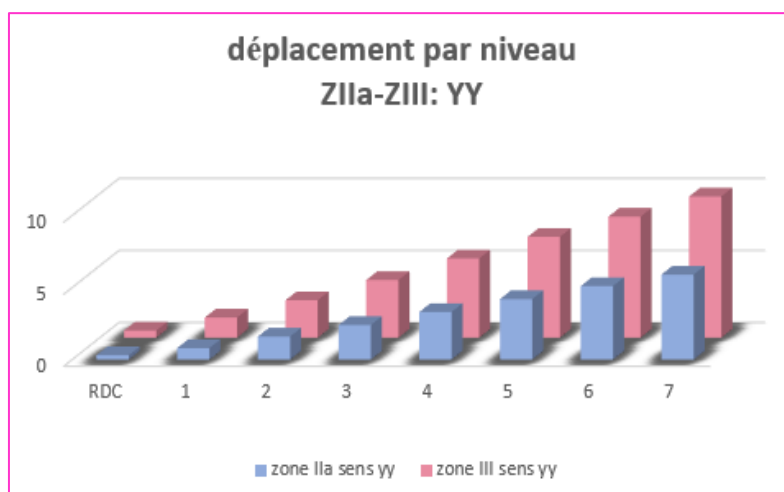


Figure V.24: Histogramme de déplacement par niveau sens yy cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que le déplacement important est enregistré dans la zone III (9.8 cm) est cela pour la direction yy. Par contre la zone IIa est représenté un déplacement minimal (5.9 cm).

Les figures (IV.23 et IV.24) montre que le déplacement latéral inter étage dans la structure disposé en sens yy est inférieure à celui de structure disposé en sens xx à chaque niveau d'étage, et cela dans les 2 zones sismique IIa et III. Cela dus à la disposition adéquate des voiles dans le sens yy.

g- Déformations Δ_K :

Les résultats de la vérification des déformations dans les deux sens sont regroupés dans les figures IV.25 et IV.26 ci-dessous.

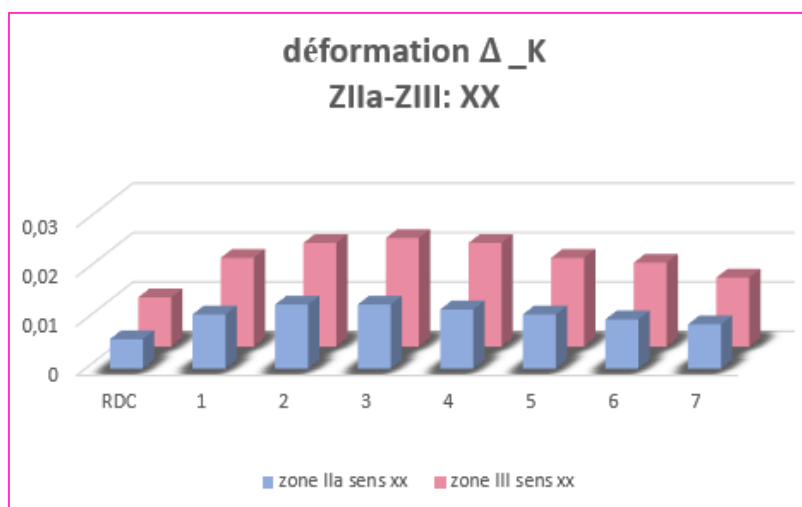


Figure V.25: Histogramme de déformations Δ_K sens xx cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que les déformations importantes sont enregistrées dans la structure de la variante numéro 2 correspondant à une zone de forte sismicité III, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99

On remarque que la valeur de la déformation Δ_K ça change selon la zone. Où la valeur de la déformation Δ_K dans la zone III est (0.022 m) et dans la Zone IIa est (0.013 m). Soit une augmentation de l'ordre de 40,91% de la zone III par rapport à la zone IIa

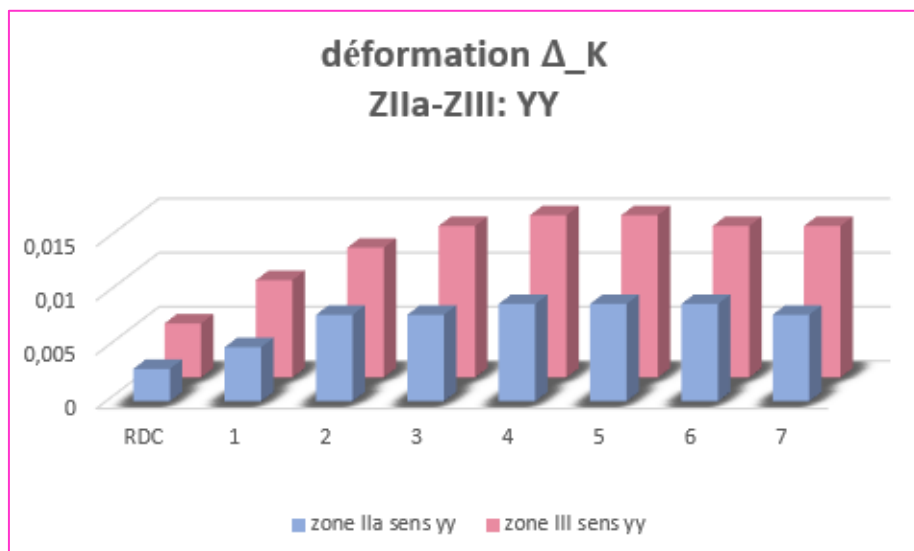


Figure V.26: Histogramme de déformations Δ_K sens yy cas 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

On remarque que la valeur des déformations Δ_K dans le sens yy ça change selon la zone. Où la valeur de la déformation Δ_K dans la zone III est (0.015 m) et dans la zone IIa est (0.009 m). Soit une augmentation de l'ordre de 40% de la zone III par rapport à la zone IIa.

Malgré l'augmentation de la déformation en fonction de la zone mais elles restent inférieurs à la limite imposé par RPA99 version 2003 qui est de l'ordre 1% $h_k = 0.031m$.

h- Le renversement :

Parmi les facteurs soumis à la comparaison est le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Dans ce qui suit, on montre les résultats trouvés sous formes graphes dans les deux directions xx et yy des moments de renversement par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions.

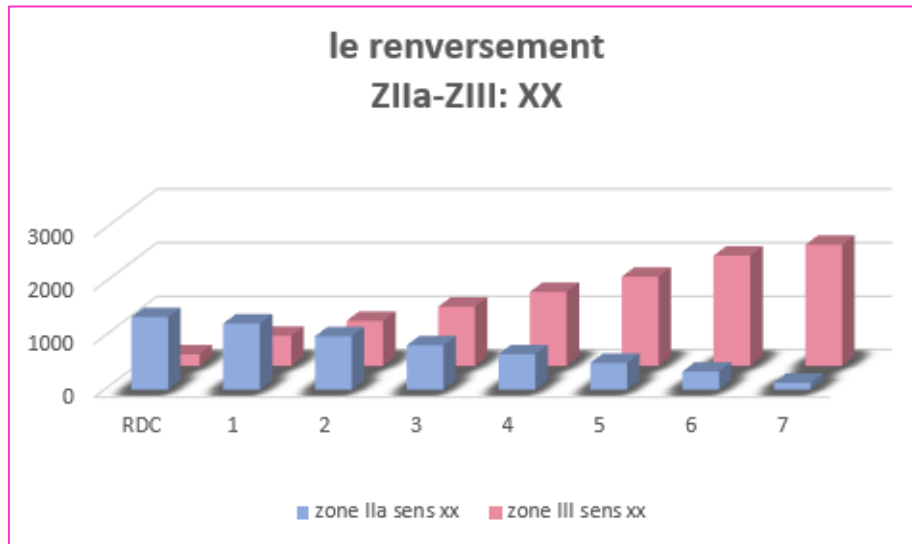


Figure V.27 : Histogramme de Le renversement sens xx 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

On remarque que le renversement dans la zone IIa (1609.148 KN.m) est inférieur que la zone III (2269,355 KN.m).

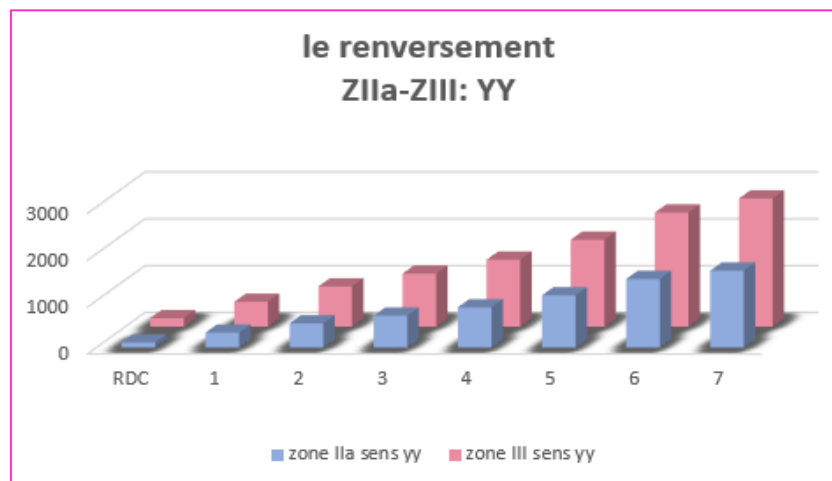


Figure V.28 : Histogramme de Le renversement sens yy 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

On remarque dans la direction yy que le renversement dans la zone IIa (1645,325 KN.m) est inférieur que la zone III (2742,198 KN.m),

Selon les figures en dessus, les moments de renversement sont plus importants pour les zones de sismicité plus élevée suivant la direction (yy) qui peut atteindre une valeur maximale 2742,198 KN.m et de 2269,355 KN.m suivant la direction (xx) (soit 17.24 % de différence).

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens, ce qui signifie que dans les deux zones et selon les deux directions xx e yy les structures R+7 sont rigides et stable satisfaisant le critère $\frac{M_S}{M_R} > 1.5$.

i- L'effet P- Δ :

L'effet P- Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Cette vérification est présentée dans les Figures ci-dessous selon les deux directions xx et yy et pour les 2 zones sismiques.

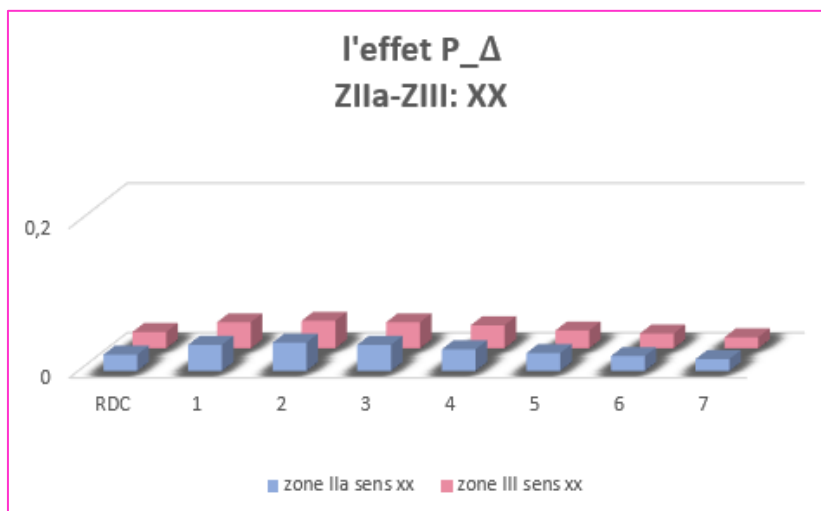


Figure V.29 : Histogramme de L'effet P- Δ sens xx 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

En analysant les résultats, on remarque que dans le sens xx la zone IIa un effet (p- Δ) maximal presque similaire (0.038), et on a aussi une valeur importante dans la zone III (0.037). Mais les valeurs sont convergence et inférieur au déplacement admissible θ_K qui égale 0.10.

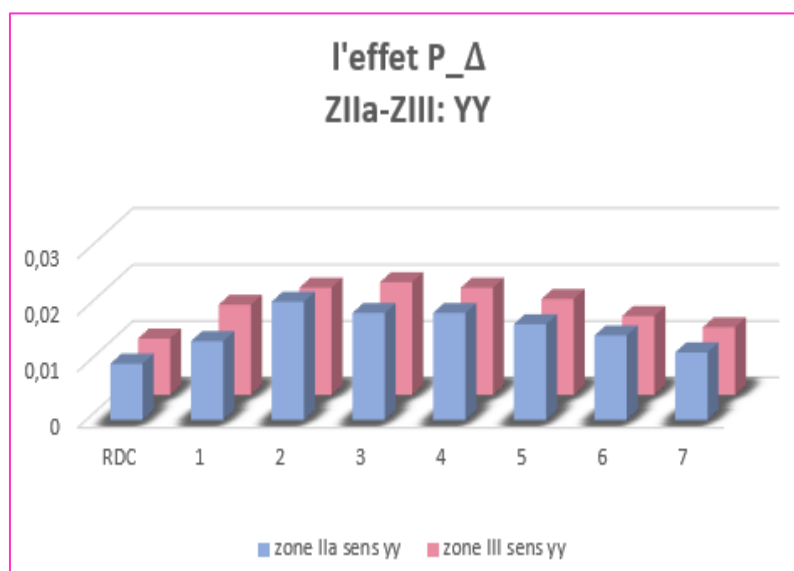


Figure V.30: Histogramme de L'effet P- Δ sens yy 7E-ZIIa et 7E-ZIII.

En analysant les résultats, on remarque que la zone IIa un effet ($p-\Delta$) maximal presque similaire (0.021), et on a aussi une valeur importante dans la zone III (0.020). Mais les valeurs sont convergence et inférieur au déplacement admissible θ_K qui égale 0.10.

V.1.1.3. Cas 03 : (10 étages)

Pour étudier l'influence de la zone sismique, on compare la réponse sismique de deux cas de structures : 10E -ZIIa- sera comparée avec 10E-ZIII :

a- La période :

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres et la fréquence exprime le nombre de cycles d'oscillation par seconde.

Dans le tableau précédent, on a déjà montré les périodes propres ainsi que les taux de participation massique de la structure (R+10) dans les deux intensités sismiques (IIa et III). On constate que la valeur du période T ne dépend pas de la zone sismique, plus la période numérique du structure est petite, plus le bâtiment est stable et rigide.

La période T de **10E-ZIII** = T **10E-ZIIa** = 1,02 sec pour le mode 1, le tableau IV présente les valeurs des 3 premiers modes propre dans les deux zones IIa et III.

Tableau V.11 : Valeurs des périodes dans les deux cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

N°	10E-ZIIa	10E-ZIII
Mode 01	1,02	1,02
Mode 02	0,89	0,89
Mode 03	0,64	0,64

Sa valeur est liée directement à la masse et à la rigidité de la structure, tant qu'on garde la même disposition de voiles et les mêmes sections de poteaux, donc on aura automatiquement même : poids, rigidité et période.

Pour R+10 la période 1.02 seconde n'est pas vérifier dans les 2 zones, une structure de grande hauteur aura une période plus longue qui est supérieur à 1,3 T empirique dans ce cas, cela peut être due à l'adoption de la même disposition des voiles que les 2 autres structures R+4 et R+7.

Si la période de la structure est plus grande que la période empirique indiquer que la structure est plus flexible que prévu, ce qui peut augmenter les risques de dommages causés par des vibrations excessive,

b- Le poids de la structure :

Le poids de la structure peut être un des critères qui nous donne un indice pour déduire l'influence de la zone sismique sur le comportement sismique

Le poids de chaque étage est la même quel que soit le type de la zone, ce qui nous a conduit à conclure que la zone n'a pas d'influence sur le poids.

c- La force sismique totale :

Le tableau suivant montre une comparaison entre les valeurs de l'effort sismique statique et dynamique par niveau dans les deux zones sismiques (IIa et III) pour la structure (R+10, ZIIa et R+10, ZIII).

D'après le tableau suivant, on remarque que : Lorsque l'intensité sismique augmente, l'effort tranchant dynamique augmente dans les deux directions.

Tableau V.12 : Les valeurs de l'effort tranchant dynamique cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

V_{dyn} en zone IIa (KN)		V_{dyn} en zone III (KN)	
Sens X	2088,42	Sens X	3480.69
Sens Y	2220,04	Sens Y	3700,07

Cette augmentation est justifiée par effet de l'action sismique (le spectre de réponse : AIII= 0.25, AIIa = 0.15), ce coefficient est reliée essentiellement au zonage sismique, dans notre étude il change ce qui s'influe directement sur les résultats de calcul.

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents sont présentés sous forme graphique dans les figures IV.31 et IV.32

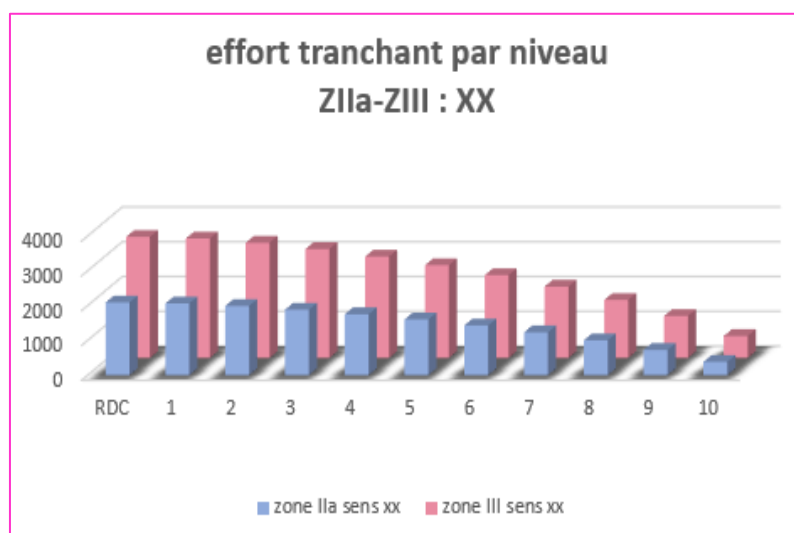


Figure V.31: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens xx cas 10E-ZIIa-10E-ZIII.

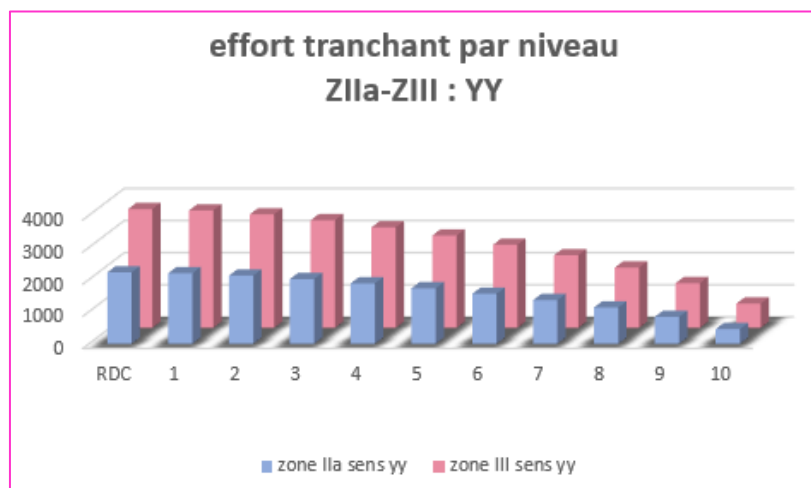


Figure V.32: Histogramme de l'effort tranchant par niveau sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

Même remarque pour l'effort tranchant statique : $V_{st} \text{ IIa} = 2620.643$ et $V_{st} \text{ III} = 4367.738$ KN.

Tableau V.13 : Les valeurs de l'effort tranchant statique cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

V _{st} en zone IIa (KN)		V _{st} en zone III (KN)	
Sens X	2620.643	Sens X	4367.738
Sens Y	2510.315	Sens Y	4183.858

L'effort tranchant statique augmente lorsque l'intensité de l'action sismique augmente.

L'effort tranchant à la base est l'un des critères les plus importants pour connaître l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismiques de la structure, les résultats obtenus sont mis sous forme d'histogrammes Figure V.33 et V.34

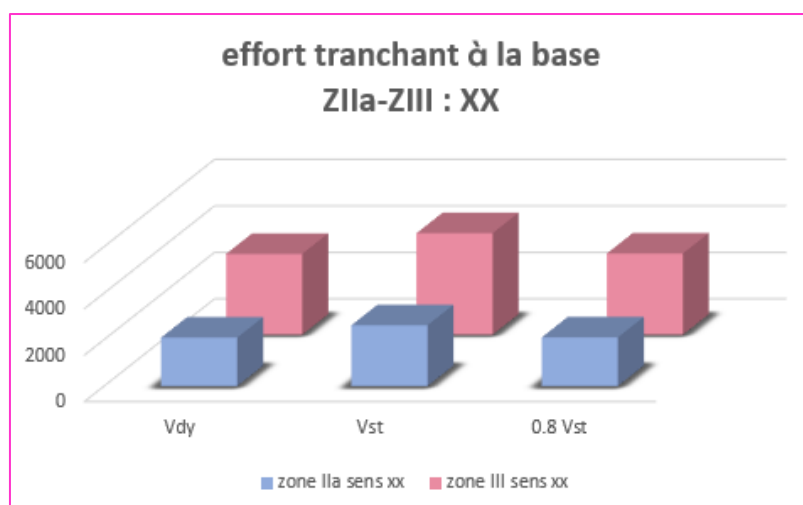


Figure V.33 : Histogramme de l'effort tranchant a la base sens xx 10E-ZIIa - 10E-Z III.

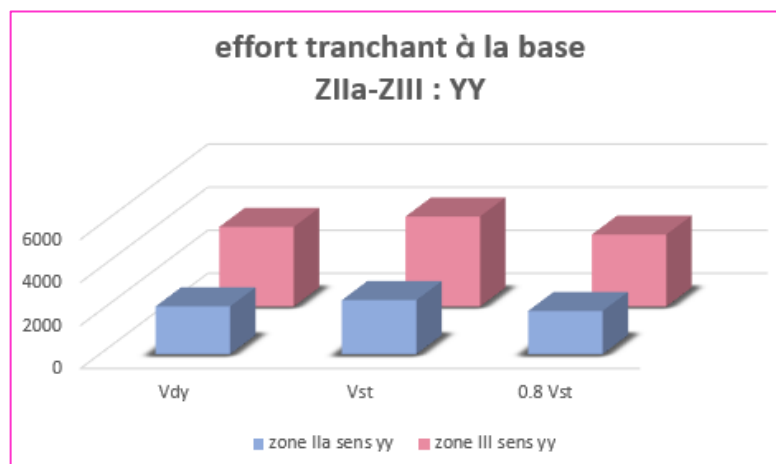


Figure V.34 : Histogramme de l'effort tranchant a la base sens yy 10E-ZIIa - 10E-Z III.

d- Spectre de réponse :

Chaque zone sismique à un spectre de réponse différent selon les paramètres et les coefficients. Donc la zone sismique a une influence sur le spectre de réponse. Les figures V.35 et V.36 présentes les spectres de réponse selon le sens xx dans les deux cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

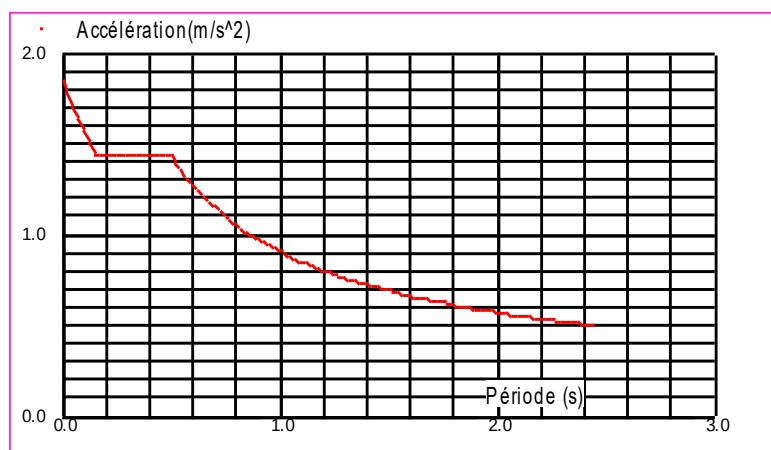


Figure V.35: Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 10E-ZIIa.

Les résultats de calculs pour la zone IIa sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Paramètre de spectre de réponse cas 10E-ZIIa.

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	T ₁	T ₂	η
Résultats	0.15	1.829	1.752	1,25	3,5	30567.002	0.70 6	1.02	0.150	0.500	0.882

• Spectre de réponse zone III :

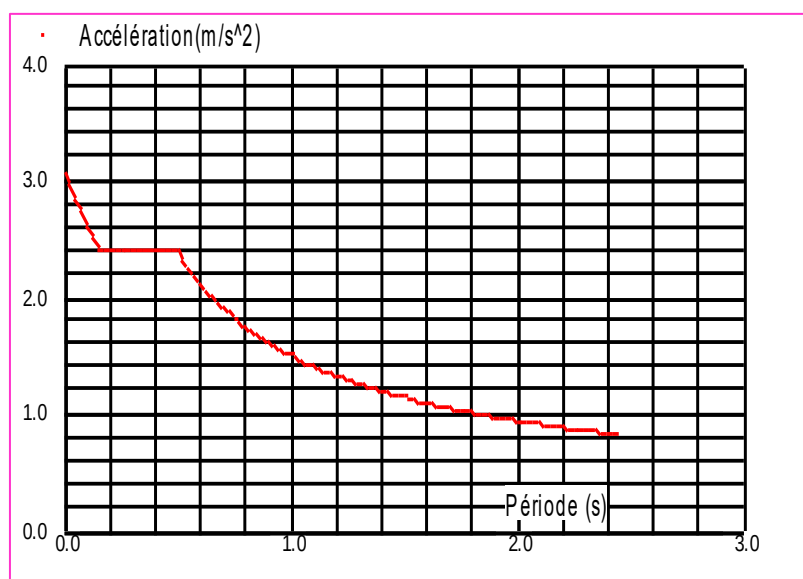


Figure V.36 : Spectre de réponse selon E_x et E_y cas 10E-ZIII.

Les résultats de calculs pour la zone III sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Paramètre de spectre de réponse cas 10E-ZIII.

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	T_x (s)	T_y (s)	T_1	T_2	η
Résultats	0.15	1.829	1.752	1,25	3,5	30567.002	0.706	1.02	0.15	0.500	0.882

e- L'effort normal réduit :

Dans ce qui suit, on montre les résultats trouvés sous formes graphes des efforts normaux réduits par niveau dans les deux zones.

Pour montrer l'influence des zones sismiques sur les efforts normaux qui entre dans le calcul de ferrailage. On prend comme un exemple le poteau de base le plus sollicité.

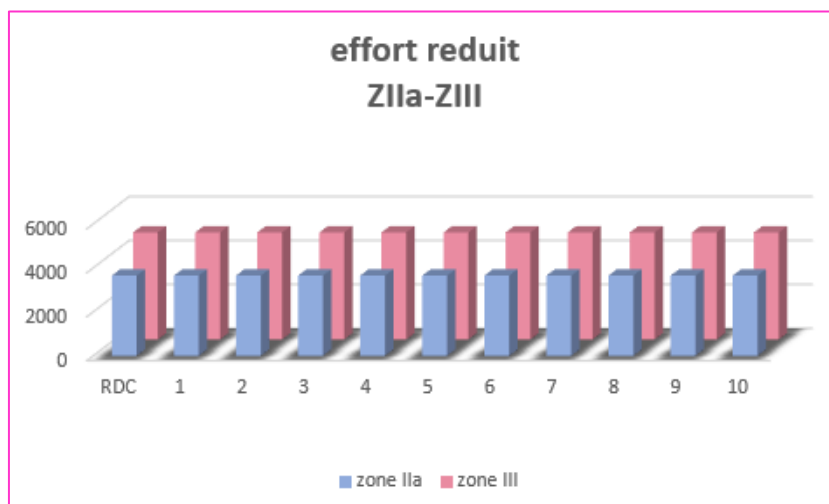


Figure V.37 : Histogramme de l'effort normal réduit cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que l'effort normal réduit important est enregistré dans la zone III (4874,94 KN). Par contre la zone IIa est représenté un effort réduit minimal (3649,27 KN). Ce qui conduit à des sections d'armatures et de béton plus élevés dans les endroits où il y'a une grande activité sismique. Dans les 2 cas zone IIa et III l'effort réduit est n'est pas vérifié, on doit par ailleurs augmenter la section des poteaux pour qu'il soit vérifié à cette condition.

f- Le déplacement inter étages :

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les figures IV.38 et IV.39. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III (Tableau IV.2) augmente le déplacement d'étage (δ_e) par rapport au Zone IIa, dans les deux sens de la structure.

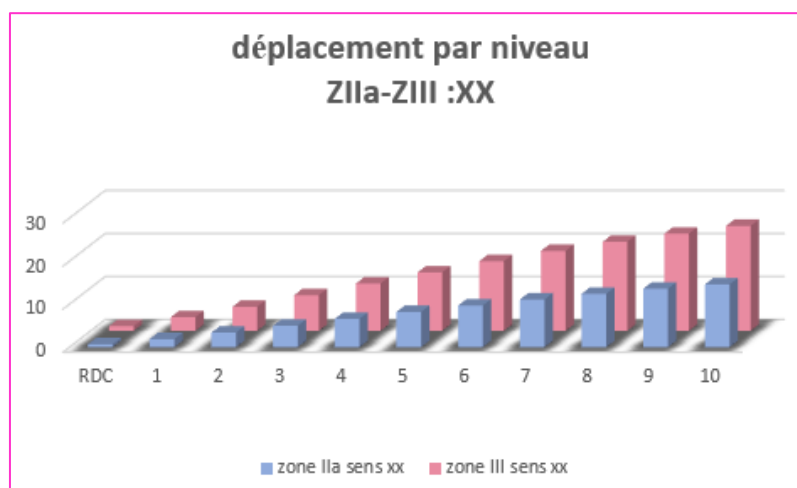


Figure V.38: Histogramme de déplacement par niveau sens xx cas 10Z-IIa et 10Z-III.

La comparaison de ces résultats nous montre que le déplacement important est enregistré dans la zone III (24.4 cm) dans le sens xx. Par contre la zone IIa est représenté un déplacement minimal (14.6 cm).

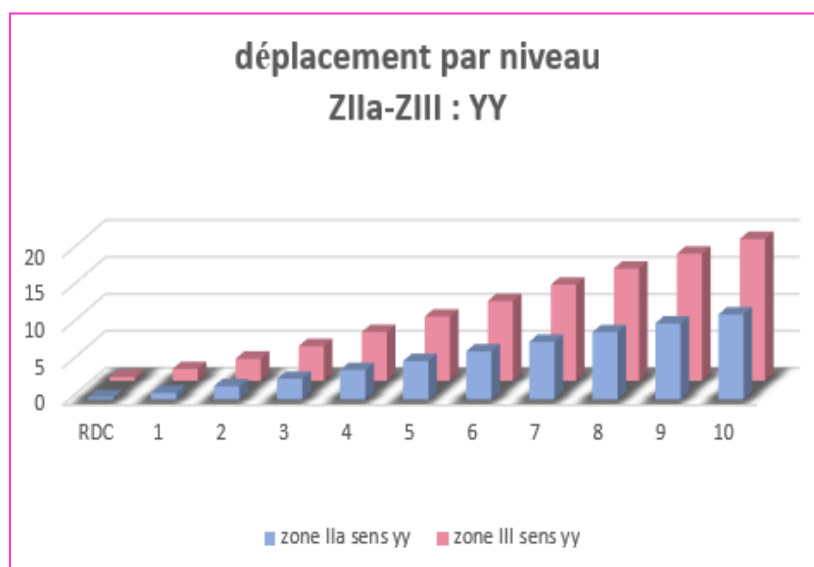


Figure V.39: Histogramme de déplacement par niveau sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que le déplacement important est enregistré dans la zone III (19.2cm) est cela pour la direction yy. Par contre la zone IIa est représenté un déplacement minimal (11.5cm).

Les figures (IV.38 et IV.39) montre que le déplacement latéral inter étage dans la structure disposé en sens yy est inférieure à celui de structure disposé en sens xx à chaque niveau d'étage, et cela dans les 2 zones sismique IIa et III. Cela dus à la disposition adéquate des voiles dans le sens yy

g- Déformations Δ_K :

Les résultats de la vérification des déformations dans les deux sens sont regroupés dans les figures IV. 40 et IV.41 ci-dessous.

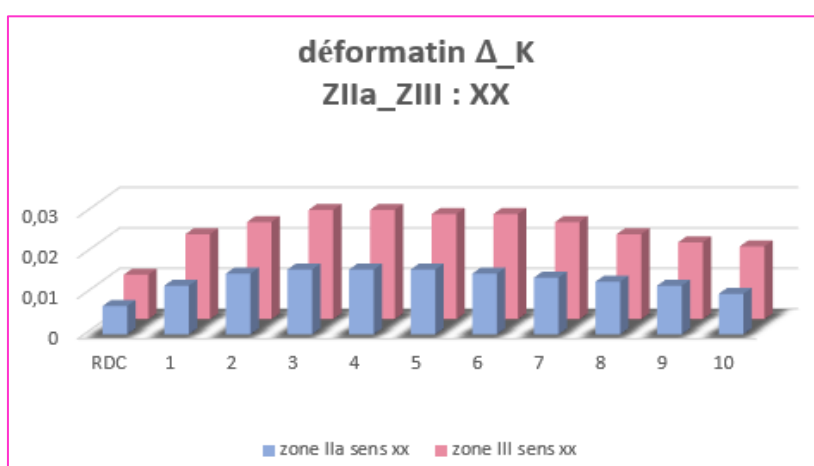


Figure V.40: Histogramme de déformations Δ_K sens xx cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

La comparaison de ces résultats nous montre que les déformations importantes sont enregistrées dans la structure de la variante numéro 2 correspondant à une zone de forte sismicité III, mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99

On remarque que la valeur de la déformation Δ_K ça change selon la zone. Où la valeur de la déformation Δ_K dans la zone III est (0.027 m) et dans la Zone IIa est (0.016m). Soit une augmentation de l'ordre de 40,74% de la zone III par rapport à la zone IIa.

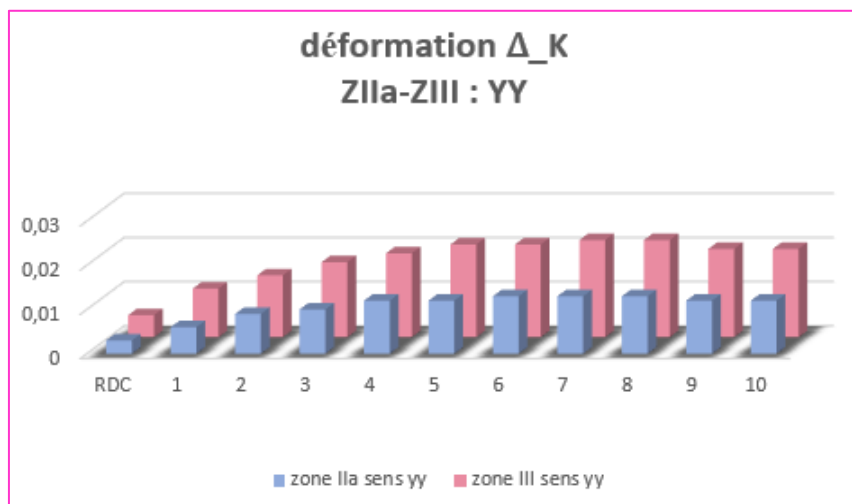


Figure V.41: Histogramme de déformations Δ_K sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

On remarque que la valeur des déformations Δ_K dans le sens yy ça change selon la zone. Où la valeur de la déformation Δ_K dans la zone III est (0.022 m) et dans la zone IIa est (0.013 m). Soit une augmentation de l'ordre de 40,91% de la zone III par rapport à la zone IIa,

Malgré l'augmentation de la déformation en fonction de la zone mais elles restent inférieures à la limite imposé par RPA99 version 2003 qui est de l'ordre 1% $h_k = 0.031m$.

h- Le renversement :

Parmi les facteurs soumis à la comparaison est le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Dans ce qui suit, on montre les résultats trouvés sous formes graphes dans les deux directions xx et yy des moments de renversement par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions.

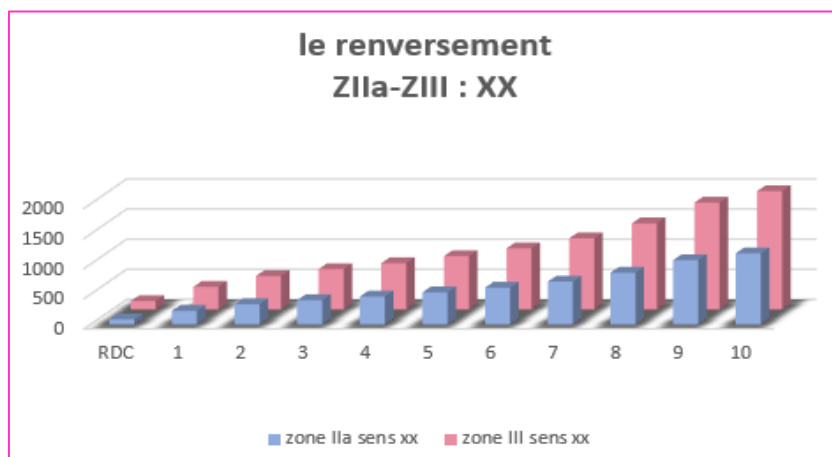


Figure V.42 : Histogramme de Le renversement sens xx cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

On remarque que le renversement dans la zone IIa (1180,79 KN.m) est inférieur que la zone III (1967,973 KN.m).



Figure V.43 : Histogramme du renversement sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

On remarque dans la direction yy que le renversement dans la zone IIa (1410,221 KN.m) est inférieur que la zone III (2350,358 KN.m),

Selon les figures en dessus, les moments de renversement sont plus importants pour les zones de sismicité plus élevée suivant la direction (yy) qui peut atteindre une valeur maximale 2350,358 KN.m et de 1967,973 KN.m suivant la direction (xx) (soit 16.27 % de différence).

La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens, ce qui signifie que dans les deux zones et selon les deux directions xx e yy les structures R+10 sont rigides et stable satisfaisant le critère $\frac{M_S}{M_R} > 1.5$.

En conclusion, la différence entre un renversement dans une zone de moyenne sismicité et une zone de forte sismicité est principalement due à l'intensité et à la fréquence des tremblements de terre dans chaque zone. Les tremblements de terre sont moins fréquents

et moins intenses dans une zone de moyenne sismicité, tandis qu'ils sont plus fréquents et plus intenses dans une zone de forte sismicité. Les structures doivent être conçues et construites en prenant en compte les exigences de sécurité spécifiques à chaque zone pour assurer leur stabilité et leur sécurité en cas de séisme. Cela peut inclure l'utilisation de matériaux plus résistants, la conception de fondations plus solides, l'installation de systèmes de stabilisation pour éviter le renversement, et le respect des codes de construction en vigueur dans chaque zone.

i- L'effet P- Δ :

L'effet P- Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Cette vérification est présentée dans les Figures ci-dessous selon les deux directions xx et yy et pour les 2 zones sismiques.

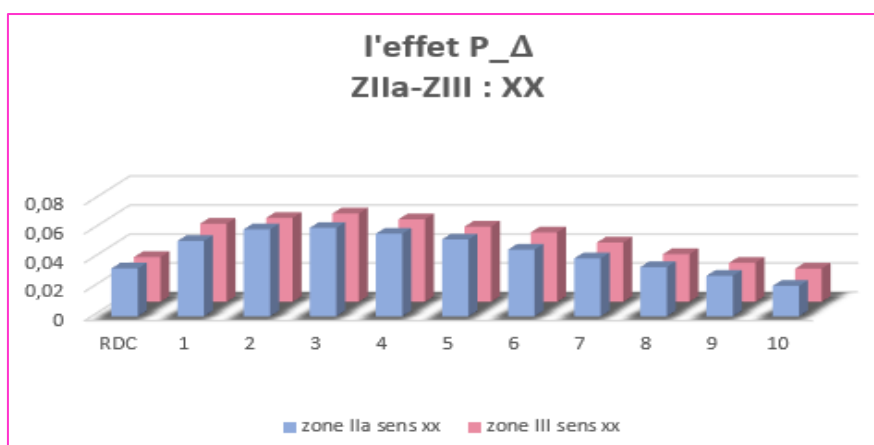


Figure V.44 : Histogramme de L'effet P- Δ sens xx cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

En analysant les résultats, on remarque que dans le sens xx la zone IIa un effet (p- Δ) maximal presque similaire (0.061), et on a aussi une valeur importante dans la zone III (0.061). Mais les valeurs sont convergence et inférieur au déplacement admissible θ_K qui égale 0.10.

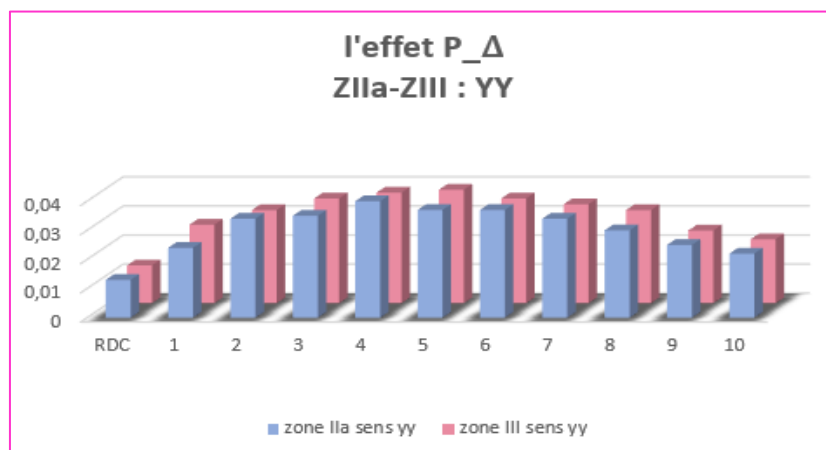


Figure V.45 : Histogramme de L'effet P- Δ sens yy cas 10E-ZIIa et 10E-ZIII.

En analysant les résultats, on remarque que la zone IIa un effet ($p-\Delta$) maximal presque similaire (0.04), et on a aussi une valeur importante dans la zone III (0.039). Mais les valeurs sont convergence et inférieur au déplacement admissible θ_K qui égale 0.10.

On peut conclure la différence entre les zones de moyenne sismicité et forte sismicité sur l'effet $P-\Delta$ est principalement due aux niveaux de forces sismiques auxquels les structures sont soumises dans chaque zone.

Dans une zone de moyenne sismicité, les forces sismiques sont moins importantes qu'en zone de forte sismicité. Cela signifie que l'effet $P-\Delta$ peut être moins important dans les structures de cette zone.

V.1.2. Influence de la hauteur :

Un autre élément important à prendre en compte est la hauteur du bâtiment. En effet, comme dit précédemment, lors d'un séisme, les structures vont avoir tendance à se comporter, d'une certaine manière, comme des oscillateurs.

Dans ce qui suit, nous allons explorer l'influence de la hauteur d'un bâtiment, en zone de moyenne sismicité IIa et de forte sismicité III, sur l'évolution des principaux paramètres dynamiques (période propre, déplacement maximaux et efforts tranchants maximaux à la base ...), en variant le nombre d'étages. Pour ce, trois variantes d'une même structure seront étudiées, sans modifier les sections des éléments structuraux ni le système de contreventement : la structure d'origine R+4 ; R+7 et R+10.

V.1.2.1. Cas 01 : (zone IIa)

Pour étudier l'influence de la hauteur, on compare la réponse sismique de 3 cas de structures R+4 ; R+7 et R+10 :

a- Vis-à-vis le poids de la structure :

L'augmentation du nombre d'étages peut considérablement influencer le poids total de la structure d'un bâtiment,

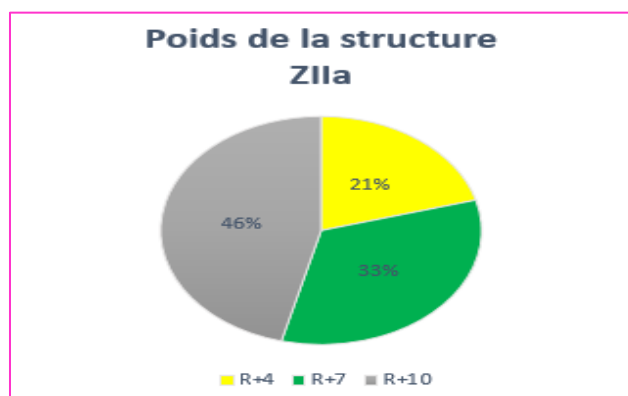


Figure V.46 : Poids de la structure zone IIa.

b- Vis-à-vis la période maximale :

Le tableau et l'histogramme définie une période maximale pour des 3 variantes avec différentes hauteurs :

Tableau V.16 : Périodes de vibration des variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

	R+4	R+7	R+7
Mode 1	0.39 s	0.68 s	1.02 s
Mode 2	0.27 s	0.54 s	0.89 s
Mode 3	0.19 s	0.39 s	0.64 s
Statique	0.301 s	0.556 s	0.706 s

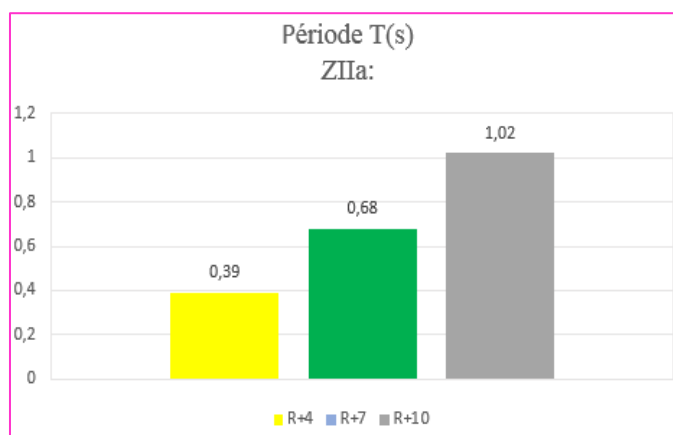


Figure V.47 : Valeurs de la période fondamentales pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

La période fondamentale est fonction proportionnelle de la hauteur du bâtiment d'une valeur de 0,39 pour R+4 à une valeur de 1,02 pour le R+10 soit une variation de 61,76% et la structure considérée moyennement rigide devient une structure flexible.

Les périodes fondamentales de la variante 01 et 02 ne dépassent pas les valeurs des périodes empiriques appropriés de 30%, alors que le cas est contraire pour la variante 03. Ceci explique la flexibilité de la structure et nécessite une nouvelle disposition des éléments porteurs afin de rigidifiés le bâtiment.

L'augmentation de la hauteur d'une structure augmente sa période de vibration. Cela est dû au fait que l'augmentation de la hauteur augmente la masse de la structure, ce qui augmente également l'inertie de la structure et sa rigidité. Comme résultat, la période de vibration de la structure devient plus grande.

Cela peut être un problème pour les structures soumises à des charges dynamiques, comme les vents et les séismes, car une période de vibration plus grande peut entraîner

des oscillations plus importantes. Si la période de vibration de la structure est proche de celle des forces excitatrices, la structure peut subir des dommages importants.

Pour éviter cela, les ingénieurs en structure doivent prendre en compte la période de vibration de la structure lors de la conception et de l'analyse dynamique de la structure. Ils peuvent également utiliser des techniques de conception telles que l'utilisation de contreventements pour réduire la période de vibration de la structure et améliorer sa stabilité.

c- Vis-à-vis la force sismique totale :

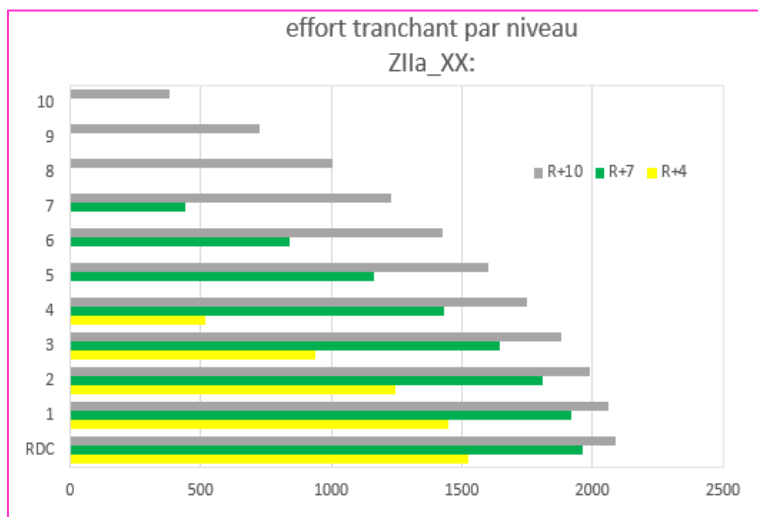


Figure V.48: Effort tranchant par niveau selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

En analysant les résultats, on remarque que selon l'axe x la variante 3 a un effort tranchant par niveau maximal presque similaire (2088,42 KN), et on a aussi une valeur importante dans la variante 2 (1963,71 KN). Par contre la variante 1 est représenté un effort tranchant par niveau minimal (1525,01 KN).

En général, plus la hauteur du bâtiment est grande, plus les charges verticales appliquées sur la structure sont importantes. Ces charges verticales peuvent générer des efforts tranchants importants dans les poutres et les poteaux qui composent la structure, qui peuvent varier en fonction de la hauteur de chaque niveau.

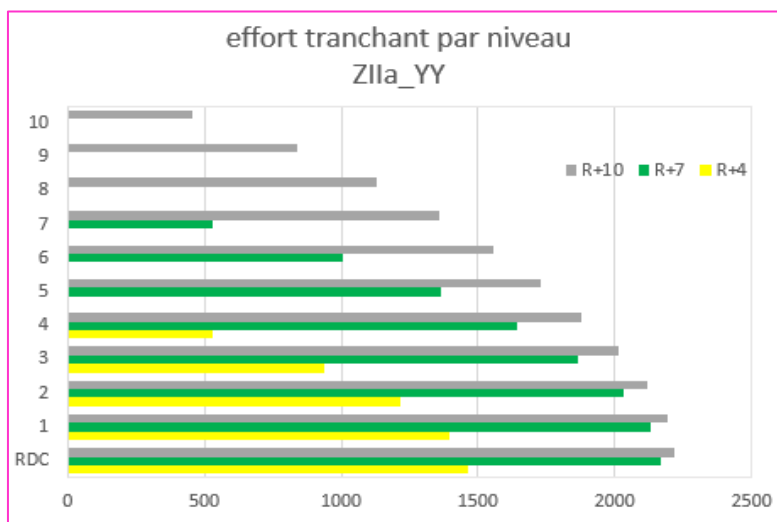


Figure V.49: Effort tranchant par niveau selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

En analysant les résultats des efforts tranchants selon l'axe yy, on remarque que la variante 3 a un effort tranchant par niveau maximal presque similaire (2220,04 KN), et on a aussi une valeur importante dans la variante 2 (2170,33 KN). Par contre la valeur 1 est représenté un effort tranchant par niveau minimal (1466,18 KN).

À la base de la structure, l'effort tranchant selon le sens x peut être influencé par la hauteur de la structure comme montre la figure VI.49.

L'effort tranchant à la base justifie la condition du règlement parasismique ($V_{dyn} > 0,8V_{sta}$) pour la variante 1, par contre dans le sens x n'est pas vérifié dans la variante 3. D'après l'article 4.3.6 du RPA 99 version 2003 : Si $V_{dyn} < 0.80 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8 V_{sta}/V_{dyn}$.

L'effort dynamique à la base est fonction proportionnelle de la hauteur totale, donc il varie de 2220.04 KN à la première variante au 1525.01KN soit un ratio de 33,95% selon l'axe xx.

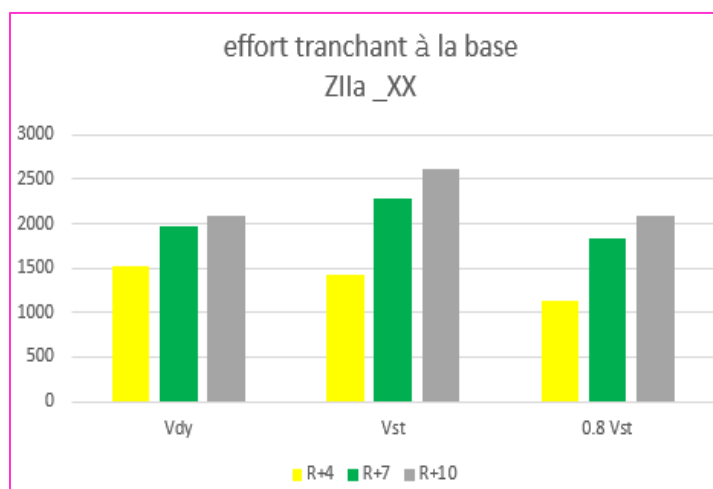


Figure V.50 : effort tranchant à la base selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

L'effort tranchant à la base justifie la condition du règlement parasismique ($V_{dyn} > 0,8V_{sta}$) pour la variante 1 et les variantes 2 et 3 dans le sens y.

L'effort dynamique à la base est fonction proportionnelle de la hauteur totale, donc il varie de 2088,42 KN à la première variante au 1466.18 KN soit un ratio de 29,79% selon l'axe yy.

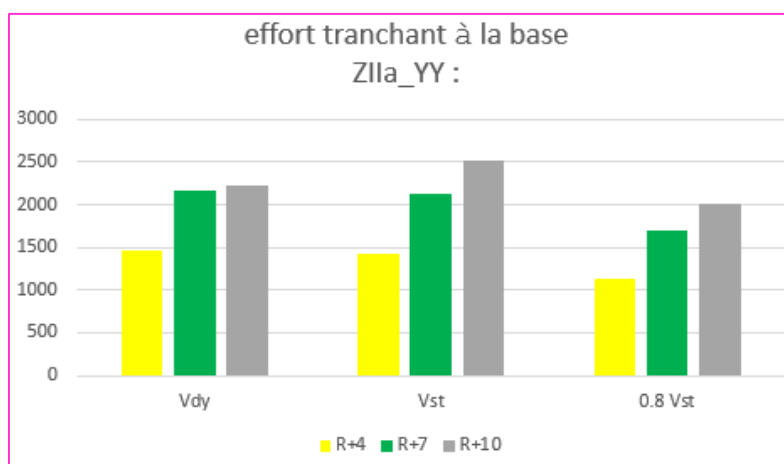


Figure V.51: effort tranchant à la base selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

d- Vis-à-vis l'effort normal réduit :

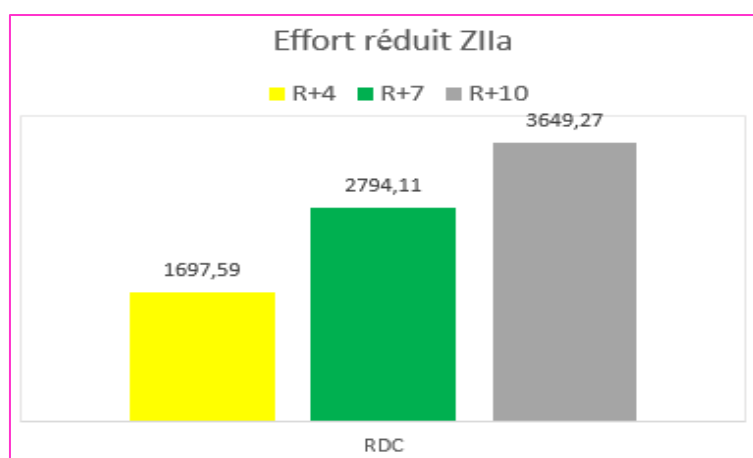


Figure V.52 : effort réduit selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

La comparaison de ces résultats nous montre que l'effort réduit importants est enregistré dans la structure de la variante 3 (3649,27 KN). Par contre les variantes 1 (1697,59 KN) et 2 (2794,11 KN) est représenté un l'effort réduite minimal.

Les vérifications de l'effort réduit est justifié pour la variante 1 (R+4), $v = 0.272 < 0.3$, excepté celle de l'effort réduit dans les variantes 2 et 3 en Zone IIa.

Les structures R+7 et R+10 ne vérifie pas la condition donc pour éviter le risque, il faut modéliser les dimensions de poteau ou changer la résistance caractéristique à la compression à 28 jours pour conserver la même structure en tant que on fixe la zone et on change seulement le nombre d'étage.

En général, plus la hauteur de la structure est importante, plus les charges verticales sont importantes en bas de la structure. Cela peut générer un effort tranchant important dans la partie inférieure de la structure, ce qui peut réduire la section transversale effective de la structure et augmenter l'effort réduit.

e. Vis-à-vis le déplacement :

Le déplacement étage d'un bâtiment est une notion importante en conception parasismique car si elle proche ou identique à celle de la rotation des structures. On obtient les déplacements par niveau de chacune des trois variantes étudiées, Les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes dans les figures V.53 et V.54.

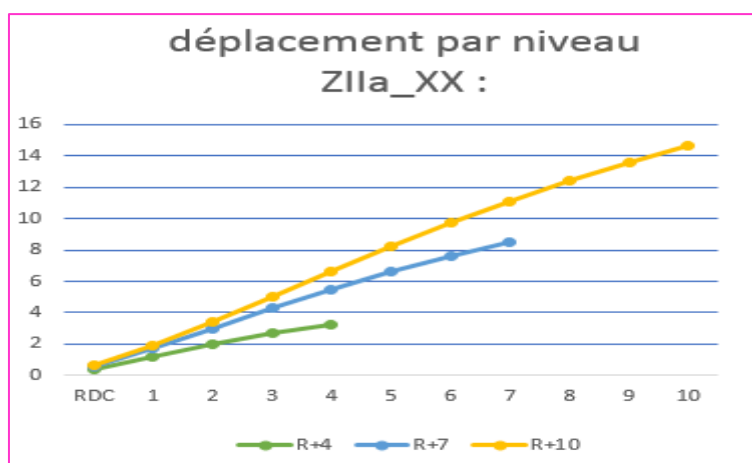


Figure V.53: Déplacement selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

D'après l'histogramme, on peut conclure que l'augmentation de la hauteur d'une structure a une influence directe sur son comportement durant une activité sismique. On a trouvé que le passage d'un bâtiment R+4 à un bâtiment R+7 augmente le déplacement dans la direction x de 3.2 cm à 8.5 cm et à 14.6 cm pour bâtiment R+10. Mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.

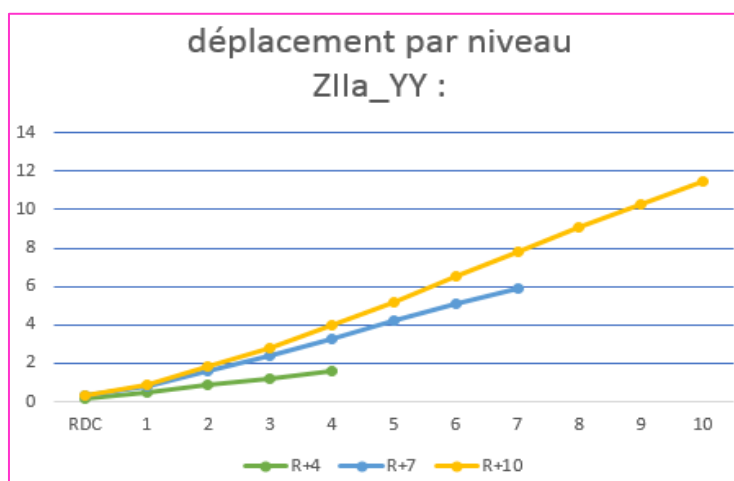


Figure V.54 : Déplacement selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

On remarque que les déplacements importants sont enregistrés dans la structure de la variante numéro 3 (11.5cm), mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99. Par contre les variantes 1(1.6 cm) et 2 (5.9 cm) est représenté un déplacement minimal. Cela peut être expliqué par l'élancement de la structure.

f. Vis-à-vis la déformations Δ_K :

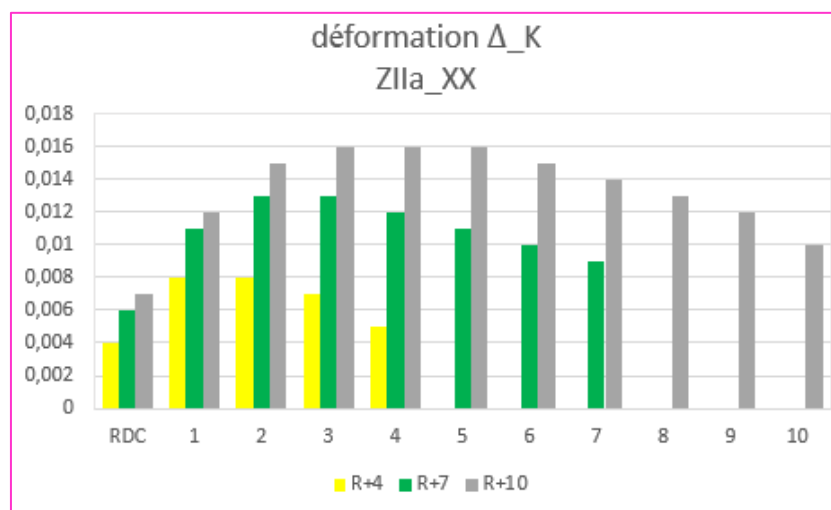


Figure V.55: Déformation selon xx pour 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

On remarque que les déformations Δ_K importantes sont enregistrées dans la structure de la variante numéro 3 (0.016 m). Par contre les variantes 1 (0.008 m) et 2 (0.013 m) est représenté une déformation Δ_K minimal.

La comparaison de ces résultats nous montre que :

- Les déplacements inter étage reste admissible et vérifie la condition réglementaire pour les trois variantes.
- Les déplacements relatifs inter-étages du mode fondamentale sont augmentés en fonction de la hauteur du bâtiment.

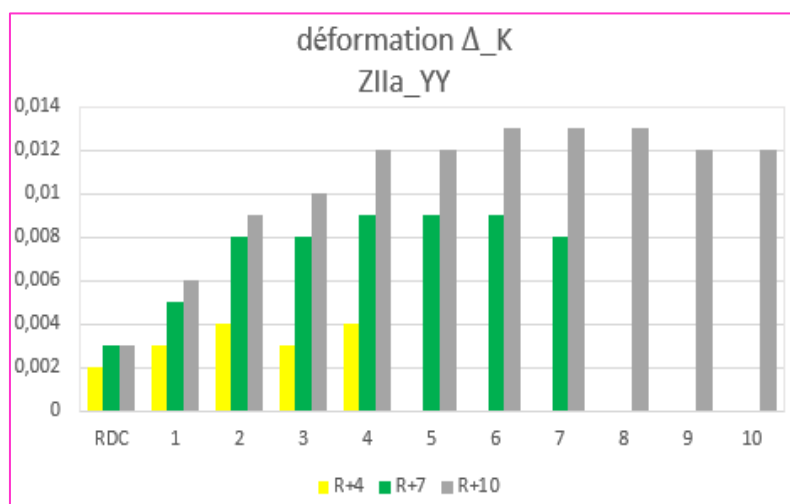


Figure V.56: Déformation selon yy pour 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

On remarque que les déformations Δ_K importants sont enregistrées dans la structure de la variante numéro 3 (0.013 m).

Par contre les variantes 1 (0.004 m) et 2 (0.009 m) est représenté une déformation Δ_K minimal.

g- Vis-à-vis le renversement :

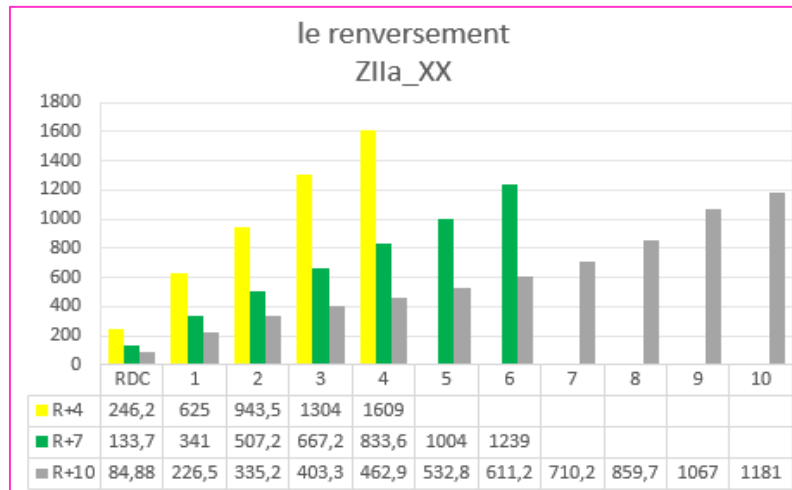


Figure V.57 : Moment de renversement selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

On remarque que la somme de moment de renversement dans la variante 1 (4727,53 KN.m) est inférieure que le renversement dans la variante 2 (6087. 501KN.m) et 3 (6474,102 KN.m).

Le poids de la structure est l'une des principales forces qui peuvent contribuer à la condition de renversement. Plus la structure est lourde, plus la force de gravité qui agit sur elle est importante, ce qui peut augmenter la probabilité de renversement.

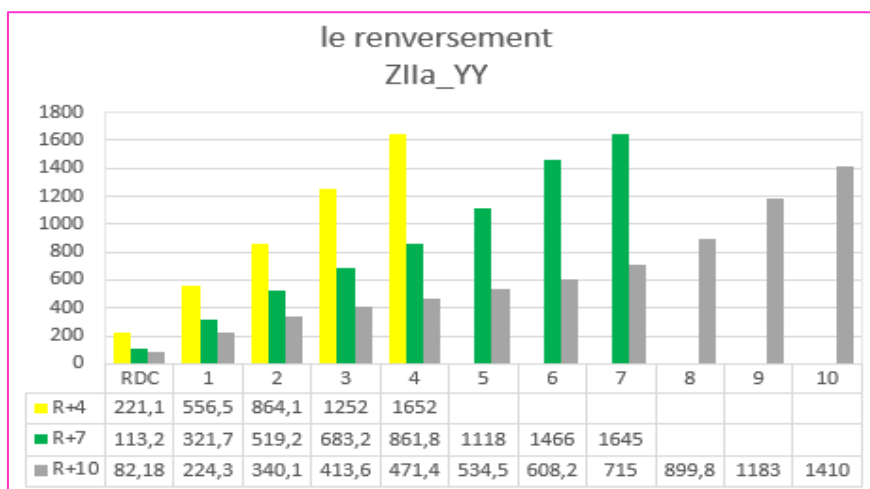


Figure V.58 : Moment de renversement selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

On remarque que la somme du moment de renversement la plus importante est dans la variante 3 (6882, 124KN.m) et la variante 2 (6728,023 KN.m) Par rapport aux variantes 1 (4545,185 KN.m) qui est moins important. Soit une différence de l'ordre 2.24 et 33,95% des variantes 2 et 3 respectivement par rapport à la variante 3,

h- Vis-à-vis l'effet P-Δ :

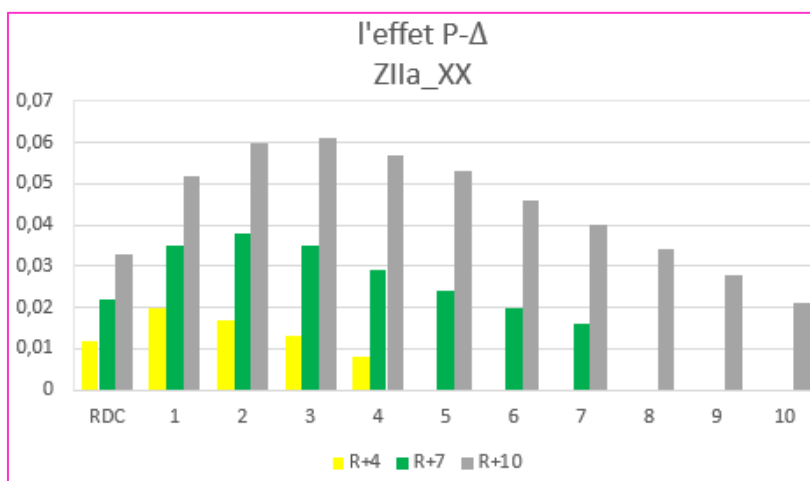


Figure V.59 : l'effet P delta selon xx pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 a un effet (p-Δ) maximal presque similaire (respectivement 0.061 m). Par contre la valeur 2 et 1 est représenté un déplacement minimal (0.038 m et 0.02 m).

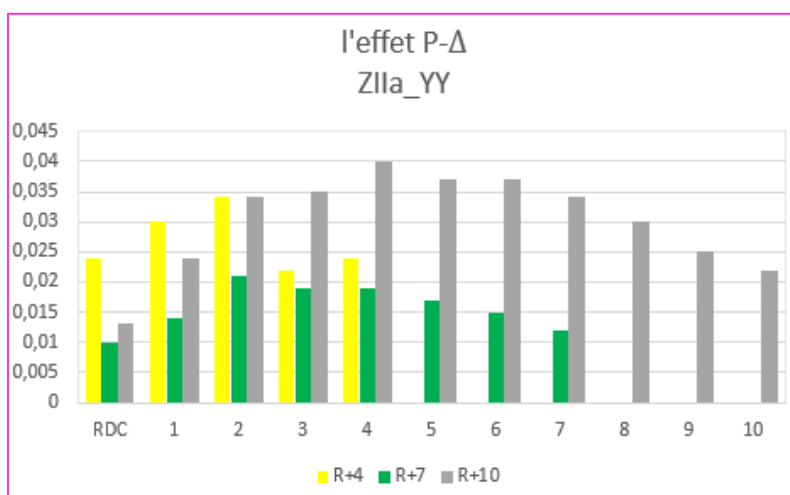


Figure V.60 : l'effet P delta selon yy pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIIa).

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 a un effet (p-Δ) maximal presque similaire (respectivement 0.04 m), et on a aussi une valeur importante dans la variante 1 (0.034 m). Par contre la valeur 2 est représenté un déplacement minimal (0.021 m).

V.1.2.2. Cas 02 : (zone III)

Pour étudier l'influence de la hauteur, on compare la réponse sismique de 3 cas de structures :

a- Vis-à-vis du poids de la structure :

Lorsque la hauteur de la structure augmente le poids de la structure augmente en conséquence, comme montre la figure ci-dessous :

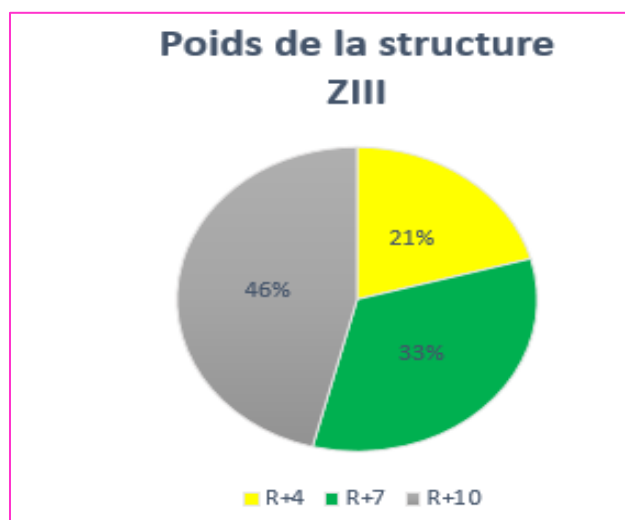


Figure V.61 : Poids de la structure zone III.

b- Vis-à-vis la période maximale :

Histogramme définie une période maximale pour les 3 variantes avec différentes hauteurs, les mêmes constatations de la zone IIa sont remarqué dans la zone III lorsque on compare les périodes des structures d'études.

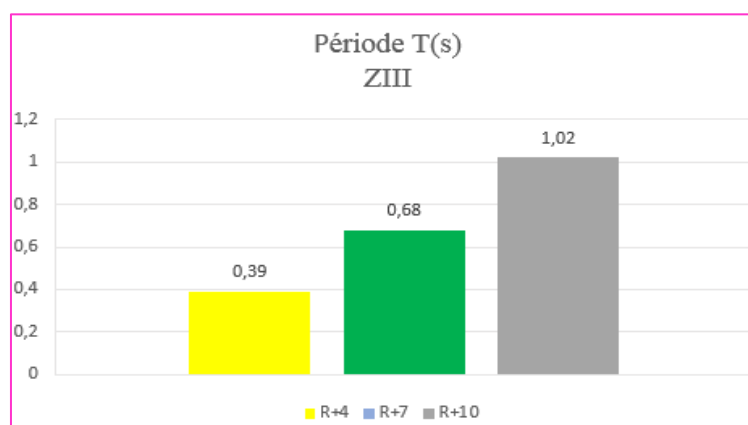


Figure V.62: Valeurs de la période fondamentales pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

D'après ces résultats, la variante 3 présente la période la plus importante avec une souplesse flexible de 1,02 s, tandis que les variantes 1 et 2 présentent des périodes plus courtes (0,39 s et 0,68 s respectivement). La période augmente avec l'élévation de la hauteur de la structure, mais le passage d'une zone de moyenne sismicité à une zone de forte sismicité n'a pas d'impact sur la période.

c- Vis-à-vis de la force sismique totale :

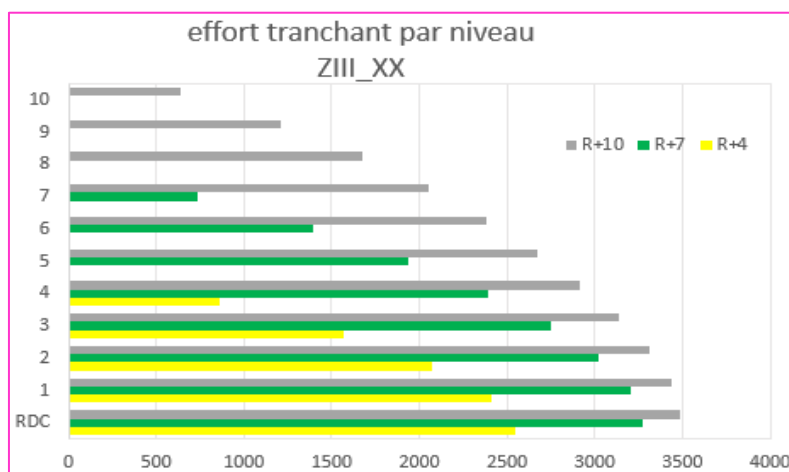


Figure V.63: effort tranchant par niveau selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 selon le sens x a un effort tranchant par niveau maximal presque similaire (3480,69KN), et on a aussi une valeur importante dans la variante 2 (3272,84 KN). Par contre la valeur 1 est représenté un effort tranchant par niveau minimal (2541,68KN). L'effort tranchant varie d'une façon croissante avec l'augmentation du nombre d'étages, cela est justifié par l'augmentation de l'inertie des éléments structuraux (sections de poteaux, longueur des voiles)

Cette augmentation est plus importante dans la zone de forte sismicité III en comparant avec la zone IIa.

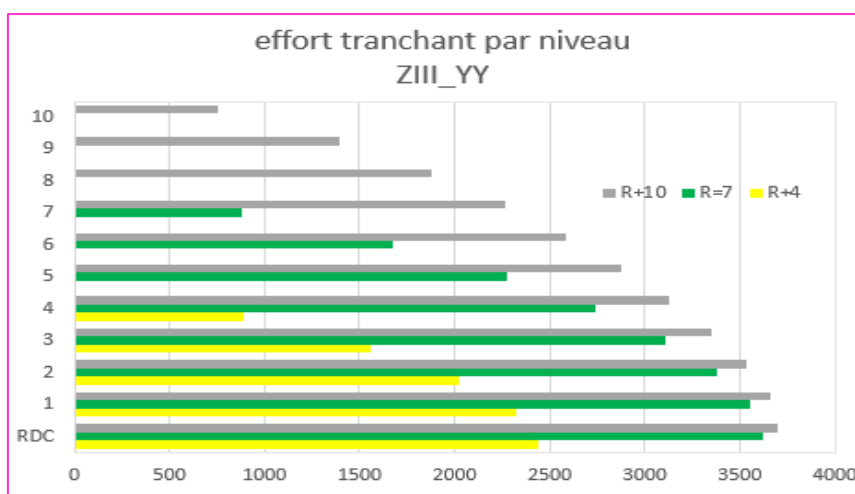


Figure V.64: effort tranchant par niveau selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 selon le sens y a un effort tranchant par niveau maximal presque similaire (3700,07KN), et on a aussi une valeur importante dans la variante 2 (3617,22 KN). Par contre la valeur 1 est représenté un effort tranchant par niveau minimal (2443,64KN).

d- Vis-à-vis l'effort tranchant à la base selon xx :

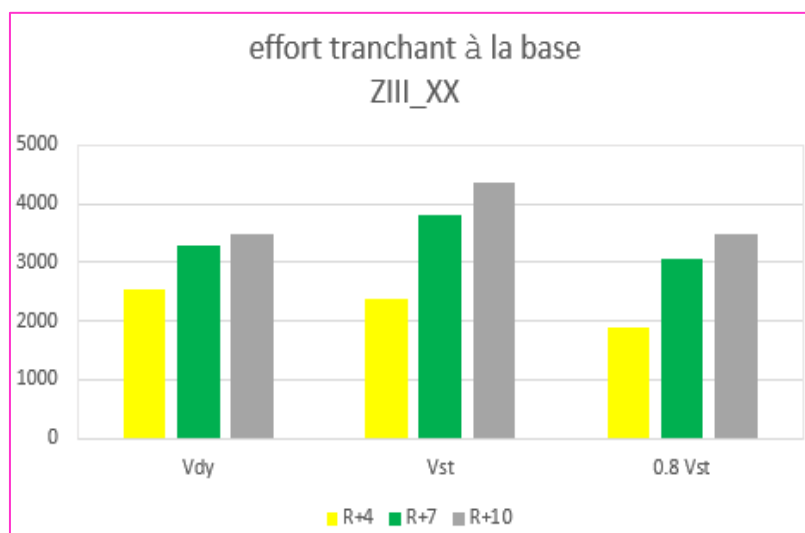


Figure V.65: effort tranchant a la base selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

e- Vis-à-vis l'effort tranchant à la base selon yy :

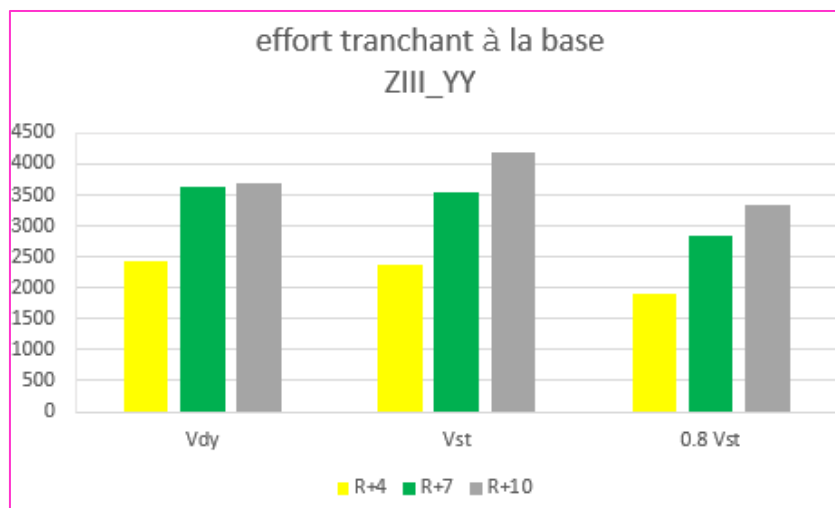


Figure V.66: effort tranchant a la base selon Y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

f- Vis-à-vis l'effort normal réduit :

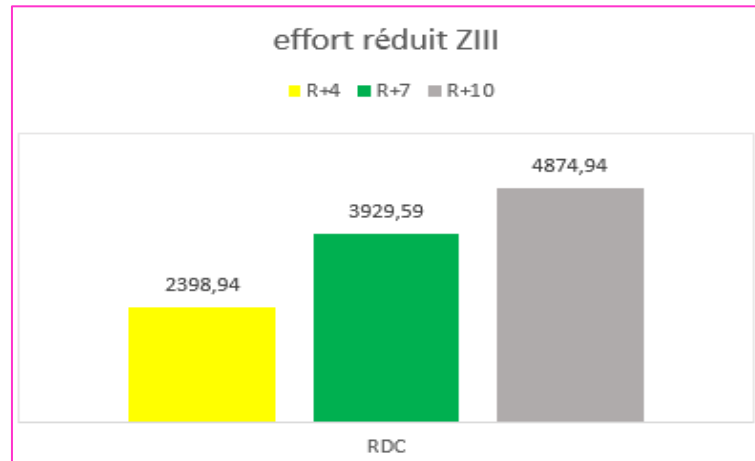


Figure V.67: effort réduit pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

Dans la zone III, la comparaison de ces résultats nous montre que l'effort normal réduit importants sont enregistrés dans la structure de la variante 3 (4874,94KN). Par contre les variantes 1 (2398,94 KN) et 2 (3929,59 KN) est représenté un effort minimal.

Concernant ce cas, l'effort normal réduit est vérifié pour la structure R+4, en revanche il n'est pas vérifié pour les deux autres variantes.

Ces valeurs sont plus important comparant avec la zone IIa Cela signifie que le passage d'une zone de moyenne sismicité à une zone de forte sismicité augmente la valeur de l'effort normal réduit dans les poteaux, qui risquent alors une rupture fragile.

g- Vis-à-vis le déplacement :

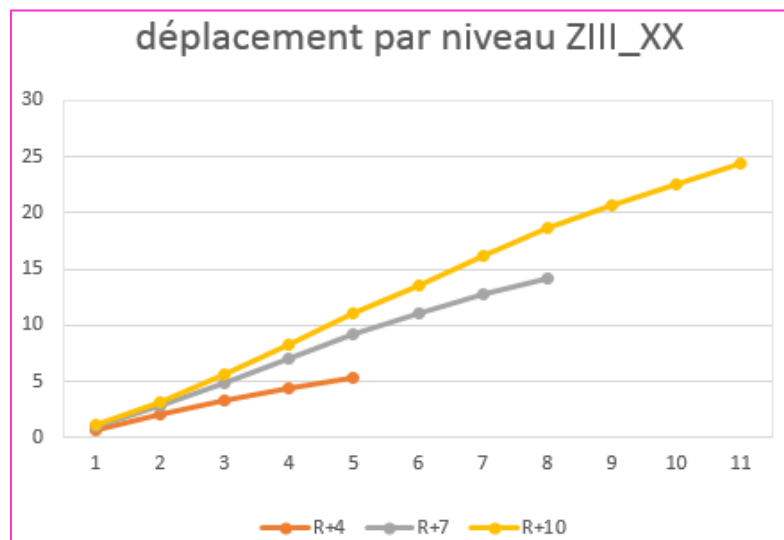


Figure V.68: déplacement par niveau selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

On remarque que les déplacements importants sont enregistrés dans la structure de la variante numéro 3 (24.4 cm), mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99. Par contre les variantes 1(5.4 cm) et 2 (14.1 cm) est représenté un déplacement minimal. Le déplacement croît en raison de l'élancement de la structure ; cela nécessite une nouvelle disposition des voiles pour les étages supérieurs.

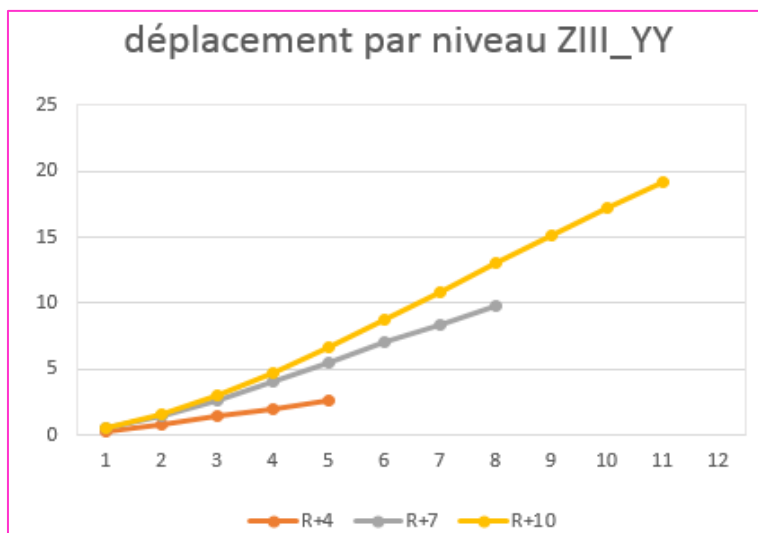


Figure V.69: déplacement par niveau selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

On remarque que les déplacements importants selon le sens y sont enregistrés dans la structure de la variante numéro 3 (19.2 cm), mais ils restent inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99. Par contre les variantes 1(2.6 cm) et 2 (9.8 cm) est représenté un déplacement minimal.

h- Vis-à-vis la déformation Δ_K :

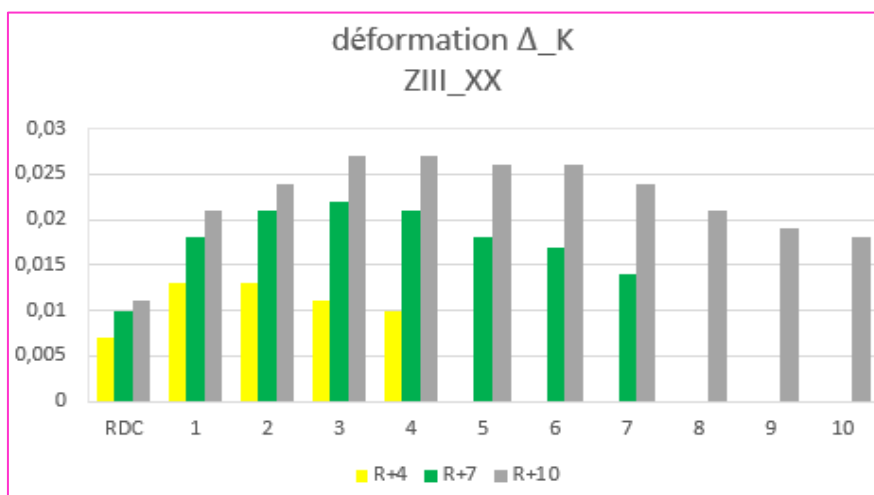


Figure V.70: déformation Δ_K selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

On remarque que les déformations Δ_K importantes sont enregistrées dans la structure de la variante numéro 3 (0.027 m). Par contre les variantes 1 (0.013 m) et 2 (0.022 m) est représenté une déformation Δ_K minimal.

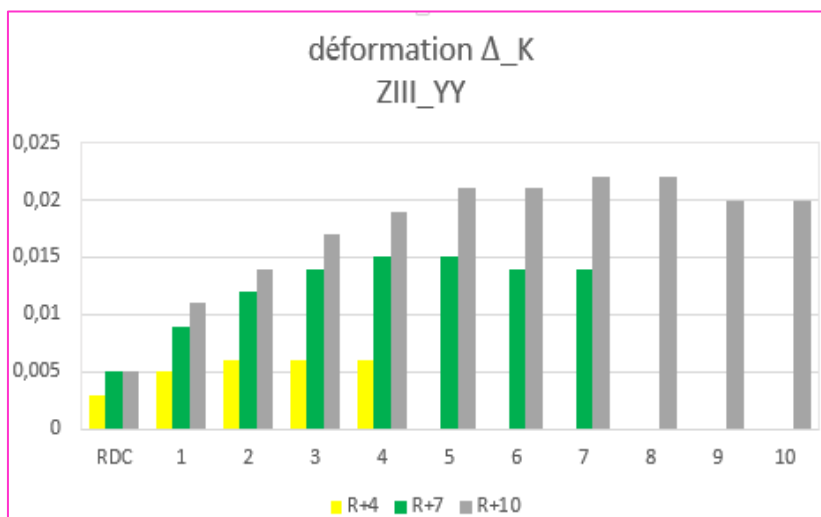


Figure V.71: déformation Δ_K selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

On remarque que les déformations Δ_K importantes sont enregistrées dans la structure de la variante numéro 3 (0.022 m). Par contre les variantes 1 (0.006 m) et 2 (0.015 m) est représenté une déformation Δ_K minimal.

Par ailleurs, le changement de la zone affecte les déplacements relatifs inter-étages qui sont plus élevés en zone III comparé à la zone IIa.

i- Vis-à-vis le renversement :

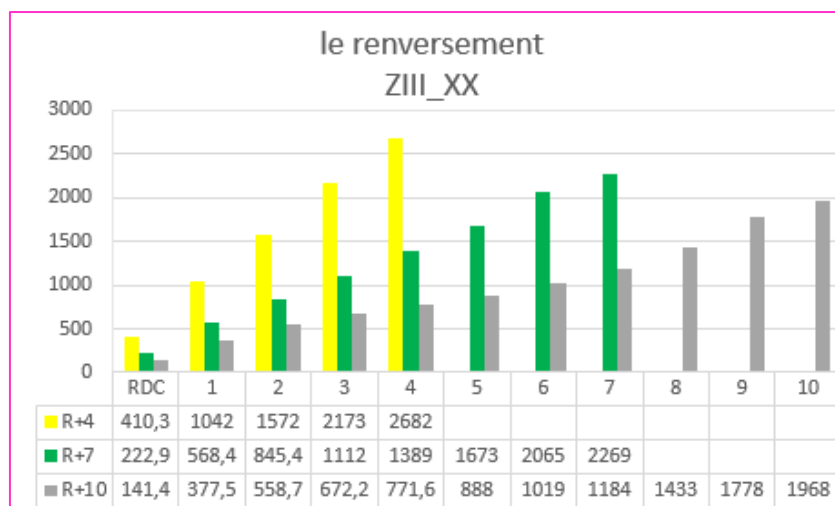


Figure V.72: le renversement selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

On remarque que la somme du moment de renversement dans la variante 3 (10790,13 KN.m) est supérieur que le renversement dans la variante 2 (10145,804 KN.m) et 1 (7879,208 KN.m).

Le renversement est un type de défaillance structurelle qui se produit lorsqu'une structure bascule autour de son centre de masse en raison des forces sismiques. Cette force sismique augmente avec la hauteur, ce qui affecte le moment de renversement.

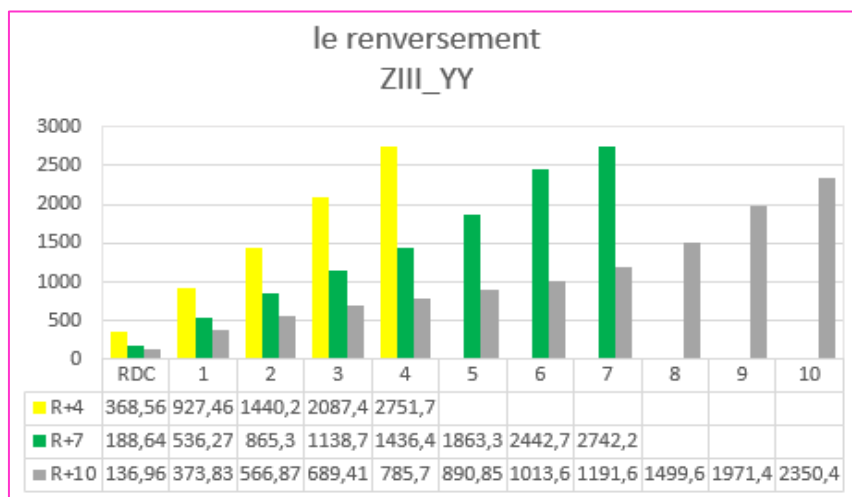


Figure V.73: le renversement selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

On remarque que la somme du moment de renversement le plus important est dans la variante 3 (11470.217 KN.m) et la variante 2 (11213.382 KN.m) Par rapport à la variante 1 (7576,214 KN.m) qui est moins important. Le renversement maximal dans ce cas Zone III pour la variante 3 est plus importante de 5.93% pour la même variante dans la zone IIa.

j- Vis-à-vis l'effet P-Δ :

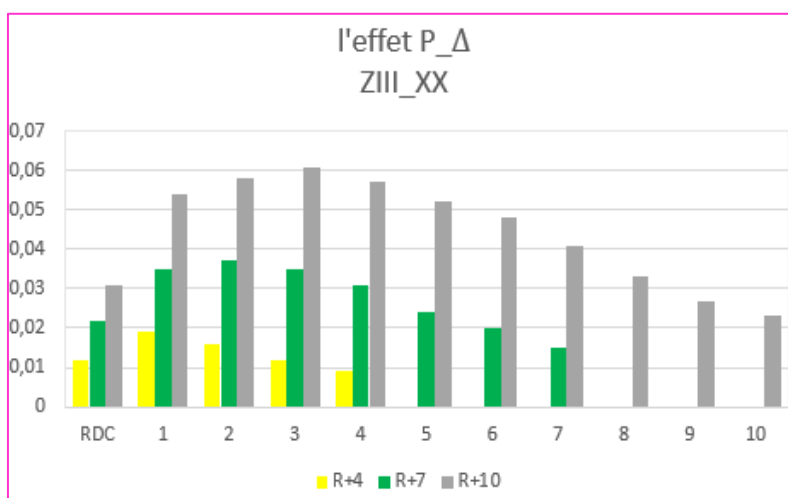


Figure V.74: effet p-Δ selon x pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 a un effet (p-Δ) maximal presque similaire (respectivement 0.061), et on a aussi une valeur importante dans la variante 2. Par contre la valeur 1 et 2 est représenté un déplacement minimal (0.019 et 0.037).

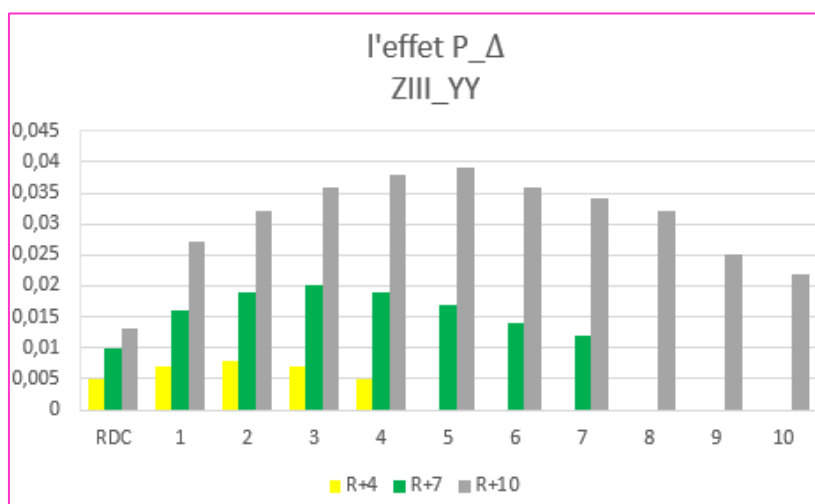


Figure V.75: effet p-Δ selon y pour les 3 variantes R+4, R+7 et R+10 (ZIII).

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 a un effet (p-Δ) maximal presque similaire (respectivement 0.039), et on a aussi une valeur importante dans la variante 2. Par contre la valeur 1 et 2 est représenté un déplacement minimal (0.008 et 0.02).

V.2. Conclusion :

D'après tous les résultats obtenus par l'analyse du comportement de la structure dans les différentes zones sismiques IIa et III, on constate que :

- Ce dernier affecte l'effort tranchant de chaque niveau et à la base ; les efforts normaux aussi ; les moments de renversements et les déplacements inter étage qui reste toujours convergents et inférieurs au déplacement admissible relatif parce que la structure est rigide,
- On observe que le changement qui apparaitre lorsque on compare les différentes zones est le coefficient de zonage « A ». Ce dernier a une influence sur le spectre de réponse.
- La variation du spectre a un effet remarquable sur le déplacement, l'effort tranchant, les moments, le ferrailage . . . etc.
- La zone sismique n'a aucune influence sur la valeur de la période.

L'interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur les 3 variantes R+4, R+7 et R+10, nous a montré que

- Les déplacements inter étages ainsi que la période et les efforts tranchants sont plus importants pour la structure de grande hauteur. A partir de tout ça, nous pouvons dire que l'influence de la hauteur totale joue un grand rôle dans la construction parasismique.

Conclusion générale

Conclusion générale

La réalisation de cette étude représente en quelque sort la concrétisation de l'apprentissage théorique de notre cycle de formation et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. Elle nous a permis aussi de développer l'esprit de recherche, et le savoir de se documenter. Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes ont représenté depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité, leur apparition brutale et imprévue, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations et la seule prévention valable en zone à risque sismique reste la construction parasismique.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

Lors de l'étude sismique d'un ouvrage, la prise en compte de la zone sismique, la hauteur revêt une importance croissante et tend à devenir primordial. Car ce choix influence directement sur sa réponse sismique durant un futur séisme : rigidité, la capacité en résistance et en ductilité.

L'interprétation des résultats de l'étude comparative menée sur les trois variantes R+4, R+7 et R+10, nous a montré que :

- Les déplacements inter étages, l'effort tranchant par niveau et à la base et l'effort réduit ainsi que la période sont plus importants pour la structure de grande hauteur sur tout concernant la souplesse et la ductilité du bâtiment.

A partir de tout ça, nous pouvons dire que l'influence de la hauteur totale joue un grand rôle dans la construction parasismique. D'une manière générale, plus la hauteur est grande, plus il y'a risque de rentrer en résonance pour les structures implantées sur sites mous

Concernant l'influence de la zone, les points suivants peuvent être tirés :

- La zone sismique n'a aucune influence sur la valeur de la période ;
- L'augmentation de l'effort sismique à la base et le déplacement au sommet de la structure font diminuer la rigidité de la structure
- Lorsque on change la zone sismique (zone IIa en Zone III); l'effort tranchant, moment sismique et le déplacement seront augmentés à cause de l'augmentation du coefficient d'accélération de zone: A ;
- L'action sismique pousse la structure vers un état de déformation avancé les degrés de dommages probables sont plus importants pour les zones de sismicité plus élevée.

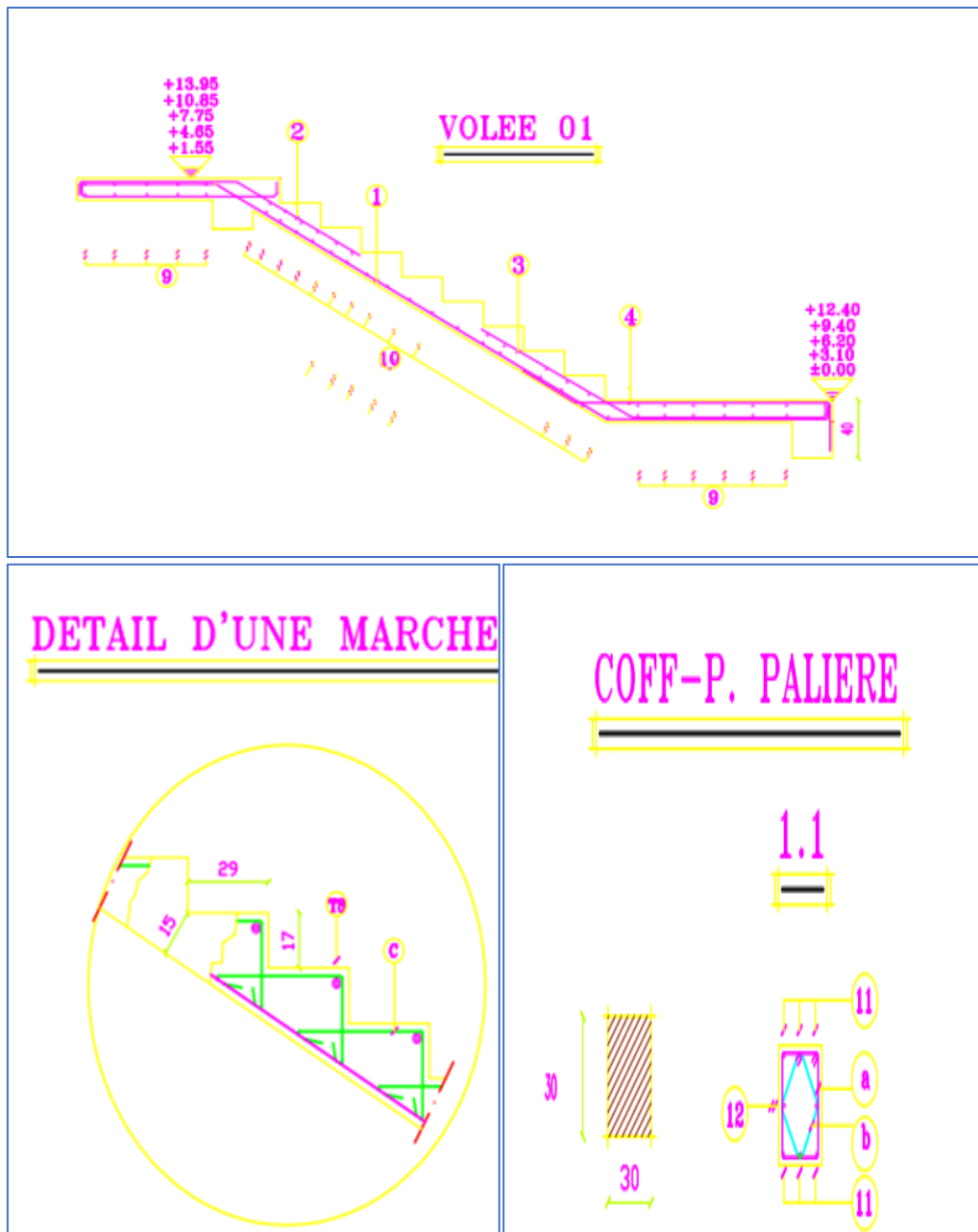
Enfin pour l'utilisation de l'outil informatique, dans un domaine aussi présent et diversifier qui est le génie civil et la construction en générale, il est de nos jours un outil de travail indispensable.

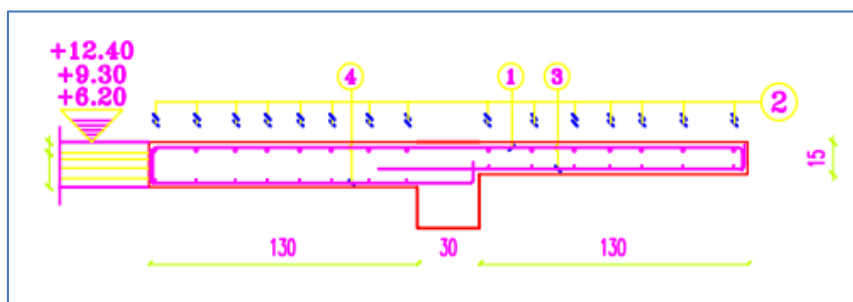
En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

ANNEXES

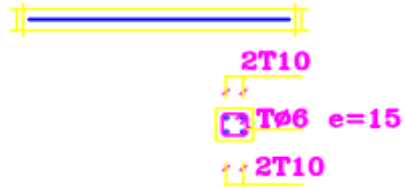
➤ Ferrailage des éléments structuraux :

1- Escalier :



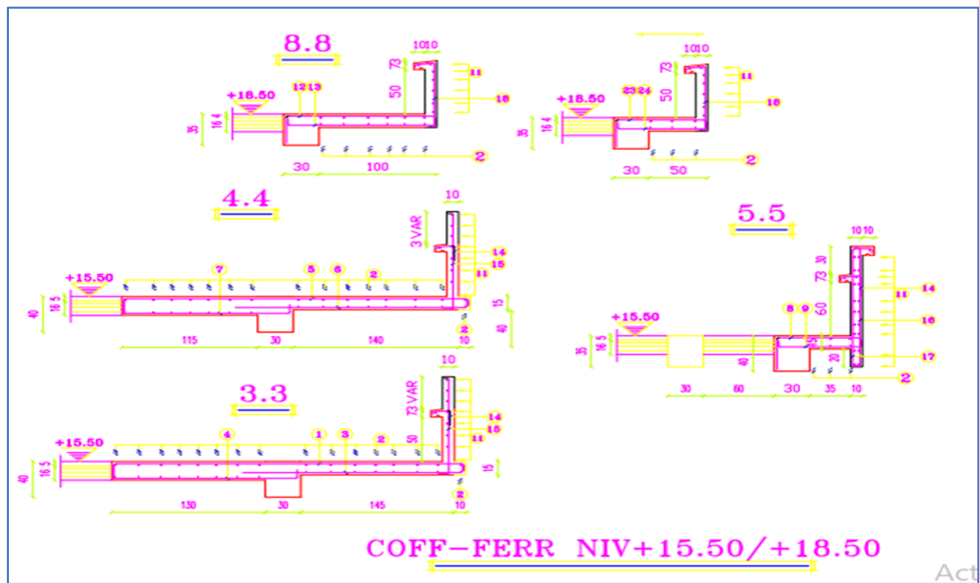


DETAIL REDISSEUR

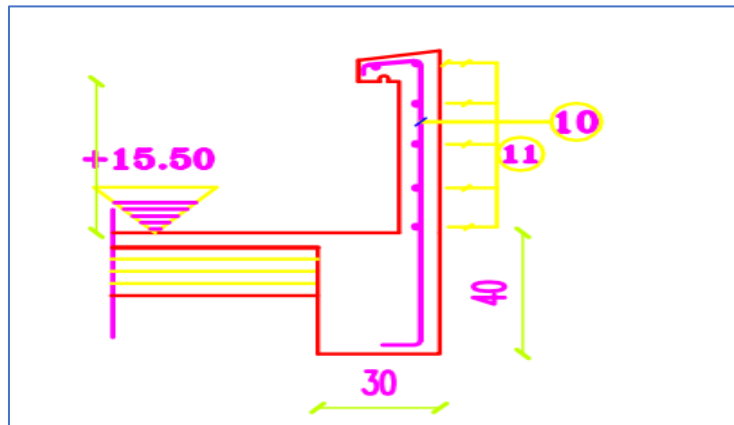


REP	Ø	FAÇONNAGE	L.T	EPS NBR	OBS
1	T12		325	e=15	
2	T10		FILL	e=15	
3	T10		210	e=15	
4	T10		185	e=15	

4- Plancher terrasse :



5- Acrotère :



REP	U	FAÇONNAGE	L.T	EPS NBR	OBS
1	T12		335	e=15	
2	T10		FILL	e=15	
3	T10		210	e=15	
4	T10		185	e=15	
5	T12		315	e=15	
6	T10		210	e=15	
7	T10		170	e=15	
8	T10		110	e=15	
9	T10		90	e=15	
10	T8		125	e=15	
11	T8		nn	e=15	
12	T12		185	e=15	
13	T10		145	e=15	
14	T8		40	e=15	
15	T8		var	e=15	
16	T8		145	e=15	
17	T8		160	e=15	
18	T8		140	e=15	
19	T8		120	e=15	
20	T8		32	e=15	
21	T8		148	e=15	
22	T8		95	e=15	
23	T10		115	e=15	
24	T10		95	e=15	

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- [16] Béton armé aux états limite (BAEL).
- [17] Calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).
- [18] Règles parasismiques algériennes version 2003 (RPA).
- [19] Document technique réglementaire DTR.B.C.2.2.

Mémoires :

- [1] <http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/img.communes.pt/str.interne.terre.html>.
- [2] <https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme>
- [3] ABDELHAMID Fayçal -Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique- Université Hadj Lakhdar-Batna.
- [4] Bouteraa Zohra, Thème Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Ponts De La Wilaya De Chlef, Université Hassiba Ben-Bouali de Chlef ; 2012.
- [5] Melle Haniche Leila - Evaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure stratégique-Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzo Promotion 2014/2015.
- [6] M. TERRIER (Décembre 2006) avec la collaboration de G. BERTRAND et A. ROULLE, Document d'information sur le risque sismique à destination des medias.
- [7] LAHOUAL Abderahmane Et GUERROUD Lakhdar-Effets de caractéristiques sismiques sur les spectres de réponse-Université Ziane Achour de Djelfa Année Universitaire : 2016-2017.
- [8] <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1631071305003317>
- [9] <https://musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/notions-pour-petits-et-grands/la-sismicite/sismicite-dans-le-monde/>
- [10] <https://www.futura-sciences.com/planete/actualites/terre-risques-violents-seismes-tsunamis-mediterranee-sont-plus-eleves-prevu-100958/>
- [11] Gemma A, Antimo A.2004. Mapping geology in Italy, ISBN: 8844801892.
- [12] LOUNAS Boualem -Analyse du comportement des structures élancées. en plan-Université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU -Promotion 2012.

[13] MIMI Omar -Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments- Université Mohamed Khider – Biskra Juin 2013

[14]<https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2017/03/CHAPITRE3-CONTREVENTEMENTS-2016.pdf>.

[15] Bouadj khaoula et Houfani khawla, « Effet de la zone sismique, la hauteur et la disposition des voiles sur le choix du système de contreventement » Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila 2021/2022.

[20] (Proposé et dirigé par : Présenté : Professeur TITOUM Messaoud Mr AIDJOULI Mohamed Mr KHELOUFI Mohamed).

[21] (mémoire Effet de la zone sismique, la hauteur et la disposition des voiles sur le choix du système de contreventement).

Logiciels :

Robot 2018

Auto CAD 2016

Excel 2016