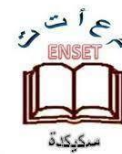




République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement



Technologique-Skikda

Département de Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de Professeur de l'Enseignement

Secondaire en Technique

Thème :

Conception et calcul parasismique d'une structure en béton armé contreventé par des voiles et portique.

Présenté par

Draoui Raziqa

Lahouel Lina

Encadré par

Dr. Bousbia Badreddine

Jury de soutenance			
Nom et prénom	Grade	Université	Rôle
Lahcene Fortase	M.C.B	ENSET – Skikda	Président
Badredinne Bousbia	M.C.B	ENSET – Skikda	Encadrant
Boufaloussa Abdelfettah	M.A.A	ENSET – Skikda	Examineur

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

*À la mémoire de ma chère mère et de ma précieuse sœur,
Que Dieu vous accorde Sa miséricorde et vous accueille dans Son vaste paradis.
Votre amour et vos prières ont guidé chacun de mes pas, même dans l'absence.*

*À mon père mon refuge,
Mon pilier, ma force après Dieu.
Merci pour ton soutien inconditionnel.*

*À mon frère unique,
Merci pour ta présence constante et ton encouragement.*

*À moi-même,
Merci d'avoir tenu bon malgré les épreuves. Tu mérites cette réussite.*

*À ma famille chère,
Votre amour et votre soutien ont été mon refuge à chaque étape.*

*À mon encadrant, Dr. Badr Eddine Bousbia,
Je vous adresse ma profonde reconnaissance pour votre encadrement et vos conseils précieux.*

*À mes professeurs :
Mme Moudjari, Mme Douh, Mme Bessekri Yasmine, M. Mirouzi, M. Fertas, et M. Boufellousa.
M. Douha , M.Hadouch , M.Ben ourida ,Merci pour tout ce que vous m'avez transmis.*

*À mon binôme
Merci pour ta collaboration précieuse, ta belle énergie tout au long de ce travail.*

*À mes collègues et amies :
Ikram, Fakwa, Ketiba, Sanaa, Mariem, Zineb, Sarah, Nourhan, Amira, Fella, Mariem Hafssaoui,
Soumaya, Amira, Chaima, Widad, Khadidja, Lina , Roumaïssa , Ikhlal, Inès.
Merci pour votre amitié et votre présence sincère.*

*À mes meilleurs amis Yousef Sarah et Sanaa Maamri,
Merci pour votre loyauté et votre soutien.*

*À Ben Salah Kawther,
Merci d'avoir partagé chaque étape de ce parcours avec moi.*

*À Chaima Bataher,
Ta clarté et ton esprit ont été une lumière dans les moments de doute. Merci du fond du cœur.*

*À tous ceux qui m'ont soutenue et aimée,
Je vous dédie ce travail, fruit d'un long chemin d'efforts, avec tout mon amour et ma gratitude.*

RaZiQa

Dédicace

À ma mère,

Ton amour, ton courage et tes prières silencieuses m'ont portée à chaque étape. Rien ne serait possible sans ton cœur immense.

À mon père,

Papa, ton soutien discret mais constant, et ta foi en moi ont été mon ancrage. Tu es mon exemple de persévérance et de dignité.

À mes frères, Fares, Younes et Mohamed,
mes piliers de chaque jour, mes repères, mes premières sources de force.

À moi-même,

pour ma patience, ma force silencieuse et ma persévérance jusqu'au bout.

À toute ma famille,

merci pour votre amour et votre soutien constant (Meriem, Bahia, Aïcha, Rachida, Fatima, Khaoula, Naima, Ahlam, Wissam et ma grande mère Messouda).

À ma tante Fatima Zahra et ma grand-mère Houria que Dieu leur fasse miséricorde et les accueille dans son paradis.

À mon binôme Raziqa

Merci pour ta patience, ton écoute et ta présence dans les moments les plus stressants. Ton soutien était un refuge, et ton sourire, un encouragement silencieux. Je n'oublierai jamais ta bienveillance.

À mon encadrant,

M. Badr-Eddine Bousbia, merci pour votre bienveillance, tes conseils éclairés et votre accompagnement précieux.

À l'ensemble de mes professeurs,

Merci pour votre dévouement, leur transmission du savoir et votre accompagnement tout au long de mon parcours.

À mon meilleur amie Romaisa ACHIT,

Mon âme sœur d'amitié. Merci d'avoir été là, dans les rires comme dans les doutes. Ton amitié m'est précieuse, unique et profonde. À tes côtés, tout devenait plus simple.

À mes camarades de promo,

chacune mérite une mention par son nom, pour les souvenirs tissés tout au long de ce parcours (Sanaa, Ikhlal, Ikram, Takwa, Chaima, Sara, Widad, Khadidja, Nourhane, Ines Soumia, Meriem, Zienb, Katiba, Sara, Fella et Amira).

Enfin, merci à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, m'ont soutenue. Ce mémoire est aussi un peu le vôtre.

Lina

Remerciement

« La gratitude est la mémoire du cœur. »

Nous louons Dieu Tout-Puissant, grâce à qui les bonnes choses s'accomplissent et les efforts portent leurs fruits.

Celui qui ne remercie pas les gens ne remercie pas Dieu, et la loyauté exige que l'on reconnaisse le mérite de ses bienfaiteurs.

Comme dit le proverbe : « Qui ne remercie pas les autres ne remercie pas Dieu », et « La bonté n'est jamais oubliée ».

Nous remercions Dieu qui nous a accordé la patience et la force lorsque les chemins se sont obscurcis, louange à Lui dans ce monde et dans l'au-delà.

Nous adressons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail, en y apportant une pierre solide et en partageant avec nous leur temps et leurs efforts.

Tout d'abord, nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadrant, Dr. Badr Eddine Bousbia, pour son accompagnement patient, ses conseils éclairés et sa bienveillance tout au long de ce projet. Sa rigueur scientifique et son soutien ont été des clés essentielles de notre réussite.

Nous remercions également vivement Dr. Salah Rahmouni, chef de département, pour son appui constant et ses encouragements précieux.

À nos familles respectives, nous adressons toute notre reconnaissance pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible, et leur présence précieuse à chaque étape. Comme le dit un proverbe : « Une main qui donne est toujours au-dessus de celle qui reçoit. »

Enfin, nous exprimons notre gratitude à tous ceux qui ont croisé notre chemin et nous ont aidés à tracer notre voie, car « la gratitude ouvre la porte à l'abondance ».

Sommaire

Dédicaces	i
Remerciements	iii
Sommaire	iv
Résumé	xv
Abstract	xvi
Liste des figures	xvii
Liste des tableaux	xxiii
Liste des symboles	xxix
Introduction générale	xxxiv

CHAPITRE I : Généralité sur les séismes.

I.1. Introduction	2
I.2. Historique du séisme en Algérie. [RPA2024]	2
I.3. Généralité sur les séismes	4
I.3.1. Définition et naissance du séisme	4
I.3.2. Cause des tremblements de terre	4
I.3.3. Qu'est-ce qu'une plaque ?	4
I.3.4. Les Mouvements Du Plaques	5
I.3.5. Différents types d'ondes.	5
I.3.6. Failles	6
I.3.7. Caractérisation des séismes	7
I.3.8. Détermination de la magnitude.	7
I.4. Développement des règles parasismiques algériennes	9
I.5. Classification des zones sismiques en Algérie.	10
I.6. La vulnérabilité sismique des structures	11
I.7. L'objectif de conception parasismique des bâtiments	12
I.8. Quelque mauvaise conception	13
I.9. Conclusion	13

CHAPITRE II : Les systèmes de contreventements parasismiques utilisés dans les bâtiments.

II.1 Introduction.....	15
II.2 Définition.....	15
II.3 Le choix de contreventement parasismique.....	16
II.4 Les caractéristiques de contreventement parasismique.....	16
II.5 Le rôle de contreventement parasismique.....	17
II.6 L'importance de contreventement parasismique.....	18
II.7 Principe de base de contreventement parasismique.....	18
II.8 Classification des systèmes de contreventement (RPA 99/2003).....	19
II.8.1 Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.....	19
II.8.2 Portiques avec remplissage en maçonnerie rigide.....	19
II.8.3 Voiles porteurs en béton armé.....	20
II.8.4 Ossature en béton armé contreventée par noyau rigide.....	21
II.8.5 Système mixte (voiles et portiques) avec justification d'interaction portiques –voiles.....	21
II.8.6 Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.....	22
II.8.7 Système fonctionnant en console verticale.....	22
II.8.8 Système à pendule inverse.....	22
II.8.9 Contreventement assuré par pans rigides.....	23
II.8.9.1 Contreventement avec voile en béton armé.....	23
II.8.9.2 Contreventement par triangulation.....	25
II.8.9.3 Contreventement par remplissage en maçonnerie.....	26
II.9 Classification des systèmes de contreventements (RPA 2024).....	26
II.9.1 Système à ossature.....	26
II.9.2 Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature.....	27
II.9.3 Système à ossature et système mixte équivalent à ossature.....	27
II.9.4 Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles.....	28
II.9.5 Système de contreventement constitué par des voiles.....	28
II.9.6 Système à ossature à noyau ou à effet noyau.....	28
II.9.7 Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes.....	28
II.9.8 Système en pendule inversé.....	29
II.9.9 Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé.....	29
II.10 Emplacement et torsion des voiles dans les structures.....	29
II.10.1 Nombre d'éléments de contreventement vertical.....	29
II.10.2 Disposition des éléments verticaux de contreventement.....	30

II.10.3 Torsion des voiles dans les structures.	30
II.11. Stabilité horizontale.	31
II.11.1 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales.	31
II.11.2 Rôle et constitution du contreventement.	32
II.11.3 Diaphragmes.	32
II.11.3.1 Notion des diaphragmes.	32
II.11.3.2 Principe du diaphragme rigide.	33
II.11.4 Elément verticaux de contreventement.	33
II.11.4.1 Nature des éléments verticaux de contreventement.	33
II.12 Les modes de contreventement.	35
II.12.1 Modes de rupture des voiles.	36
II.12.1.1 Modes de rupture des voiles élancés.	36
II.12.1.2 Mode de rupture des voiles courts.	37
II.13 Conclusion.	38

CHAPITRE III :Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.

III.1. Introduction.	40
III.2. Modélisation d'un bâtiment (R+5) en béton armé.	40
III.2.1. Présentation du bâtiment.	40
III.2.2. Redimensionnement.	41
III.2.3. Evaluation des charges et des surcharges.	41
III.3. Caractéristiques du site.	42
III.4. Présentation du projet.	43
III.4.1. Description de l'ouvrage.	44
III.4.2. Caractéristiques géométriques de la structure.	44
III.4.2.1. Dimensions en plan.	44
III.4.2.2. Dimensions en élévation.	44
III.4.3. Données sismiques de la structure. Selon (RPA 99/2003 et RPA 2024)	45
III.4.4. Conception de la structure des bâtiments	45
III.4.5. Les charges	46
III.5. Caractéristiques des matériaux.	46
III.5.1. Béton.	47
III.5.1.1. Définition.	47
III.5.1.2. Composition du béton.	47

III.5.1.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	48
III.5.1.4. La résistance du béton.....	48
III.5.1.5. Module de déformation transversale.....	49
III.5.1.6. Module de Déformation longitudinale du béton.	50
III.5.1.7. Diagramme contraint - déformations du béton.....	50
III.5.1.8. La Contrainte limite de cisaillement	52
III.5.2. Le matériau acier	52
III.5.2.1. Définition	52
III.5.2.2. Types d'acier	52
III.5.2.3. Module d'élasticité longitudinale.....	54
III.5.2.4. Diagramme contraintes-déformations.....	54
III.5.2.5. Contraintes limites d'acier à la traction	54
III.6. Action et sollicitation.	57
III.6.1. Les actions.....	57
III.6.1.1. Définition.....	57
III.6.2. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites.....	58
III.6.2.1. Définition	58
III.6.2.2. Hypothèses de calcul des sections en béton armé	58
III.6.2.3. Les combinaisons d'action.....	59
III.7. Les plans de projet.....	62
III.8. Conclusion.....	67

CHAPITRE IV :Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.

IV.1. Introduction.....	69
IV.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux.	69
IV.2.1. Pré dimensionnement des poutres.	69
IV.2.1.1. Définition.....	69
IV.2.1.2. Le pré dimensionnement.	69
IV.2.1.3. Vérification.....	71
IV.2.2. Pré dimensionnement des poteaux	73
IV.2.2.1. Définition.....	73
IV.2.2.2. Les étapes de pré dimensionnement.....	74
IV.2.2.3. Le pré dimensionnement	74
IV.2.3. Pré dimensionnement des voiles.....	77

IV.2.3.1. Définition.....	77
IV.2.3.2. Pré dimensionnement.....	78
IV.2.3.3. Vérification Pour RDC et étage courant.....	79
IV.3.Pré dimensionnement des éléments non structuraux	80
IV.3.1.Pré dimensionnement des planchers.....	80
IV.3.1.1.Planchers en Corps Creux.....	80
IV.3.1.2. Plancher à dalle plane.....	84
IV.3.2.Pré dimensionnement des escaliers	85
IV.3.2.1.Définition.....	85
IV.3.2.2.Caractéristiques géométriques des escaliers.....	86
IV.3.2.3.Dimensionnement des marches et contremarches.....	87
IV.3.2.4.Nombre de marches et contremarches. RDC et d'étage courant	87
IV.3.2.5.Pré dimensionnement de la poutre palière.....	88
IV.3.3.Pré dimensionnement de l'acrotère	90
IV.3.3.1.Définition.....	90
IV.3.3.2.Pré-dimensionnement	90
IV.3.3.3. Rôles supplémentaires de l'acrotère.....	90
IV.4.Évaluation des charges et des surcharges.....	91
IV.4.1.Évaluation des charges pour un plancher terrasse inaccessible.....	91
IV.4.2.Évaluation des charges pour un plancher étage courant.....	92
IV.4.3.Plancher à dalle plane (Balcon terrasse).....	92
IV.4.4.Plancher a dalle plane (Balcon étage courant).....	93
IV.4.4.1.Garde-corps (mur).....	93
IV.4.5.Les Murs.....	94
IV.4.5.1.Les murs extérieurs.....	94
IV.4.5.2.Les murs intérieurs.....	94
IV.4.6.Escaliers.....	95
IV.4.6.1.Palier.....	95
IV.4.6.2.Volée (paillasse).....	96
IV.4.7.Acrotère.....	96
IV.4.8.Les poutres	97
IV.4.8.1.Poutres principales	97
IV.4.8.2.Poutre secondaires	98
IV.5.Descente de charge.....	98
IV.5.1.Introduction	98

IV.5.2.Rôle de descente des charges	99
IV.5.3.Descente des charges d'exploitation (loi de dégression)	99
IV.5.4.Descente des charges permanentes et des charges d'exploitations (poteaux).....	101
IV.5.4.1. Poteau centrale(P_1).....	101
IV.5.4.2. Poteau de rive(P_2).....	103
IV.5.4.3. Poteau d'angle(P_3).....	105
IV.6.Vérification de la section du poteau.....	107
IV.6.1.Calcul l'effort normal.	107
IV.6.2.Vérification au flambement.....	107
IV.6.3.Calcul de l'effort normal ultime.	108
IV.6.4.Vérification selon CBA93.....	109
IV.6.5.Vérification selon RPA.	110
IV.7.Conclusion.	110

CHAPITRE V :Etude sismique et dynamique.

Partie I : Modélisation et choix de méthode de calcul	112
V.1. Introduction.....	112
V.2. Choix de la méthode de calcul	112
V.2.1. Méthodes utilisables (RPA99/2003 et RPA 2024)	112
V.2.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente.....	112
V.2.3. Méthodes dynamiques.....	113
V.3. Méthode statique équivalente.....	113
V.3.1. Principe.....	113
V.3.2. Modélisation	113
V.3.3. Condition d'application.....	113
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	114
V.4.1. Principe.....	114
V.4.2. Modélisation	114
V.4.3. Domaine d'application	114
V.5. La méthode dynamique par accélérogrammes.....	114
V.5.1. Principe.....	114
V.5.2. Domaine d'application	115
V.6. Choix de la méthode de calcul	115
V.6.1. Vérification de la régularité de Notre bâtiment	115
V.7. Présentation du logiciel de calcul.....	117
V.7.1. Les étapes de modélisation.....	118

V.8. Etude sismique et dynamique	122
V.8.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique	122
V.8.1.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	127
V.8.2. Analyse modale	128
V.8.2.1. Principe	128
V.8.2.2. Objectif de l'étude modale	128
V.8.2.3. Résultats et vérifications liées à l'analyse modale	129
V.8.2.4. Nombre des modes	129
V.8.2.5. Calcul de l'excentricité	130
V.8.3. L'analyse modale spectrale	130
V.8.3.1. Résultats et vérifications liées à l'analyse dynamique	130
V.8.3.2. Spectre de réponse de calcul	131
V.8.3.3. Vérifications spécifiques.....	131
V.8.3.4. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul	132
V.8.3.5. Vérification inter étage des déformations	132
V.8.3.6. Calcul des moments de renversement d'étages.....	134
V.8.3.7. Vérification de l'effet p-delta.....	135
Partie II : Etude des variantes	136
V.9. Etude de la variante 1 (sans voile)	136
V.9.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique	136
V.9.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	139
V.9.3. Analyse modale	141
V.9.3.1. Nombre des modes	141
V.9.3.2. Présentations des résultats dynamiques de l'analyse modale	141
V.9.3.3. Forme modales de la structure non rigidifiée latéralement (graphiquement)	142
V.9.3.4. Vérification de la période.....	143
V.9.3.5. Les résultats statiques de niveau	143
V.9.3.6. Calcul de l'excentricité	143
V.9.4. L'analyse modale spectrale	145
V.9.4.1. Spectre de réponse de calcul	145
V.9.4.2. Vérifications spécifiques.....	146
V.9.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul	147
V.9.4.4. Vérification des déplacements inter étage	147
V.9.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages.....	148
V.9.4.6. Vérification de l'effet p-delta.....	150

V.10. Etude de la variante 2 (Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens X).....	151
V.10.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique	151
V.10.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	154
V.10.3. Analyse modale.....	156
V.10.3.1. Vérification des nombre des modes	156
V.10.3.2. Vérification du comportement dynamique	157
V.10.3.3. Forme modales de la structure rigidifiée	157
V.10.3.4. Vérification de la période.....	158
V.10.3.5. Les résultats statiques de niveau	159
V.10.3.6. Calcul de l'excentricité	159
V.10.4. L'analyse modale spectrale	161
V.10.4.1. Spectre de réponse de calcul	161
V.10.4.2. Vérifications spécifiques.....	162
V.10.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul	162
V.10.4.4. Vérification des déplacements inter étage	163
V.10.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages.....	164
V.10.4.6. Vérification de l'effet p-delta.....	166
V.11. Etude de la variante 3 (Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens Y).	167
V.11.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique	167
V.11.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	170
V.11.3. Analyse modale.....	172
V.11.3.1. Vérification des nombre des modes	172
V.11.3.2. Vérification du comportement dynamique	173
V.11.3.3. Forme modales de la structure rigidifiée	173
V.11.3.4. Vérification de la période.....	174
V.11.3.5. Les résultats statiques de niveau	175
V.11.3.6. Calcul de l'excentricité	175
V.11.4. L'analyse modale spectrale	176
V.11.4.1. Spectre de réponse de calcul	176
V.11.4.2. Vérifications spécifiques.....	177
V.11.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul	178
V.11.4.4. Vérification des déplacements inter étage	180
V.11.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages.....	180
V.11.4.6. Vérification de l'effet p-delta.....	181
V.12. Etude de la variante 4 (voile-voile a).....	183

V.12.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique	183
V.12.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	186
V.12.3. Analyse modale.....	188
V.12.3.1. Nombre des modes.	188
V.12.3.2. Présentations des résultats de l'analyse modale	189
V.12.3.3. Forme modales de la structure non rigidifiée latéralement (graphiquement)	189
V.12.3.4. Vérification de la période.....	191
V.12.3.5. Les résultats statiques de niveau.....	191
V.12.3.6. Calcul de l'excentricité.	191
V.12.4. L'analyse modale spectrale	193
V.12.4.1. Spectre de réponse de calcul	193
V.12.4.2. Vérifications spécifiques.....	194
V.12.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul	194
V.12.4.4. Vérification des déplacements inter étage.	195
V.12.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages.....	196
V.12.4.6. Vérification de l'effet p-delta.	198
V.13. Etude de la variante 5 (voile-voile b)	199
V.13.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique	199
V.13.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	202
V.13.3. Analyse modale.....	204
V.13.3.1. Nombre des modes	204
V.13.3.2. Présentations des résultats de l'analyse modale	205
V.13.3.3. Forme modales de la structure non rigidifiée latéralement (graphiquement)	205
V.13.3.4. Vérification de la période.....	207
V.13.3.5. Les résultats statiques de niveau	207
V.13.3.6. Calcul de l'excentricité	207
V.13.4. L'analyse modale spectrale	209
V.13.4.1. Spectre de réponse de calcul	209
V.13.4.2. Vérifications spécifiques.....	209
V.13.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul	210
V.13.4.4. Vérification des déplacements inter étage	210
V.13.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages.....	211
V.13.4.6. Vérification de l'effet p-delta.....	213
V.14. Etude de la variante 6 (voile –voile c).....	214
V.14.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique	214

V.14.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	217
V.14.3. Analyse modale.....	219
V.14.3.1. Nombres des modes.....	219
V.14.3.2. Vérification du comportement dynamique.....	219
V.14.3.3. Forme modales de la structure rigidifiée.....	220
V.14.3.4. Vérification de la période.....	221
V.14.3.5. Les résultats statiques de niveau.....	221
V.14.3.6. Calcul de l'excentricité.....	222
V.14.4. L'analyse modale spectrale.....	223
V.14.4.1. Spectre de réponse de calcul.....	223
V.14.4.2. Vérifications spécifiques.....	224
V.14.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul.....	224
V.14.4.4. Vérification des déformations inter étage.....	225
V.14.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages.....	226
V.14.4.6. Vérification de l'effet p-delta.....	227
Partie III : Interprétation des résultats et perspectives.....	229
V.15. Déplacement inter étage maximale (Δ_x) et (Δ_y).....	229
V.16. La période maximale.....	230
V.17. L'effort tranchant.....	231
V.18. L'effet (P- Δ).....	232
V.19. Résultat et perspective.....	235
V.20. Conclusion.....	235
Conclusion générale.....	238
Références bibliographiques.....	240

المخلص

تلعب الجدران القصية المصنوعة من الخرسانة المسلحة دورًا أساسيًا في تصميم المباني المقاومة للزلازل، حيث توفر عنصرًا مهمًا في مقاومة القوى الأفقية، وتحد من الإزاحات الجانبية، وتعزز الاستقرار العام للمنشآت.

تهدف هذه الدراسة إلى تقييم تأثير توزيع هذه الجدران على الأداء الزلزالي لمبنى سكني من نوع R+5، يقع في عين أرناط بولاية سطيف، وهي منطقة مصنفة ضمن المنطقة ذات الزلازل المتوسطة (المنطقة II-a) حسب RPA 99/2003، وضمن المنطقة المتوسطة إلى عالية الخطورة الزلزالية (المنطقة IV) حسب RPA 2024، ويقع المبنى في موقع من نوع S₂ (تربة صلبة)، ويصنّف ضمن المجموعة الثانية من حيث الاستخدام.

تتناول الدراسة تحليل سلوك مبنى غير منتظم في المسقط الأفقي، من خلال مقارنة عدة تشكيلات لتوزيع الجدران القصية. وقد تم تصميم العناصر الإنشائية وفقًا للمعايير المعتمدة BAEL 91، CBA 93، RPA 99/2003 و RPA 2024، باستخدام برنامج «ROBOT Structural Analysis 2024» في النمذجة والتحليل.

سمحت المقارنة بين النتائج إلى تحديد التوزيع الأمثل للجدران القصية الذي يتوافق مع متطلبات التصميم المقاوم للزلازل، مما مكّن من تقديم توصيات تهدف إلى تحقيق تصميم أكثر أمانًا وكفاءة للمباني غير المنتظمة.

الكلمات المفتاحية :

الجدران القصية بالخرسانة المسلحة – التصميم المقاوم للزلازل – BAEL 91 – RPA 2024 – RPA 99/2003 – CBA93 – توزيع الجدران القصية – السلوك الزلزالي.

Résumé

Les voiles en béton armé jouent un rôle fondamental dans la conception des bâtiments résistants aux séismes. Ils assurent le contreventement, limitent les déplacements horizontaux et renforcent la stabilité globale des structures.

Cette étude vise à évaluer l'effet de la disposition de ces voiles sur la performance sismique d'un bâtiment résidentiel de type R+5 situé à **Aïn Arnat, wilaya de Sétif**, une région classée en **zone de moyenne sismicité (Zone II-a)** selon le **RPA 99/2003**, et en zone de moyenne sismicité à élevée (**Zone IV**) selon la mise à jour **RPA 2024**. Le site est de type **S₂ (site ferme)** et le bâtiment appartient au **groupe d'usage 2**.

L'étude analyse le comportement sismique d'une structure irrégulière en plan à travers plusieurs configurations de voiles. Le dimensionnement a été effectué selon les normes BAEL 91, CBA 93, RPA 99/2003 et RPA 2024, avec une modélisation via **ROBOT Structural Analysis 2024**.

Une analyse comparative des résultats a permis d'identifier la disposition des voiles la plus conforme aux exigences parasismiques, aboutissant à des recommandations pour une conception plus sûre et efficace des bâtiments irrégulier.

Mots-clés :

Voiles en béton armé – Conception parasismique – RPA 99/2003 – RPA 2024 – BAEL 91 – CBA 93 – Disposition des voiles – Comportement sismique.

Abstract

Reinforced concrete shear walls play a fundamental role in the design of earthquake-resistant buildings. They provide lateral bracing, limit horizontal displacements, and enhance the overall stability of structures.

This study aims to evaluate the effect of the arrangement of these walls on the seismic performance of a residential building of type R+5, located in Ain Arnat, in the wilaya of Sétif. This region is classified as a **moderate seismicity zone (Zone II-a)** according to **RPA 99/2003**, and as a **moderate to high seismicity zone (Zone IV)** according to the **RPA 2024 update**. The site is classified as **S₂ (firm ground)** and the building belongs to **use group 2**.

The study analyzes the seismic behavior of a plan-irregular structure through several shear wall layout configurations. The structural elements were designed in compliance with **BAEL 91, CBA 93, RPA 99/2003, and RPA 2024**, using **ROBOT Structural Analysis 2024** for modeling.

A comparative analysis of the results made it possible to identify the shear wall arrangement that best meets seismic design requirements, leading to recommendations for safer and more efficient design of irregular buildings.

Keywords:

Reinforced concrete shear walls – Seismic design – RPA 99/2003 – RPA 2024 – BAEL 91 – CBA 93 – Shear wall arrangement – Seismic behavior.

Liste des figures

CHAPITRE I : Généralités sur les séismes.

Figure I.1: Schéma illustrant le mécanisme conduisant au séisme.....	2
Figure I.2 : Séismes majeurs qui frappent le territoire algérien d'après GRAAC.....	3
Figure I.3 : Origine de tremblement de terre.	4
Figure I.4 : Les plaques tectoniques.	5
Figure I.5: Différentes types d'ondes	6
Figure I.6 : Différentes types de failles.....	7
Figure I.7: Classification sismique wilaya d'Algérie selon RPA99/2003.	10
Figure I.8 : Classification sismique wilayas d'Algérie selon RPA2024.....	11
Figure I.9 a) b) : Séisme de boumerdes (Zemmouri, 21 mai 2003).....	13

CHAPITRE II : Les systèmes de contreventements parasismiques utilisé dans les bâtiments.

Figure II.1 : Structure en réel avec contreventement parasismique.....	15
Figure II.2 a) b) : Déformation des structures.....	18
Figure II.3 : Ossature contreventée par portique autostables remplie en maçonnerie.....	20
Figure II.4 a) b) : Structure constituée de voiles porteurs en BA uniquement.....	20
Figure II.5 a) b) : Structure à noyau central.....	21
Figure II.6 a) b) : Structure mixte composé par des voiles porteurs couplés à des portiques.....	21
Figure II.7 : Ossature avec console (réservoir d'eau cylindrique).....	22
Figure II.8 : Ossature a pendule inverse (château d'eau).....	22
Figure II.9 : Contreventement avec voile en béton armé.....	23
Figure II.10 : Pan rigide au milieu de la longueur du bâtiment.....	24
Figure II.11 : Pans rigides aux deux extrémités du bâtiment.....	24
Figure II.12 a) b) c) d) : Types des voiles.....	25
Figure II.13 : Contreventements triangulés en X, V et K.....	26
Figure II.14 : Pans de contreventement triangulés.....	26
Figure II.15 : Contreventement par remplissage en maçonnerie.....	26
Figure II.16 : Définition des différents paramètres.....	28
Figure II.17 : Nombre minimal de contreventement vertical.....	29
Figure II.18 a) b) : Disposition des contreventements.....	30
Figure II.19 a) b) : Distance entre les éléments verticaux de contreventement.....	31
Figure II.20 a) b) : Distance entre les éléments horizontaux de contreventement.....	31
Figure II.21 a) b) c) d) : Eléments de contreventement formant un noyau central.....	31

Figure II.22 : Distribution de l'effort horizontal aux contreventements verticaux.....	33
Figure II.23 : Principe diaphragme rigide.....	33
Figure II.24 : Exemples diaphragmes rigides.....	33
Figure II.25 a) b) c) d) : Panneaux rigides assurant le contreventement vertical.....	34
Figure II.26 a) b) : Palées de stabilités triangulées résistant à la traction et à la compression.....	34
Figure II.27 : Arcs et portiques constituant des éléments de contreventement vertical.....	35
Figure II.28 a) b) c) d) : Les modes de contreventement.....	36
Figure II.29 : Les modes de rupture des voiles élancés.....	37
Figure II.30 : Les modes de rupture des voiles courts.....	37

CHAPITRE III : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.

Figure III.1 a) b) : Carte de zonage sismique.....	43
Figure III.2 : Dimension en plan.....	44
Figure III.3 :Déformation transversale.....	49
Figure III.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton ELU (BAEL).....	50
Figure III.5 : Diagramme contrainte- déformation du béton ELS (BAEL).....	51
Figure III.6 : Le diagramme de contrainte rectangulaire simplifié.....	52
Figure III.7 : Diagramme contrainte -déformation de l'acier (BAEL).....	54
Figure III.8 : Diagramme contrainte- déformation a ELU (BAEL).....	55
Figure III.9 : Diagramme de déformation limite de la section (BAEL).....	59
Figure III.10 :Vue en plan RDC.....	62
Figure III.11 : Plan de la façade principale.....	63
Figure III.12 : Vue en plan des étages courants.....	64
Figure III.13 : Vue en plan de la toiture.....	66
Figure III.14 : Plan de la coupe longitudinale (CoupeA-A).....	67

CHAPITRE IV: : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

Figure IV.1a) b) :Dimensions de la poutre.....	67
Figure IV.2 a) b) :Dimension du panneau servant au pre dimensionnement.....	70
Figure IV.3 :Dimension a respecter pour les poutres RPA99/2003 ART 7.5.1.....	71
Figure IV.4 : Dimension à respecter les poutres RPA2024 art 7.5.1.....	72
Figure IV.5 a) b) :Dimension de la putre principale et secondaire.....	73
Figure IV.6 :La section reduite du beton.....	75
Figure IV.7 :Coffrage des poteaux (Art 7.4.1. P61, RPA99/2003).....	76
Figure IV.8 : Coffrage des poteaux (Art, 7.4.1, P61,RPA 2024).....	77

Figure IV.9. a) b) : Les dimension de voile.....	77
Figure IV.10 a) b) : Schéma des voiles.....	78
Figure IV.11 a) b) : Spécification et l'épaisseur minimale des différentes configurations.....	79
Figure IV.12 a) b) : Plancher a corps creux.....	80
Figure IV.13: Les composants du plancher a corps creux.....	81
Figure IV.14 a) b): Pre dimensionnement des poutrelles.....	82
Figure IV.15 a) b): Pré dimensionnement des poutrelles.....	83
Figure IV.16 a) b): Plancher a dalle pleine.....	85
Figure IV.17: Représentation de l'escalier.....	86
Figure IV.18: Schéma de l'escalier.....	87
Figure IV.19: Dimensionnement de l'escalier.....	88
Figure IV.20: Dimension de la poutre paliere.....	90
Figure IV.21: Dimension de l'acrotère.....	91
Figure IV.22: Plancher terrasse inaccessible.....	92
Figure IV.23: Plancher étage courant.....	93
Figure IV.24: Balcon terrasse inaccessibles.....	93
Figure IV.25 a) b) : Coup long du mur extérieur.....	95
Figure IV.26 a) b): Coup long du mur interieur.....	96
Figure IV.27: Schema d'escalier.....	97
Figure IV.28: Dimension de l'acrotère.....	98
Figure IV.29: Schéma représentatif	101
Figure IV.30: La dégression des charges.....	102
Figure IV.31: Poteau central (P ₁) (B-2).....	103
Figure IV.32: Poteau de rive (P ₂) (A-2).....	105
Figure IV.33: Poteau d'angle (P ₃).....	107
Figure IV.34 a) b): Dimension de poteau.....	110

CHAPITRE V : Etude sismique et dynamique.

Figure V.1: Vue en plan.....	115
Figure V.2: Limites des décrochements en plan.....	116
Figure V.3: Limite de décrochement en élévation.....	117
Figure V.4 a) b): L'interface du logiciel utilisée (ROBOT version 2024).....	118
Figure V.5: Etude d'une coque.....	118
Figure V.6 a) b): Initialisation des paramètres et unité du modèle.....	119
Figure V.7 a) b): Définition des combinaisons des charges.....	119

Figure V.8 a) b) c) d): Définition des lignes de construction.....	119
Figure V.9 a) b) c): Définition des éléments linéaires.....	120
Figure V.10: Création des escaliers.....	120
Figure V.11 a) b) c) d): Affectation des charges des dalles.....	121
Figure V.12 a) b) c): Création des fondations.....	122
Figure V.13: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	127
Figure V.14: Déplacement inter étages.....	133
Figure V.15: Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.....	134
Figure V.16: L'effet (P- Δ).....	135
Figure V.17: La distribution de l'effort normal de la variante 1.....	136
Figure V.18: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 1..	139
Figure V.19: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 1..	140
Figure V.20 a) b): Le 1er mode de la variante 1.....	142
Figure V.21 a) b): Le 2ème mode de la variante 1.....	142
Figure V.22 a) b): Le 3 ^{ème} mode de la variante 1.....	142
Figure V.24: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT suivant x de la variante 1.....	145
Figure V.25: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT suivant y de la variante 1.....	145
Figure V.26: Le poteau le plus sollicité par logiciel ROBOT.....	146
Figure V.27 a) b): Configuration en plan de la variante 2.....	151
Figure V.28: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles.....	152
Figure V.29: La distribution de l'effort normal de la variante 2.....	153
Figure V.30: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 2..	156
Figure V.31: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens y de la variante 2..	156
Figure V.32 a) b): Le 1 ^{er} mode de la variante 2.....	158
Figure V.33 a) b): Le 2 ^{ème} mode de la variante 2.....	158
Figure V.34 a) b): Le 3 ^{ème} mode de la variante 2.....	158
Figure V.35: Centre de gravité et centre de masse d'après logiciel ROBOT de la variante 2.....	161
Figure V.36: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT 2024 suivant x de la variante 2.....	161
Figure V.37: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT 2024 suivant y de la variante 2.....	161
Figure V.38 a) b): La distribution des voiles de la variante 3.....	167
Figure V.39: Distribution de l'effort normale de la variante 3.....	168
Figure V.40: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 3..	171
Figure V.41: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens y de la variante 3..	172
Figure V.42 a) b): Le 1 ^{er} mode de la variante 3.....	174

Figure V.43 a) b): Le 2 ^{ème} mode de la variante 3.....	174
Figure V.44 a) b): Le 3 ^{ème} mode de la variante 3.....	174
Figure V.45: Centre de gravité et centre de masse d'après logiciel ROBOT de la variante 3.....	177
Figure V.46: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT 2024 suivant x de la variante 3.....	177
Figure V.47: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT 2024 suivant y de la variante 3.....	177
Figure V.48 a) b): La distribution des voiles de la variante 4.....	183
Figure V.49: La distribution de l'effort normal de la variante 4.....	184
Figure V.50: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens x de la variante 4..	187
Figure V.51: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 4..	188
Figure V.52 a) b): Le 1 ^{er} mode de la variante 4.....	190
Figure V.53 a) b): Le 2 ^{ème} mode de la variante 4.....	190
Figure V.54 a) b): Le 3 ^{ème} mode de la variante 4.....	190
Figure V.55: Centre de gravité et centre de masse d'après logiciel ROBOT de la variante 4.....	193
Figure V.56: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT suivant x de la variante 4.....	193
Figure V.57: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT suivant x de la variante 4.....	193
Figure V.58 a) b): La distribution des voiles de la variante 5.....	199
Figure V.59: La distribution de l'effort normal de la variante 5.....	200
Figure V.60: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens x de la variante 5..	203
Figure V.61: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 5..	204
Figure V.62 a) b): Le 1 ^{er} mode de la variante 5.....	206
Figure V.63 a) b): Le 2 ^{ème} mode de la variante 5.....	206
Figure V.64 a) b): Le 3 ^{ème} mode de la variante 5.....	206
Figure V.65: Centre de gravité et centre de masse d'après logiciel ROBOT de la variante 5.....	208
Figure V.66: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT suivant x de la variante 5.....	209
Figure V.67: Le spectre de réponse d'après logiciel ROBOT suivant x de la variante 5.....	209
Figure V.68 a) b): La distribution des voiles de la variante 6.....	214
Figure V.69: Distribution de l'effort normale de la variante 6.....	215
Figure V.70: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 6..	218
Figure V.71: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 6..	219
Figure V.72 a) b): Le 1 ^{er} mode de la variante 6.....	220
Figure V.73 a) b): Le 2 ^{ème} mode de la variante 6.....	220
Figure V.74 a) b): Le 3 ^{ème} mode de la variante 6.....	220
Figure V.75: Centre de gravité et centre de masse d'après logiciel ROBOT de la variante 6.....	223
Figure V.76: Spectre de réponse suivant x de la variante 6.....	223

Figure V.77: Spectre de réponse suivant y de la variante 6.....	223
Figure V.78: Déplacements inter-étages maximaux en fonction des variantes étudiées.....	230
Figure V.79: Illustre la variation de la période en fonction du système de contreventement adopté dans chaque configuration.....	231
Figure V.80: L'effort tranchant a la base selon les 6 variantes.....	232
Figure V.81: L'effet maximal (P- Δ) selon les 6 variantes.....	233
Figure V.82 a) b): La disposition des voiles de la variante 6.....	234

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Les systèmes de contreventements parasismiques utilisés dans les bâtiments.

Tableaux II.1 : Système à ossature.	27
Tableaux II.2 : Système à contreventement mixte.	27
Tableaux II.3 : Système à ossature et système mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide.	27

CHAPITRE III :Présentation de projet et caractéristiques des matériaux.

Tableau III.1 : Les types et les caractéristiques d'acier.....	53
Tableau III.2: Les caractéristiques mécaniques du béton.....	56
Tableau III.3: Les caractéristiques mécaniques de l'acier.....	57

CHAPITRE IV : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

Tableau IV.1:Tableau récapitulatif.	72
Tableau IV.2: Tableau récapitulatif.	73
Tableau IV.3: Charge permanente et exploitation du plancher terrasse inaccessible.	92
Tableau IV.4: Les charges permanentes et exploitation des planchers étages courant.....	93
Tableau IV.5: Les charges permanentes et exploitations du balcon terrasse.	94
Tableau IV.6: Les charges permanentes et exploitations du balcon étage courant.	94
Tableau IV.7 : Les charges permanentes du garde-corps.....	94
Tableau IV.8: Les charges permanentes des murs extérieurs.....	95
Tableau IV.9: Les charges permanentes des murs intérieurs.	96
Tableau IV.10: Les charges permanentes et exploitation du palier.	97
Tableau IV.11:Les charges permanentes et exploitation du volée.	97
Tableau IV.12: Les charges permanentes et exploitation de l'acrotère.	99
Tableau IV.13: Les charges permanentes de la poutre principales.....	99
Tableau IV.14: Les charges permanentes de la poutre secondaire.	99
Tableau IV.15: Charges permanentes et charges exploitations.	100
Tableau IV.16 : Descente des charges d'exploitations.	102
Tableau IV.17: La descente des charges permanentes G du poteau central (P_1).....	104
Tableau IV.18: La descente des charges d'exploitations Q du poteau central (P_1).	105

Tableau IV.19: La descente des charges permanentes G du poteau de rive (P_2).....	106
Tableau IV.20: La descente des charges d'exploitation Q du poteau de rive (P_2).....	107
Tableau IV.21: La descente des charges G du poteau d'angle (P_3).	108
Tableau IV.22: La descente des charges d'exploitations Q du poteau d'angle (P_3).	109
Tableau IV.23: Tableau recapitulatif.	109
Tableau IV.24: Tableau recapitulatif.	110
Tableau IV.25: Tableau récapitulatif selon les verification de CBA93.	112
Tableau IV.26: Tableau récapitulatif selon les verification de RPA99/2003.....	112
Tableau IV.27: Tableau rëcapitulatif selon les vërification de RPA2024	113

CHAPITRE V : Etude sismique et dynamique.

Tableau V.1: Coefficient d'accélération de zone.....	122
Tableau V.2: Valeurs des pénalités Pq	124
Tableau V.3: Valeur de coefficient C_T	125
Tableau V.4: La valeur T choisie.	125
Tableau V.5: Valeur T1 et T2.....	126
Tableau V.6: Les valeur de ξ %.....	126
Tableau V.7: Tableau récapitulatif des déplacements relatifs.	133
Tableau V.8: Tableau récapitulatif de déplacement horizontal.	133
Tableau V.9: Tableau récupératif de la variante 1.	137
Tableau V.10: Tableau récupératif de la variante 1.	138
Tableau V.11: Tableau récupératif des résultats de la variante 1.	139
Tableau V.12: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de variante 1.....	139
Tableau V.13: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 1.....	140
Tableau V.14: Modes à considérer et ces périodes de la variante 1.....	141
Tableau V.15: Les résultats statiques de la variante 1.	143
Tableau V.16: Excentricité théorique et accidentelle de la variante 1.....	144
Tableau V.17: Vérification de l'excentricité de la variante 1.....	144
Tableau V.18: Vérification de Sollicitations normales de la variante 1.....	146
Tableau V.19: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 1.	147
Tableau V.20: Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 1.	147
Tableau V.21: Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 1.	148

Tableau V.22: Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 1.....	149
Tableau V.23: Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 1.....	149
Tableau V.24: Vérification de la stabilité au renversement de la variante 1.....	150
Tableau V.25: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 1.	150
Tableau V.26: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y de la variante 1.	151
Tableau V.27: Tableau récupératif de la variante 2.	152
Tableau V.28: Tableau récupératif de la variante 2.	153
Tableau V.29: Tableau récupératif de la variante 2.	153
Tableau V.30: Tableau récupératif des résultats de la variante 2.	154
Tableau V.31: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 2.....	155
Tableau V.32: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 2.....	155
Tableau V.33: Modes à considérer et ces périodes de la variante 2.	157
Tableau V.34: Les résultats statiques de la variante 2.	159
Tableau V.35: Excentricité théorique et accidentelle de la variante 2.	160
Tableau V.36: Vérification de l'excentricité de la variante 2.....	160
Tableau V.37: Vérification de Sollicitations normales de la variante 2.....	162
Tableau V.38: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 2.	162
Tableau V.39: Vérification de sollicitations normale de la variante 2.	163
Tableau V.40: Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 2.	163
Tableau V.41: Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 2.	164
Tableau V.42: Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 2.....	165
Tableau V.43: Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 2.....	165
Tableau V.44: Vérification de la stabilité au renversement de la variant 2.	166
Tableau V.45: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 2.	166
Tableau V.46: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y de la variante 2.	167
Tableau V.47: Tableaux récupératif de la variante 3.	168
Tableau V.48: Tableau récupératif de la variante 3.	169
Tableau V.49: Tableau récupératif de la variante 3.	169
Tableau V.50: Tableau récupératif des résultats de la variante 3.	170
Tableau V.51: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 3.....	171

Tableau V.52: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 3.....	171
Tableau V.53: Modes à considérer et ces périodes de la variante 3.	173
Tableau V.54: Les résultats statique de la variante 3.....	175
Tableau V.55: Excentricité théorique et accidentelle de la variante 3.....	175
Tableau V.56: Vérification de l'excentricité de la variante 3.....	176
Tableau V.57: Vérification de Sollicitations normales de la variante 3.....	177
Tableau V.58: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 3.	178
Tableau V.59: Tableau récupératif de la variante 3.	178
Tableau V.60: Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 3.	179
Tableau V.61: Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 3.	179
Tableau V.62: Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 3.....	180
Tableau V.63: Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 3.....	181
Tableau V.64: Vérification de la stabilité au renversement de la variante 3.....	181
Tableau V.65: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 3.	182
Tableau V.66: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y de la variante 3.	182
Tableau V.67: Tableau récupératif de la variante 4.	183
Tableau V.68: Tableau récupératif de la variante 4.	184
Tableau V.69: Tableau récupératif de la variante 4.	185
Tableau V.70: Tableau récupératif des résultats de la variante 4.	186
Tableau V.71: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 4.....	187
Tableau V.72: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 4.....	188
Tableau V.73: Modes à considérer et ces périodes de la variante 4.....	189
Tableau V.74: Les résultats statique de la variante 4.	191
Tableau V.75: Excentricité théorique et accidentelle de la variante 4.....	192
Tableau V.76 : Vérification de l'excentricité de la variante 4.....	192
Tableau V.77: Vérification de sollicitation normale de la variante 4.	194
Tableau V.78: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 4.	194
Tableau V.79: Tableau récupératif de la variante 4	195
Tableau V.80: Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 4.	195
Tableau V.81: Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 4	196
Tableau V.82: Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 4.....	197

Tableau V.83: Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 4.....	197
Tableau V.84: Vérification de la stabilité au renversement de la variante 4.....	198
Tableau V.85: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 4.	198
Tableau V.86: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y de la variante 4.	199
Tableau V.87: Tableau récupératif de la variante 5.	200
Tableau V.88: Tableau récupératif de la variante 5.	201
Tableau V.89: Tableau récupératif de la variante 5.	201
Tableau V.90: Tableau récupératif des résultats de la variante 5.	202
Tableau V.91: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 5.....	203
Tableau V.92: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 5.....	203
Tableau V.93: Modes à considérer et ces périodes de la variante 5.....	205
Tableau V.94: Les résultats statique de la variante 5.....	207
Tableau V.95: Excentricité théorique et accidentelle de la variante 5.....	207
Tableau V.96: Vérification de l'excentricité de la variante 5.....	208
Tableau V.97: Vérification de sollicitations normale de la variante 5.....	209
Tableau V.98: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 5.	210
Tableau V.99: Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique de la variante 5.	211
Tableau V.100: Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 5.....	211
Tableau V.101: Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 5.....	212
Tableau V.102: Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 5.....	212
Tableau V.103: Vérification de la stabilité au renversement de la variante 5.....	213
Tableau V.104: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 5.....	213
Tableau V.105: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y de la variante 5.....	214
Tableau V.106: Tableau récupératif de la variante 6.	215
Tableau V.107: Tableau récupératif de la variante 6.	216
Tableau V.108: Tableau récupératif de la variante 6.	216
Tableau V.109: Tableau récupératif des résultats de la variante 6.....	217
Tableau V.110: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 6.....	218
Tableau V.111: Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 6.....	218
Tableau V.112: Modes à considérer et ces périodes de la variante 6.	219

Tableau V.113: Les résultats statiques de la variante 6.....	221
Tableau V.114: Excentricité théorique et accidentelle de la variante 6.....	222
Tableau V.115: Vérification de l'excentricité de la variante 6.....	222
Tableau V.116: Vérification de sollicitation normal la variante 6.....	224
Tableau V.117: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 6.	224
Tableau V.118: Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique de la variante 6.	225
Tableau V.119: Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique de la variante 6.	225
Tableau V.120: Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 6.....	226
Tableau V.121 : Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 6.....	227
Tableau V.122: Vérification de la stabilité au renversement de la variante 6.....	227
Tableau V.123: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 6.....	228
Tableau V.124: Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y des variantes 6.	228
Tableau V.125: Déplacements inter-étages maximaux pour les 6 variantes étudiées.	229
Tableau V.126: Périodes fondamentales selon les 6 variantes.	230
Tableau V.127: Effort tranchant à la base selon les 6 variantes.	231
Tableau V.128: L'effet maximal (P- Δ) selon les 6 variantes.....	232

Liste des symboles

- **A** : Amplitude maximale mesurée sur le sismographe en micromètre.
- **A₀** : Amplitude de référence correspondant à l'amplitude de distance 0 à 100km.
- **Δ**: La distance épacentrale (km).
- **ρ** : La densité du béton.
- **L_x** : la longueur totale.
- **L_y** : La largeur totale.
- **H** : La hauteur.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : état limite de service.
- **ε_{bu}** : Raccourcissement ultime du béton.
- **ε_{su}** : Allongement de l'acier.
- **n** : Coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton.
- **f_{cj}** : La résistance caractéristique à la compression du béton à " J " jours.
- **f_{tj}** : La résistance caractéristique à la traction du béton à " J " jours.
- **f_{c28}** : La résistance caractéristique à " 28 " jours.
- **E_{ij}** : Module de la déformation instantanée du béton.
- **h** : profondeur hypo centrale.
- **Q** : Fonction de calibration dépendant des deux précédents paramètres
- **T** : Période dominante
- **C** : Constante de calibration =2.76 pour un sismographe de type Wood-Anderson.
- **B_r** : Section réduite du béton.
- **A** : La section d'acier comprimé.
- **μ** : Moment réduit.
- **A_s** : La section de l'acier.
- **A_{max}** : La section d'armatures maximales.
- **E** : Module de la déformation longitudinale (module de Young).
- **ν**: Coefficient de poisson.
- **τ_u** : Contraintes de cisaillement à ELU.
- **f_{bu}, σ_{bc}** : Contrainte ultime du béton en compression.
- **γ_b** : Coefficient de sécurité de béton.
- **γ_s** : Coefficient de sécurité d'acier.
- **I₀** : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
- **X_G ; Y_G** : Les coordonnées de centre de gravité.

- E_{vj} : Module de la déformation différé du béton.
- G : Module de la déformation transversale.
- f_r : Limite de rupture de l'acier.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- σ_{st} : Contraintes de traction d'acier.
- G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : Action variable dite de base.
- ρ : La masse volumique du béton .
- L : Longueur de la plus grande portée.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.
- l_w : Représente la longueur du voile.
- a, b_w : L'épaisseur minimale.
- e : Epaisseur du palier de repos.
- L_0 : Longueur totale d'escalier.
- g : Giron : marche.
- H : Hauteur de là contre marche.
- h_e : La hauteur des voiles
- $X_r ; Y_r$: Les coordonnées de centre de rigidité.
- G : Les charges permanents
- Q : Les charges d'exploitation
- η : Coefficient de fissuration.
- Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.
- F_A : Valeur de l'action accidentelle.
- Q_i : Charge variable d'accompagnement.
- ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.
- F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- N_u : Est l'effort normal ultime pondéré,
- B_r : Est la section de béton réduit
- α : Est coefficient qui dépend de l'élancement de l'élément poteau λ
- e : Epaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).
- L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles
- n_c : Nombre de contre marche
- n_m : Nombre de marche
- α : Angle d'inclinaison
- e_1 : Epaisseur de la paillasse.
- a, b_w : L'épaisseur des voiles

- **S** : La surface transversale totale de l'acrotère
- **L_f** : Longueur de flambement.
- **i**: Le rayon de giration.
- **I** : Moment d'inertie du poteau.
- **A** : Coefficient de comportement global de la structure.
- **α**: Coefficient d'élanement mécanique.
- **Q** : Facteur de qualité
- **λ** : Elancement mécanique.
- **T_{analytique}** : La période fondamentale (logiciel).
- **T₁, T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- **η** : Facteur de correction d'amortissement.
- **ξ** : Le pourcentage d'amortissement critique.
- **P_q**: Valeurs de pénalités.
- **h_N** : La hauteur totale de la structure.
- **β** : coefficient de pondération.
- **D** : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.
- **k** : Le nombre minimal de modes.
- **N** : Est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.
- **h_e, l_{el}** : Hauteur libre des poteaux.
- **A** : Aire de poteau.
- **λ** : L'élanement des poteaux.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure.
- **W** : Poids total de la structure.
- **T_{empirique}** : La période fondamentale (formule empirique).
- **N_u** : Effort normal d'état limite ultime de
- **V_k** : L'effort tranchant au niveau de l'étage "k".
- **V** : L'effort tranchant à la base.
- **F_t** : La force concentrée au sommet de la structure.
- **F_i** : La force horizontale concentrée au niveau "i".
- **h_i** : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i.
- **h_j** : Niveau du plancher quelconque.
- **W_i** : Poids revenant au plancher "i".
- **τ_{bu}** : Contrainte de cisaillement maximal dans les directions Y, Z.
- **λ_g** : L'élanement géométrique du poteau
- **F_s** : Le coefficient de sécurité

- e_{x0} ; e_{y0} : Excentricité théorique
- e_{x1} ; e_{y1} : Excentricité accidentelle
- N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.
- $\overline{\tau_{bu}}$: Contrainte limite de cisaillement.
- δ_k : Le déplacement horizontal.
- Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".
- Δ_{adm} : Les déplacements relatifs
- M_S : Moment stabilisant
- X_G : La distance entre le point d'extrême et le centre de gravité suivant x.
- Y_G : La distance entre le point d'extrême et le centre de gravité suivant y.
- M_r : Le moment de renversement.
- θ : Les effets du 2ème ordre (ou effet P- Δ)
- H_a : La hauteur d'ancrage.
- h'_i : La hauteur totale jusqu' au niveau de contact sol-fondation.
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

Introduction générale.

Introduction générale

L'analyse du comportement des structures sous l'effet des séismes constitue un enjeu majeur en ingénierie civile. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment dépend non seulement des caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi de la rigidité de la structure, de sa masse et de sa distribution. Conformément aux principes de la dynamique des structures, l'action sismique imposée à un édifice est proportionnelle à l'accélération du sol et à la masse du bâtiment, ce qui entraîne une réponse dynamique complexe comprenant des oscillations forcées, suivies d'oscillations libres qui s'amortissent progressivement en fonction des propriétés dissipatives de la structure.

Pour faire face à ces sollicitations, l'ingénieur en génie civil doit concevoir des édifices capables de résister aux charges sismiques tout en respectant les critères de sécurité, d'économie et de fonctionnalité.

L'un des aspects fondamentaux de la conception parasismique réside dans le choix du système de contreventement, qui joue un rôle clé dans la stabilité globale du bâtiment en limitant les déplacements horizontaux et en redistribuant efficacement les efforts internes.

Ce choix dépend de plusieurs paramètres, notamment la catégorie du site, la hauteur du bâtiment, sa fonction et les contraintes architecturales. Parmi les systèmes les plus efficaces, le système mixte (voiles-portiques) se distingue par un bon compromis entre rigidité et ductilité, améliorant ainsi la réponse dynamique de la structure.

❖ Problématique

La présente étude porte sur l'analyse du comportement sismique d'un bâtiment résidentiel de type R+5, situé dans la ville de Sétif « Ain Arnat », en Algérie. Cette région est classifiée par les règles **RPA 99/version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (**Zone II-a**), et classée Selon **RPA 2024** comme une zone de moyenne sismicité à élevée (**IV**).

Ce bâtiment est irrégulier en plan, c'est-à-dire que la distribution de ses masses et de ses éléments porteurs (voiles, portiques) n'est pas symétrique. Cette irrégularité géométrique engendre des effets de torsion, une redistribution complexe des efforts et un comportement dynamique difficile à prévoir, rendant la structure plus vulnérable en cas de séisme.

L'objectif de cette recherche est donc d'étudier six configurations différentes de répartition des voiles a fin de :

- Analyser l'influence de la répartition des voiles sur la réponse dynamique du bâtiment.
- Évaluer l'impact de chaque configuration sur la répartition des efforts internes et la dérive entre étages (drift inter-étage).
- Identifier la disposition qui offre la meilleure performance en termes de stabilité et de limitations des déformations.

❖ Méthodologie

Pour atteindre cet objectif, l'étude est organisée selon le plan suivant :

- ☞ Chapitre 1 : Généralité sur les séismes
- ☞ Chapitre 2 : Les systèmes de contreventements.
- ☞ Chapitre 3 : Présentation de projet et caractéristique des matériaux

☞ Chapitre 4 : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.

☞ Chapitre 5 : Etude sismique et dynamique.

- Partie 1 : Modélisation et choix de méthodes de calculs.

- Partie 2 : Etude des variantes.

- Partie 3 : Interprétation des résultats et perspectives.

❖ **Importance de l'étude**

Cette recherche contribue à l'amélioration de la conception des bâtiments en zones sismiques, en mettant en évidence l'importance de la disposition des voiles dans l'optimisation du comportement dynamique des structures. Grâce à l'analyse de six variantes, cette étude vise à fournir des recommandations techniques basées sur une approche scientifique et numérique, permettant d'optimiser la répartition des voiles porteurs pour garantir une meilleure performance structurelle face aux séismes.

« Ce ne sont pas les séismes qui tuent, mais bien la main de l'homme. »

Chapitre I :
Généralité sur les séismes.

I.1.Introduction

Les séismes, ou tremblements de terre, sont des phénomènes géologiques majeurs qui peuvent avoir des conséquences catastrophiques tant sur le plan humain qu'économique. Ils résultent des mouvements de la croûte terrestre, provoqués par la déformation et la rupture des plaques tectoniques.

Ces événements, bien que naturels, surviennent souvent de manière imprévisible, créant ainsi une menace constante pour les zones à risque sismique.

L'histoire de la sismicité dans ce pays a été mieux comprise grâce à l'émergence de la théorie de la tectonique des plaques, dans les années 1960, qui a permis d'expliquer la dynamique des séismes en reliant les mouvements des plaques terrestres aux phénomènes sismiques [6].

Cette compréhension est essentielle pour développer des stratégies de prévention, notamment en matière de construction et de renforcement des structures, afin de minimiser les effets dévastateurs des séismes sur les populations et les infrastructures.

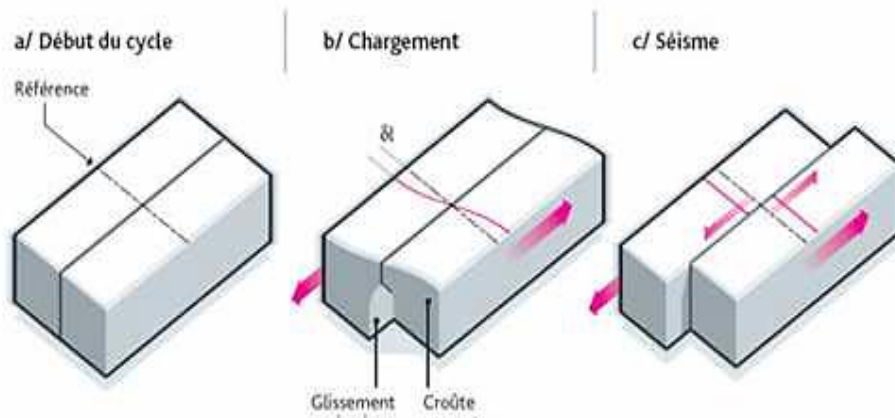


Figure I.1: Schéma illustrant le mécanisme conduisant au séisme [8].

De façon générale, les séismes se produisent à la limite des plaques tectoniques. De par sa situation géographique, l'Algérie se situe à proximité de l'interface entre la plaque Eurasienne au nord et la plaque Africaine au sud. Ce qui fait de l'Algérie un pays à sismicité active, qui peut être sujet à des séismes violents. Cela a été clairement observé à travers l'histoire des séismes en Algérie [7].

I.2.Historique du séisme en Algérie. [RPA2024]

L'Algérie, située dans une zone sismique active, a connu de nombreux séismes entre 1988 et 2024, avec des événements de différentes intensités, souvent dévastateurs (**Figure I.2**).

Voici un aperçu des principaux séismes survenus pendant cette période :

Séisme	La date	La magnitude
Séisme Constantine (1985)	9 octobre 1985	6,0.
Séisme d'Oued Djer (1988)	13 août 1988	5,6
Séisme de Tipaza (1989)	22 mai 1989	5,7
Séisme de Beni Chougrane(1994)	19 mai 1994	5,8
Séisme d'Ain T'émouchent(1999)	17 mai 1999	5,5
Séisme de Beni Ourtilane (2000)	26 décembre 2000	5.4
Séisme de Boumerdes (2003)	21 mai 2003	6,8
Séisme de Chlef (2006)	18 avril 2006	6 ,3
Séisme de Tizi Ouzou (2008)	29 août 2008	5,6
Séisme de Béjaïa (2010)	22 février 2010	5,5
Séisme de Blida (2014)	17 mai 2014	5,1
Séisme de Médéa (2020)	7 octobre 2020	5,2

Cet historique montre que l'Algérie reste une région particulièrement vulnérable aux tremblements de terre, avec des séismes réguliers qui affectent ses populations et ses infrastructures. Bien que des efforts aient été faits pour renforcer la résistance des bâtiments et améliorer la gestion des risques, la menace sismique demeure un défi constant pour la sécurité et le développement du pays.

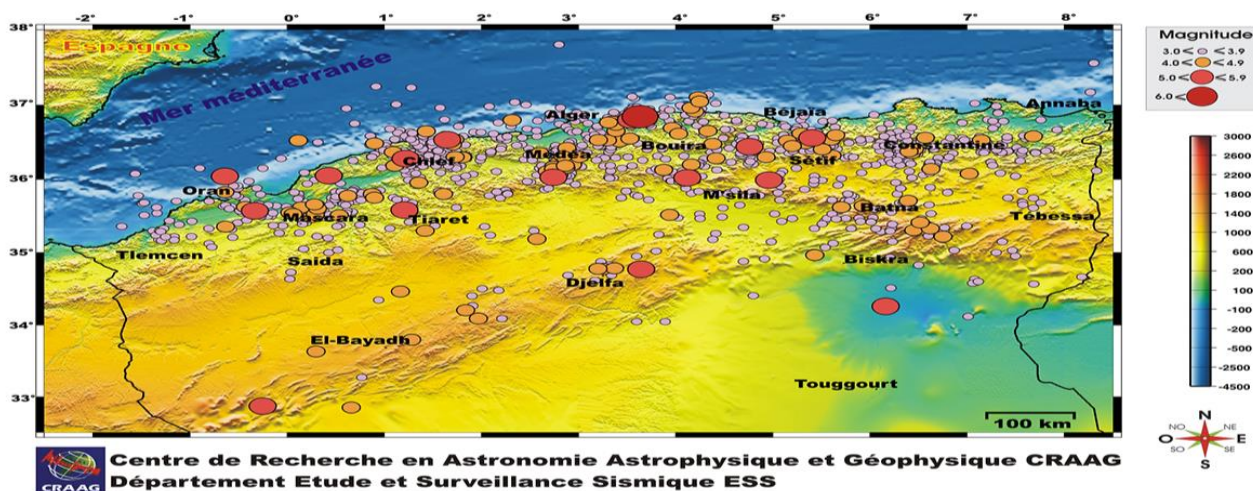


Figure I.2 : Séismes majeurs qui frappent le territoire algérien d'après GRAAC.

I.3.Généralité sur les séismes

I.3.1.Définition et naissance du séisme

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique et d'origine naturelle. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer [8].

La projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme. Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent, sous la forme de paquets d'ondes sismiques, autour et au travers du globe terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau [8] (**Figure I.3**).

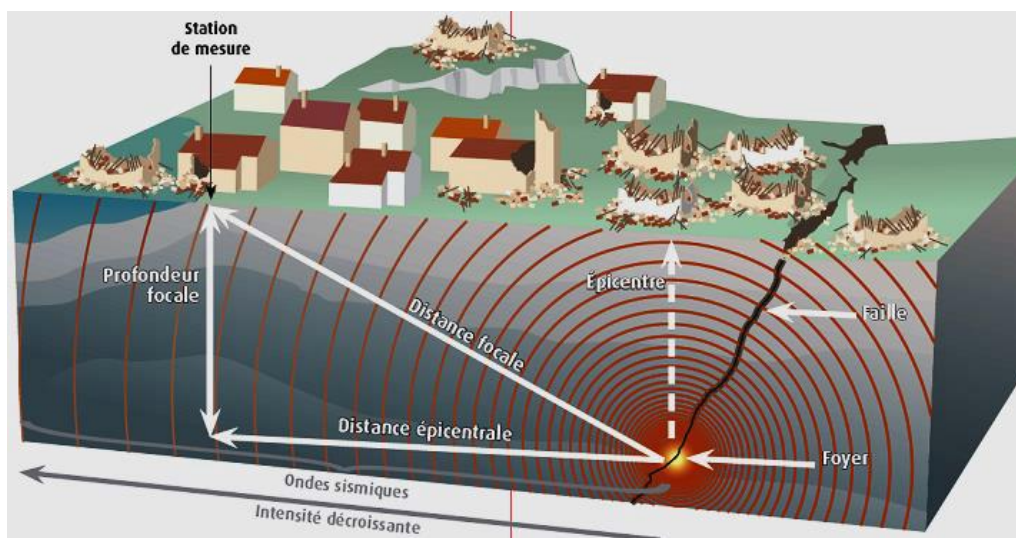


Figure I.3 : Origine de tremblement de terre [8].

I.3.2.Cause des tremblements de terre

La cause la plus probable la théorie de la tectonique des plaques.

Les séismes d'origine tectonique résultent d'un état de contrainte du sous-sol du globe terrestre, en constante évolution.

I.3.3.Qu'est-ce qu'une plaque ?

La superficie des plaques est variable (mineures et majeures) et d'épaisseurs comprise entre 70 et 100 km suivant que il s'agit d'une plaque océanique ou continentale. « Elle se caractérise par des vitesses relatives allant d'un centimètre par an à plus d'une dizaine de centimètre par ans.

Les vitesses sont qualifiées de lentes si elles ne dépassent pas 2 cm/an. Elles sont moyennes si elles ne dépassent pas 5 cm/an et d'élevées si elles sont supérieures à 8 cm/an [15] (**Figure I.5**).

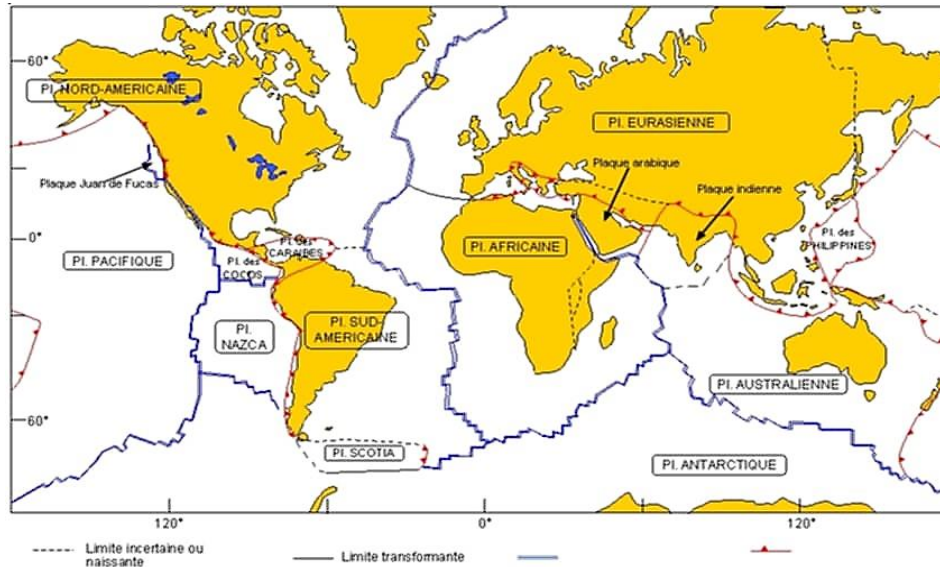


Figure I.4 : Les plaques tectoniques [13].

I.3.4. Les Mouvements Des Plaques

Les plaques peuvent s'écarter l'une de l'autre à des vitesses de quelques centimètres par an : ces mouvements dits de divergence se produisent au niveau des dorsales océaniques. Ces dorsales sont des sortes de montagnes sous-marines qui séparent les principaux bassins océaniques de la Terre et dont le sommet est caractérisé par une sorte de vallée (rift) [14].

I.3.5. Différents types d'ondes

Lors de la rupture des roches, l'énergie est émise sous forme d'ondes élastiques qui se propagent à l'intérieur de la Terre. On distingue deux types d'ondes : les ondes de compression/dilatation et les ondes de cisaillement (**Figure I.5**).

Les ondes de compression – dilatation (ondes longitudinales) sont appelées **ondes P** (primaires) car elles sont plus rapides (1,8 fois) que les ondes de cisaillement (ondes transversales) appelées **ondes S** (secondaires) [14].

Lorsque le train d'onde arrive au niveau de la surface, il se forme des ondes qui se propagent parallèlement à la surface libre, les **ondes de Love et Rayleigh**. Elles sont, en général, de forte amplitude et peuvent provoquer d'importants dommages [14].

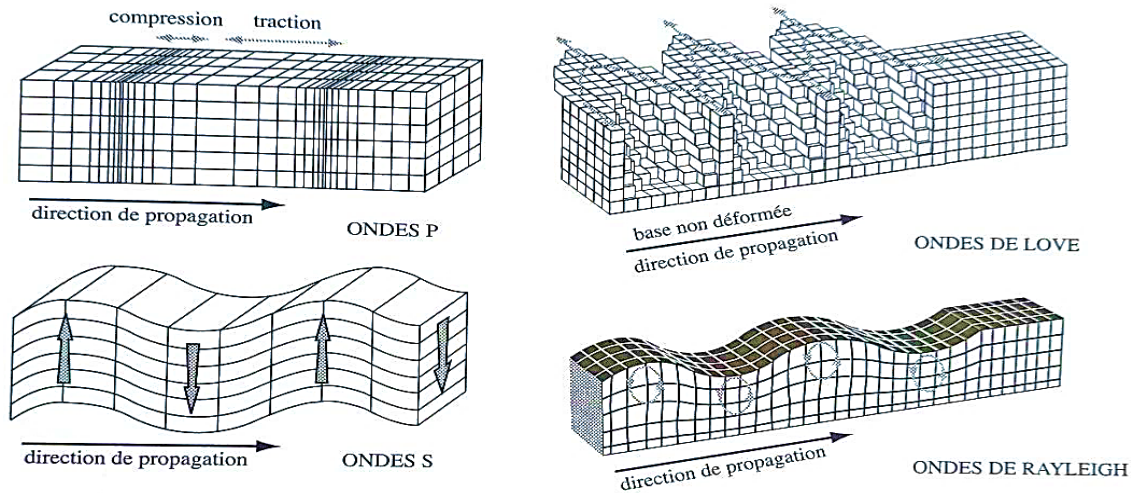


Figure I.6: Différents types d'ondes [13].

I.3.6. Failles

Une faille est une cassure se propageant au sein d'un milieu rigide. Elle s'accompagne d'un déplacement relatif des deux compartiments ainsi créés. Suivant l'orientation des contraintes et celle de la faille, les mouvements des plans de faille sont différents. On peut classer les failles en fonction des types de rupture [14] (**Figure. I.6**) :

- **Les failles normales** : (faille directe, de distension), qui correspondent à une tectonique d'extension, un des blocs descend par rapport à l'autre sur un plan de faille inclinée [14].
- **Les failles inverses (chevauchement)** : qui comme le nom l'indique, représentent le contraire des failles normales : tectonique de compression et montée d'un bloc sur l'autre le long d'un plan de faille inclinée [14].
- **Le décrochement** : qui est un mouvement de coulissage horizontal des deux blocs l'un par rapport à l'autre (sens contraire), correspond à une tectonique de cisaillement dans un plan horizontal. se divise en deux failles comme suit : (faille active et faille non active) [14].

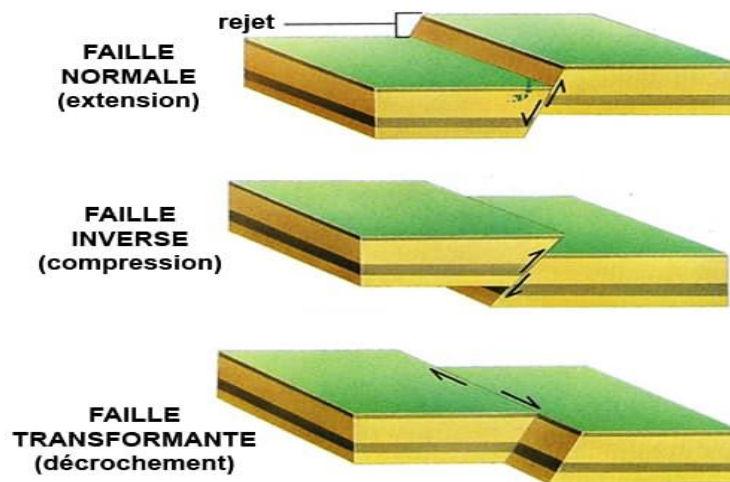


Figure I.7 : Différentes types de failles [6].

I.3.7. Caractérisation des séismes

- **Magnitude ou échelle de Richter**

Elle a été induite en 1935 en Californie pour estimer l'énergie libérée au foyer, de séismes locaux et pouvoir les quantifier. La magnitude M est une quantité logarithmique calibrée, calculée à partir de l'amplitude du signal enregistré par un sismographe [13].

- **Intensité**

L'intensité mesure l'effet d'un séisme. Par analogie avec une ampoule électrique, la magnitude correspondrait à l'énergie lumineuse émise (en Watts) et l'intensité à la qualité lumineuse perçue : plus on est proche, plus elle est forte, et elle dépend également du milieu ambiant. L'intensité permet de quantifier et comparer les séismes historiques, elle toujours notée en chiffre romain [14].

- **Foyer (hypocentre)**

Il correspond au point de départ du séisme, c'est-à-dire, la région de la faille d'où partent les ondes sismiques. Il peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface (jusqu'à près de 700 km) et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée. Les séismes superficiels se produisent généralement dans les quinze premiers kilomètres de la croûte terrestre [14].

- **Epicentre**

C'est le point de la surface du sol le plus proche à la verticale du foyer.

I.3.8. Détermination de la magnitude

Il existe plusieurs échelles de magnitude :

❖ **Magnitude locale M_L**

On l'utilise pour les séismes proches dits séismes locaux de faibles à moyenne intensité appelée magnitude de Richter, cette échelle est calculée à partir de l'amplitude maximale des ondes P enregistrées par sismographe et la distance entre la station d'enregistrement et l'épicentre du séisme [15].

$$M_L = \log(A) + \log(A_0) + c \log(\Delta) \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{I.1.}$$

- **A** : amplitude maximale mesurée sur le sismographe en micromètre.
- **A₀** : amplitude de référence correspondant à l'amplitude de distance 0 à 100km.
- **Log (A₀)** = 2.48 pour un sismographe de type Wood-Anderson.
- **Δ** : La distance épacentrale (km).
- **C** : constante de calibration = 2.76 pour un sismographe de type Wood-Anderson.

❖ **Magnitude de durée M_D**

On utilise pour la micro sismicité (séismes proches) en mesurant la durée en seconde du signal sur le sismogramme [15].

❖ **Magnitude des ondes de surface M_s**

Elle est utilisée pour les séismes lointains, dont la profondeur est inférieure à 80 km.

Elle se calcule à partir de l'amplitude maximale des ondes de surface (onde de Rayleigh) à une période de 20s [15].

$$M_s = \log(A_{20}) + b + c \log(\Delta) \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{I.2.}$$

- **A₂₀** : amplitude mesurée.
- **Δ** : La distance épacentrale en degrés.
- **b et c** : constantes de calibration (2 et 1,66).

❖ Magnitude des ondes de volume M_B

Utilisées pour des séismes Profondes, sont classées en deux types principaux :

les ondes P(primaires) , et les ondes S(secondaires), permet de donner une analyse rapide sur le comportement interne de la terre , la formulation des ondes volumétrique dépend de leur période dominant T du signal car celle-ci influence leur énergie , leur amplitude et sa vitesse .

$$M_B = \log (A/T) + Q (\Delta \times h) \quad \dots eq n^{\circ} I.3.$$

- **A** : amplitude maximale mesurée.
- **Δ** : est la distance épacentrale exprime en degré ($25^{\circ} < \Delta < 90^{\circ}$).
- **H** : profondeur hypo centrale.
- **Q** : fonction de calibration dépendant des deux précédents paramètres.
- **T** : période dominante (auteur de 1 sec).

I.4. Développement des règles parasismiques algériennes

L'évolution des règles parasismiques en Algérie :

- **AS 55 (1955)** : Premières règles établies après le séisme d'Orléans Ville, basées sur une charge sismique de 20 % du poids propre [16].
- **PS 69 (avant 1978)** : Règlement français utilisé en Algérie, révélant ses limites après le séisme d'El-Asnam (1980) [16].
- **RPA 81 (1981)** : Première réglementation algérienne, adaptée aux spécificités locales, élaborée avec l'aide d'experts internationaux [16].
- **RPA 99 (version 2003)** : Révision majeure après les séismes d'El-Asnam (1980) et de Boumerdes (2003), intégrant des avancées scientifiques et des retours d'expérience [16].
- **RPA 24** : Nouvelle version intégrant des approches modernes basées sur la performance, les spécificités géologiques régionales, et des techniques de modélisation avancées, visant à renforcer la résilience des structures face aux séismes. Le RPA 24 marque une nouvelle étape dans l'adaptation des normes algériennes aux défis sismiques actuels.

I.5. Classification des zones sismiques en Algérie

➤ **RPA99/2003**

Le **RPA99/2003** divise l’Algérie en cinq zones sismiques en fonction de la puissance attendue. Les bâtiments doivent être conçus en fonction de la zone sismique où ils seront implantés. Ces zones sont (**Figure I.7**) :

- Sismicité Zone.
- Sismicité négligeable 0.
- Sismicité faible. I.
- sismicité moyenne II a et II b.
- Sismicité élevée III.

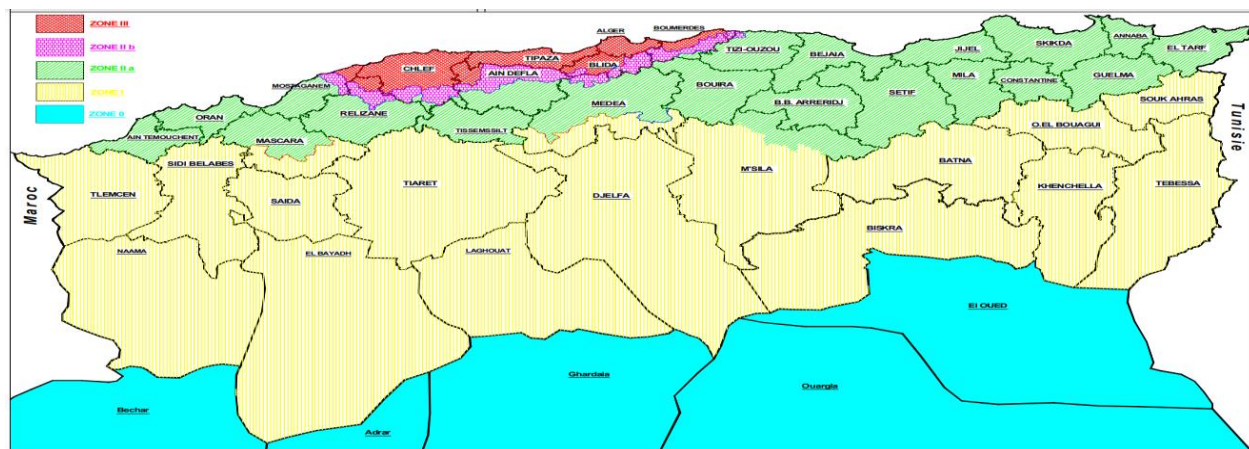


Figure I.8: Classification sismique wilaya d’Algérie selon RPA99/2003.

➤ **RPA 2024**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, (**Figure I.8**).

- Sismicité Zone.
- Très faible 0.
- faible I.
- Faible à moyenne II.
- Moyenne III.
- Moyenne a élevée IV.

- élevée V & VI.

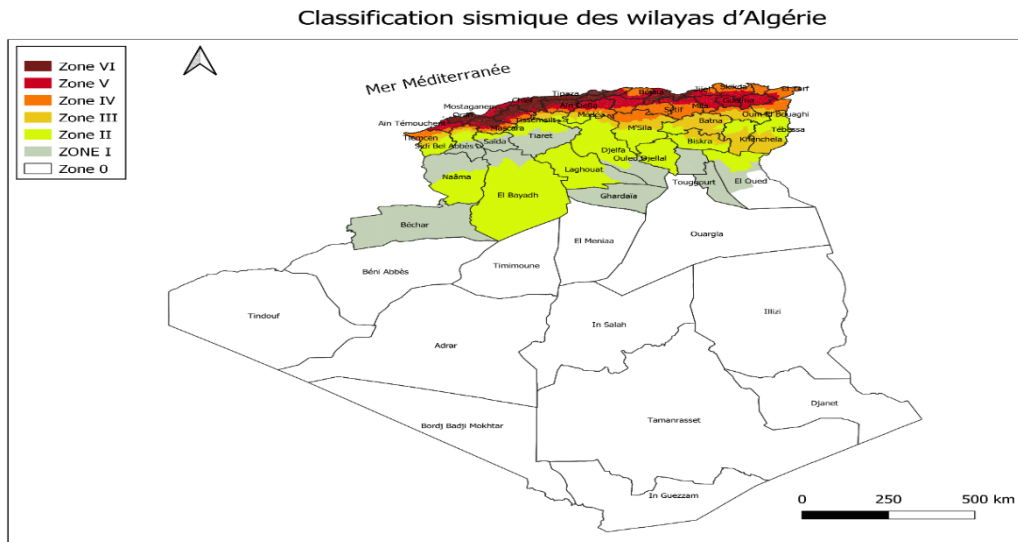


Figure I.9 : Classification sismique wilayas d'Algérie selon RPA2024.

I.6.La Vulnérabilité sismique des structures

Tout en expliquant les concepts fondamentaux liés aux séismes et l'importance de la prévention .

a. L'aléa sismique : L'aléa sismique désigne les caractéristiques probables des mouvements du sol causés par des séismes dans une région donnée, sur une période déterminée (par exemple, la durée de vie des bâtiments). Cet aléa dépend de l'activité sismique locale et de la distribution de l'énergie dans la croûte terrestre. Scientifiquement, il est influencé par des facteurs tels que les mouvements des plaques tectoniques, la présence de failles actives, et l'historique des séismes. Des outils comme les cartes de zonage sismique et les modèles numériques sont utilisés pour évaluer cet aléa [11].

b. L'activité sismique imprévisible : Les études géologiques montrent que les séismes surviennent dans des endroits variés, souvent de manière inattendue. Ce phénomène s'explique par les mécanismes d'accumulation et de libération d'énergie au niveau des failles tectoniques. L'imprévisibilité de l'emplacement exact des futurs séismes destructeurs souligne l'importance des analyses statistiques et des modèles de simulation pour améliorer les prévisions [11].

c. La complexité des mouvements sismiques : Les mouvements sismiques ne sont pas homogènes, mais varient en intensité, direction et effets, en fonction de facteurs tels que : La profondeur du foyer sismique. Les caractéristiques géologiques locales (par exemple, les sols argileux amplifient les vibrations par rapport aux roches solides). Cette variabilité met en évidence la nécessité de développer des techniques avancées pour le dimensionnement parasismique des structures [11].

d. Concepts fondamentaux

- ❖ **L'aléa sismique** : Il s'agit d'une évaluation probabiliste des mouvements sismiques pouvant se produire dans une région donnée, en tenant compte de la durée de vie des constructions et des activités socio-économiques. Il est mesuré à l'aide d'indicateurs tels que la magnitude et l'accélération maximale du sol [14].
- ❖ **La vulnérabilité des constructions (Vulnérabilité sismique)** : elle mesure la sensibilité d'un bâtiment aux séismes, et dépend de :
 - Facteurs géométriques : dimensions, hauteur, forme en plan, répartition des masses.
 - Matériaux de construction : qualité, résistance, et conformité aux normes parasismiques.
 - Importance du bâtiment : coûts économiques, valeur sociale (écoles, hôpitaux) et vies humaines exposées.
 - La réduction de la vulnérabilité implique l'utilisation de techniques telles que l'isolation de base (Base Isolation) et les systèmes d'absorption d'énergie [11].
- **Le risque sismique** : le risque sismique représente l'impact global des séismes, défini par la formule :

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{I.4.}$$

Il mesure l'ampleur des dommages matériels et humains potentiels [11].

- **La prévention sismique** : elle désigne les mesures prises pour réduire l'impact des séismes, notamment :
 - Conception parasismique : Respect des normes.
 - Renforcement des bâtiments existants : Utilisation de matériaux modernes (comme les fibres de carbone).
 - urbain : Éviter les zones proches des failles actives.

I.7.L'objectif de conception parasismique des bâtiments

Le chargement sismique nécessite la conception aux états limites considère les niveaux : de service et ultime, et de respecter les objectifs de performances suivantes :

- Résister à des séismes mineurs sans dommages significatifs.
- Résister à des séismes modérés avec des dommages réparables.

- Résister à des séismes majeurs sans effondrement.

I.8. Quelque mauvaise conception

*a)**b)*

Figure I.10 a) b) : Séisme de boumerdes (Zemmouri, 21 mai 2003) [12].

I.9. Conclusion

Les séismes représentent un risque majeur pour les structures, mais la construction parasismique permet de minimiser leurs effets. Cette approche inclut des éléments clés comme la rigidité et la flexibilité adaptées de la structure, l'utilisation de matériaux résistants, la disposition géométrique des éléments porteurs et des fondations adaptées aux conditions du sol.

La construction parasismique repose sur des normes de sécurité rigoureuses. En intégrant ces principes, on réduit les risques et on améliore la sécurité des occupants en cas de séisme.

Chapitre II :
Les systèmes de contreventement
parasismique
utilisé dans les bâtiments.

II.1. Introduction

Le système de contreventement parasismique est essentiel pour la stabilité des bâtiments dans les zones sismiques, car il résiste aux forces horizontales générées par les tremblements de terre. Il intègre des éléments structurels (poutres, poteaux, voiles) et non structurels (cloisons, équipements) qui absorbent et dissipent l'énergie sismique. Ces forces proviennent des effets d'inertie des masses lors d'un séisme, affectant toutes les parties du bâtiment.

Les typologies incluent les portiques auto-stables, qui offrent souplesse et déformations contrôlées, et les voiles structurels, qui augmentent la rigidité. Le système mixte combine flexibilité et résistance, tandis que le noyau central, adapté aux grandes hauteurs, résiste aux forces de torsion.

Le succès dépend d'un cheminement efficace des efforts, de l'interaction entre éléments et d'une ductilité suffisante. Une analyse des points faibles renforce les zones critiques, assurant la sécurité, la durabilité et la protection des vies en cas de séisme.

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier [25].

II.2. Définition

Le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, etc.) [27].

Ils maintiennent la ductilité de la structure, permettent des déformations contrôlées, et doivent être intégrés stratégiquement dès la conception, selon les normes et l'intensité sismique du site.



Figure II.1 : Structure en réel avec contreventement parasismique [29].

II.3. Le choix de contreventement parasismique

- Le choix du contreventement parasismique dépend de plusieurs critères essentiels pour assurer la stabilité horizontale et verticale de la structure face aux forces sismiques, lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.
- Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.
- Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie [25].
- Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :
 - **Leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage [25].
 - **Leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante [25].
 - **Leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion [25].

II.4. Les caractéristiques de contreventement parasismique

Les caractéristiques d'un contreventement parasismique sont essentielles pour assurer la stabilité d'un bâtiment face aux forces sismiques. On peut définir ses caractéristiques de contreventement comme suite :

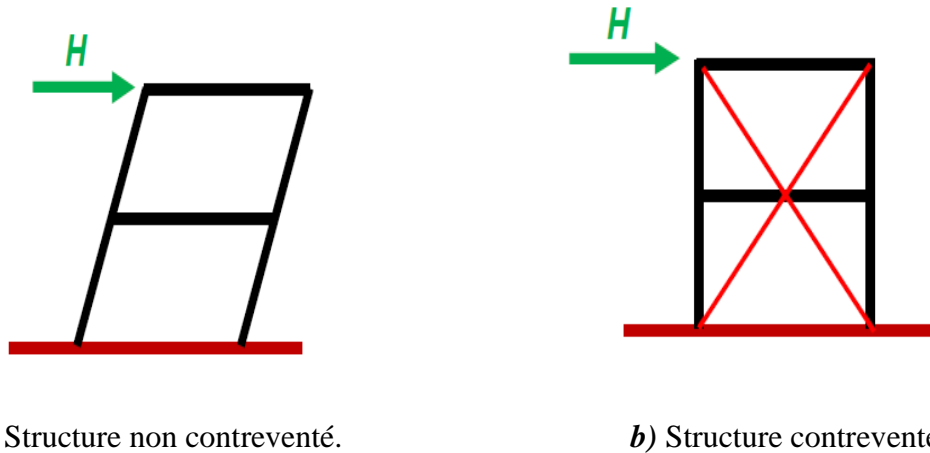
- **Rigidité** : Résistance aux mouvements horizontaux pour limiter les déformations et réduire la propagation des vibrations.
- **Répartition des efforts** : Transmission équilibrée des forces sismiques vers les fondations.
- **Capacité de dissipation d'énergie** : Réduction de l'amplitude des mouvements et des dommages structurels.
- **Souplesse et adaptabilité** : Absorption des déformations tout en maintenant la stabilité.
- **Distribution et positionnement stratégique** : Placement symétrique près des angles et du centre de gravité pour stabilité optimale.
- **Capacité à éviter le flambage** : Conception pour prévenir le flambage des éléments verticaux.

- **Adaptation au type de sol** : Choix du contreventement selon les caractéristiques du sol.
- **Durabilité et résistance aux cycles de chargement** : Résistance aux charges répétitives pour assurer la longévité.
- **Maintenance réduite** : Besoin minimal de maintenance tout en garantissant la sécurité.
- **Intégration avec d'autres systèmes** : Compatibilité avec les systèmes de renforcement pour améliorer la performance globale.

II.5. Le rôle de contreventement parasismique

Le rôle du contreventement parasismique est crucial pour garantir la stabilité et la sécurité d'un bâtiment lors des séismes. Il permet de contrôler et de gérer les forces horizontales générées par les secousses sismiques et d'assurer la résistance de la structure.

- Transmet les forces sismiques des éléments supérieurs vers les fondations pour éviter les déformations excessives.
- **Maintien de la rigidité** : Garantit la rigidité du bâtiment pour limiter les oscillations et prévenir l'effondrement.
- **Limitation des déformations** : Contrôle les déformations selon les normes parasismiques pour maintenir la stabilité et la fonctionnalité après un séisme (**Figure II.2**).
- **Protection des éléments non structuraux** : Protège les cloisons, fenêtres et autres éléments non porteurs contre les dommages.
- **Amélioration de la réponse sismique globale** : Renforce le comportement du bâtiment en répartissant efficacement les charges sismiques à travers la structure.
- **Répartition des efforts dans deux directions** : Assure une résistance et une rigidité équivalentes dans les directions longitudinales et transversales pour éviter les torsions.



a) Structure non contreventé.

b) Structure contreventé.

Figure II.2 a) b) : Déformation des structures [24].

II.6. L'importance de contreventement parasismique

Le contreventement constitue une partie cruciale de la conception structurelle, visant à assurer :

- **La stabilité globale de l'ouvrage** : Empêcher les basculements, les déplacements excessifs ou les effondrements globaux.
- **La résistance aux forces horizontales** : Le vent, les séismes, et d'autres actions latérales telles que les impacts ou les poussées hydrodynamiques.
- **La sécurité en cas de sollicitations exceptionnelles** : Ces événements incluent les explosions, les impacts localisés (véhicules, équipements), ou même des effets dynamiques non prévus.

II.7. Principe de base de contreventement parasismique

Le contreventement parasismique est une approche essentielle dans la conception des structures pour résister aux forces générées par les séismes.

➤ Distribution régulière des masses et des rigidités

- Répartition équilibrée des charges et des éléments porteurs pour éviter la torsion et l'instabilité.

➤ Triangulation et rigidité structurelle

- Utilisation de systèmes triangulés pour transférer les efforts horizontaux et assurer une rigidité contrôlée.

➤ Mécanisme de dissipation d'énergie

- Intégration d'amortisseurs et de zones de déformation pour réduire l'impact des secousses.

➤ Conception en ductilité

- Utilisation de matériaux et de systèmes permettant des déformations contrôlées sans rupture.

➤ Simplicité et régularité géométrique

- Les formes simples et symétriques réduisent les risques de torsion. Les formes complexes nécessitent une conception soignée pour éviter les déséquilibres.

➤ Fixation et continuité structurelle

- Les connexions doivent être solides, et la continuité structurelle est cruciale pour prévenir les ruptures.

➤ Fondations adaptées

- Les fondations doivent être conçues pour transmettre uniformément les forces sismiques, en tenant compte du sol.

II.8. Classification des systèmes de contreventement (RPA 99/2003)

La classification des systèmes de contreventement est faite en tenant compte de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. 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 [5].

A. Structures en béton armé**II.8.1. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques répondre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales [5].

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) [5].

Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III [5].

II.8.2. Portiques avec remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales [5].

Les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits

éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres [5].

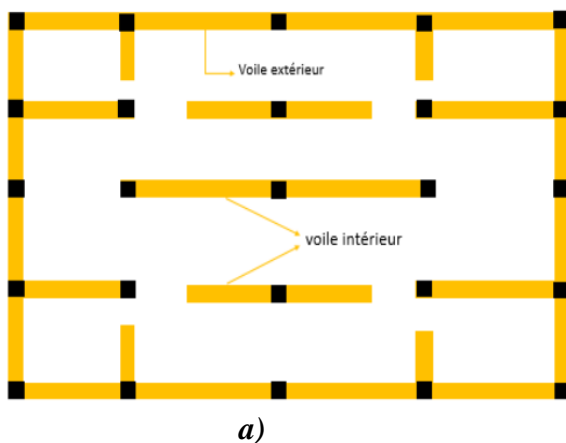
Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m. En zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III [5].



Figure II.3 : Ossature contreventée par poteaux poutres (portique) autostables remplie en maçonnerie.

II.8.3. Voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques (**Figure II.4**). Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles [5].



a)

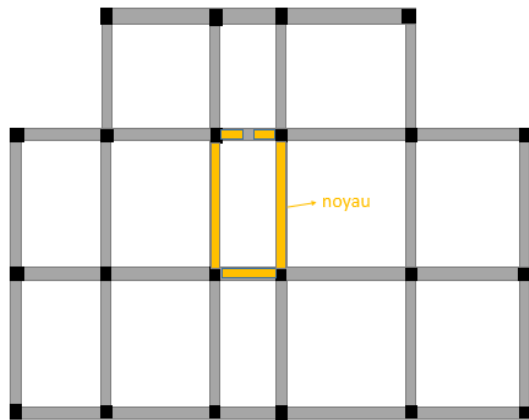


b)

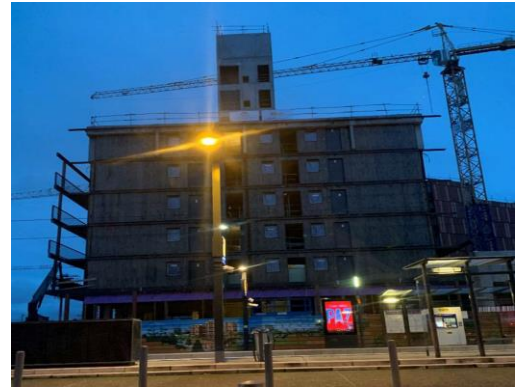
Figure II.4 a) b) : Structure constituée de voiles porteurs en BA uniquement [28].

II.8.4. Ossature en béton armé contreventée par noyau rigide

Un noyau central est constitué par un ensemble des voiles en béton armé (**Figure II.5**), il assure la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontale [22].



a)



b)

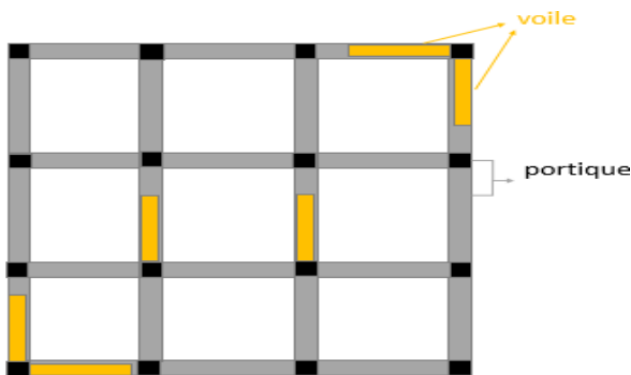
Figure II.5 a) b) : Structure à noyau central [28].

II.8.6. Système mixte (voiles et portiques) avec justification d'interaction portiques –voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales [5].

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux [5].

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage [5].



a)



b)

Figure II.6 a) b) : Structure mixte composé par des voiles porteurs couplés à des portiques [28].

II.8.7. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales [5].

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global [5].

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum [5].

II.8.8. Système fonctionnant en console verticale

Par exemple, réservoirs cylindriques et silos.



Figure II.7 : Ossature avec console (réservoir d'eau cylindrique) [33].

II.8.9. Système à pendule inverse

Système dans lequel 50% ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieure de la hauteur de la structure [5].

Par exemple, château d'eau sur pilotis.



Figure II.8 : Ossature a pendule inverse (château d'eau) [34].

II.8.10. Contreventement assuré par pans rigides

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 élément (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé [37].

II.8.10.1. Contreventement avec voile en béton armé

Le contreventement par voiles en béton armé assure la transmission des charges verticales et horizontales (**Figure II.9**), surtout dans les bâtiments rectangulaires. Il est réalisé transversalement par des voiles sans poteaux et longitudinalement par des voiles en façades ou refends, placés près du centre du bâtiment pour éviter les déséquilibres.

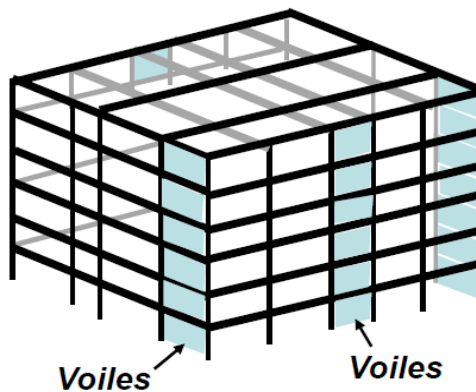


Figure II.9 : Contreventement avec voile en béton armé [24].

A. Définition des voiles

Les voiles ou murs de contreventement sont des éléments verticaux rigides utilisés pour résister aux charges horizontales, notamment en zones sismiques. Ils présentent une grande rigidité et résistance dans leur plan, mais très peu hors de celui-ci. Disposés longitudinalement et transversalement, ils transmettent les charges verticales et assurent le contreventement du bâtiment.

Les voiles présentent des avantages particulièrement en zone sismique :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité offre une protection aux éléments non structuraux et aux quelques poteaux déjà présents.

- Leur utilisation permet d'éviter les difficultés liées à la réalisation des nœuds des portiques.
- Ils offrent la possibilité de choisir librement le coefficient de comportement, sans être contraint par la présence de panneaux de remplissage dans le portique.

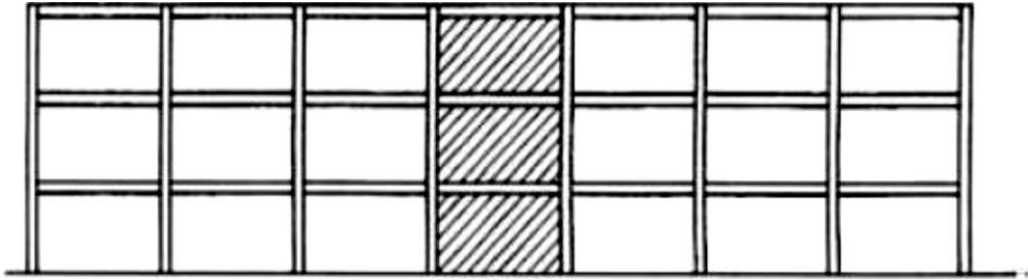


Figure II.10 : Pan rigide au milieu de la longueur du bâtiment [25].

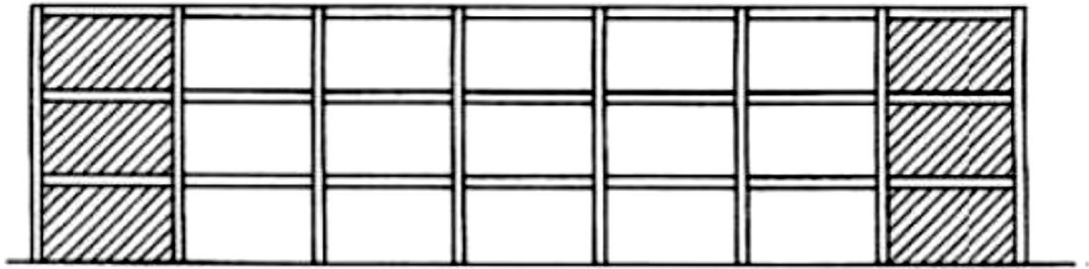


Figure II.11 : Pans rigides aux deux extrémités du bâtiment [25].

B. Classification des types des voiles

Nous pouvons classer les voiles de contreventement en 2 familles principales selon leur élancement géométrique. L'élancement est défini comme étant le rapport de la hauteur du voile sur sa largeur (h/l) [36].

➤ **Voile élancé :** ($h/l > 1,5$).

➤ **Voiles court :** ($h/l \leq 1,5$).

Et de plus, ces voiles peuvent posséder des raidisseurs et des ouvertures que nous appelons des refends.

C. Types des voiles : La figure (**Figure II.12**) au-dessous présente les différents types de voiles :

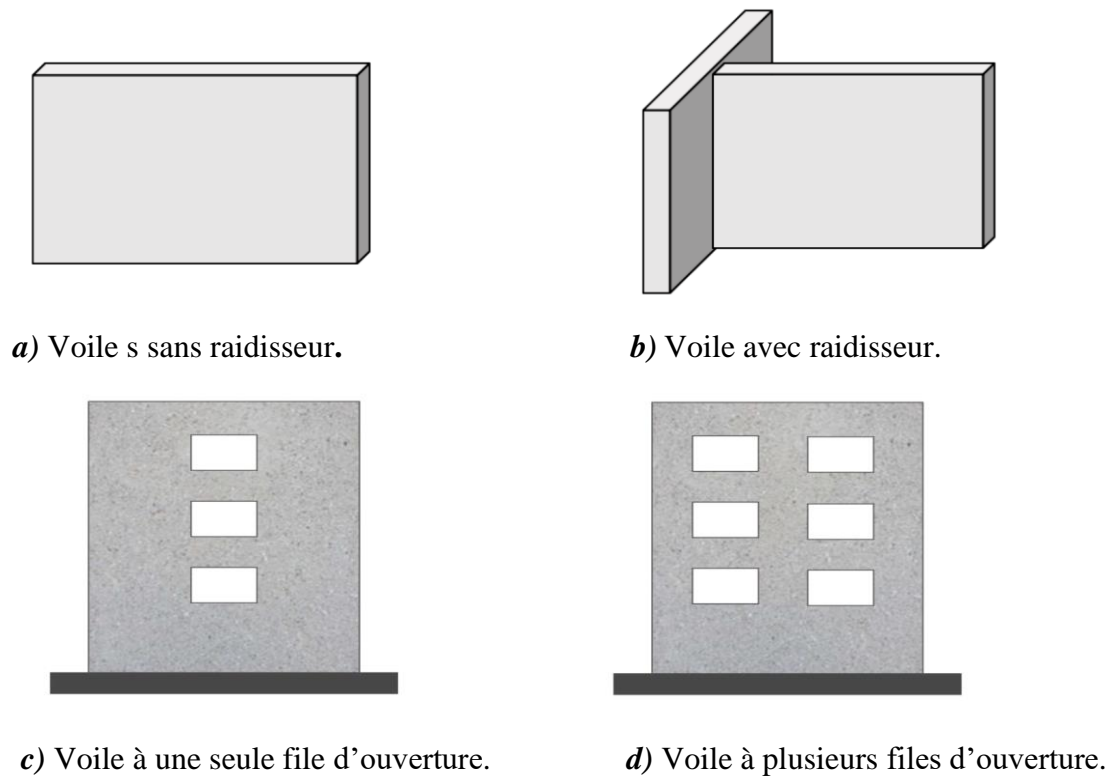


Figure II.12 a) b) c) d) : Types des voiles [28].

II.8.10.2. Contreventement par triangulation

Ce type est utilisé pour la stabilisation latérale des structures face aux sollicitations traditionnelles comme le vent et aux sollicitations sismiques (**Figure II.13**). Il peut être en béton armé ou en bois, mais le plus souvent en acier [28].

NB : Les contreventements triangulés en acier avec des diagonales présentent une grande efficacité sismique.

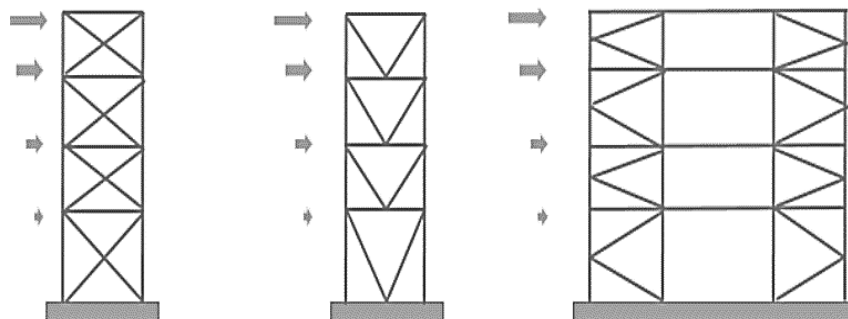


Figure II.13 : Contreventements triangulés en X, V et K [28].

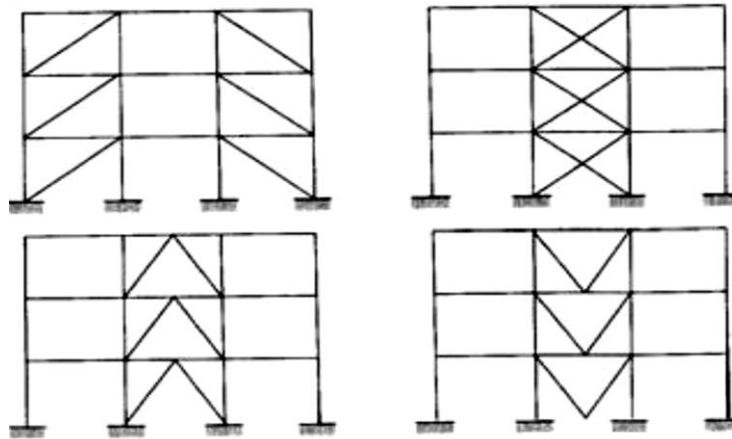


Figure II.14 : Pans de contreventement triangulés [25].

II.8.10.3. Contreventement par remplissage en maçonnerie

Ce type de contreventement par des remplissages en maçonnerie est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages (Figure II.15). Cette condition est en générale réalisée pour certains murs de cage d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment droit des joints [25].

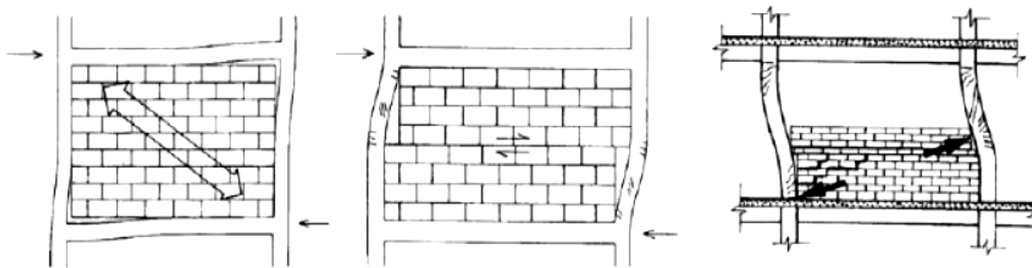


Figure II.15 : Contreventement par remplissage en maçonnerie [25].

II.9. Classification des systèmes de contreventements (RPA 2024)

II.9.1. Système à ossature

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales et aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures spatiales et dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble [2].

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) [2].

Tableaux II.1 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur [2].

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	3
Hauteur maximale (m)	17	14	11	11

II.9.2. Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant de l'ossature, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble [2].

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées, ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques) [2].

Tableaux II.2 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur [2].

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	7	6	5	5
Hauteur maximale (m)	23	20	17	17

II.9.3. Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide

Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide non structural et interagissant avec la structure [2].

Tableaux II.3 : Limitations en nombre de niveaux et en hauteur [2].

Zone sismique	I et II	III	IV	V et VI
Nombre maximal de niveaux	5	4	3	2
Hauteur maximale (m)	17	14	11	8

II.9.4. Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble [2].

II.9.5. Système de contreventement constitué par des voiles

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble [2].

- Pour ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 48 m.

II.9.6. Système à ossature à noyau ou à effet noyau

Système à contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon giration, l_s , du plancher [2].

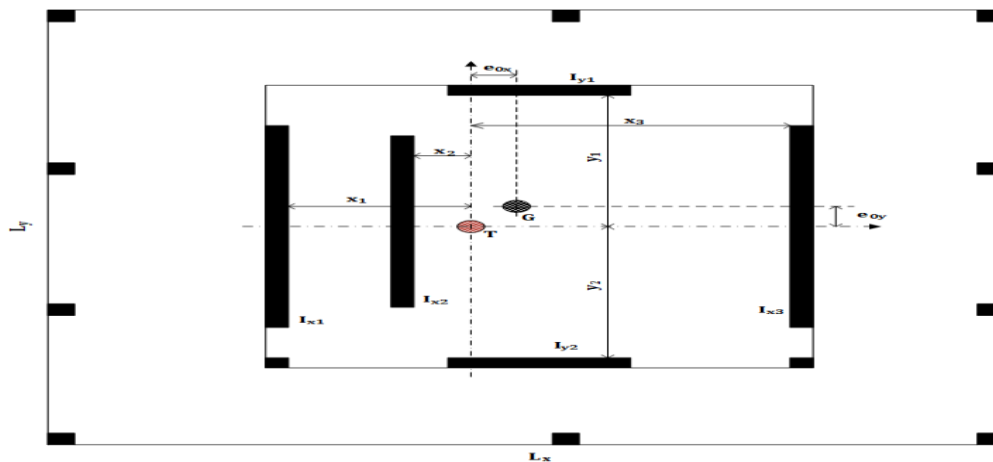


Figure II.16 : Définition des différents paramètres [2].

- r_x et r_y : sont, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y .
- l_s est le rayon de giration massique du plancher en plan.

II.9.7. Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes

C'est le cas, par exemple, d'un réservoir cylindrique, d'un silo et d'une cheminée de forme cylindrique et autres [2].

II.9.8. Système en pendule inversé

Système dans lequel 50 %, ou plus, de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique de l'ouvrage [2].

II.9.9. Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé

On entend par, voile de grandes dimensions transversales, les voiles qui répondent aux conditions de dimensionnement ci-dessous, grâce auxquelles, ils sont supposés développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul [2] :

- $l_w \geq \min (4.0 \text{ m}, 2.3h_w)$.

➤ Avec :

- l_w : longueur du voile.
- h_w : hauteur totale du voile.

II.10. Emplacement et torsion des voiles dans les structures

II.10.1. Nombre d'éléments de contreventement vertical

Lorsque les planchers et les toitures peuvent être considérés comme parfaitement rigides dans leur plan, théoriquement, il suffit de trois éléments de contreventement par niveau, à condition qu'ils soient non concourants et non parallèles (**Figure II.17**). Il est cependant nettement préférable d'en utiliser un nombre plus élevé afin de répartir les charges horizontales sur plusieurs éléments. La redondance devient une nécessité dans le cas des bâtiments de grandes dimensions horizontales, dont les planchers, plus longs, ont une certaine flexibilité dans leur plan et doivent par conséquent être raidis [38].

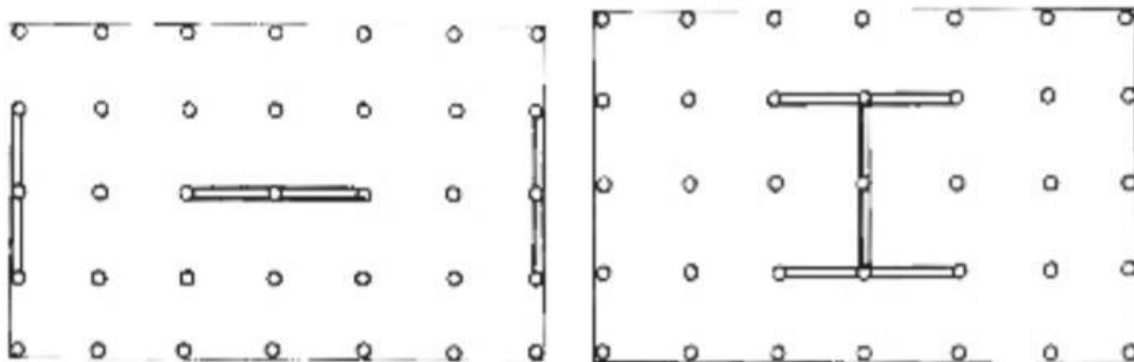
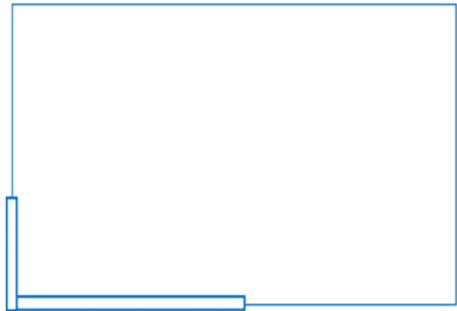


Figure II.17 : Nombre minimal de contreventement vertical [32].

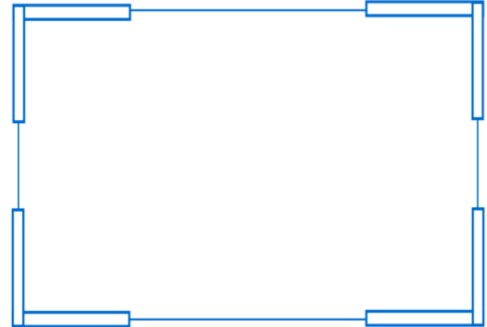
II.10.2. Disposition des éléments verticaux de contreventement

Les éléments de contreventement doivent être disposés de façon à rapprocher le plus possible le centre de torsion (centre d’inertie) et le centre de masse afin d’augmenter la rigidité de construction à la torsion (**Figure II.18**) [28].

Les plus larges possible, courant éventuellement sur plusieurs travées. Les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes.



a) Petit bras de levier (défavorable).

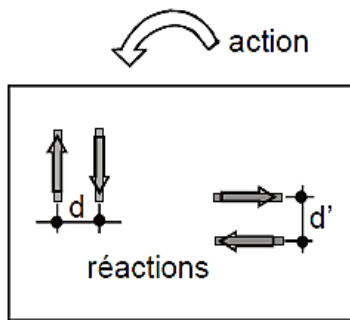


b) Grand bras de levier (favorable).

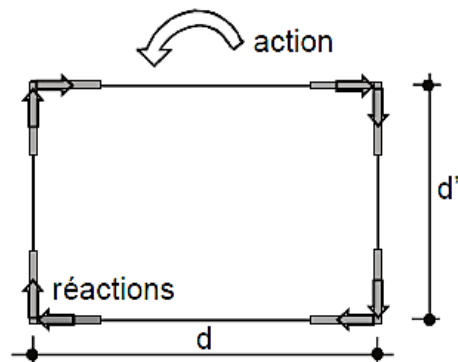
Figure II.18 a) b) : Disposition des contreventements [28].

II.10.3. Torsion des voiles dans les structures

Disposés en façades ou près des façades pour conférer un grand bras de levier ou couple résistant à la torsion. La solution la plus efficace à utiliser la totalité des façades pour le contreventement. Si le contreventement ne peut occuper qu’une partie des façades, il est préférable de rigidifier les angles car ils sont très sollicités par les charges horizontales (**Figure II.19**). Lorsqu’un élément de contreventement occupe toute la hauteur du bâtiment, il doit être lié aux planchers de tous les niveaux [38].



a) Petit bras de levier.



b) Grand bras de levier.

Figure II.19 a) b) : Distance entre les éléments verticaux de contreventement [31].

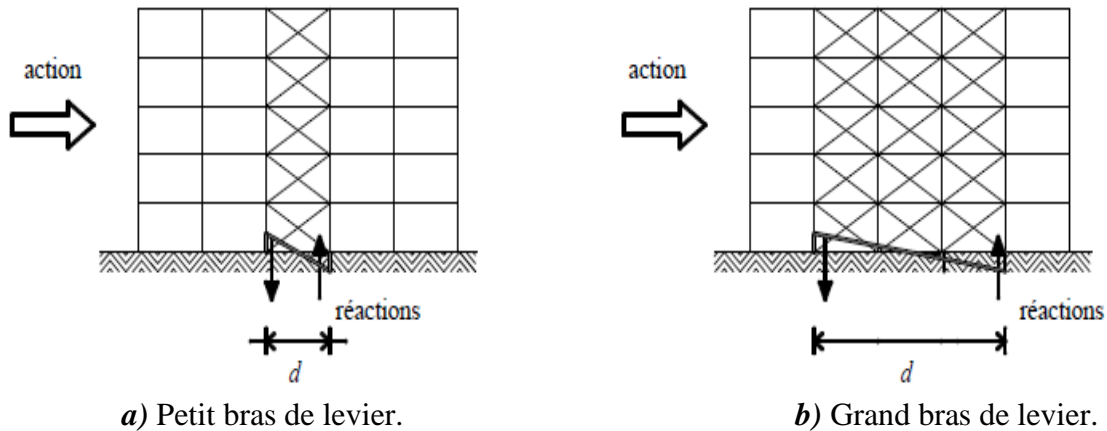


Figure II.20 a) b) : Distance entre les éléments horizontaux de contreventement [31].

Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (dessin gauche). En outre, le bras de levier du moment résistant produit par contreventement est très faible (**Figure II.21**).

Constitués éventuellement par un grand noyau central fermé (et non pas en forme de U, X et Z), afin de minimiser de même que les deux mesures précédentes, les sollicitations dues à la torsion [38].

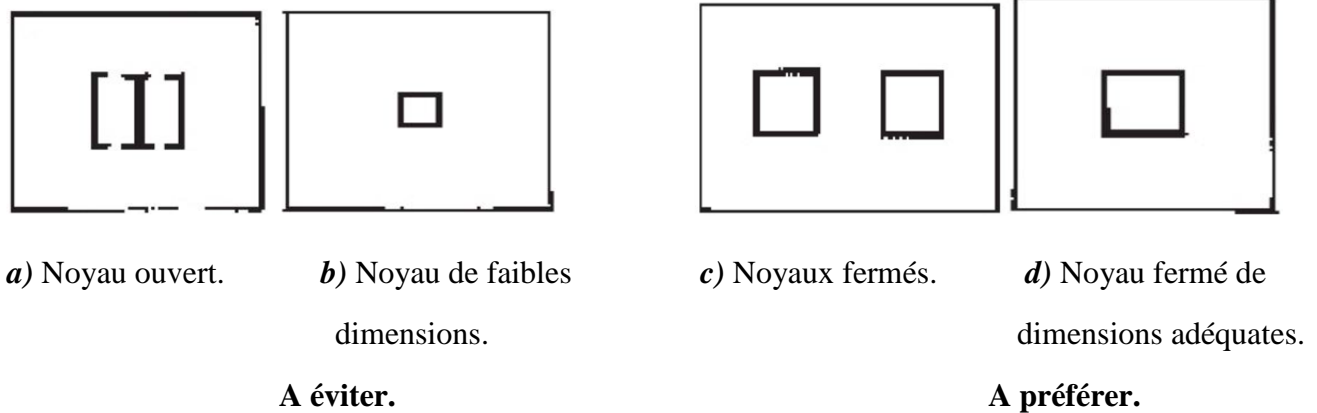


Figure II.21 a) b) c) d) : Eléments de contreventement formant un noyau central [32].

II.11. Stabilité horizontale

II.11.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séismes,), on distingue deux types de structures :

- Structures autostables ou auto contreventées qui, de par leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont stables également sous l'action des charges horizontales. Exemple : (Des constructions comportant des portiques dans les deux directions principales, ainsi que celui des structures dites « spatiales » ou « tridimensionnels ») [39].
- Structures contreventées qui comportent un ensemble d'éléments de construction appelé contreventement [39].

II.11.2. Rôle et constitution du contreventement

Rappelons que le contreventement a principalement pour objet :

- D'assurer la stabilité des constructions non autostables vis-à-vis des charges horizontales, Donc le transmettre ces charges jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.
- ✚ Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :
- Diaphragmes (contreventement horizontal).
- Éléments verticaux de contreventement (contreventement vertical) [39].

II.11.3. Diaphragmes

II.11.3.1. Notion des diaphragmes

Les diaphragmes sont des éléments plans, rigides, horizontaux ou peu inclinés, comme les dalles, planchers et toitures (**Figure II.22**). Le matériau de construction des diaphragmes est un facteur important de rigidité. Le rôle principal des diaphragmes est de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement et de raidir le bâtiment. Le diaphragme doit être rigide dans les deux directions planes et ne devrait pas comporter beaucoup d'ouverture [28].

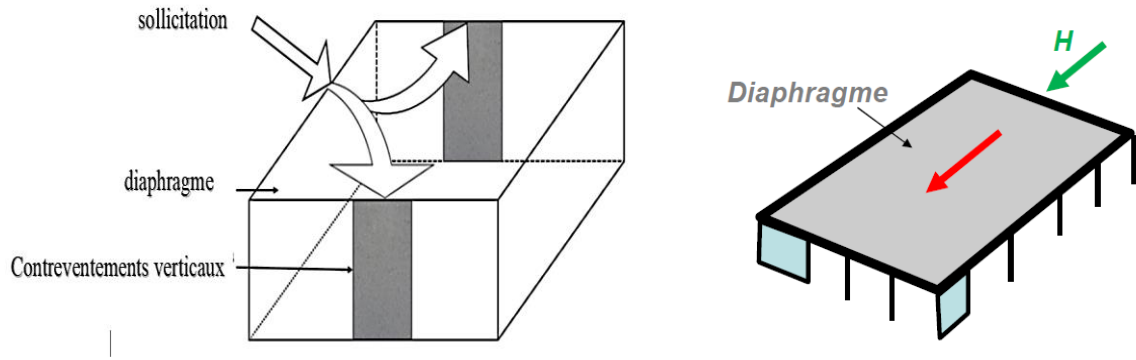


Figure II.22 : Distribution de l'effort horizontal aux contreventements verticaux [28].

II.11.3.2. Principe du diaphragme rigide (Figure II.23)

Un diaphragme rigide peut être comparé au couvercle d'une boîte en carton, suffisamment rigide dans son plan pour transmettre les efforts horizontaux extérieurs aux 2 parois verticales les mieux orientées [27].

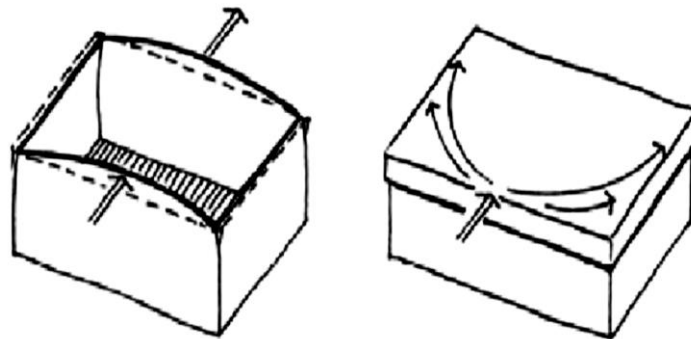


Figure II.23 : Principe diaphragme rigide [27].

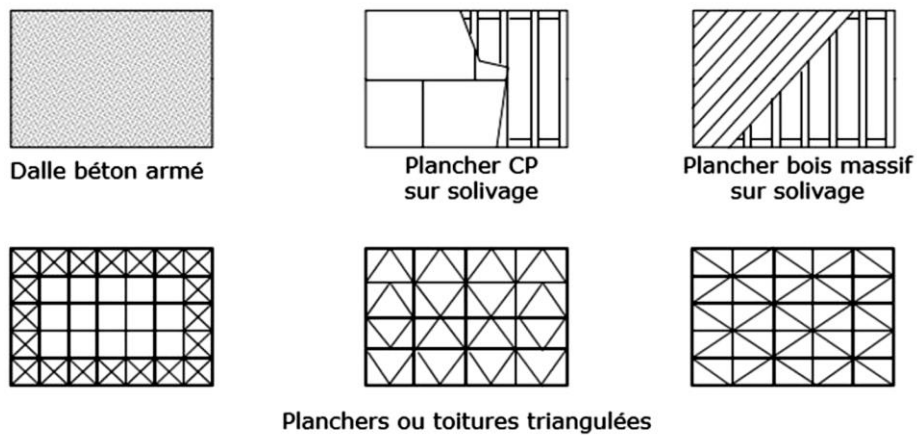


Figure II.24 : Exemples diaphragmes rigides [27].

II.11.4. Elément verticaux de contreventement

II.11.4.1. Nature des éléments verticaux de contreventement

Ces éléments peuvent être classés en trois catégories : panneaux rigides, portiques et palées triangulées.

A. Panneaux rigides (Figure II.25)

Il s'agit de murs en maçonnerie, voiles en béton ou béton armé, voiles "travaillants" en bois, Etc. Les éléments ainsi obtenus sont plus rigides que les autres types. Leur efficacité ne doit pas être réduite par des percements [39].

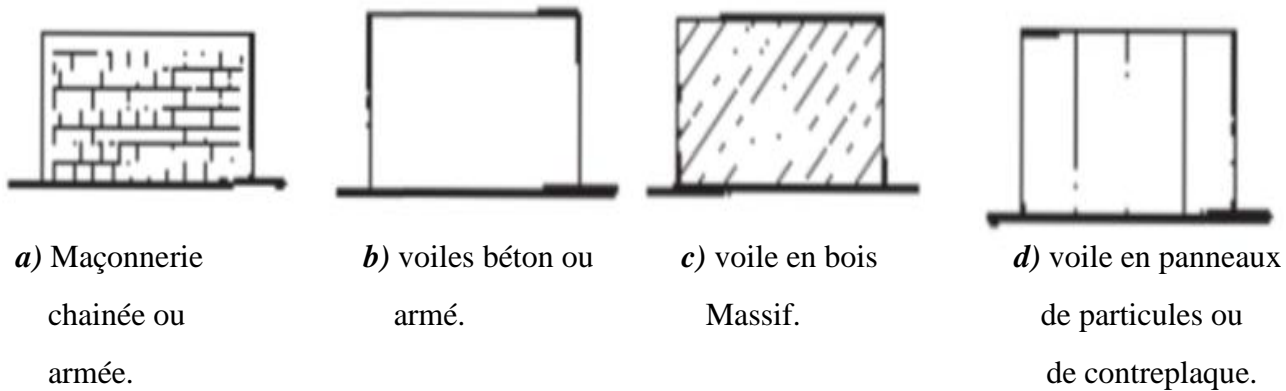
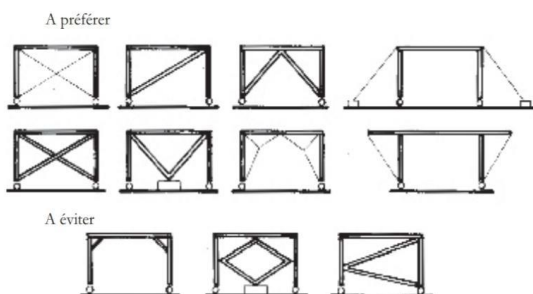


Figure II.25 a) b) c) d) : Panneaux rigides assurant le contreventement vertical [39].

B. Palées de stabilité triangulée (Figure II.26)

Le contreventement triangulé, qui constitue également une solution "rigide" est fréquemment utilisé pour les structures en poteaux et poutres de hauteurs faible et moyenne, car il est plus Économique que le contreventement par portiques [39].

Les barres inclinées, formant des triangles avec l'ossature, peuvent être rigide, ou constituées de tirants, croisés ou non.



a) Types de palées de stabilité triangulées.



b) Palées à diagonales rigides.

Figure II.26 a) b) : Palées de stabilités triangulées résistant à la traction et à la compression [39].

C. Arcs et portiques (Figure II.27)

Les portiques, c'est-à-dire les cadres dont les liaisons poteaux/poutre sont rigides, sont plus déformables que les autres types de contreventement. Ils ne devraient donc être utilisés que sur les sols fermes. Leur avantage est de préserver les travées libres de tout élément plein ou incliné. Toutefois, il s'agit souvent d'une solution coûteuse.

Les arcs utilisés le plus souvent dans les constructions de halles, ont un comportement similaire à celui des portiques. Ils constituent également des éléments de contreventement vertical [39].

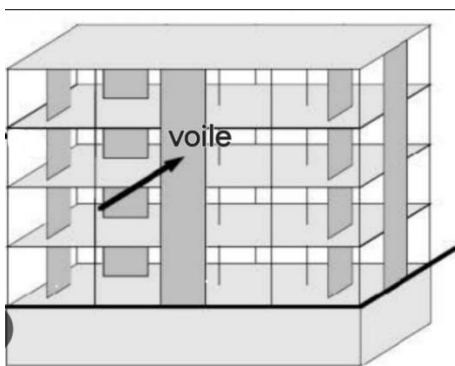


Figure II.27 : Arcs et portiques constituant des éléments de contreventement vertical [39].

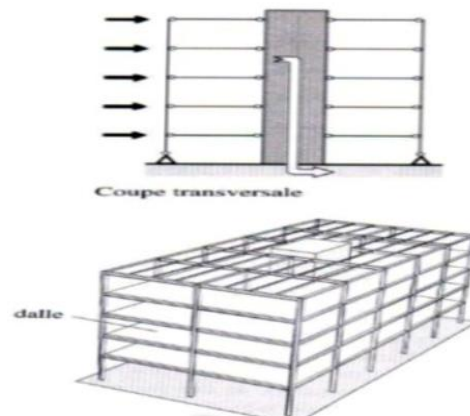
II.12. Les modes de contreventement

- a) **Voiles** : (Murs en maçonnerie ou en béton armé) ont une triple fonction : supporter, contreventer, et cloisonner l'espace.
- b) **Encastrement externe** : Noyaux de circulations verticales.
- c) **Encastrement interne (portiques)** : Encastrement colonne/poutre.
- d) **Colonnes ou suspentes inclinées** [40].

La figure au-dessus présente les différents modes de contreventement :



a) Par des voiles.



b) Par encastrement externe.



c) Par colonnes ou suspentes uncinées.



d) Par encastrement interne.

Figure II.28 a) b) c) d) : Les modes de contreventement [32].

II.12.1. Modes de rupture des voiles

Le terme de voile regroupe des éléments de structure au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- **L'élancement**, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile h/l .
- **La disposition et le pourcentage des armatures.**
- **L'intensité de l'effort normal [40].**

Donc du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h/l > 2$) et les voiles courts ($h/l < 2$) [40].

II.12.1.1. Modes de rupture des voiles élancés (Figure II.29)

➤ Ruptures en flexion

On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés soumis à un effort normal de compression et à cisaillement modéré.

- **Mode F1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé [40].
- **Mode F2** : rupture par écrasement du béton, rencontré dans les voiles assez fortement armés Soumis à un effort normal important [40].
- **Mode F3** : Rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues, rencontré dans les voiles faiblement armés [40].

- **Mode F/T (Rupture en flexion-effort tranchant) :** Rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales [40].
- **Mode T (Rupture par effort tranchant) :** Rupture des bielles de compressions développées dans l'âme du voile, rencontré dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés [40].

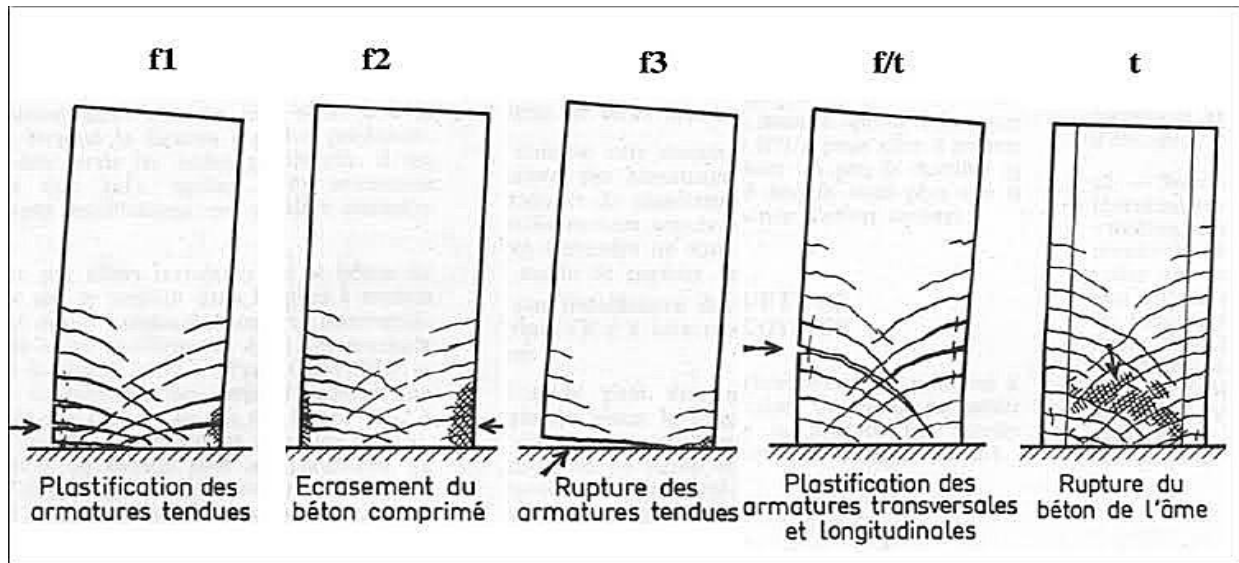


Figure II.29 : Les modes de rupture des voiles élancés [31].

II.12.1.2. Mode de rupture des voiles courts (Figure II.30)

Dans ce cas l'effort tranchant est prépondérant sur la flexion :

- **Mode C1 :** rupture par glissement à l'encastrement.
- **Mode C2 :** rupture diagonale avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales, rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal [40].
- **Mode C3 :** rupture par écrasement du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression [40].

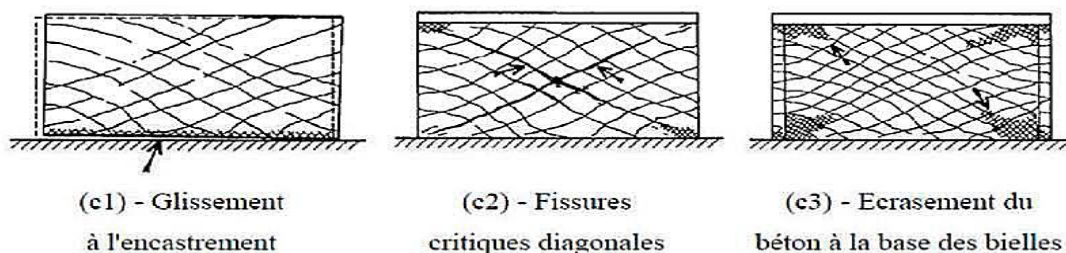


Figure II.30 : Les modes de rupture des voiles courts [31].

II.13. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mettre en évidence le rôle essentiel des systèmes de contreventement parasismique dans la protection des bâtiments contre les effets dévastateurs des séismes. Ces systèmes assurent la stabilité structurelle en résistant aux forces horizontales générées par les mouvements sismiques, limitant ainsi les déformations et réduisant les risques d'effondrement.

Le choix du type de contreventement, qu'il s'agisse de systèmes rigides (murs de contreventement, noyaux en béton armé) ou souples (portiques, systèmes dissipateurs d'énergie), dépend des caractéristiques du bâtiment, des exigences normatives et des contraintes géotechniques. Par ailleurs, la disposition optimale de ces éléments dans la structure est cruciale pour garantir une répartition efficace des charges sismiques.

Ainsi, ce chapitre souligne l'importance d'intégrer des systèmes de contreventement parasismique dès la conception des bâtiments afin d'assurer leur sécurité, de réduire les pertes humaines et matérielles, et d'améliorer leur résilience face aux aléas naturels.

Chapitre III :
Présentation de projet et
caractéristiques des matériaux.

III.1.Introduction

Pour aborder notre projet, il est essentiel de poser des bases solides en se concentrant sur les éléments fondamentaux de la conception en béton armé.

Une compréhension approfondie des matériaux constitutifs est indispensable : le béton, résistant à la compression, et l'acier, qui assure une grande résistance à la traction, forment ensemble un matériau composite performant. La qualité de ces matériaux détermine directement la durabilité et la stabilité de la structure.

Le respect des normes et règlements en vigueur, tels que les Eurocodes ou autres normes locales, est crucial pour garantir une conception sécuritaire et conforme.

Une étude géotechnique approfondie du sol doit être réalisée afin de choisir les fondations adaptées et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

L'utilisation de logiciels spécialisés permet d'optimiser la conception, en intégrant des analyses précises pour obtenir une structure économique et performante.

III.2.Modélisation d'un bâtiment (R+5) en béton armé

III.2.1. Présentation du bâtiment

Ce projet est implanté dans la wilaya de Sétif «Ain Arnat », Cette région est classifiée par les règles **RPA 99/version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (**Zone II- a**), et classée Solon **RPA 2024** comme une zone de Moyenne sismicité à élevée (**IV**).

Le bâtiment étudié est constitué d'un rez-de-chaussée (RDC) et de 5 niveaux destinés au même usage d'habitation. Il est classé dans les ouvrages courants ou d'importance moyenne "**groupe d'usage**". (**RPA 99/version 2003**), (**RPA 2024**).

La stabilité générale est habituellement assurée, par un système de contreventement mixte combinant des portiques et des voiles. Ce système permet une répartition efficace des charges et offre une résistance aux différentes forces.

✚La largeur totale de la structure.	19.65m.
✚La longueur totale de la structure.	23.55m.
✚Hauteur de tous les niveaux.	3.06m.
✚Hauteur de l'acrotère.	0.60m.
✚Hauteur totale y compris l'acrotère.	18.96m.

III.2.2. Redimensionnement. (Après le pré-dimensionnement et la descente des charges).**III.2.2.1 La fiche technique.**

Poteau	P ₁	40× 40 cm ²
Poutres	Poutres porteuse (PP)	30×45 cm ²
	Poutres secondaire (PS)	30×35 cm ²
Escalier	Paillasse épaisseur	20 cm
	Palier épaisseur	20 cm
Plancher	Plancher a corps creux	16+4 cm
Balcon	Epaisseur	15 cm
Voile	Epaisseur	20 cm

III.2.3. Evaluation des charges et des surcharges. (Après la descente des charges).**a) Charges permanentes à prendre en compte (G).**

•Plancher terrasse inaccessible.	6.38 KN/m ²
•Plancher étage courant+RDC.	5.15 KN/m ²
•Paillasse.	10.77 KN/m ²
•Palier.	6.56 KN/m ²
•Balcon terrasse	7.28 KN/m ²
•Balcon étage courant	5.15 KN/m ²
•L'acrotère.	1.73 KN/m ²

b) Charges d'exploitation à prendre en compte (Q)

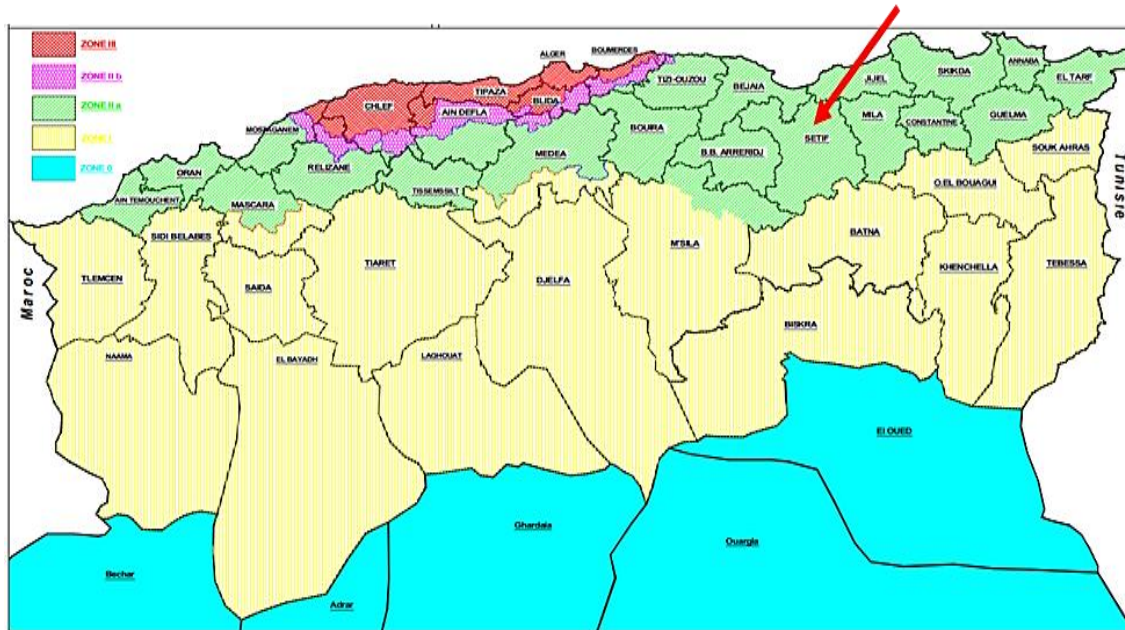
•Plancher terrasse inaccessible.	1 KN/m ²
•Plancher étage courant+RDC.	1.5 KN/m ²
•Escalier (palier/volée).	2.5 KN/m ²
•Balcon terrasse inaccessible.	1 KN/m ²
•Balcon etage courante.	3.50 KN/ m ²
•L'acrotère.	1 KN/m ²

c) Données générales

- Poids volumique du béton armé. 25 KN/m².
- Zone sismique. Zone II- a (RPA2003).
Zone IV(RPA2024).
- Groupe d’usage. Groupe 2.
- Classification du site. Site ferme.
- ❖ Béton :
- Classe de résistance. C 25/30 $f_{ck} = 25$ MPa
- Armatures HA. $f_{yk} = 400$ MPa

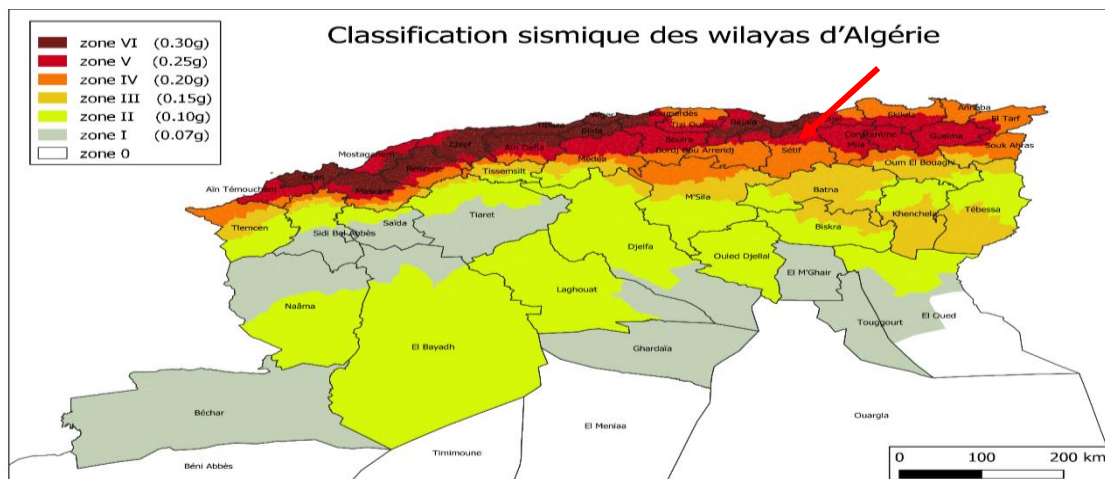
III.3. Caractéristiques du site

- Le bâtiment est implanté dans la "Zone II-a "selon la classification sismique (RPA99). (Figure. III.1)



a) Zonage sismique de l’Algérie : toutes zones 0 à IV

- Le bâtiment est implanté dans "Zone(IV) ".Selon la classification sismique (RPA2024). (Figure. III.1)



b) Zonage sismique de l’Algérie : toutes zones 0 à VI.

Figure. III 1. a) b) : Carte de zonage sismique.

❖ Dans les deux cas [RPA2003], [RPA2024] le site se classifie :

- Le site est considéré comme un site ferme (S2).
- La contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 2$ bars).

III.4. Présentation du projet

Dans ce qui suit, nous présenterons une description détaillée de l’ouvrage, en précisant ses principales caractéristiques architecturales et structurelles, ainsi que les propriétés mécaniques et physiques des matériaux utilisés dans sa construction. Ces informations sont essentielles pour comprendre la conception globale du projet et pour assurer sa conformité avec les exigences de sécurité et de performance.

III.4.1. Description de l’ouvrage

Ce bâtiment est composé de :

- Un RDC à usage d’habitation.
- 5 étages identiques à usage d’habitation.
- Le RDC et chaque étage, se composent de 3 appartements (2 de type F4 et un autre de type F3).
- Une terrasse inaccessible.
- Un acrotère $h = 0.6$ m.
- L’écoulement des eaux pluviales est facilité par une forme de pente et un système d’étanchéité conçue à cet effet.
- La stabilité du bâtiment est assurée par un contreventement mixte (portique + voile).

III.4.2. Caractéristiques géométriques de la structure

III.4.2.1. Dimensions en plan

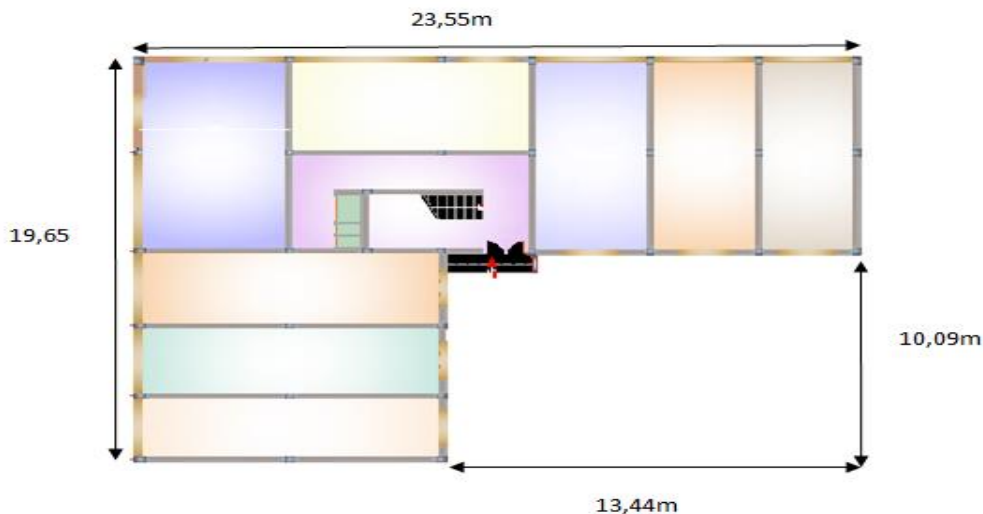


Figure III.2 : Dimension en plan.

• **Longueur totale.** $L_x = 23,55 \text{ m.}$

• **Largeur totale.** $L_y = 19,65 \text{ m.}$

III.4.2.2. Dimensions en élévation

• **Hauteur de R.D.C.** $H = 3,06 \text{ m.}$

• **Hauteur d'étage courant.** $H = 3,06 \text{ m.}$

• **Hauteur totale (sans acrotère).** $H_t = 18,36 \text{ m.}$

• **Hauteur de l'acrotère.** $H = 0,6 \text{ m.}$

III.4.3. Données sismiques de la structure. Selon (RPA 99/2003 et RPA 2024)

- La structure appartient au groupe d'usage 2 parce que la hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- La contrainte admissible du sol = 2 bars à 3,06 m de profondeur.
- Le site est considéré comme ferme (S_2) selon sa nature géotechnique.

III.4.4. Conception de la structure des bâtiments

a- Système porteur

La structure est composée d'une ossature en béton armé contreventée par :

- Des Portiques (**poteau-poutre**).
- Des voiles en béton armé.

b-Planchers

- Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.
- Les planchers des étages courants sont en corps creux « hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles ».
- Le plancher terrasse non accessible en corps creux, plus une isolation thermique « Multicouche », il aura en plus une chape qui fait une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

c-Escaliers

- Les escaliers (à 2 volées) seront constitués en béton armé coulé sur place, leur réalisation s'effectuera par étage.

d-Maçonnerie

La maçonnerie est un élément de remplissage. La plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- Les murs de façade (extérieurs) sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation (intérieurs) de simples parois à 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

e-Revêtement

Le revêtement est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs, les plafonds et les faces intérieurs des murs extérieurs.
- Carrelage pour les planchers des RDC et les étages courants, les balcons et les escaliers.
- Les poteaux, poutres et les voiles en béton armé.
- Céramique pour la salle d'eau.

f- L'acrotère

Elément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps, et d'empêcher le ruissellement des eaux sur les façades.

g- Les balcons

Sont réalisés en dalle pleine.

h- Système de coffrage utilisé

- Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés à l'aide d'un coffrage métallique ou coffrage en bois, (**coffrage mixte**).
- Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

i-Les infrastructures

Les infrastructures d'un bâtiment incluent les fondations, les systèmes de drainage et les réseaux techniques (électricité, eau, gaz, etc.), essentiels pour sa stabilité, sa durabilité et son fonctionnement. Les fondations adaptées selon les caractéristiques du sol et les normes, supportent la charge de la structure, tandis que le drainage protège contre l'eau. Une bonne intégration de ces éléments assure sécurité, confort et conformité réglementaire.

III.4.5. Les charges

Les charges appliquées à un bâtiment se divisent en deux catégories principales : statiques et dynamiques.

a- Charges statiques

- Poids propre : Les murs, planchers, toits et fondations.
- Éléments permanents : Escaliers, poutres, colonnes ou ascenseurs fixes.
- Équipements fixes : Systèmes de ventilation, tuyauterie ou revêtements.

b- Charges dynamiques

- Pression du vent : Rafales exercées sur les murs et le toit.
- Séismes : Forces horizontales et verticales dues aux mouvements du sol.
- Vibrations : Provoquées par des machines ou équipements en mouvement.
- Poids temporaire : Meubles, marchandises ou personnes occupant l'espace.
- Chocs : Chute d'objets lourds ou impact de véhicules dans un garage.

La prise en compte de ces charges garantit la stabilité et la durabilité de la structure.

III.5. Caractéristiques des matériaux

Le béton est un matériau composite formé de deux éléments principaux : le béton et l'acier.

La qualité structurale du béton armé est impérativement liée à la qualité de ses constituants. Dans ce qui suit nous allons étudier les principales propriétés du béton et de l'acier.

III.5.1. Béton

III.5.1.1. Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé.

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- ✚ Une bonne résistance à la compression.
- ✚ Une souplesse d'utilisation.

- ✚ Une bonne résistance aux feux.
- ✚ Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

III.5.1.2. Composition du béton

a. Ciment

Le ciment est un liant hydraulique sous forme de poudre minérale fine, qui au contact de l'eau, forme une pâte. Cette pâte, en prenant prise, durcit progressivement à l'air. Le ciment constitue l'élément essentiel du béton, car il permet de transformer un mélange incohérent en un matériau solide. La quantité de ciment utilisée varie généralement entre 300 et 400 kg par m³ de béton.

b. Les sables

Les sables sont composés de grains issus de la désagrégation des roches, avec une granulométrie généralement inférieure à 5 mm. Un sable de bonne qualité présente une distribution granulométrique équilibrée, avec une proportion plus importante de gros grains par rapport aux petits. Le dosage recommandé pour les sables se situe entre 380 et 450 litres.

c. Les graviers

Les graviers sont des grains rocheux dont la taille varie généralement entre 5 et 25 mm. Ils doivent être durs, propres et non gélifs. Ils peuvent être obtenus par concassage de roches dures, produisant des matériaux concassés. Leur dosage se situe généralement entre 750 et 850 litres.

c. L'eau de gâchage

L'eau utilisée pour le gâchage doit être propre, car la présence de chlorures peut entraîner des réactions chimiques qui altèrent la prise du ciment. Elle doit répondre aux caractéristiques de l'eau potable, avec une quantité recommandée variant entre 150 et 200 litres.

En résumé, la composition du béton est :

- Dosage en ciment 350 Kg/m³.
- Quantité de sable 400 L.
- Quantité de gravier 800 L.
- Quantité d'eau de gâchage 175 L.

Cette formulation conduit à un béton armé de densité égale à : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

III.5.1.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

a. La masse volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

b. Le retrait

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

c. La dilatation

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$.

d. Le fluage

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

III.5.1.4. La résistance du béton

Au point de vue mécanique le béton est défini par une résistance (résistance à la compression).

a. Résistance à la compression

... (Art A.2.1.1.1)

On peut admettre en première approximation que pour $j \leq 28$, la résistance des bétons non traités thermiquement est donnée par les formules :

➤ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 60. \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .1.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 60. \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .2.} \end{array} \right.$$

➤ pour $f_{c28} > 40 \text{ MPA}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28. \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .3.} \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28. \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .4.} \end{array} \right.$$

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par des essais d'écrasement, par compression axiale des éprouvettes cylindriques droites de révolution de 200 cm^2 de section, et d'une hauteur double de leur diamètre.

La résistance f_{c28} pour les éléments principaux doit être ou moins égale 20 à 45 MPA. (7.2.1).

➤ **Dans notre projet**, nous considérons qu'on a un contrôle régulier, donc on fixe: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b. Résistance à la traction

... (Art A.2.1.1.2).

La résistance caractéristique à la traction du béton est en fonction de la résistance caractéristique à la compression :

➤ Pour $f_{c28} \leq 60 \text{ MPA}$:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .5.}$$

➤ Pour $f_{c28} > 60 \text{ MPA}$:

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .6.}$$

➤ Pour notre cas, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$.

III.5.1.5. Module de déformation transversale

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \quad \dots eq n^{\circ} III.7.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} G = \frac{E}{2,4} \cdot & \nu = 0,2 \text{ (ELS).} \\ G = \frac{E}{2} \cdot & \nu = 0 \text{ (ELU).} \end{array} \right.$$

+ Coefficient de poisson ... (Art A.2.1.3).

ν: Coefficient de Poisson qui se détermine par mesure directe de la déformation transversale, d'une éprouvette comprimée ou tendue, ou par le rapport de déformation longitudinale en valeur relatif. (**Figure.III.3**) :

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l} \quad \dots eq n^{\circ} III 8.$$

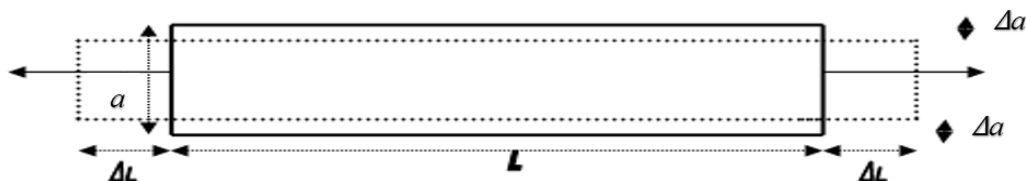


Figure.III.3 : Déformation transversale.

- ✓ $\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).
- ✓ $\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

III.5.1.6. Module de Déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young instantané **E_{ij}** et différé **E_{vj}**. Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

- **Sous charges d'une courte durée (< 24 heures)** ... (Art A.2.1.2.1).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \dots eq n^{\circ} III 9.$$

☞ **Donc :**

E_{ij}=32164,16MPa.

▪ Sous charges d'une longue durée

... (Art A.2.1.2.2).

$$E_{vij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \dots eq n^{\circ} III 10.$$

☞ Donc :

$$E_{vj} = 10721,39 \text{ MPa.}$$

III.5.1.7. Diagramme contraint - déformations du béton

▪ A l'ELU :

... (Art A.4.3.4.1).

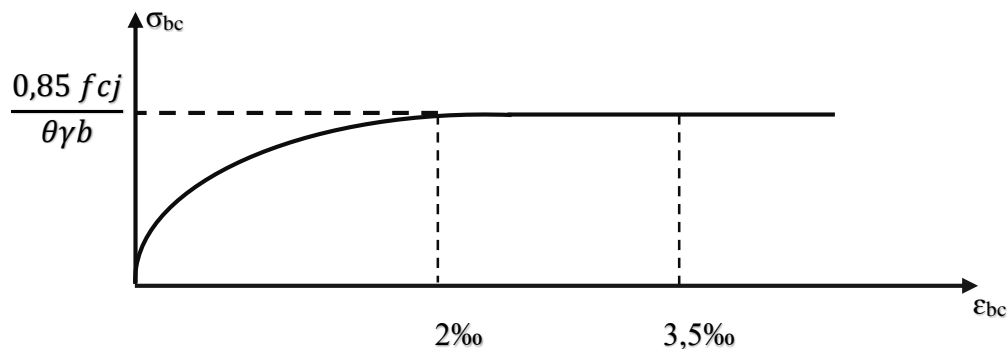


Figure.III.4 : Diagramme contrainte –déformation du béton ELU(BAEL91).

Le diagramme contrainte-déformation du béton (**Figure.III.4**), utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : (parabole-rectangle) il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ 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.

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b \quad \dots eq n^{\circ} III .11.$$

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et le coefficient θ , tiennent compte de l'influence défavorable :

- ✚ De la durée d'application de la charge.
- ✚ Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

• $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

• $\theta = 0.9$: Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

• $\theta = 0.85$: Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

• f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

• γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

➤ Pour notre projet $\theta = 1$ on obtient :

$$\begin{cases} f_{bu} = 14,2 \text{ MPA (cas général).} \\ f_{bu} = 18,5 \text{ MPA (cas accidentel).} \end{cases}$$

▪ A l'ELS :

... (Art A.4.5.2).

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité (Figure III.5) :

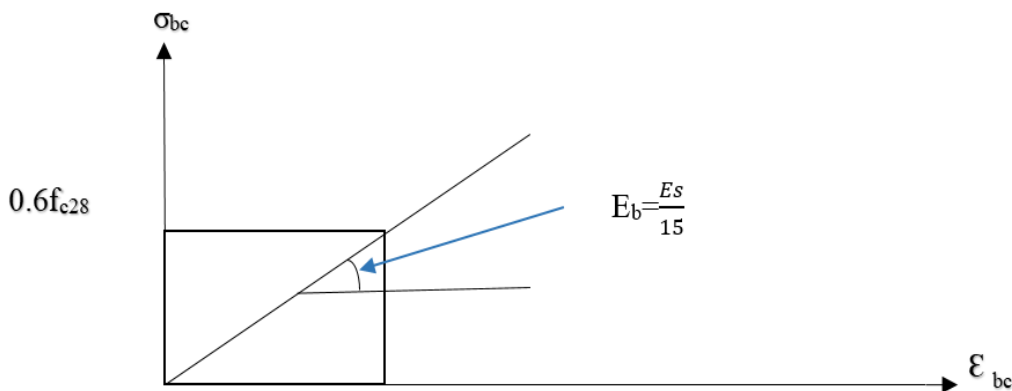


Figure III.5 : Diagramme contrainte –déformation du béton ELS (BAEL91).

La contrainte limite en compression à "ELS" est égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III.12.}$$

Alors : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, il est loisible d'utiliser le diagramme rectangle simplifié (Figure III.6).

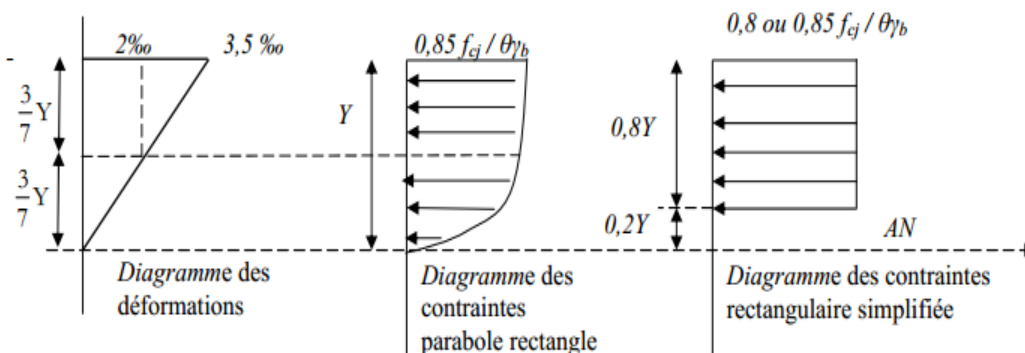


Figure III.6 : Le diagramme de contrainte rectangulaire simplifié.

III.5.1.8. La contrainte limite de cisaillement**• Fissuration peu nuisible F.PN.**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \quad \dots eq n^\circ III.13.$$

• Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \quad \dots eq n^\circ III.14.$$

Dans le cas général ($\gamma_b = 1.5$) :

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5\text{MPa} & \text{en situation durable et transitoire (S.D.T).(FTP/FP)} \\ 3,3\text{MPa} & \text{en situation accidentelle (S.A)(FPP)} \end{cases}$$

III.5.2. Le matériau acier**III.5.2.1. Définition**

L'acier, alliage de fer et de carbone en faibles proportions, se distingue par sa bonne résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion. Les aciers utilisés dans le béton armé se différencient par leur nuance et leur état de surface, qui peut être lisse et rond (RL) ou à haute adhérence (HA). Les principales catégories d'aciers couramment utilisées sont présentées dans le tableau suivant :

III.5.2.2. Types d'acier

Les armatures dans le béton armé se caractérisent par leurs différentes nuances d'acier et leurs états de surface. Pour celles utilisées dans le projet, on distingue trois types (**Tab III.1**) :

- **Aciers ronds lisses (RL)** : Les barres ayant une surface lisse, leur résistance est moyenne, ils sont souples et élastiques. Ce type est généralement utilisé pour le ferrailage transversal. Il existe deux nuances : FeE22 et FeE24.
- **Aciers à haute adhérence (HA)** : Les armatures à haute adhérence sont caractérisées par une surface nervurée qui contient des creux, spécialement conçus pour augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier. Elles sont ainsi utilisées pour le ferrailage longitudinal. Parmi les modèles les plus courants, on trouve les aciers FeE400 et FeE500.
- **Treillis soudés (TS)** : Les treillis soudés sont des éléments préfabriqués composés d'aciers disposés de manière régulière et soudés entre eux pour former une grille.

Tableau III.1 : Les types et les caractéristiques d'acier.

TYPE	NUANCE	f_e (MPa)	EMPLOI	
RONDS LISSES	FeE 22	215	Cadre et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriqué	
	FeE 24	235		
ACIER HA TYPE 1	FeE 40	400	Tous travaux en béton armé	
	FeE 50	500		
ACIER HA TYPE 2	FeE 40	400		Emploi très fréquent
	FeE 50	500		Emploi moins fréquent
ACIER HA TYPE 3	FeTE 400	400	Emploi fréquent	
	FeTE 500	500	Emploi moins fréquent	
TREILLIS SOUDES (RONDS LISSES TYPE 4)	TLE 520 $\theta \leq 6$	520	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis en armature préfabriqué	

➤ Pour notre projet on choisit :

✓ FeE24 qui est caractérisé par :

✚ Limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.

✚ Allongement à la rupture = 22%.

✓ Fe E400 qui se caractérise par :

✚ Limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.

✚ Allongement à la rupture = 14%.

✓ Les treillis soudés :

✚ Limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

III.5.2.3. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

III.5.2.4. Diagramme contraintes-déformations

Lorsqu'une éprouvette d'acier est soumise à un essai de traction, on obtient le diagramme suivant (Figure III.7) :

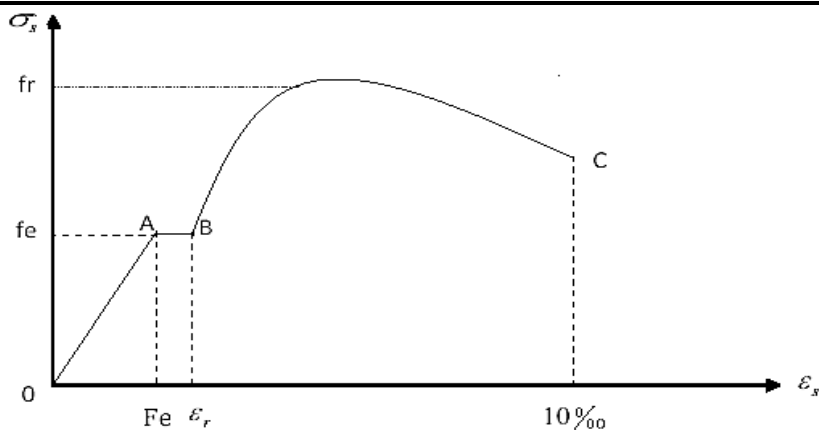


Figure III.7 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier(BAEL91).

- La droite OA est le domaine élastique avec :

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .15.}$$

- La droite AB est le palier de ductilité, pour lequel l’effort de traction égal a f_e .
- Le point C est le point de rupture.

III.5.2.5. Contraintes limites d’acier à la traction

- ELU

... (Art A.2.2.2)

Le diagramme contraintes-déformations (**Figure III.8**), à considérer dans le calcul à l’E.L.U est défini conventionnellement comme suit

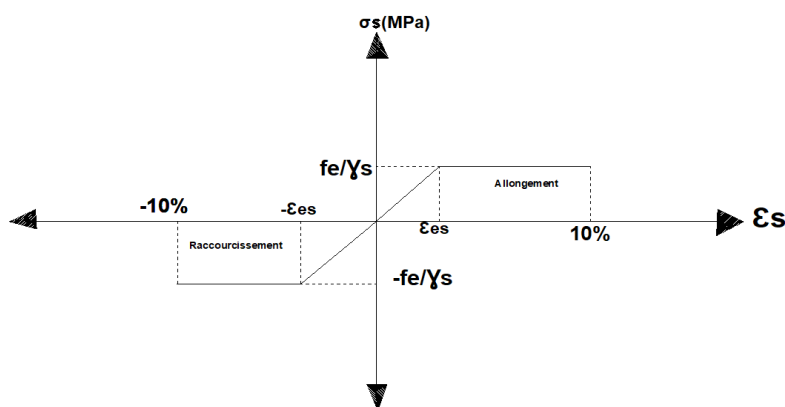


Figure III.8 : Diagramme contraintes- déformations a ELU (BAEL91).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .16.}$$

- Pour les combinaisons courantes : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$
- Pour les combinaisons accidentelles : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$
- ϵ_{es} : déformation (allongement) relative de l’acier : $\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$, $\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$.

▪ ELS

... (Art A.4.5.3).

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

• Fissuration peu nuisible (F.P.N)

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Celle de l'E.L.U.)} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .17.}$$

• Fissuration préjudiciable (F.P)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(\frac{1}{2} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)\right) \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .18.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,633 \text{ MPa.}$$

• Fissuration très préjudiciable (F.T.P)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right) \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .19.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 164,973 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration. } \eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les aciers a haut adherence } \phi > 6\text{mm} \\ 1,3 & \text{pour les acies a haut adherence } \phi < 6\text{mm} \\ 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

❖ On peut résumer les caractéristiques des matériaux du projet :

Tableau III.2 : Les caractéristiques mécaniques du béton.

Matériau	caractéristique	Valeur(MPA)
béton	La résistance à la compression à 28 jours f_{c28}	25
	La résistance à la traction à 28 jours f_{t28}	2.1
	Module de déformation longitudinale instantané E_{i28}	32164,20
	Module de déformation longitudinale différée E_{v28}	10818,87
	Coefficient de Poisson ν	0(ELU) 0.2(ELS)
	Module d'élasticité transversale G	E/2,4 (ELU) E/2 (ELS)
	Contrainte limite du béton à la compression (ELU) f_{bu}	14.2 (cas général) 18.5 (cas accidentelle)
	contrainte limite du béton à la compression (ELS) $\bar{\sigma}_{bc}$	15
	Contrainte ultime de cisaillement (ELU) $\bar{\tau}_u$	3,33 MPa (FPP) 2,5 MPa (FP/FTP)

Tableau III.3 : Les caractéristiques mécaniques de l'acier.

Types d'aciers	Nomination	Symbole	Caractéristiques	Valeur (MPa)
Aciers en barres	Haut adhérence FeE400	HA	Limite d'élasticité f_e	400
			Module d'élasticité longitudinale E_s	200000
			Contrainte limite d'acier (ELU) σ_s	348($\gamma_s = 1,15$) 400($\gamma_s = 1$)
			Contrainte limite d'acier (ELS) $\bar{\sigma}_s$	400(FP) 201,63(FPP) 164,97(FTP)
			Coefficient de fissuration η	1.6
			Coefficient De Scellement	1.5
Aciers en treilles	Treillis soudés TLE 520 $\theta \leq 6$	T.S	Limite d'élasticité f_e	520
			Coefficient de fissuration η	1.3
			Coefficient de scellement	1

III.6.Action et sollicitation

III.6.1.Les actions

III.6.1.1.Définition

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

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

On distingue :

a.Actions permanentes (G) : Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- Exemple : Poids propre du béton : 2,5 t/m³.

b.Actions variables (Q) : Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux :

- ▶ Charges d'exploitation.
- ▶ Les charges appliquées durant l'exécution.
- ▶ Les charges climatiques et les effets dus à la température.

c.Actions accidentelles (FA) : Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes :

- ▶ Séismes.
- ▶ Explosions.
- ▶ Chocs.
- ▶ Vent,...etc.

III.6.2.Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites

... (Art A.3.2).

III.6.2.1.Définition

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

III.6.2.2. Hypothèses de calcul des sections en béton armé

a) Etat limite ultime :

- Les sections droites et planes avant déformation, et après restent le même. - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
- $b_c = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion
- $b_c = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée

↪ Règle des trois pivots :

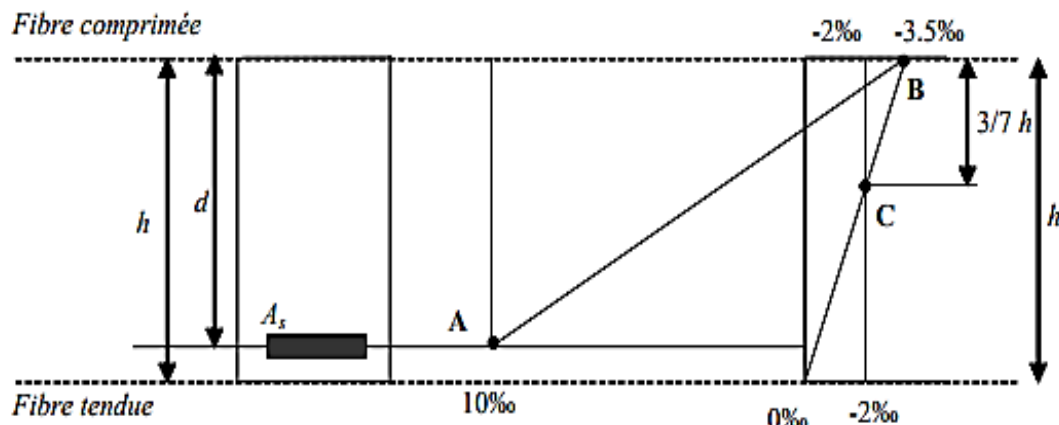


Figure III.9 : Diagramme de déformation limite de la section (BAEL91).

↪ Dans le domaine 1, pivot A, l'Etat-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.

↪ Dans le domaine 2, pivot B, l'Etat-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.

↪ Dans le domaine 3, pivot C, l'Etat-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ une distance de la fibre la plus comprimée Egale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

b) Etats limites de service (ELS) :

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ($\eta = E_s / E_b$) est pris égal à 15.

Avec :

- η : coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

III.6.2.3. Les combinaisons d'action

... (Art A.3.3).

a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i. \quad \dots eq n^{\circ} III .20.$$

$$\gamma_{Q1} \begin{cases} 1.5 \text{ En général.} \\ 1.35 \text{ Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

- Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.
- G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i. \quad \dots eq n^\circ III .21.$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

c. Sollicitations accidentelles

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i \quad \dots eq n^\circ III .22.$$

- F_A : Valeur de l'action accidentelle.
- Q_i : Charge variable d'accompagnement.
- ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.
- F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

d. Combinaisons d'action à considérer

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases} \quad \dots eq n^\circ III .23.$$

$$\text{Situations accidentelles } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \rightarrow \text{les structures auto stables.} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases} \quad \dots eq n^\circ III .24.$$

$$\text{Pour les poutres : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad \begin{cases} 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ G + Q \end{cases} \quad \dots eq n^\circ III .25.$$

$$\text{Pour les poteaux : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \quad \begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ G + Q \end{cases} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .26.}$$

$$\text{Pour les voiles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ G + Q \end{cases} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ III .27.}$$

Avec :

E : action du séisme.

III.7.Les plans de projet

REZ- DE CHAUSSEE

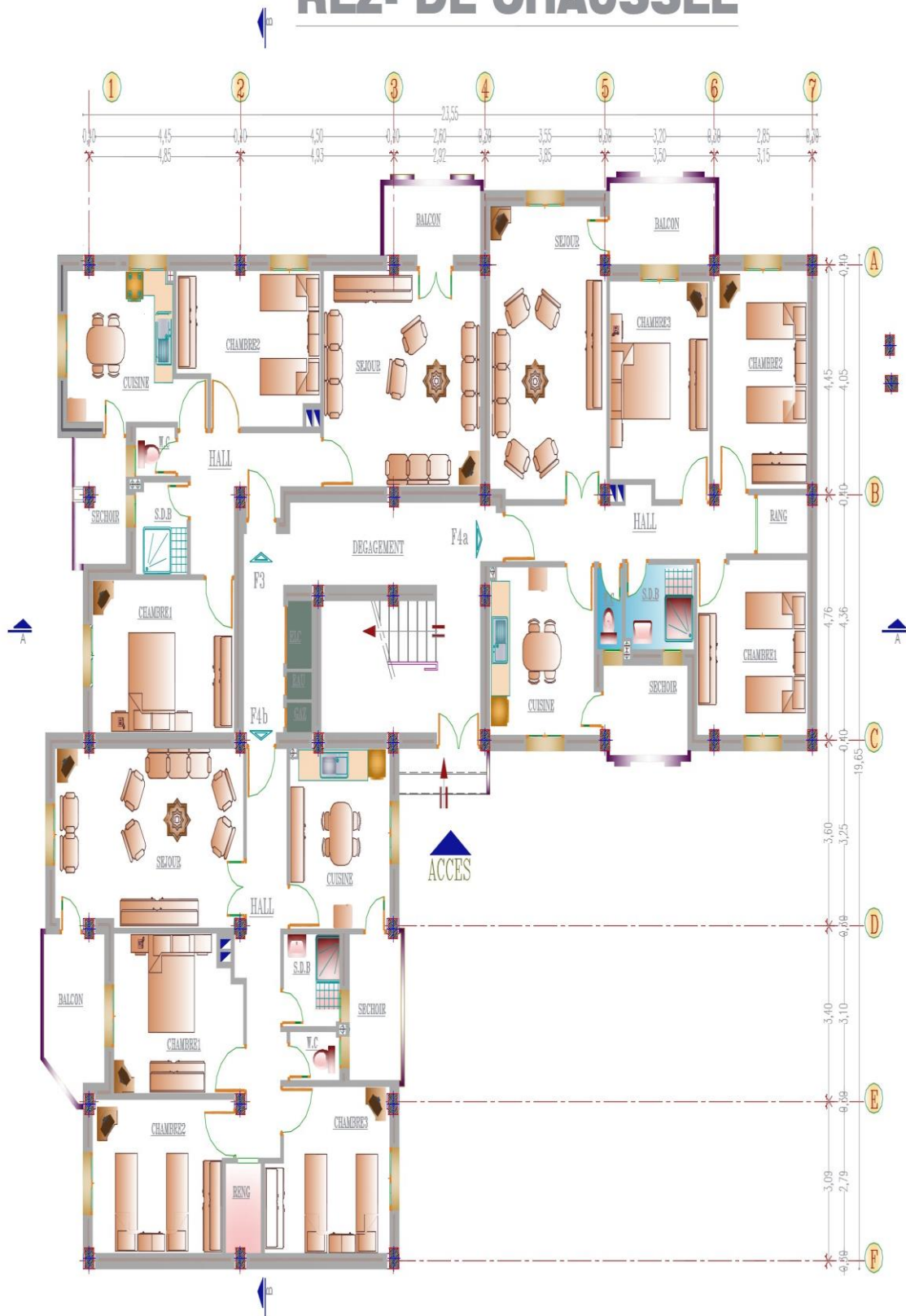


Figure III.10 : Vue en plan RDC.



COUPE BB ECH: 1/100

Figure III.11 : Plan de la façade principale.

ETAGE COURANT

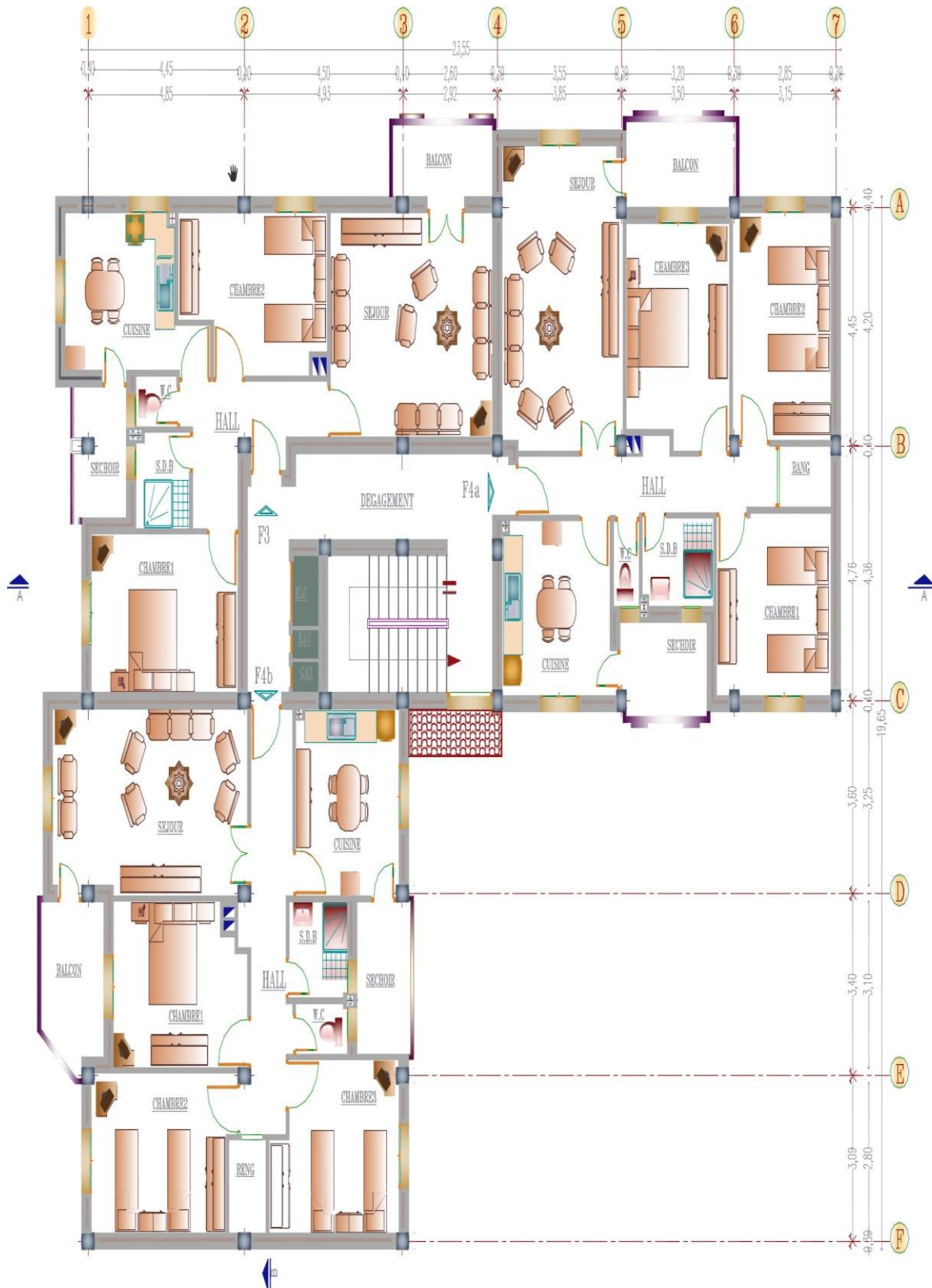
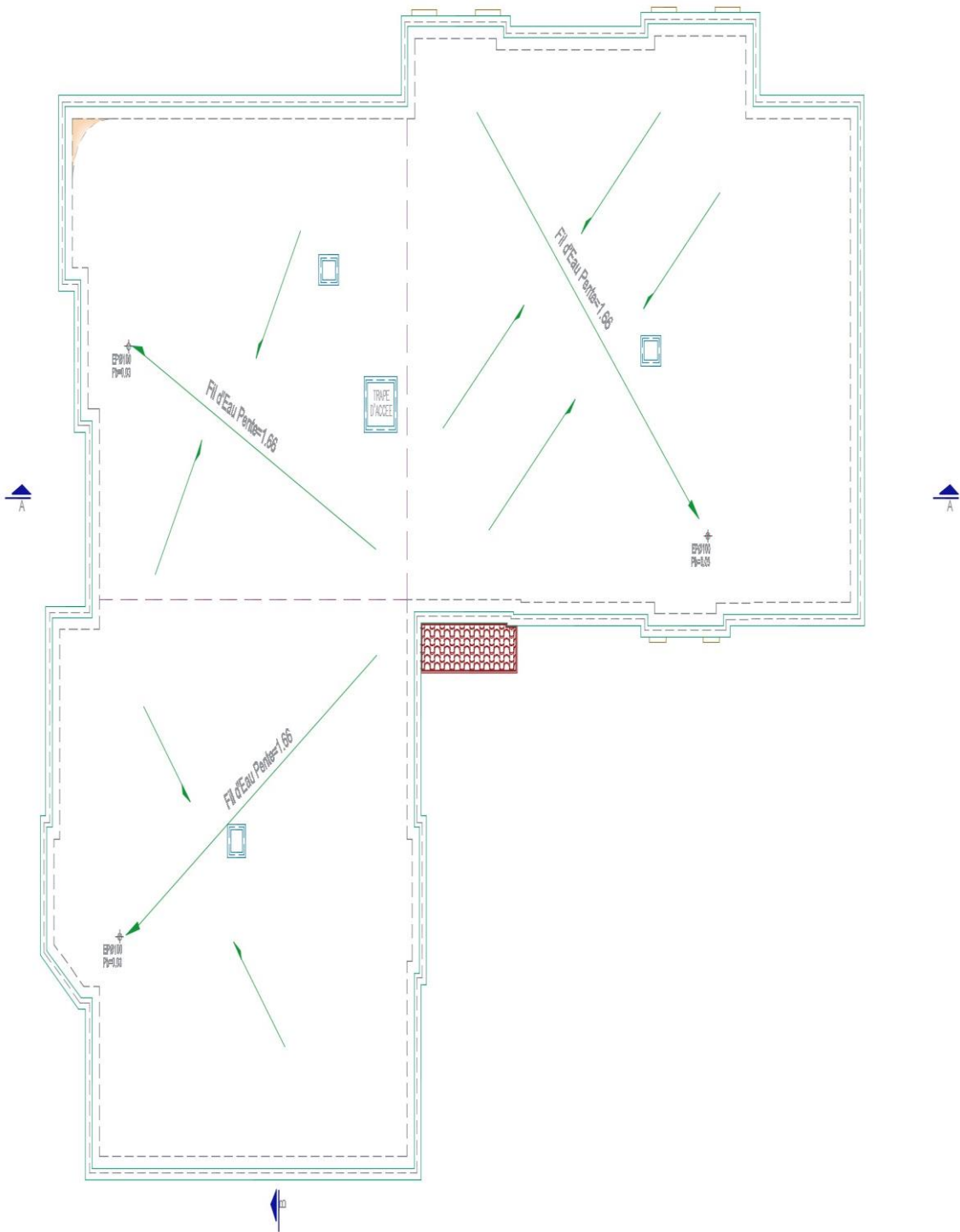


Figure III.12 : Vue en plan des étages courants.



PLAN DE TOITURE

Figure III.13 : Vue en plan de la toiture.



Figure III.14: Plan de la coupe longitudinale (Coupe A-A).

III.8. Conclusion

Ce chapitre présente les caractéristiques des matériaux utilisés pour assurer une résistance optimale aux forces sismiques, en conformité avec les normes et règlements en vigueur, notamment le BAEL, le CBA, le DTR et le RPA.

Le béton armé, choisi pour sa rigidité et sa résistance à la compression, est associé à l'acier, reconnu pour sa ductilité et sa capacité à absorber l'énergie sismique. Le respect des recommandations du DTR pour les fondations garantit une bonne répartition des charges et une stabilité accrue, tandis que le dimensionnement des éléments structuraux selon le RPA assure une répartition homogène des forces sismiques.

L'application des principes du BAEL optimise l'interaction entre les voiles et les portiques, améliorant ainsi la réponse dynamique de la structure. L'association de matériaux performants à une conception rigoureuse permet donc de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité des bâtiments en zones sismiques.

Ce chapitre constitue la base des analyses et calculs détaillés présentés dans la suite du travail.

Chapitre IV :
Pré-dimensionnement des éléments et
descente des charges.

IV.1. Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape essentielle dans la conception des structures, permettant de définir les dimensions approximatives des éléments structuraux avant les calculs détaillés. Il s'appuie sur les normes telles que le **RPA 99/2003** et **RPA 2024** (règles parasismiques), le **BAEL 91 modifié 99** (calcul des structures en béton armé aux états limites), et le **CBA93** (règles de conception des structures en béton armé).

Cette étape fournit des dimensions initiales pour les éléments comme les poutres, poteaux et fondations, en tenant compte des charges et contraintes réglementaires. Ces valeurs, bien qu'approximatives, peuvent être ajustées lors de la phase de dimensionnement final.

IV.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

IV.2.1. Pré dimensionnement des poutres

IV.2.1.1. Définition

Une poutre est un élément structural horizontal en béton armé, destiné à porter et transmettre les charges des planchers et des autres éléments structuraux aux poteaux. Elle joue un rôle clé dans la répartition des efforts au sein d'une structure. Les poutres peuvent être classées en deux types :

- **Poutres principales** : Supportent directement les charges des planchers et les transmettent aux poteaux.
- **Poutres secondaires** : Transmettent les charges des planchers aux poutres principales.

Elles sont dimensionnées selon les normes en vigueur, telles que le **BAEL 91 révisé 99** et le **RPA 99/2003**, et **RPA 2024**, pour assurer leur résistance, stabilité et conformité parasismique.

IV.2.1.2. Le pré dimensionnement

Les poutres de notre projet sont des poutres à section rectangulaire, d' hauteur « **h** », et de largeur « **b** », et elles sont continuées sur plusieurs travées.

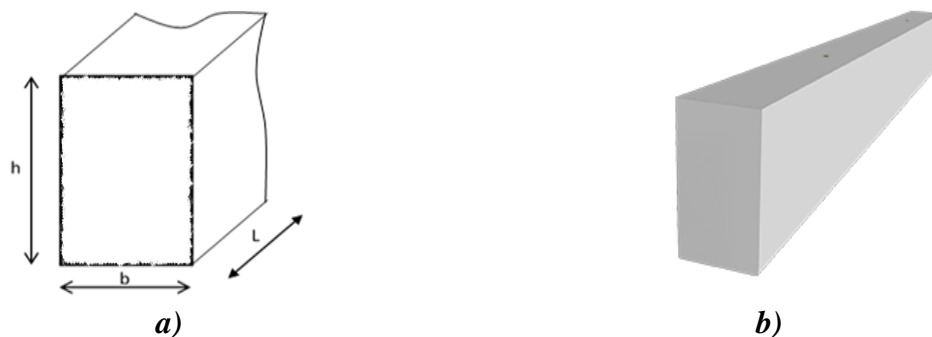


Figure IV.1 a) b) : Dimensions de la poutre.

Avec :

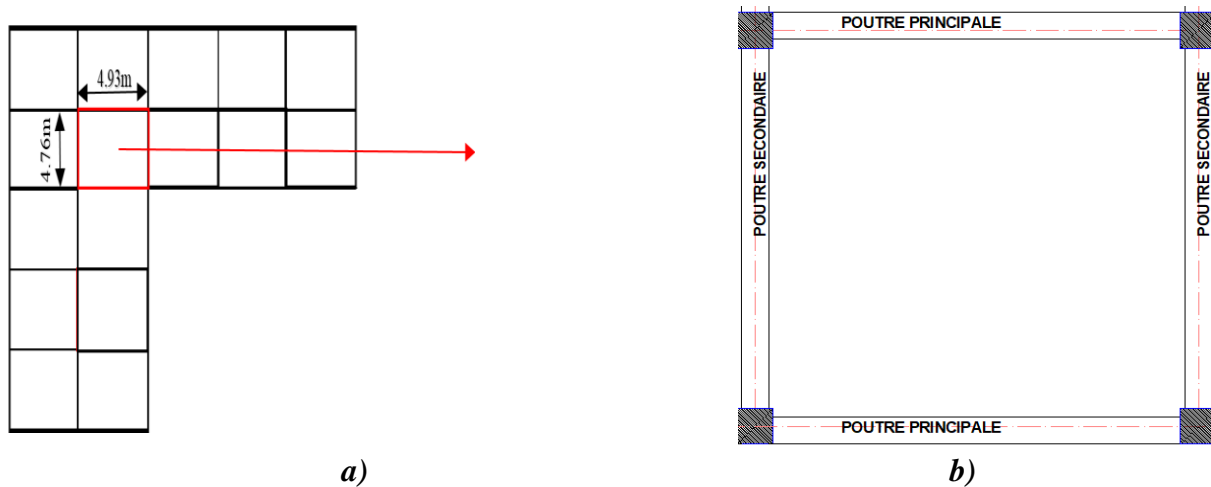
- **L** : longueur de la plus grande portée.
- **h** : hauteur de la poutre.
- **b** : largeur de la poutre.

➤ Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- Résistance
- Déformation (flèche).
- La condition de la flèche suivant **BAEL 91** est :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \end{cases} \quad \dots eq n^{\circ} IV.1$$

➤ Dans cette phase relative au pré dimensionnement des poutres, on s'intéresse au panneau dalle ayant les plus grandes dimensions. Ce panneau est schématisé dans (**figure IV.2**) :



A. Poutres principales

Longueur de la poutre : $L_{x \max} = 4,93m$

- Hauteur de la poutre principale :

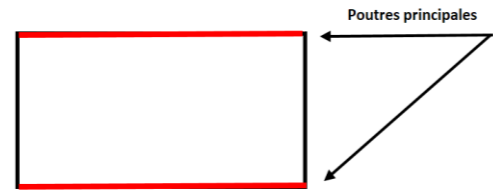
$$\frac{493}{15} \leq h \leq \frac{493}{10} \Rightarrow 32,86 \leq h \leq 49,3cm.$$

On prend : $h = 45cm$.

- Largeur de la poutre principale :

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,6 \times 45 \rightarrow 13,50 \leq b \leq 27cm$$

Pour des raisons constructives, on prend : $b = 30cm$.



B. Poutres secondaires

Longueur de la poutre : $L_{y \max} = 4.76m$.

- Hauteur de la poutre secondaire :

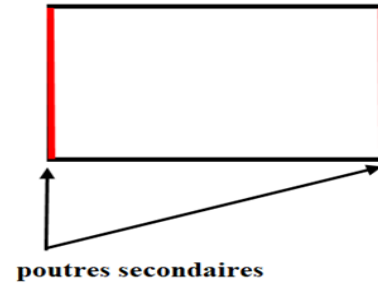
$$\frac{476}{15} \leq h \leq \frac{476}{10} \Rightarrow 31,73 \leq h \leq 47,6cm.$$

On prend : $h = 40cm$.

- Largeur de la poutre secondaire :

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,6 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 24cm.$$

Pour des raisons constructives, on prend : $b = 30cm$.



IV.2.1.3.Vérification

❖ Selon le RPA99/ 2003. (art 7 .5.1)

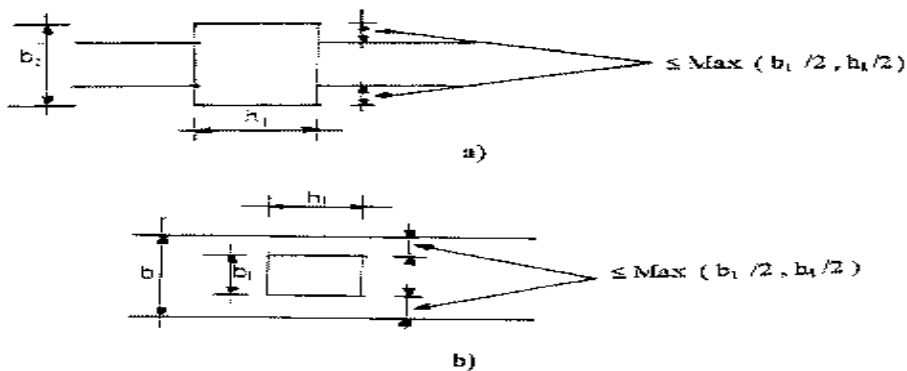


Figure IV.3 : Dimension à respecter pour les poutres (RPA99/ 2003 art 7 .5.1).

Tableau IV.1 : Tableau Récapitulatif (RPA99/ 2003).

Niveau	Section de la poutre	1 ^{er} condition		2 ^{eme} condition		3 ^{eme} condition	
		$h \geq 30\text{cm.}$		$b \geq 20\text{cm}$		$h/b \leq 4$	
		h	vérification	b	vérification	h/b	Vérification
Terrasse +RDC+ étage courant	(30×45) Cm ²	45	Vérifiée	30	Vérifiée	1.5	Vérifiée
Terrasse +RDC+ étage courant	(30×40) Cm ²	40	Vérifiée	30	Vérifiée	1.33	Vérifiée

❖ Selon le RPA 2024. (art 7 .5.1)

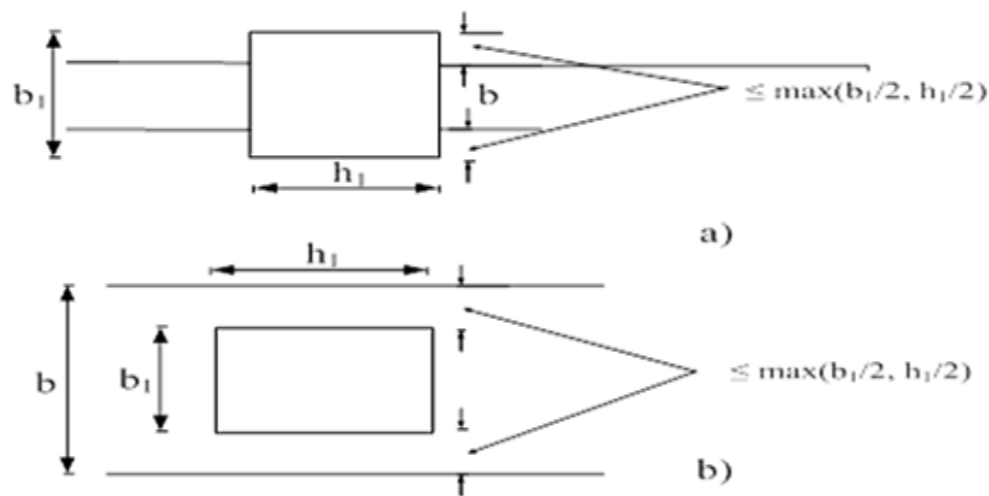


Figure IV.4 : Dimension à respecter pour les poutres (RPA 2024 art 7.5.1).

NB :

- $b \geq 20 \text{ cm}$: en zones I, II et III.
- $b \geq 25 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI.
- $b_{\text{max}} \leq (1.5h + b_1)$.

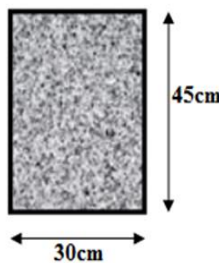
Où : h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

Tableau IV.2 : Tableau Récapitulatif (RPA 2024).

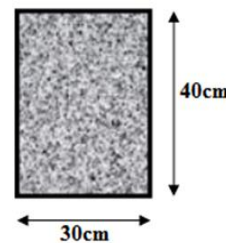
Niveau	Section de la poutre	1 ^{er} condition		2 ^{eme} condition		3 ^{eme} condition	
		h ≥ 30cm.		b ≥ 25cm (zone IV)		h/b ≤ 4	
		h	vérification	b	vérification	h/b	vérification
Terrasse +RDC+ étage courant	(30×45) Cm ²	45	Vérifiée	30	Vérifiée	1.5	Vérifiée
Terrasse +RDC+ étage courant	(30×40) Cm ²	40	Vérifiée	30	Vérifiée	1.33	Vérifiée

Donc :

- La poutre principale à la section : (30×45) cm².
- La poutre secondaire à la section : (30×40) cm².



a) Poutre principale.



b) Poutre secondaire.

Figure IV.5 a) b) : Dimensions de la poutre principale et secondaire.

IV.2.2. Pré dimensionnement des poteaux

IV.2.2.1. Définition

Un poteau est un élément porteur vertical en béton armé, conçu pour transmettre les charges gravitaires de la structure, telles que les charges permanentes et d'exploitation, vers les fondations. Généralement de section rectangulaire ou circulaire, il se distingue par une longueur largement supérieure à ses autres dimensions.

Le pré-dimensionnement des poteaux en béton armé repose sur trois critères :

- **Résistance** : Vérification que la section supporte les efforts de compression selon les normes.

- **Stabilité de forme** : Contrôle du flambement pour éviter des déformations excessives.
- **Conditions du RPA 99/2003 et RPA 2024** : Respect des prescriptions parasismiques et des dimensions minimales.

IV.2.2.2. Les étapes de pré dimensionnement

- Adaptation d'une section préalable (40x40) cm².
- Évaluation des charges.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Descente de charges permanentes et charges d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal Nu.
- Calcul de l'effort normal ultime que le poteau peut supporter Nu.
- Vérification de la section selon les règles **CBA 93** et **RPA99/2003** et **RPA2024**.

IV.2.2.3. Le pré dimensionnement

Le critère le plus prépondérant pour le pré dimensionnement du poteau, est celui de flambement.

➤ Pour notre projet ont un poteau à section rectangulaire.

❖ Selon les règles **CBA93**, article **B.8.4.1** : l'effort dans le poteau doit vérifier que :

$$N_u \leq N_{lim} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \dots eq n^\circ IV.2.$$

Avec :

- **Nu** : est l'effort normal ultime pondéré, que l'on déduit après descente de charges.
- **Br** : est la section de béton réduite de **2cm** suivant chaque côté, c'est-à-dire :

$$B_r = (a - 2cm) \times (b - 2cm) \quad \dots eq n^\circ IV.3.$$

• **α** : est coefficient qui dépend de l'élanement de l'élément poteau λ par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{0,85}{\beta(\lambda)} \quad \dots eq n^\circ IV.4.$$

Donc :

$$\beta(\lambda) = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ IV.5.}$$

➤ Pour les sections rectangulaires il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$, de ce fait, on va prendre :

$\lambda = 35$, ce qui conduit à :

$$\beta(\lambda) = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2.$$

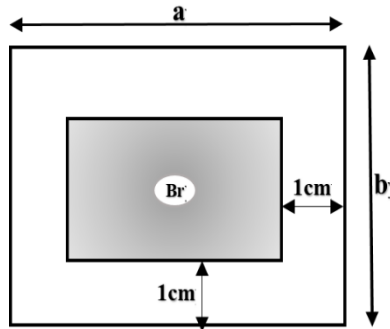


Figure IV.6 : La section réduite du béton.

❖ Selon art, 7.4.1, P61, (RPA99/ 2003)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

(Figure IV.7).

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ (Zone I et IIa).
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ (Zone IIb et III).
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e/20 \text{ cm}$.

- $\frac{1}{4} \leq (b_1, h_1) \leq 4$.

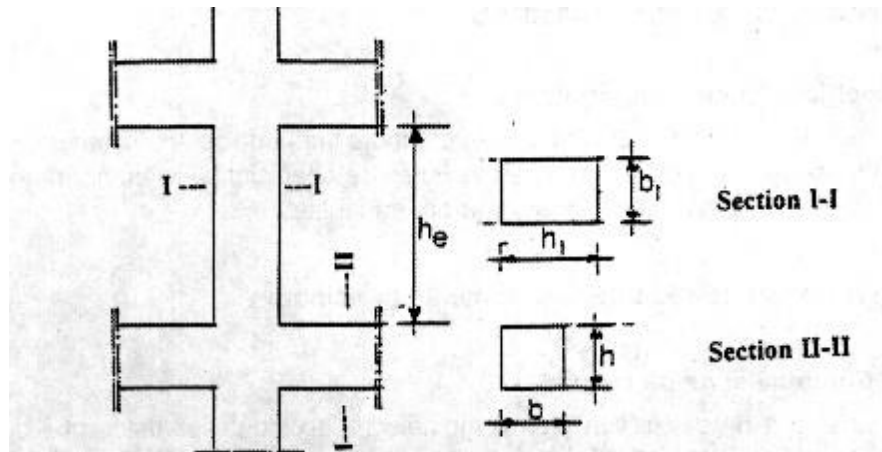


Figure IV.7 : Coffrage des poteaux. (Art, 7.4.1, P61, RPA99/2003).

Avec :

- b_1 : Largeur de la section.
- h_1 : Hauteur de la section.
- h_e : Hauteur de poteaux.

❖ Selon art, 7.4.1, P61 (RPA 2024)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dés de calage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : (Figure IV.8).

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$: en zones I, II et III.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$: en zones IV, V et V.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20}$: quelle que soit la zone
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ Quelle que soit la zone.

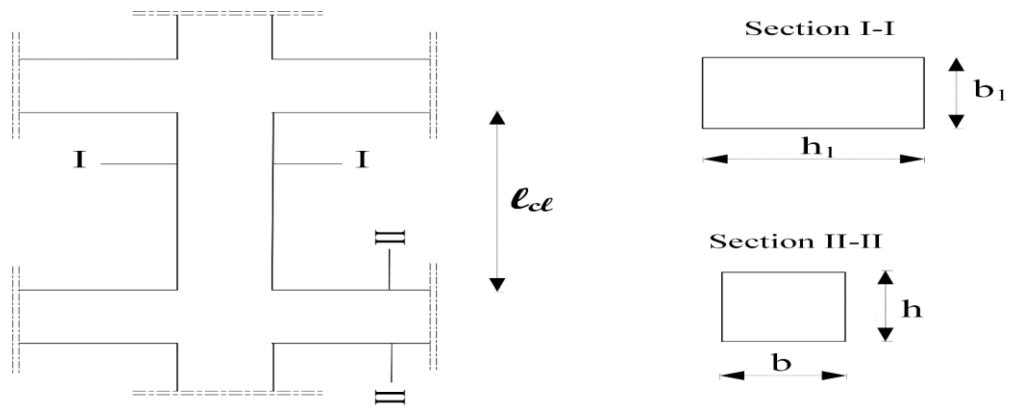


Figure IV.8 : Coffrage des poteaux. (Art, 7.4.1, P61, RPA 2024).

IV.2.3. Pré dimensionnement des voiles

IV.2.3.1. Définition

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé utilisés dans les bâtiments, et jouent un rôle clé dans la transmission des charges verticales (poids des planchers et des toitures) aux fondations, travaillant en compression, traction, et cisaillement. Il assure la stabilité et le contreventement des bâtiments en résistant aux charges latérales Leur conception et leur disposition répondent à des réglementations strictes, comme le **RPA** (Règlement Parasismique Algérien) ou le **D.T.U 23.1**.

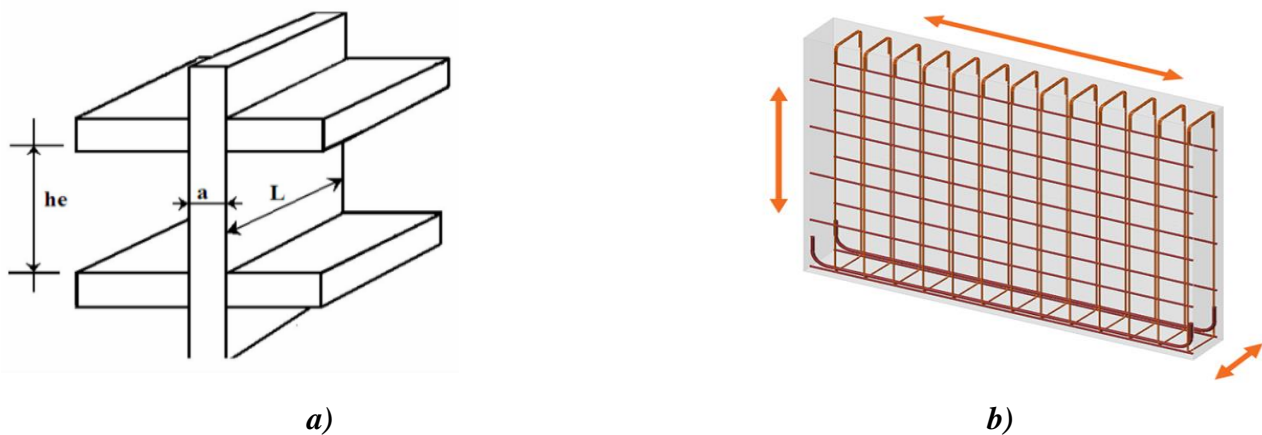


Figure IV.9 a) b) : Les dimensions de voile [17].

Les voiles de contreventement qui feront l'objet de notre étude.

IV.2.3.2. Pré dimensionnement

a. La longueur du mur d

- DTU : $d \geq 5.a$
- RPA99/2003 : $d \geq 4.a$
- RPA 2024 : $d = l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m\right)$

• l_w : représente la longueur du voile.

• a, b_w : L'épaisseur minimale.

b. L'épaisseur de mur a

- ❖ DTU : $a \geq 10$ cm pour mur intérieur.
 $a \geq 12$ pour mur extérieur.
 $a \geq 15$ dans les milieux agressifs.

❖ RPA 99/2003 : article 7.7.1 :

$a \geq 15$ cm pour tous les murs

Donc, l'épaisseur minimale est 15 cm, de plus elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e et des conditions des raidisseurs aux extrémités.

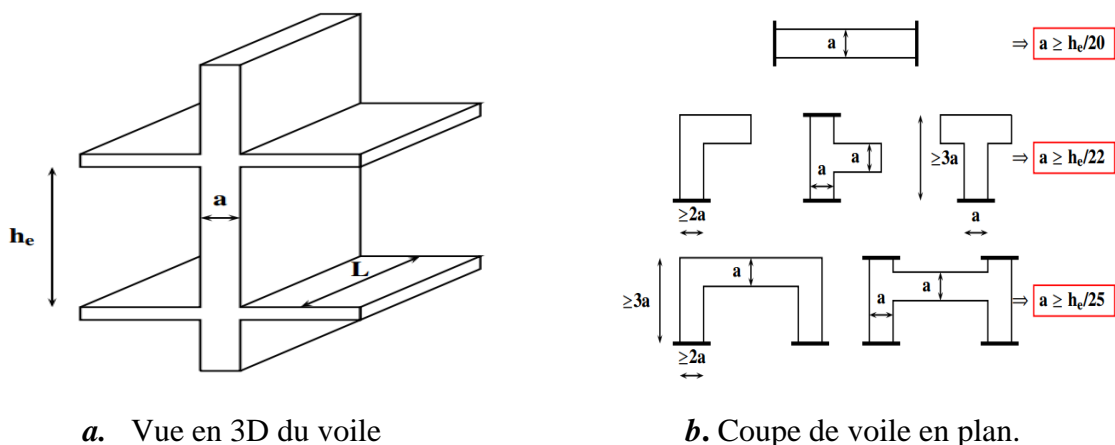


Figure IV.10 a. b : Spécifications et l'épaisseur minimale des différentes configurations (RPA 99/2003 art 7.7.1).

❖RPA 2024 : article 7.7.1 :

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right) \quad \dots eq n^\circ IV.6.$$

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de h_e , et des conditions de rigidité aux extrémités, (Figure IV.11).

• h_e : la hauteur libre du niveau.

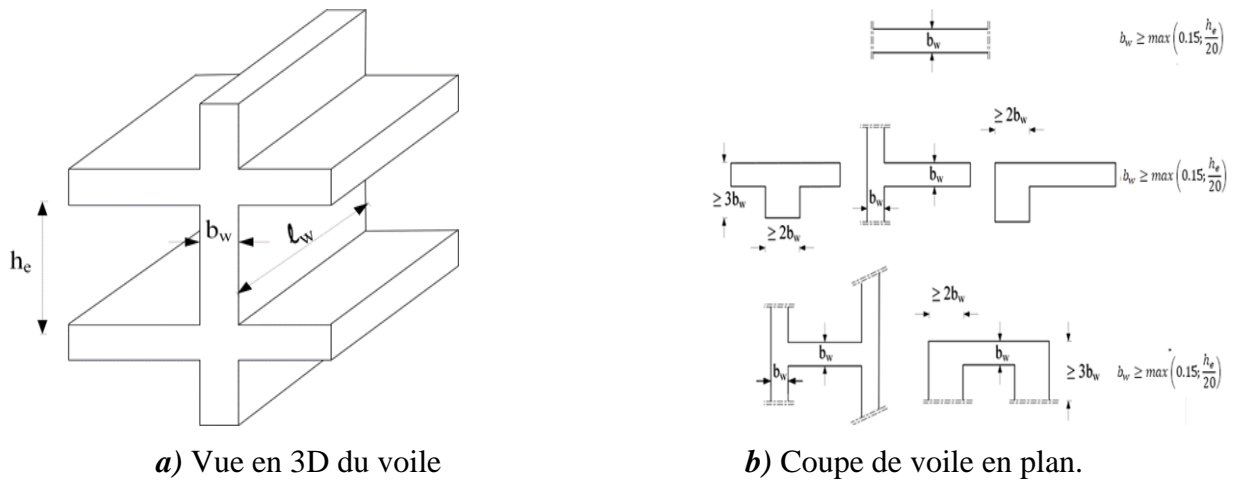


Figure IV.11 a) b) : Spécifications et l'épaisseur minimale des différentes configurations (RPA 2024 : art 7.7.1).

IV.2.3.3.Vérification Pour RDC et étage courant

☞ Dans notre bâtiment on a un type de voile :

- Cas d'un voile simple : $a \geq \frac{h_e}{20}$

❖Selon RPA99/2003 :

La hauteur de RDC et d'étage courant, qui vaut **3.06 m**.

Avec :

- La hauteur du voile :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre secondaire}} \quad \dots eq n^\circ IV.7.$$

$$h_e = 306 - 40 \Rightarrow a \geq \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm.}$$

- L'épaisseur du voile :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}, 15 \right\} \quad \dots eq n^\circ IV.8.$$

$$a \geq \max \{ 13.3, 12.1, 10.64, 15 \}.$$

- ❖ Selon RPA2024 :

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right) \quad \dots eq n^\circ IV.9.$$

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm}, 13.3 \text{ cm}).$$

➤ Donc on adopte : $a = b_w = 20 \text{ cm}$.

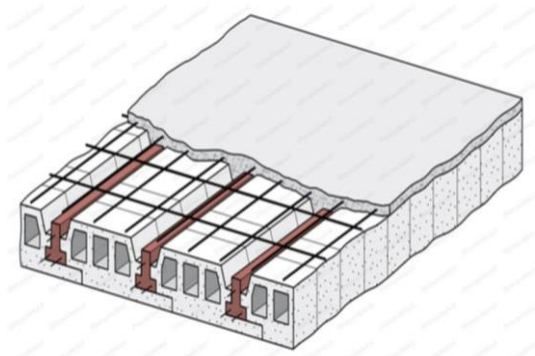
IV.3. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

IV.3.1. Pré dimensionnement des planchers

IV.3.1.1. Planchers en Corps Creux

Les planchers sont des plaques minces reposant sur plusieurs appuis et transmettant les charges aux éléments porteurs. Ils délimitent les niveaux du bâtiment et assurent le transfert des charges verticales et horizontales, notamment en cas de séisme. Leur épaisseur dépend des charges appliquées et de la portée, tout en respectant les contraintes de résistance.

Dans ce projet, les planchers sont en corps creux, ce qui permet de réduire le poids tout en maintenant la résistance.



a)



b)

Figure IV.12 a) b) : Plancher à corps creux [18].

L'épaisseur totale des planchers doit respecter la norme C.B.A.93 [B.6.8.2.4] et est déterminée en fonction de la condition de la flèche.

Cette dernière limite la déformation du plancher sous les charges appliquées, en assurant que la

flèche ne dépasse pas une valeur maximale. On a adopté les planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5,3m) [21].
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

➤ Il se compose de trois éléments : **(Figure IV.13)**.

- **Entrevous** : agissant comme des coffrages perdus, pour absorber les forces de compression.
- **Les poutrelles** : en béton armé coulé sur place, prennent les efforts de traction.
- **Une dalle de compression** : il s'agit d'une dalle en béton coulée avec un treillis soudé sur

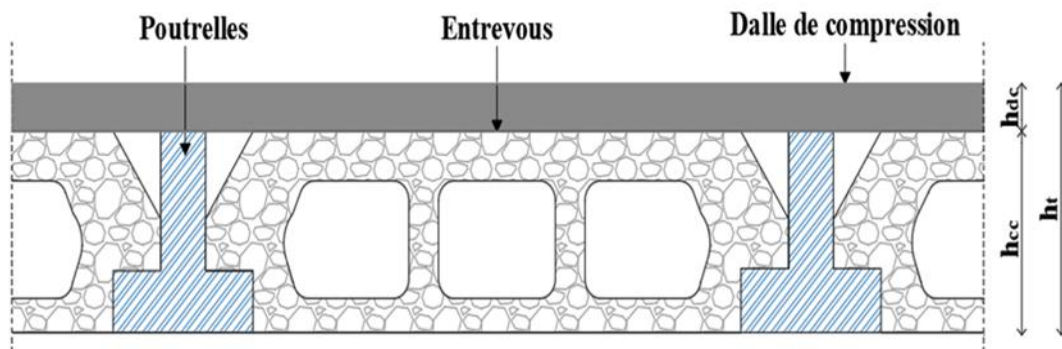
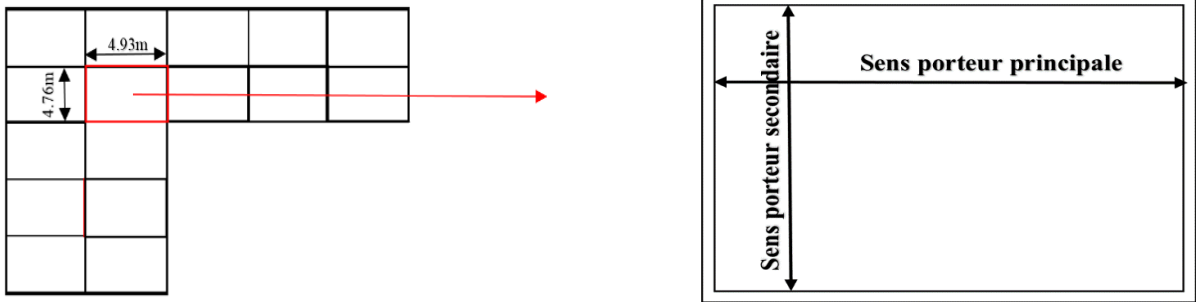


Figure IV.13 : Plancher à corps creux [18].

➤ Le "CBA93" recommande que : (Art B.6.8.4.2.4).

- La condition de la résistance à la flèche du plancher à corps creux est : $e \geq \frac{L}{22,5}$.
- Avec :
- **e** : épaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).
- **L** : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.



a) b)
Figure IV.14 a) b) : Pré dimensionnement des poutrelles.

$L = \min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max}).$

$L = \min (493, 476) \implies L_y \text{ max} = 476 \text{ cm}.$

Alors : $e \geq \frac{476}{22,5} = 21.15 \text{ cm}.$

➤ **Donc**, on adopte : $e = 20 \text{ cm}.$

- On choisit un plancher à corps creux de type (16+4).

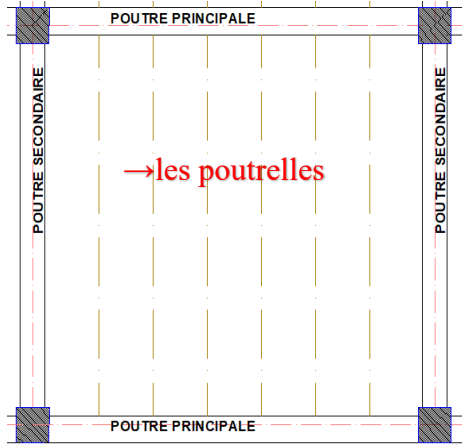
$h_t = h_{cc} + h_{dc}.$

...eq n° IV.10.

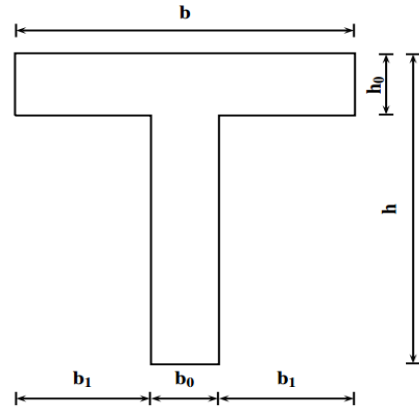
$$\begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{corps creux} \\ h_{dc} = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{la hauteur du plancher} \end{cases}$$

➤ **Poutrelles**

Les poutrelles en forme de T jouent un rôle crucial en assurant la répartition des contraintes et leur transmission aux poutres principales, leur orientation étant parallèle à la petite portée, Selon les règles du CBA 93.



a. Disposition des poutrelles.



b. Section des poutrelles.

Figure IV.15. a. b : Pré dimensionnement des poutrelles.

Elles sont dimensionnées comme suit selon **(BAEL 91)** :

- La hauteur de la nervure : $h = h_t = 20$ cm
- La largeur de la nervure :

$$b = b_0 + 2b_1$$

... eq n° IV.11.

- La petite largeur b_0 : $0,3h_t \leq b_0 \leq 0,6h_t$

➤ Donc :

$$0,3 \times 20 \leq b_0 \leq 0,6 \times 20 \Rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$$

- La distance b_1 (**art4.3.1**) :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min \left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2} \right).$$

....eq n° IV.12.

- **L** : La portée maximale de la nervure est de 476 cm.
- **L₀** : La distance entre les nus des nervures dépend de la largeur du hourdis, Suivant les normes algériennes (**DTC.B.C.22**) la distance L_0 est prise généralement prise à 55 cm.

➤ Donc :

- $b_1 = \min (47,6 \text{ cm} ; 27,5 \text{ cm}) \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b = 10 + 2 \times 27,5 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

➤ Finalement, on aura :

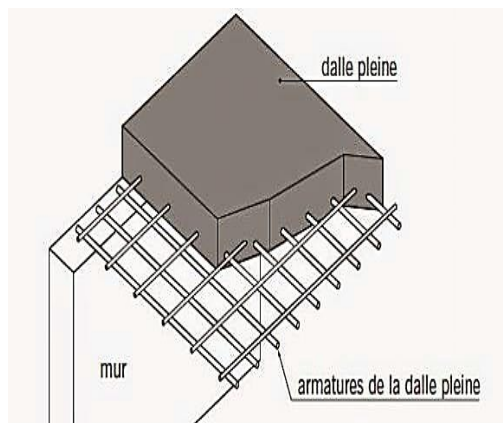
- $b = 65 \text{ cm.}$
- $h_0 = 4 \text{ cm.}$
- $h = 16 \text{ cm.}$
- $b_1 = 27.5 \text{ cm.}$
- $b_0 = 10 \text{ cm.}$

IV.3.1.2. Plancher à dalle pleine

Plancher à dalle pleine est une structure monolithique en béton armé, dont l'épaisseur est aussi variée entre 12 et 25 cm selon les charges (l'épaisseur minimale dépend du respect des normes **RPA99/2003**, **RPA2024** et **BAEL**).

Pour ce projet, nous avons choisi un plancher à dalle pleine pour les balcons terrasse et les balcons étage courants. Ce type de plancher présente les avantages suivants :

- Supporte de grandes charges.
- Résiste bien au feu.
- Assure une bonne isolation thermique.



a)

b)

Figure IV.16 a) b) : Plancher à dalle pleine [19].

➤ Résistance à la flexion

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{L_X}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_X}{35} \leq e \leq \frac{L_X}{30}$
- Dalle repose sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_X}{50} \leq e \leq \frac{L_X}{40}$
- L_X : représente la petite portée du panneau le plus sollicité.

➤ Résistance au feu

- $e = 7 \text{ cm}$: pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$: pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$: pour quatre heures de coupe-feu.

➤ Isolation phonique

Selon les règles techniques «CBA 93» en vigueur en L'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

❖ Pour notre projet nous avons panneau sur un seul appui (Balcon).

➤ Condition de résistance au feu

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

• Condition de la flèche :

$$e \geq \frac{L_X}{20} \quad \dots eq n^\circ IV.13.$$

$$L_X = 150 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e \geq \frac{L_X}{20} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e \geq 7,5 \text{ cm.}$$

➤ **Finalement**, on adopte pour le pré dimensionnement des planchers à dalle pleine (balcon), $e = 15 \text{ cm}$.

IV.3.2. Pré dimensionnement des escaliers

IV.3.2.1. Définition

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction. L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue (**Figure IV.17**).

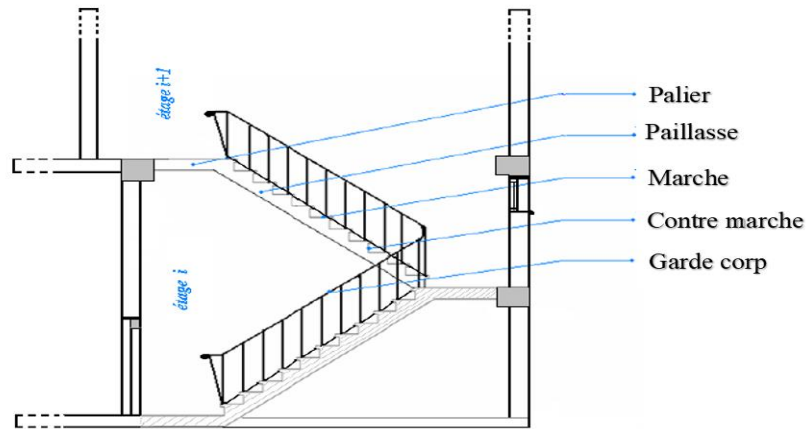


Figure IV.17 : Représentation de l'escalier [20].

IV.3.2.2. Caractéristiques géométriques des escaliers

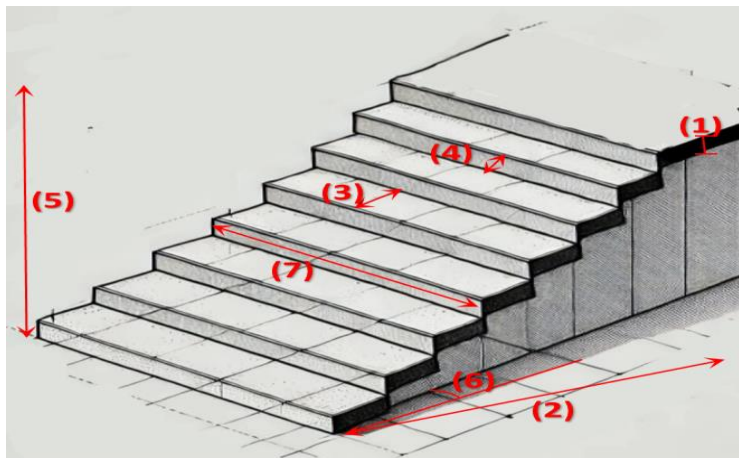


Figure IV.18. Schéma de l'escalier.

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos).
- (2) : L0 (Longueur totale d'escalier).
- (3) : g (Giron : marche).
- (4) : h (Hauteur de là contre marche).
- (5) : H0 (Hauteur de la volée).
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse).
- (7) : (Emmarchement).

IV.3.2.3. Dimensionnement des marches et contremarches

Pour déterminer les dimensions des marches et contremarches (g et h), on utilise la relation de Blondel qui est la suivante :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad \dots eq n^{\circ} IV.14.$$

- 59 cm appartements courants.
- 66 cm locaux publics.
- h : la hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 18 \Rightarrow h = 17$ cm
- g : le giron de la marche : $24 \leq g \leq 32 \Rightarrow g = 30$ cm

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les dimensions choisies satisfont la formule de Blondel, donc l'escalier est confortable.

IV.3.2.4. Nombre de marches et contremarches. RDC et d'étage courant

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

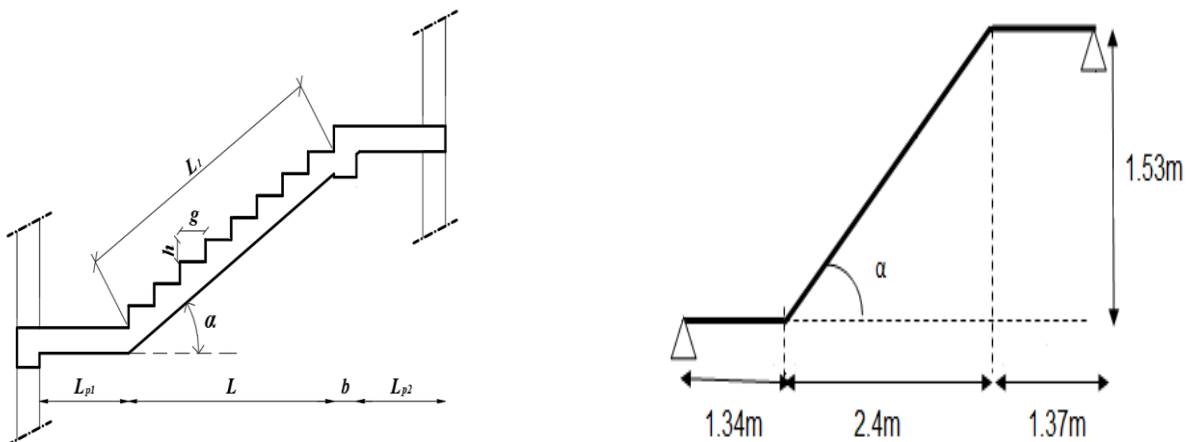


Figure IV.19 : Dimensionnement de l'escalier.

- **Hauteur :** $H=3.06$ m
- **Giron :** $g= 30$ cm
- **Contre marche :** $h=17$ cm

➤ **Nombre de contre marche :**

$$n_c = H/h = 306/17 = 18.$$

☒ **On aura :** 18 contre marche entre chaque étage, donc 9 contres marchent pour chaque volée.

➤ **Nombre de marche :**

$$n_m = n_c - 1 = 8 \text{ marche.}$$

➤ **Angle d'inclinaison (α) :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,21^\circ$$

➤ **La longueur de volée :**

$$L_1 = \frac{L}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L_1 = \frac{2,40}{\cos 32,21} = 2,83\text{m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

Finalement, l'épaisseur minimale de la paillasse est estimée suivant la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_1 \leq \frac{L}{20}. \quad \dots \text{eq } n^\circ \text{ IV.15.}$$

• **L :** longueur de la paillasse.

• **e₁ :** épaisseur de la paillasse.

Alors :

$$L' = L_{\text{pal (1)}} + L_{\text{pal (2)}} + L_{\text{vol}} \quad \dots \text{eq } n^\circ \text{ IV.16.}$$

$$L' = 1,34 + 1,37 + 2,40 = 5,11\text{m} \Rightarrow 17,03\text{cm} < e_1 < 25,55\text{cm.}$$

☒ **Donc on adopte :** $e_1 = 20\text{cm}$.

IV.3.2.5. Pré dimensionnement de la poutre palière

Une poutre palier est une poutre horizontale qui sert de support intermédiaire dans une structure, transmettant et répartissant les charges aux poteaux ou murs porteurs. Elle est utilisée pour réduire les portées libres, stabiliser la structure et répartir les charges uniformément. On la retrouve souvent dans les escaliers ou planchers.

• Condition de résistance et de flèche

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,6 \times h \end{cases} \quad \dots \text{à } q \text{ n}^\circ \text{ IV.17.}$$

Avec :

• L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis.

• h : la hauteur totale de la poutre.

$\Rightarrow L_{\max} = 476 \text{ cm.}$

\Rightarrow La hauteur : $\frac{476}{15} \leq h \leq \frac{476}{10} \Rightarrow 31,73 \leq h \leq 47,6 \text{ cm.}$

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

\Rightarrow La largeur : $0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 25 \text{ cm.}$

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

➤ D'après le RPA99/2003 art 7.5.1 :

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1,16 \leq 4 \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée. RPA99/2003.}$$

➤ D'après le RPA 2024 art 7.5.1 :

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h/b = 1,16 \leq 4 \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée. RPA 2024.}$$

Donc la poutre palière à la section : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

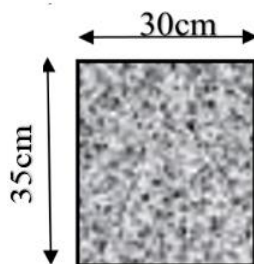


Figure IV.20 : Dimensions de la poutre palière.

IV.3.3. Pré dimensionnement de l'acrotère

IV.3.3.1. Définition

Un acrotère est un petit mur, généralement en béton armé, placé en périphérie d'un toit-terrasse. Il peut être coulé sur place ou préfabriqué.

IV.3.3.2. Pré-dimensionnement

L'acrotère, bien que non considéré comme un élément structurel majeur, doit être conçu pour assurer sa fonction principale de sécurité. Les dimensions varient en fonction de son usage :

- Hauteur minimale : En général, 30 cm pour le relevé d'étanchéité, mais elle peut atteindre 1,10 m ou plus si un garde-corps n'est pas prévu.
- Épaisseur : Dépend des charges supportées, mais une épaisseur de 10 à 20 cm est courante.
- Renforcement : Il est souvent renforcé par des armatures métalliques pour assurer sa résistance au vent, aux chocs et aux équipements qu'il soutient.

IV.3.3.3. Rôles supplémentaires de l'acrotère

- Protection contre les chutes : En formant une barrière pour les personnes et objets.
- Esthétique : Apporte une finition visuelle harmonieuse au bâtiment.
- Support d'équipements : Peut accueillir des dispositifs tels que panneaux solaires, balustrades, ou conduits techniques.

➤ L'acrotère représenté dans notre projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur (**Figure IV.21**)

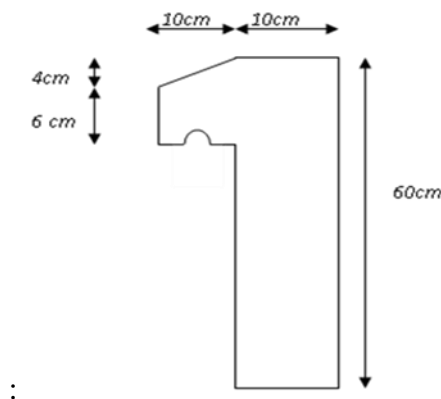


Figure IV.21 : Dimensions de l'acrotère.

IV.4. Évaluation des charges et des surcharges

L'évaluation des charges pour objectif d'estimer les charges et surcharges qui reviennent à chaque élément porteur, constituant la structure, qu'il s'agisse de charges permanentes (G) ou de charges d'exploitation (Q), Le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2** définit les deux types de charges comme suit :

- **Charges permanentes** : comprennent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que le plafond, l'enduite tout revêtement, ainsi que les éléments de la construction soutenus par des éléments porteurs tels que les cloisons fixes, etc. Ces charges se calculent d'après le volume des matériaux et leur densité.
- **Charges d'exploitation** : sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux personnes, aux équipements fixes légers, etc. Pour certains types d'éléments et sous certaines conditions d'exploitation, ces valeurs sont fixées.

IV.4.1. Évaluation des charges pour un plancher terrasse inaccessible

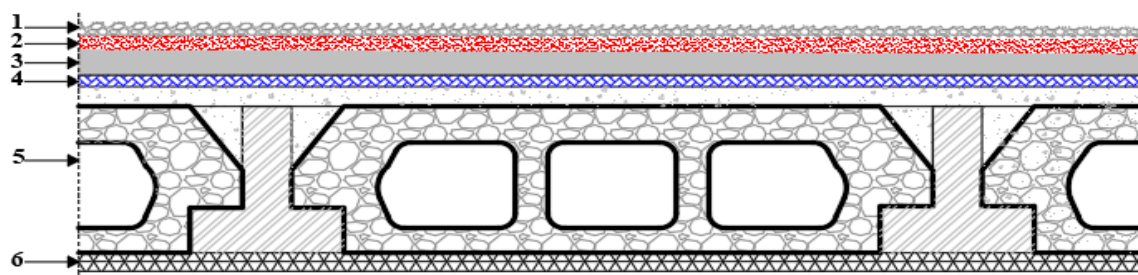


Figure IV.22 : Plancher terrasse inaccessible [21].

Tableau IV.1 : Charge permanente et exploitation du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente	0.10	22	2.20
4. Isolation thermique	0.4	4	0.16
5. Dalle en corps creux	0.2	14,25	2.85
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G			6,38
La charge d'exploitation Q			1

IV.4.2. Évaluation des charges pour un plancher étage courant

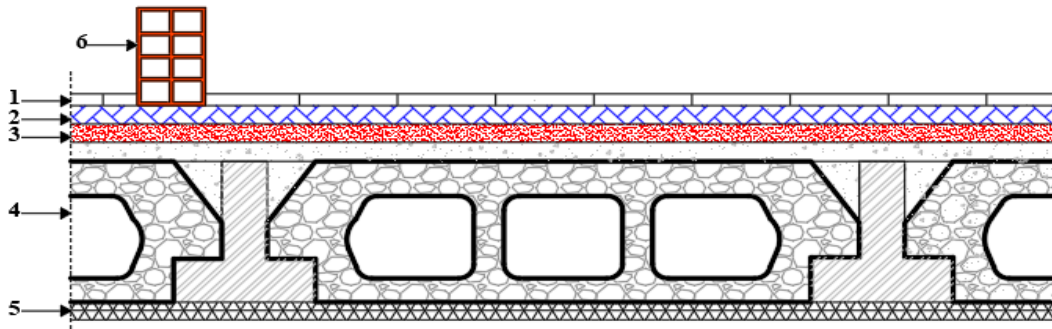


Figure IV.23 : Plancher étage courant [21].

Tableau IV.2 : Les charges permanents et exploitations du plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/m ²)
1.Carrelage	0.02	22	0.44
2.Mortier de pose	0.02	20	0.40
3.Lit de sable	0.02	18	0.36
4.Dalle en corps creux	0.2	14.25	2.85
5.Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6.Cloison intérieur	0.10	9	0.9
La charge permanente G			5.15
La charge d'exploitation Q			1.5

IV.4.3. Plancher à dalle pleine (Balcon terrasse)

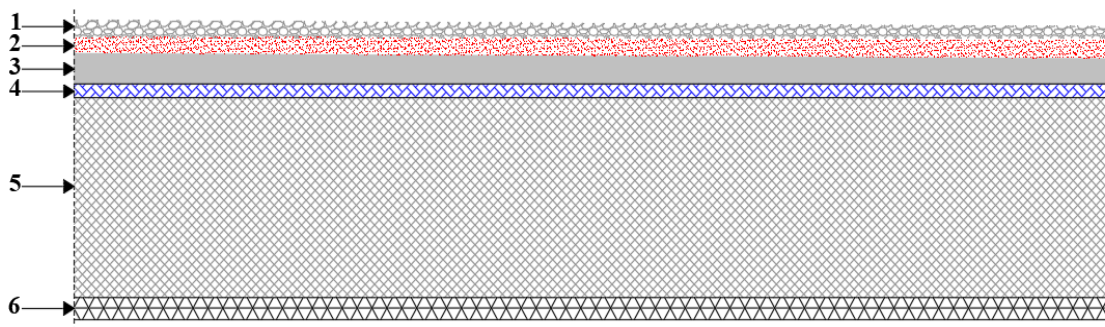


Figure IV.24 : Balcon terrasse [21].

Tableau IV.3 : Les charges permanentes et exploitations du balcon terrasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente	0.10	22	2.20
4. Isolation thermique	0.4	4	0.16
5. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G			7.28
La charge d'exploitation Q			1

IV.4.4. Plancher à dalle pleine (Balcon étage courant)**Tableau IV.4** : Les charges permanentes et exploitations du balcon étage courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G			5.15
La charge d'exploitation Q			3,5

IV.4.4.1. Garde-corps (mur)**Tableau IV.5** : Les charges permanentes du garde-corps.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit extérieur	0.02	18	0.36
2. Brique creuses 10cm	0.01	9	0.9
3. Enduit intérieur	0.02	10	0.2
La charge permanente G			1.46

IV.4.5. Les Murs

IV.4.5.1. Les murs extérieurs



Figure IV.26 a) b) : Coup long du mur extérieur [22].

Tableau IV.6 : Les charges permanentes des murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Brique creuses (12trous)	0.15	9	1.35
Brique creuses (8 trous)	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G			2.81

IV.4.5.2. Les murs intérieurs

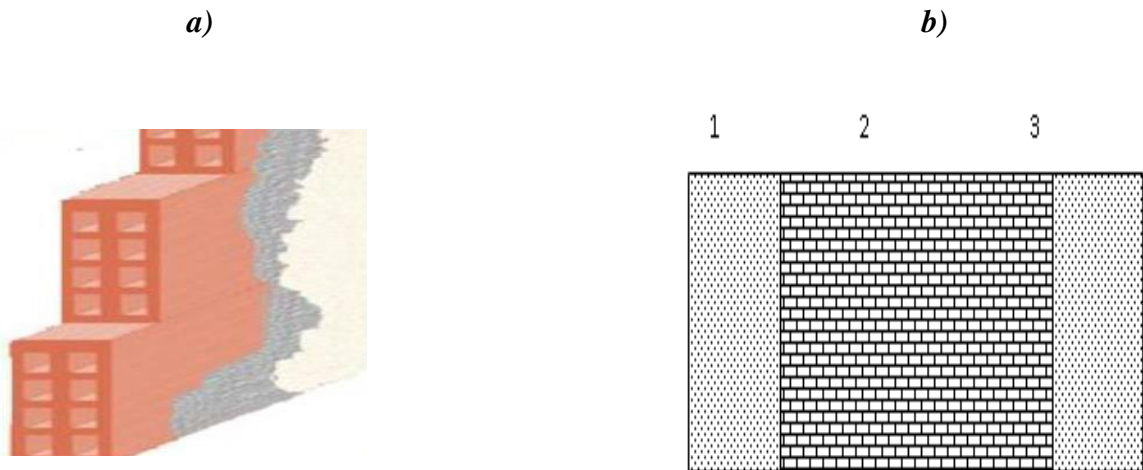


Figure IV.27 a) b) : Coup long du mur intérieur [22].

Tableau IV.7 : Les charges permanentes des murs intérieur.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2. Brique creuses (8 trous)	0.10	9	0.90
3. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
La charge permanente G			1.46

IV.4.6. Escaliers

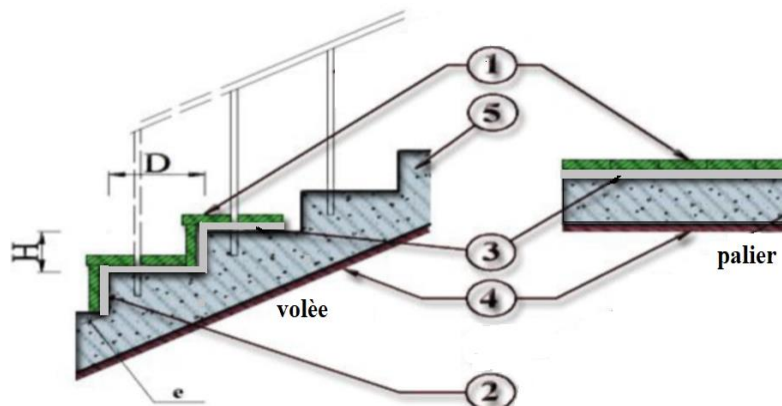


Figure IV.28 : schéma d'escalier.

IV.4.6.1.Palier

Tableau IV.8 : Les charges permanents et exploitations du Palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle en béton armé	0.20	25	5
5. Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente : G			6.56
Charge d'exploitation : Q			2.50

IV.4.6.2.Volée (paillasse)

Tableau IV.9 : Les charges permanents et exploitations du volée.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Carrelage horizontale	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Carrelage verticale	0.02	22	0.44
4. Mortier de pose	0.02	20	0.40
5. Lit de sable	0.02	18	0.36
6. Marche	h=0.17	22	$(22 \times 0,17)/2 = 1.87$
7. Paillasse	0.20	25	$(25 \times 0,2)/\cos 32.21 = 5.90$
8. Enduit en ciment	0.02	18	0.20
9. Gardes corps	/	/	0.6
Charge permanente G			10.77
Charge d'exploitation Q			2.50

IV.4.7. Acrotère

L'acrotère est un dispositif de sécurité installé sur la terrasse et intégré à une console encastree dans le plancher terrasse. Il prend la forme d'une paroi qui protège des chutes. La charge permanente de l'acrotère est proportionnelle à sa surface et au poids volumique du béton armé, soit :

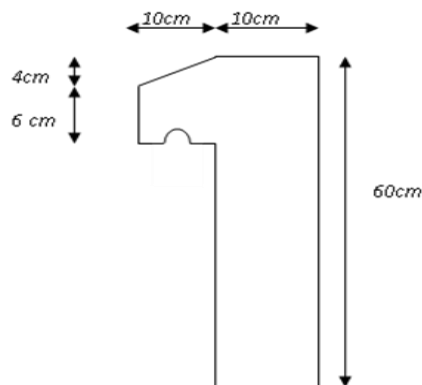


Figure IV.29 : Dimensions de l'acrotère.

➤ Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho \times S$$

...q n° IV.18.

•S : la surface transversale totale de l'acrotère.

•ρ: Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

A. Béton armé :

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,10 \times 0,06) + 0,10 \times \frac{0,04}{2} = 0.068m^2.$$

$$G_1 = 0.068 \times 25 = 1.7 \text{ KN /ml.}$$

B. Enduit de ciment :

•2 couches de 1.5 cm ; $\rho_{\text{mortier}} = 2 \text{ KN/m}^3$.

$$G_2 = (0.6 + 0.2 + 0.1) \times 2 \times 0.015 \approx 0.03 \text{ KN /ml.}$$

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 1.7 + 0.03.$$

$$G_{\text{tot}} = 1.73 \text{ KN /ml.}$$

Tableau IV.10 : Les charges permanentes et exploitations de l'acrotère.

N°	Matériaux	Poids propre G (kN/ml)
1	Béton armé	1.7
2	Enduit de ciment	0.03
Charge permanente G		1.73
Charge d'exploitation Q		1

IV.4.8. Les poutres

IV.4.8.1.Poutres principales :(h = 45 cm, b = 30 cm).

Tableau IV.11 : Les charges permanentes de la poutre principale.

PP (30X45)	matériaux	Poids propre (KN/ml)	G _{tot} (KN/ml)
PP extérieures	Béton armé	(0.45) (0.30) (25) = 3.37	3.53
	Enduit de ciment	(0.45) (0.02) (18) = 0.16	
PP intérieures	Béton armé	(0.45) (0.30) (25) = 3.37	3.46
	Enduit de ciment	(0.45) (0.02) (10) = 0.09	

IV.4.8.2. Poutres secondaires : (h = 40 cm, b = 30 cm).

Tableau IV.12 : Les charges permanentes de la poutre secondaires.

PS (30X40)	matériaux	Poids propre (KN/ml)	G _{tot} (KN/ml)
PS extérieures	Béton armé	(0.40) (0.30) (25) = 3.00	3.14
	Enduit de ciment	(0.40) (0.02) (18) = 0.14	
PS intérieures	Béton armé	(0.40) (0.30) (25) = 3.00	3.08
	Enduit de ciment	(0.40) (0.02) (10) = 0.08	

↳ Récapitulative des charges permanentes et surcharge d'exploitation

Tableau IV.13 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

Eléments		Charges permanent G	Charges d'exploitation Q
Plancher	Terrasse	6.38	1.00
	Étage courant	5.15	1.5
Escalier	Palier	6.56	2.50
	volée	10.77	2.50
balcon	Terrasse	7.28	1.00
	Étage courant	5.15	3.50
Poutre	PP (45×30)	Extérieurs	3.53
		Intérieurs	3.46
	PS (40×30)	Extérieurs	3.14
		Intérieurs	3.08
Murs	Extérieurs	2.81	
	Intérieurs	1.46	
Acrotère		1.73	1.00

IV.5. Descente de charge

IV.5.1. Introduction

Dans un bâtiment, la transmission des charges s'effectue du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas en suivant la direction de la gravité. La descente de charges consiste à analyser la répartition et le cheminement de ces charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure. L'objectif de la descente de charges est de déterminer la charge supportée par chaque élément en vue de son dimensionnement.

➤ Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (plancher ou dalle poutre) situé dans un plan horizontal.
- Les porteurs verticaux (poteaux, murs ou voiles) situé dans un plan vertical.
- La charpente.
- Les fondations.

IV.5.2. Rôle de descente des charges

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

IV.5.3. Descente des charges d'exploitation (loi de dégression)

La loi de dégression verticale des charges variables s'applique pour les bâtiments à grand nombre de niveaux dont les occupations peuvent être considérées comme indépendantes, dans le but de vise à éviter le surdimensionnement tout en assurant la sécurité. Le principe de cette loi est exposé comme suit:

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture.
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

➤ Les étages étant numérotés de haut en bas.

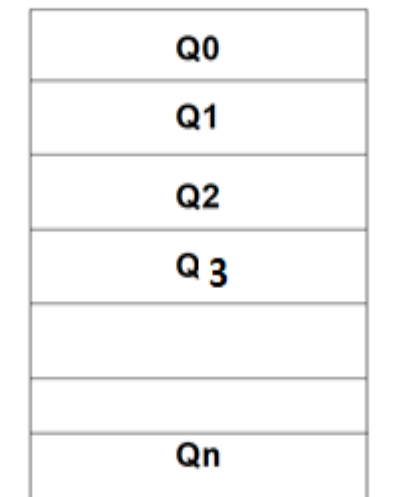


Figure IV.28 : Schéma représentatif.

La charge Q de chaque niveau est calculée comme suit :

- Sous la terrasse (niveau 0) :Q0
- Sous le dernier étage (niveau 1):Q0 + Q1
- Sous l'étage immédiatement inférieur (niveau 2) : ...Q0 + 0, 95(Q1 + Q2)
- Sous l'étage immédiatement inférieur (niveau 3) : ...Q0 + 0, 90(Q1 + Q2 + Q3)
- Sous l'étage immédiatement inférieur (niveau 4) : ...Q0 + 0, 85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)
- (Étage n) (niveau n)Q0 + $\frac{3+n}{2n}$ (Q1 + Q2 + Q3+...Qn)

➤ Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

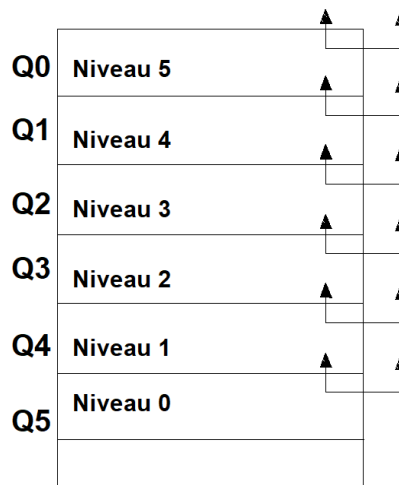


Figure IV.29 : La dégression des charges.

➤ **Dans notre cas :**

- Structure en béton armé à usage d'habitation RDC +5étages.
- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$.
- Plancher étage courant +RDC : $Q_1 = 1.5 \text{ kN/m}^2$.
- $(Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots \dots \dots Q_n)$.

Tableau IV.14 : Descente des charges d’exploitation.

Niveaux	Dégression de charge	Charge (kN/m ²)
Niv 1-1	1	1
Niv 2-2	1 + 1,5	2,5
Niv 3-3	1 + 0,95(1,5 + 1,5)	3.85
Niv 4-4	1 + 0,90(1,5 + 1,5 + 1,5)	5.05
Niv 5-5	1 + 0,85(1,5×4)	6.1
RDC	1 + 0,80(1,5×5)	7

IV.5.4. Descente des charges permanentes et des charges d’exploitations (poteaux)

Les résultats seront résumés dans les tableaux suivant :

IV.5.4.1.Poteau centrale. (P1)

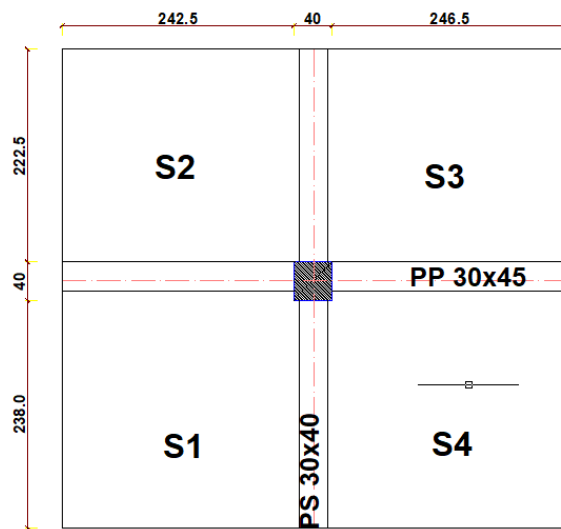


Figure IV.30 : Poteau central (P1) (B-2).

a. La surface afferent

$$St=S_1+S_2+S_3+S_4$$

...eq n° IV.19.

• $S_1=2.425 \times 2,380=5,77m^2$.

• $S_2=2,425 \times 2,225=5.40 m^2$.

• $S_3=2,465 \times 2, 225=5.48 \text{ m}^2$.

• $S_4=2, 465 \times 2, 380 =5,87\text{m}^2$.

Donc:

$St=S_1+S_2+S_3+S_4= 2.52$.

b. Les charges permanentes

Comme il est apprécié dans la « **Figure IV.30**», on a scindé la surface de chargement du même poteau en « 4 » domaines au niveau de plancher terrasse des planchers d'étages Courants et l'RDC, les résultats sont représentés dans le « **Tableau IV.15** ».

Tableau IV.15 : la descente des charges permanentes G du poteau central (P_i).

Niveau	Désignation des éléments	S (m ²)	L(m)	Poids(KN/m ²)	G(KN)
Terrasse	Plancher	22.52		6.38	143.68
	PP (30×45)	0.3×0.45=0.135	4.89	25	16.50
	PS (30×40)	0.30×.4=0.12	4.605	25	13.82
	Poteau (40×40)	0.4×0.4=0.16	3.06	25	12.24
G (terrasses)					186.24
Étages Courante+ RDC	Plancher	22.52		5.15	115.98
	PP (30×45)	0.3×0.45=0.135	4.89	25	16.50
	PS (30×40)	0.3×0.4=0.12	4.605	25	13.82
	Poteau (40×40)	0.4×0.4=0.16	3.06	25	12.24
G₅ étage					158.54
G₅ étages = 5G (étage-RDC)					792.70
G_{totale}					978.94

c. La dégression vertical des charges d'exploitations Q de poteau central

Niveau **Q (KN)**

Terrasse $Q_0= 1 \times 22.52=22.52\text{KN}$

Etage courant +RDC. $Q_1= 1.5 \times 22.52= 33.78\text{KN}$

➤ Selon la loi de dégression

Tableau IV.15 : la descente des charges d'exploitation Q du poteau central (P₁).

Niveaux	Dégression de charge(P ₁)	Q (kN)
Niv 1-1	Q' ₀ =Q ₀	22.52
Niv 2-2	Q' ₁ =Q ₀ +Q ₁	56.30
Niv 3-3	Q' ₂ =Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂)	86.70
Niv 4-4	Q' ₃ =Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	113.73
Niv 5-5	Q' ₄ =Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	137.37
RDC	Q' ₅ =Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	157.64

IV.5.4.2.Poteau de rive (P₂)

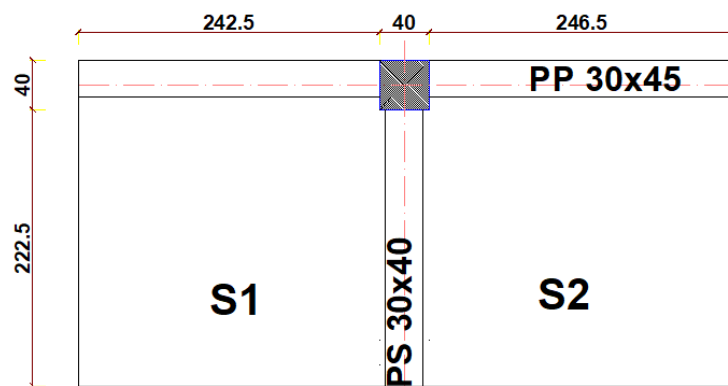


Figure IV.31 : Poteau de rive (P₂) (A-2).

a. L a surface afferent

$$St=S_1+S_2$$

...eq n° IV.20.

$$•S_1=2.425 \times 2,225=5,40m^2.$$

$$•S_2=2,465 \times 2,225=5,48m^2.$$

Donc:

$$St=S_1+S_2= 10,88m^2.$$

b. Les charges permanentes

Comme il est apprécié dans la « Figure IV.31 », on a scindé la surface de chargement du Même poteau en « 2 » domaines au niveau de plancher terrasse des planchers d'étages Courants et l'RDC, les résultats sont représentés dans le « Tableau IV.15 ».

Tableau IV.16 : La descente de charges permanentes G du poteau de rive (P₂).

Niveau	Désignation des éléments	S (m ²)	L(m)	Poids(KN/m ²)	G(KN)
	Acrotère		7.52	1.73	13
Terrasse	Plancher	10.88		6.38	69.41
	Pp (30×45)	0.3×0.45=0.135	4.89	25	16.50
	Ps (304×0)	0.30×.4=0.12	2.225	25	6.68
	Poteau (40×40)	0.4×0.4=0.16	3.06	25	12.24
				G (terrasses)	117.83
Étages Courante+ RDC	Plancher	10.88		5.15	56.03
	Pp (30×45)	0.3×0.45=0.135	4.89	25	16.50
	Ps (30×40)	0.3×0.4=0.12	2.225	25	6.68
	Poteau (40×40)	0.4×0.4=0.16	3.06	25	12.24
				G₅ étage	91.45
				G₅ étages = 5G (étage-RDC)	457.25
				G_{totale}	575.08

c. La dégression vertical des charges d'exploitations Q de poteaux de rive

Niveau	Q (KN)
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 10.88 = 10.88 \text{KN}$
Etage courant +RDC	$Q_1 = 1.5 \times 10.88 = 16.32 \text{KN}$

➤ Selon la loi de dégression

Tableau IV.15 : la descente des charges d'exploitation Q du poteau de rive (P₂).

Niveaux	Dégression de charge(P ₂)	Q (kN)
Niv 1-1	$Q'_0 = Q_0$	10.88
Niv 2-2	$Q'_1 = Q_0 + Q_1$	27.20
Niv 3-3	$Q'_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	41.89
Niv 4-4	$Q'_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	54.94
Niv 5-5	$Q'_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	66.37
RDC	$Q'_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	76.16

IV.5.4.3.Poteau d'angle (P3)

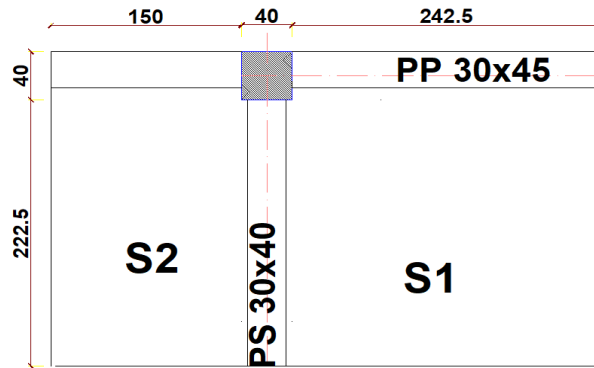


Figure IV.32 : Poteau d'angle (P3).

a. La surface afferent

$$St = S_1 + S_2$$

.....eq n° IV.21.

$$\bullet S_1 = S_{\text{Plancher}} = 2.425 \times 2,225 = 5,40 \text{m}^2$$

$$\bullet S_2 = S_{\text{dalle plane}} = 1 \times 2,225 = 2.225 \text{m}^2$$

Donc:

$$St = S_1 + S_2 = 7.63.$$

b. Charges permanentes

Comme il est apprécié dans la « **Figure IV.32** », on a scindé la surface de chargement du Même poteau en « 2 » domaines au niveau de plancher terrasse des planchers d'étages Courants et l'RDC, les résultats sont représentés dans le « **Tableau IV.17** ».

Tableau IV.17 : La descente des charges G du poteau d'angle (P3).

Niveau	Désignation des éléments	S (m ²)	L(m)	Poids(KN/m2)	G(KN)
Terrasse	Acrotère		6.95	1.73	12.02
	plancher	5.40		6.38	34.45
	Extension de chambre	2.225		6.38	14.20
	Pp (30×45)	0.30×0.45=0.135	2.425	25	8.18
	Ps (30×40)	0.3×0.4=0.12	2.225	25	6.68
	Poteau (40×40)	0.4×0.4=0.16	3.06	25	12.24
				G (terrasses)	87.77
Étages Courante+ RDC	Plancher	5.40		5.15	27.81
	Extension de chambre	2.225		5.15	11.46
	Pp (30×45)	0.30×0.45=0.135	2.425	25	8.18
	Ps (30×40)	0.3X0.4=0.12	2.225	25	6.68
	Poteau (40×40)	0.4×0.4=0.16	3.06	25	12.24
				G5 étages	66.37
				G5 étages = 5G(étage-RDC)	331.58
				Gtotale	419.62

c. Dégression vertical des charges d'exploitations Q du poteau d'angle

Niveau	Q (KN)
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 7.63 = 7.63 \text{KN}$
Etage courant+RDC	$Q_1 = 1.5 \times 7.63 = 11.45 \text{KN}$

➤ Selon la loi de dégression

Tableau : IV.17 : La descente des charges d'exploitations Q du poteau d'angle(P3).

Niveaux	Dégression de charge(P3)	Q (kN)
Niv 1-1	$Q'_0 = Q_0$	7.63
Niv 2-2	$Q'_1 = Q_0 + Q_1$	19.08
Niv 3-3	$Q'_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	29.39
Niv 4-4	$Q'_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	38.55
Niv 5-5	$Q'_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	46.56
RDC	$Q'_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	53.43

On peut aussi déterminer la charge d'exploitation par la formule suivant :

$$Q \text{ (KN)} = \rho_{\text{(étage n)}} \text{ (KN/m}^2\text{)} \times S_{\text{Aff}} \text{ (m}^2\text{)} \quad \dots \text{ eq n}^\circ \text{ IV.22.}$$

- $Q (P_1) = 7 \times 22.52 = 157, 64 \text{ KN.}$
- $Q (P_2) = 7 \times 10.88 = 76, 16 \text{ KN.}$
- $Q (P_3) = 7 \times 7.63 = 53.41 \text{ KN.}$

Donc on adopte :

Tableau IV.15 : Tableau Récapitulatif.

Section	G(KN)	Q(KN)
Poteau central P_1	978.94	157, 52
Poteau de rive P_2	575.08	76, 16
Poteau d'angle P_3	419.62	53.41

A partir des tableaux ci-dessus il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau central (P_1).

IV.6. Vérification de la section du poteau

IV.6.1. Calcul l'effort normal

$$N_U = 1, 35G + 1, 5Q \quad \dots \text{ eq n}^\circ \text{ IV.23.}$$

$$N_u(P_1) = 1, 35 \times 978.94 + 1, 5 \times 157.52 = 1557.85 \text{ KN}$$

IV.6.2. Vérification au flambement (l'article B.8.4.1 du CBA93)

D'après le BAEL on doit vérifier que $\lambda \leq 35$.

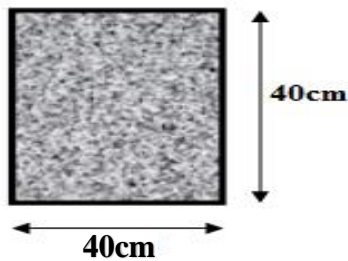
Tableau IV.15 : Tableau Récapitulatif

Niveau	(a×b) (cm ²)	l ₀ (cm)	B (cm ²)	L _f = 0,7 l ₀ (cm)	I = b.h ³ /12 (cm ⁴)	i = $\sqrt{\frac{I}{B}}$ (cm)	λ = L _f /i	La condition λ ≤ 35
Terrasse +étage courant+RDC	(40×40)	306	1600	214.2	213333.3	11.55	18.55	18.55 ≤ 35 vérifiée

- L_f : longueur de flambement.
- i : le rayon de giration.
- I : moment d'inertie du poteau.
- A : Aire de poteau.
- λ : l'élanement des poteaux.
- $L_f = 0,7h_e$ (Cas des Bâtiment).

D'après les BAEL pas de risque du flambent.

Donc la section de poteau est (40X40) cm².



a)



b)

Figure IV.33 a) b) : Dimension de poteau.

IV.6.3. Calcul de l'effort normal ultime

$$N_u = N_{lim} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ IV.24.}$$

a. Calcul la section minimale A_s

❖ Selon l'article 7.4 des règles RPA99/2003

Pour la zone sismique (IIa) la section minimale égale à :

$$A_s = A_{s \min}(\text{RPA}) = 0,8\% A \text{ (zone IIa)} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ IV.25.}$$

- $A_s = A_{s \min}(\text{RPA99 /2003}) = 0,8\% A = 0,008 \times 0,16 = 1,28 \times 10^{-3} \text{m}^2 \text{ (zone IIa).}$

❖ Selon l'article 7.4 des règles RPA 2024

Pour la zone sismique (IV) la section minimale égale à :

$$A_S = A_{S \min}(\text{RPA}) = 1.0 \% A \text{ (zone IV)} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ IV.26.}$$

- $A_S = A_{S \min}(\text{RPA 2024}) = 1.0\% A = 0.001 \times 0.16 = 0.16 \times 10^{-3} \text{m}^2 \text{ (zone IV).}$

b. Calcul α

- $\beta(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0.2 \left(\frac{18,55}{35} \right)^2 = 1.06.$

- $\alpha = \frac{0,85}{\beta(\lambda)} = 0.80.$

c. Calcul la section réduite B_r

- $B_r = (a-2\text{cm}) (b-2\text{cm}) = (40-2\text{cm}) (40-2\text{cm}) = 1444\text{cm}^2.$

☞ Donc :

$$N_u = N_{\lim} \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{ IV.27.}$$

- $[RPA99/2003] \Rightarrow \left\{ N_{\lim} \leq 0.80 \left(\frac{0.1444 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.00128 \times 400}{1.15} \right) = 2.4954 \text{ MN} = 2495.43 \text{ KN}. \right.$

- $[RPA2024] \Rightarrow \left\{ N_{\lim} \leq 0.80 \left(\frac{0.1444 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.00016 \times 400}{1.15} \right) = 2.1837 \text{ MN} = 2183.78 \text{ KN}. \right.$

IV.6.4. Vérification selon CBA93

Tableau IV.18 : Tableau Récapitulatif selon les vérifications CBA93.

Section (30x40) cm ²	G(KN)	Q(KN)	N _u (KN)	N _u [*] =1,1N _u (KN)	N _{lim} (KN) RPA 99/2003	N _{lim} (KN) RPA 2024	N _u ≤ N _{lim}
P ₁	978.94	157.52	1557.85	1713.64	2495.43	2183.78	Vérifiée
P ₂	575.08	76,16	890.60	979.66			Vérifiée
P ₃	419.62	53.41	646.60	711.26			Vérifiée

IV.6.5. Vérification selon RPA

❖D'après RPA 99/2003

Tableau IV.19 : Tableau Récapitulatif selon RPA99/2003.

Niveau	Section du poteau	1 ^{er} condition		2 ^{eme} condition		3 ^{eme} condition	
		Min (a, b) ≥ 25cm.		Min (a, b) ≥ h _e /20		1/4 ≤ b/a ≤ 4	
		Min (a, b)	vérification	Min (a, b) ≥ h _e /20	vérification	b/a	vérification
Terrasse +RDC+ étage courant	P (40×40) Cm ²	40	Vérifiée	40 ≥ 13.3	Vérifiée	1	Vérifiée

❖D'après RPA2024

Tableau IV.20 : Tableau Récapitulatif selon RPA2024.

Niveau	Section du poteau	1 ^{er} condition		2 ^{eme} condition		3 ^{eme} condition	
		Min (b ₁ , h ₁) ≥ 30 cm : en zones IV		Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{l_{cl}}{20}$		$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	
		Min (b ₁ , h ₁)	vérification	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{l_{cl}}{20}$	vérification	b/a	vérification
Terrasse +RDC+ étage courant	P (40×40) cm ²	40	Vérifiée	40 ≥ 13.3	Vérifiée	1	Vérifiée

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre, consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux nous avons mis en évidence l'importance de cette étape dans la conception des structures nous basant des critères normatifs et des calculs préliminaires cette démarche permet d'assurer la stabilité, la résistance et l'optimisation économique de l'ouvrage.

Chapitre V :
Etude sismique et dynamique.

Partie I : Modélisation et choix de méthode de calcul

V.1. Introduction

L'étude sismique et dynamique des structures constitue une étape cruciale dans l'analyse de leur comportement sous l'effet des sollicitations dynamiques, notamment les séismes. Elle permet de modéliser et de calculer les réponses structurelles, telles que les déplacements, les déformations, les efforts internes, ainsi que les fréquences propres et les modes de vibration.

Cette démarche repose sur des outils analytiques et numériques, comme le logiciel (Robot Structural Analysis), permettant de simuler les interactions entre la structure et les forces sismiques.

Les règles de calcul assurent une estimation précise des efforts sismiques maximaux. En appliquant les exigences des normes parasismiques, notamment le **RPA99/2003**, l'étude garantit une conception optimisée des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles), visant à maximiser leur stabilité et leur capacité à résister aux contraintes induites par les séismes.

V.2. Choix de la méthode de calcul

V.2.1. Méthodes utilisables (RPA99/2003 et RPA 2024)

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

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [5].

V.2.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente

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

• **Selon le RPA 2003 (Art 4.1.2)** : Le bâtiment ou le bloc étudié doit être régulier en plan et en élévation conformément, avec une hauteur maximale de 65 m en zones I et II, et 30 m en zone III. En cas d'irrégularité, le bâtiment doit également respecter les conditions complémentaires prévues par les règles.

➤ **Exemple** : Zone II-a groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

• **Selon le RPA 2024 (Art 4.1.2)** : Le bâtiment doit répondre aux critères de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur maximale de 65 m en zones I, II et III, et 32 m en zones IV, V et VI. Pour les bâtiments irréguliers, on a des exigences complémentaires doivent être respectées.

➤ **Exemple** : Zone IV, groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

V.2.3. Méthodes dynamiques (RPA 99/2003 et RPA 2024)

a) **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 [5].

b) **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 [5].

V.3. Méthode statique équivalente (RPA99/2003 et le RPA 2024)

V.3.1. Principe

Le principe permet de remplacer les forces dynamiques réelles, générées par un séisme, par des forces statiques fictives équivalentes. Ces forces sont appliquées dans deux directions orthogonales choisies par le concepteur, généralement les axes principaux du plan horizontal de la structure. Cependant, les forces et déformations obtenues par cette méthode sont inférieures à celles observées lors d'un séisme majeur, ce qui est compensé par le comportement ductile de la structure.

Cette méthode exige donc une application stricte des détails constructifs assurant :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire causée par les secousses sismiques majeures. Les résultats doivent donc être équilibrés par une conception adaptée à la dissipation de l'énergie sismique [5].

V.3.2. Modélisation

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 [5].

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 [5].

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale [5].

V.3.3. Condition d'application

- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.

V.4. Méthode d'analyse modale spectrale

V.4.1. Principe

La méthode calcule, pour chaque mode de vibration, les effets maximaux des forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

V.4.2. Modélisation

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 déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur des critères propres à la structure et au site d'implantation :

- **Structures régulières avec planchers rigides** : Analyse dans deux directions principales avec un modèle plan, masses concentrées et 1 DDL par plancher.
- **Structures irrégulières avec planchers rigides** : Modèle 3D incluant la torsion, avec 3 DDL par plancher.
- **Structures avec planchers flexibles** : Modèle 3D avec plusieurs DDL par plancher.
- **Rigidités et masses** : Représentation fidèle des distributions, en tenant compte des modes significatifs et des sections non fissurées pour le béton armé ou la maçonnerie.
- **Déformabilité du sol** : Intégrée si elle influence significativement la réponse.

V.4.3. Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

V.5. La méthode dynamique par accélérogrammes

V.5.1. Principe

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogrammes et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposé soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogrammes. Elle est représentée par un model dont on calcul la matrice de raideur \mathbf{K} , la matrice des masses \mathbf{M} et l'amortissement ξ que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

V.5.2. Domaine d'application

Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

V.6. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend de la configuration et du classement du bâtiment :

✚ **Bâtiments réguliers** : Si le bâtiment est régulier en plan et en élévation, la méthode statique équivalente peut être utilisée pour simplifier l'analyse sismique.

✚ **Bâtiments irréguliers** : Pour les bâtiments avec une irrégularité, il est nécessaire d'utiliser les méthodes dynamiques :

- La méthode modale spectrale pour analyser les modes propres et la réponse dynamique.
- La méthode dynamique par accélogramme pour une analyse temporelle détaillée.

Donc La classification selon la configuration (régulière ou irrégulière) guide le choix de la méthode. Les bâtiments réguliers permettent une approche simple, tandis que les irréguliers exigent une analyse dynamique plus précise.

V.6.1. Vérification de la régularité de Notre bâtiment

Cette vérification sera conduite suivant les conditions prescrites par l'article (3.5) des règles RPA99v2003 et par l'article (3.7) des règles RPA2024.

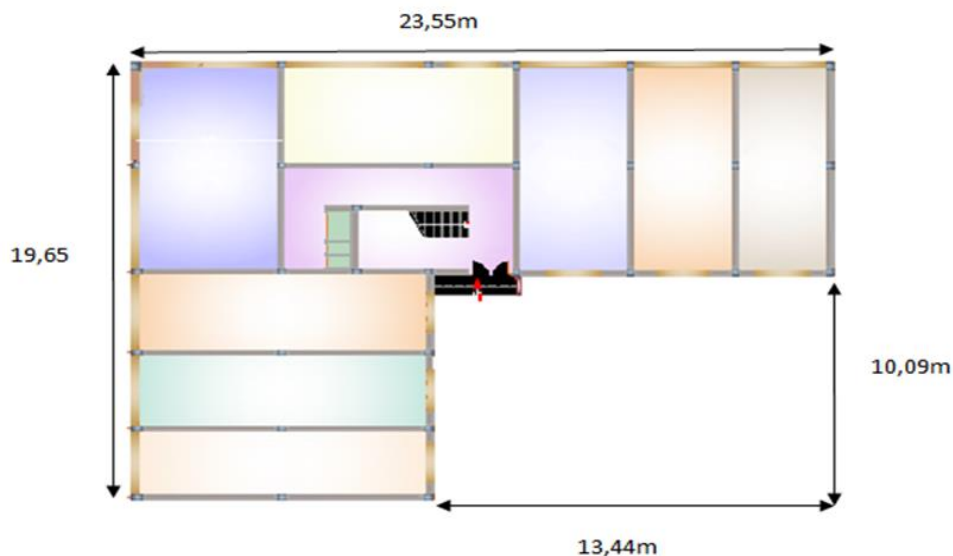


Figure V.1 : Vue en plan.

➤ Les limites de notre projet sont :

$$\begin{cases} L_x = 23,55 m \\ l_x = 13,44 m \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_y = 19,65 m \\ l_y = 10,09 m \end{cases}$$

a. Vérification en plan (RPA 2003 art 3.5.1), (RPA 2024 art 3.7 .1)

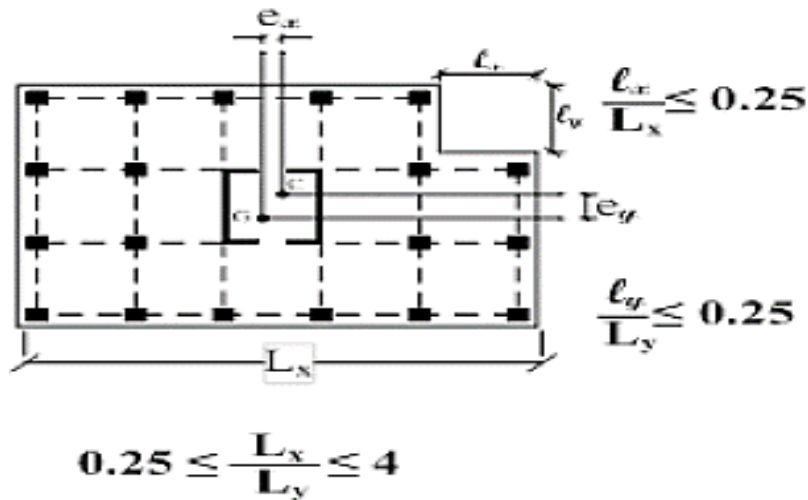


Figure V.2 : Limites des décrochements en plan [5].

- $\frac{l_x}{L_x} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{13,44}{23,55} = 0,57 > 0,25 \Rightarrow$ Condition n'est pas vérifiée.
- $\frac{l_y}{L_y} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{10,09}{19,65} = 0,51 > 0,25 \Rightarrow$ Condition n'est pas vérifiée.
- $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow \frac{23,55}{19,65} = 1,19 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont vérifiés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

➤ Donc notre bâtiment est irrégulier en plan.

b. Régularité en élévation : (RPA 2003 art 3.5.1), (RPA 2024 art 3.7 .1)

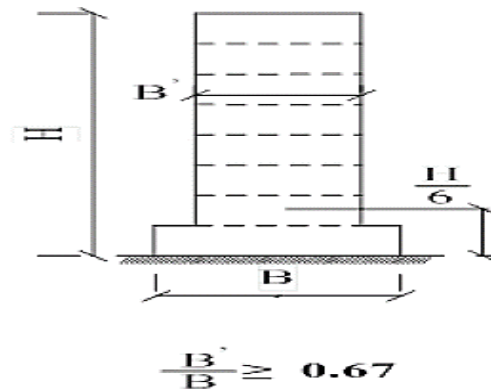


Figure V.3 : Limite de décrochement en élévation [5].

- $\frac{B'}{B} = \frac{18,96}{18,96} = 1 > 0,67 \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Donc notre bâtiment est régulier en élévation.

➤ **Déduction**

La structure présente une irrégularité en plan, nécessitant l'utilisation de la méthode dynamique modale spectrale. Bien que la méthode statique équivalente soit possible en théorie, elle ne satisfait pas totalement les conditions exigées et sera utilisée uniquement à titre indicatif pour comparaison $V_{\text{dyn}} \geq 0,8V_{\text{stat}}$.

V.7. Présentation du logiciel de calcul

Le logiciel Robot est un outil de **CAO/DAO** utilisé en ingénierie pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des structures. Il permet aux concepteurs d'étudier différents types de structures en intégrant les charges, les matériaux et les normes de construction.

L'étude de ce projet repose sur une modélisation 3D réalisée avec Robot Structural Analysis, Il a été utilisé pour tous les calculs de la structure (modélisation, vérification, sollicitations, ferrailage, etc.).

Basé sur la méthode des éléments finis, il calcule automatiquement :

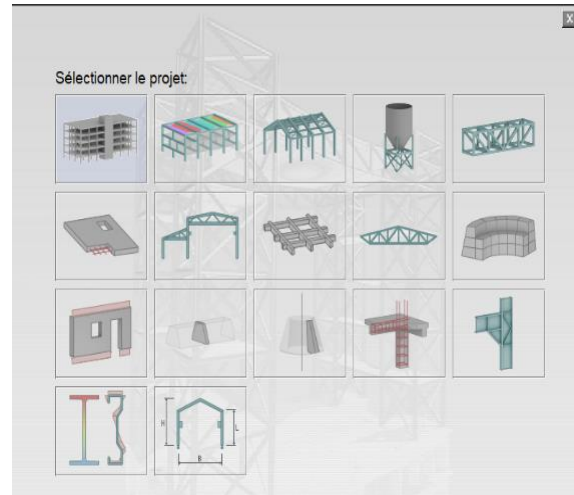
- Le centre de gravité, de masse et de torsion.
- L'excentricité.
- Le centre d'inertie de chaque niveau.
- Le poids total de la structure.

Permet d'effectuer une analyse pour l'étude dynamique et sismique :

- Spectre de réponse.
- Vérification de la structure : (des déplacements latéraux inter étage, l'effort tranchants a la base, renversements, l'effort normal réduit).



a)



b)

Figure V.4 a) b) :L'interface du logiciel utilisée (ROBOT version 2024).

V.7.1. Les étapes de modélisation

a. Lancement du projet



Figure V.5 : Etude d'une coque.

b. Réglage de préférences (langue, affichage, unités, matériaux, normes)

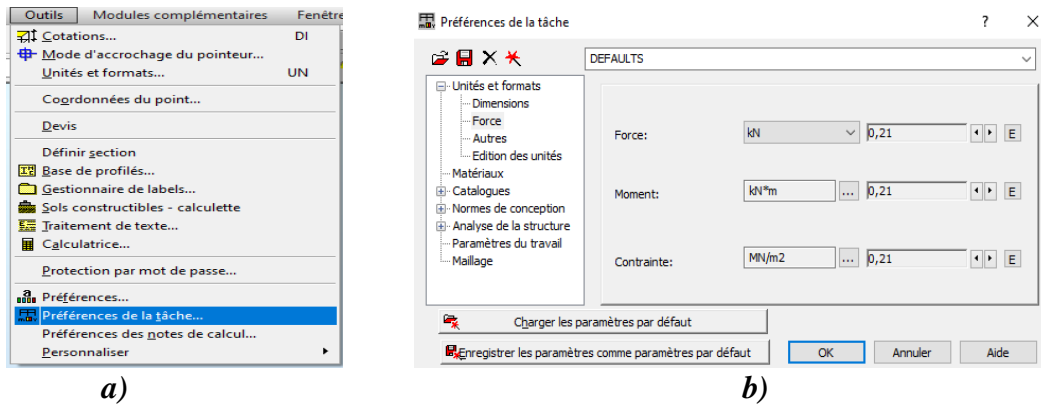


Figure V.6 a) b) : Initialisation des paramètres et unité du modèle.

c. Combinaison et cas de charges

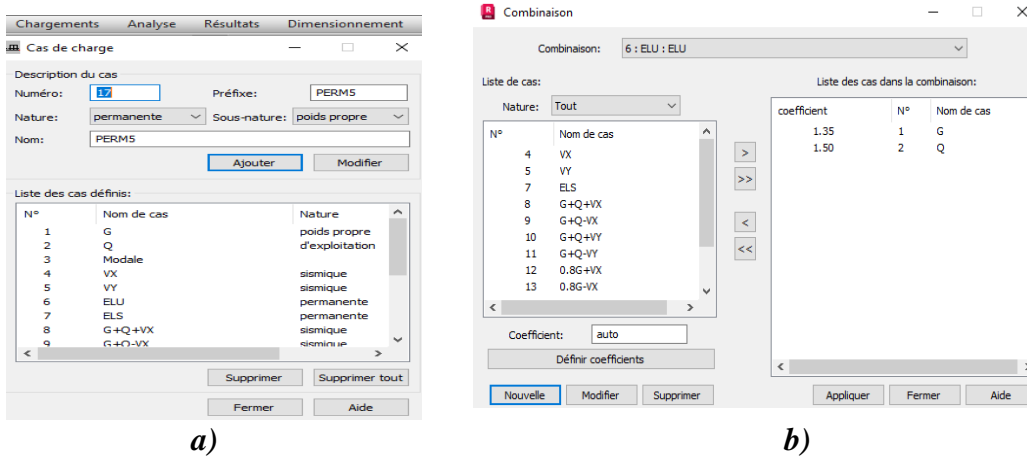


Figure V.7 a) b) : Définition des combinaisons des charges.

d. Introduction des données géométriques de la structure

Se fait à l'aide des lignes fictifs dites lignes de construction, (axes de la structures X, Y, Z), permet de positionner avec exactitude les différents éléments de la structure.

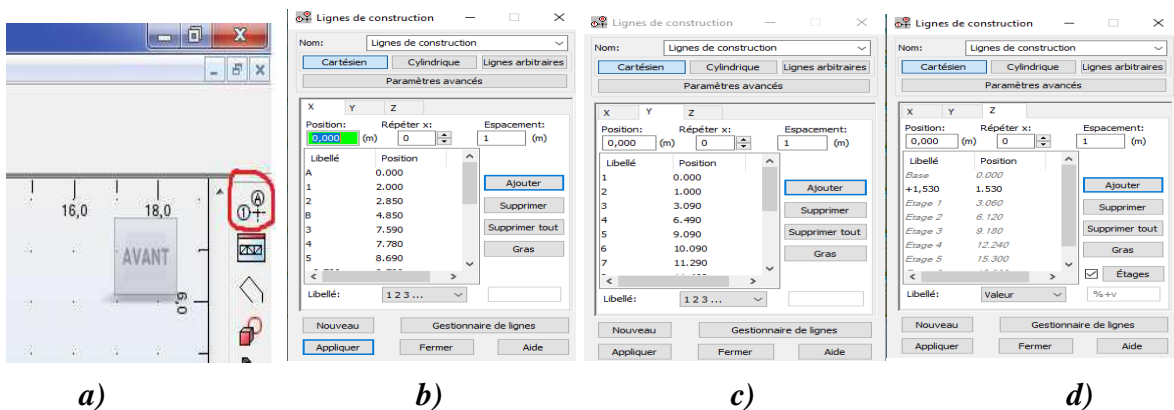


Figure V.8 a) b) c) d) : Définition des lignes de construction.

e. Modélisation des éléments linéaires

Les éléments linéaires de la structure (poteaux, poutres) sont modélisés par des éléments barres à deux nœuds aux extrémités, on introduisant les dimensions de la section transversale et la nature du matériau constitutif.

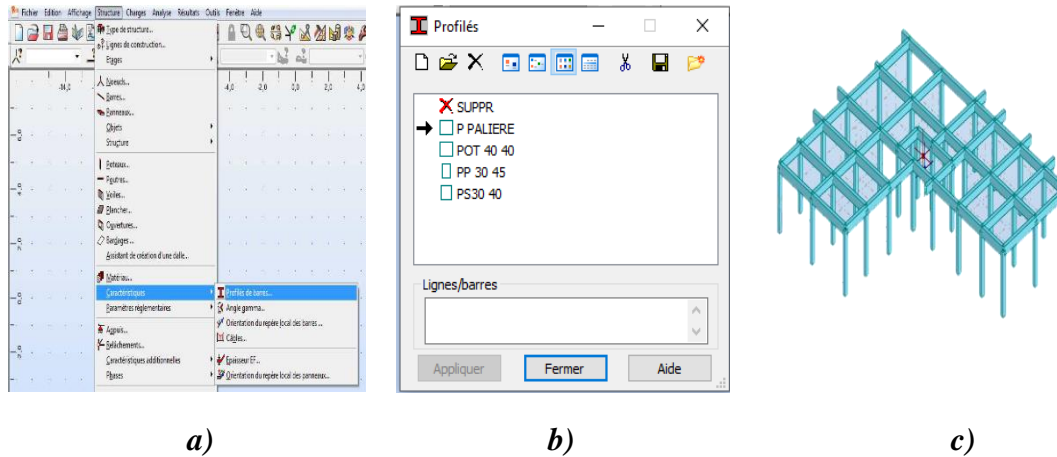


Figure V.9 a) b) c) : Définition des éléments linéaires.

f. Modélisation des éléments surfaciques

Les éléments surfaciques de la structure (dalles, voiles) sont modélisés par des membranes plans, avec une épaisseur spécifique, et un matériau constitutif. Les dalles doivent être accordées une particularité des liaisons rigides entre les différents nœuds de chaque dalle pour modéliser en quelque sorte, l'effet diaphragme rigide des planchers qui impose que tous les nœuds subissent la même translation horizontale suivant les deux directions de calcul, et la même rotation par rapport à l'axe vertical.

g. Modalisation des escaliers (poutre palier, paillasse, les paliers).

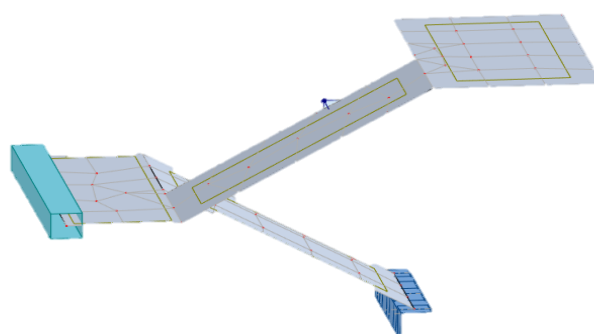
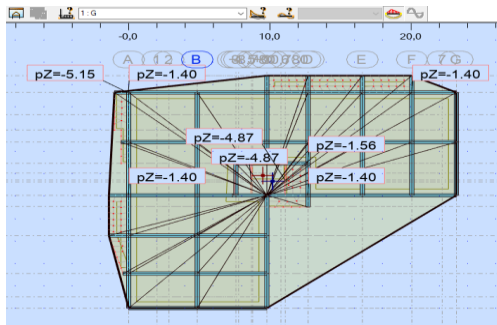


Figure V.10 : Création des escaliers.

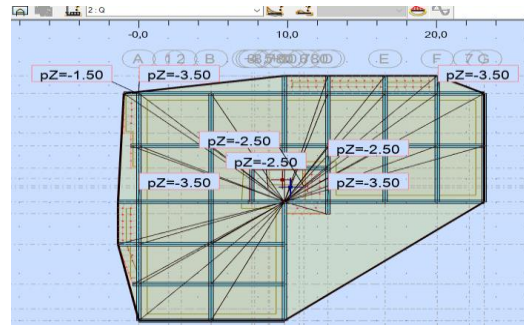
h. Chargement de la structure

Après la création des cas de charges permanentes et d'exploitation, on procède au chargement en fonction du type des éléments à chargés, c'est-à-dire les charges surfaciques pour les dalles et les charges linéairement réparties pour les poutres.

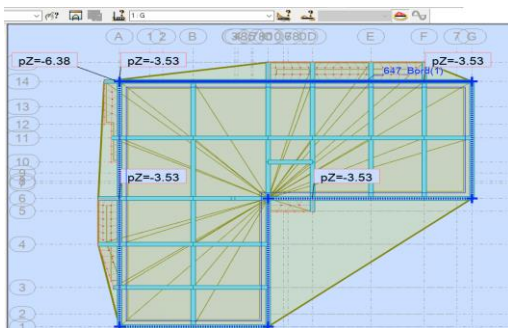
Le chargement sismique est introduit par la baie d'un spectre de calcul propre à la zone de la wilaya de SETIF.



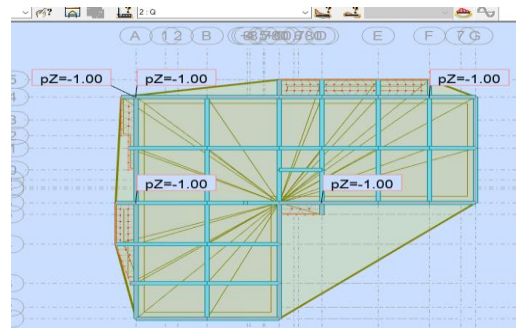
a) Les charges G des étages courants.



b) Les charges Q des étages courants.



c) Les charges G du dernier niveau.



d) Les charges Q du dernier niveau.

Figure V.11 a) b) c) d) : Affectation des charges des dalles.

i. Modélisation des fondations

Les fondations sont modélisés par des appuis de type encastrement parfait, nœud aux sous les poteaux et linéaires sous les voiles.

Ces appuis assurent le blocage de tous les degrés de liberté en espace (3 translations, et 3 rotations).

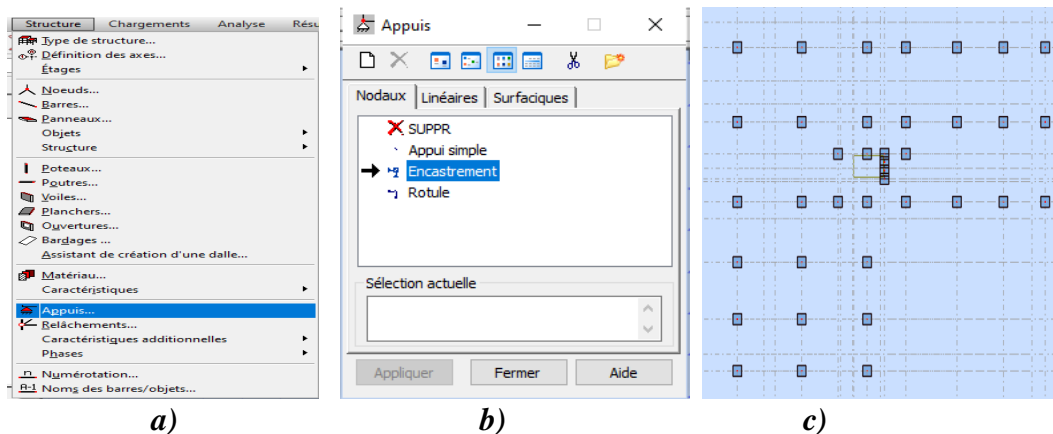


Figure V.12 a) b) c) : Création des fondations.

j. Etude modale et sismique

k. Analyse et résultats d'analyse sans voile : (Calcul les résultats d'analyses et vérification).

l. Analyse et résultats d'analyse avec cinq disposition des voiles variantes : (Calcul et d'analyse résultat d'analyses et vérification).

V.8. Etude sismique et dynamique**V.8.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique (RPA99/2003, Art 4 .2.3)**

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

$$V = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \dots eq n^{\circ} V.1$$

a) A : Coefficient d'accélération de la zone

Le coefficient A représenté l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur A dépend de deux paramètres telle que : Le groupe d'usage / Zone sismique. (Selon le tableau 4-1 du RPA99/2003).

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone [5].

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone 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	0.15	0.18

☞ Dans notre cas :

• Groupe d'usage : Groupe 2.

• Zone sismique : Zone II-a $\Rightarrow A = 0.15$.

b)R : Coefficient de comportement global de la structure

Il est fonction du système de contreventement (Selon Tableau 4.3 RPA99/2003). Et en fonction de l'article de rafik Taleb.

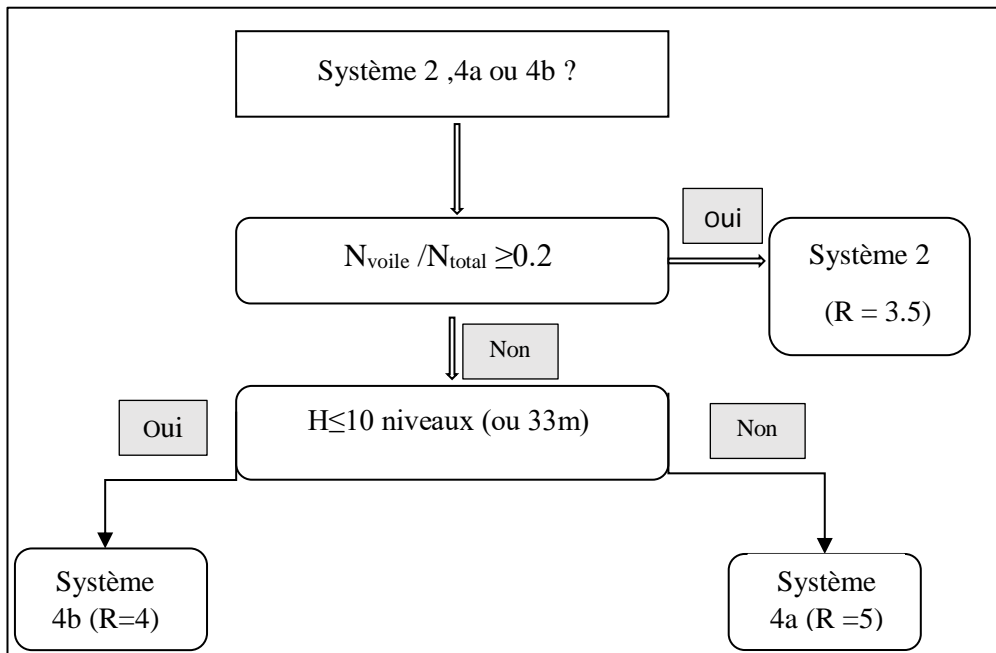


Figure V.13 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles [16].

Avec :

- N_{voile} : Les efforts normaux des voiles (d’après logiciel).
- N_{totale} : Les efforts normaux des voiles et poteaux (d’après logiciel).

c) Q : 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 [5].

Il est déterminé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \tag{.....eq n°V.2}$$

Avec :

• P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non (**Calcul selon des conditions trouvées dans le RPA 99/2003**).

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités P_q [5].

Critère q	P_q	
	Observé	N/Observé
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

↳ Donc :

• **Direction x :** $Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

• **Direction y :** $Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

e) Estimation de la période fondamentale T

Peut être estimée à partir de formulation empiriques ou calculée à partir des méthodes analytique ou numériques :

La formule empirique à utiliser selon les cas et suivant :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \dots eq n^\circ V.3$$

↳ Dans notre cas, (1^{er} cas) on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \quad \dots eq n^\circ V.4$$

↳ Donc la formule finale est :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}. \quad \dots eq n^\circ V.5$$

• **D :** C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

• h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

• C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage (**Tableau 4.6. RPA99/2003**).

Tableau V.3 : Valeur de coefficient C_T [5].

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.05

Après avoir calculé $T_{empirique}$, il faut multiplier sa valeur par **1.3** (ou la pénaliser par 1.3) et la comparer à $T_{analytique}$, afin de choisir la valeur de T à utiliser pour le calcul. D'après le tableau suivant (art de Rafik Taleb).

Tableau V.4 : La valeur T choisie [16].

La condition	La valeur T choisir
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$ (cas rigide).	$T = T_{analytique}$.
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$.	$T = T_{empirique}$.
$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique}$ (cas souple).	$T = 1.3 T_{empirique}$.

$T_{analytique}$: La période obtenue par logiciel ROBOT.

$T_{empirique}$: La période calculée par (eq n°V.5).

d) D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Le coefficient **D** est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \dots eq n^\circ V.6$$

Avec :

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par (Tableau 4.7 RPA99/2003).

Tableau V.5 : Valeur T_1 et T_2 [5].

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

→ Site2 $\Rightarrow T_1 = 0,15$; $T_2 = 0,4s$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \dots eq n^\circ V.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2 RPA99/2003).

Tableau V.6 : Les valeur de ξ % [5].

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton arme%	acier%	Béton arme /maçonnerie%
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

W : Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \dots eq n^\circ V.8$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \dots eq n^\circ V.9$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (Tableau 4.5 RPA99/2003).

$\Rightarrow \beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation).

V.9.1.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ... Art 4.2.5

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \dots eq n^\circ V.10$$

- F_t : force concentrée au sommet de la structure permet de tenir l'influence des modes supérieurs de vibration, déterminé par la valeur :

$$F_t = 0.07 T V \quad \dots eq n^\circ V.11$$

- F_t : ne dépassera en aucun cas $0.25 V$.

- $F_t = 0$ si $T \leq 0.7s$.

↳ Donc :

La partie restante de V soit $(V - F_t) = F_i$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \dots eq n^\circ V.12$$

❖ direction x

$$F_{iX} = \frac{(V_X - F_{tX}) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \dots eq n^\circ V.13$$

❖ Direction Y

$$F_{iY} = \frac{(V_Y - F_{tY}) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \dots eq n^\circ V.14$$

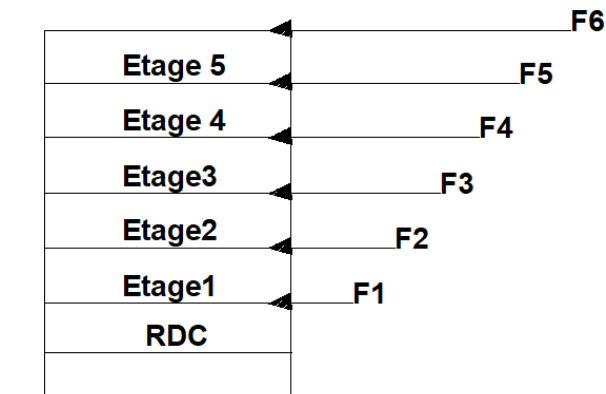


Figure V.14 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

V.8.2. Analyse modale

V.9.2.3. Principe

L'analyse modale repose sur la détermination des fréquences propres et des formes modales d'une structure en vibration libre. Elle permet de caractériser le comportement dynamique du système en résolvant le problème aux valeurs propres issu de l'équation du mouvement :

$$[M] \{X''(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \quad \dots eq n^{\circ} V.15$$

Où :

- $[M]$ est la matrice de masse.
- $[K]$ est la matrice de rigidité.
- $\{X\}$ est le vecteur des déplacements nodaux.

La résolution de cette équation fournit les périodes propres et les formes modales qui décrivent la manière dont la structure oscille naturellement.

V.9.2.3. Objectif de l'étude modale

Dans cette étude, l'analyse modale est réalisée sur une structure sans contreventement afin d'évaluer son comportement dynamique avant l'ajout éventuel d'éléments de rigidification. Les principaux objectifs sont :

- ❖ Déterminer les périodes propres pour évaluer la flexibilité globale du bâtiment en l'absence de contreventement.
- ❖ Analyser les formes modales afin d'identifier d'éventuels mouvements indésirables tels que une torsion excessive ou des déplacements latéraux importants.

❖ Quantifier la participation modale des différents modes afin d'évaluer la contribution des basses fréquences à la réponse dynamique du système.

❖ Fournir une base de comparaison permettant d'évaluer l'impact de l'ajout de contreventements sur la rigidité et la stabilité de la structure.

L'étude présentera la déformée de la structure non rigidifiée pour les trois premiers modes de vibration. Ces résultats serviront à identifier les faiblesses potentielles de la structure et à justifier la nécessité d'un contreventement optimal.

V.9.2.3. Résultats et vérifications liées à l'analyse modale

Logiciel ROBOT basé sur la méthode des éléments finis, il calcule automatiquement

- Le centre de gravité, de masse et de torsion.
- L'excentricité.
- Le centre d'inertie de chaque niveau.
- Le poids total de la structure.
- Donnée aussi les modes propres.
- La vérification des périodes fondamentales.

➤ *Remarque*

L'analyse modale est réalisée avant d'ajouter les voiles de contreventement, pour évaluer le comportement dynamique de la structure.

V.9.2.3. Nombre des modes

Art 4.3.4

Les nombre des modes basées sur les hypothèses suivantes :

- **Concentration des masses** : Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers.
- **Déplacements horizontaux** : Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- **Nombre de modes considérés** : Le nombre de modes retenus doit être suffisant pour que la somme des masses modales effectives atteigne au moins 90 % de la masse totale de la structure. Alternativement, tous les modes avec une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale doivent être inclus. Un minimum de trois modes dans chaque direction est recommandé [5].

Si ces conditions ne sont pas satisfaites en raison de l'influence significative des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à considérer doit respecter les critères suivants :

$$K \leq 3 \sqrt{N} \quad \text{et } T_K \leq 0.20 \text{ s} \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{V.16}$$

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

$$K \geq 3\sqrt{6} = 7.34$$

Donc on adopte : $K = 10$ modes.

V.9.2.3. Calcul de l'excentricité

...Art 4.3.7

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

• Excentricité théorique

$$e_{x_0} = |X_m - X_T| \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{V.17}$$

$$e_{y_0} = |Y_m - Y_T| \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{V.18}$$

• Excentricité accidentelle

↳ Dans notre cas l'analyse est tridimensionnelle fixée par le (RPA 99/version 2003) à :

$$e_1 = \pm 5 \% L \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{V.19}$$

$$\bullet e_{x1} = 0.05 \times L_x.$$

$$\bullet e_{y1} = 0.05 \times L_y.$$

❖ Vérification de l'excentricité

À 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 [5].

$$e_i < 15 \% L \quad \dots \text{eq n}^\circ \text{V.20}$$

$$\bullet e_x < 15\% L_x.$$

$$\bullet e_y < 15\% L_y.$$

V.8.3. L'analyse modale spectrale

V.8.3.1. Résultats et vérifications liées à l'analyse dynamique

Pour les deux méthodes de calcul (statique et dynamique), il est nécessaire d'effectuer :

a. Le spectre de réponse.

b. Les Vérifications suivantes.

- Vérifications spécifiques (l'effort normal réduit «sollicitation normales», contraintes de cisaillement« sollicitation tangente »).
- Vérification de la participation modale.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déformations (déplacements inter-étage).
- Vérification de l'effet (P-Δ).

V.8.3.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \dots eq n^\circ V.21$$

V.8.3.3. Vérifications spécifiques

... Art 7.4.3

A.Sollicitations normales

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad \dots eq n^\circ V.22$$

- N_d** : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c** : Est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28}** : La résistance caractéristique du béton.

B.Sollicitations tangentés

C.La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \quad \dots eq n^{\circ} V.23$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \dots eq n^{\circ} V.24$$

• τ_{bu} : Contrainte de cisaillement maximal dans les directions Y, Z.

• λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \dots eq n^{\circ} V.25$$

• **a, b** : Dimension de la section droite du Poteau dans la direction de déformation considérée.

➤ **Si :**

$$\bullet \lambda_g \geq 5 \quad \rho_d = 0.075.$$

$$\bullet \lambda_g < 5 \quad \rho_d = 0.04.$$

☒ Dans notre projet on prend : $\rho_d = 0.04$ (cas plus défavorable).

V.8.3.4. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul ... Art 4.3.6

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} pour la valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat} \quad \dots eq n^{\circ} V.26$$

À l'aide du logiciel ROBOT, on obtenues les valeurs de la force sismique ($V_{base} = V_{dyn}$).

☞ **Par le règlement de RPA99/Version 2003 page 50**

✚ Si : $V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$, n'est pas vérifier, il faudra augmentes tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement moments....) dans le rapport :

$$\alpha = \frac{0.8 V_{stat}}{V_{dyn}} \quad \dots eq n^{\circ} V.27$$

V.8.3.5. Vérification inter étage des déformations ... Art 5.10

Les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage [5].

$$\Delta_K \leq \Delta_{adm} \quad \dots eq n^\circ V.28$$

$$\Delta_{adm} = 1\%h. \quad \dots eq n^\circ V.29$$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est calculé par la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \dots eq n^\circ V.30$$

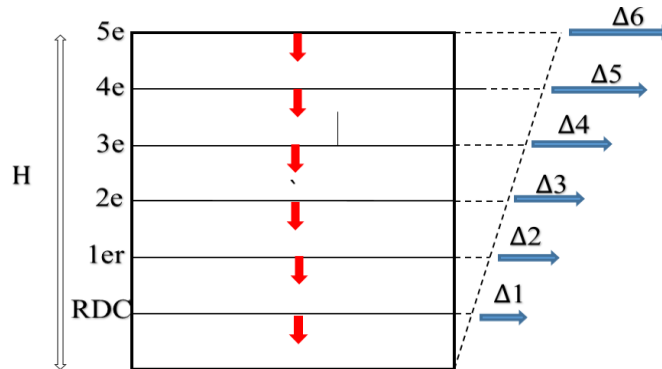


Figure V.15 : Déplacement inter étages.

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des déplacements relatifs.

Direction	La formule	Condition
x-x	$\Delta_{KX} = (\delta_K)_X - (\delta_{K-1})_X$	$\Delta_{KX} \leq \Delta_{adm}$
y-y	$\Delta_{KY} = (\delta_K)_Y - (\delta_{K-1})_Y$	$\Delta_{KY} \leq \Delta_{adm}$

Le déplacement horizontal à chaque niveau k est donné par La formule suivante : ...Art 4.4.3

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad \dots eq n^\circ V.31$$

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif de déplacement horizontal.

Direction	La formule
x-x	$(\delta_K)_x = R (\delta_{ek})_x$
y-y	$(\delta_K)_y = R (\delta_{ek})_y$

• δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion) (d'après logiciel).

•**R** : Coefficient de comportement.

V.8.3.6. Calcul des moments de renversement d'étages

...Art4.4.1

Pour déterminer les moments de renversement d'étage il est nécessaire de calculer :

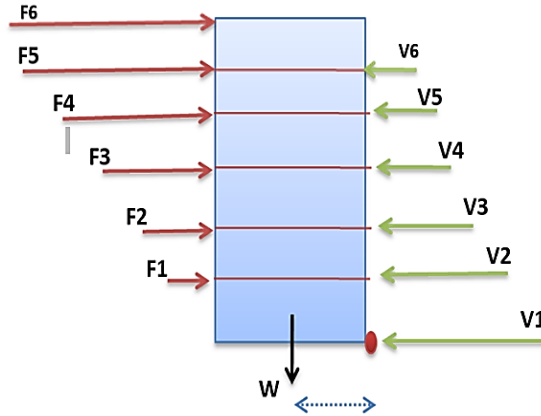


Figure V.16 : Les forces agissantes sur la stabilité au renversement.

- **Le moment de renversement** : Dû aux actions sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.
- **Le moment stabilisant** : Sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Ensuite il faut vérifier la condition de stabilité :

$$F_S = \frac{\text{moment stabilisant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5. \quad \text{.....eq n°V.32}$$

➤ **Moment stabilisant**

$$M_{Sx} = W \times X_G \quad ; \quad M_{Sy} = W \times Y_G \quad \text{.....eq n°V.33}$$

➤ **Avec :**

- **W** : Poids de la structure.
- **X_G** : La distance entre le point d'extrême et le centre de gravité suivant x.
- **Y_G** : La distance entre le point d'extrême et le centre de gravité suivant y.

➤ **Le moment de renversement**

Le moment de renversement donné par la formule suivante :

$$M_{Rx} = \sum M_{Rx,i} = \sum (F_{xi} \times h_i) \quad \text{....eq n°V.34}$$

$$M_{Ry} = \sum M_{Ry,i} = \sum (F_{yi} \times h_i) \quad \dots\dots eq n^\circ V.35$$

➤ Avec :

• **F** : La force sismique.

$$F_x = V_x - V_{x+1} \quad , \quad F_y = V_y - V_{y+1}. \quad \dots eq n^\circ V.36$$

• **h** : La hauteur des étages en applique la force.

❖ **Remarque :**

↳ **D'après RPA 99 /2003 (Art 4.4.1)** .Le moment de renversement doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. C'est pour cette raison qu'il faut prendre en compte la hauteur d'encrage.

↳ Donc le moment de renversement deviendra :

$$M_{Rx} = \sum M_{Rx,i} = \sum (F_{xi} \times h'_i). \quad \dots\dots eq n^\circ V.37$$

$$M_{Ry} = \sum M_{Ry,i} = \sum (F_{yi} \times h'_i). \quad \dots eq n^\circ V.38$$

➤ Avec :

$$h'_i = h + h_d \quad \dots eq n^\circ V.39$$

• **h'_i** : La hauteur totale jusqu' au niveau de contact sol-fondation.

• **h_d** : La hauteur d'ancrage.

V.8.3.7. Vérification de l'effet p-delta

...Art 5.9

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10 \quad \dots eq n^\circ V.40$$

• **P_k** : Poids total de la structure est des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{gi} + \beta W_{qi} \quad \dots eq n^\circ V.41$$

• **V_k** : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

• **Δ_k** : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

• **h_k** : Hauteur de l'étage «k».

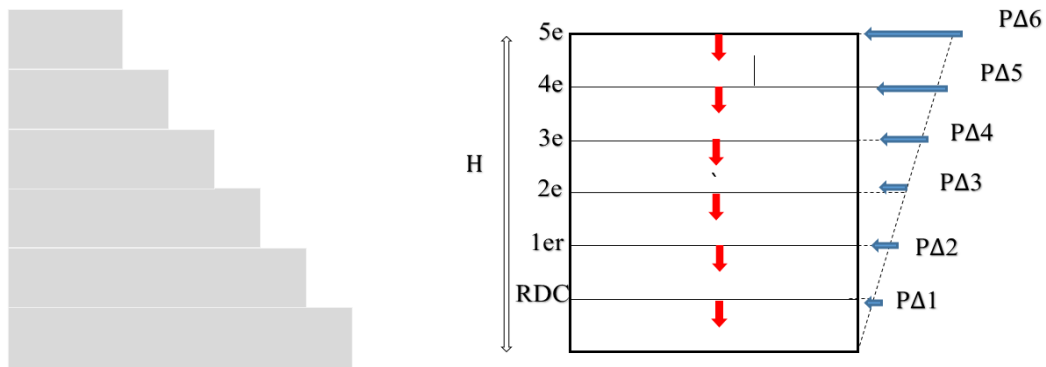


Figure V.17 : L'effet (P-Δ).

➤ Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur :

$$\beta = \frac{1}{1 - \theta_k} \quad \dots eq \ n^{\circ} V.42$$

➤ Si $\theta_k > 0.20$, la structure potentiellement instable doit être redimensionnée.

Partie II : Etude des variantes

V.9. Etude de la variante 1 (sans voile)

V.9.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique : RPA99/2003 (art 4 .2.3)

La force sismique V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule. On utilise (eq n°V.1) qui contient les paramètres suivant :

a) **A** : Coefficient d'accélération de la zone : (Selon le tableau 4-1 du RPA99/2003) :

$$\Rightarrow A = 0.15$$

b) **R** : Coefficient de comportement global de la structure

Il est fonction du système de contreventement. (Selon Tableau 4.3 RPA99/2003).

☞ Dans le cas de notre projet **R = 5** (Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide).

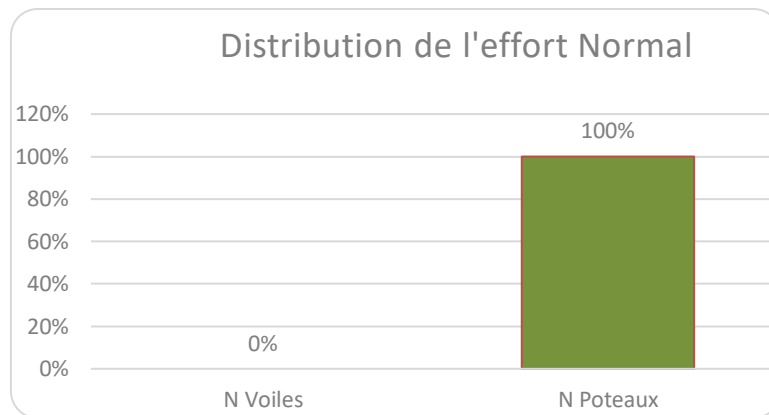


Figure V.18 : La distribution de l'effort normal de la variante 1.

c) **Q : Facteur de qualité de la structure :**

Pour déterminé la facture de qualité **Q** on utilise (eq n°V.3).

↳ Donc :

• Direction x : $Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

• Direction y : $Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

d) **Estimation de la période fondamentale T**

D'après (Tableau V.3) on a :

- Cas n°1 : $C_T=0.075$.

Pour le calcul de période on utilise : (eq n°V.3), (eq n°V.4) et (eq n°V.5).

Tableau V.9 : Tableau récupératif de la variante 1.

	$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ (s)	$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	$T = \min \{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \}$ (s)
Suivant x $D_x=23.55$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{23.55}} = 0.34$	$0.075 \times (18.36)^{3/4} = 0.67$	$T_x=0.34$
Suivant Y $D_y=19.65$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{19.65}} = 0.37$		$T_y=0.37$

➤ Dans notre cas on a :

$$\bullet \text{Direction x : } \begin{cases} T_{emp(x)} = 0.34s. \\ T_{analy(x)} = 0.61s \\ 1.3T_{emp(x)} = 1.3 \times 0.34 = 0.44s \end{cases} \Rightarrow T_{analy} > 1.3T_{emp} .$$

$$\bullet \text{Direction y : } \begin{cases} T_{emp(y)} = 0.37s. \\ T_{analy(y)} = 0.66s \\ 1.3T_{emp(y)} = 1.3 \times 0.37 = 0.48s \end{cases} \Rightarrow T_{analy} > 1.3T_{emp} .$$

➤ Donc la valeur choisie : $T = 1.3 T_{empirique}$. (Art Rafik Taleb).

e) D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Pour déterminé la facture Facteur d'amplification dynamique moyen **D**, on utilise (eq n°V.6).

D'après (Tableau V.6), on prend : $\xi \% = 7$.

➤ Donc: $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 \dots C.V$

Tableau V.10 : Tableau récupératif de la variante 1.

h_N	C_T	T₁ (s)	T₁ (s)	T_x (s)	T_y (s)	ξ %	η
18.36	0.075	0.15	0.40	0.44	0.48	7	0.88

f) Calcul du facteur d'amplification dynamique

➤ Dans les deux directions on a : $T_2 < T < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$.

➤ Donc :

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 0.88(0.4/0.44)^{2/3} = 2.06 .$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5\eta(T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 0.88(0.4/0.48)^{2/3} = 1.95 .$$

g) W : Poids total de la structure

➤ D'après le logiciel ROBOT : **W_{tot} = 18570.23 KN**.

❖ **Résumé des résultats**

Tableau V.11 : Tableau récupératif des résultats de la variante 1.

Paramètres		A	D	Q	R	W (KN)	η	T (s)
Résultats	Direction x	0.15	2.06	1.2	5	18570.23	0,88	0.44
	Direction y		1.95					0.48

☞ **Donc la force sismique totale (méthode statique équivalent)**

•Direction x : $V_{stat} = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{s_x} = \frac{0,15 \times 2,06 \times 1,2}{5} \times 18570.23 = 1377.16KN$

•Direction y : $V_{stat} = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{s_y} = \frac{0,15 \times 1,95 \times 1,2}{5} \times 18570.23 = 1303.63KN$

V.9.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ... art 4.2.5

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure alors, on utilise (eq n°V.10), (eq n°V.11) et (eq n°V.12).

☞ Dans notre cas :

• $T_x = 0.44 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{ix} = 0.$

• $T_y = 0.48 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{iy} = 0.$

❖ **direction x**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (eq n°V.13).

Tableau V.12 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x) de la variante 1.

Niveau	h _i (m)	W _i (KN)	W _i h _i (KN.m)	V _x (KN)	F _{ix} (KN)
RDC	3.06	3032.86	9280,55	1319,97	60,72
1	6.12	3032.86	18561,10		121,44
2	9.18	3032.86	27841,65		182,16
3	12.24	3032.86	37122,21		242,89
4	15.30	3032.86	46402,76		303,61
5	18.36	3405.89	62532,87		409,15
	W _{tot} = 18570,23		201741,15		1319,97

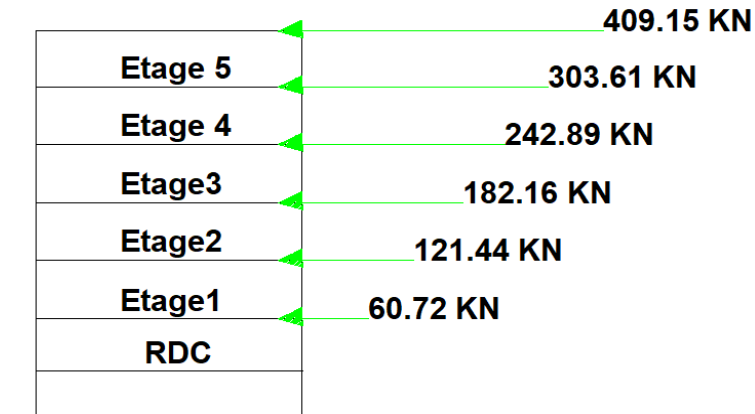


Figure V.19 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 1.

❖ **Direction Y**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (*eq n°V.14*).

Tableau V.13 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 1.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_Y (KN)	F_{iY} (KN)
RDC	3.06	3032,86	9280,55	1162,31	53,47
1	6.12	3032,86	18561,10		106,94
2	9.18	3032,86	27841,65		160,41
3	12.24	3032,86	37122,21		213,88
4	15.30	3032,86	46402,76		267,34
5	18.36	3405,93	62532,87		360,28
		$W_{tot} = 18570,23$		201741,15	1162,31

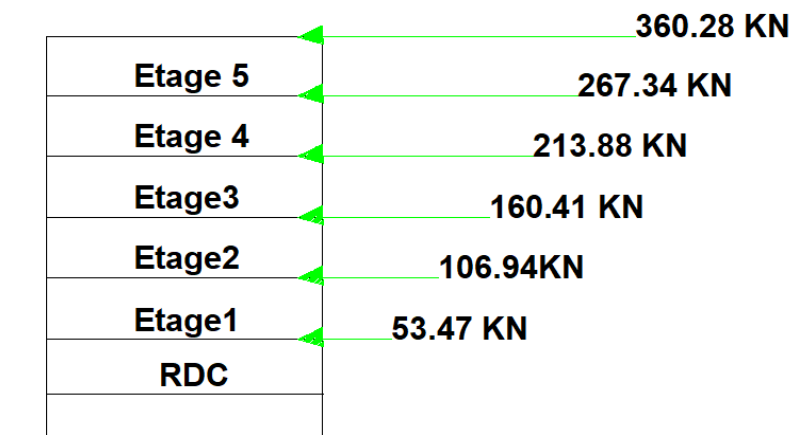


Figure V.20 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 1.

V.9.3. Analyse modale

V.9.3.1. Nombre des modes

(art 4.3.4).

Pour déterminé le nombre minimal de modes (K), on utilise (*eq n°V.16*).

$$\Rightarrow \text{Donc : } K \geq 3\sqrt{6} = 7.34.$$

✎ Remarque

Lors de la lecture des données sur le logiciel ROBOT, on remarque que le taux de participation des masses modales dans les deux directions dépasse les 90% [(U_x % > 90%) et (U_y % > 90%)], dès le 10^{ème} mode de vibration.

⇒ Donc on adopte : **K** = 10 modes.

- T = 0.10s < 0.20s → Condition vérifiée.

V.9.3.2. Présentations des résultats dynamiques de l'analyse modale

➤ Les résultats dynamiques

Le tableau suivant représente des résultats dynamiques obtenus après analyse de la structure :

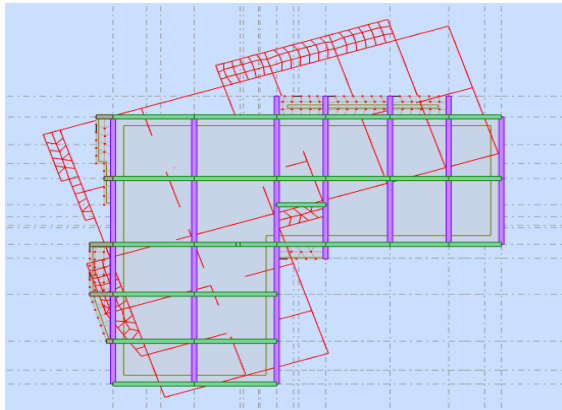
Tableau V.14 : Modes à considérer et ces périodes de la variante 1.

Cas/mode	Période (s)	Masse cumulé U _x %	Masse cumulé U _y %	Masse modale U _x %	Masse modale U _y %
Mode 1	0,78	6,17	32,42	6,17	32,42
Mode 2	0,66	18,35	80,03	12,19	47,61
Mode 3	0,61	82,20	81,49	63,85	1,45
Mode 4	0,25	83,09	86,25	0,89	4,77
Mode 5	0,22	85,39	91,70	2,29	5,45
Mode 6	0,20	92,77	92,10	7,38	0,40
Mode 7	0,14	93,19	93,98	0,42	1,88
Mode 8	0,13	94,36	95,99	1,17	2,01
Mode 9	0,12	96,56	96,18	2,19	0,19
Mode 10	0,10	96,94	96,99	0,38	0,81

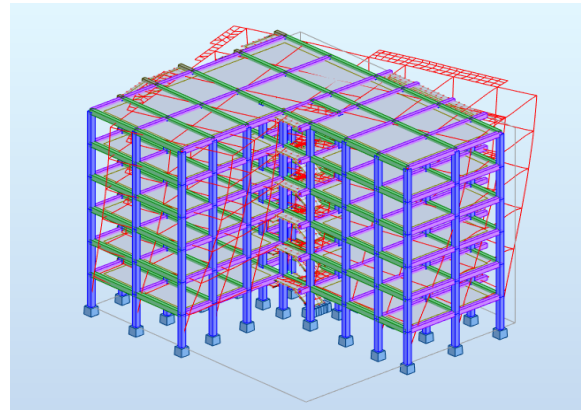
↳ Donc le nombre de modes est suffisant.

V.9.3.3. Forme modales de la structure non rigidifiée latéralement (graphiquement)

❖ Mode 1



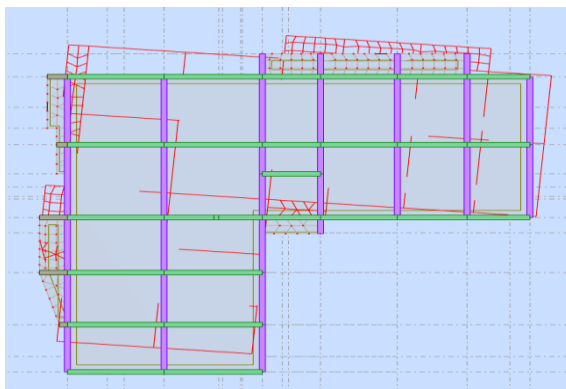
a) Vue en plan.



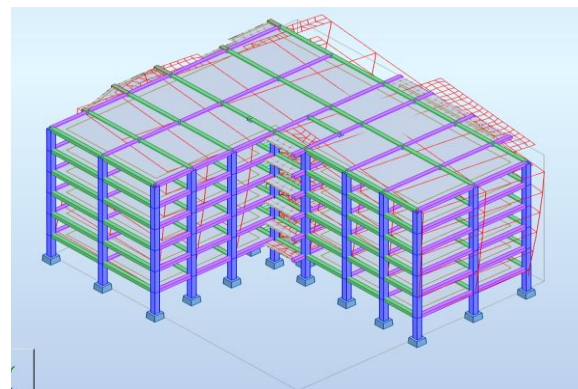
b) Vue en 3D.

Figure V.21 a) b) : Le 1^{er} mode de la variante 1.

❖ Mode 2



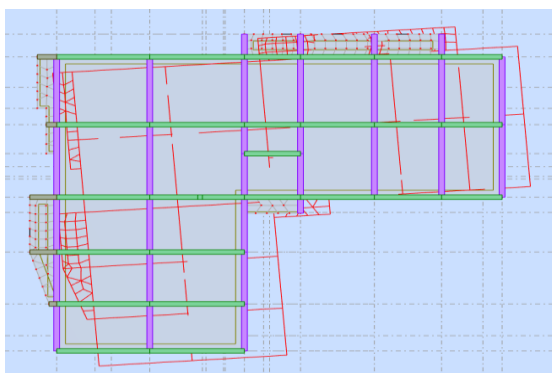
a) Vue en plan.



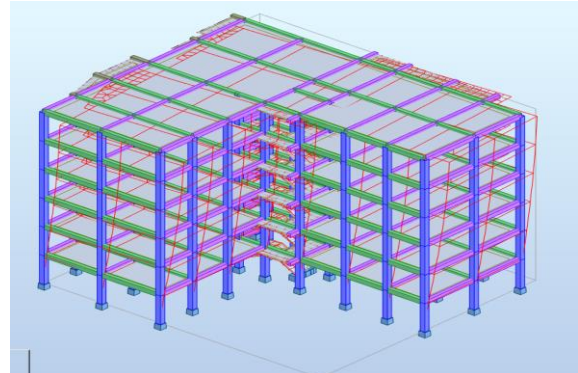
b) Vue en 3D.

Figure V.22 a) b) : Le 2^{ème} mode de la variante 1.

❖ Mode 3



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.23 a) b) : Le 3^{ème} mode de la variante 1.

➤ **Déduction**

D'après le tableau et les formes modales :

- **Mode 1** : Torsion ($T_{anlay}=0.78s$).
- **Mode 2** : Translation suivant Y ($T_{anlay}=0.66s$).
- **Mode 3** : Translation suivant X ($T_{anlay}=0.61s$).

V.9.3.4. Vérification de la période

• **Direction X** : $T_{analytique} = 0,61s > 1,3T_{empirique} = 0,44s$.

• **Direction Y** : $T_{analytique} = 0,66s > 1,3T_{empirique} = 0,48s$.

On a : $T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$.

↳ Donc notre bâtiment est souple.

V.9.3.5. Les résultats statiques de niveau

Tableau V.15 : Les résultats statiques de la variante 1.

Etage	Lx [m]	Ly [m]	Masse [kg]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]
RDC	24,600	20,800	303286,22	10177167,48	14885916,66	24658382,68
1	24,600	20,800	303286,22	10176146,29	14882945,78	24654382,25
2	24,600	20,800	303286,22	10176091,41	14882942,00	24654323,60
3	24,600	20,800	303286,22	10177167,48	14885916,66	24658382,68
4	24,600	20,800	303286,22	10177179,14	14885928,58	24658406,26
5	24,600	20,800	340593,67	11505906,02	16823625,36	27973562,03

V.9.3.6. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

- **Excentricité théorique** : On utilise (eq n°V.17) et (eq n°V.18).
- **Excentricité accidentelle** : On utilise (eq n°V.19).

TableauV.16 : Excentricité théorique et accidentelle de la variante 1.

Etages	Centre de gravité G(x, y, z) [m]		Centre de rigidité R(x, y, z) [m]	Excentricité structurelle e_0 [m]		Excentricité accidentelle e_1 [m]	
				e_{x0}	e_{y0}	e_{x1}	e_{y1}
RDC	x	9,525	10,137	0,612	0,457	1,23	1,04
	y	11,835	11,378				
	z	2,796	2,493				
1	x	9,526	10,137	0,611	0,457	1,23	1,04
	y	11,834	11,378				
	z	5,856	5,553				
2	x	9,526	10,137	0,611	0,457	1,23	1,04
	y	11,834	11,378				
	z	8,916	8,613				
3	x	9,525	10,137	0,612	0,457	1,23	1,04
	y	11,835	11,378				
	z	11,976	11,673				
4	x	9,525	10,137	0,612	0,457	1,23	1,04
	y	11,835	11,378				
	z	15,036	14,733				
5	x	9,509	10,162	0,653	0,519	1,23	1,04
	y	11,865	11,346				
	z	18,178	17,840				

❖ Vérification de l'excentricité

...Art 3.5.1

Pour la vérification de l'excentricité, on utilise (*eq n°V.20*).

TableauV.17 : Vérification de l'excentricité de la variante 1.

Etages	e_x (m)	e_y (m)	15% L_x (m)	15% L_y (m)	$e_x < 15\%L_x$	$e_y < 15\%L_y$
RDC	0,612	0,457	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
1	0,611	0,457	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
2	0,611	0,457	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
3	0,612	0,457	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
4	0,612	0,457	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
5	0,653	0,519	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié

⇒ Donc l'excentricité est vérifiée.

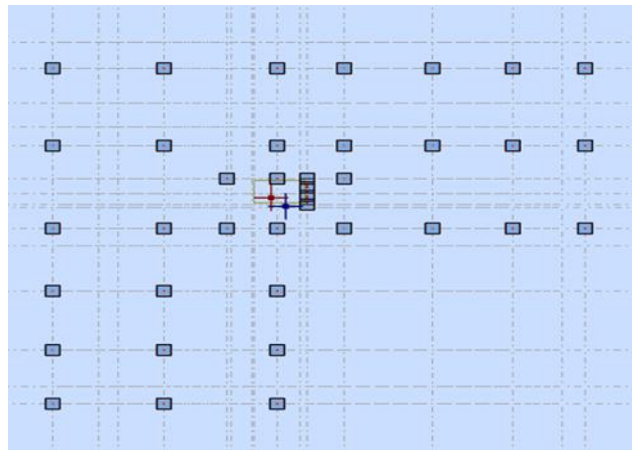


Figure V.24 : Centre de gravité et centre de masse d’après logiciel ROBOT de la variante 1.

V.9.4. L’analyse modale spectrale

V.9.4.1. Spectre de réponse de calcul

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul, on utilise (eq n°V.21).

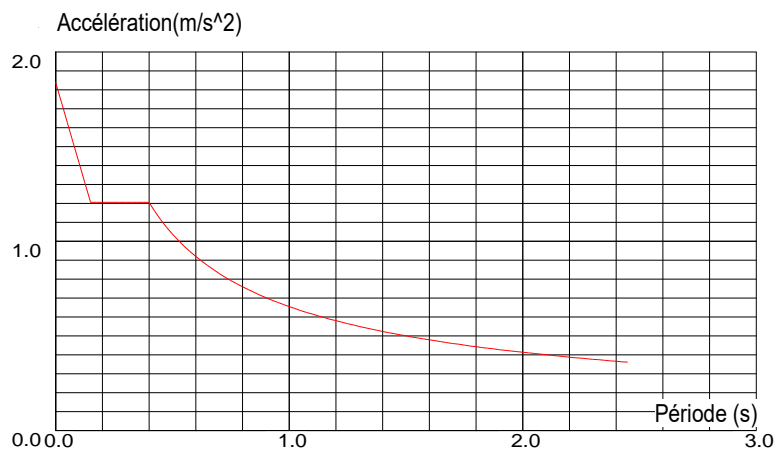


Figure V.25 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT suivant x de la variante 1.

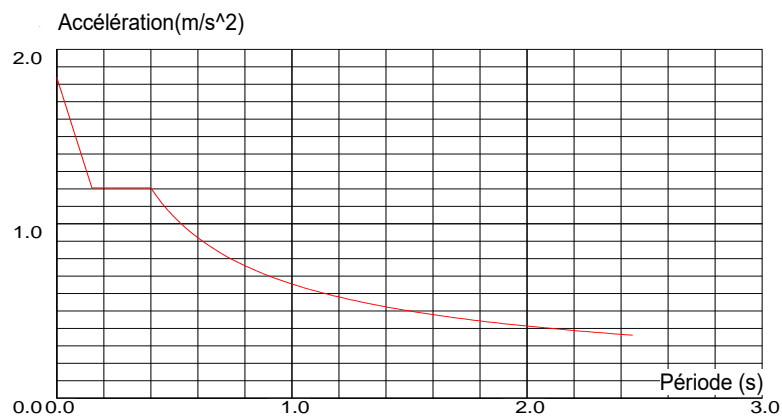


Figure V.26 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT suivant y de la variante 1.

V.9.4.2. Vérifications spécifiques

... (art 7.4.3)

A. Sollicitations normales : L'effort normal de compression de calcul est limité par une condition. Donc on utilise (eq n°V.22) pour la vérification de cette condition.

- D'après logiciel **ROBOT 2024** on a : $N_d=1.5$ MN.

Tableau V.18 : Vérification de Sollicitations normales de la variante 1.

Etage	Poteau [cm]	Bc [m ²]	N _d [MN]	V	v≤0.3
RDC+étage courant	40×40	0.16	1.5	0.37	Condition non vérifiée

✓ La solution :

- Augmente la section des poteaux.
- Renforcement de la structure par des voiles de contreventement.



Figure V.27 : Le poteau le plus sollicité par logiciel **ROBOT**.

B.Sollicitations tangentés

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite. Donc on utilise (eq n°V.23) et (eq n°V.24) pour la vérification de cette condition.

↗ Dans notre projet on prend : $\rho_d=0.04$ (cas plus défavorable).

↘ Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau_{bu}}=0.04 \times 25 \rightarrow \overline{\tau_{bu}}=1 \text{ MPA} \\ \tau_{bu} = 1,09 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \tau_{bu} > \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{Condition non vérifié.}$$

V.9.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul

... (Art 4.3.6)

Pour la vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul, on utilise (eq n°V.26).

À l'aide du logiciel ROBOT, les valeurs obtenues de la force sismique ($V_{base}=V_{dyn}$) sont les suivantes :

Tableau V.19 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 1.

Sens	V_{dyn} [KN]	V_{stat} [KN]	$0.8V_{stat}$ [KN]	$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$
X	1319,97	1377.16	1101.73	Vérifie
Y	1162,31	1303.63	1042.90	Vérifie

V.9.4.4. Vérification des déplacements inter étage

... (Art 5.10).

Les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour la Vérification des déplacements inter étage, on utilise (eq n°V.28) et (eq n°V.29).

A. Vérification des déplacements de la force sismique V_x

Tableau V.20 : Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique de la variante 1.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_x$ [cm]	$(\delta_K)_x = R (\delta_{ek})_x$ [cm]	Δ_{kx} [cm]	$\Delta_{adm} = 1\%h$ [cm]	$\Delta_{Kx} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,349	1.745	0,349	3.06	C.V
Etage 1	306	0,780	3.9	0,431	3.06	C.V
Etage 2	306	1,085	5.425	0,305	3.06	C.V
Etage 3	306	1,410	7.05	0,325	3.06	C.V
Etage 4	306	1,724	8.62	0,314	3.06	C.V
Etage 5	306	1,890	9.45	0,166	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations suivant x est vérifiée.

B.Vérification des déplacements de la force sismique V_Y **Tableau V.21** : Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 1.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_Y$ [cm]	$(\delta_K)_{Y=R}$ $(\delta_{ek})_Y$ [cm]	Δ_{kY} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KY} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,661	3.305	0,661	3.06	C.V
Etage 1	306	1,617	8.085	0,956	3.06	C.V
Etage 2	306	2,643	13.215	1,026	3.06	C.V
Etage 3	306	3,444	17.22	0,801	3.06	C.V
Etage 4	306	4,061	20.305	0,618	3.06	C.V
Etage 5	306	4,488	22.44	0,426	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

V.9.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages

En il faut vérifier la condition de stabilité, on utilise (eq n°V.32).

A.Moment stabilisant

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.33).

B.Le moment de renversement

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.37) et (eq n°V.38).

C.Moment de renversement et moment stabilisant selon x

Tableau V.22 : Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 1.

Niveau	h _i [m]	h' _i [m]	V _x [KN]	F _x [KN]	M _{Rx} [KN.m]	W [KN]	X _G [m]	M _{Sx} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1319,97	60,72	316.35	18570,23	9.576	177828.52
Etage 1	6.12	8,27	1259,25	121,44	1004.3			
Etage 2	9.18	11,33	1137,81	182,16	2063.87			
Etage 3	12.24	14.39	955,64	242,89	3495.19			
Etage 4	15.30	17,45	712,75	303,61	5297.99			
Etage 5	18.36	20,51	409,15	409,15	8391.66			
$\sum M_{Rx}=20569.36$								

D.Moment de renversement et moment stabilisant selon y

Tableau V.23 : Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 1.

Niveau	h _i [m]	h' _i [m]	V _y [KN]	F _y [KN]	M _{Ry} [KN.m]	W [KN]	Y _G [m]	M _{Sy} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1162,31	53,47	278.57	18570,23	7.57	140576.64
Etage 1	6.12	8,27	1108,84	106,94	884.36			
Etage 2	9.18	11,33	1001,90	160,41	1817.44			
Etage 3	12.24	14.39	841,50	213,88	3077.77			
Etage 4	15.30	17,45	627,62	267,34	4665.08			
Etage 5	18.36	20,51	360,28	360,28	7389.34			
$\sum M_{Ry}=18112.56$								

E.Vérification de la stabilité au renversement

Tableau V.24 : Vérification de la stabilité au renversement de la variante 1.

	F_S	M_S [KN.m]	M_R [KN.m]	F_S	$F_S \geq 1.5$
Direction x	$F_{SX} = \frac{M_{SX}}{M_{RX}}$	177828.52	20569.36	8.64	C.V
Direction y	$F_{SY} = \frac{M_{SY}}{M_{RY}}$	140576.64	18112.56	7.76	C.V

V.9.4.6. Vérification de l'effet p-delta

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, on utilise (*eq n°V.40*) et (*eq n°V.41*) pour la vérification de cette effet.

A. Vérification dans la direction x

Tableau V.25 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 1.

Niveau	P [KN]	P _K (cumulé) [KN]	Δ_x [cm]	V _X [KN]	h _k [cm]	θ_{kx}	Condition
RDC	18570.19	65928.24	0,349	1319,97	306	0.057	C.V
Etage1	15537.33	47358.05	0,431	1259,25	306	0.053	C.V
Etage2	12504.47	31820.72	0,305	1137,81	306	0.028	C.V
Etage 3	9471.61	19316.25	0,325	955,64	306	0.021	C.V
Etage4	6438.75	9844.64	0,314	712,75	306	0.014	C.V
Etage 5	3405.89	3405.89	0,166	409,15	306	0.004	C.V

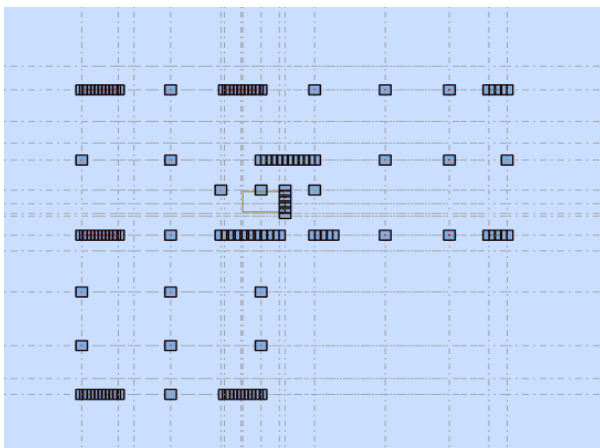
B. Vérification dans la direction Y

Tableau V.26 : Vérification de l'effet (P-Δ) suivant Y de la variante 1.

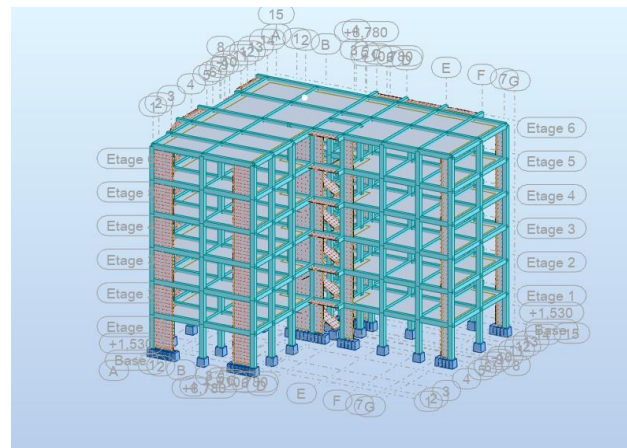
Niveau	P [KN]	P _K (cumulé) [KN]	Δ _y [cm]	V _y [KN]	h _k [cm]	θ _{ky}	Condition
RDC	18570.19	65928.24	0,661	1162,31	306	0.122	C.N.V
Etage 1	15537.33	47358.05	0,956	1108,84	306	0.133	C.N.V
Etage2	12504.47	31820.72	1,026	1001,90	306	0.106	C.N.V
Etage 3	9471.61	19316.25	0,801	841,50	306	0.06	C.V
Etage 4	6438.75	9844.64	0,618	627,62	306	0.031	C.V
Etage 5	3405.89	3405.89	0,426	360,28	306	0.013	C.V

↳ D'après les résultats de l'effet (P-Δ) notre structure est stable.

V.10. Etude de la variante 2 (Cas d'un bâtiment avec voiles positionnés dans le sens X)



a) Vue en plan.



b) vue en 3D.

Figure V.28 a) b) : Configuration en plan de la variante 2.

V.10.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique (RPA99/2003 (art 4 .2.3)

La force sismique V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule. On utilise (eq n°V.1) qui contient les paramètres suivant :

a) **A** : Coefficient d'accélération de la zone.

⇒ $A = 0.15$

b) **R** : Coefficient de comportement global de la structure

❖ D'après logiciel robot les résultats comme suivant :

Tableau V.27 : Tableau récupératif de la variante 2.

N voile (KN)	N poteaux (KN)	N_{tot} (KN)	N_{voile}/ N_{tot}	Le pourcentage des voiles %	R
826,46	2495,04	3321,50	0.26	26	3.5

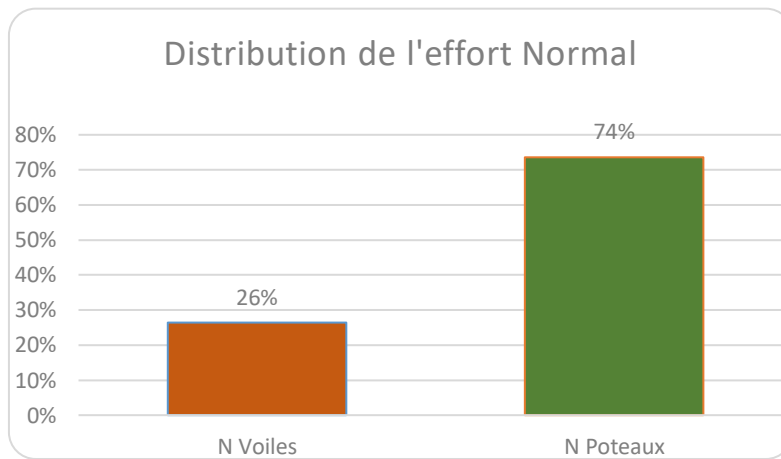


Figure V.29 : La distribution de l'effort normal de la variante 2.

↳ Donc Les voiles prennent plus de 20% de sollicitations verticales **R=3.5**.

c) **Q** : Facteur de qualité de la structure

Pour déterminé la facture de qualité **Q** on utilise (eq n°V.3).

↳ Donc :

• Direction x : $Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

• Direction y : $Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

d) Estimation de la période fondamentale **T**

D'après (Tableau V.3) on a :

• Cas n°4 : $C_T=0.05$.

Pour le calcul de période on utilise : (eq n°V.3), (eq n°V.4) et (eq n°V.5).

Tableau V.28 : Tableau récupératif de la variante 2.

	$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ (s)	$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	$T = \min \{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \}$ (s)
Suivant x $D_x=23.55$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{23.55}}$ $= 0.34$	$0.05 \times (18.36)^{3/4}$ $= 0.44$	$T_x=0.34$
Suivant Y $D_y=19.65$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{19.65}}$ $= 0.37$		$T_y=0.37$

❖ Dans notre cas on a :

• Direction x : $\left\{ \begin{array}{l} T_{emp(x)} = 0.34s \\ T_{analy(x)} = 0.37s \\ 1.3T_{emp(x)} = 1.3 \times 0.34 = 0.44s \end{array} \right. \rightarrow T_{emp} < T_{analy} < 1.3T_{emp}$

• Direction y : $\left\{ \begin{array}{l} T_{emp(x)} = 0.37s \\ T_{analy(x)} = 0.70s \\ 1.3T_{emp(y)} = 1.3 \times 0.37 = 0.48s \end{array} \right. \rightarrow 1.3T_{emp} < T_{analy}$

↳ Donc la valeur choisie d'après (Art Rafik Taleb) :

• Direction x : $T=T_{emp}$.

• Direction y : $T=1.3T_{emp}$.

e) **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen

Pour déterminé la facture Facteur d'amplification dynamique moyen **D**, on utilise (eq n°V.6).

D'après (Tableau V.6), on prend : $\xi \%$ =10.

↳ Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 > 0,7 \dots \dots C.V$

Tableau V.29 : Tableau récupératif de la variante 2.

h_N (m)	C_T (casn°4)	T₁ (sec)	T₂ (sec)	T_x (sec)	T_y (sec)	η	ξ (%)
18.36	0.05	0.15	0.40	0.34	0.48	0.76	10%

↳ On a :

• Direction x : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow D_x = 2.5\eta.$

• Direction y : $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}.$

↳ Donc : $\begin{cases} D_x = 1.9 \\ D_y = 1.68 \end{cases}$

f) Calcul du poids de la structure W

A partir du logiciel **ROBOT 2024** on trouve : $W_{tot}=20371.81 \text{ KN}.$

❖ **Résumé des résultats**

Tableau V.30 : Tableau récupératif des résultats de la variante 2.

Paramètres		A	D	Q	R	W (KN)
Résultats	Direction x	0.15	1.9	1.2	3.5	20371.81
	Direction y		1.68			

↳ **Donc la force sismique totale (méthode statique équivalent)**

• $V_{Sx} = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.20 \times 20371.81}{3.5} = 1990.62 \text{ KN}.$

• $V_{Sy} = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.20 \times 20371.81}{3.5} = 1760.12 \text{ KN}.$

V.10.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure alors, on utilise (*eq n°V.10*), (*eq n°V.11*) et (*eq n°V.12*).

↳ Dans notre cas :

• $T_x = 0.44 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{tx} = 0.$

• $T_y = 0.48 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0.$

❖ **Direction x**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (*eq n°V.13*).

Tableau V.31 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x) de la variante 2.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_x (KN)	F_{ix} (KN)
RDC	3.06	3365.21	10297.54	1727.55	81.02
1	6.12	3365.21	20595.09		162.04
2	9.18	3365.21	30892.63		243.06
3	12.24	3365.21	41190.17		324.09
4	15.30	3365.21	51487.71		405.12
5	18.36	3545.76	65100.15		512.22
	$W_{tot}= 20371.81KN$		219563.29		1727.55

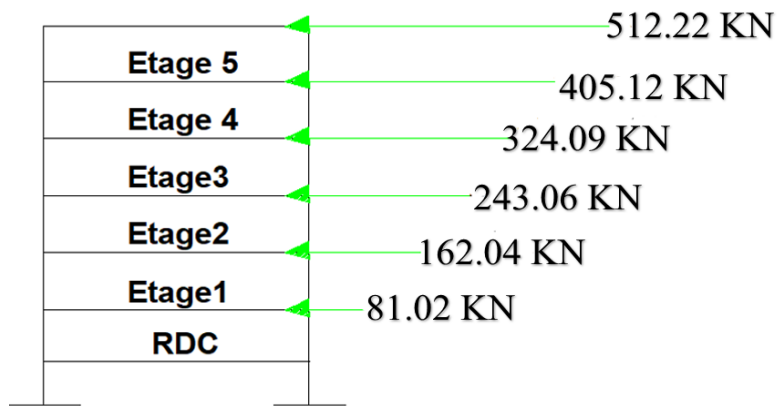


Figure V.30 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 2.

❖ **Direction Y**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (*eq n°V.14*).

Tableau V.32 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 2.

niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_y (KN)	F_{iy} (KN)
RDC	3.06	3365.21	10297.54	1377.35	64.60
1	6.12	3365.21	20595.09		129.20
2	9.18	3365.21	30892.63		193.79
3	12.24	3365.21	41190.17		258.39
4	15.30	3365.21	51487.71		322.99
5	18.36	3545.76	65100.15		408.38
	$W_{tot}=20371.81KN$		219563.29		1377.35

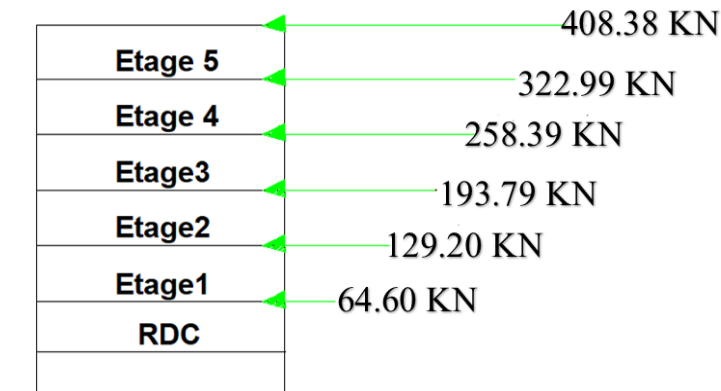


Figure V.31 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens y de la variante 2.

V.10.3. Analyse modale

V.10.3.1. Vérification des nombre des modes

Pour déterminé le nombre minimal de modes (K), on utilise (eq n°V.16).

$$\Rightarrow \text{Donc : } K \geq 3\sqrt{6} = 7.34.$$

$$T = 0.04s < 0.20s \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On a :

❖ **Dans la direction x-x** : 10 modes ($U_x = 89,25\% < 90\%$ de la masse sismique de la structure).

\Rightarrow Donc on va augmenter les nombres des modes jusqu'à **(15 modes)**.

• **Direction x-x** : 15modes (92,70% de la masse sismique de la structure).

• **Direction y-y** : 15modes (98,96% de la masse sismique de la structure).

V.10.3.2. Vérification du comportement dynamique

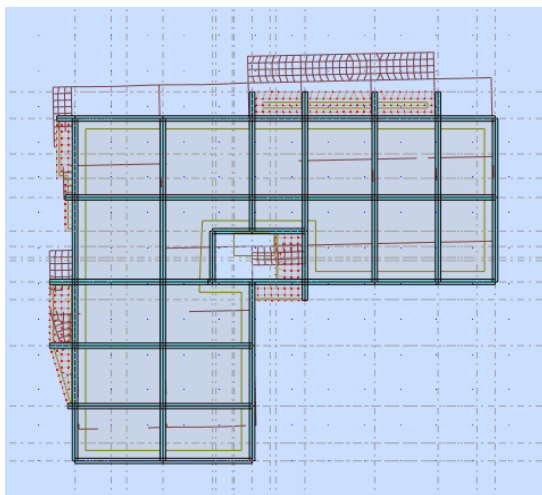
Tableau V.33 : Modes à considérer et ces périodes de la variante 2.

Cas/mode	Période (s)	Masse cumulée Ux%	Masse cumulée Uy%	Masse modale Ux%	Masse modale Uy%
Mode 1	0,70	0,17	78,75	0,17	78,75
Mode 2	0,49	6,79	80,84	6,62	2,10
Mode 3	0,37	72,33	80,85	65,55	0,00
Mode 4	0,23	72,36	91,02	0,03	10,17
Mode 5	0,14	73,62	91,50	1,26	0,49
Mode 6	0,13	73,72	95,23	0,10	3,72
Mode 7	0,10	88,79	95,23	15,07	0,00
Mode 8	0,09	88,80	97,44	0,00	2,21
Mode 9	0,06	88,80	98,59	0,00	1,15
Mode 10	0,06	89,25	98,59	0,45	0,00
Mode 11	0,05	89,25	98,96	0,00	0,37
Mode 12	0,05	89,27	98,96	0,03	0,00
Mode 13	0,05	89,27	98,96	0,00	0,00
Mode 14	0,04	92,20	98,96	2,93	0,00
Mode 15	0,04	92,70	98,96	0,50	0,00

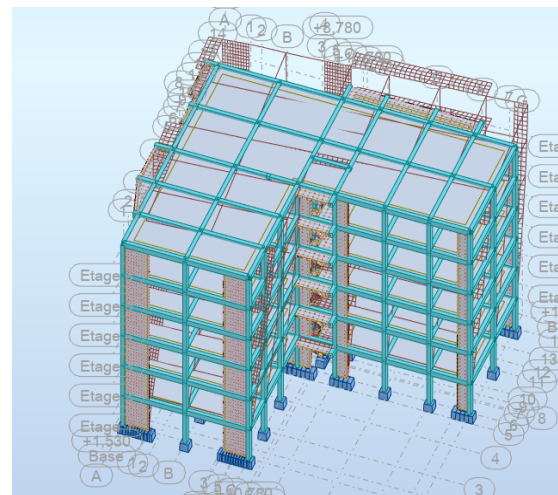
↳ Donc le nombre de modes est suffisant.

V.10.3.3. Forme modales de la structure rigidifiée

❖ Mode 1



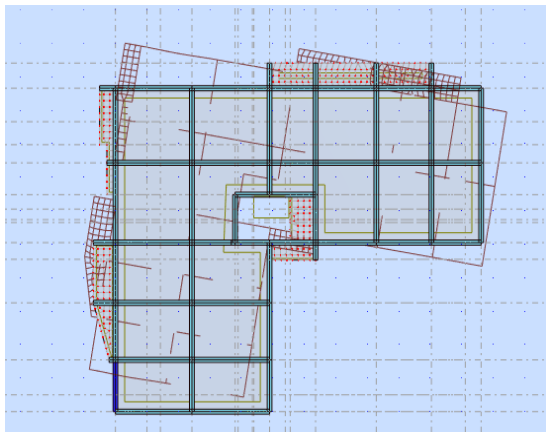
a) Vue en plan.



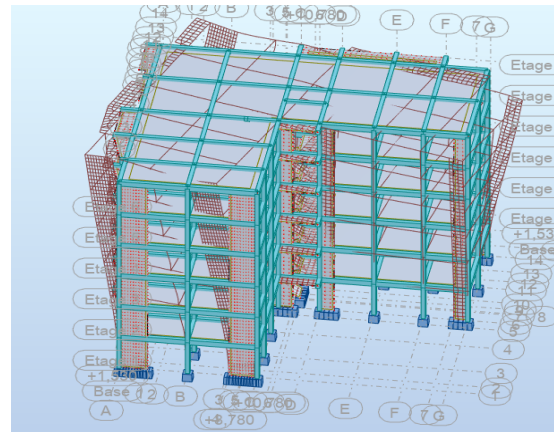
b) Vue en 3D.

Figure V.32 a) b) : Le 1^{er} mode de la variante 2.

❖ Mode 2



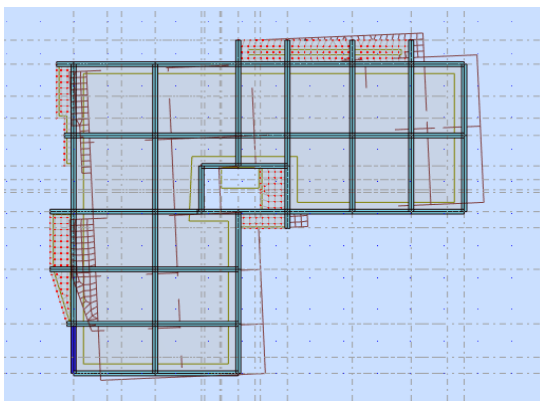
a) Vue en plan.



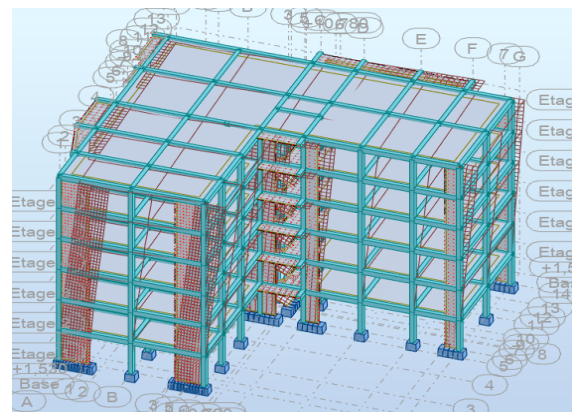
b) Vue en 3D.

Figure V.33 a) b) : Le 2^{ème} mode de la variante 2.

❖ Mode 3



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.34 a) b) : Le 3^{ème} mode de la variante 2.

➤ Dédution

D'après le tableau et les formes modales :

- **Mode 1** : Translation suivant y ($T_{anlay}=0.70s$).
- **Mode 2** : Torsion ($T_{anlay}=0.49s$).
- **Mode 3** : Translation suivant x ($T_{anlay}=0.37s$).

V.10.3.4. Vérification de la période

... (Art 4.2.4 _RPA 2003)

- **Direction x** : $T_{analytique} = 0.37s < 1.3T_{empirique} = 0.44s$. Donc: $T = T_{analytique}$.

- **Direction y** : $T_{analytique} = 0.70 > 1.3T_{empirique} = 0.48s$. Donc : $T = 1.3T_{empirique}$.

↳ Donc notre bâtiment est rigide suivant la direction **x**, et souple suivant la direction **y**.

V.10.3.5. Les résultats statiques de niveau

Tableau V.34 : Les résultats statiques de la variante 2.

Etages	Lx [m]	Ly [m]	Masse [kg]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]
RDC	24,600	20,800	336521,70	11579176,70	16020142,93	27102503,24
1	24,600	20,800	336521,70	11578137,55	16017164,19	27098492,46
2	24,600	20,800	336521,70	11578137,55	16017164,19	27098492,46
3	24,600	20,800	336521,70	11579164,72	16020101,57	27102473,81
4	24,600	20,800	336521,70	11579167,40	16020104,56	27102479,47
5	24,600	20,800	354576.13	12913181,68	17932115,01	30389919,23

V.10.3.6. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

- **Excentricité théorique** : On utilise (eq n°V.17) et (eq n°V.18).
- **Excentricité accidentelle** : On utilise (eq n°V.19).

Tableau V.35 : Excentricité théorique et accidentelle de la variante 2.

Etages	Centre de gravité G(x,y,z) [m]		Centre de rigidité R(x,y,z) [m]	Excentricité structurelle e_0 [m]		Excentricité accidentelle e_1 [m]	
				e_{x0}	e_{y0}	e_{x1}	e_{y1}
RDC	x	9,434	9,761	0,327	0,255	1,230	1,040
	y	11,772	11,517				
	z	2,686	2,316				
1	x	9,434	9,761	0,327	0,255	1,230	1,040
	y	11,772	11,517				
	z	5,746	5,375				
2	x	9,434	9,761	0,327	0,255	1,230	1,040
	y	11,772	11,517				
	z	8,806	8,435				
3	x	9,434	9,761	0,327	0,255	1,230	1,040
	y	11,772	11,517				
	z	11,866	11,496				
4	x	9,434	9,761	0,327	0,255	1,230	1,040
	y	11,772	11,517				
	z	14,926	14,556				
5	x	9,427	9,712	0,285	0,289	1,230	1,040
	y	11,805	11,517				
	z	18,072	17,641				

❖ Vérification de l'excentricité

...Art 3.5.1

Pour la vérification de l'excentricité, on utilise (eq n°V.20).

Tableau V.36 : Vérification de l'excentricité de la variante 2.

Etages	e_x (m)	e_y (m)	15% L_x (m)	15% L_y (m)	$e_x < 15\%L_x$	$e_y < 15\%L_y$
RDC	0,327	0,255	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
1	0,327	0,255	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
2	0,327	0,255	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
3	0,327	0,255	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
4	0,327	0,255	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
5	0,285	0,289	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié

⇒ Donc l'excentricité est vérifiée.

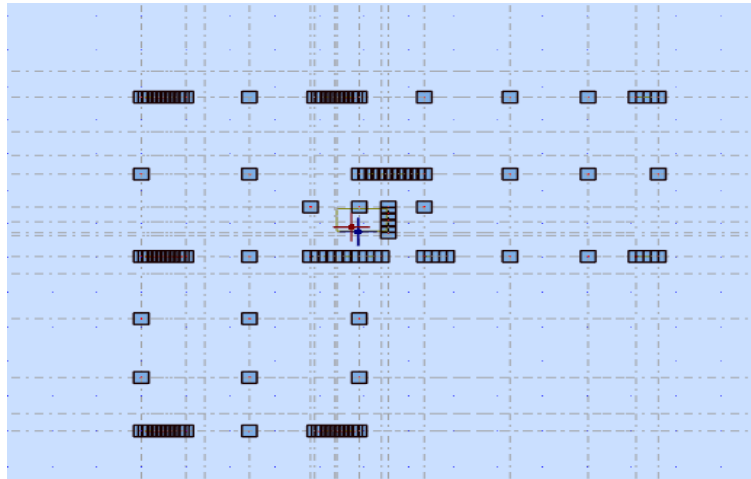


Figure V.35 : Centre de gravité et centre de masse d’après logiciel ROBOT de la variante 2.

V.10.4. L’analyse modale spectrale

V.10.4.1. Spectre de réponse de calcul

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul, on utilise (eq n°V.21).

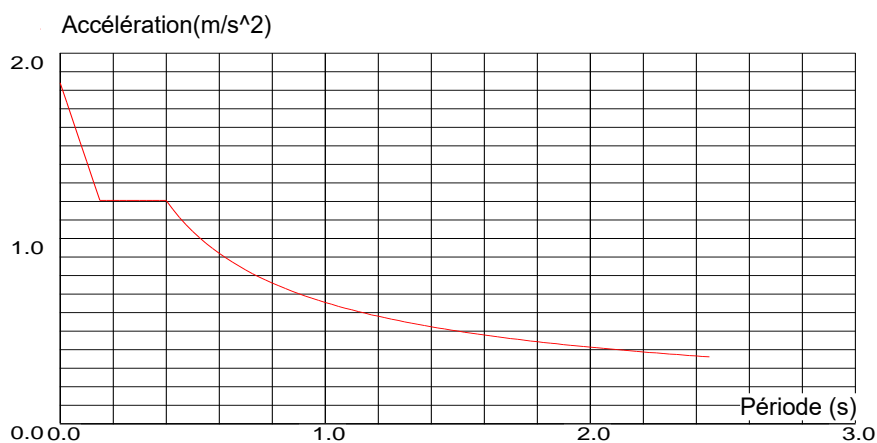


Figure V.36 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT 2024 suivant x de la variante 2.

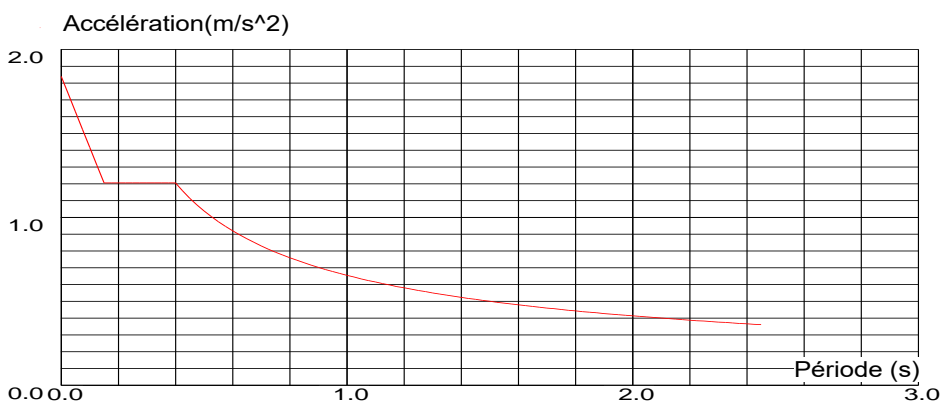


Figure V.37 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT 2024 suivant y de la variante 2.

V.10.4.2. Vérifications spécifiques

... (art 7.4.3)

A.Sollicitations normales : L'effort normal de compression de calcul est limité par une condition. Donc on utilise (eq n°V.22) pour la vérification de cette condition.

- $N_d=0.87$ MN (D'après logiciel robot 2024).

Tableau V.37 : Vérification de Sollicitations normales de la variante 2.

Etage	Poteau [cm]	Bc [m ²]	Nd [MN]	V	$v \leq 0.3$
RDC+étage courant	40×40	0.16	0.87	0.22	Condition vérifiée

A.Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite. Donc on utilise (eq n°V.23) et (eq n°V.24) pour la vérification de cette condition pour la vérification de cette condition.

↗ Dans notre projet on prend : $\rho_d=0.04$ (cas plus défavorable).

↘ Donc $\overline{\tau_{bu}}=0.04 \times 25 \rightarrow \overline{\tau_{bu}}=1$ MPA.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{bu} = 1.04 \text{ MPA} \\ \tau_{bu} > \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{Condition non vérifié.} \end{array} \right.$$

V.10.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul

... (Art 4.3.6)

Pour la vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul, on utilise (eq n°V.26).

À l'aide du logiciel ROBOT, les valeurs obtenues de la force sismique ($V_{base}=V_{dyn}$) sont les suivantes :

Tableau V.38 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 2.

Sens	V_{dyn} [KN]	V_{stat} [KN]	$0.8V_{stat}$ [KN]	$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$
x	1727.55	1990.62	1592.50	Vérifie
y	1377.35	1760.12	1408.11	Non vérifie

↳ Donc, par le règlement de RPA99/2003 page 50 :

✚ si : $V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$, n'est pas vérifié, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement moments....), donc on utilise (eq n°V.27).

Tableau V.39 : Vérification de sollicitations normale de la variante 2.

Direction	Coefficient de correction	V_{dyn} [KN]	V_{stat} [KN]	$0.8V_{stat}$ [KN]	$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$
Y	$\alpha_y = \frac{0.8 V_{(stat)y}}{V_{(dyn)y}}$ =1.02	1652.82	1760.12	1408.11	Vérifié.

V.10.4.4. Vérification des déplacements inter étage

... (Art 5.10)

Les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour la Vérification des déplacements inter étage, on utilise (eq n°V.28) et (eq n°V.29).

A.Vérification des déplacements de la force sismique V_x

Tableau V.40 : Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 2.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_X$ [cm]	$(\delta_K)_X = R (\delta_{ek})_X$ [cm]	Δ_{kx} [cm]	$\Delta_{adm} = 1\%h$ [cm]	$\Delta_{Kx} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,071	0.249	0,071	3.06	C.V
Etage 1	306	0,206	0.721	0,135	3.06	C.V
Etage 2	306	0,373	1.306	0,166	3.06	C.V
Etage 3	306	0,548	1.918	0,175	3.06	C.V
Etage 4	306	0,713	2.496	0,166	3.06	C.V
Etage 5	306	0,780	2.730	0,067	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

B.Vérification des déplacements de la force sismique V_Y **Tableau V.41** : Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 2.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_Y$ [cm]	$(\delta_K)_Y=R (\delta_{ek})_Y$ [cm]	Δ_{kY} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KY} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,413	1.446	0,413	3.06	C.V
Etage 1	306	0,932	3.262	0,519	3.06	C.V
Etage 2	306	0,962	3.367	0,030	3.06	C.V
Etage 3	306	1,133	4.666	0,171	3.06	C.V
Etage 4	306	1,191	4.169	0,058	3.06	C.V
Etage 5	306	1,242	4.347	0,051	3.06	C.V

↪ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

V.10.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages

En il faut vérifier la condition de stabilité, on utilise (eq n°V.32).

A.Moment stabilisant

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.33).

B.Le moment de renversement

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.37) et (eq n°V.38).

C.Moment de renversement et moment stabilisant selon x**Tableau V.42** : Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 2.

Niveau	h_i [m]	h'_i [m]	V_x [KN]	F_x [KN]	M_{Rx} [KN.m]	W [KN]	X_G [m]	M_{Sx} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1727,55	81.02	422.11	20371.81	9,576	195080.45
Etage 1	6.12	8,27	1669,04	162.04	1340.07			
Etage 2	9.18	11,33	1517,77	243.06	2753.87			
Etage 3	12.24	14.39	1293,00	324.09	4663.66			
Etage 4	15.30	17,45	999,05	405.12	7069.34			
Etage 5	18.36	20,51	512.22	512.22	10505.63			
$\sum M_{Rx}=26754.68$								

D.Moment de renversement et moment stabilisant selon y**Tableau V.43** : Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 2.

Niveau	h_i (m)	h'_i	V_y (KN)	F_y (KN)	M_{Ry} (KN.m)	W (KN)	Y_G (m)	M_{Sy} (KN.m)
RDC	3.06	5.21	1377,35	64.60	336.57	20371.81	7.57	154214.60
Etage 1	6.12	8,27	1305,61	129.20	1068.48			
Etage 2	9.18	11,33	1165,89	193.79	2195.64			
Etage 3	12.24	14.39	970,77	258.39	3718.23			
Etage 4	15.30	17,45	723,73	322.99	5636.18			
Etage 5	18.36	20,51	408.38	408.38	8375.87			
$\sum M_{Ry}=21331.33$								

E.Vérification de la stabilité au renversement

Tableau V.44 : Vérification de la stabilité au renversement de la variant 2.

	F_S	M_S [KN.m]	M_R [KN.m]	F_S	$F_S \geq 1.5$
Direction x	$F_{SX} = \frac{M_{SX}}{M_{RX}}$	195080.45	26754.68	7.29	C.V
Direction y	$F_{SY} = \frac{M_{SY}}{M_{RY}}$	154214.60	21331.33	7.22	C.V

V.10.4.6. Vérification de l'effet p-delta

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, on utilise (*eq n°V.40*) et (*eq n°V.41*) pour la vérification de cette effet.

A. Vérification dans la direction x

Tableau V.45 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 2.

Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ_{Kx} (cm)	V _x (KN)	h _k (cm)	θ_{Kx}	Condition
RDC	20371.81	84857.22	0,071	1727,55	306	0.011	C.V
Etage1	19324,99	64485.41	0,135	1669,04	306	0.017	C.V
Etage2	17910,68	45160.42	0,166	1517,77	306	0.016	C.V
Etage 3	13496,38	27249.74	0,175	1293,00	306	0.012	C.V
Etage4	9082,86	13753.36	0,166	999,05	306	0.007	C.V
Etage 5	4670,50	4670.50	0,067	595,16	306	0.002	C.V

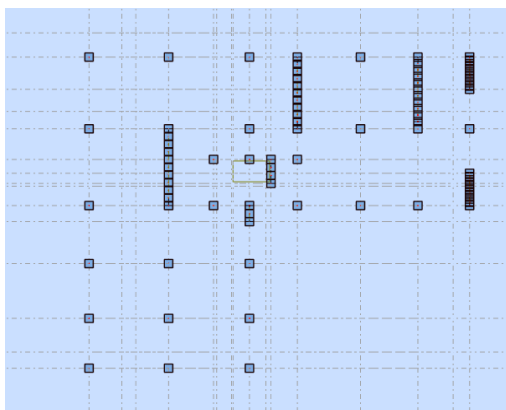
B. Vérification dans la direction Y

Tableau V.46 : Vérification de l'effet (P-Δ) suivant Y de la variante 2.

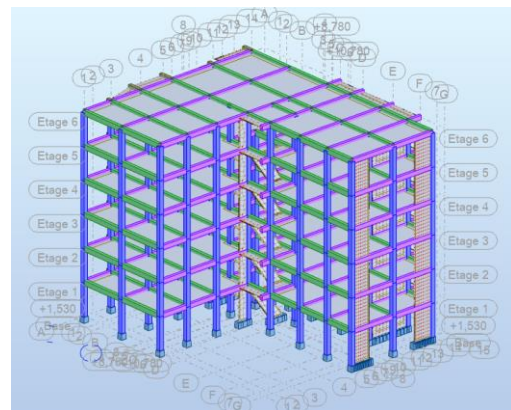
Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ _y (cm)	V _y (KN)	h _k (cm)	θ _{ky}	Condition
RDC	20371.81	84857.22	0,413	1377,35	306	0.083	C.V
Etage1	19324,99	64485.41	0,519	1305,61	306	0.084	C.V
Etage2	17910,68	45160.42	0,030	1165,89	306	0.004	C.V
Etage 3	13496,38	27249.74	0,171	970,77	306	0.015	C.V
Etage4	9082,86	13753.36	0,058	723,73	306	0.004	C.V
Etage 5	4670,50	4670.50	0,051	419,69	306	0.002	C.V

↳ D'après les résultats de l'effet (P-Δ) notre structure est stable.

V.11. Etude de la variante 3 (Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens Y)



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.38 a) b) : La distribution des voiles de la variante 3.

V.11.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique : RPA99/2003 (art 4 .2.3)

La force sismique V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule. On utilise (*eq n°V.1*) qui contient les paramètres suivant :

a) **A** : Coefficient d'accélération de la zone.

⇒ **A** = 0.15

b) **R** : Coefficient de comportement global de la structure.

D'après (Tableau V.13) on va obtenus :

Tableau V.47 : Tableaux récupératif de la variante 3.

N_{voile} [KN]	N_{poteaux} [KN]	N_{tot}[KN]	N_{voile}/ N_{tot}	Le pourcentage des voiles %	R
5385,52	13997,97	19383,50	0.28	28	3.5

↳ Donc Les voiles prennent plus de 20% de sollicitations verticales.

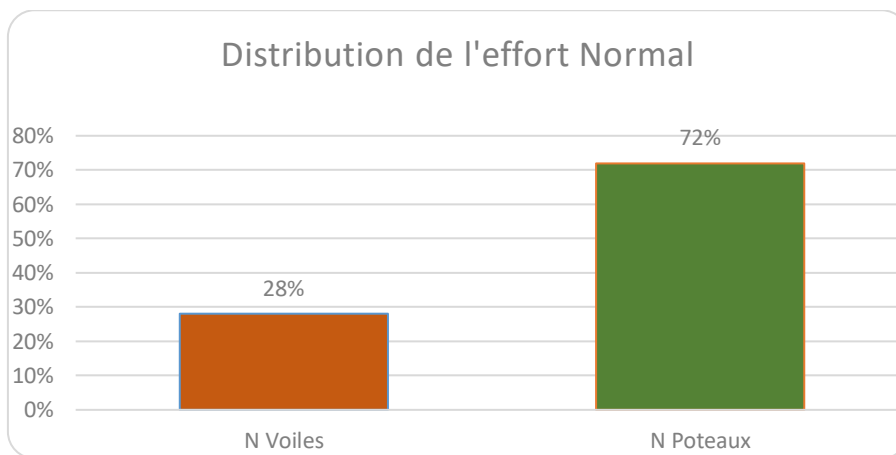


Figure V.39 : Distribution de l'effort normale de la variante 3.

c) **Q** : Facteur de qualité de la structure

Pour déterminé la facture de qualité **Q** on utilise (eq n°V.3).

↳ Donc :

• **Direction x** : $Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0,05 + 0) = 1,20$.

• **Direction y** : $Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0,05 + 0) = 1,20$.

d) Estimation de la période fondamentale **T**

D'après (Tableau V.3) on a :

- Cas n°4 : $C_T=0.05$.

Pour le calcul de période on utilise : (eq n°V.3), (eq n°V.4) et (eq n°V.5).

Tableau V.48 : Tableau récupératif de la variante 3.

	$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ (s)	$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	$T = \min \{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \}$ (s)
Suivant x $D_x=23.55$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{23.55}}$ $= 0.34$	$0.05 \times (18.36)^{3/4}$ $= 0.44$	$T_x=0.34$
Suivant Y $D_y=19.65$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{19.65}}$ $= 0.37$		$T_y=0.37$

☞ Dans notre cas on a :

- Direction x : $\left\{ \begin{array}{l} T_{emp(x)} = 0.34s \\ T_{analy(x)} = 0.64s \\ 1.3T_{emp(x)} = 1.3 \times 0.34 = 0.44s \end{array} \right\} \rightarrow 1.3T_{emp} < T_{analy}$
- Direction y : $\left\{ \begin{array}{l} T_{emp(y)} = 0.37s \\ T_{analy(y)} = 0.33s \\ 1.3T_{emp(y)} = 1.3 \times 0.37 = 0.48s \end{array} \right\} \rightarrow T_{analytique} < T_{empirique}$

☞ Donc la valeur choisie d'après (Art Rafik Taleb) :

- **Direction x** : $T=1.3Temp.$
- **Direction y** : $T=T_{analytique}.$

e)D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Pour déterminé la facture Facteur d'amplification dynamique moyen **D**, on utilise (eq n°V.6).

D'après (Tableau V.6), on prend : $\xi \%$ =10.

☞ Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 > 0,7 \dots \dots C.V$

Tableau V.49 : Tableau récupératif de la variante 3.

$h_N(m)$	C_T (casn°1)	T_1 (sec)	T_2 (sec)	T_x (sec)	T_y (sec)	η	ξ (%)
18.36	0.05	0.15	0.40	0.44	0.33	0.76	10%

f) Calcul du facteur d'amplification dynamique

↳ Dans notre cas on a :

• **Direction x** : $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

• **Direction y** : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow D_y = 2.5\eta$

↳ Donc : $\begin{cases} D_x = 1.78 \\ D_y = 1.9 \end{cases}$

g) W : Poids total de la structure :

↳ D'après le logiciel ROBOT : $W_{\text{tot}} = 20271.27 \text{ KN}$.

❖ **Résumé des résultats :**

Tableau V.50 : Tableau récupératif des résultats de la variante 3.

Paramètres		A	D	Q	R	W (KN)
Résultats	Direction x	0.15	1.78	1.2	3.5	20271.27
	Direction y		1.9			

↳ **Donc la force sismique totale :**

• $V_{Sx} = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.20 \times 20271.27}{3.5} = 1855.69 \text{ KN}$.

• $V_{Sy} = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.20 \times 20271.27}{3.5} = 1980.79 \text{ KN}$.

V.11.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure alors, on utilise (eq n°V.10), (eq n°V.11) et (eq n°V.12).

↳ Dans notre cas :

• $T_x = 0.44 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{ix} = 0$.

• $T_y = 0.48 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{iy} = 0$.

❖ **Direction x**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (eq n°V.13).

Tableau V.51 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 3.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_x (KN)	F_{ix} (KN)
RDC	3.06	3351.43	10255.38	1482,13	69.61
1	6.12	3351.43	20510.75		139.22
2	9.18	3351.43	30766.13		208.84
3	12.24	3351.43	41021.50		278.45
4	15.30	3351.43	51276.88		348.06
5	18.36	3514.12	64519.24		437.95
	$W_{tot}=20271.27KN$		218349.88		1482,13

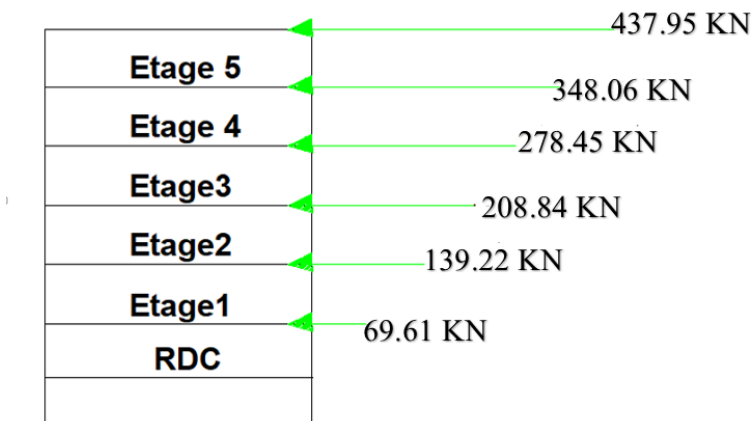


Figure V.40 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 3.

❖ **Direction Y**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (y), on utilise (*eq n°V.14*).

Tableau V.52 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 3.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_y (KN)	F_{iy} (KN)
RDC	3.06	3351.43	10255.38	1774,55	83.35
1	6.12	3351.43	20510.75		166.69
2	9.18	3351.43	30766.13		250.04
3	12.24	3351.43	41021.50		333.39
4	15.30	3351.43	51276.88		416.73
5	18.36	3514.12	64519.24		524.35
	$W_{tot}=20271.27KN$		218349.88		1774,55

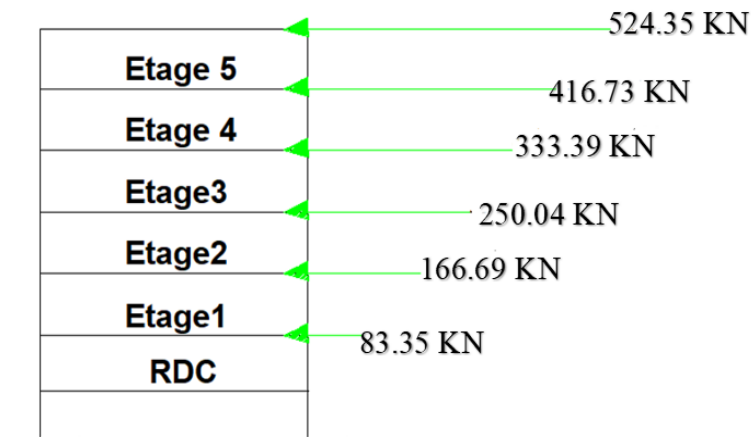


Figure V.41 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens y de la variante 3.

V.11.3. Analyse modale

V.11.3.1. Vérification des nombre des modes

Pour déterminé le nombre minimal de modes (K), on utilise (*eq n°V.16*).

$$\Rightarrow \text{Donc : } K \geq 3\sqrt{6} = 7.34.$$

On a :

- **Direction x-x** : 10 modes (99,03% de la masse sismique de la structure).
- **Direction y-y** : 10 modes (90,11% de la masse sismique de la structure).

\Rightarrow Donc on adopte : K = 10 modes.

- T = 0.10s < 0.20s \rightarrow Condition vérifiée.

V.11.3.2. Vérification du comportement dynamique

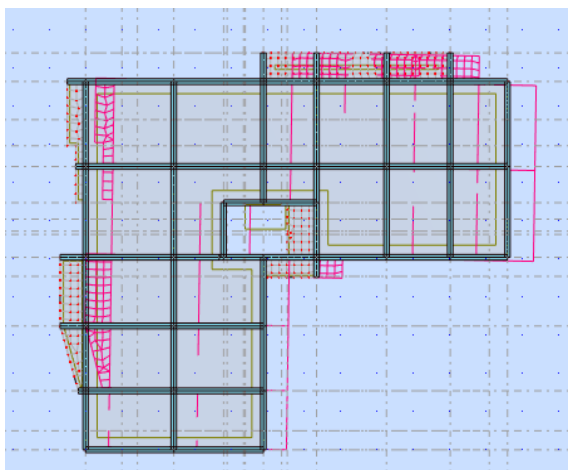
Tableau V.53 : Modes a considéré et ces période de la variante 3.

Cas/mode	Période (s)	Masse cumulé Ux%	Masse cumulé Uy%	Masse modale Ux%	Masse modale Uy%
Mode 1	0,64	80,58	0,00	80,58	0,00
Mode 2	0,40	81,34	4,02	0,76	4,02
Mode 3	0,33	81,39	70,84	0,05	66,82
Mode 4	0,21	91,76	70,84	10,37	0,00
Mode 5	0,12	95,65	70,85	3,89	0,00
Mode 6	0,10	95,66	72,56	0,01	1,72
Mode 7	0,08	97,70	72,57	2,04	0,01
Mode 8	0,08	97,70	90,11	0,00	17,53
Mode 9	0,06	98,72	90,11	1,02	0,00
Mode 10	0,05	99,03	90,11	0,31	0,00

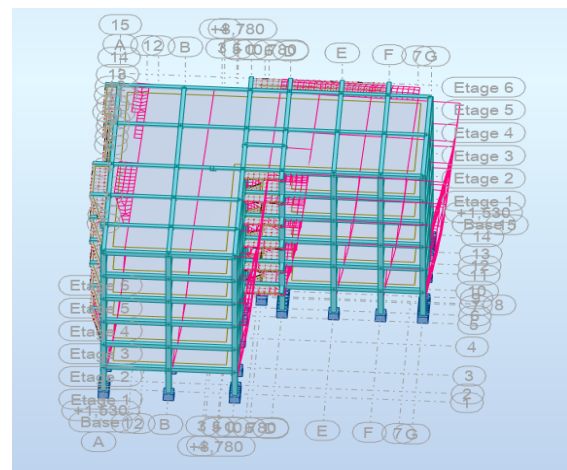
↳ Donc le nombre de modes est suffisant.

V.11.3.3. Forme modales de la structure rigidifiée

❖ Mode 1



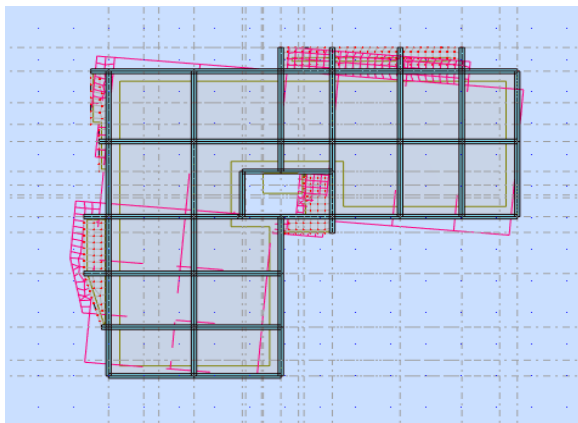
a) Vue en plan



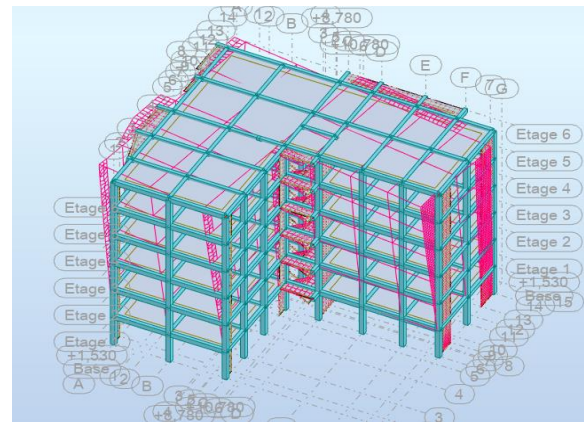
b) Vue en 3D

Figure V.42 a) b) : Le 1^{er} mode de la variante 3.

❖ Mode 2



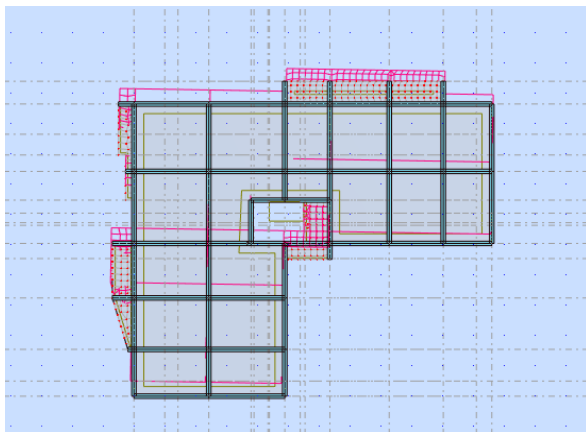
a) Vue en plan.



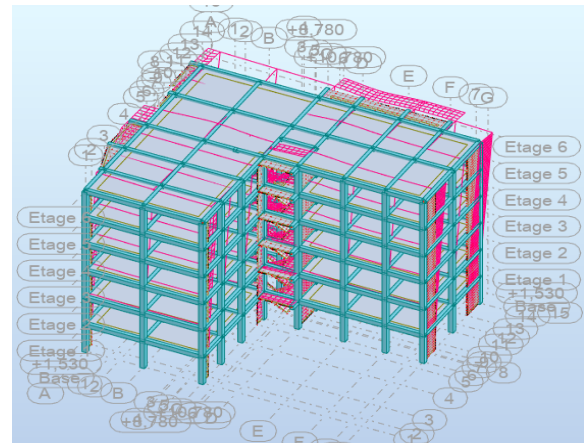
b) Vue en 3D.

Figure V.43 a) b) : Le 2^{ème} mode de la variante 3.

❖ Mode 3



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.44 a) b) : Le 3^{ème} mode de la variante 3.

➤ Dédution

D'après le tableau et les formes modales :

- **Mode 1** : Translation suivant x ($T_{anlay}=0.63s$).
- **Mode 2** : Torsion ($T_{anlay}=0.44s$).
- **Mode 3** : Translation suivant y ($T_{anlay}=0.33s$).

V.11.3.4. Vérification de la période

... (Art 4.2.4 _RPA 2003)

- Direction x : $T_{analytique} = 0.63s > 1.3T_{empitique} = 0.44s$. Donc: $T = 1.3T_{empirique}$.
- Direction y : $T_{analytique} = 0.33 < 1.3T_{empirique} = 0.48s$. Donc: $T = T_{analytique}$.

↳ Donc notre bâtiment est rigide suivant la direction y, et souple suivant la direction x.

V.11.3.5. Les résultats statiques de niveau

Tableau V.54 : Les résultats statique de la variante 3.

Etage	Lx [m]	Ly [m]	Masse [kg]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]
RDC	24,600	20,800	335143,95	10727115,42	16930307,64	27154401,69
1	24,600	20,800	335143,95	10726134,65	16927211,95	27150331,96
2	24,600	20,800	335143,95	10726080,23	16927215,94	27150281,53
3	24,600	20,800	335143,95	10727103,94	16930296,09	27154401,76
4	24,600	20,800	335143,95	10727102,64	16930296,02	27154400,39
5	24,600	20,800	351412,07	12058057,38	18881969,19	30476164,58

V.11.3.6. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

- **Excentricité théorique :** On utilise (eq n°V.17) et (eq n°V.18).
- **Excentricité accidentelle :** On utilise (eq n°V.19).

Tableau V.55 : Excentricité théorique et accidentelle de la variante 3.

Etages	Centre de gravité G(x,y,z) [m]		Centre de rigidité R(x,y,z) [m]	Excentricité structurelle e ₀ [m]		Excentricité accidentelle e ₁ [m]	
	x	y		e _{x0}	e _{y0}	e _{x1}	e _{y1}
RDC	x	9,932	11,911	1,979	0,171	1,230	1,040
	y	12,097	12,268				
	z	2,691	2,322				
1	x	9,932	11,911	1,979	0,172	1,230	1,040
	y	12,097	12,268				
	z	5,751	5,382				
2	x	9,932	11,911	1,979	0,172	1,230	1,040
	y	12,097	12,268				
	z	8,811	8,442				
3	x	9,932	11,911	1,979	0,171	1,230	1,040
	y	12,097	12,268				
	z	11,871	11,502				
4	x	9,932	11,911	1,979	0,171	1,230	1,040
	y	12,097	12,268				
	z	14,931	14,562				
5	x	9,880	11,924	2,045	0,179	1,230	1,040
	y	12,101	12,279				
	z	18,076	17,649				

❖ Vérification de l'excentricité

...Art 3.5.1

Pour la vérification de l'excentricité, on utilise (eq n°V.20).

Tableau V.56 : Vérification de l'excentricité de la variante 3.

Etages	e_x (m)	e_y (m)	15% L_x (m)	15% L_y (m)	$e_x < 15\%L_x$	$e_y < 15\%L_y$
RDC	1,979	0,171	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
1	1,979	0,172	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
2	1,979	0,172	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
3	1,979	0,171	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
4	1,979	0,171	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
5	2,045	0,179	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié

↳ Donc l'excentricité est vérifiée.

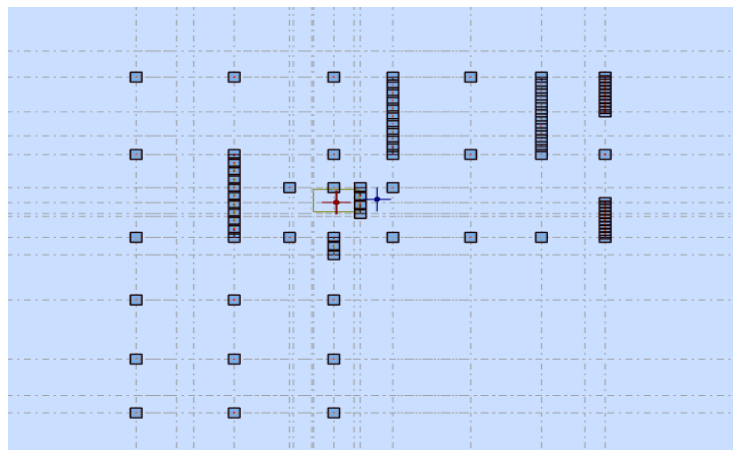


Figure V.45 : Centre de gravité et centre de masse d'après logiciel ROBOT de la variante 3.

V.11.4. L'analyse modale spectrale

V.11.4.1. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul, on utilise (eq n°V.21).

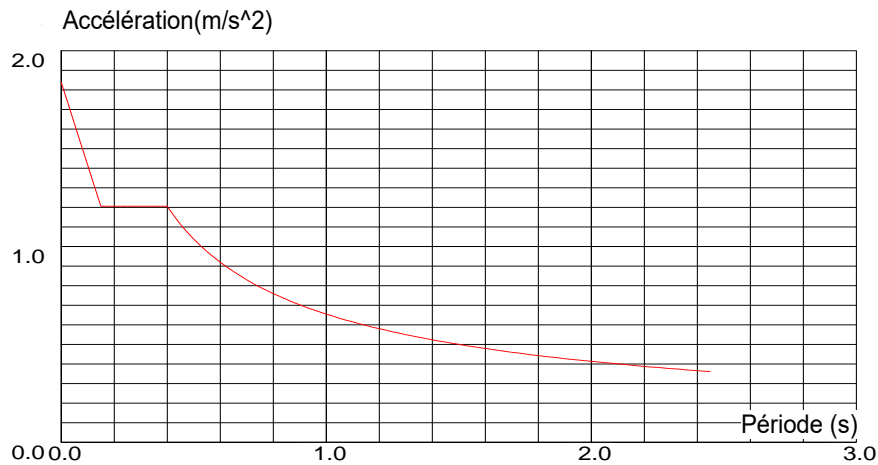


Figure V.46 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT 2024 suivant x de la variante 3.

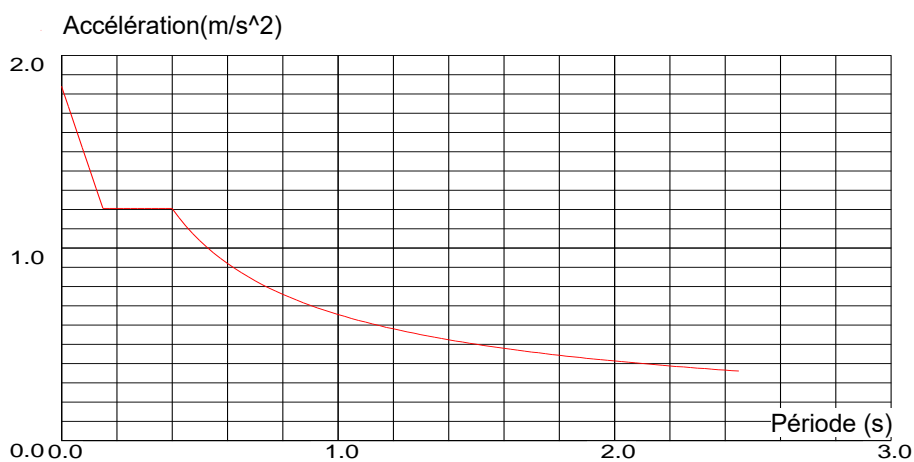


Figure V.47 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT 2024 suivant y de la variante 3.

V.11.4.2. Vérifications spécifiques

... (art 7.4.3)

A.Sollicitations normales : L’effort normal de compression de calcul est limité par une condition. Donc on utilise ($eq\ n^{\circ}V.22$) pour la vérification de cette condition.

On a : $N_d=1.19\ MN$. (D’après logiciel robot 2024).

Tableau V.57 : Vérification de Sollicitations normales de la variante 3.

Etage	Poteau [cm]	Bc [m ²]	Nd [MN]	V	$v \leq 0.3$
RDC+étage courant	40×40	0.16	1.19	0.29	Condition vérifiée

B.Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite. Donc on utilise (eq n°V.23) et (eq n°V.24) pour la vérification de cette condition pour la vérification de cette condition.

↳ Dans notre projet on prend : $\rho_a=0.04$ (cas plus défavorable).

↳ Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau_{bu}}=0.04 \times 25 \rightarrow \overline{\tau_{bu}}=1 \text{ MPA} \\ \tau_{bu} = 1,01 \text{ MPA.} \end{array} \right. \quad \tau_{bu} > \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{Condition non vérifié.}$$

V.11.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul ... (Art 4.3.6)

Pour la vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul, on utilise (eq n°V.26).

À l'aide du logiciel ROBOT, les valeurs obtenues de la force sismique ($V_{base}=V_{dyn}$) sont les suivantes :

Tableau V.58 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 3.

Sens	V_{dyn} [KN]	V_{stat} [KN]	$0.8V_{stat}$ [KN]	$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$
X	1482.13	1855.69	1484.55	Non vérifie
y	1774.55	1980.79	1584.63	Vérifie

↳ Donc, par le règlement de RPA99/2003 page 50 :

✚ si : $V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$, n'est pas vérifier, il faudra augmentes tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement moments...), donc on utilise (eq n°V.26) pour faire la vérification.

Tableau V.59 : Tableau récupératif de la variante 3.

Direction	Coefficient de correction	V_{dyn} [KN]	V_{stat} [KN]	$0.8V_{stat}$ [KN]	$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$
X	$\alpha_x = \frac{0.8 V_{(stat)x}}{V_{(dyn)x}}$ =1.022	1514.73	1855.69	1484.55	Vérifie.

V.11.4.4. Vérification des déplacements inter étage ... (Art 5.10)

Les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour la Vérification des déplacements inter étage, on utilise (eq n°V.28) et (eq n°V.29).

A. Vérification des déplacements de la force sismique V_x

Tableau V.60 : Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 3.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_X$ [cm]	$(\delta_K)_X=R (\delta_{ek})_X$ [cm]	Δ_{kx} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KX} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,661	2.31	0,661	3.06	C.V
Etage 1	306	1,585	5.55	0,924	3.06	C.V
Etage 2	306	2,451	5.58	0,866	3.06	C.V
Etage 3	306	3,187	11.15	0,736	3.06	C.V
Etage 4	306	3,754	13.14	0,567	3.06	C.V
Etage 5	306	4,142	14.50	0,388	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

B. Vérification des déplacements de la force sismique V_y

Tableau V.61 : Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 3.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_Y$ [cm]	$(\delta_K)_Y=R (\delta_{ek})_Y$ [cm]	Δ_{ky} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KY} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,048	0.168	0,048	3.06	C.V
Etage 1	306	0,128	0.448	0,080	3.06	C.V
Etage 2	306	0,218	0.763	0,090	3.06	C.V
Etage 3	306	0,334	1.169	0,115	3.06	C.V
Etage 4	306	0,441	1.544	0,107	3.06	C.V
Etage 5	306	0,440	1.540	0,001	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

V.11.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages

En il faut vérifier la condition de stabilité, on utilise (eq n°V.32).

A.Moment stabilisant

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.33).

B.Le moment de renversement

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.37) et (eq n°V.38).

C.Moment de renversement et moment stabilisant selon x

Tableau V.62 : Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 3.

Niveau	h_i [m]	h'_i [m]	V_x [KN]	F_x [KN]	M_{Rx} [KN.m]	W [KN]	X_G [m]	M_{sx} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1482,13	69.61	362.67	20271.27	9,576	194117.68
Etage 1	6.12	8,27	1404,35	139.22	1151.35			
Etage 2	9.18	11,33	1253,20	208.84	2366.16			
Etage 3	12.24	14.39	1040,87	278.45	4006.89			
Etage 4	15.30	17,45	771,20	348.06	6073.65			
Etage 5	18.36	20,51	437.95	437.95	8982.35			
$\sum M_{Rx}=22943.07$								

D.Moment de renversement et moment stabilisant selon y**Tableau V.63** : Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 3.

Niveau	h_i (m)	$h'i$	V_Y (KN)	F_Y (KN)	M_{RY} (KN.m)	W (KN)	Y_G (m)	M_{SY} (KN.m)
RDC	3.06	5.21	1774,55	83.35	434.25	20271.27	7.57	153453.51
Etage 1	6.12	8,27	1705,34	166.69	1378.53			
Etage 2	9.18	11,33	1545,40	250.04	2832.95			
Etage 3	12.24	14.39	1322,01	333.39	4797.48			
Etage 4	15.30	17,45	1034,32	416.73	7271.94			
Etage 5	18.36	20,51	524.35	524.35	10754.42			
$\sum M_{RY}=27469.57$								

E.Vérification de la stabilité au renversement**Tableau V.64** : Vérification de la stabilité au renversement de la variante 3.

	F_S	M_S [KN.m]	M_R [KN.m]	F_S	$F_S \geq 1.5$
Direction x	$F_{SX} = \frac{M_{SX}}{M_{RX}}$	194117.68	22943.07	8.46	C.V
Direction y	$F_{SY} = \frac{M_{SY}}{M_{RY}}$	153453.51	27469.57	5.59	C.V

V.11.4.6. Vérification de l'effet p-delta

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, on utilise (eq n°V.40) et (eq n°V.41) pour la vérification de cette effet.

A. Vérification dans la direction x**Tableau V.65 :** Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 3.

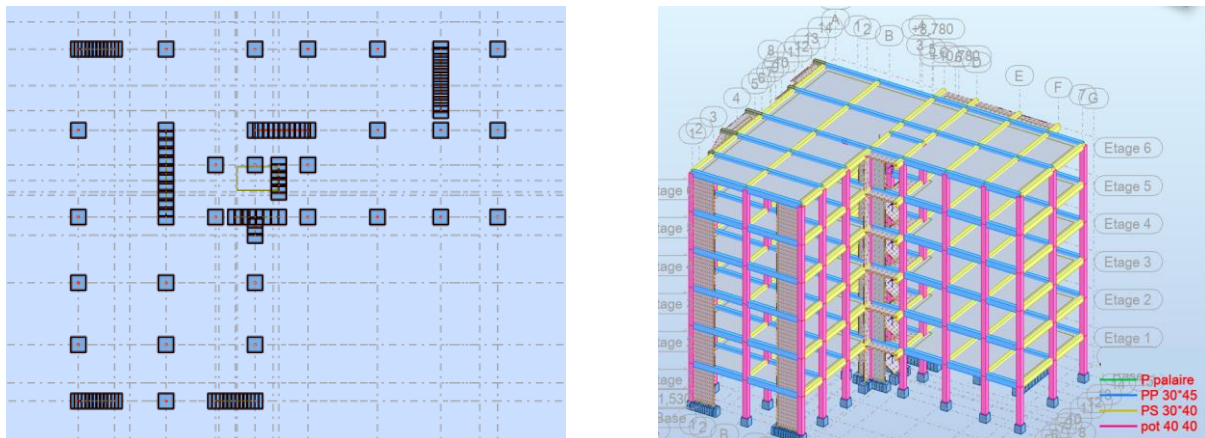
Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ_{Kx} (cm)	V _x (KN)	h _k (cm)	θ_{Kx}	Condition
RDC	20271,27	84359,87	0,661	1482,13	306	0.012	C.V
Etage1	19209,60	64088,6	0,924	1404,35	306	0.013	C.V
Etage2	17813,54	44879,00	0,866	1253,20	306	0.021	C.V
Etage 3	13417,48	27065,46	0,736	1040,87	306	0.062	C.V
Etage4	9022,19	13647,98	0,567	771,20	306	0.032	C.V
Etage 5	4625,79	4625,79	0,388	441,39	306	0.013	C.V

B. Vérification dans la direction Y**Tableau V.66 :** Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y de la variante 3.

Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ_y (cm)	V _y (KN)	h _k (cm)	θ_{Ky}	Condition
RDC	20271,27	84359,87	0,048	1774,55	306	0.007	C.V
Etage1	19209,60	64088,6	0,080	1705,34	306	0.009	C.V
Etage2	17813,54	44879,00	0,090	1545,40	306	0.008	C.V
Etage 3	13417,48	27065,46	0,115	1322,01	306	0.007	C.V
Etage4	9022,19	13647,98	0,107	1034,32	306	0.004	C.V
Etage 5	4625,79	4625,79	0,001	624,80	306	0.002	C.V

☞ D'après les résultats de l'effet (P- Δ) notre structure est stable.

V.12. Etude de la variante 4 (voile-voile/a)



a) Vue en plan

b) Vue en 3D

Figure V.48 a) b) : La distribution des voiles de la variante 4.

V.12.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique : (RPA99/2003 (art 4 .2.3))

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule. On utilise (*eq n°V.1*) qui contient les paramètres suivant :

a) **A** : Coefficient d'accélération de la zone.

$\Rightarrow A = 0.15$

b) **R** : Coefficient de comportement global de la structure.

Tableau V.67 : Tableau récupératif de la variante 4.

N_{voile} [KN]	$N_{poteaux}$ [KN]	N_{tot} [KN]	N_{voile}/ N_{tot}	Le pourcentage des voiles %	R
6406,79	13303,39	19170.18	0.33	33	3.5

Donc les voiles prennent plus de 20% de sollicitations verticales **R=3.5**

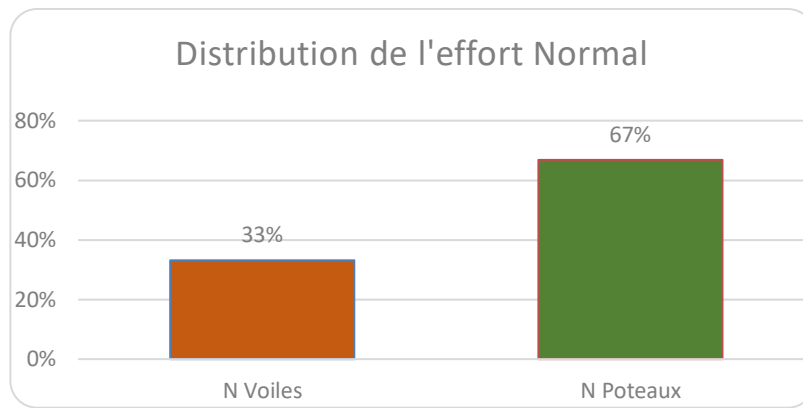


Figure V.49 : La distribution de l'effort normal de la variante 4

c) Q : Facteur de qualité de la structure

Pour déterminé la facture de qualité **Q** on utilise (eq n°V.3).

↳ Donc :

• Direction x : $Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

• Direction y : $Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0) = 1,20$.

d) Estimation de la période fondamentale T

D'après (Tableau V.3) on a :

- Cas n°4 : $C_T=0.05$.

Pour le calcul de période on utilise : (eq n°V.3), (eq n°V.4) et (eq n°V.5).

Tableau V.68 : Tableau récupératif de la variante 4.

	$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ (s)	$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	$T = \min \{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \}$ (s)
Suivant x $D_x=23.55$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{23.55}} = 0.34$	$0.05 \times (18.36)^{3/4} = 0.44$	$T_x=0.34$
Suivant Y $D_y=19.65$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{19.65}} = 0.37$		$T_y=0.37$

↳ Dans notre cas on a :

• Direction x :
$$\begin{cases} T_{emp(x)} = 0.34s \\ T_{analy(x)} = 0.46s \\ 1.3T_{emp(x)} = 1.3 \times 0.34 = 0.44s \end{cases} \Rightarrow T_{analy} > 1.3T_{emp} .$$

• Direction y :
$$\begin{cases} T_{emp(y)} = 0.37s \\ T_{analy(y)} = 0.36s \\ 1.3T_{emp(y)} = 1.3 \times 0.37 = 0.48s \end{cases} \Rightarrow T_{analy} < T_{emp} .$$

↳ Donc la valeur choisie d'après (Art Rafik Taleb)

• Direction x : $T = 1.3 T_{empirique}$.

• Direction y : $T = T_{analytique}$.

e) D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Pour déterminé la facture Facteur d'amplification dynamique moyen **D**, on utilise (eq n°V.6).

D'après (Tableau V.6), on prend : $\xi \% = 10$.

↳ Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 > 0,7 \dots \dots C.V$

Tableau V.69 : Tableau récupératif de la variante 4.

h_N (m)	C_T (casn°1)	T₁ (sec)	T₂ (sec)	T_x (sec)	T_y (sec)	η	ξ (%)
18.36	0.05	0.15	0.40	0.44	0.36	0.76	10%

f) Calcul du facteur d'amplification dynamique

❖ Direction x : $T_2 < T < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2 / T)^{2/3}$

Donc :

$\Rightarrow D_x = 2,5\eta(T_2 / T_x)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,88(0,4 / 0,44)^{2/3} = 2,06$

❖ Direction y : $0 < T_2 < T \Rightarrow D_y = 2,5\eta$

↳ Donc :

$\Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,76 \Rightarrow D_y = 1,9$

g) W : Poids total de la structure

➤ D'après le logiciel ROBOT : $W_{tot} = 20612.85KN$

❖ **Résumé des résultats**

Tableau V.70 : Tableau récupératif des résultats de la variante 4.

Paramètres		A	D	Q	R	W (KN)	η	T(s)
Résultats	Direction x	0.15	2.06	1.2	3.5	20612.85	0,76	0.44
	Direction y		1.9					0.36

↪ **Donc la force sismique totale**

• **Direction x** : $V_{stat} = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{sx} = \frac{0,15 \times 2,06 \times 1,2}{3.5} \times 20612.85 = 2183.78KN .$

• **Direction y** : $V_{stat} = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_{sy} = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,2}{3.5} \times 20612.85 = 2014.17KN .$

V.12.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

... art 4.2.5

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure alors, on utilise (eq n°V.10), (eq n°V.11) et (eq n°V.12).

↪ Dans notre cas :

• $T_x = 0.44 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{ix} = 0.$

• $T_y = 0.48 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{iy} = 0.$

❖ Direction x

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (eq n°V.13).

Tableau V.71 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 4.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_x (KN)	F_{ix} (KN)
RDC	3.06	3374.89	10327,16	1606,84	74,23
1	6.12	3374.89	20654,33		148,46
2	9.18	3374.89	30981,49		222,70
3	12.24	3374.89	41308,65		296,93
4	15.30	3374.89	51635,82		371,16
5	18.36	3738 .4	68637,02		493,36
	$W_{tot} = 20612.85$		223544,48		1606,84

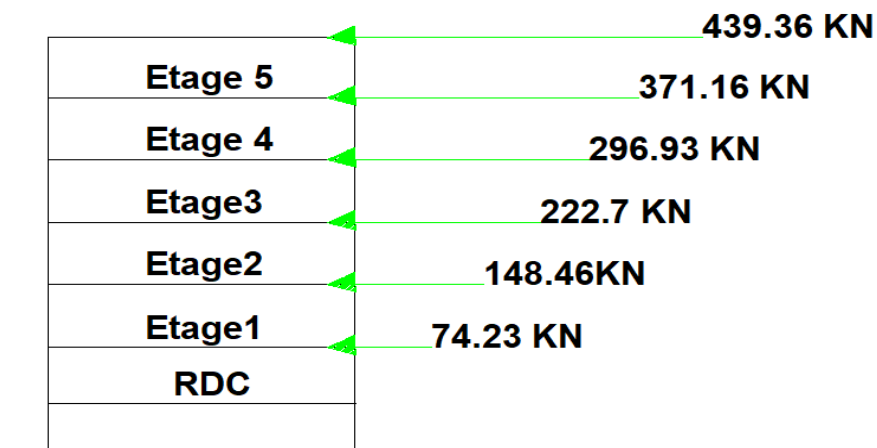


Figure V.50 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens x de la variante 4.

❖ Direction Y

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (y), on utilise (eq n°V.13).

Tableau V.72 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 4.

niveau	h _i (m)	W _i (KN)	W _i h _i (KN.m)	V _y (KN)	F _{iy} (KN)
RDC	3.06	3374.89	10327,16	1867,57	86,28
1	6.12	3374.89	20654,33		172,55
2	9.18	3374.89	30981,49		258,83
3	12.24	3374.89	41308,65		345,11
4	15.30	3374.89	51635,82		431,38
5	18.36	3738 .4	68637,02		573,42
		W _{tot} =20612.85	223544,48		1867,57

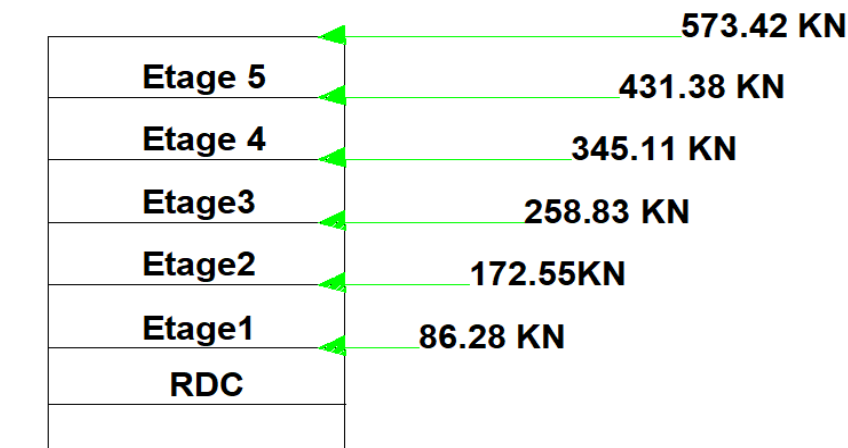


Figure V.51 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 4.

V.12.3. Analyse modale.

V.12.3.1. Nombre des modes

(art 4.3.4).

Pour déterminé le nombre minimal de modes (K), on utilise (eq n°V.16).

↳ Donc : $K \geq 3\sqrt{6} = 7.34$.

- Direction x : 10modes (94.77% de la masse sismique de la structure).
- Direction y : 10modes (95.68% de la masse sismique de la structure).

V.12.3.2. Présentations des résultats de l'analyse modale

➤ Les résultats dynamiques

Le tableau suivant représente des résultats dynamiques obtenus après analyse de la structure :

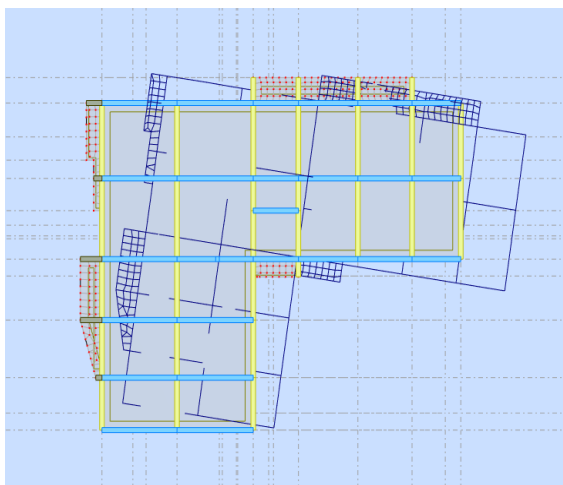
Tableau V.73 : Modes à considérer et ces périodes de la variante 4.

Cas/mode	Période (sec)	Masse cumulés Ux%	Masse cumulés Uy%	Masse modale Ux%	Masse modale Uy%
Mode 1	0,46	62,85	0,00	62,85	0,00
Mode 2	0,36	62,86	71,09	0,01	71,09
Mode 3	0,35	72,87	71,19	10,01	0,09
Mode 4	0,12	87,59	71,24	14,72	0,06
Mode 5	0,10	88,02	87,18	0,43	15,94
Mode 6	0,09	88,91	90,19	0,90	3,01
Mode 7	0,06	94,12	90,27	5,21	0,08
Mode 8	0,05	94,46	94,68	0,34	4,42
Mode 9	0,04	94,74	95,61	0,28	0,92
Mode 10	0,04	94,77	95,68	0,03	0,07

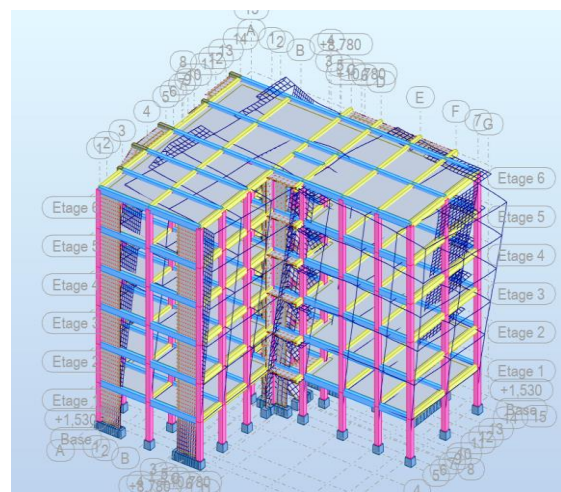
➤ Donc le nombre de modes est suffisant.

V.12.3.3. Forme modales de la structure non rigidifiée latéralement (graphiquement)

❖ Mode 1



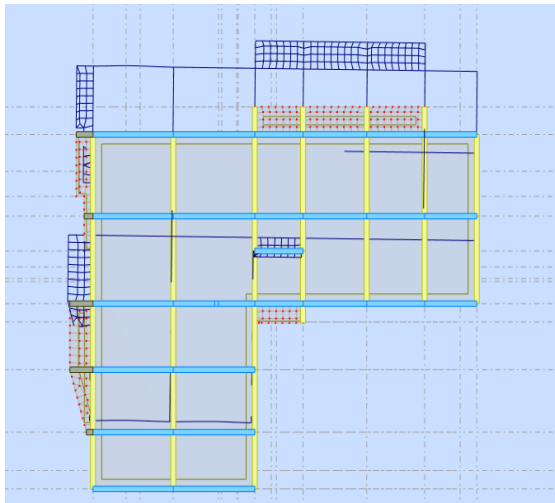
a) Vue en plan.



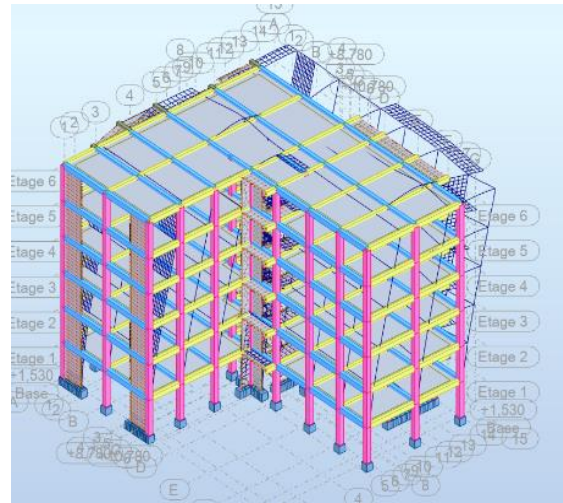
b) Vue en 3D.

Figure V.52 a) b) : Le 1^{er} mode de la variante 4.

❖ Mode 2



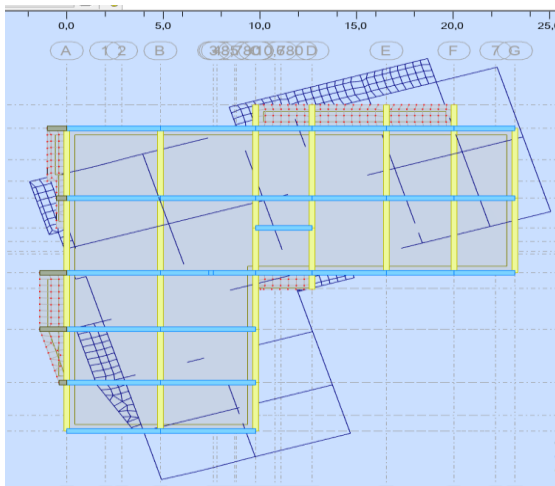
a) Vue en plan.



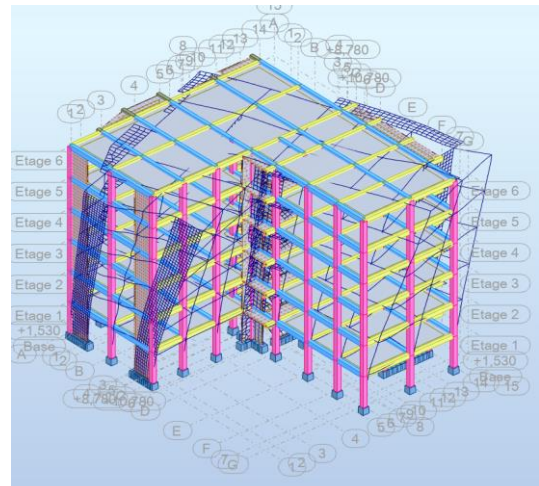
b) Vue en 3D.

Figure V.53 a) b) : Le 2^{ème} mode de la variante 4.

❖ Mode 3



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.54 a) b) : Le 3^{ème} mode de la variante 4.

➤ Dédudition

D'après le tableau et les formes modales :

- Mode 1 : Translation pure suivant x ($T_{analy}=0.46s$).
- Mode 2 : Translation pure suivant Y ($T_{anlay}=0.36s$).
- Mode 3 : Torsion ($T_{analy}=0.35s$).

V.12.3.4. Vérification de la période

... (Art 4.2.4 _RPA 2003)

• **Direction X** : $T_{analytique} = 0,46s > 1,3T_{empirique} = 0,44s$ donc $\Rightarrow T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$

• **Direction Y** : $T_{analytique} = 0,36s < 1,3T_{empirique} = 0,48s$ donc $\Rightarrow T = T_{analytique}$

↳ Donc notre bâtiment est souple suivant la direction x, et rigide suivant la direction y.

V.12.3.5. Les résultats statiques de niveau

Tableau V.74 : Les résultats statique de la variante 4.

Etages	Lx [m]	Ly [m]	Masse [kg]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]
RDC	24,600	20,800	337489.33	11567870,17	16253735,11	27302723,96
1	24,600	20,800	337489.33	11566818,88	16250713,84	27298671,21
2	24,600	20,800	337489.33	11566818,88	16250713,84	27298671,21
3	24,600	20,800	337489.33	11567839,63	16253672,06	27302668,29
4	24,600	20,800	337489.33	11567842,06	16253675,28	27302673,93
5	24,600	20,800	373840.4	12902891,66	18182342,74	30603890,77

V.12.3.6. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

- **Excentricité théorique** : On utilise (eq n°V.17) et (eq n°V.18).
- **Excentricité accidentelle** : On utilise (eq n°V.19).

Tableau V.75 : Excentricité théorique et accidentelle de la variante 4.

Etages	Centre de gravité G(x, y, z) [m]		Centre de rigidité R(x, y, z) [m]		Excentricité structurelle e_0 [m]		Excentricité accidentelle e_1 [m]	
					e_{x0}	e_{y0}	e_{x1}	e_{y1}
RDC	x	9,525	10,137		0,589	1,530	1,23	1,04
	y	11,835	11,378					
	z	2,796	2,493					
1	x	9,526	10,137		0,589	1,530	1,23	1,04
	y	11,834	11,378					
	z	5,856	5,553					
2	x	9,526	10,137		0,589	1,530	1,23	1,04
	y	11,834	11,378					
	z	8,916	8,613					
3	x	9,525	10,137		0,589	1,530	1,23	1,04
	y	11,835	11,378					
	z	11,976	11,673					
4	x	9,525	10,137		0,589	1,530	1,23	1,04
	y	11,835	11,378					
	z	15,036	14,733					
5	x	9,509	10,162		0,592	1,565	1,23	1,04
	y	11,865	11,346					
	z	18,178	17,840					

❖ **Vérification de l'excentricité**

...Art 3.5.1

Pour la vérification de l'excentricité, on utilise (*eq n°V.20*).

Tableau V.76 : Vérification de l'excentricité de la variante 4.

Etages	e_x (m)	e_y (m)	15% L_x (m)	15% L_y (m)	$e_x < 15\%L_x$	$e_y < 15\%L_y$
RDC	0,589	1,530	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
1	0,589	1,530	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
2	0,589	1,530	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
3	0,589	1,530	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
4	0,589	1,530	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
5	0,592	1,565	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié

↳ Donc l'excentricité est vérifiée.

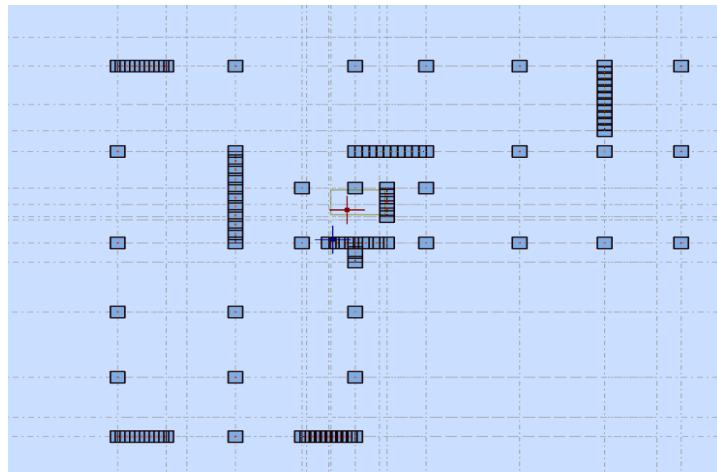


Figure V.55 : Centre de gravité et centre de masse d’après logiciel ROBOT de la variante 4.

V.12.4. L’analyse modale spectrale

V.12.4.1. Spectre de réponse de calcul

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul, on utilise (eq n°V.21).

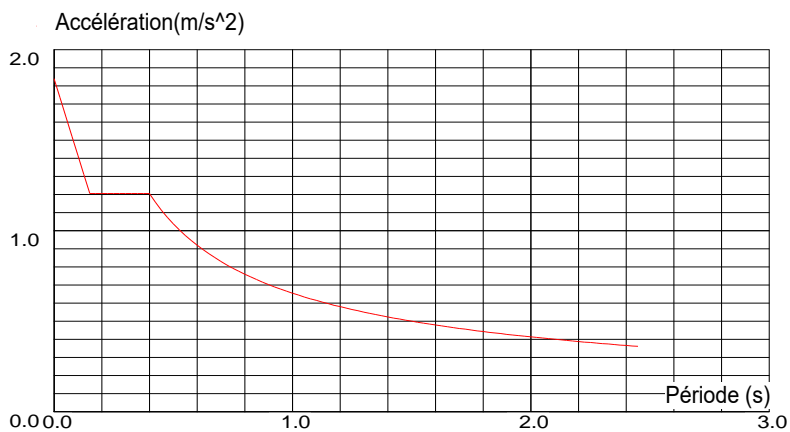


Figure V.56 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT suivant x de la variante 4.

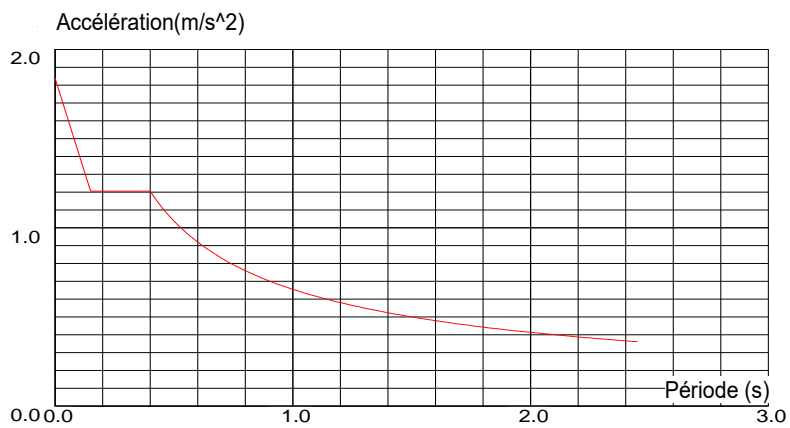


Figure V.57 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT suivant x de la variante 4.

V.12.4.2. Vérifications spécifiques

... (art 7.4.3)

A.Sollicitations normales : L'effort normal de compression de calcul est limité par une condition. Donc on utilise (eq n°V.22) pour la vérification de cette condition.

On a : $N_d=1.19$ MN. (D'après logiciel robot 2024).

Tableau V.77 : Vérification de sollicitation normale de la variante 4.

Etage	Poteau [cm]	B _c [m ²]	N _d [MN]	V	V ≤ 0.3
RDC+étage courant	40×40	0.16	1.19	0.29	Condition vérifiée

B.Sollicitations tangentés

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite. Donc on utilise (eq n°V.23) et (eq n°V.24) pour la vérification de cette condition pour la vérification de cette condition.

↗ Dans notre projet on prend : $\rho_d=0.04$ (cas plus défavorable).

↘ Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau_{bu}}=0.04 \times 25 \rightarrow \overline{\tau_{bu}}=1 \text{ MPA} \\ \tau_{bu} = 0.47 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \tau_{bu} > \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

V.12.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul

... (Art 4.3.6).

Pour la vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul, on utilise (eq n°V.26).

À l'aide du logiciel ROBOT, les valeurs obtenues de la force sismique ($V_{base}=V_{dyn}$) sont les suivantes :

Tableau V.78 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 4.

Sens	V _{dyn} [KN]	V _{stat} [KN]	0.8V _{stat} [KN]	V _{dyn} ≥ 0,8V _{stat}
x	1606.84	2183.72	1746.97	Non vérifie
y	1867.57	2014.17	1611.34	Vérifie

↳ Donc, par le règlement de RPA99/Version 2003 page 50 :

✚ si : $V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$, n'est pas vérifié, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement moments....), donc on utilise (eq n°V.27)

Tableau V.79 : Tableau récupératif de la variante 4.

Direction	Coefficient de correction	V_{dyn} [KN]	V_{stat} [KN]	$0.8V_{stat}$ [KN]	$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$
x	$\alpha_x = \frac{0.8 V_{(stat)x}}{V_{(dyn)x}}$ =1.09	1751.46	2183,72	1746.97	Vérifié

V.12.4.4. Vérification des déplacements inter étage

... (Art 5.10)

Les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour la Vérification des déplacements inter étage, on utilise (eq n°V.28) et (eq n°V.29).

A. Vérification des déplacements de la force sismique V_x

Tableau V.80 : Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 4.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_x$ [cm]	$(\delta_k)_x = R (\delta_{ek})_x$ [cm]	Δ_{kx} [cm]	$\Delta_{adm} = 1\%h$ [cm]	$\Delta_{kx} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,211	0.854	0,211	3.06	C.V
Etage 1	306	0,621	2.174	0,409	3.06	C.V
Etage 2	306	1,115	4.025	0,494	3.06	C.V
Etage 3	306	1,623	5.681	0,508	3.06	C.V
Etage 4	306	2,105	7.367	0,482	3.06	C.V
Etage 5	306	2,555	8.942	0,451	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

B. Vérification des déplacements de la force sismique V_Y **Tableau V.81** : Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 4.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_Y$ [cm]	$(\delta_K)_Y = R (\delta_{ek})_Y$ [cm]	Δ_{kY} [cm]	$\Delta_{adm} = 1\%h$ [cm]	$\Delta_{KY} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,184	0.644	0,184	3.06	C.V
Etage 1	306	0,525	1.837	0,341	3.06	C.V
Etage 2	306	0,948	3.318	0,423	3.06	C.V
Etage 3	306	1,402	4.907	0,455	3.06	C.V
Etage 4	306	1,855	6.493	0,452	3.06	C.V
Etage 5	306	2,278	7.973	0,423	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

V.12.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages

En il faut vérifier la condition de stabilité, on utilise (eq n°V.32).

A. Moment stabilisant

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.33).

B. Le moment de renversement

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.37) et (eq n°V.38).

A. Moment de renversement et moment stabilisant selon x.**Tableau V.82 :** Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 4.

Niveau	h_i [m]	h'_i [m]	V_x [KN]	F_x [KN]	M_{Rx} [KN.m]	W [KN]	X_G [m]	M_{Sx} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1751,46	74,23	386.74	20612,85	9,576	197388.65
Etage 1	6.12	8,27	1670,55	148,46	1227.76			
Etage 2	9.18	11,33	1508,72	222,70	2523.19			
Etage 3	12.24	14.39	1265,98	296,93	4272.82			
Etage 4	15.30	17,45	942,33	371,16	6476 .74			
Etage 5	18.36	20,51	493,36	493,36	10118.81			
$\sum M_{Rx}=25006.06$								

B. Moment de renversement et moment stabilisant selon y.**Tableau V.83 :** Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 4.

Niveau	h_i (m)	h'_i	V_Y (KN)	F_Y (KN)	M_{RY} (KN.m)	W (KN)	Y_G (m)	M_{Sy} (KN.m)
RDC	3.06	5.21	1867,57	86,28	449.52	20612,85	7.57	156039.27
Etage 1	6.12	8,27	1781,29	172,55	1426.99			
Etage 2	9.18	11,33	1608,74	258,83	2932.54			
Etage 3	12.24	14.39	1349,91	345,11	4966.13			
Etage 4	15.30	17,45	1004,80	431,38	7527.58			
Etage 5	18.36	20,51	573,42	573,42	11760.84			
$\sum M_{RY}=29063.6$								

C. Vérification de la stabilité au renversement

Tableau V.84 : Vérification de la stabilité au renversement de la variante 4.

	F_S	M_S [KN.m]	M_R [KN.m]	F_S	$F_S \geq 1.5$
Direction x	$F_{SX} = \frac{M_{SX}}{M_{RX}}$	197388.65	25006.06	7.89	C.V
Direction y	$F_{SY} = \frac{M_{SY}}{M_{RY}}$	156039.27	29063.6	5.37	C.V

V.12.4.6. Vérification de l'effet p-delta

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, on utilise (eq n°V.40) et (eq n°V.41) pour la vérification de cette effet.

A. Vérification dans la direction x

Tableau V.85 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 4.

Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ_{Kx} (cm)	V _x (KN)	h _k (cm)	θ_{Kx}	Condition
RDC	20612.85	73053.75	0,211	1751,46	306	0.029	C.V
Etage1	17237.96	52440.9	0,409	1670,55	306	0.042	C.V
Etage2	13863.07	35202.94	0,494	1508,72	306	0.038	C.V
Etage 3	10488.18	21339.87	0,508	1265,98	306	0.020	C.V
Etage4	7113.29	10851.69	0,482	942,33	306	0.018	C.V
Etage 5	3738.4	3738.4	0,451	537,77	306	0.012	C.V

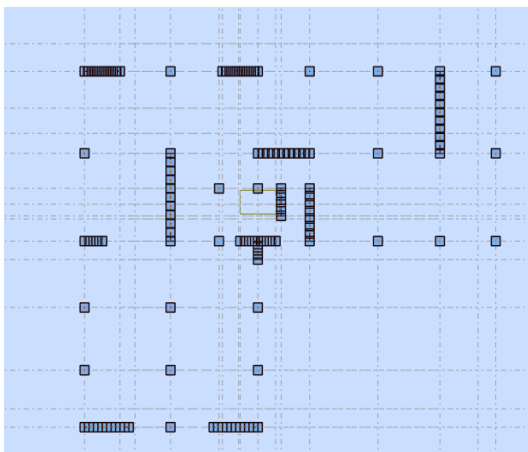
B. Vérification dans la direction Y

Tableau V.86 : Vérification de l'effet (P-Δ) suivant Y de la variante 4.

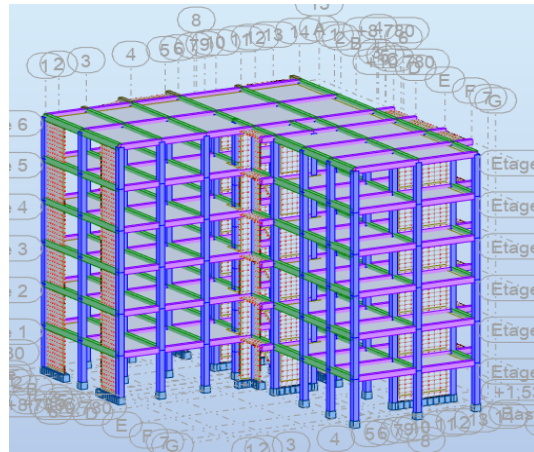
Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ _y (cm)	V _y (KN)	h _k (cm)	θ _{ky}	Condition
RDC	20612,85	71236.2	0,184	1867,57	306	0.022	C.V
Etage1	16874,45	50623.35	0,341	1781,29	306	0.032	C.V
Etage2	13499,56	33748.9	0,423	1608,74	306	0.029	C.V
Etage 3	10124,67	20249.43	0,455	1349,91	306	0.022	C.V
Etage4	6749,78	10124.67	0,452	1004,80	306	0.015	C.V
Etage 5	3374,89	3374.89	0,423	573,42	306	0.008	C.V

↳ D'après les résultats de l'effet (P-Δ) notre structure est stable.

V.13. Etude de la variante 5 (voile-voile/b)



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.58 a) b) : La distribution des voiles de la variante 5.

V.13.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique

La force sismique V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule. On utilise (eq n°V.1) qui contient les paramètres suivant :

a) **A** : Coefficient d'accélération de la zone.

⇒ **A** = 0.15

b) **R** : Coefficient de comportement global de la structure.

☞ Dans le cas de notre projet :

Tableau V.87 : Tableau récupératif de la variante 5.

N_{voile} [KN]	N_{poteaux} [KN]	N_{tot} [KN]	N_{voile}/ N_{tot}	Le pourcentage des voiles %	R
7097,50	12778,70	19876,20	0.36	36	3.5

☞ Donc les voiles prennent plus de 20% de sollicitations verticales **R=3.5**.

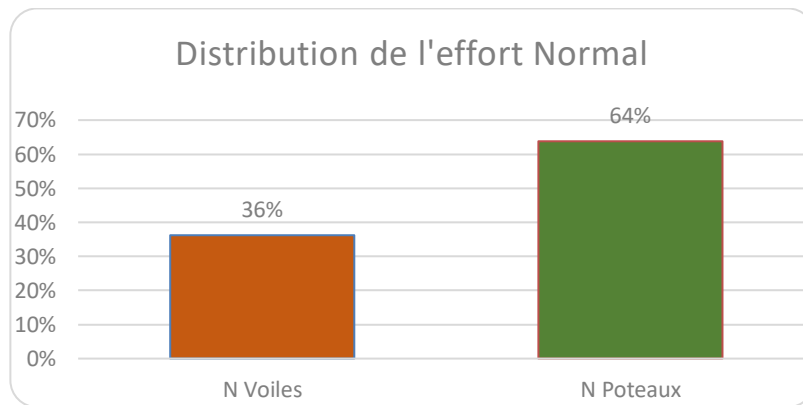


Figure V.59 : La distribution de l'effort normal de la variante 5.

c) **Q** : Facteur de qualité de la structure

Pour déterminé la facture de qualité **Q** on utilise (eq n°V.3).

☞ Donc :

• Direction x : $Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0,05 + 0) = 1,20$.

• Direction y : $Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0,05 + 0) = 1,20$.

d) Estimation de la période fondamentale T

D'après (Tableau V.3) on a :

• Cas n°4 : $C_T=0.05$.

Pour le calcul de période on utilise : (eq n°V.3), (eq n°V.4) et (eq n°V.5).

Tableau V.88 : Tableau récupératif de la variante 5.

	$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ (s)	$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	$T = \min \{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \}$ (s)
Suivant x $D_x=23.55$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{23.55}}$ = 0.34	$0.05 \times (18.36)^{3/4}$ = 0.44	$T_x=0.34$
Suivant Y $D_y=19.65$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{19.65}}$ = 0.37		$T_y=0.37$

↳ Dans notre cas on a :

• Direction x : $\left\{ \begin{array}{l} T_{emp(x)} = 0.34s \\ T_{analy(x)} = 0.43s \\ 1.3T_{emp(x)} = 1.3 \times 0.34 = 0.44s \end{array} \right\} \rightarrow 1.3T_{emp} < T_{analy}$

• Direction y : $\left\{ \begin{array}{l} T_{emp(y)} = 0.37s \\ T_{analy(y)} = 0.38s \\ 1.3T_{emp(y)} = 1.3 \times 0.37 = 0.48s \end{array} \right\} \rightarrow T_{emp} < T_{analy} < 1.3T_{emp}$

↳ Donc la valeur choisie d'après (Art Rafik Taleb) :

• Direction x : $T=1.3T_{emp}$.

• Direction y : $T=T_{emp}$

e) D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Pour déterminé la facture Facteur d'amplification dynamique moyen **D**, on utilise (eq n°V.6).

D'après (Tableau V.6), on prend : $\xi \%=10$.

↳ Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 > 0,7 \dots \dots C.V$

Tableau V.89 : Tableau récupératif de la variante 5.

h_N (m)	C_T (casn°4)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_x (s)	T_y (s)	η	ξ (%)
18.36	0.05	0.15	0.40	0.44	0.37	0.76	10%

f) Calcul du facteur d'amplification dynamique

• Direction x : $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$.

• Direction y : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow D_y = 2.5\eta$

↳ Donc : $\begin{cases} D_x = 1.78 \\ D_y = 1.9 \end{cases}$

g) W : Poids total de la structure

➤ D'après le logiciel ROBOT : $W_{\text{tot}} = 21194.51 \text{ KN}$

❖ Résumé des résultats

Tableau V.90 : Tableau récupératif des résultats de la variante 5.

Paramètres		A	D	Q	R	W (KN)	η	T(s)
Résultats	Direction x	0.15	1.78	1.2	3.5	21194.51	0,76	0.44
	Direction y		1.9					0.37

↳ Donc la force sismique totale (méthode statique équivalent)

• $V_{Sx} = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.20 \times 21194.51}{3.5} = 1940.21 \text{ KN}$.

• $V_{Sy} = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.20 \times 21194.51}{3.5} = 2071.01 \text{ KN}$

V.13.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ... art 4.2.5

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure alors, on utilise (eq n°V.10), (eq n°V.11) et (eq n°V.12).

↳ Dans notre cas :

• $T_x = 0.44 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{tx} = 0$.

• $T_y = 0.48 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0$.

❖ direction x

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (eq n°V.13).

Tableau V.91 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 5.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_x (KN)	F_{ix} (KN)
RDC	3.06	3501.16	10713.54	1710,76	81.46
1	6.12	3501.16	21427.10		162.93
2	9.18	3501.16	32140.65		244.39
3	12.24	3501.16	42854.20		325.86
4	15.30	3501.16	53567.75		407.32
5	18.36	3688.71	64281.30		488.79
	$W_{tot} = 21197.51$		224984.54		1710,76

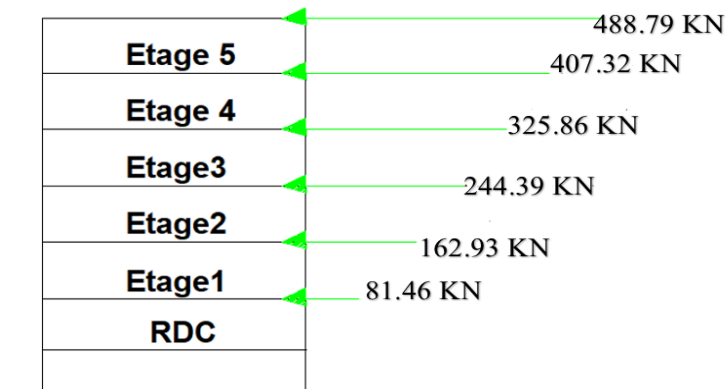


Figure V.60 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur – sens x de la variante 5.

❖ **Direction Y**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (y), on utilise (eq n°V.14).

Tableau V.92 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 5.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_y (KN)	F_{iy} (KN)
RDC	3.06	3501.16	10713.54	1887,11	89.86
1	6.12	3501.16	21427.10		179.72
2	9.18	3501.16	32140.65		269.59
3	12.24	3501.16	42854.20		359.45
4	15.30	3501.16	53567.75		449.31
5	18.36	3688.71	64281.30		539.17
	$W_{tot} = 21197.51$		224984.54		1887,11

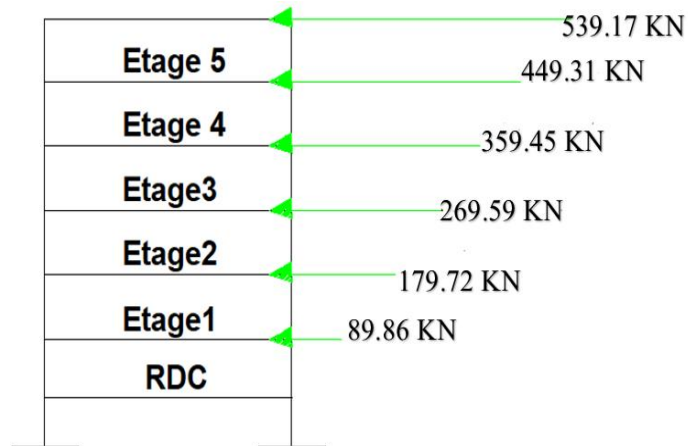


Figure V.61 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 5.

V.13.3. Analyse modale

V.13.3.1. Nombre des modes

(art 4.3.4).

Pour déterminé le nombre minimal de modes (K), on utilise (*eq n°V.16*).

$$\Rightarrow \text{Donc : } K \geq 3\sqrt{6} = 7.34$$

On a:

- **Direction x** : 10modes (94,74% de la masse sismique de la structure).
- **Direction y** : 10modes (94,95% de la masse sismique de la structure).

V.13.3.2. Présentations des résultats de l'analyse modale

➤ Les résultats dynamiques

Le tableau suivant représente des résultats dynamiques obtenus après analyse de la structure :

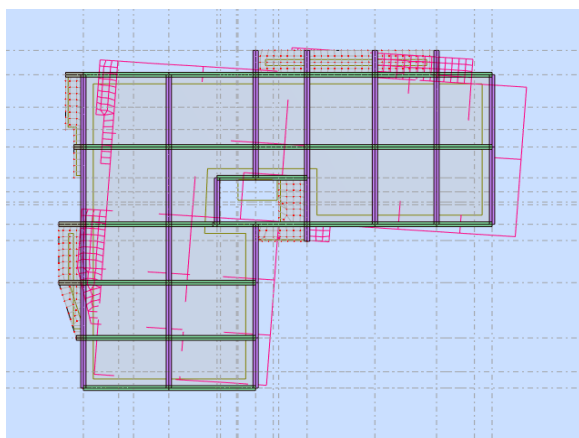
Tableau V.93 : Modes à considérer et ces périodes de la variante 5.

Cas/mode	Période (sec)	Masse cumulés Ux%	Masse cumulés Uy%	Masse modale Ux%	Masse modale Uy%
Mode 1	0,43	61,72	0,16	61,72	0,16
Mode 2	0,38	62,91	67,18	1,19	67,02
Mode 3	0,33	72,65	70,69	9,74	3,51
Mode 4	0,11	86,80	70,82	14,15	0,13
Mode 5	0,09	87,60	85,58	0,80	14,76
Mode 6	0,08	88,57	89,69	0,97	4,11
Mode 7	0,05	93,51	89,87	4,94	0,18
Mode 8	0,05	94,16	93,61	0,65	3,74
Mode 9	0,04	94,16	93,61	0,00	0,00
Mode 10	0,04	94,16	93,62	0,00	0,01

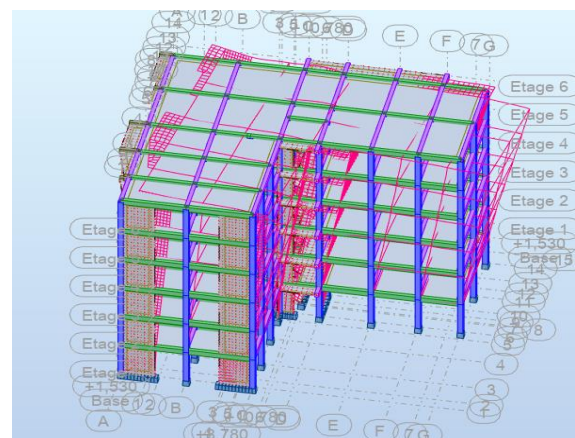
➤ Donc le nombre de modes est suffisant.

V.13.3.3. Forme modales de la structure non rigidifiée latéralement (graphiquement)

❖ Mode 1



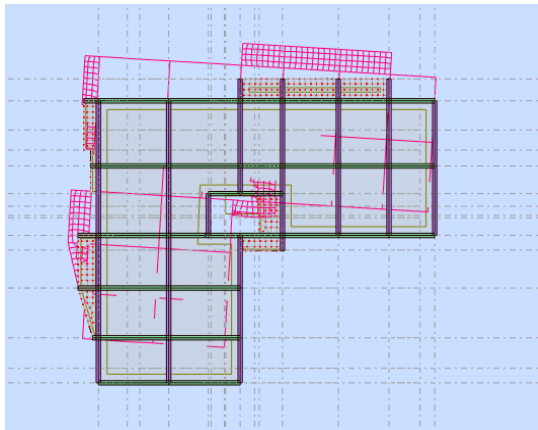
a) Vue en plan.



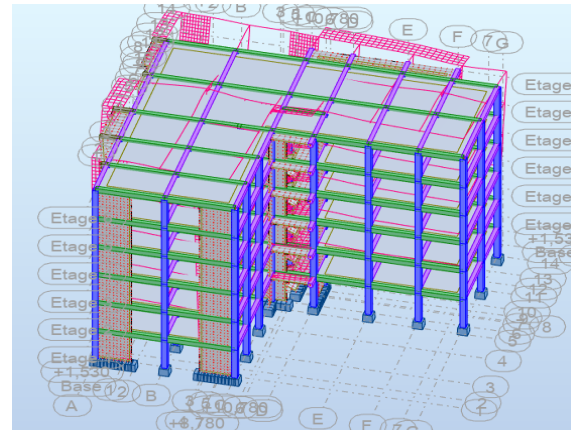
b) Vue en 3D.

Figure V.62 a) b) : Le 1^{er} mode de la variante 5.

❖ Mode 2



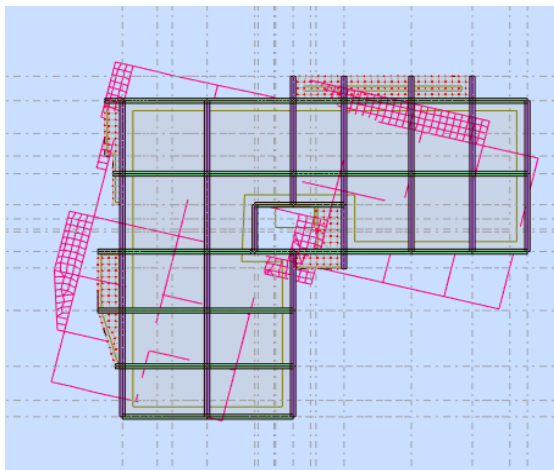
a) Vue en plan.



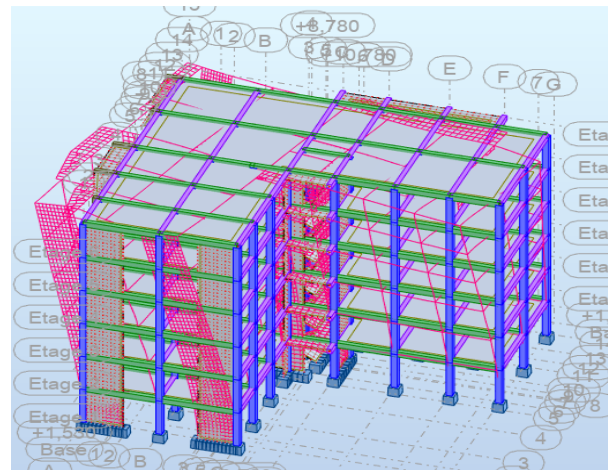
b) Vue en 3D.

Figure V.63 a) b) : Le 2^{ème} mode de la variante 5.

❖ Mode 3



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.64 a) b) : Le 3^{ème} mode de la variante 5.

➤ Dédution

D'après le tableau et les formes modales :

- Mode 1 : Translation pure suivant x ($T_{analy}=0.43s$).
- Mode 2 : Translation pure suivant Y ($T_{anlay}=0.38s$).
- Mode 3 : Torsion ($T_{analy}=0.33s$).

V.13.3.4. Vérification de la période

... (Art 4.2.4 _RPA 2003)

- Direction x : $T_{analytique} = 0.43s < 1.3T_{empirique} = 0.44s$. Donc: $T = T_{analytique}$.

• Direction y : $T_{analytique} = 0.38 < 1.3T_{empirique} = 0.48s$. Donc: $T = T_{analytique}$.

↳ Donc notre bâtiment est semi rigide.

V.13.3.5. Les résultats statiques de niveau

Tableau V.94 : Les résultats statique de la variante 5.

Etage	Lx [m]	Ly [m]	Masse [kg]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]
RDC	24,600	20,800	350115,51	11930440,79	16424200,41	27811667,14
1	24,600	20,800	350115,51	11929311,22	16421129,25	27807608,06
2	24,600	20,800	350115,51	11929271,79	16421116,71	27807556,10
3	24,600	20,800	350115,51	11930290,09	16424066,84	27811545,59
4	24,600	20,800	350115,51	11930358,37	16424129,95	27811556,95
5	24,600	20,800	368875,07	13266326,82	18346547,73	31103000,25

V.13.3.6. Calcul de l'excentricité

Tableau V.95 : Excentricité théorique et accidentelle de la variante 5.

Etages	Centre de gravité G(x, y, z) [m]		Centre de rigidité R(x, y, z) [m]	Excentricité structurelle e ₀ [m]		Excentricité accidentelle e ₁ [m]	
	x	y		e _{x0}	e _{y0}	e _{x1}	e _{y1}
RDC	x	9,476	11,738	2,263	2,308	1,23	1,04
	y	11,824	9,516				
	z	2,641	2,254				
1	x	9,476	11,738	2,262	2,308	1,23	1,04
	y	11,823	9,516				
	z	5,701	5,313				
2	x	9,476	11,738	2,262	2,308	1,23	1,04
	y	11,823	9,516				
	z	8,761	8,373				
3	x	9,476	11,738	2,263	2,308	1,23	1,04
	y	11,824	9,516				
	z	11,821	11,434				
4	x	9,476	11,738	2,263	2,308	1,23	1,04
	y	11,824	9,516				
	z	14,881	14,494				
5	x	9,466	11,754	2,289	2,339	1,23	1,04
	y	11,851	9,512				
	z	18,028	17,573				

❖ Vérification de l'excentricité

...Art 3.5.1

Pour la vérification de l'excentricité, on utilise (eq n°V.20).

Tableau V.96 : Vérification de l'excentricité de la variante 5.

Etages	e_x (m)	e_y (m)	15% L_x (m)	15% L_y (m)	$e_x < 15\%L_x$	$e_y < 15\%L_y$
RDC	2,263	2,308	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
1	2,262	2,308	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
2	2,262	2,308	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
3	2,263	2,308	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
4	2,263	2,308	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
5	2,289	2,339	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié

↳ Donc l'excentricité est vérifiée.

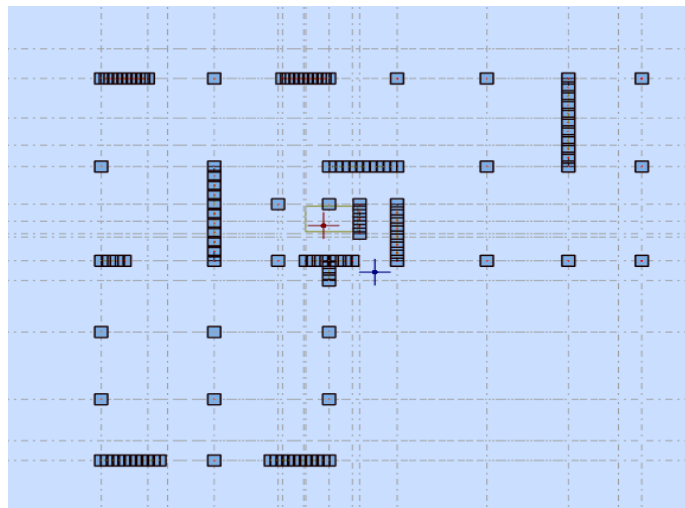


Figure V.65 : Centre de gravité et centre de masse d'après logiciel ROBOT de la variante 5.

V.13.4. L'analyse modale spectrale

V.13.4.1. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul, on utilise (eq n°V.21).

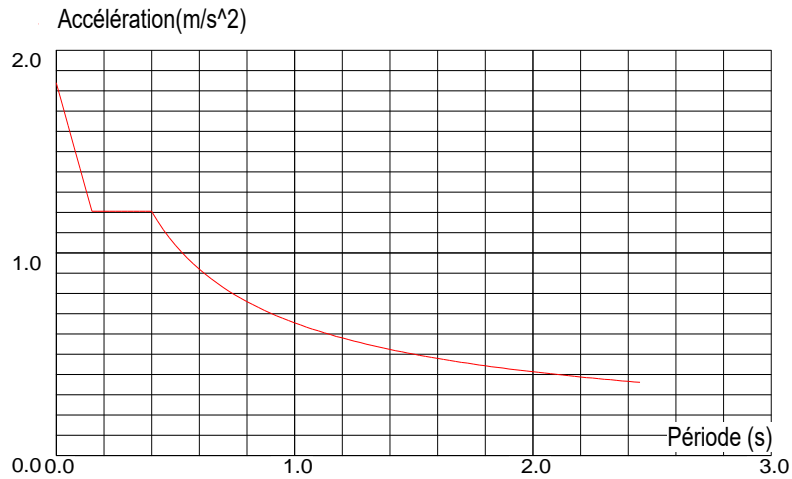


Figure V.66 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT suivant x de la variante 5.

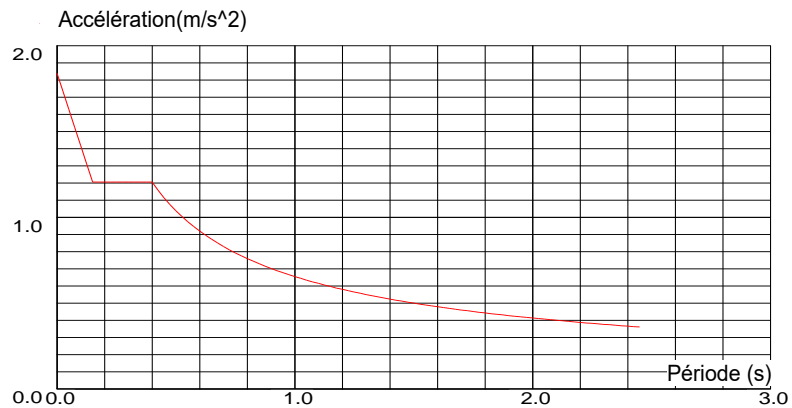


Figure V.67 : Le spectre de réponse d’après logiciel ROBOT suivant x de la variante 5.

V.13.4.2. Vérifications spécifiques

... (art 7.4.3)

A.Sollicitations normales : L’effort normal de compression de calcul est limité par une condition. Donc on utilise (eq n°V.22) pour la vérification de cette condition.

On a : $N_d=1.18$ MN. (D’après logiciel robot 2024).

Tableau V.97 : Vérification de sollicitations normale de la variante 5.

Etage	Poteau [cm]	B_c [m^2]	N_d [MN]	V	$V \leq 0.3$
RDC+étage courant	40×40	0.16	1,18	0.3	Condition vérifiée

B.Sollicitations tangentés

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite. Donc on utilise (eq n°V.23) et (eq n°V.24) pour la vérification de cette condition pour la vérification de cette condition.

↳ Dans notre projet on prend : $\rho_a = 0.04$ (cas plus défavorable).

↳ Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau_{bu}} = 0.04 \times 25 \rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1 \text{ MPA} \\ \tau_{bu} = 0.48 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \tau_{bu} > \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

V.13.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul ... (Art 4.3.6).

Pour la vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul, on utilise (eq n°V.26).

À l'aide du logiciel ROBOT, les valeurs obtenues de la force sismique ($V_{base} = V_{dyn}$) sont les suivantes :

Tableau V.98 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 5.

Sens	V_{dyn} [KN]	V_{stat} [KN]	$0.8V_{stat}$ [KN]	$V_{dyn} \geq 0,8V_{stat}$
x	1710.76	1940.21	1552.17	Vérifie
y	1887.11	2071.01	1656.81	Vérifie

↳ Donc la condition est vérifiée.

V.13.4.4. Vérification des déplacements inter étage ... (Art 5.10)

Les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour la Vérification des déplacements inter étage, on utilise (eq n°V.28) et (eq n°V.29).

A.Vérification des déplacements de la force sismique V_x

Tableau V.99 : Calcul des déplacements selon X par la méthode dynamique de la variante 5.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_X$ [cm]	$(\delta_K)_X=R (\delta_{ek})_X$ [cm]	Δ_{kx} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KX} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,195	0.683	0,195	3.06	C.V
Etage 1	306	0,578	2.023	0,382	3.06	C.V
Etage 2	306	1,039	3.637	0,462	3.06	C.V
Etage 3	306	1,513	5.296	0,474	3.06	C.V
Etage 4	306	1,961	6.864	0,448	3.06	C.V
Etage 5	306	2,373	8.306	0,413	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

B.Vérification des déplacements de la force sismique V_y

Tableau V.100 : Calcul des déplacements selon Y par la méthode dynamique de la variante 5.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_Y$ [cm]	$(\delta_K)_Y=R (\delta_{ek})_Y$ [cm]	Δ_{kY} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KY} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,152	0.532	0,152	3.06	C.V
Etage 1	306	0,441	1.544	0,289	3.06	C.V
Etage 2	306	0,807	2.825	0,366	3.06	C.V
Etage 3	306	1,208	4.228	0,401	3.06	C.V
Etage 4	306	1,613	5.646	0,405	3.06	C.V
Etage 5	306	2,001	7.004	0,388	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

V.13.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages

En il faut vérifier la condition de stabilité, on utilise (eq n°V.32).

A.Moment stabilisant

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.33).

B.Le moment de renversement

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.37) et (eq n°V.38).

A.Moment de renversement et moment stabilisant selon x**Tableau V.101** : Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 5.

Niveau	h_i [m]	h'_i [m]	V_x [KN]	F_x [KN]	M_{Rx} [KN.m]	W [KN]	X_G [m]	M_{sx} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1710,76	81.46	424.40	21194.51	9,576	202958.63
Etage 1	6.12	8,27	1642,39	162.93	1347.43			
Etage 2	9.18	11,33	1493,19	244.39	2768.40			
Etage 3	12.24	14.39	1274,30	325.86	4689.12			
Etage 4	15.30	17,45	976,94	407.32	7107.73			
Etage 5	18.36	20,51	488.79	488.79	10025.08			
$\sum M_{Rx}=26362.16$								

B.Moment de renversement et moment stabilisant selon y**Tableau V.102** : Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 5.

Niveau	h_i (m)	h'_i	V_Y (KN)	F_Y (KN)	M_{RY} (KN.m)	W (KN)	Y_G (m)	M_{sy} (KN.m)
RDC	3.06	5.21	1887,11	89.86	468.17	21194.51	7.57	160442.44
Etage 1	6.12	8,27	1811,14	179.72	1486.28			
Etage 2	9.18	11,33	1646,25	269.59	3054.45			
Etage 3	12.24	14.39	1411,99	359.45	5172.49			
Etage 4	15.30	17,45	1098,70	449.31	7840.46			
Etage 5	18.36	20,51	539.17	539.17	11058.38			
$\sum M_{RY}=29080.23$								

C.Vérification de la stabilité au renversement

Tableau V.103 : Vérification de la stabilité au renversement de la variante 5.

	F_S	M_S [KN.m]	M_R [KN.m]	F_S	$F_S \geq 1.5$
Direction x	$F_{SX} = \frac{M_{SX}}{M_{RX}}$	202958.63	26362.16	7.70	C.V
Direction y	$F_{SY} = \frac{M_{SY}}{M_{RY}}$	160442.44	29080.23	5.51	C.V

V.13.4.6. Vérification de l'effet p-delta

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, on utilise (eq n°V.40) et (eq n°V.41) pour la vérification de cette effet.

A. Vérification dans la direction x

Tableau V.104 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 5.

Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ_{Kx} (cm)	V _X (KN)	h _k (cm)	θ_{Kx}	Condition
RDC	21194.51	88428.00	0,195	1710,76	306	0.033	C.V
Etage1	20235,81	67233.49	0,382	1642,39	306	0.039	C.V
Etage2	18641,54	46997.68	0,462	1493,19	306	0.038	C.V
Etage 3	14047,27	28356.14	0,474	1274,30	306	0.034	C.V
Etage4	9452,63	14308.87	0,448	976,94	306	0.021	C.V
Etage 5	4856,24	4856,24	0,413	588,67	306	0.011	C.V

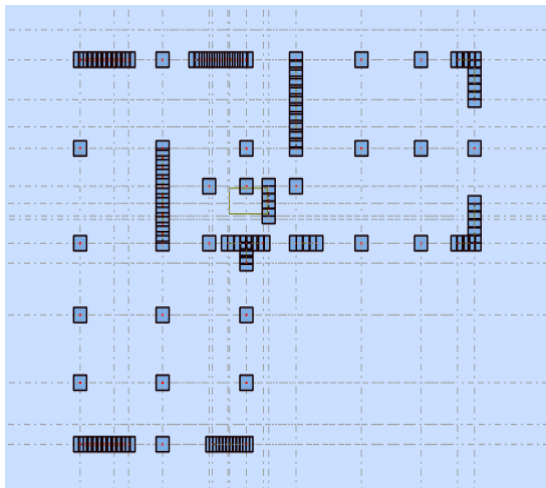
B. Vérification dans la direction Y

Tableau V.105 : Vérification de l'effet (P-Δ) suivant Y de la variante 5.

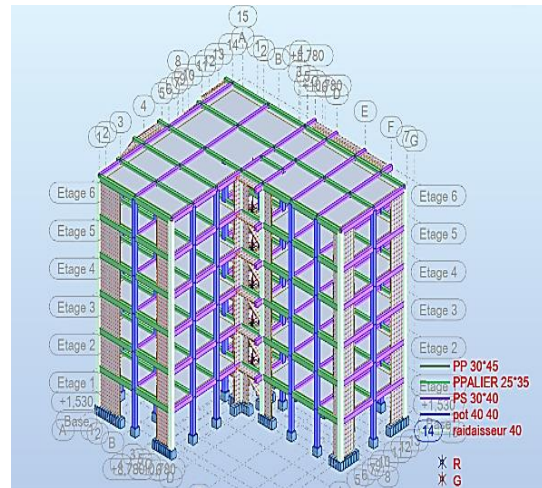
Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ _y (cm)	V _y (KN)	h _k (cm)	θ _{ky}	Condition
RDC	21194,51	88428,00	0,152	1887,11	306	0.023	C.V
Etage1	20235,81	67233,49	0,289	1811,14	306	0.035	C.V
Etage2	18641,54	46997,68	0,366	1646,25	306	0.034	C.V
Etage 3	14047,27	28356,14	0,401	1411,99	306	0.026	C.V
Etage4	9452,63	14308,87	0,405	1098,70	306	0.017	C.V
Etage 5	4856,24	4856,24	0,388	664,05	306	0.009	C.V

↳ D'après les résultats de l'effet (P-Δ) notre structure est stable.

V.14. Etude de la variante 6 (voile –voile/c)



a) Vue en plan



b) vue en 3D

Figure V.68 a) b) : La distribution des voiles de la variante 6.

V.14.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique

La force sismique V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et verticales selon la formule. On utilise (eq n°V.1) qui contient les paramètres suivant :

a) **A** : Coefficient d'accélération de la zone

⇒ $A = 0.15$

b) **R** : Coefficient de comportement global de la structure

☞ Dans le cas de notre projet :

Tableau V.106 : Tableau récupératif de la variante 6.

N_{voile} [KN]	$N_{poteaux}$ [KN]	N_{tot} [KN]	N_{voile} / N_{tot}	Le pourcentage des voiles %	R
7787,63	12675,86	20463,49	0,38	38	3.5

☞ Donc Les voiles prennent plus de 20% de sollicitations verticales **R=3.5**

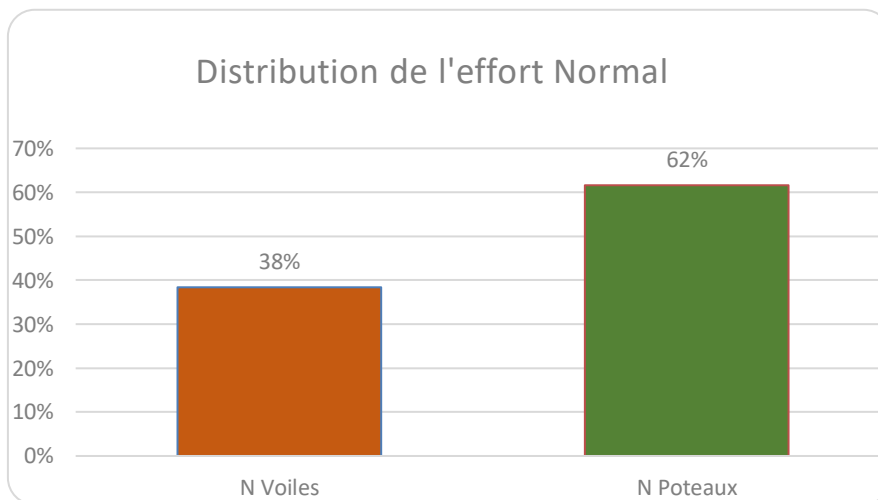


Figure V.69 : Distribution de l'effort normale de la variante 6.

c) **Q** : Facteur de qualité de la structure

Pour déterminé la facture de qualité **Q** on utilise (eq n°V.3).

☞ Donc :

• Direction x : $Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0,05 + 0) = 1,20$.

• Direction y : $Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0,05 + 0) = 1,20$.

d) Estimation de la période fondamentale T

D'après (Tableau V.3) on a :

• Cas n°4 : $C_T = 0.05$.

Pour le calcul de période on utilise : (eq n°V.3), (eq n°V.4) et (eq n°V.5)

Tableau V.107 : Tableau récupératif de la variante 6.

	$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}$ (s)	$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	$T = \min \{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \}$ (s)
Suivant x $D_x=23.55$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{23.55}}$ $= 0.34$	$0.05 \times (18.36)^{3/4}$ $= 0.44$	$T_x=0.34$
Suivant Y $D_y=19.65$	$\frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{19.65}}$ $= 0.37$		$T_y=0.37$

↳ Dans notre cas on a :

• **Direction x** :

$$\begin{cases} T_{emp(x)} = 0.34s. \\ T_{analy(x)} = 0.40s \\ 1.3T_{emp(x)} = 1.3 \times 0.34 = 0.44s \end{cases} \Rightarrow T_{emp} < T_{analy} < 1.3T_{emp} .$$

• **Direction y** :

$$\begin{cases} T_{emp(y)} = 0.37s. \\ T_{analy(y)} = 0.38s \\ 1.3T_{emp(y)} = 1.3 \times 0.37 = 0.48s \end{cases} \Rightarrow T_{emp} < T_{analy} < 1.3T_{emp} .$$

↳ Donc d'après (art Rafik Taleb) la valeur choisie : $T = T_{empirique}$.

e) D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Pour déterminé la facture Facteur d'amplification dynamique moyen **D**, on utilise (eq n°V.6).

D'après (Tableau V.6), on prend : $\xi \% = 10$.

↳ Donc : $\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 > 0,7 \dots \dots C.V$

Tableau V.108 : Tableau récupératif de la variante 6.

h_N	C_T	T_1 (s)	T_1 (s)	T_x (s)	T_y (s)	ξ %	η
18.36	0.05	0.15	0.40	0.34	0.37	0.76	10%

f) Calcul du facteur d'amplification dynamique

↳ Dans notre cas on a : $0 < T < T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$.

$$\Rightarrow D_x = 2,5\eta \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,76 \Rightarrow D_x = 1,9.$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5\eta \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,76 \Rightarrow D_y = 1,9.$$

g) W : Poids total de la structure

↳ D'après le logiciel ROBOT : $W_{\text{tot}} = 21384,81 \text{KN}$

❖ Résumé des résultats

Tableau V.109 : Tableau récupératif des résultats de la variante 6.

Paramètres		A	D	Q	R	W (KN)
Résultats	direction x et y	0.15	1.9	1.2	3.5	21384,81

↳ Donc la force sismique totale (méthode statique équivalent)

$$V_{\text{stat}} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_s = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,2}{3,5} \times 21384,81 = 2089,6 \text{KN}$$

$$\rightarrow V_{sx} = V_{sy} = 2089,6 \text{KN}.$$

V.14.2. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure alors, on utilise (eq n°V.10), (eq n°V.11) et (eq n°V.12).

↳ Dans notre cas :

$$\bullet T_x = 0,44 \leq 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{tx} = 0.$$

$$\bullet T_y = 0,48 \leq 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0.$$

❖ direction x

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (x), on utilise (eq n°V.13).

Tableau V.110 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (X) de la variante 6.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_x (KN)	F_{ix} (KN)
RDC	3.06	3503,32	10720,16	1870,53	86,5
1	6.12	3503,32	21440,32		172,99
2	9.18	3503,32	32160,48		259,5
3	12.24	3503,32	42880,63		345,99
4	15.30	3503,32	53600,79		432,49
5	18.36	3868,21	71020,33		573,05
	$W_{tot}=21384,81$ KN		231822,71		1870,53

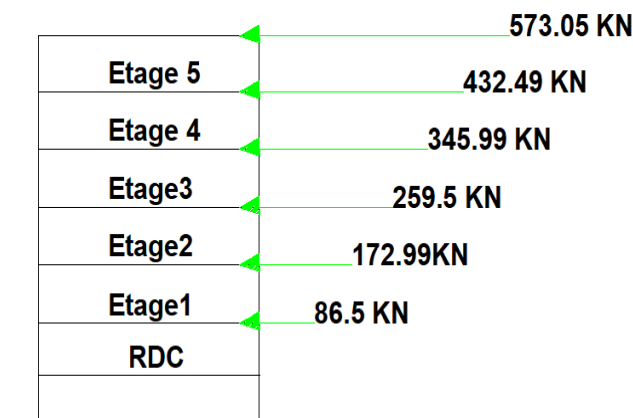


Figure V.70 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens x de la variante 6.

❖ **Direction Y**

Pour déterminé la forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (y), on utilise (*eq n°V.14*).

Tableau V.111 : Distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure sens (Y) de la variante 6.

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	V_Y (KN)	F_{iy} (KN)
RDC	3.06	3503,32	10720,16	1913,70	88,5
1	6.12	3503,32	21440,32		176,99
2	9.18	3503,32	32160,48		265,48
3	12.24	3503,32	42880,63		353,98
4	15.30	3503,32	53600,79		442,47
5	18.36	3868,21	71020,33		586,27
	$W_{tot}= 21384,81$ KN		231822,71		1913,69

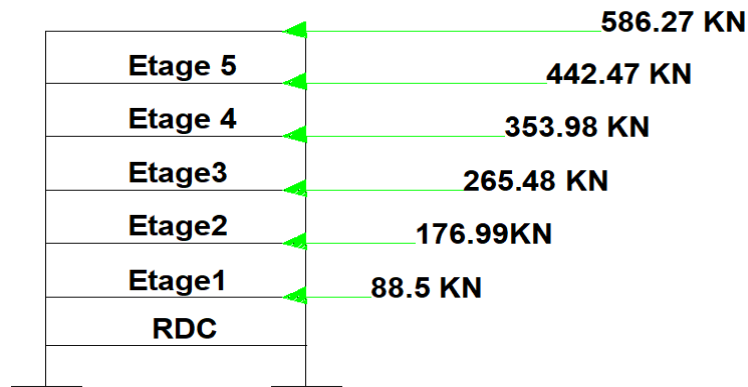


Figure V.71 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur - sens Y de la variante 6.

V.14.3. Analyse modale

V.14.3.1. Nombres des modes

(art 4.3.4).

Pour déterminé le nombre minimal de modes (K), on utilise (eq n°V.16).

↳ Donc : $K \geq 3\sqrt{6} = 7.34$

On a :

- Direction x : 10modes (94.30% de la masse sismique de la structure).
- Direction y : 10modes (93.14% de la masse sismique de la structure).

V.14.3.2. Vérification du comportement dynamique

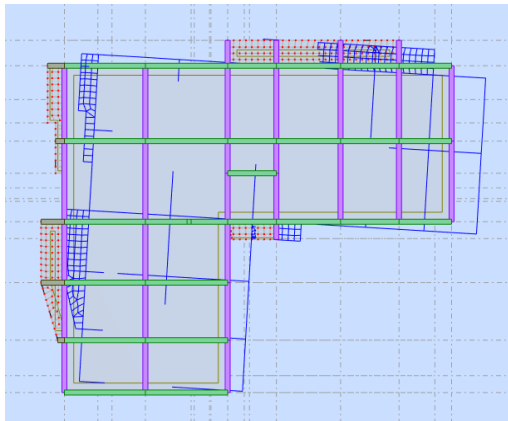
Tableau V.112 : Modes à considérer et ces périodes de la variante 6.

Cas/mode	Période (s)	Masse cumulé Ux%	Masse cumulé Uy%	Masse modale Ux%	Masse modale Uy%
Mode 1	0,40	63,64	0,07	63,64	0,07
Mode 2	0,38	65,13	63,70	0,49	63,62
Mode 3	0,34	73,25	71,01	8,12	7,32
Mode 4	0,11	87,76	71,01	14,51	0,00
Mode 5	0,09	87,79	89,00	0,03	17,98
Mode 6	0,09	88,71	89,55	0,91	0,55
Mode 7	0,05	94,12	89,58	5,41	0,03
Mode 8	0,05	94,30	93,10	0,18	3,53
Mode 9	0,05	94,30	93,13	0,00	0,02
Mode 10	0,04	94,30	93,14	0,00	0,02

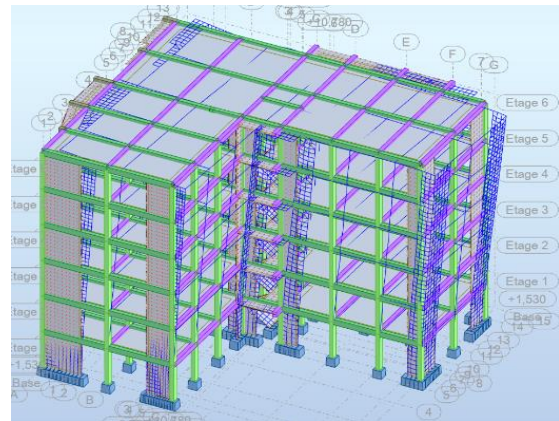
↳ Donc le nombre de modes est suffisant.

V.14.3.3. Forme modales de la structure rigidifiée

❖ Mode 1



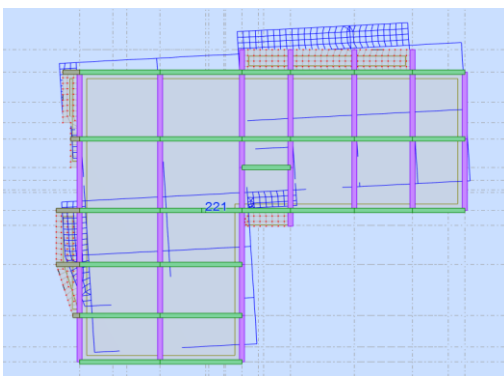
a) Vue en plan.



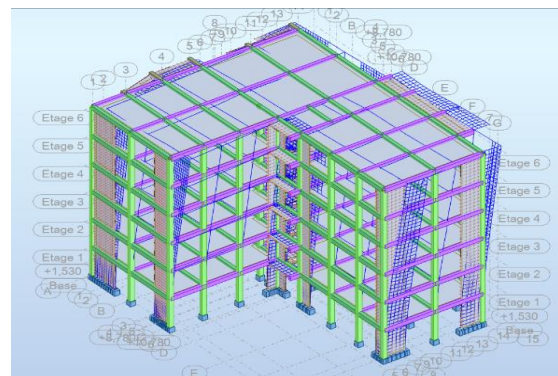
b) Vue en 3D.

Figure V.72 a) b) : Le 1^{er} mode de la variante 6.

❖ Mode 2



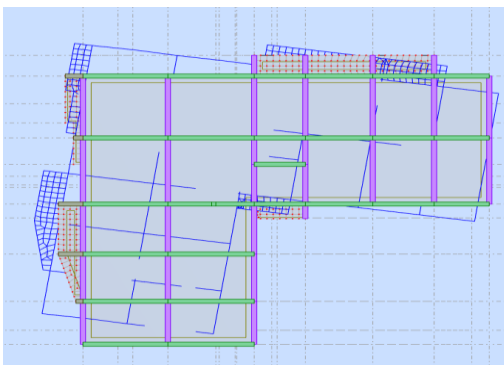
a) Vue en plan.



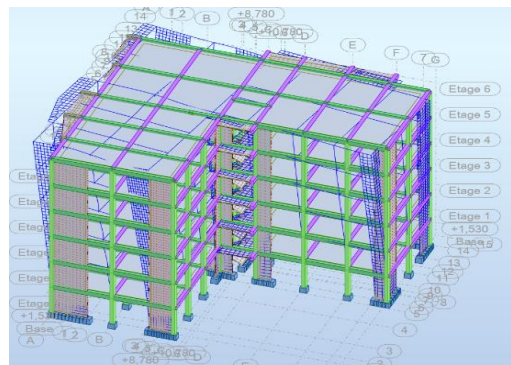
b) Vue en 3D.

Figure V.73 a) b) : Le 2^{ème} mode de la variante 6.

❖ Mode 3



a) Vue en plan.



b) Vue en 3D.

Figure V.74 a) b) : Le 3^{ème} mode de la variante 6.

➤ **Déduction**

D'après le tableau et les formes modales :

- **Mode 1** : Translation pures suivant x ($T_{analy}=0.40s$).
- **Mode 2** : Translation pures suivant Y ($T_{analy}=0.38s$).
- **Mode 3** : Torsion ($T_{analy}=0.34s$).

V.14.3.4. Vérification de la période.

- **Direction x** : $\left\{ \Rightarrow T_{emp} = 0.34 < T_{analy} = 0.40 < 1.3T_{emp} = 0.44 \right.$.
- **Direction y** : $\left\{ \Rightarrow T_{emp} = 0.37 < T_{analy} = 0.38 < 1.3T_{emp} = 0.48 \right.$.

↳ Donc notre bâtiment est semi rigide.

V.14.3.5. Les résultats statiques de niveau

Tableau V.113 : Les résultats statiques de la variante 6.

Etage	Lx [m]	Ly [m]	Masse [kg]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]
RDC	24,600	20,800	350332,45	12234493,19	17362842,37	29033107,06
1	24,600	20,800	350332,45	12233482,66	17359805,46	29029058,73
2	24,600	20,800	350332,45	12233482,66	17359805,46	29029058,73
3	24,600	20,800	350332,45	12234482,80	17362805,61	29033081,18
4	24,600	20,800	350332,45	12234490,55	17362839,14	29033107,67
5	24,600	20,800	386821,10	13570624,01	19289088,53	32327151,79

V.14.3.6. Calcul de l'excentricité

Tableau V.114 : Excentricité théorique et accidentelle de la variante 6.

Etages	Centre de gravité G(x, y, z) [m]		Centre de rigidité R(x, y, z) [m]	Excentricité structurelle e_0 [m]		Excentricité accidentelle e_1 [m]	
	x	y		e_{x0}	e_{y0}	e_{x1}	e_{y1}
RDC	x	9,641	9,504	0,137	0,041	1,23	1,04
	y	11,929	11,888				
	z	2,631	2,240				
1	x	9,642	9,504	0,137	0,040	1,23	1,04
	y	11,929	11,888				
	z	5,691	5,299				
2	x	9,642	9,504	0,137	0,040	1,23	1,04
	y	11,929	11,888				
	z	8,751	8,359				
3	x	9,641	9,504	0,137	0,041	1,23	1,04
	y	11,929	11,888				
	z	11,811	11,420				
4	x	9,641	9,504	0,137	0,041	1,23	1,04
	y	11,929	11,888				
	z	14,871	14,480				
5	x	9,617	9,503	0,114	0,059	1,23	1,04
	y	11,947	11,888				
	z	18,017	17,558				

❖ Vérification de l'excentricité

...Art 3.5.1

Pour la vérification de l'excentricité, on utilise (eq n°V.20).

Tableau V.115 : Vérification de l'excentricité de la variante 6.

Etages	e_x (m)	e_y (m)	15% L_x (m)	15% L_y (m)	$e_x < 15\%L_x$	$e_y < 15\%L_y$
RDC	0,137	0,040	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
1	0,137	0,040	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
2	0,137	0,041	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
3	0,137	0,041	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
4	0,114	0,059	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié
5	0,137	0,040	3.69	3.12	Vérifié	Vérifié

↳ Donc l'excentricité est vérifiée.

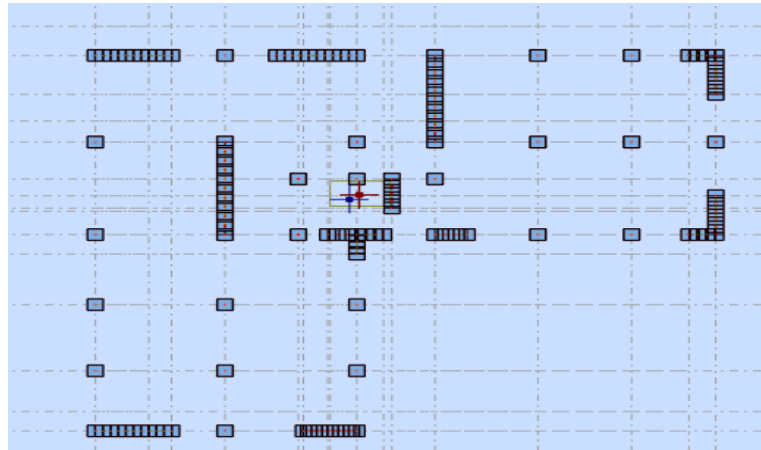


Figure V.75 : Centre de gravité et centre de masse d’après logiciel ROBOT de la variante 6.

V.14.4. L’analyse modale spectrale

V.14.4.1. Spectre de réponse de calcul

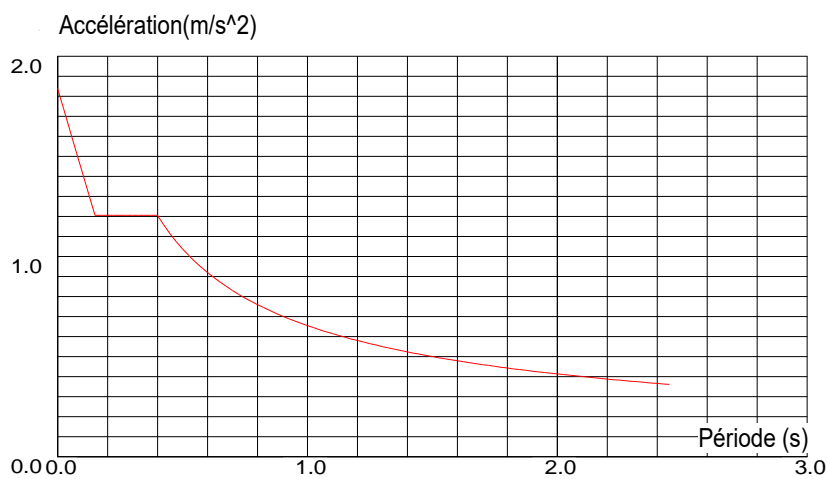


Figure V.76 : Spectre de réponse suivant x de la variante 6.

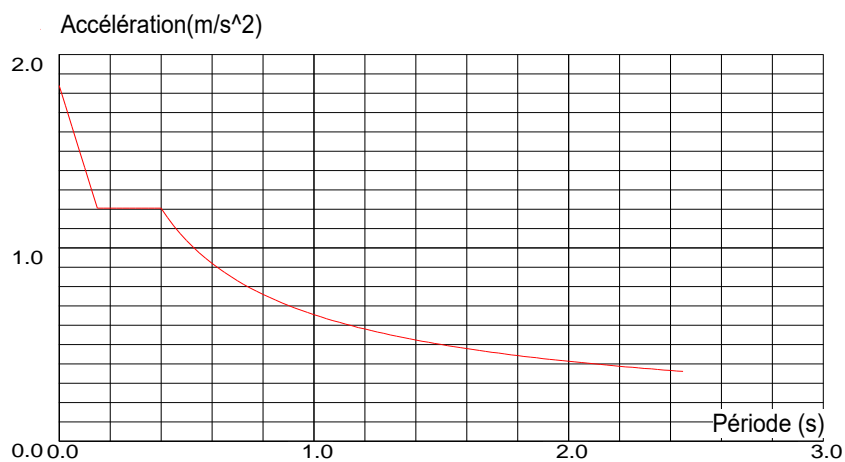


Figure V.77 : Spectre de réponse suivant y de la variante 6.

V.14.4.2. Vérifications spécifiques

... (art 7.4.3)

A. Sollicitations normales : L'effort normal de compression de calcul est limité par une condition. Donc on utilise (eq n°V.22) pour la vérification de cette condition.

On a : $N_d=1.19$ MN (D'après logiciel robot 2024).

Tableau V.116 : Vérification de sollicitation normal la variante 6.

Etage	Poteau [cm]	B _c [m ²]	N _d [MN]	V	V ≤ 0.3
RDC+étage courant	40×40	0.16	1.19	0.29	Condition vérifiée

B. Sollicitations tangentés

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite. Donc on utilise (eq n°V.23) et (eq n°V.24) pour la vérification de cette condition pour la vérification de cette condition.

↳ Dans notre projet on prend : $\rho_d=0.04$ (cas plus défavorable).

↳ Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau_{bu}}=0.04 \times 25 \rightarrow \overline{\tau_{bu}}=1 \text{ MPA} \\ \tau_{bu} = 0.46 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \tau_{bu} > \overline{\tau_{bu}} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

V.14.4.3. Vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul.

... (Art 4.3.6)

Pour la vérification de de la résultante des forces sismiques de calcul, on utilise (eq n°V.26).

À l'aide du logiciel ROBOT, les valeurs obtenues de la force sismique ($V_{base}=V_{dyn}$) sont les suivantes :

Tableau V.117 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul de la variante 6.

sens	V _{dyn} [KN]	V _{stat} [KN]	0.8V _{stat} [KN]	V _{dyn} ≥ 0,8V _{stat}
x	1870,53	2089,6	1671.68	Vérifie
y	1913,70	2089,6	1671.68	Vérifie

V.14.4.4. Vérification des déformations inter étage

... (Art 5.10)

Les déplacements relatifs ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

A. Vérification des déplacements de la force sismique V_x

Tableau V.118 : Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique de la variante 6.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_x$ [cm]	$(\delta_K)_x=R(\delta_{ek})_x$ [cm]	Δ_{kx} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KX} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,192	0.672	0,192	3.06	C.V
Etage 1	306	0,562	1.967	0,370	3.06	C.V
Etage 2	306	1,003	3.510	0,441	3.06	C.V
Etage 3	306	1,448	5.068	0,445	3.06	C.V
Etage 4	306	1,861	6.513	0,413	3.06	C.V
Etage 5	306	2,234	7.819	0,373	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

B. Vérification des déplacements de la force sismique V_y

Tableau V.119 : Calcul des déplacements selon x par la méthode dynamique de la variante 6.

Niveau	h [cm]	$(\delta_{ek})_y$ [cm]	$(\delta_K)_y=R(\delta_{ek})_y$ [cm]	Δ_{ky} [cm]	$\Delta_{adm}=1\%h$ [cm]	$\Delta_{KY} \leq \Delta_{adm}$
RDC	306	0,147	0.514	0,147	3.06	C.V
Etage 1	306	0,426	1.491	0,279	3.06	C.V
Etage 2	306	0,777	2.719	0,351	3.06	C.V
Etage 3	306	1,160	4.06	0,383	3.06	C.V
Etage 4	306	1,545	5.407	0,385	3.06	C.V
Etage 5	306	1,910	6.685	0,365	3.06	C.V

↳ Donc la justification concernant les déformations est vérifiée.

V.14.4.5. Calcul des moments de renversement d'étages

En il faut vérifier la condition de stabilité, on utilise (eq n°V.32).

A.Moment stabilisant

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.33).

B.Le moment de renversement

Pour le calcul de moment stabilisant, on utilise (eq n°V.37) et (eq n°V.38).

C.Moment de renversement et moment stabilisant selon x

Tableau V.120 : Moment de renversement et stabilisant selon x de la variante 6.

Niveau	h_i [m]	h'_i [m]	V_x [KN]	F_x [KN]	M_{Rx} [KN.m]	W [KN]	X_G [m]	M_{sx} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1870,53	86,50	450.66	21384,81	9.576	204780.94
Etage 1	6.12	8,27	1784,03	173,00	1430.71			
Etage 2	9.18	11,33	1611,03	259,50	2940.13			
Etage 3	12.24	14.39	1351,54	346,00	4978.94			
Etage 4	15.30	17,45	1005,54	432,49	7546.95			
Etage 5	18.36	20,51	573,05	573,05	11753.25			
$\sum M_{Rx}=29100.64$								

D. Moment de renversement et moment stabilisant selon y**Tableau V.121 :** Moment de renversement et stabilisant selon y de la variante 6.

Niveau	h_i [m]	h'_i [m]	V_x [KN]	F_x [KN]	M_{Rx} [KN.m]	W [KN]	X_G [m]	M_{Sx} [KN.m]
RDC	3.06	5.21	1913,70	88,50	461.08	21384,81	7.57	161883.01
Etage 1	6.12	8,27	1825,20	176,99	1463.7			
Etage 2	9.18	11,33	1648,21	265,49	3008.00			
Etage 3	12.24	14.39	1382,73	353,98	5093.77			
Etage 4	15.30	17,45	1028,75	442,48	7721.27			
Etage 5	18.36	20,51	586,27	586,27	12024.4			
$\sum M_{RY}=29772 .22$								

E. Vérification de la stabilité au renversement**Tableau V.122 :** Vérification de la stabilité au renversement de la variante 6.

	F_s	M_s (KN.m)	M_R (KN.m)	F_s	$F_s \geq 1.5$
Direction x	$F_{SX} = \frac{M_{SX}}{M_{RX}}$	204780.94	29100.64	7.04	C.V
Direction y	$F_{SY} = \frac{M_{SY}}{M_{RY}}$	161883.01	29772.22	5.44	C.V

V.14.4.6. Vérification de l'effet p-delta

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, on utilise (eq n°V.40) et (eq n°V.41) pour la vérification de cette effet.

A. Vérification dans la direction x

Tableau V.123 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant X de la variante 6.

Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ_{Kx} (cm)	V _x (KN)	h _k (cm)	θ_{Kx}	Condition
RDC	21384.81	75759.06	0,192	1870,53	306	0.025	C.V
Etage1	17881.49	54374.25	0,370	1784,03	306	0.037	C.V
Etage2	14378.17	36492.76	0,441	1611,03	306	0.033	C.V
Etage 3	10874.85	22114.59	0,445	1351,54	306	0.018	C.V
Etage4	7371.53	11239.74	0,413	1005,54	306	0.015	C.V
Etage 5	3868.21	3868.21	0,373	573,05	306	0.008	C.V

B. Vérification dans la direction Y

Tableau V.124 : Vérification de l'effet (P- Δ) suivant Y des variantes 6.

Niveau	P (KN)	P _K (cumulé)	Δ_y (cm)	V _y (KN)	h _k (cm)	θ_{Ky}	Condition
RDC	28290.01	99103.84	0,147	1913,70	306	0.025	C.V
Etage1	23441.00	70813.83	0,279	1825,20	306	0.035	C.V
Etage2	18801.94	47372.83	0,351	1648,21	306	0.033	C.V
Etage 3	14162.88	28570.89	0,383	1382,73	306	0.026	C.V
Etage4	9524.59	14408.01	0,385	1028,75	306	0.022	C.V
Etage 5	4883.42	4883.42	0,365	586,27	306	0.009	C.V

↳ D'après les résultats de l'effet (P- Δ) notre structure est stable.

Partie III : Interprétation des résultats et perspectives

➤ D'après notre étude on a 6 variantes différent :

- **Variante 1** : Cas d'un bâtiment sans voile.
- **Variante 2** : Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens X.
- **Variante 3** : Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens Y.
- **Variante 4** : Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens X et Y (voile –voile/a).
- **Variante 5** : Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens X et Y (voile –voile/b).
- **Variante 6** : Cas d'un bâtiment avec voile positionné dans les sens X et Y (voile –voile/c).

V.15. Déplacement inter étage maximale (Δ_x) et (Δ_y)

Les déplacements inter-étages maximaux ont été calculés pour chacune des variantes étudiées (**6 variante**). Ces déplacements relatifs ont été regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.125 : Déplacements inter-étages maximaux pour les 6 variantes étudiées.

Nombre des variantes	Sans voile	Voile suivant x	Voile suivant y	Voile-voile/a	Voile-voile/b	Voile-voile/c
Δ_x (cm)	0.431	0.175	0.924	0.508	0.474	0.445
Δ_y (cm)	1.026	0.519	0.115	0.488	0.404	0.385

La figure suivante illustre graphiquement les déplacements relatifs entre étages obtenus pour chaque variante :

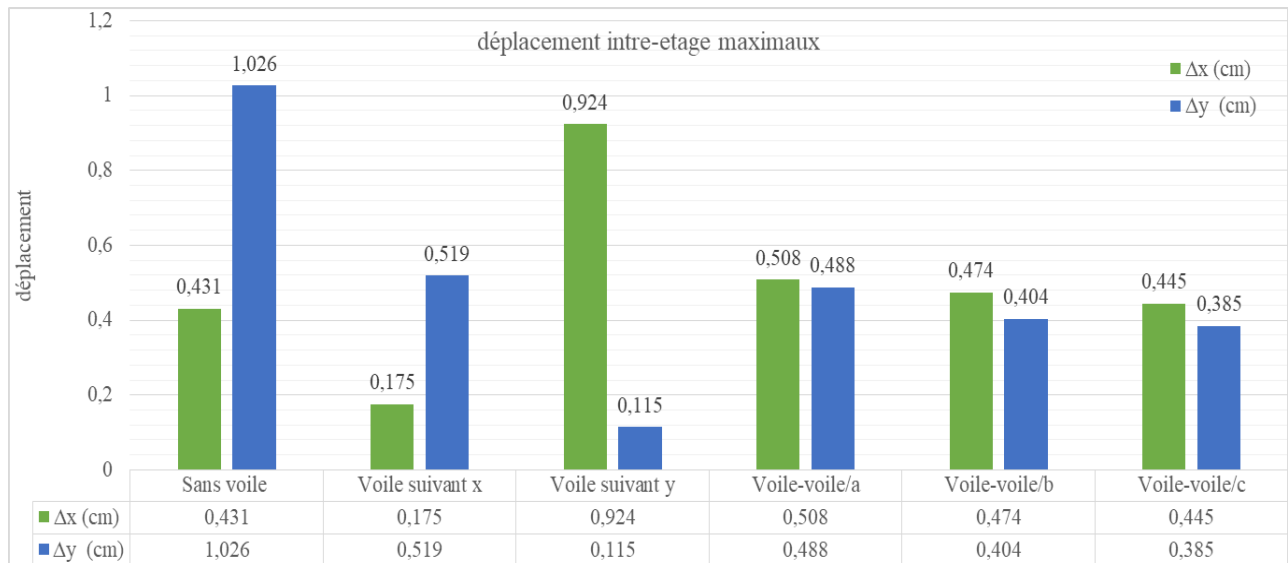


Figure V.78 : Déplacements inter-étages maximaux en fonction des variantes étudiées.

Commentaire

L’analyse comparative de ces résultats montre que les déplacements les plus importants ont été enregistrés pour la variante 1. Toutefois, ces déplacements restent inférieurs à la limite admissible définie par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/2003**).

En revanche, les variantes 4,5 et 6 présentent les déplacements les plus faibles, traduisant une meilleure performance sismique grâce à une répartition plus efficace des voiles dans la structure.

V.16. La période maximale

La période propre de vibration d'une structure représente la durée nécessaire pour accomplir un cycle complet d’oscillation. Elle correspond à l’inverse de la fréquence propre, qui exprime le nombre d’oscillations par seconde.

Le tableau ci-dessous présente les périodes fondamentales obtenues pour les différentes 6 variantes étudiées :

Tableau V.126 : Périodes fondamentales selon les 6 variantes.

Nombre des variantes	Sans voile	Voile suivant x	Voile suivant y	Voile-voile/a	Voile-voile/b	Voile-voile/c
Période (s)	0.78	0.70	0.63	0.46	0.43	0.40

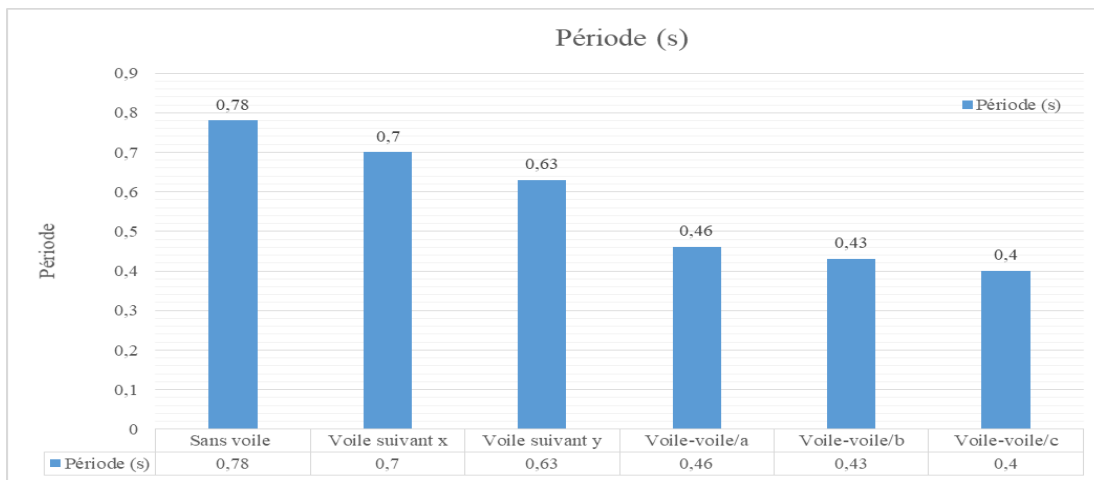


Figure V.79 : Illustre la variation de la période en fonction du système de contreventement adopté dans chaque configuration.

Commentaire

La variante 1 (sans voiles) présente la période la plus longue, ce qui traduit une souplesse accrue de la structure et donc une vulnérabilité plus importante face aux sollicitations sismiques.

En revanche, les variantes 4,5 et 6 affichent des périodes plus courtes, ce qui témoigne d’une meilleure rigidité due à la présence de voiles structuraux dans les directions X et Y.

Ces observations confirment l’impact direct du système de contreventement sur la rigidité globale de la structure et son comportement dynamique.

V.17. L’effort tranchant a la base (V_x) et (V_y)

L’effort tranchant a la base représenter la somme des actions sismique horizontale transmises par la structure au niveau de RDC.il constitue un indicateur essentiel pour comparer le comportement dynamique des différente 6 variante.

TableauV.127 : Effort tranchant à la base selon les 6 variantes.

Nombre des variantes	Sans voile	Voile suivant x	Voile suivant y	Voile-voile/a	Voile-voile/b	Voile-voile/c
L’effort tranchant V _x (KN)	1319.97	1727.55	1514.73	1751.46	1710.76	1870.53
L’effort tranchant V _y (KN)	1162.31	1652.82	1774.55	1867.57	1887.11	1913.70

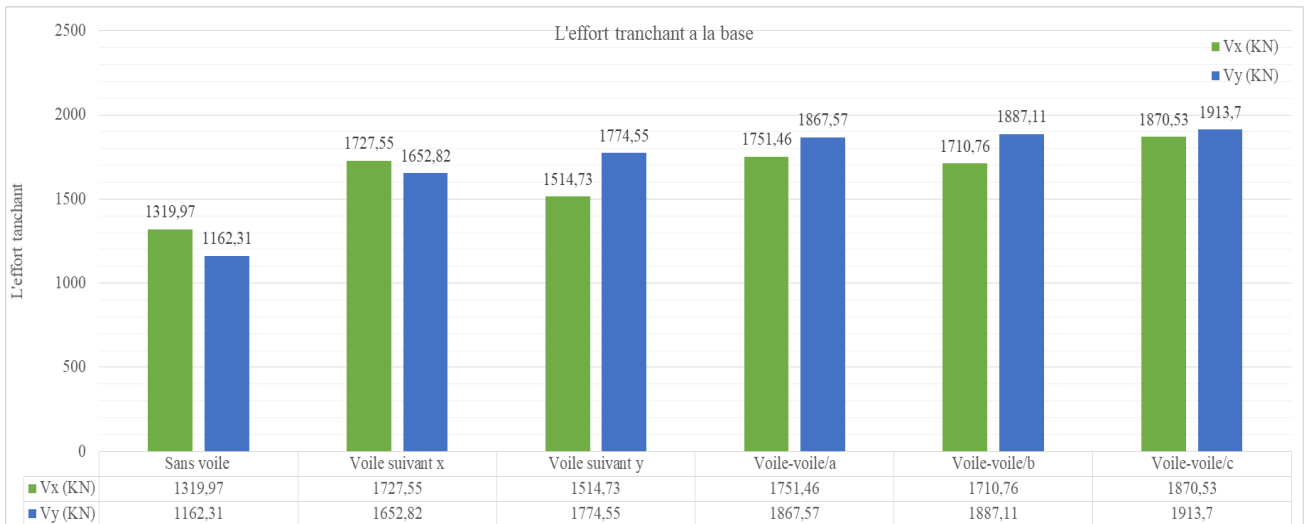


Figure V.80 : L'effort tranchant a la base selon les 6 variantes.

Commentaire

On constate une augmentation progressive de l'effort tranchant à la base en ajoutant des voiles. Plus la structure est contreventée (X, Y, ou les deux), plus sa rigidité augmente, ce qui lui permet de capter davantage l'action sismique. Cela entraîne une élévation des efforts transmis à la base, atteignant un maximum dans les variantes avec voiles en X et Y.

V.18. L'effet (P-Δ)

On a obtenu l'effet maximal (P- Δ) pour les 6 des variantes étudiées, le déplacement relatif maximal entre les étages ont permis d'évaluer l'amplification potentielle due à cet effet.

TableauV.128 : L'effet maximal (P- Δ) selon les 6 variantes.

Nombre des variantes	Sans voile	Voile suivant x	Voile suivant y	Voile-voile/a	Voile-voile/b	Voile-voile/c
θ_x	0.053	0.017	0.062	0.042	0.039	0.037
θ_y	0.133	0.084	0.009	0.032	0.035	0.035

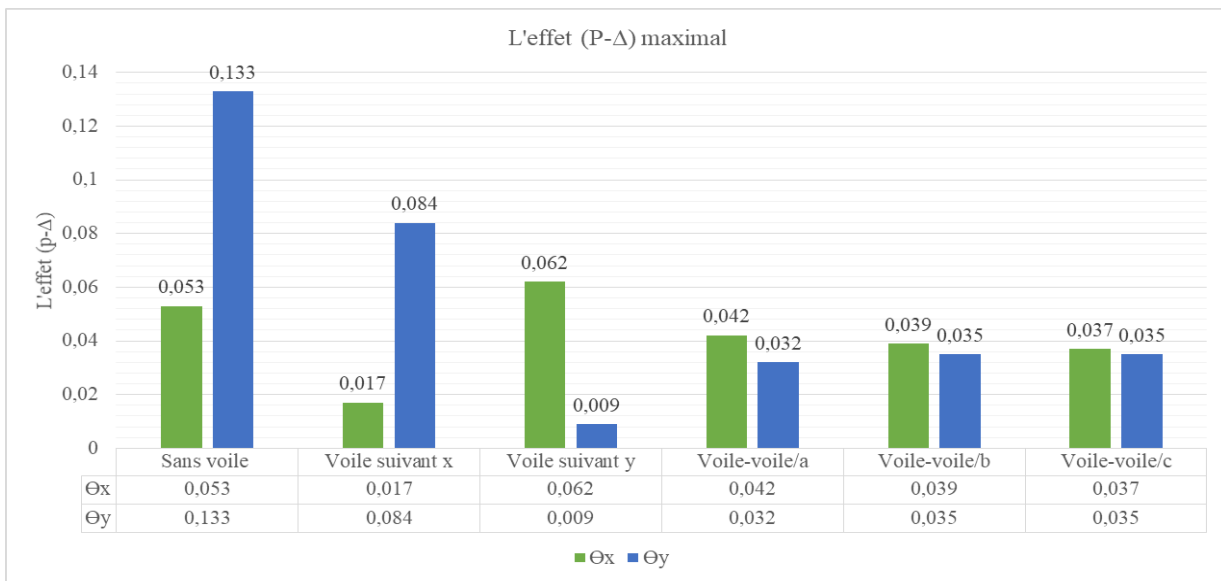


Figure V.81 : L'effet maximal (P- Δ) selon les 6 variantes.

✚ Commentaire

Le diagramme montre que l'effet (P- Δ) est maximal dans la direction où il n'y a pas de voiles (variante 1), en raison d'une faible rigidité et d'un grand déplacement latéral. À l'inverse, l'ajout de voiles dans les deux directions réduit fortement cet effet, malgré une légère augmentation du poids.

Cela confirme que le déplacement latéral est le facteur principal : plus il est réduit, plus l'effet P-Delta diminue.

▣ Résultats principaux et explications

L'analyse des six variantes a permis de tirer les conclusions suivantes :

a) Déplacements inter-étages maximaux

- Les déplacements les plus élevés sont observés dans la variante 1 (sans voiles). Ce qui indique une structure plus souple.
- Les variantes 4, 5 et surtout 6 affichent les plus faibles déplacements grâce à une meilleure répartition des voiles → cela améliore la rigidité latérale.

b) Période maximale

- Plus la structure est souple, plus la période est longue (ex. Variante 1 : 0.78s).
- Variante 6 : 0.40s → structure rigide, moins vulnérable aux sollicitations sismiques.

c) Effort tranchant à la base (V_x) et (V_y)

- L'effort tranchant est plus faible pour la variante 1

- Il augmente avec la rigidité (Variante 6 a les valeurs les plus élevées).
- Cela signifie que la structure « capte » mieux l'énergie sismique et la redistribue efficacement. Et renforce leur résistance aux forces horizontales.

d) L'effet P-Delta

- Très prononcé dans la variante 1 (souple).
- Fortement réduit dans les variantes 5 et 6, grâce à des déplacements limités et une meilleure stabilité globale.

➤ **Donc, Nous avons retenu la variante 6 pour la suite de notre étude.**

➤ **Pourquoi la variante 6 est la plus performante ?**

- Distribution symétrique et équilibrée des voiles dans les deux directions X et Y. Cette configuration se traduit par une période propre réduite.
- Réduction des effets de torsion.
- Meilleur contrôle des déplacements et de la dérive.
- Rigidité globale optimisée sans sacrifier la stabilité. En raison d'une répartition judicieuse des voiles assurant un contreventement optimal.

Ci-dessous, la figure illustrant la disposition des voiles pour cette variante :

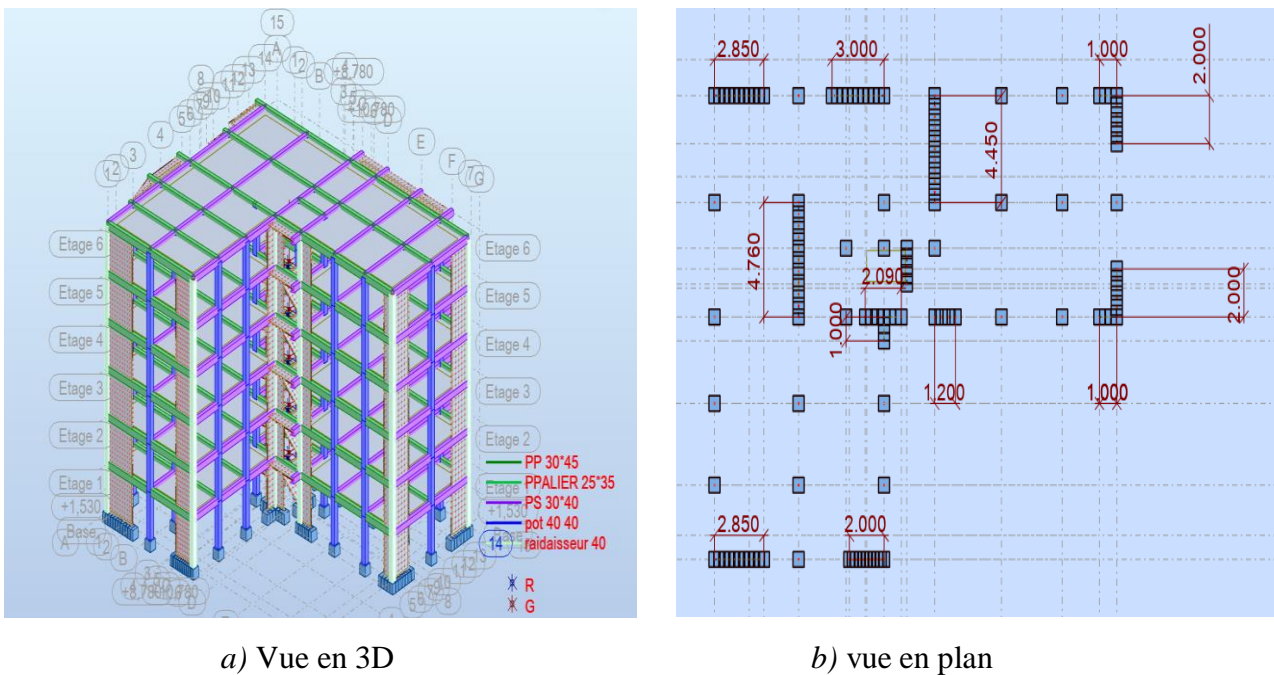


Figure V.82 a) b) : La disposition des voiles de la variante 6.

✦ **Recommandations techniques**

- **Adopter un système mixte (voiles + portiques)** : Bon compromis entre rigidité et ductilité.
- **Répartir les voiles de manière équilibrée dans les deux directions (X et Y)** : Pour éviter des comportements asymétriques et réduire les effets de torsion.
- **Éviter les grandes ouvertures dans les voiles** : Elles réduisent considérablement leur efficacité.
- **Vérifier et limiter l'effet P- Δ** : Particulièrement important dans les structures souples ou élevées.
- **Respecter les prescriptions du RPA** : En matière de dérive inter-étage, effort tranchant et stabilité globale.
- **Utiliser des logiciels performants pour l'analyse dynamique (ETABS, SAP200, ROBOT)** : Et privilégier des analyses modales avec spectre de réponse.
- **Assurer un bon niveau de ductilité dans les zones critiques (liaisons poutres-poteaux et voiles-dalles)** : Pour absorber l'énergie sans rupture fragile.

V.19. Résultat et perspective

Dans le cas des bâtiments irréguliers, nous pensons qu'une bonne disposition des voiles est essentielle pour assurer un comportement sismique stable. Il est important de répartir les voiles de façon équilibrée autour du centre de masse, afin de limiter les effets de torsion accidentelle.

Une répartition symétrique est idéale ; sinon, il faut compenser les déséquilibres par des voiles plus rigides ou plus longs du côté opposé. Il est aussi primordial de couvrir les deux directions X et Y, et d'éviter la concentration des voiles dans une seule zone, comme près de l'escalier.

Cette approche permet de rapprocher le centre de rigidité du centre de masse, et ainsi d'améliorer la performance globale de la structure face aux séismes.

V.20. Conclusion

En conclusion, cette étude a permis d'analyser le comportement sismique d'un bâtiment en L à travers six variantes différentes de voiles. Les variantes étudiées incluent un modèle sans voiles, avec des voiles disposés uniquement selon X, uniquement selon Y, puis dans les deux directions X et Y, avec quelques variantes de répartition.

Les résultats montrent clairement que l'absence de voiles entraîne une forte vulnérabilité de la structure, avec des déplacements et des dérives importantes. L'ajout de voiles uniquement dans une direction améliore partiellement la stabilité, mais génère un comportement asymétrique qui peut provoquer des effets de torsion et des concentrations de contraintes.

Les configurations les plus performantes sont celles où les voiles sont répartis de manière équilibrée dans les deux directions. Cette disposition permet une répartition plus homogène des efforts, réduit les déplacements latéraux et améliore la rigidité globale de la structure.

Donc, cette analyse confirme que non seulement la présence de voiles est essentielle en zones sismiques, mais que leur disposition stratégique et symétrique est un facteur déterminant dans l'amélioration du comportement global des structures face aux sollicitations sismiques.

Conclusion générale.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques et pratiques acquises tout au long de notre formation en génie civil, notamment dans le domaine de la conception parasismique. Nous avons concentré notre étude sur l'influence de l'ajout et de la répartition des voiles dans les structures en béton armé sur le comportement du bâtiment face aux charges sismiques.

L'étude a porté sur un bâtiment résidentiel situé dans la ville de Sétif « Ain Arnat », en Algérie. Cette région est classifiée par les règles RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (Zone II-a), et classée Selon RPA 2024 comme une zone de moyenne sismicité à élevée (IV), ce qui a exigé une prise en compte rigoureuse des critères de stabilité, de résistance et de conformité aux normes techniques tels que le BAEL91 modifié 99, le RPA99 version 2003, et le RPA 2024.

Nous avons mené une étude conjointe sur six différentes dispositions de voiles dans une même structure, afin d'évaluer l'effet de chaque configuration sur le comportement sismique du bâtiment. Ces configurations ont été évaluées selon plusieurs critères tels que les déplacements horizontaux au sommet, les efforts tranchants à la base, et les périodes propres.

Les résultats montrent que l'ajout des voiles augmente significativement la rigidité latérale de la structure et réduit les déplacements horizontaux, améliorant ainsi la stabilité globale. Toutefois, cette augmentation de la rigidité s'accompagne d'une réduction de la ductilité, facteur crucial lors de séismes très violents. Ainsi, alors que les structures mixtes affichent une meilleure performance dans le domaine élastique, la structure portique seule présente une plus grande souplesse et une meilleure capacité d'absorption d'énergie lorsque le domaine élastique est dépassé.

La sixième disposition des voiles s'est révélée optimale, offrant un bon équilibre entre rigidité, stabilité et comportement dynamique du bâtiment, constituant ainsi une solution pertinente pour la conception parasismique des bâtiments en zones de forte sismicité.

En conclusion, nous espérons que ce travail modeste apportera une contribution scientifique utile à notre département et servira de référence pratique aux futurs étudiants et ingénieurs souhaitant approfondir leurs connaissances en conception parasismique, avec un accent particulier sur l'amélioration de la répartition des voiles, élément clé de la stabilité des structures en béton armé.

Références bibliographiques.

Références bibliographiques

- [1] J.-P. Mougin, «BAEL91,» chez *béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99*, deuxième.
- [2] «RPA2024,» chez *Règles parasismique Algérienne RPA2024*.
- [3] «DTR B.C.2.2,» chez *Document technique réglementaire (charges et surcharges)*.
- [4] «CBA93,» chez *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*.
- [5] «RPA99version 2003,» chez *Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003*.
- [6] S. Hakima, «EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE ,» année universitaire 2018/2019.
- [7] *CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUÉE EN GÉNIE PARASISMIQUE C.G.S.*
- [8] c. p. M. P. Blandier, «LE SÉISME ET LES BÂTIMENTS,» vol. volume 3, p. Page18.
- [9] M. Youcef, «Évaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé,» Guelma, 2009.
- [10] B. Lynda, «Influence de la disposition des voiles sur le comportement».
- [11] O. M. A. T. M. Mouzzoun , «Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé par l'utilisation des courbes de fragilités (Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete Buildings using fragility curves».
- [12] V. DAVIDOVICI, «Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003,» 23 juillet 2003.
- [13] «Largest Earthquakes in the World Since 1900,» USGS (Le United States Geological Survey), 14 janvier 2015.
- [14] m. B. Pierino Iestuzzi, *GENIEPARASISMIQUE .conception et dimensionnement des batiments*, presses polytechniques et universitaires romandes.
- [15] B. Dr, «Généralite sur les siesmes.,» 2023/2024.
- [16] R. TALEB, «Regle parasismique algeriennes RPA99-VERSION 2003 pour les structures de batiments en beton arme :Interpretation et Propotions,» *journal of materials and engineering structures*.
- [17] B. Fatma, «Limitation de construction des batiment en portique auto-stable dans les zones sismiques,» UNIVERSITE d'ADRAR, 2019 / 2020.
- [18] <https://www.toutsurlebeton.fr/mise-en-oeuvre/realiser-un-plancher-beton-sur-poutrelle-hourdis/>. [En ligne].
- [19] http://coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-planchers-et-lesterrasses-les_13.html. [En ligne].

- [20] <https://www.toutcalculer.com/batiment/dimensionner-un-escalier.php>. [En ligne].
- [21] G.Omayma,«Étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation,» ENEST SKIKDA, 2023/2024.
- [22] K. Khadjija. S. Dalal, «Etude d'une tour 2SS+R+9 à contreventement mixte implantée dans la zone II-a,» ENEST SKIKDA, 2023/2024.
- [23] A. KASSOUL, «Conception parasismique des batiments principes de base,». master génie civil, Unuversité Hassiba Benbouali ,chlef , 2016.
- [24] S. Multon, «Contreventement des batiments,», Paul sabatier- toulouse France, 2022.
- [25] A. Kassoul, « Les Contreventement,» ,Université Hassiba Benbouali chlef,2016.
- [26] A.BRAHIMI , Chapitre 05: «Les Contreventement,» ,Université de Mila,Algérie.
- [27] Saadi,M, «Conception et calcul des systèmes de contrevenements,»Les contreventements Université de Batna 2 ,Algérie.
- [28] S. S. E. Abdelmadjid et A . D TOUMI , «Conception et dimensionnement parasismique d'un batiment en beton armé ,»2023 ,Algérie.
- [29] S. D. Sonali, «Non - linear analysis of reinforced concrete beam strenghened with fiber reinfirced polymer,», apr,2024.
- [30] ILE, Nicolas. «Contribution à la compréhension de fonctionnement des voiles en béton armé sous sollecitation sismique, » thèse de doctorat , 2000 .
- [31] M, Liani and A.Safer, «Incidence des voiles de contreventement en ailerons sur le comportement des batiments au séismesous ,», juin 2011.
- [32] <https://www.freepik.com>. Graphic ressources for everyone.[Accessed:May 27,2025].
- [33] <https://www.udemy.com>.Course modelisation-dun-reservoir-deau-en-beton- arme.[Accessed:May 27,2025].
- [34] <https://fr.123rf.com>/Château d'eau-Construction de l'exterieur.[Accessed:May 27,2025].
- [35] <https://www.aljazairalyoum.dz>/Annulation du classement de terre agricoles pour la realisation delogements à Alger.[Accessed:May 27,2025].
- [36] A .Kassoule : «Cours ossatures bâtiments (2013 / 2014) », Université Hassiba Benbouli de Chlef, Département de Génie civil, 2014.

- [37] Bouderba Bachir, Bâtiment (Cours avec exercices corrigés), centre universitaire El-Wancharyssi- Teissemsilt.
- [38] Bouderba Bachir, Bâtiment (Cours avec exercices corrigés), centre universitaire El-Wancharyssi- Teissemsilt.
- [38] <http://elearning.centre-univ-mila.dz>. systèmes de contreventement chap. 2, Dr. Taleb Hosni Abderrahmane.
- [39] MILAN Zacek. Guides de conception parasismique des bâtiments. Eyrolles, paris 2004.
- [40] <https://elearn.univ-tlemcen.dz>. département d'architecture. Pr Mohammed Nabil Ouissi.

