

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2024

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :
AOUF NOUR EL IMANE DOUAA
LARBI MERIEM AFFAF

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en :

Filière : Génie Civil
Option : Structure

Thème :

Analyse de l'orientation sur le comportement sismique d'un bâtiment irrégulier en forme de V composé d'un rez-de-chaussée et dix étages

Soutenu publiquement le 03/07/2024. Devant le jury composé de :

	Grade	Qualité
Mme AIT AHMED Fatiha	MAA	Présidente
Mr AOUARI Issam	MCB	Encadrant
Mr AOUADI Abdelhak	MCB	Examinateur

Année Universitaire 2023/2024

REMERCIEMENTS

Nous exprimons toute notre reconnaissance, notre gratitude et notre remerciement envers Dieu, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la patience, le courage et la volonté de terminer ce travail à temps.

Tout d'abord, nous remercions notre encadrant, Dr Aouari Issam, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et son soutien tout au long de ce projet. Son expertise et sa rigueur scientifique ont été une véritable inspiration et ont considérablement enrichi cette étude.

Nous tenons à remercier le président du jury, Madame Ait Ahmed Fatiha, de nous faire l'honneur de présider notre soutenance, ainsi qu'à au membres du jury, Dr. Aouadi Abdelhak, qui nous a fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude envers tous les employés du BET El-Mouhandicine-Bouira.

De plus, nous souhaitons exprimer notre sincère reconnaissance envers les professeurs de notre département de Génie Civil pour leur contribution à notre formation.



Dédicace

Je dédie humblement ce travail avec les sentiments les plus sincères et profonds de mon cœur :

À mes parents, je tiens à exprimer ma gratitude pour leur amour inconditionnel, leur patience et leurs encouragements constants. Votre soutien moral et financier m'a guidé dans la réalisation de mes objectifs.

À mes frères, pour leur complicité et leur soutien indéfectible.

À ma sœur Nour El Yakin , Votre présence à mes côtés a été une source de réconfort et de motivation.

À mon binôme AFFAF.

Je tiens à exprimer ma gratitude envers tous mes collègues en Génie Civil.

NOUE EL IMANE





Dédicace

Je dédie humblement ce travail avec les sentiments les plus sincères et profonds de mon cœur :

À mon cher père, que Dieu ait son âme, dont la présence aimante et le soutien indéfectible ont été ma source de force et de courage tout au long de mon parcours académique.

À ma chère mère, dont l'amour infini et le soutien inconditionnel ont été ma lumière et ma force tout au long de ma vie. Maman, tu as été mon guide et ma source d'inspiration, me donnant la confiance et la détermination pour affronter les défis. Je te suis infiniment reconnaissant pour chaque instant que nous avons partagé et pour tout ce que tu as fait pour moi. Je t'aime, Maman.

À mes frères et mes sœurs, pour leur complicité et leur soutien indéfectible.

À mon binôme Nour El Imane. Je tiens à exprimer ma gratitude envers tous mes collègues en Génie civil.

AFFAF



Résumé

Pour notre projet de fin d'études, nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé de forme irrégulière (en V), composée de dix niveaux et d'un rez-de-chaussée, localisée à Bouira dans une zone de sismicité moyenne. Les voiles porteurs sont mis en œuvre en accord avec le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que les normes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'étude débute par une étude approfondie des idées de construction dans les zones sismiques, mettant en évidence les principes de conception contrairement aux séismes.

La détermination des dimensions et du ferrailage de tous les éléments respecte les règles en vigueur, à savoir le BAEL91 modifié 99 et le RPA 99 version 2003. La réponse sismique du bâtiment est réalisée en utilisant le logiciel ETABS version 9.7.0. Finalement, une étude approfondie est réalisée afin d'évaluer l'influence de l'orientation du bâtiment sur sa réponse sismique, dans le but de déterminer les meilleures pratiques en matière de résilience et de sécurité.

Mots clés : structure en béton armé, modélisation, ETABS 9.7, règlement parasismique Algérien, orientation des bâtiments.

المخلص

في مشروعنا لنهاية الدراسة، اخترنا دراسة هيكل خرساني مسلح ذو شكل غير منتظم (على شكل حرف V)، مكون من عشرة طوابق وطابق أرضي، يقع في بويرة في منطقة زلزالية متوسطة. تم تنفيذ الجدران الحاملة وفقاً للائحة الزلزالية الجزائرية (RPA99) نسخة 2003 (وكذلك معايير الخرسانة المسلحة CBA 93)، (BAEL 91).

تبدأ الدراسة بتحليل معمق لمفاهيم البناء في المناطق الزلزالية، مسلطين الضوء على مبادئ التصميم.

يتم تحديد أبعاد وتسليح جميع العناصر وفقاً للقواعد السارية، وهي BAEL91 المعدلة 99 و RPA 99 نسخة 2003. تم تقييم الاستجابة الزلزالية للمبنى باستخدام برنامج ETABS إصدار 9.7.0. أخيراً، تم إجراء دراسة معمقة لتقييم تأثير اتجاه المبنى على استجابته الزلزالية، بهدف تحديد أفضل الممارسات في مجال المرونة والسلامة.

الكلمات المفتاحية : الهيكل الخرساني المسلح، النمذجة، إيتابس 9.7، قوانين الزلازل الجزائرية، توجيه المباني.

Abstract

For our final project these, we chose to study a reinforced concrete structure with an irregular shape (V-shaped), contain ten floors and a ground floor, located in Bouira, a region with moderate seismic activity. The load-bearing walls are implemented in accordance with the Algerian Seismic Regulations (RPA99 version 2003) as well as the reinforced concrete standards (CBA 93, BAEL 91). The study begins with an analysis of construction concepts in seismic zones, highlighting design principles. The dimensions and reinforcement of all elements are determined according to the applicable codes, namely BAEL91 modified 99 and RPA 99 version 2003. The seismic response of the building is evaluated using the ETABS software version 9.7.0. Finally, an detailed study is conducted to assess the influence of the building's orientation on its seismic response, with the aim of determining best practices in resilience and risk safety.

Keywords : Reinforced concrete, bracing, load-bearing wall, dynamic study, ETABS, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

TABLE DE MATIÈRES

Liste des figures	a
Liste des tableaux	d

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : RECHERCHE SUR LES CONCEPTS DE LA CONSTRUCTION EN ZONE

I.1	Introduction.....	3
I.2	Objectif de l'étude sismique	3
I.3	Principes de conception	4
I.3.1	Choix de site	5
I.3.2	Conception architecturale	5
I.3.3	Respect des règles parasismique	6
I.3.4	Qualité de l'exécution.....	6
I.4	Notions sur la conception en zone sismique	8
I.4.1	Forme en plan	8
I.4.1.1	Simplicité en plan.....	8
I.4.1.2	Symétrie en plan.....	9
I.4.2	Forme en élévation	10
I.4.2.1	Symétrie et simplicité en élévation	10
I.4.3	Critères de régularité	10
I.4.3.1	Critère de régularité en plan	10
I.4.3.2	Critères de régularité en élévation	11
I.4.4	Joint sismique	12
I.4.4.1	Caractéristiques des joints sismiques.....	12
I.4.5	Intégration des joints sismiques dans les bâtiments à variété spatiale	14
II.4.5	Niveau transparent (étage souple)	14
I.4.4	Hauteur d'étage	15
I.4.5	Diaphragme efficace (Le contreventement horizontale)	15
I.4.6	L'influence de l'effet de torsion sur la disposition des voiles de contreventement.....	16
I.4.6.1	Analyse critique des configurations de murs pour la résistance à la torsion	17
I.4.6.2	Incidence de la configuration architecturale sur le comportement dynamique des bâtiments	18
I.5	Conclusion.....	30

CHAPITRE II : PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction.....	31
II.2	Présentation de l'ouvrage.....	31
II.3	Caractéristique géométrique	31
II.3.1	Classification de l'ouvrage selon leur configuration.....	32
II.3.2	Dimensions de l'ouvrage en plan	32
II.3.3	Dimensions de l'ouvrage en élévation	32
II.4	Caractéristiques des matériaux	33
II.5	Données du site	33
II.6	Documents réglementaires.....	33
II.7	Prédimensionnement des éléments structuraux	34

II.7.1 Plancher en corps creux.....	34
II.7.1.1 Condition de résistance au feu	34
II.7.1.2 Isolation phonique.....	35
II.7.1.3 Résistance à la flexion.....	35
II.7.1.4 Condition de déformation	36
II.7.2 Les poutres.....	36
II.7.2.1 Poutres longitudinales (principales).....	37
II.7.2.2 Poutres transversales (secondaires).....	37
II.7.4 Prédimensionnement des voiles	37
II.7.5 Evaluation des charges et surcharges	38
II.7.6 Les poteaux.....	41
II.8 Conclusion	46

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS NON PORTEURS DE LA STRUCTURE

III.1 Introduction.....	47
III.2 Etude de l'acrotère	47
III.2.3 Vérification au séisme.....	48
III.2.2 Evaluation des sollicitations de calcul	48
III.2.3 Calcul de ferrailage	49
III.2.4 Vérification au cisaillement	49
III.3 Etude de l'escalier.....	50
III.3.1 Dimensionnement des escaliers	50
III.3.2 Calcul des escaliers	51
III.3.2.1 Evaluation des charges.....	51
III.3.2.4 Combinaison des charges.....	52
III.3.2.3 Evaluation des sollicitations de calcul	52
III.3.2.4 Calcul le ferrailage.....	53
IV.3.2.4 Calcul le ferrailage.....	55
III.3.2.5 Schéma de ferrailage :.....	56
III.4 Etude de balcon.....	57
III.4.1 Evaluation des charges	57
III.4.2 Combinaison d'action	58
III.4.3 Sollicitation de calcul.....	58
III.4.4 Calcul le ferrailage	58
III.4.5 Vérification au cisaillement	59
III.4.6 Schéma de ferrailage	59
III.5 Etude de plancher à corps creux	60
III.5.1 Calcul des poutrelles	60
III.5.1.1 Evaluation des charges.....	60
III.5.1.2 Sollicitations de calcul	60
III.5.1.3 Calcul le ferrailage.....	63
III.5.2 Ferrailage la table de compression.....	65
III.5.3 Schéma de ferrailage :.....	65
III.6 Conclusion	65

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA REPOSE STRUCTURELLE A L'ACTION SISMIQUE

IV.1 Introduction.....	66
IV.2 Objectif de l'étude dynamique	66
IV.3 Méthode de calcul.....	67
IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale	67
IV.5 Modélisation de la structure.....	67

IV.6	Disposition des voiles	68
IV.6	Spectre de réponse de calcul	69
IV.6.1	Nombre de modes à considérer	72
IV.6.2	Résultat du comportement dynamique de la structure	72
IV.7	Caractéristiques géométriques de la structure	74
IV.8	Résultante des forces sismiques de calcul	74
IV.9	Vérification de l'effort normal réduit	76
IV.10	Vérification de la participation des éléments résistants au contervertement.....	76
IV.11	Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$	77
IV.12	Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble	78
IV.11	Conclusion	78

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA STRUCTURE

V.1	Introduction.....	80
V.2	Etudes des poteaux.....	80
V.2.1	Recommandation de le RPA 99/Version2003	81
V.2.2	Résultats des sollicitations donnés par ETABS	82
V.2.3	Calcul le ferrailage des poteaux	83
V.2.4	Vérification au flambement.....	85
V.2.5	Vérification des contraintes à l'ELS.....	85
V.2.6	Schéma de ferrailage des poteaux	86
V.3	Etudes des poutres	86
V.3.1	Recommandation de RPA 99/Version2003.....	86
V.3.2	Résultats de calcul du ferrailage.....	87
V.3.3	Vérification de l'état limite de déformation (la flèche).....	89
V.3.4	Vérification des contraintes a L'ELS	90
V.4	Etudes des voiles.....	92
V.4.1	Recommandation de RPA99/Version2003	93
V.4.2	Ferrailage des voiles	94
V.4.3	Exemple de calcul de ferrailage d'un voile	96
V.4.4	Schéma de ferrailage des voiles	99
V.5	Conclusion.....	

100

CHAPITRE VI : EFFET DU L'ORIENTATION DE BATIMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE

VI.1	Introduction.....	101
VI.2	Avancé sur l'effet de l'angle d'orientation dans les derniers travaux de recherche....	101
VI.3	Méthodologie	103
VI.4	Choix d'angles d'orientation	103
VI.5	Résultats et discussions.....	105
VI.6	Conclusion	116
	Conclusion générale	117

Annexes-Plans

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE SUR LES CONCEPTS DE LA CONSTRUCTION EN ZONE SISMIQUE

Figure I.1 : Effet de site (INSA Toulouse)	5
Figure I.2 : Insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface reprise (Kebaili,2009)	7
Figure I.3 : Destruction des extrémités des poteaux (Kebaili,2009)	7
Figure I.4 : Effondrement des bâtiments dans le séisme de Boumerdès 20030 (Kebaili,2009)	7
Figure I.5 : Formes favorables de conception en plan des bâtiments (le cas le plus favorable ; plans simples à 2 axes de symétrie)	8
Figure I.6 : Diverses solutions pour remédier au problème des angles rentrants.....	9
Figure I.7 : Régularité en élévation	10
Figure I.8 : Limites de décrochements en plan	11
Figure I.9 : Limites des décrochements en élévation	12
Figure I.10 : Largeur minimum du joint sismique	13
Figure I.11 : Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous.....	13
Figure I.12 : Bâtiments avec niveaux transparents	14
Figure I.13 : Bâtiment comportant un niveau ayant une hauteur plus grande que les autres niveaux	15
Figure I.14 : Schémas illustratifs de la conséquence de manque des contreventements horizontaux ou diaphragmes (a) et l'illustration du transfert des charges par un diaphragme ou contreventement horizontal (b).	16
Figure I.15 : Raideur et résistance à la torsion	16
Figure I.16 : Les cas favorable et défavorable pour la résistance de la structure à la torsion dans le plans horizontal.	17
Figure I.17 : modèle de la stabilité de torsion des systèmes de mur	18
Figure I.18 : Dispositions des voiles de bâtiment N° 1.....	19
Figure I.19 : Disposition des voiles de bâtiment II	21
Figure I.20 : Disposition des voiles pour les différentes dispositions (a) 1 ^{ère} disposition, (b) 2 ^{ème} disposition et (c) 3 ^{ème} disposition	23
Figure I.21 : Disposition des voiles de bâtiment IV	24
Figure I.22 : Disposition des voiles de bâtiment V	25
Figure I.23 : Plan du bâtiment dans des différentes orientations; 0°, 30°, 45°, 60° et 90°	27
Figure I.24 : (a) Moment de flexion max, (b) force de cisaillement max pour les différents angles d'orientation	28
Figure I.25 : Plan des structures réalisées dans l'étude : (a) de forme régulière et (b) structure de forme irrégulière en H et +	29
Figure I.26 : Influence du déplacement maximal sur l'angle d'incidence. Influence de l'angle d'incidence sur l'effort tranchant maximal	29
Figure I.27 : Influence de l'angle d'incidence sur la force axiale maximale	30

CHAPITRE II : PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	34
Figure II.2 : Plancher en dalle pleine.	36
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.	38
Figure II.4 : Coupe de voile en plan.....	38
Figure II.5 : Plancher terrasse.	40
Figure II.6 : Mur de maçonnerie en double cloison (15+5+10)cm	40
Figure II.7 : Surface d'influence pour le poteau central.....	42
Figure II.8 : Surface d'influence pour le poteau de rive	44

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS NON PORTEURS DE LA STRUCTURE

Figure III.1 : les dimensions et sollicitation de l'acrotère.....	47
Figure III.2 : Dimensions pour le calcul de ferrailage.	49
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	50
Figure III.4 : Présentation des différents éléments des escaliers.....	50
Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier de RDC.	52
Figure III.6 : Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.....	54
Figure III.7 : Ferrailage de l'escalier de rez de chaussée	57
Figure III.8 : Schéma statique du balcon.....	57
Figure III.9 : Schéma de ferrailage du balcon.....	59
Figure III.10 : Schémas du ferrailage des poutrelles.....	65

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA REPOSE STRUCTURELLE A L'ACTION SISMIQUE

Figure IV.1 : Modèle 3D de la structure.....	68
Figure IV.2 : Disposition des voiles dans la structure.	69
Figure IV.3 : spectre de réponse donné par RPA99	71
Figure IV.4 : mode de translation suivant l'axe x-x.	73
Figure IV.5 : mode translation suivant l'axe y-y.	73
Figure IV.6 : mode de rotation suivant l'axe z-z.	73

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA STRUCTURE

Figure V.1 : Schéma de ferrailages des poteaux.....	86
Figure V.2 : Schéma de ferrailages des poutres principales 30 ×45 cm ; (a) liée aux voiles et (b) non liée aux voiles	91
Figure V.3 : Schéma de ferrailages des poutres secondaires 30 ×35 cm ; (a) liée aux voiles et (b) non liée aux voiles	91
Figure V.3 : Disposition des voiles.....	95
Figure V.4 : Diagramme des contraintes	95
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des voiles	100

CHAPITRE VI : EFFET DU L'ORIENTATION DE BATIMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE

Figure V.I1 : Plan du bâtiment dans une orientation différente.....	102
Figure V.I 2 : orientation du bâtiment selon un angle 0°	104
Figure V.I3 : orientation du bâtiment selon un angle 90°	104
Figure V.I 4 : orientation du bâtiment selon un angle 45°	104
Figure V.I 5 : orientation du bâtiment selon un angle 180°	105
Figure V.I 6 : comparaison le l'excentricité dans les deux direction x-x et y-y pour les trois dispositions ; 0° , 45° , 90° et 180° respectivement.	107
Figure V.I 7 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 0° degré.	108
Figure V.I 8 : Mode de translation suivant l'axe y-y de l'orientation 0° degré.	108
Figure V.I 9 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 0°	108
Figure V.I 10 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 45° degrés.....	109
Figure V.I 11 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 45° degrés.....	109
Figure V.I 12 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 45° degrés.....	109
Figure V.I 13 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 90° degrés.....	110
Figure V.I 14 : Mode de translation suivant l'axe y-y de l'orientation 90° degrés.....	110
Figure V.I 15 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 45° degrés.....	110
Figure V.I 16 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 180° degrés.....	111
Figure V.I 17 : Mode de translation suivant l'axe y-y de l'orientation 180° degrés.....	111
Figure V.I 18 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 180° degrés.....	111
Figure V.I 19 : périodes de vibration des trois modes fondamentaux des trois orientation (note : les mêmes valeurs sont obtenues).	112
Figure V.I 20 : Déplacement horizontal des trois premières modes de vibration pour chaque directions ; (a) direction 90° , (b) direction 45° , (c) direction 0° et (d) direction 180°	113
Figure V.I 21 : résultats du déplacement des étages pour les quatre angles d'orientation ; (a) dans la direction X-X et (b) dans la direction Y-Y	115

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE SUR LES CONCEPTS DE LA CONSTRUCTION EN ZONE

Tableau I.1: Période et participation des masses donnée par ETABS de Batiment N°01	20
Tableau I.2 : Période et participation des masses donnée par ETABS de Batiment N°02.....	21
Tableau I.3 : Période et participation des masses donnée par ETABS de Batiment N°03.....	23
Tableau I.4 : Période et participation des masses donnée par ETABS de Batiment N°04.....	24
Tableau I.5 : Période et participation des masses donnée par ETABS de Batiment N°05.....	25

CHAPITRE II : PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.1 : Charge permanente due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	39
Tableau II.2 : Charge permanente due à la dalle pleine de niveau courant.....	39
Tableau II.3 : Charge permanente due à la dalle sous l'axe de route de niveau RDC.....	39
Tableau II.4 : Charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	39
Tableau II.5 : Charge permanente due à la dalle pleine du plancher terrasse.	40
Tableau II.6 : Charge permanente due aux murs.	40
Tableau II.7 : Descente des charges et surcharges pour le poteau central le plus sollicité.....	43
Tableau II.8 : Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux centrales.	44
Tableau II.9 : Descente des charges et surcharges pour le poteau de rive le plus sollicité.	45
Tableau II.10 : Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux de rive.....	45

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS NON PORTEURS DE LA STRUCTURE

Tableau III.1 : Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère.	48
Tableau III.2 : Résultats du ferrailage à l'ELU+ vérification à l'ELS	49
Tableau III.3 : nombre de contremarches	51
Tableau III.4 : charge permanente due à la paillasse d'escalier.	51
Tableau III.5 : Charge permanente due au palier d'escalier.....	52
Tableau III.6 : Combinaison des charges.	52
Tableau III.7 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à...	53
Tableau III.8 : Ferrailage d'escalier à l'ELU.	53
Tableau III.9 : Vérification le calcul d'escalier à l'ELS.....	54
Tableau III.10 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS.....	55
Tableau III.11 : Ferrailage d'escalier à l'ELU.	56
Tableau III.12 : Vérification le calcul d'escalier a l'ELS.....	56
Tableau III.13 : Charges et surcharges sur les balcons.....	58
Tableau III.14 : Sollicitations du balcon.	58
Tableau III.15 : Ferrailage du balcon a l'ELU.	59
Tableau III.16 : Vérification le calcul du balcon a l'ELS.....	59
Tableau III.17 : Charges supportées par les poutrelles.....	60
Tableau III.18 : Sollicitations de calcul des poutrelles.....	60

Tableau III.19 : Ferrailage des poutrelles.....	63
Tableau III.20 : Contrainte de cisaillement dans la poutrelle.....	65

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA REPOSE STRUCTURELLE A L'ACTION SISMIQUE

Tableau IV.1 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	70
Tableau IV.2 : spectre de réponse de calcul.....	71
Tableau IV.3 : Période et participation des masses donnée par ETABS.....	72
Tableau IV.4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.	74
Tableau IV.5 : Vérification de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS.....	75
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	76
Tableau IV.7 : Vérification de la répartition des efforts dans la structure	77
Tableau IV.8 : Vérification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$	78
Tableau IV.9 : Vérification de la stabilité au renversement.....	78

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA STRUCTURE

Tableau V.1 : Tableau synthétique des sollicitations sur les poteaux	83
Tableau V.2 : Résultats de ferrailage des poteaux	83
Tableau V.3 : Résultats du ferrailage transversal pour les poteaux	84
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS	85
Tableau V.5 : Ferrailage des poutres principales liées aux voiles	87
Tableau V.6 : Ferrailage des poutres non liées aux voiles.....	87
Tableau V.7 : Ferrailage des poutres liées aux voiles.....	88
Tableau V.8 : Ferrailage des poutres secondaires non liées aux voiles	88
Tableau V.9 : Tableau vérification et de ferrailage transversal des poutres	89
Tableau V.10 : Vérification des poutres à l'ELS	90
Tableau V.11 : Résultats de ferrailage des voiles	99
Tableau V.12 : vérification au cisaillement.	100

CHAPITRE VI : EFFET DU L'ORIENTATION DE BATIMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE

Tableau VI.1 : La position du centre de masse des différents angles.....	105
Tableau VI.2 : La position du centre de torsion des différents angles.	106
Tableau VI. 3 : L'excentricité des différents angles.	106
Tableau VI.4 : Période et participation massique de l'angle 0 degré	108
Tableau VI. 5 : Période et participation massique de l'angle 45 degrés.....	109
Tableau VI 6 : Période et participation massique de l'angle 90 degrés.....	110
Tableau VI.7 : Période et participation massique de l'angle 180 degrés.....	111
Tableau VI.8 : Déplacement d'étage selon l'orientation 0 degré.	114
Tableau VI.9 : Déplacement d'étage selon l'orientation 45 degrés.....	114
Tableau VI.10 : Déplacement d'étage selon l'orientation 90 degrés.....	114
Tableau VI.11 : Déplacement d'étage selon l'orientation 180 degrés.....	115

LISTE DES SYMBOLES

A : section d'acier
A_s : armatures supérieures
A_t : section d'armatures transversales
A' : section d'acier comprimé
A_{max}, A_{min} : section d'aciers maximale et minimale
B_r : section réduite d'un poteau
B : aire de béton
E.L.S : état limite de service
E : module d'élasticité de l'acier
ELU : état limite ultime
I : moment d'inertie
G : action permanente M : moment fléchissant Ma : moment sur appui
d : hauteur utile d'une section
M_{ser} : moment fléchissant à l'ELS M_t : moment fléchissant en travée N : effort normal
M_u : moment fléchissant à l'ELU
N_{ser} : effort normal de service
N_u : effort normal ultime
M_t : Moment en travée.
Ma : Moment sur appuis.
M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
a : Largeur d'un poteau ou d'un voile
i : rayon de giration
Q : charge d'exploitation
P : charge concentrée
V : effort tranchant
b : largeur d'une table de compression
c ou c' : enrobage des armatures V_u : effort tranchant à l'E.L.U
b₀ : largeur d'une section en T
f_{bu} : résistance de calcul du béton en compression à l'ELU
f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à j jours d'âge
f_{ij} : résistance à la traction du béton à j jours d'âge
f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28} : résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge
e : excentricité
f : flèche
f_e : limite d'élasticité de l'acier h : hauteur totale d'une section i : rayon de giration
h₀ : hauteur d'une table de compression
l_f : longueur de flambement
β : coefficient de flambement des poteaux
q : charge uniformément répartie (E.L.S ou E.L.U)
η : coefficient de fissuration
S_t : espacement des d'armatures transversales
γ_s : coefficient partiel de sécurité pour les aciers
γ_b : coefficient partiel de sécurité pour le béton

ε_{bc} : raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
 ε_s : allongement relatif des aciers tendus
 λ : élancement géométrique
 θ : coefficient de la durée d'application des charges
 μ_{bu} : moment agissant réduit à l'ELU
 μ_{lu} : moment fléchissant limite réduit à l'ELU
 ν : coefficient de poisson
 σ_{bc} : contrainte de compression du béton
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton comprimé à l'ELS
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS
 σ_s : contrainte de traction de l'acier,
 $\bar{\tau}$: contrainte tangente limite
 τ_{su} : contrainte d'adhérence limite
 τ_s : contrainte d'adhérence moyenne
 Φ : diamètre d'une barre d'acier



Introduction générale

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans les zones urbaines, la complexité des terrains et les différentes exigences fonctionnelles, esthétiques et économiques posent souvent des contraintes significatives sur la structure des bâtiments. Celles-ci se manifestent souvent par des formes irrégulières comme les plans en L, en T, en V ou avec des décrochements asymétriques. Les différentes formes présentées soulèvent des défis particuliers en ce qui concerne la conception et la sécurité parasismique.

En cas de séisme, l'irrégularité des bâtiments joue un rôle essentiel dans leur comportement structural. Il est possible que les déformations non uniformes et les concentrations de contraintes découlant de cette irrégularité entraînent des modes de défaillance complexes et inattendus. Par exemple, des torsions imprévues peuvent survenir en raison de la répartition inégale des masses et des rigidités présentes dans la structure.

Pour faire face à ces défis, les ingénieurs en génie civil mettent en œuvre des stratégies spécifiques de contreventement et d'analyse structurale afin d'assurer la résistance aux séismes. Cela implique l'emploi de systèmes de contreventement appropriés ainsi que de techniques d'analyse avancées afin d'évaluer de manière précise le comportement sismique des constructions. Il est crucial de mettre en place une approche intégrée afin de garantir la sécurité des résidents et la pérennité des bâtiments dans des environnements urbains complexes.

En Algérie, où les risques sismiques sont particulièrement préoccupants. Lors de la révision de la réglementation sismique, des normes et des procédures sont mises en place afin de garantir la résistance des structures aux séismes. L'objectif du RPA99/ version 2003 est de diminuer les dangers pour la vie humaine et les biens en cas de séisme en incorporant des directives particulières pour la conception et le calcul des constructions.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons choisi un bâtiment asymétrique à usage hôtelier. Il s'agit d'un projet qui sera implanté à Bouira, classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) conformément aux normes du parasismique algérien, comportant un rez-de-chaussée et dix étages. Le système structurel du bâtiment sera des portiques en béton armé contreventés par des voiles porteurs.

Nous avons décidé d'intéresser à l'étude d'un bâtiment à forme irrégulière en V. ce choix est fait dans le but d'approfondir et enrichir les études avec des défis spécifiques liés à la conception parasismique des structures ayant des formes non conventionnelles. Grâce à cette configuration particulière, il sera possible d'explorer en détail les stratégies de conception et les solutions

techniques requises pour assurer la sécurité et la résistance de ce genre de construction dans un contexte de séisme.

Notre mémoire sera composé de six chapitres répartis comme suit : Le premier chapitre se focalise sur une recherche des concepts de construction en zones sismiques, englobant les principes de conception des diverses formes de bâtiments en plan et en élévation, ainsi que la disposition des voiles dans les structures aux formes irrégulières.

Le deuxième chapitre offre une présentation exhaustive du bâtiment, définissant ses différents éléments et proposant le choix des matériaux à utiliser. Il inclut également le prédimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles, ainsi que des éléments non structuraux comme les planchers et les balcons.

Le troisième chapitre s'agira de calculer les éléments non structuraux comme l'acrotère, les poutrelles, les escaliers, les balcons et les dalles pleines en prenant en considération les sollicitations auxquelles ils doivent répondre.

Dans le quatrième chapitre, on présente la phase la plus essentielle lors de la conception d'un projet, qui est l'analyse dynamique. Le modèle de la structure en 3D sera analysé à l'aide du logiciel de calcul ETABS version 9.7.0 pour l'étude du bâtiment.

Le cinquième chapitre est dédié au calcul des ferrailages des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles. En se basant sur les résultats des efforts de moment, effort tranchant et effort normal donnés par logiciel ETABS, le ferrailage est fait conformément aux règles BAEL et vérifié aux règles de conception algériennes, à savoir CBA83 et RPA 99.

Dans le sixième chapitre, une analyse approfondie sera menée pour évaluer l'impact de l'orientation du bâtiment sur sa réponse sismique. En explorant les variations dans la détermination de l'action sismique et en examinant les caractéristiques dynamiques de la structure selon différentes orientations, telles que 0° , 45° , 90° et 180° , nous chercherons à mieux comprendre comment la direction peut influencer la manière dont le bâtiment absorbe et répond aux forces sismiques. Cette étude nous permettra d'identifier les meilleures pratiques en matière d'orientation des bâtiments pour renforcer leur résilience et leur sécurité face aux séismes, contribuant ainsi à des conceptions architecturales plus robustes et adaptées à leur environnement.

La présente étude sera achevée par des conclusions et des recommandations pour la construction des bâtiments en forme de V.



CHAPITRE I

RECHERCHE SUR LES CONCEPTS DE LA CONSTRUCTION EN ZONE SISMIQUE

CHAPITRE I :

RECHERCHE SUR LES CONCEPTS DE LA CONSTRUCTION EN ZONE SISMIQUE

I.1 Introduction

Les tremblements de terre sont l'une des catastrophes naturelles les plus graves avec leurs effets directs et indirects, en particulier dans les zones vulnérables et les zones urbaines (Zacek, 1996). Depuis longtemps, les gens ont travaillé ensemble pour protéger les vies humaines et réduire les dommages matériels face à une telle catastrophe humaine et économique.

Malheureusement, il n'existe actuellement aucune méthode fiable pour prédire où, quand et avec quelle force se produira un séisme. La prévention du risque sismique dépend en grande partie des recherches sur la construction parasismique. Il s'agit de découvrir de nouvelles méthodes et techniques de génie civil pour améliorer la résistance des constructions aux tremblements de terre. Pour cela, il est essentiel d'avoir une connaissance approfondie du comportement des structures sous sollicitations sismiques (Davidovici, 1985).

Le chapitre actuel présente un aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Il présente les principes fondamentaux à respecter pour concevoir des constructions capables de résister aux séismes. La conception et les dispositions constructives de la structure porteuse et des éléments non porteurs sont principalement régies par ces principes.

I.2 Objectif de l'étude sismique

Un ingénieur en structure doit connaître les principes de conception sismique. En raison de la dynamique assez violente de l'action sismique et de l'imprécision sur la connaissance de cette action susceptible de s'appliquer à l'avenir, il y a des éléments très basiques à prendre en compte par le concepteur pendant le processus de conception, car la construction en zone sismique nécessite généralement un effort supplémentaire en termes de conception et de qualité de construction par rapport à la situation non sismique.

Les objectifs de la construction parasismique comprennent :

- Prévoir les conséquences potentielles des séismes.

- Développer et édifier des structures qui sont à l'abri des séismes en respectant les normes locales de construction.
- Mettre au point des techniques de génie civil qui permettraient aux habitants de faire face à toutes les secousses d'intensité inférieure ou égale à l'intensité nominale définie par la convention.
- La réalisation d'un bâtiment parasismique repose sur l'analyse de divers éléments qui peuvent avoir un impact sur celui-ci. Avant d'entreprendre une construction parasismique, il est primordial d'avoir des données très précises. Voici les informations précises :
 - Il est essentiel de comprendre la nature du site afin de pouvoir calculer les déplacements des bâtiments en utilisant une modélisation.
 - Conformer aux normes dans la construction est essentielle pour garantir la qualité et sécurité des bâtiments, en mettant en évidence les critères d'adhérence pour assurer la solidité, durabilité et fonctionnalité des structures.
 - Le choix des matériaux utilisés dans la construction

I.3 Principes de conception

Un domaine important de l'ingénierie civile est l'ingénierie parasismique, qui vise à concevoir et à construire des structures capables de résister efficacement aux forces générées par les séismes. Les tremblements de terre, peuvent provoquer des mouvements de sol potentiellement mortels, mettant en péril la vie des personnes et la stabilité des bâtiments. Pour diminuer ces dangers, la théorie de construction parasismique repose sur cinq principes essentiels :

- La sélection du terrain
- Le choix des plans architecturaux
- Le respect des règles de conception parasismiques
- La qualité de la réalisation in-situ.

Afin de renforcer la résilience des structures, de garantir une protection accrue contre les séismes et de garantir la sécurité à long terme des occupants, chacun de ces facteurs joue un rôle important. En incorporant des mesures préventives et correctives à chaque étape du processus de conception et de construction, cette approche holistique vise à réduire les conséquences potentiellement dévastatrices des séismes.

I.3.1 Choix de site

Il est fortement recommandé de ne pas choisir de terrains situés sur des hauteurs ou en haut des creux de pente. Ces endroits présentent des risques pour la stabilité du sol et la sécurité des constructions. En effet, des phénomènes naturels tels que l'érosion, les glissements de terrain ou les chutes de roches peuvent se produire dans des zones élevées et abruptes, ce qui pourrait compromettre la solidité des infrastructures et mettre en danger les personnes et les biens qui s'y trouvent. Il est également conseillé d'éviter la zone de passage entre les sols rocheux et les sols meubles (Zacek, 1996). Les caractéristiques géologiques instables de cette région peuvent provoquer des mouvements de terrain, des affaissements ou des glissements, mettant en danger la pérennité des constructions et la sécurité des occupants (Li & Zhou, 2022). De préférence il est meilleur de choisir des terrains qui offrent une stabilité géologique suffisante et qui sont moins exposés aux risques naturels pour assurer la durabilité et la sûreté des aménagements. Cette mesure de précaution permet de réduire les dommages potentiels et de garantir la sécurité à long terme des résidents et des infrastructures.

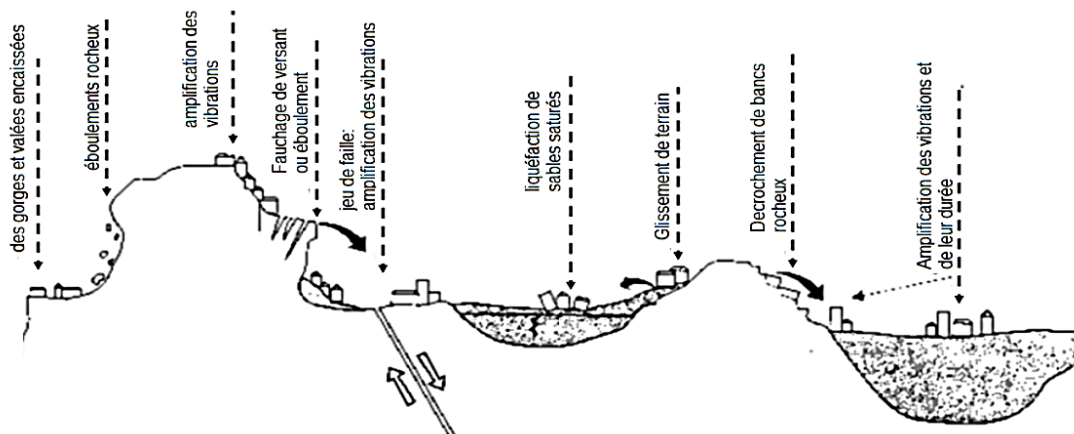


Figure I.1 : Effet de site (Zacek, 1996)

I.3.2 Conception architecturale

Certes, l'ingénieur en génie civil étudie les principes de calcul et de dimensionnement, mais l'ingénieur en génie parasismique doit s'intéresser à la conception architecturale du point de vue de la forme globale de la structure. La forme d'un bâtiment affecte son comportement. Certaines configurations créent de mauvaises conditions de résistance car elles amplifient considérablement les sollicitations dues aux secousses (Lestuzzi & Badoux, 2023).

Maîtriser la distribution des masses et des rigidités en plan est crucial. La forme architecturale qui souhaite éviter les phénomènes de torsion n'est efficace que si la structure est également symétrique (masses, rigidités). Les plans carrés ou proches du carré conviennent ; la forme globale de la structure doit présenter une symétrie selon deux axes en plan (Lestuzzi & Badoux, 2023).

I.3.3 Respect des règles parasismique

Les réglementations strictes régissent la construction dans des zones sismiques, notamment le règlement parasismique algérien 99 version 2003 (RPA99/Version2003) et les règles européennes de conception et de dimensionnement des structures (Eurocode 8) qui fixent les normes de conception et de construction pour garantir la résilience des bâtiments et des infrastructures face aux séismes. Ces règles visent à réduire les dommages et les pertes causés par des tremblements de terre.

La construction dans une zone sismique nécessite une approche attentive et une attention particulière aux détails. Il est possible de construire des structures résilientes capables de résister aux séismes et de protéger la vie et les biens des personnes en respectant les réglementations en vigueur, en tenant compte des caractéristiques du sol, en concevant des bâtiments de forme appropriée et en intégrant des joints sismiques efficaces.

I.3.4 Qualité de l'exécution

La qualité de l'exécution dans le domaine de la conception parasismique est essentielle à l'interprétation précise et sécurisée des plans conceptuels sur le terrain. Cela nécessite :

- Un personnel bien formé.
- Une supervision attentive par des spécialistes en ingénierie.
- Une analyse détaillée de la qualité des matériaux.
- L'emploi de méthodes de construction particulières.
- Des évaluations sur place strictes.

Cette approche garantit que les normes parasismiques sont respectées à chaque étape de la construction, ce qui garantit la solidité des structures et leur capacité à résister efficacement aux secousses sismiques, préservant ainsi la sécurité et la durabilité des bâtiments.



Figure I.2 : Insuffisance d'armatures transversales, béton de mauvaise qualité, rupture au droit de la surface de reprise (Kebaili, 2009)



Figure I.3 : Destruction des extrémités des poteaux (Kebaili, 2009)



Figure I.4 : Effondrement des bâtiments dans le séisme de Boumerdès 2003 (Kebaili, 2009)

I.4 Notions sur la conception en zone sismique

La construction parasismique vise à développer des méthodes de génie civil qui permettent aux structures de résister de manière adéquate afin de réduire les dommages non structuraux et d'éviter les dommages structuraux. Le RPA99 (RPA99, 2003) fixe ces objectifs de protection parasismique dans ce qui suit en présentant quelques points essentiels sur les objectifs de comportement parasismique :

I.4.1 Forme en plan

I.4.1.1 Simplicité en plan

Il est indéniable que la forme des constructions est l'un des aspects architecturaux les plus cruciaux. En règle générale, la sélection est basée sur les limites d'emplacement sur le site, les règles des plans d'occupation des sols, la forme du terrain, le plan à respecter et les préférences personnelles de l'architecte ou du constructeur (Zacek, 1996). Lors d'un premier regard, les exigences de conception parasismique peuvent sembler être une contrainte architecturale limitante. Il est important de chercher des structures aussi simples et symétriques que possible dans les zones sujettes à des risques sismiques, à la fois en plan et en élévation. Il existe de nombreuses réalisations esthétiques réussies qui démontrent cependant la possibilité d'une architecture parasismique de haute qualité. La résistance aux séismes est une information supplémentaire qui doit être prise en compte dès le début de la conception.

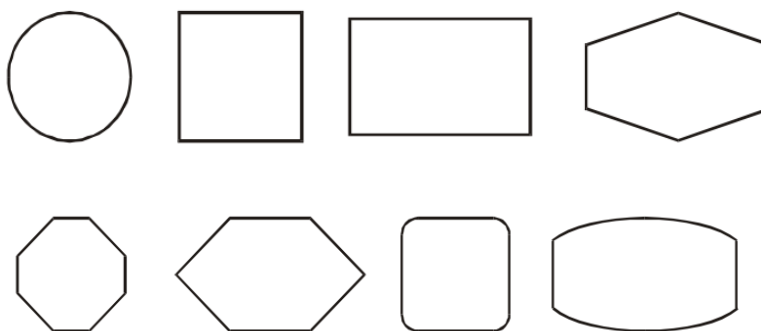


Figure I.5 : Formes favorables de conception en plan des bâtiments (le cas le plus favorable ; plans simples à 2 axes de symétrie) (Zacek, 1996)

I.4.1.2 Symétrie en plan

La symétrie d'un plan avec deux axes ou plus tend à réduire considérablement la torsion de l'axe vertical. Ainsi, un plan circulaire ou carré est considéré comme le plus avantageux (Filiatrault, 1996). En revanche, les constructions en forme de L, T, U, V ou Z ont une résistance à la torsion beaucoup plus faible que les constructions symétriques et compactes (Simha, 2007). De plus, en raison des différences de rigidités transversales et longitudinales, des concentrations de contraintes considérables sont inévitables à la jonction des ailes. En effet, lorsque les ailes d'un bâtiment tournent dans une direction spécifique, elles ne tourneront pas à la même fréquence, ce qui entraîne des efforts importants sur le noyau commun, en particulier autour des angles rentrants. Lorsque les ailes ne sont pas de la même hauteur, le problème devient encore plus sérieux. Cependant, la parfaite symétrie géométrique des constructions basées sur deux axes ne garantit pas l'absence de torsion. Elle facilite la réalisation.

Selon Milon Zacek (Zacek, 1996), la symétrie du système porteur et du contreventement est essentielle pour assurer un comportement dynamique adéquat de la construction. Il est à noter qu'une conception astucieuse de la structure peut parfois corriger les inconvénients d'une dissymétrie géométrique. Au moyen de la mise en place des éléments résistants rigides à des endroits adéquats, le processus vise à faire correspondre le centre des masses au centre des rigidités. La construction sera alors symétrique dans sa dynamique.

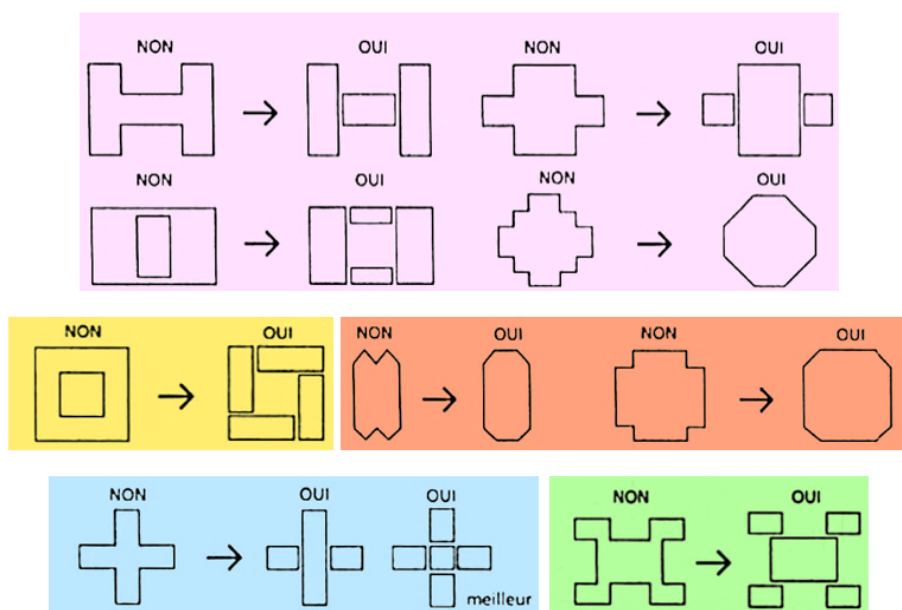


Figure I.6 : Diverses solutions pour remédier au problème des angles rentrants (Zacek, 1996).

I.4.2 Forme en élévation

I.4.2.1 Symétrie et simplicité en élévation

Les oscillations différentielles sont causées par des formes d'élévation irrégulières. Les composants d'un bâtiment ayant un volume ou une hauteur différente peuvent bouger à des fréquences différentes et les éléments les reliant peuvent être soumis à des pressions opposées, ce qui peut causer des dommages importants (Amar KASSOUL, 2015). Les mouvements différentiels provoquent des concentrations de contraintes en pied des retraits (angles rentrants) plus élevées lorsqu'il y a un retrait significatif.

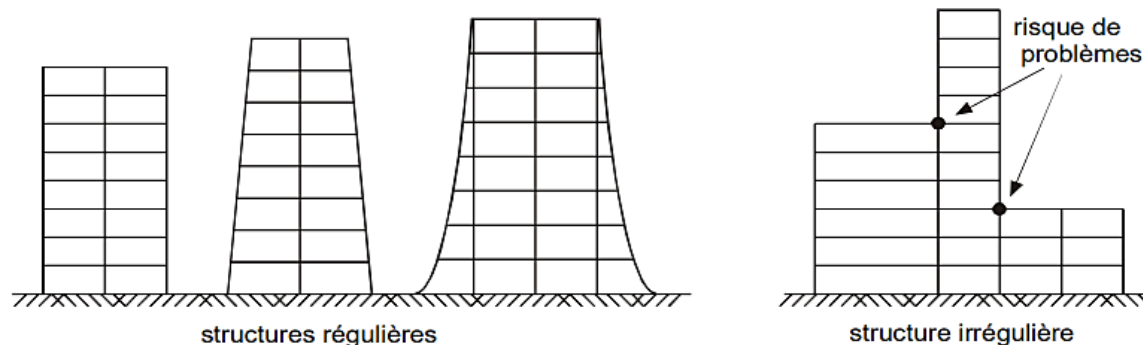


Figure I.7: Régularité en élévation (Amar KASSOUL, 2015)

I.4.3 Critères de régularité selon RPA99

I.4.3.1 Régularité en plan

Les critères suivants doivent être appliqués pour classer chaque bâtiment ou structure en fonction de sa configuration en plan ou en élévation, qu'elle soit régulière ou irrégulière. (RPA99, 2003) :

- Il est nécessaire que le bâtiment ait une configuration relativement symétrique à deux directions orthogonales, tant pour la répartition des rigidités que pour celle des masses.
- La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique envisagée à chaque niveau et pour chaque direction de calcul.
- Le bâtiment doit avoir une forme compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

- La dimension totale du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- La rigidité des planchers doit être adéquate par rapport aux contreventements verticaux afin d'être considéré comme indéformable dans leur plan. Dans cette situation, la superficie totale des ouvertures de plancher doit être inférieure à 15% de celle de celui-ci.

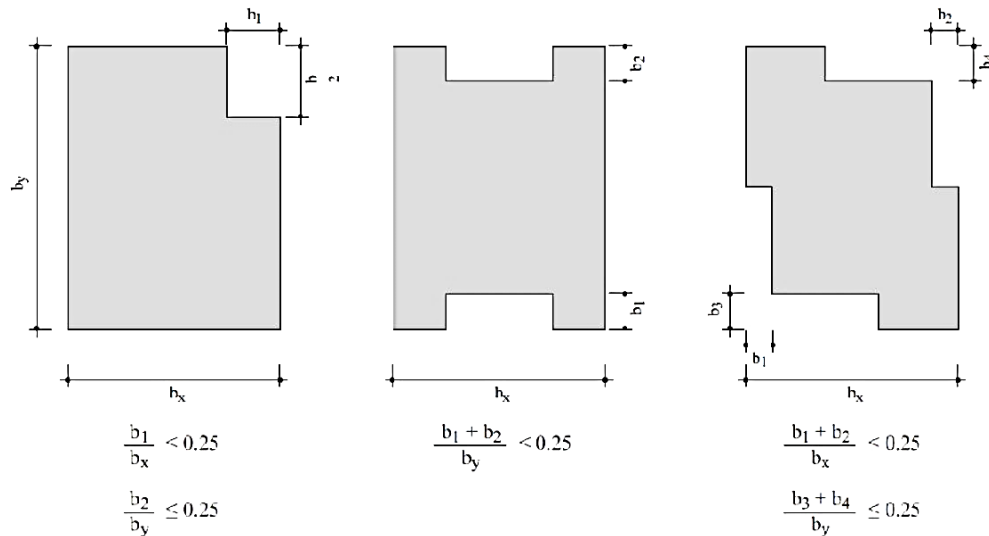


Figure I.8 : Limites de décrochements en plan (RPA99, 2003)

I.4.3.2 Critères de régularité en élévation

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

- 1) Il est important que le système de contreventement ne comprend pas d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la bâtière.
- 2) La raideur et la masse des différents niveaux restent inchangées ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment, respectivement.
- 3) Dans chaque direction de calcul, il est important que le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne dépasse pas 25%.
- 4) Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Cependant, au dernier étage, il est possible que les éléments d'ouvrage, tels que les buanderies, les salles de machines d'ascenseurs, etc., ne respectent pas les règles 3 et 4 et doivent être calculés en respectant les règles relatives aux éléments secondaires.

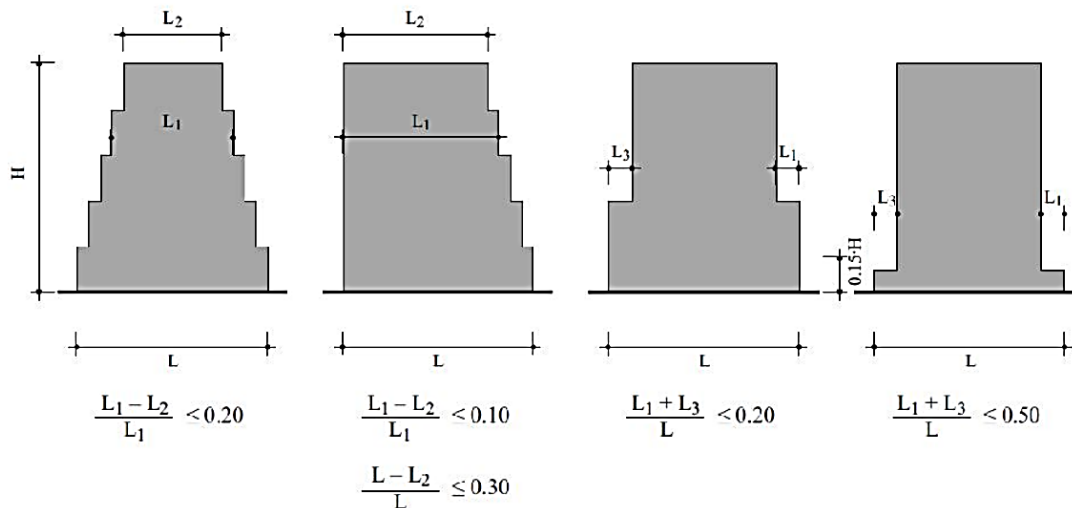


Figure I.9 : Limites des décrochements en élévation

- Un bâtiment est considéré comme régulier en plan lorsqu'il respecte tous les critères de régularité en plan (1 à 4). En revanche, si l'un de ces critères n'est pas rempli, il est considéré comme irrégulier dans le plan.
- Si tous les critères de régularité en élévation (1 à 4) sont remplis, un bâtiment est considéré comme régulier en élévation. Il est en revanche considéré comme irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas rempli.

Nota : la structure est considérée comme régulier s'il est régulier la fois en plan et en élévation.

I.4.4 Joint sismique

I.4.4.1 Caractéristiques des joints sismiques

Selon le RPA 99 (RPA99, 2003) page 52 article 5.8, les joints parasismiques doivent être :

Il est important de s'assurer que les joints soient plans, sans accroc et dépourvus de tout matériau ou objet inconnu. Leur disposition est la suivante :

- À restreindre les longueurs de bâtiments trop élevées.

- Il est nécessaire de distinguer les blocs de bâtiments ou d'ouvrages accolés qui présentent des formes et/ou des rigidités et des masses inégales.
- Pour rendre les plans de bâtiments complexes plus simples (formes en T, U, L, H, ...).

Justification de la largeur des joints sismiques

Il est nécessaire de séparer les deux blocs voisins par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} répond à la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon l'article 4.43 du RPA99 au niveau du crête du bloc le moins élevé.

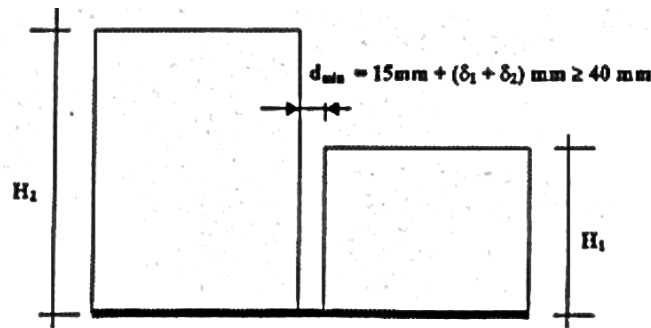


Figure I.10 : Largeur minimum du joint sismique (RPA99, 2003)

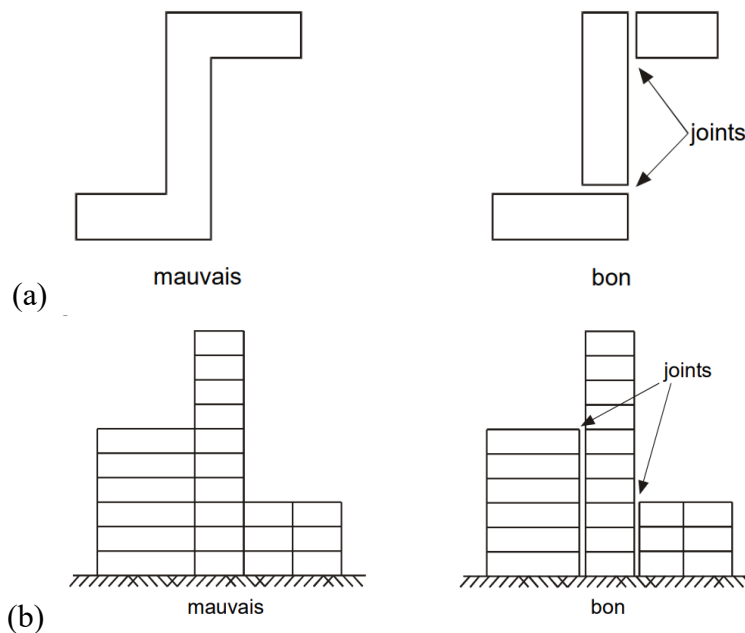


Figure I.11 : Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures (a) en plan et (b) en élévation (Amar KASSOUL, 2015)

I.4.5 Intégration des joints sismiques dans les bâtiments à variété spatiale

Les variations du sol, qui sont caractérisées par des différences dans les propriétés géotechniques telles que la composition, la densité et la cohésion, peuvent induire une réponse sismique inégale à différents endroits d'un site de construction. À travers la structure d'un bâtiment, cette hétérogénéité peut créer des contraintes sismiques disparates. En permettant le mouvement relatif entre les parties du bâtiment, l'utilisation de joints sismiques devient alors cruciale pour atténuer ces disparités. Ces joints sont placés stratégiquement pour absorber les déformations causées par les variations de sol et prévenir les dommages structurels inégaux causés par les sismiques. Dans les zones sujettes à des variations de sol importantes, les joints sismiques, tels que les joints de dilatation ou les dispositifs de glissement, assurent la stabilité et l'intégrité globales des structures parasismiques en offrant une adaptabilité nécessaire pour faire face aux conditions géotechniques spécifiques à chaque emplacement (Laib et al., 2015).

II.4.5 Niveau transparent (étage souple)

La présence de niveaux transparents sans mur de contreventement est une cause courante d'effondrement des bâtiments en cas de tremblement de terre. Étant donné que le niveau transparent est plus souple, les mouvements causés par les séismes y sont concentrés. Les poteaux subissent fréquemment des déformations latérales importantes qui peuvent être mortelles lors de séismes importants. Il est possible que leur fissuration provoque la chute du niveau.

Il est courant que ce problème survienne dans les bâtiments avec des commerces ou des parkings en rez-de-chaussée qui nécessitent de vastes ouvertures pour leurs besoins de fonctionnement ou d'exploitation. La rigidité de ces niveaux ouverts doit être équivalente à celle des autres niveaux.

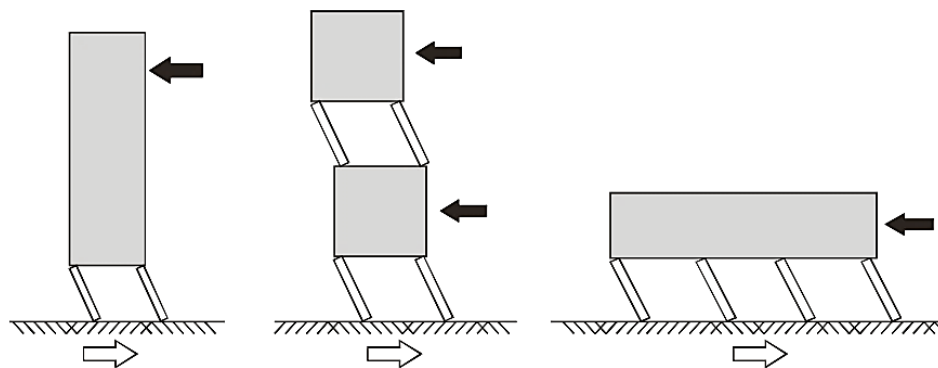


Figure I.12 : Bâtiments avec niveaux transparents (Amar KASSOUL, 2015)

I.4.4 Hauteur d'étage

Victor Davidovitch, dans son rapport, a conclu que pour certains étages d'un bâtiment qui sont plus hauts que les étages courants, ils font face au même phénomène que les étages souples, en raison de leur réduction de la rigidité. Ces niveaux sont principalement affectés par les déformations liées aux séismes, comme cela a été constaté lors du séisme de Boumerdes de 2003 et a entraîné des dégâts considérables (Victor Davidovitch, 2003).

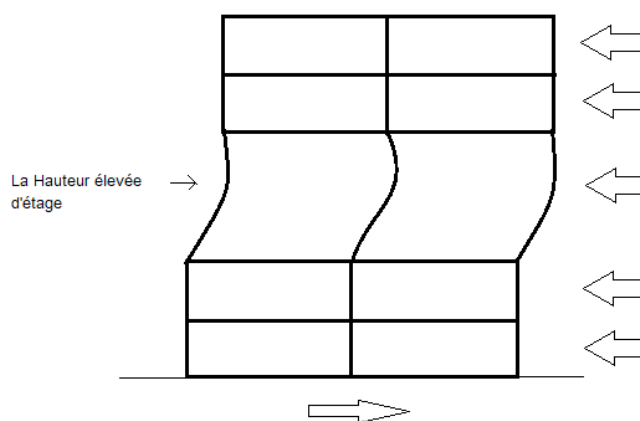


Figure I.13 : Bâtiment comportant un niveau ayant une hauteur plus grande que les autres niveaux

Par conséquent, il est préférable de rigidifier les niveaux de hauteur plus importants afin de garantir une rigidité uniforme sur toute la hauteur de la structure. La rigidité peut être obtenue en ajoutant des murs ou des palées de stabilité aux niveaux appropriés.

I.4.5 Diaphragme efficace (Le contreventement horizontale)

En règle générale, des dispositions constructives au niveau des planchers et de la toiture sont utilisées pour réaliser le contreventement horizontal. Il est garanti soit par la création d'un diaphragme, soit par la création de poutres au vent généralement obtenues par triangulation. On parle d'effet diaphragme lorsque les planchers sont suffisamment rigides pour qu'on puisse considérer qu'ils ne se déforment pas sous l'effet des forces horizontales (agissant dans le plancher), ce qui permet de faire l'hypothèse simplificatrice que ces efforts se distribuent ensuite dans les éléments de contreventement au prorata de leur raideurs.

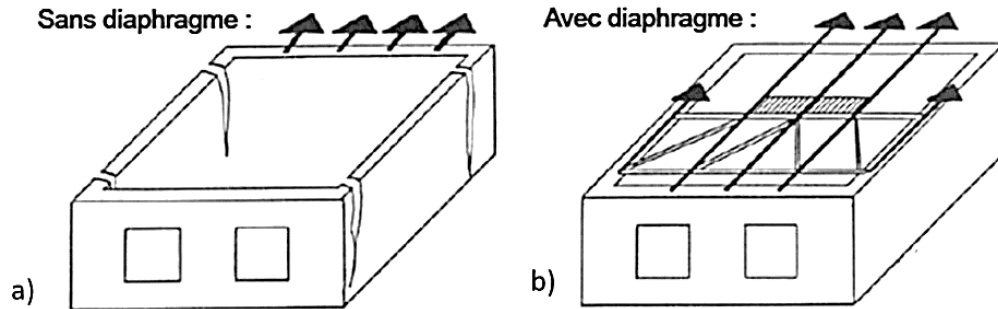


Figure I.14 : Schémas illustratifs de la conséquence de manque des contreventements horizontaux ou diaphragmes (a) et l'illustration du transfert des charges par un diaphragme ou contreventement horizontal (b).

I.4.6 L'influence de l'effet de torsion sur la disposition des voiles de contreventement

La dissymétrie des contreventements des bâtiments est souvent responsable de leur effondrement lors d'un tremblement de terre. La figure représente seulement les deux sections horizontales qui incluent les éléments de contreventement tels que les parois ou les treillis. Les colonnes, qui sont généralement disposées en grille ayant une faible rigidité horizontale par effet de cadre, ne sont pas présentes. Les colonnes doivent être capables de supporter les charges verticales tout en suivant les mouvements horizontaux de l'ensemble du bâtiment sans diminuer leur capacité portante.

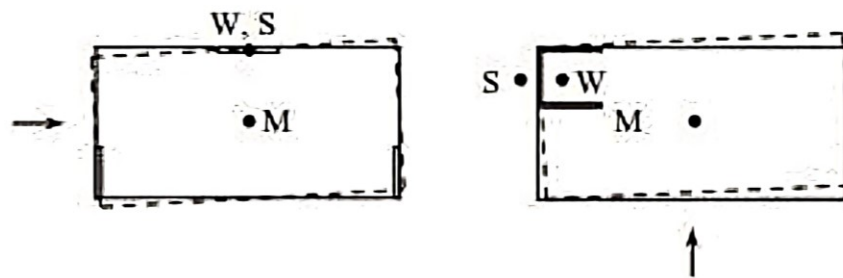


Figure I.15 : Raideur et résistance à la torsion (Amar KASSOUL, 2015)

Chaque structure, en plan, est dotée d'un centre de masse (M) (appelé aussi centre de gravité de la masse totale), d'un centre de rigidité aux efforts horizontaux W (ou encore appelé point d'application de la résultante des efforts internes résistants aux forces d'inertie horizontales selon les deux axes principaux) noté (S). Lorsqu'un séisme se produit, la structure subit une torsion autour du centre de rigidité si le centre de résistance ne coïncide pas avec le centre de masse. Le pied et la tête des colonnes, situés à une certaine distance du centre de rigidité, subissent des déplacements importants en torsion. Les charges appliquées de manière excentrique, c'est-à-dire

hors de l'alignement direct avec l'axe central de la structure, sont fréquemment responsables de ces déplacements.

Un facteur important dans l'amplification des déformations torsionnelles est cette excentricité, qui représente la distance entre le point d'application de la charge et l'axe de torsion. Par conséquent, les déplacements observés entre les colonnes qui sont éloignées du centre de rigidité montrent comment l'excentricité affecte la géométrie de la structure.

$$e_i = \pm 0.05L_i$$

Où e_i est l'excentricité accidentelle du niveau i , appliquée dans la même direction à tous les niveaux et L_i est la longueur du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique choisi.

C'est la raison pour laquelle il est nécessaire d'avoir une résistance à la torsion adéquate et que le centre de résistance soit confondu ou proche du centre de masse.

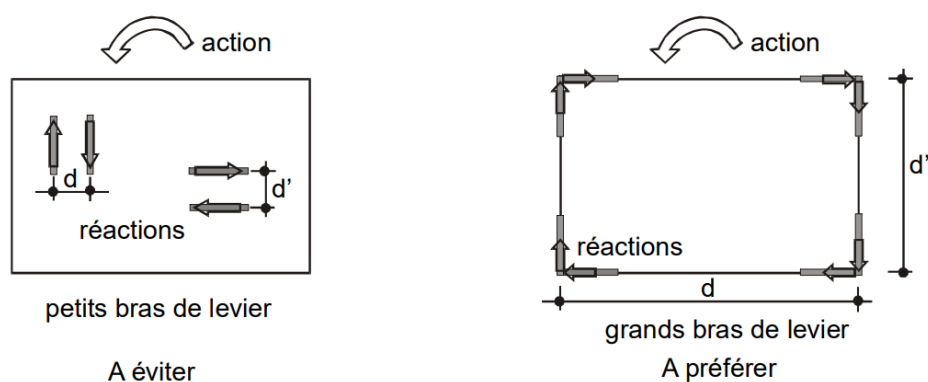


Figure I.16 : les cas favorable et défavorable pour la résistance de la structure à la torsion dans le plan horizontal.

La distance entre les éléments parallèles élevée assure une résistance à la torsion de la structure grâce à un bras de levier considérable dans le plan horizontal.

I.4.6.1 Analyse critique des configurations de murs pour la résistance à la torsion

Figure I.17 illustre la capacité des ensembles de murs à mieux résister à la torsion. Des fois, les murs porteurs ont des parois minces et une faible rigidité à la torsion. En conséquence, la résistance à la torsion des murs individuels est souvent négligée dans la conception parasismique, sauf dans le cas des sections tubulaires. Les agencements de murs présentés dans la Figure I.17 (a), (b) et (c) ne peuvent offrir une résistance adéquate à la torsion que si la résistance du mur à la force latérale

par rapport à son axe faible est significative. Ces exemples montrent des systèmes de torsion instables, comme ce n'est pas le cas.

Il est possible que les calculs des agencements de la Figure I.17 (a) et (c) ne montrent aucun décalage des forces d'inertie. Cependant, ces systèmes ne seront pas capables de résister efficacement aux torsions.

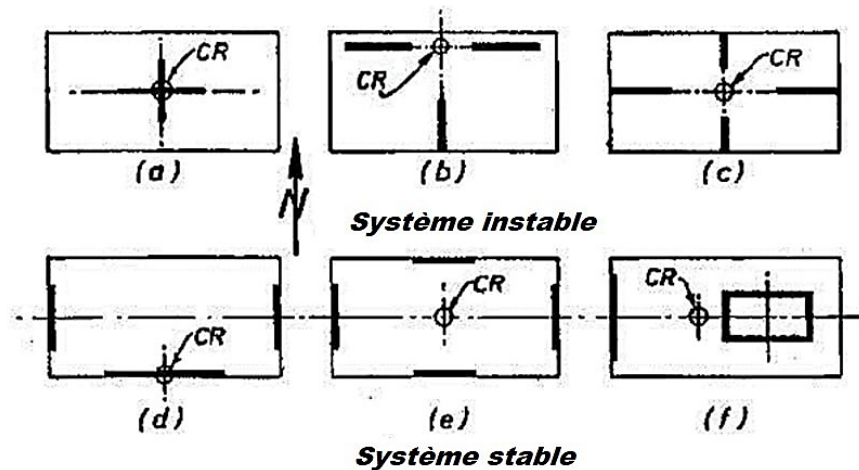


Figure I.17 : modèles de stabilité à la torsion des systèmes en voiles

Les schémas I.17 (d) et (f) montrent des configurations stables en termes de torsion. Même dans le cas de la configuration illustrée dans la Figure I.17 (d), qui est fortement excentrique par rapport à l'axe est-ouest de la force latérale, la résistance à la torsion peut être assurée de manière efficace par les actions exercées dans le plan des murs courts. Toutefois, il ne faut pas privilégier les systèmes excentriques, tels que ceux exposés dans les Figures I.17 (d) et (f), lors de la conception de bâtiments résistants aux séismes.

I.4.6.2 Incidence de la configuration architecturale sur le comportement dynamique des bâtiments

Dans le monde moderne, de nombreux bâtiments ont des configurations irrégulières en termes d'élévation et de plan, ce qui les rend plus sensibles aux forces sismiques. L'irrégularité structurelle est le principal facteur affectant la performance sismique des structures.

Cette étude explore l'interaction complexe entre la forme architecturale, la disposition des voiles et les conséquences de la torsion. Il vise à améliorer la compréhension des choix structurels dans

la conception architecturale en analysant les dispositions de voiles sur deux bâtiments de forme régulière et trois bâtiments de forme irrégulière. Ces résultats fournissent des informations importantes sur la conception précise et l'optimisation des performances des structures, promettant des améliorations majeures dans le secteur de la construction.

- **Bâtiment N° 1 :**

Le bâtiment choisi pour cette étude est une réalisation d'un bâtiment de forme rectangulaire réalisée par les étudiantes Kermia Hadjer et Sid Ahmed Menel dans le cadre de son projet de fin d'études 2023. Sous le titre "Influence de l'emplacement du Noyau central sur le comportement des bâtiments", ce bâtiment se distingue par sa forme régulière, présentant une géométrie standardisée et équilibrée. Le bâtiment à étudier est un immeuble composé d'RDC et neuf étages avec trois sous-sols. Cet ouvrage implanté à la wilaya de BOUIRA, qui est classé selon l'RPA 99 en zone IIa de moyenne sismicité (Kermia & Sid Ahmed, 2023). Les résultats tirés de cette étude dynamique se résument aux photos suivantes :

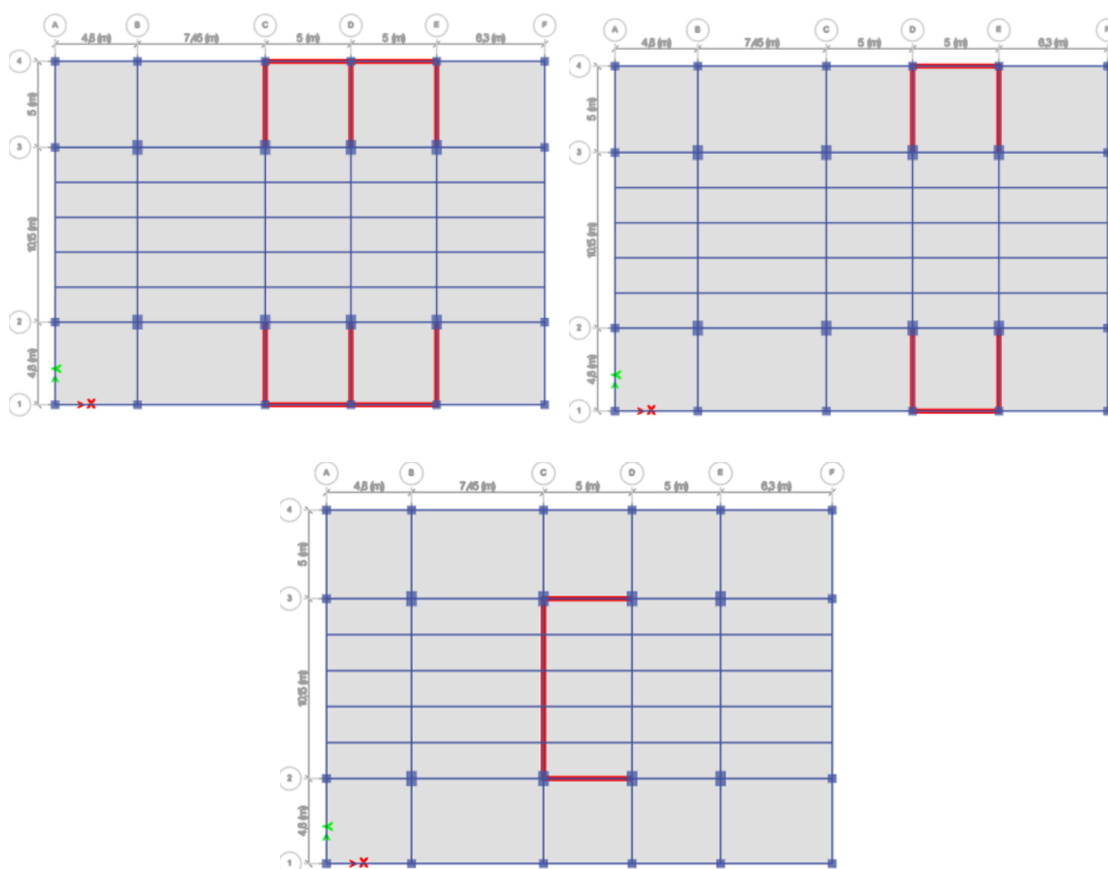


Figure I.18 : Dispositions des voiles de bâtiment N° 1.

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1: Période et participation des masses donnée par ETABS

	Modes	Période (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX (%)	Sum UY (%)
Disposition 1	1	0.80	0	0.5505	0	0	0.5505
	2	0.578	0.5961	0	0	0.5691	0.5505
	3	0.383	0.00004373	0.0033	0	0.5691	0.5538
Disposition 2	1	0.92	0.5657	0.0001	0	0.5657	0.0001
	2	0.882	0.0001	0.5485	0	0.5658	0.5485
	3	0.58	0.00002538	0.0003	0	0.5658	0.5488
Disposition 3	1	1.199	0.0002	0.2297	0	0.0002	0.2297
	2	0.999	0.5394	0.0001	0	0.5396	0.2298
	3	0.488	0.000003155	0.1761	0	0.5396	0.406

- **Bâtiment N° 2 :**

Le deuxième bâtiment est une étude réalisée par les étudiants Messaoudi Lokmane et Daou Larbi dans le cadre de son projet de fin d'études à l'Université de Mohamed El Bachir El Ibrahimi –Bordj Bou Arreridj pendant l'année 2019/2020, sous le titre "Influence des dispositions des voiles sur le comportement dynamique d'un bâtiment en R+4 a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme" (Lokmane & Daou Larbi, 2020), ce bâtiment se distingue par sa forme régulière, présentant une géométrie standardisée et équilibrée. Le bâtiment étudié est un bâtiment de RDC plus 4 étages à usage d'habitation implanté à la wilaya de BORDJ BOU-ARRERIDJ, classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa) (RPA99, 2003). Les conclusions tirées de l'étude dynamique de cette recherche se résument dans les figures suivantes :

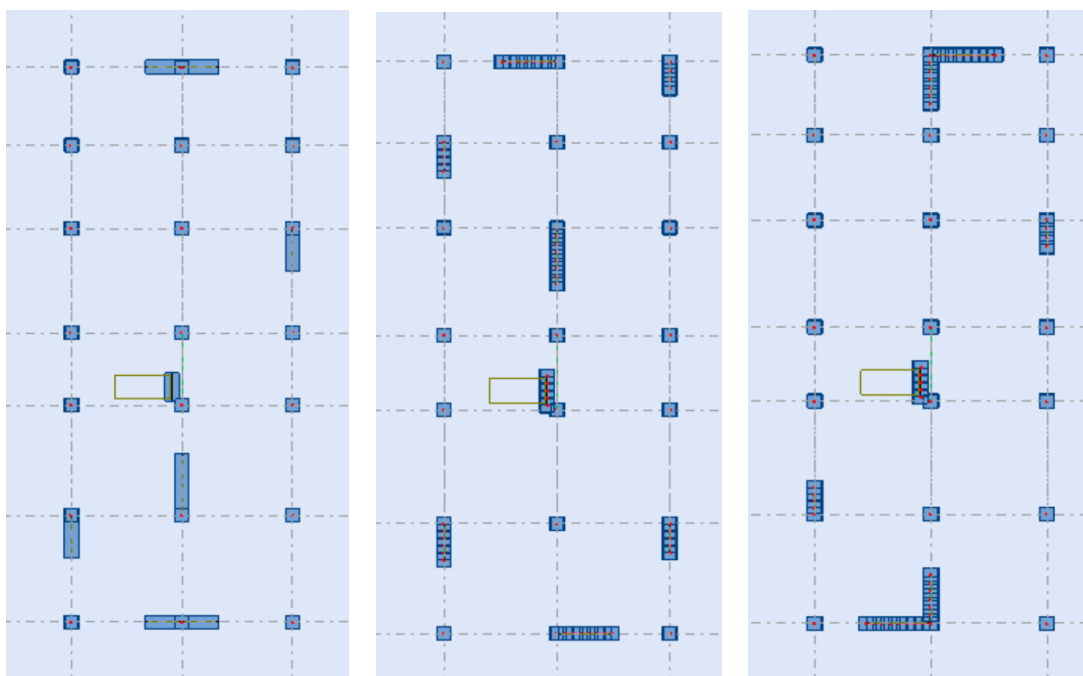


Figure I.19 : Disposition des voiles de bâtiment II

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2: Période et participation des masses donnée par ETABS

Disposition	Modes	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse Modale UZ (%)
D1	1	0.47	0.05	74.14	0.05	74.14	0
	2	0.42	74.75	74.21	74.69	0.08	0
	3	0.35	75.18	74.39	0.43	0.17	0
D2	1	0.47	0.00	74.94	0.00	74.94	0
	2	0.42	72.89	74.95	72.89	0.01	0
	3	0.35	75.93	74.19	3.04	0.23	0
D3	1	0.47	34.85	40.58	34.85	40.58	0
	2	0.40	74.90	74.08	40.05	33.50	0
	3	0.32	75.52	74.45	0.62	0.37	0

- Bâtiment N° 3 :

Le troisième bâtiment est une conception réalisée par les étudiantes Ikhlef Rania et Tazi Setti dans le cadre de son projet de fin d'études à l'université de Moulay Tahar de Saïda pendant l'année 2021-2022 sous le titre " Respect des règles parasismiques Algérienne dans la conception d'un bâtiment irrégulière R+10". Le bâtiment se distingue par sa forme irrégulière. Cet ouvrage est situé dans la province de Saïda, qui est considérée comme une zone de faible sismicité (Zone I) par le règlement parasismique algérien (RPA99, 2003). Il est classé selon l'importance du projet dans le groupe d'usage 2. Les résultats tirés de l'étude dynamique de cette recherche se résument comme suit :

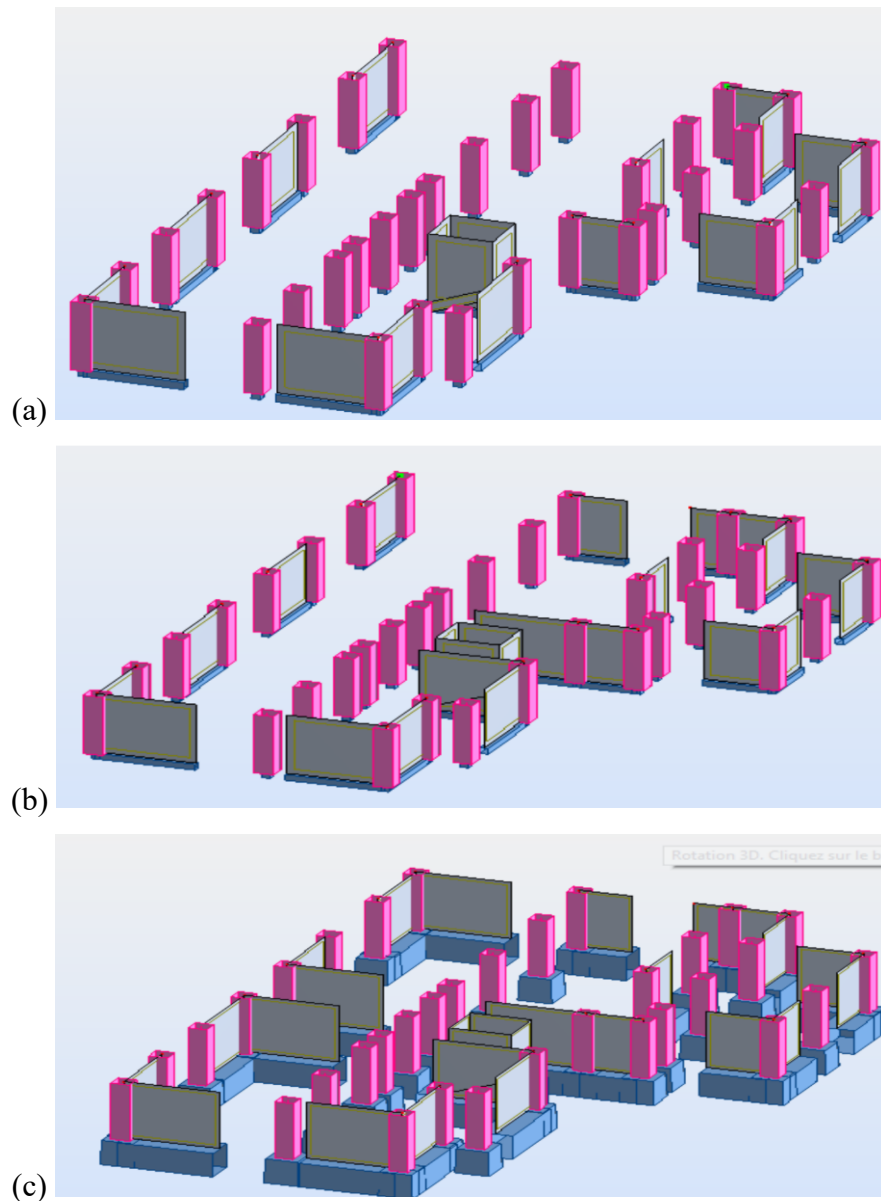


Figure I.20 : Disposition des voiles pour les différentes dispositions (a) 1^{er} disposition, (b) 2^{ème} disposition et (c) 3^{ème} disposition

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.3: Période et participation des masses donnée par ETABS

Disposition	Modes	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)
D1	1	0.90	0.00	69.35	0.00	69.45
	2	0.84	64.61	69.35	64.61	0.00
	3	0.58	67.77	69.35	3.16	0.00
D2	1	0.89	0.48	68.45	0.48	68.45
	2	0.85	68.87	68.92	68.39	0.45
	3	0.56	68.98	69.12	0.11	0.23
D2	1	0.47	1.44	57.48	1.44	57.48
	2	0.44	66.35	60.08	64.91	2.59
	3	0.36	68.36	68.30	2.01	8.23

Bâtiment N° 4 :

Le bâtiment choisi pour l'analyse est réalisé portant les étudiants Belhoula Souheyla et Benzaghba Halima dans le cadre de son projet de fin d'études à l'Université de Mohamed Essedik Ben Yahia - Jijel durant l'année 2019-2020. Sous le titre "Etude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) usage d'habitation avec un contreventement mixte". Le bâtiment R+8 étages + sous-sol, Cet ouvrage est à usage multiple. Le bâtiment est classé d'après les règles parasismiques algériennes RPA99 /version 2003, dans le groupe 2, ayant une importance moyenne (Lokmane & Daaou Larbi, 2020). L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Jijel. Les results tirées de l'étude dynamique de cette recherche se résument à :

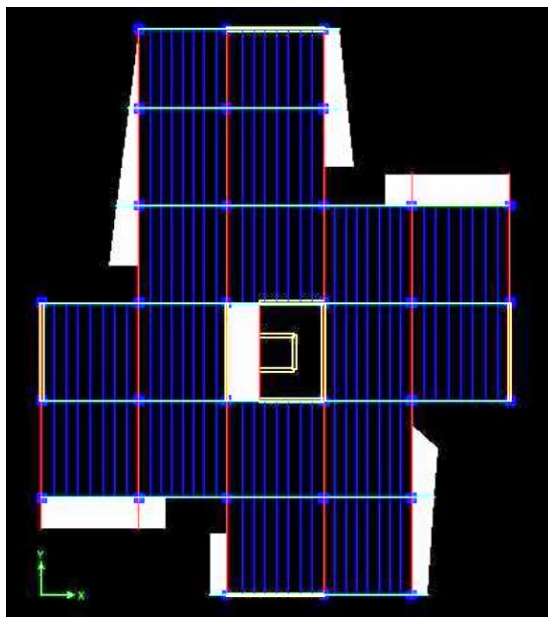


Figure I.21 : Disposition des voiles de bâtiment IV (Lokmane & Daaou Larbi, 2020).

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.4: Période et participation des masses donnée par ETABS

Mode	Période (sec)	UX	UV	UZ	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.690114	57.5564	0.0082	0	57.5564	0.0082	0.0141	96.775	0.2216
2	0.645807	0.0149	57.0437	0	57.5713	57.0519	95.9666	96.7953	0.5975
3	0.432488	0.1608	0.5533	0	57.732	57.6053	96.7279	96.8777	50.1436

Bâtiment N° 5 :

Le bâtiment choisi pour l'analyse est une construction réalisée par les deux étudiants Aouadj Abdelfateh et Daoudi Mohammed dans le cadre de son projet de fin d'études à l'école nationale polytechnique - Alger pendant l'année 2007-2008. Sous le titre "Etude d'une tour en RDC plus 14 étages et deux entre sol à usage d'habitation avec un système de contreventements mixtes". Le bâtiment à usage d'habitation est implanté à la wilaya de Annaba (une zone de moyenne sismicité ; zone IIa selon le RPA99). La vue en plan est présentée dans la figure suivante :

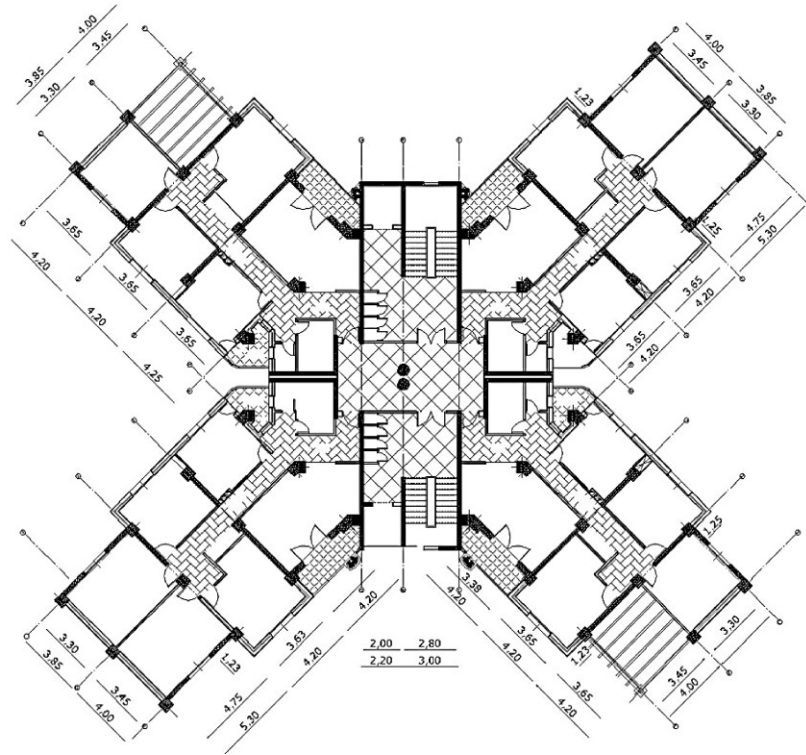


Figure I.22 : Disposition des voiles de bâtiment V

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.5: Période et participation des masses donnée par ETABS

Mode	Période (sec)	% de la masse modale suivant X	% de la masse modale suivant Y	% Cumulé de la masse modale suivant X	% Cumulé de la masse modale suivant Y
1	0.819466	0.644160	0.002330	0.64416	0.00233
2	0.693318	0.002870	0.648620	0.647103	0.650.95
3	0.687221	0.013680	0.000590	0.66070	0.65154

Discussion sur les cinq bâtiments

- La disposition des voiles dans les bâtiments est influencée par la géométrie, qu'elle soit régulière ou irrégulière, ce qui a un impact sur la complexité de la conception structurelle. Il est essentiel de mettre en place une disposition afin de garantir la stabilité et la résistance aux charges latérales, notamment en cas de séisme.
- Les voiles sont habituellement placés de manière symétrique autour de l'axe principal de la structure dans les bâtiments réguliers tels que les bâtiments 1 et 2. Grâce à cette disposition régulière, les charges latérales sont réparties de manière uniforme sur tout le

bâtiment, ce qui permet de prévenir les déformations et les torsions causées par les forces sismiques.

- Quand les voiles sont disposés de manière régulière, le centre de masse de la structure est souvent dans le même ordre que son centre de rigidité ($e \leq 5\% L_{x,y}$), ce qui réduit les effets de torsion et garantit une réponse sismique plus prévisible et maîtrisée (figures I.18 et I.19).
- D'un autre côté, dans les bâtiments irréguliers tels que les bâtiments 3 et 4, la disposition des voiles peut être asymétrique ou variée, ce qui peut provoquer une excentricité tensionnelle. Lorsque le centre de masse de la structure ne correspond pas à son centre de rigidité, cela entraîne une excentricité d'où la torsion. Cela génère une torsion (R_z) qui peut entraîner des déformations non homogènes et des concentrations de contraintes dans la structure, ce qui accroît le risque de dommages lors d'un tremblement de terre.

I.5 Effect de l'orientation du bâtiment et de l'action sismique sur la réponse sismique des structures

Dans cette section on présente l'effet de l'orientation du bâtiment et de l'action sismique sur la réponse sismique des structures à travers des études déjà réalisées. Des études précédentes ont étudié cette problématique de différentes manières, en mettant l'accent sur les mécanismes de défaillance structurelle et les modèles de comportement dynamique.

(Kostinakis et al., 2012) et (Sahi et al., 2019) ont mené deux études différentes. Dans la première étude intitulée « Importance of Orientation of Structure in Seismic Performance », ils ont étudié l'impact de l'orientation des bâtiments sur leur résistance aux séismes dans différentes zones sismiques du Népal (en général avec une sismicité élevée). Ils ont observé que l'orientation des constructions peut avoir une influence significative sur leur réaction aux tremblements de terre. Afin d'identifier les structures les plus fragiles, ils ont réalisé une modélisation de cinq structures à des angles de 0° , 30° , 45° , 60° et 90° , puis ont analysé leurs performances en ce qui concerne leurs déplacements, leurs moments de flexion et leurs forces de cisaillements.

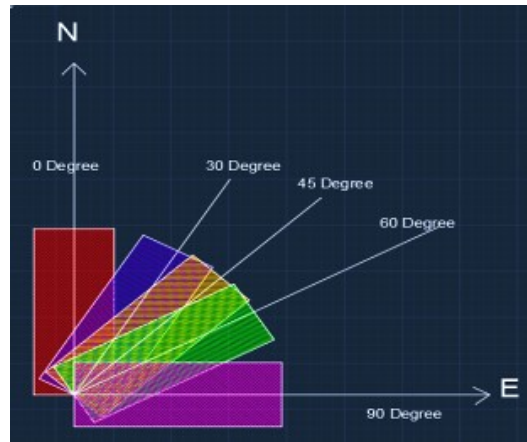


Figure I.23 : Plan du bâtiment dans des différentes orientations; 0°, 30°, 45°, 60° et 90°(Sahi et al., 2019).

L'étude comparative des résultats obtenus par l'analyse du bâtiment dans SAP 2000 conduit aux conclusions suivantes :

- a) Les résultats de la modélisation sur SAP 2000 indiquent qu'un bâtiment orienté à 0° (N-S) présente des dommages inférieurs à ceux d'un bâtiment orienté à 90° (E-W).
- b) La polarisation de l'accélération de l'édifice est profonde, et elle est plus élevée pour le bâtiment en direction de l'est et de l'ouest et la destruction augmente lorsque l'angle d'orientation augmente (c'est-à-dire 30°, 45° et 60°).
- c) L'orientation du bâtiment après l'application de la charge se manifeste directement par la déviation du sol, le déplacement nodal, le moment de flexion et de l'effort tranchant dans les éléments verticaux de bâtiment, et ces paramètres sont observés à leur maximum dans les bâtiments orientés vers l'est-ouest (90°).

La figure II.25 montre les résultats obtenus par cette étude en termes de moment de flexion (fig. I.25a) et d'effort tranchant (fig. I.25b). On voit clairement que l'orientation avec un angle 90 et 60 sont plus vulnérable et présente des valeurs plus grande que les autres directions.

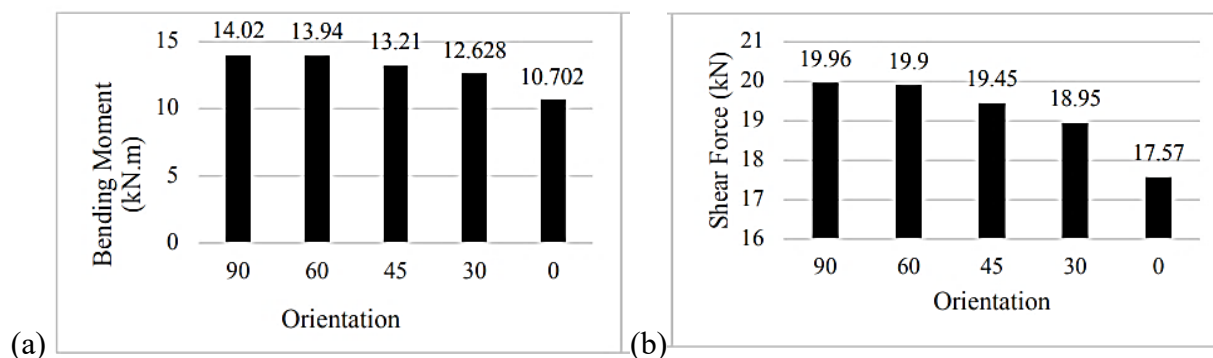


Figure I.25 : (a) Moment de flexion max, (b) force de cisaillement max pour les différentes angles d'orientation (Sahi et al., 2019).

Autre étude présentée par (Dwivedi et al., 2022; Eser Aydemir et al., 2022) dont l'objectif est d'étudier et d'analyser comment l'orientation des forces sismiques influence le comportement des bâtiments dans les zones sismiques, en examinant comment différentes orientations de la force sismique affectent le comportement dynamique des structures. Afin d'identifier les angles critiques pour différents types de bâtiments et de formuler des recommandations pour améliorer la résilience et la sécurité des constructions.

Sri Kanya et al. (2015) présentent un article sur la réponse de différentes formes de bâtiment (en H et +) avec une analyse linéaire par sismogramme orientée selon divers angles (Linear Time History Analysis, LHHA). Les trois bâtiments en RDC plus cinq étages, dont l'un est de forme régulière (forme carrée, Fig. I.27a) et les deux autres sont de forme irrégulière (forme en H et +, Fig. I.27b). L'accélération du séisme appliqué était très élevée (séisme de Northridge) et l'angle d'excitation varie de 0° à 180° avec un pas de 15° .

Les auteurs ont conclu que les bâtiments réguliers et irréguliers montre une augmentation considérable des forces maximales dans les poteaux lorsque l'accélération maximale du sol est soumise à différents angles d'incidence. En revanche, il n'y a pas de changements considérables dans le déplacement maximal des étages et l'effort tranchant maximal (voir figure I.28).

Ainsi d'après Kanya et al. (2015), les forces internes des éléments structuraux dépendent de l'angle d'incidence de l'onde sismique par rapport aux axes du plan du bâtiment. Parmi les diverses forces internes, les forces axiales des poteaux sont plus sensibles à l'angle d'incidence (voir Fig. I.29).

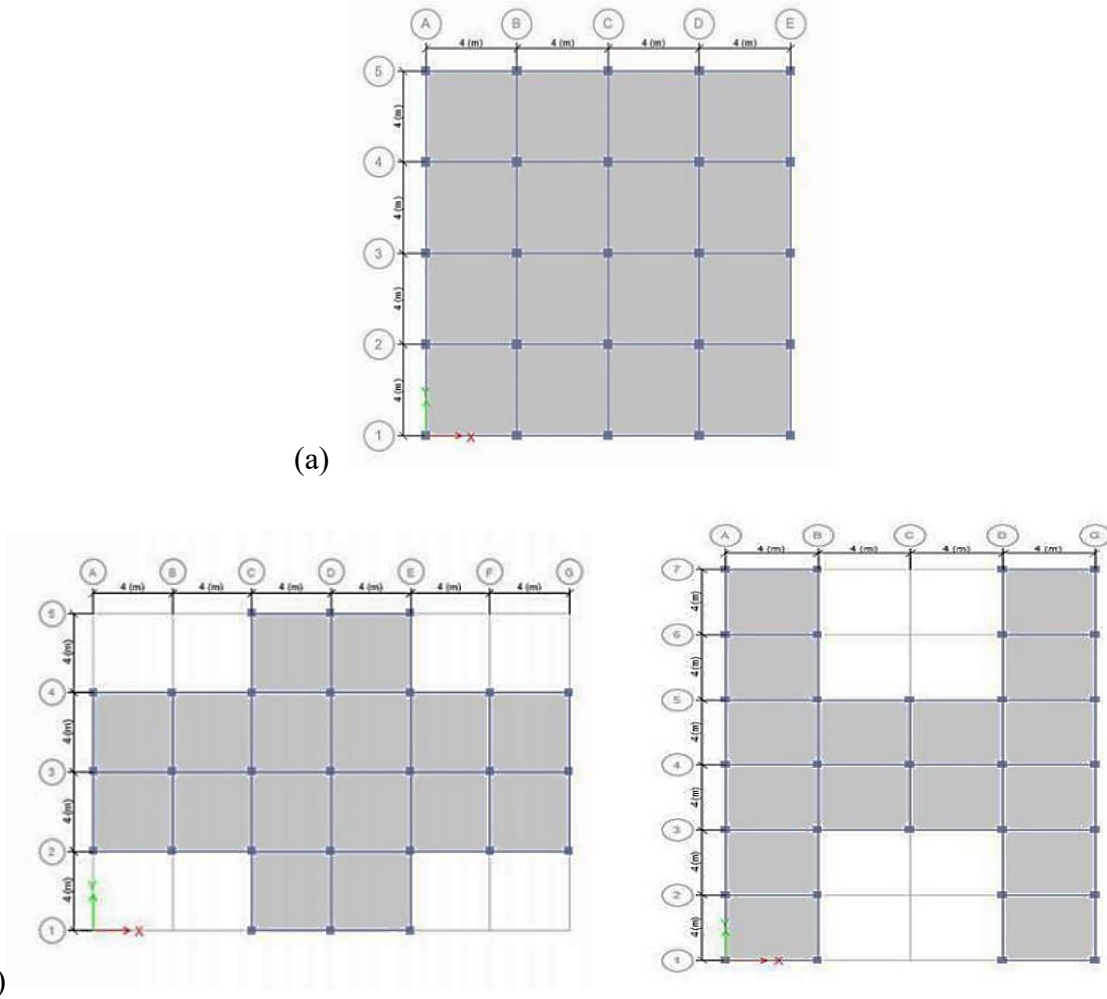


Figure I.27 : Plan des structures réalisées dans l'étude : (a) de forme régulière et (b) structure de forme irrégulière en H et + Kanya et al. (2015).

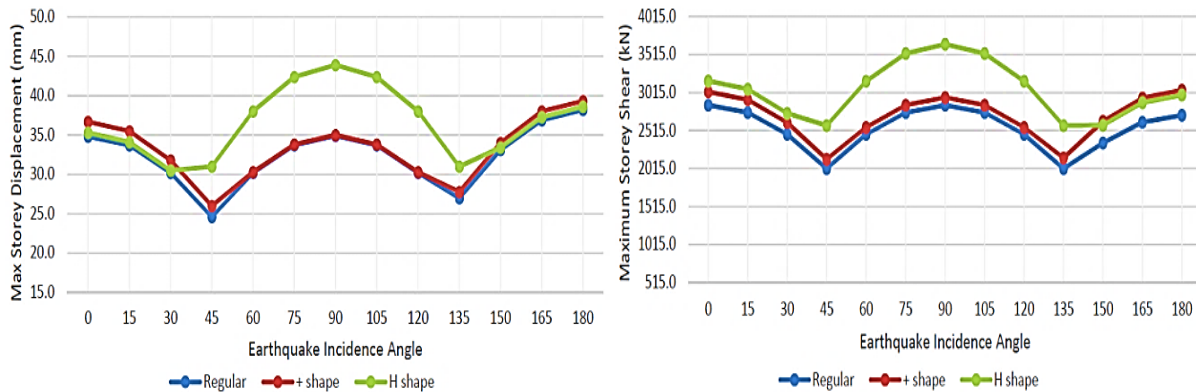


Figure I.28 : Influence du déplacement maximal sur l'angle d'incidence. Influence de l'angle d'incidence sur l'effort tranchant maximal Kanya et al. (2015).

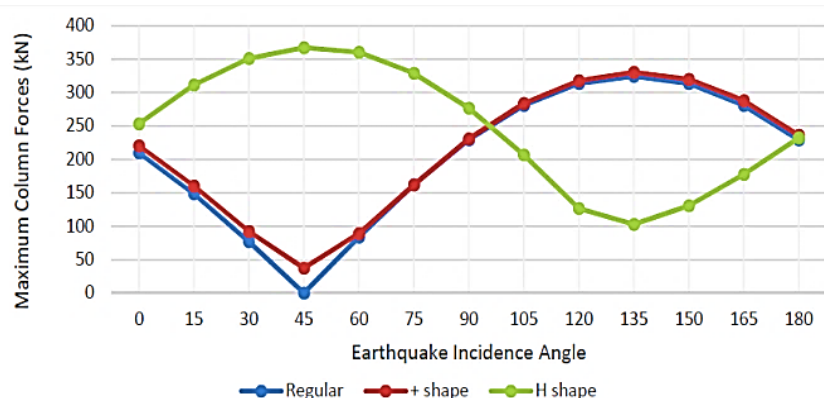


Figure I.29: Influence de l'angle d'incidence sur la force axiale maximale

En outre, pour les bâtiments réguliers et en forme de +, les forces maximales des poteaux se produisent à un angle d'incidence de 135 degrés, tandis que pour les bâtiments en forme de H, les forces maximales des poteaux se produisent à un angle de 45 degrés.

Comme conclusion, on peut en déduire que le bâtiment en forme de H est plus vulnérable aux séismes que les bâtiments en forme de + et réguliers.

I.6 Conclusion

La protection parasismique vise à créer des structures capables de résister aux effets destructeurs des sismiques. En fait, la plupart des pertes matérielles ou économiques résultent directement ou indirectement des dommages causés aux constructions et à leur contenu. La sélection d'une action sismique d'un site avec un sol adéquat pour la conception des bâtiments déduira les dommages causés par les séismes. En effet, il est essentiel aux concepteurs et aux ingénieurs de veiller sur l'exécution de projet de garantir une bonne coordination entre ingénieurs et réalisateurs sur terrain.

Comme conclusion principale issue des travaux antérieurs, les forces internes des éléments structuraux dépendent essentiellement de l'angle d'incidence de l'onde sismique par rapport aux axes du plan du bâtiment.



CHAPITRE II

PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

CHAPITRE II :

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.1 Introduction

Au cours de ce chapitre, nous présentons les perspectives globales de la structure et examinons ainsi la présentation globale de l'ouvrage et de son contexte local. Pour cela, nous exposerons les contraintes spécifiques à prendre en compte du dimensionnement de divers éléments structurels tels que les éléments principaux et les éléments secondaires.

L'étape essentielle de la conception d'un projet est le prédimensionnement, qui consiste à évaluer de manière préliminaire les dimensions et les caractéristiques des éléments structuraux de l'ouvrage en respectant les normes et les réglementations en vigueur. Ces règlements sont en particulier le règlement parasismique algérien (RPA99, 2003), le règlement techniques charges et surcharges (BC.2.2, 1988), les règles de calcul en béton armé (CBA93, 1993) et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91, 2000). Dans cette première étape, les choix conceptuels sont orientés tout en garantissant la sécurité, la durabilité, et l'efficacité économique des éléments structuraux.

II.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à faire partie d'un hôtel R+10 (rez-de-chaussée et 10 étages), ayant une forme irrégulière, implanté sur un site situé sur un axe urbain important dans la wilaya de Bouira. Cette région est classée en zone à moyenne sismicité (zone II.a) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/Version2003). Il est classé selon son importance dans le groupe d'usage 1B, car ça hauteur ne dépasse pas 48m.

Cet ouvrage est composé :

- RDC et premier étage des bureaux.
- Les autres étages ouvrage d'habitation.

II.3 Caractéristique géométrique

Les plans du bâtiment sont fournis dans l'annexe 1. On voit clairement la forme en V dans sa projection en plan.

II.3.1 Classification de l'ouvrage selon leur configuration

La vérification se fait conformément au RPA99/Version2003, article 3.5 page 33. Le détail de calcul est présenté dans la section 1.4.3 du chapitre 1.

➤ Régularité en plan

- Selon X : $\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{7.92+7.92}{40.74} = 0.388 \leq 0.25$ Condition non vérifier
- Selon Y : $\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \Rightarrow \frac{13.08+12.53}{14.70} = 1.74 \leq 0.25$ Condition non vérifier

Le bâtiment est classé irrégulier en plan.

➤ Régularité en élévation

Le système de contreventement comporte des éléments porteurs verticaux continus, Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ; Le bâtiment est classé régulé en élévation.

Conclusion : le bâtiment est considéré comme irrégulier car l'un des critères n'est pas satisfait (régularité en plan).

II.3.2 Dimensions en plan

- Largeur en plan suivant la direction X-X 40.74 m
- Longueur en plan suivant la direction Y-Y 14.70 m

II.3.3 Dimensions en élévation

- Hauteur de RDC et de premier étage 4.08 m
- Hauteur des étages courants 3.40 m
- Hauteur totale de la structure 38.76m

II.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux de construction ont une influence importante sur la résistance des structures face aux tremblements de terre. Leur choix résulte souvent d'un compromis entre divers critères tels que le prix, la disponibilité sur le terrain et la facilité d'utilisation du matériau, qui sont souvent supérieurs au critère de résistance mécanique. Cette dernière revêt une importance capitale pour les structures de grande envergure.

➤ Béton

Le béton consiste en un mélange adéquat de ciment, de granulats et d'eau, dans des proportions adéquates. Enrobant le béton avec des aciers disposés de manière à équilibrer les forces de traction ou à renforcer le béton pour résister aux forces de compression, s'il ne peut pas accomplir cette fonction par lui-même, on obtient le béton armé. Le ciment qui sera employé dans la formulation du béton est le CPA 325, dont le dosage est de 350 kg/m³. La résistance à la compression nominale du béton est de 25 MPa, prévue pour une durée de 28 jours.

➤ Acier

Le deuxième matériau employé dans le béton armé est l'acier. Le rôle de l'acier est d'absorber les forces de traction, car il est constitué de faible pourcentage de fer et de carbone. Deux types d'armatures sont utilisés dans la construction de notre projet :

- Acier haute adhérence de nuance FeE400
 - Contrainte en situation accidentelle égale $\sigma_s = 400$ MPa.
 - Contrainte en situation durable égale $\sigma_s = 348$ MPa.
 - Le module de Young des aciers égale à $E = 200000$ MPa.
- Pour les treillis soudés on utilise des aciers de nuance FeE240

II.5 Données du site

Selon la classification du RPA99, le site est classé comme un site de sol meuble, avec une contrainte du sol admissible de $\sigma = 1,5$ bars, selon le rapport géotechnique fourni par le laboratoire géotechnique, et un encrage de sol de 3,0m.

II.6 Documents réglementaires

La présente étude on respectera les règles de conception suivantes :

- Règlement Parasismique Algérienne (RPA99/Version 2003).
- Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Arme (CBA93).
- Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91 modifié 99).
- Document Technique Réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

II.7 Prédimensionnement des éléments structuraux

Les planchers sont utilisés pour séparer les divers niveaux du bâtiment. Les charges verticales sont principalement transmises aux éléments de support de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.7.1 Plancher en corps creux

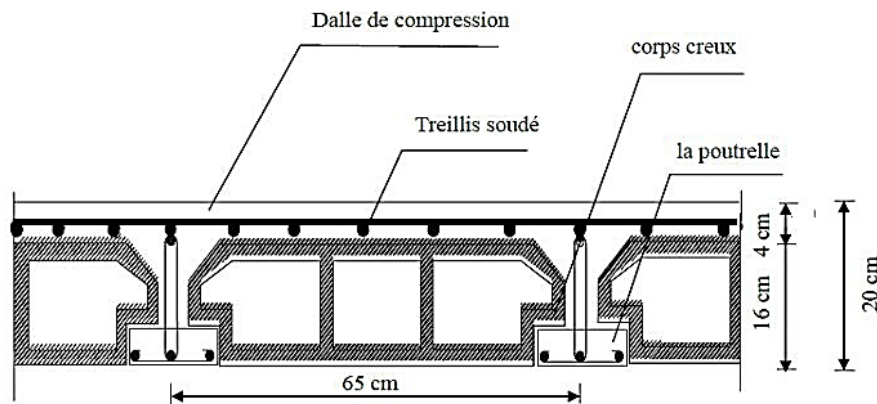


Figure II.1: Coupe d'un plancher en corps creux.

En général, l'épaisseur des planchers dépend des conditions d'utilisation plutôt que des tests de résistance. En outre, l'épaisseur des planchers est calculée en fonction des conditions suivantes :

II.7.1.1 Condition de 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.

On opte : $e = 16 \text{ cm}$.

II.7.1.2 Isolation phonique

D'après les normes CBA93 (CBA93, 1993), il est nécessaire que l'épaisseur du plancher soit supérieure ou égale à 13cm afin d'assurer une meilleur isolation acoustique. Pour cette raison, nous restreignons notre épaisseur à $e = 16 \text{ cm}$.

II.7.1.3 Résistance à la flexion

a. Plancher à corps creux

L : la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

dans notre cas $L_{max} = 395 \text{ cm}$ d'où $h \geq \frac{L_{max}}{22.5} = 17.555 \text{ cm}$

On adopte alors un plancher à corps creux de type (16+4) cm avec :

- 16 cm pour le corps creux.
- 4 cm pour la dalle de compression.

b. Dalle pleine

Il est nécessaire de vérifier les conditions en fonction du nombre d'appuis dans les cas suivants :

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$, dans notre cas $L = 391 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 11.171 \leq e \leq 13.033$$

Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$, dans notre cas $L = 395 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow 7.9 \leq e \leq 9.875$$

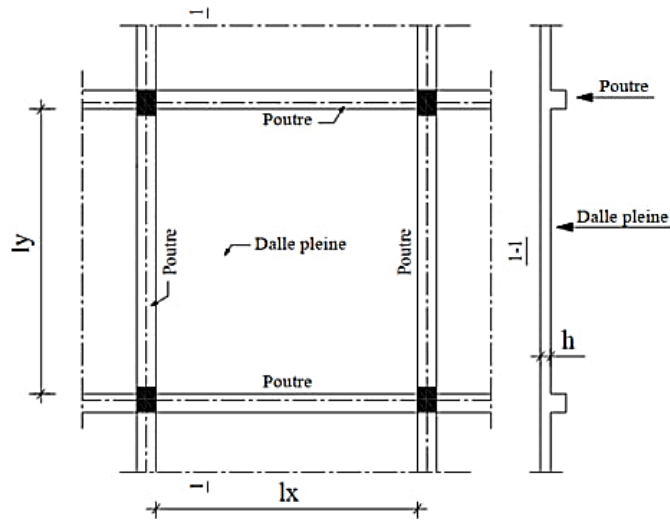


Figure II.2: Plancher en dalle pleine.

II.7.1.4 Condition de déformation

$$\frac{395}{25} \leq e \leq \frac{395}{20} \Rightarrow 15.80 \leq e \leq 19.75, \text{ alors on prend } e = 20 \text{ cm}$$

II.7.2 Pour les poutres

Les poutres sont des structures horizontales en béton armé qui ont pour fonction de transférer les charges aux poteaux en raison des charges transmises par les planchers.

Les prédimensionnements sont réalisés en utilisant des formules fournies par le BAEL91 (modifié99). Il est nécessaire que les sections trouvées respectent les exigences établies par le règlement parasismique algérien (RPA99). Le résumé des deux étapes précédentes est le suivant :

$$\begin{aligned} \text{➤ Selon BAEL91 : } & \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right. \\ \text{➤ Selon RPA99V2003 : } & \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm en zone II.a (notre cas)} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \end{aligned}$$

Avec :

- L : portée maximale de la poutre.
- h : Hauteur de la section.
- b : Largeur de la section.

II.7.2.1 Poutres longitudinales (principales)

Nous avons : L = 530cm. On remplace dans la formule : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 35.333 \leq h \leq 53$

Alors on adopte h= 45cm

Et pour la largeur de la poutre on a : $0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 36$

Donc on adopte pour b= 30cm

La section des poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

II.7.2.2 Poutres transversales (secondaires)

Nous avons : L = 395cm on remplace dans ; $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.533 \leq h \leq 39.5$

Donc on adopte h = 35cm

Et pour la largeur de la poutre on a la formule $0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 28$

On adopte une largeur égale à b= 30cm

Conclusion : on prend une section des poutres secondaires égale à $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.7.4 Prédimensionnement des voiles

Les voiles constituent des structures robustes en béton armé qui ont pour objectif d'absorber les charges et les surcharges verticales et ensuite de les transférer aux fondations. Cependant, leur principale fonction est de protéger l'ouvrage contre les charges horizontales telles que le vent et les séismes.

Les voiles en béton armé de contreventement doivent être pré-dimensionnées conformément à l'article 7.7.1 de RPA99/Version 2003. Leur taille minimale est de 15 cm. L'épaisseur doit également être calculée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Les voiles sont des éléments qui remplissent la condition : $L \geq 4e$. En l'absence de cela, les éléments sont considérés comme linéaires.

$$e \geq \max\left(\frac{he}{25}; \frac{he}{20}; 15\right) \text{ cm}$$

Avec: L la longueur du voile, e l'épaisseur du voile et h_e la hauteur d'étage

➤ Pour le RDC

$h_e = 363 \text{ cm}$, $e \geq \max(14.25; 18.15; 15) \text{ cm}$. On prend $e = 20 \text{ cm}$

➤ Pour l'étage courant

$h_e = 295 \text{ cm}$, $e \geq \max(11.80; 14.75; 15) \text{ cm}$. On prend $e = 20 \text{ cm}$

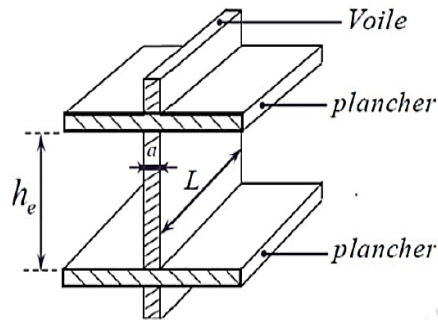


Figure II.3: Coupe de voile en élévation (RPA99, 2003).

		$e \geq h_e/25$
		$e \geq h_e/22$
		$e \geq h_e/20$

Figure II.4: Coupe de voile en plan (RPA99, 2003).

II.7.5 Evaluation des charges et surcharges

a. Planchers courants

Tableau II.1: Charge permanente due aux planchers à corps creux de niveau courant.

N°	Couche		G(KN/m ²)
1	Carrelage	2cm	0.40
2	Mortier de pose	2cm	0.40
3	Lit de sable	2cm	0.36
4	Corps creux	16+4	2.80
5	Enduit de plâtre	2	0.20
6	Cloisons		1
Charge permanente			5.16

Tableau II.2: Charge permanente due à la dalle pleine de niveau courant.

N°	Couche		G(KN/m ²)
1	Carrelage	2cm	0.40
2	Mortier de pose	2cm	0.40
3	Lit de sable	2cm	0.36
4	Dalle pleine	20cm	5.0
5	Enduit de ciment	1.5	0.27
6	Cloisons		1
Charge permanente			7.36

Charge d'exploitation sur étage coutante : $Q=1.5\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation sur RDC et le 1^{er} étage égale à $Q=2.5\text{KN/m}^2$ selon l'usage commercial de ces niveaux (BC.2.2, 1988).

Tableau II.3: Charge permanente due à la dalle sous l'axe de route de niveau RDC.

N°	Couche		G(KN/m ²)
1	Béton bitumineux	4cm	0.88
2	Gravier	6cm	1.02
3	Etanchéité	2cm	0.12
4	Dalle pleine	20cm	5.00
5	Enduit de plâtre	2cm	0.20
Charge permanente			7.22

b. Plancher terrasse

Tableau II.4: Charge permanente à la terrasse due aux plancher à corps creux

N°	Couche		G(KN/m ²)
1	Protection gravillons	5cm	1.00
2	Etanchéité	5cm	0.12
3	Forme de pente	10cm	2.20
4	Isolation thermique liège	4cm	0.16
5	Corps creux		2.80
6	Enduit de plâtre	2cm	0.20
Charge permanente			6.48

Tableau II.5: Charge permanente due à la dalle pleine du plancher terrasse.

N°	Couche		G(KN/m ²)
1	Protection gravillons	5cm	1.00
2	Etanchéité	5cm	0.12
3	Forme de pente	10cm	2.20
4	Isolation thermique liège	4cm	0.16
5	Dalle pleine	20cm	5.50
6	Enduit de plâtre	2cm	0.20
Charge permanente			8.68

La charge d'exploitation sur la terrasse inaccessible : $Q=1\text{KN/m}^2$

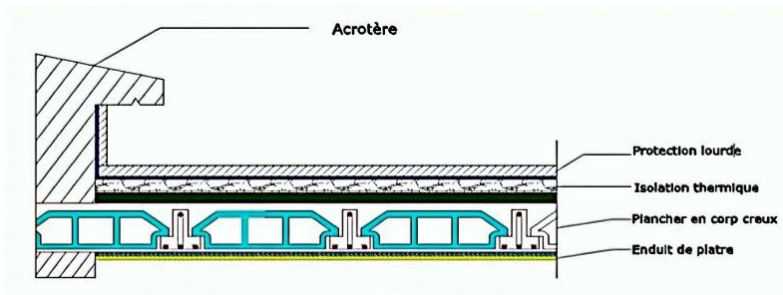


Figure II.5: Plancher terrasse.

c. Cloisons doubles : La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison).

Tableau II.6: Charge permanente due aux murs.

N°	Couche		G(KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2cm	0.2
2	Briques creuses	10cm	0.9
3	Briques creuses	10cm	0.9
4	Enduit de ciment	1.5cm	0.27
Charge permanente			2.27

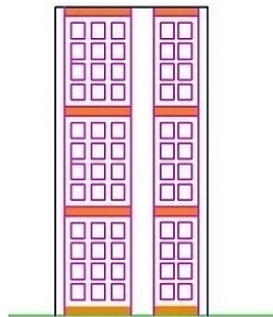


Figure II.6: Mur de maçonnerie en double cloison (15+5+10) cm

d. L'ascenseur

Trois composants sont indispensables dans l'ascenseur : le treuil de levage et sa poulie, la cabine ou la benne et le contre poids.

$$G = (P_m + P_p + P_{\text{Treuil}} + Mg) / S = 6.983 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 0.673 \text{ KN/m}^2 \text{ (Pour 7 personnes)}$$

II.7.6 Les poteaux

Les poteaux constituent des supports verticaux prédimensionnés en compression simple, qui transfèrent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils sont composés d'un poteau central et d'un poteau de rive, le choix est fait suivants poteaux les plus sollicités de la structure.

En utilisant la loi de dégression pour calculer toutes les charges d'exploitation, nous allons procéder selon les étapes suivantes :

- Évaluation des charges et des charges qui sont actionnaires à chaque type de poteau.
- Détermination de la surface supportée par chaque type de poteau.
- Et par suite, on procède à la vérification de la section choisie.

La section du poteau est calculée en se basant sur les états limites ultimes de compression du béton, selon le BAEL 91. Selon le RPA99, il est nécessaire de vérifier les dimensions du poteau à prendre pour la zone sismique IIa afin de corriger l'inégalité suivante :

$$\text{Min} (b ; h) > 25\text{cm}$$

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93, il est nécessaire que l'effort normal ultime N_u d'un poteau soit au moins égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Selon les règles BAEL91, il est recommandé de choisir la section réduite B_r :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e \cdot A}{\gamma_s \cdot B_r}}$$

Tel que :

B_r : section réduit du poteau en cm^2 , pour les poteaux carrés : $B_r = (a - 2)^2$ en cm^2

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance a la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisée $f_e = 400 \text{ Mpa}$

f_{bu} : Résistance ultime du béton $0.85 (f_{c28} / \gamma_b) = 14.167 \text{ MPa}$.

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

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs comme suit :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0.85\left(\frac{\lambda^2}{35}\right) & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Étant donné que le calcul est effectué en compression centrée, l'élanement mécanique est défini de manière forfaitaire à $\lambda = 35$, afin que toutes les armatures contribuent à la résistance. À partir de : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$B_r(\text{cm})^2 \geq 0.66N_u(\text{KN})$$

$$N_u = 1.35N_G + N_Q$$

II.7.6.1 Poteau central

On a une section de poteaux rectangulaire, la surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

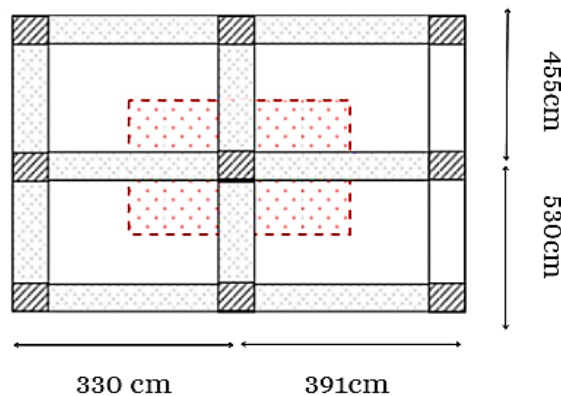


Figure II.7: Surface d'influence pour le poteau central.

La surface : $S=17.75\text{cm}^2$

Les charges permanentes reprises par le poteau central :

➤ La terrasse :

$$G_{pp} = 16.621KN \quad G_{ps} = 9.463KN \quad G_{plancher} = 115.049KN \quad G_{terrasse} = 141.133KN$$

➤ Etage courant :

$$G_{pp} = 16.621KN \quad G_{ps} = 9.463KN \quad G_{plancher} = 91.613KN \quad G_{étage\ courant} = 117.697KN$$

Le calcul des surcharges d'exploitation reprises par le poteau rectangulaire le plus chargé est réalisé en utilisant la loi de dégression :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Tableau II.7 : Descente des charges et surcharges pour le poteau central le plus sollicité.

Niveaux	G_i (KN)	N_G (KN)	Q_i (KN)	Q (cumulé)	N_Q (KN)	N_u (KN)
Terrasse	141,33	141,133	1	1	17,75	217,154
10	117,697	258,83	1,5	2,5	44,375	415,983
9	117,697	376,527	1,5	3,85	68,338	610,818
8	117,697	494,224	1,5	5,05	89,637	801,657
7	117,697	611,921	1,5	6,1	108,275	988,505
6	117,697	729,618	1,5	7	124,25	1171,359
5	117,697	847,315	1,5	7,75	137,562	1350,218
4	117,697	965,012	1,5	8,5	150,875	1529,078
3	117,697	1082,709	1,5	9,25	164,187	1707,937
2	117,697	1200,406	1,5	10	177,5	1886,798
1	117,697	1318,102	2,5	12,13	215,307	2102,398
RDC	117,697	1435,8	2,5	13,5	239,625	2297,767

Le calcul de la section du poteau sera effectué en utilisant la formule (BAEL91), en augmentant de 10% l'effort normal pour les poteaux centraux situés sous une poutre à deux travées. Le tableau suivant présente les résultats de calcul des sections :

Tableau II.8: Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux centrales.

Niveaux	N_u (KN)	$1, 1N_u$ (KN)	B_r (cm ²)	a (cm ²)	$a_{adopté}$ (cm ²)	Vérification
Terrasse	217,154	238,869	157,653	14,555	----	----
10	415,983	457,581	302,003	19,378	25X25	CV
9	610,818	671,899	443,45	23,058	25X25	CV
8	801,657	881,822	582,002	26,124	30X30	CV
7	988,505	1087,355	717,654	28,789	30X30	CV
6	1171,359	1288,494	850,406	31,161	35X35	CV
5	1350,218	1485,239	980,257	33,309	35X35	CV
4	1529,078	1681,985	1110,11	35,213	40X40	CV
3	1707,937	1878,73	1239,961	37,213	40X40	CV
2	1886,798	2075,477	1374,488	39,074	45X45	CV
1	2102,398	2312,637	1531,547	41,134	45X45	CV
RDC	2297,767	2527,543	1673,869	42,912	50X50	CV

II.7.6.2 Poteau de rive

On a une section de poteaux rectangulaire, la surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

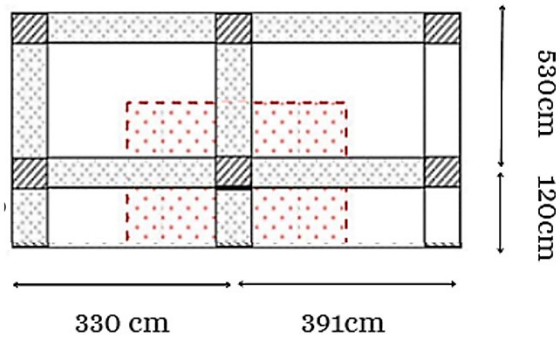


Figure II.8: Surface d'influence pour le poteau de rive

La surface : $S = 13,879 \text{ m}^2$

Les charges permanentes reprises par le poteau central :

➤ La terrasse :

$$\begin{array}{l}
 G_{pp} = 10.968KN \\
 G_{ps} = 9.463KN \\
 G_{plancher\ cors\ creux} = 61.903KN \\
 G_{plancher\ dalle\ pleine} = 18.774KN \\
 G_{terrasse} = 101.108KN
 \end{array}$$

➤ Etage courant :

$$\begin{array}{l}
 G_{pp} = 10.968KN \\
 G_{ps} = 9.463KN \\
 G_{plancher\ cors\ creux} = 49.293KN \\
 G_{plancher\ dalle\ pleine} = 15.919KN \\
 G_{étage\ courant} = 85.643KN
 \end{array}$$

Les charges d'exploitation supplémentaires reprises par le poteau de rive le plus chargé sont déterminées en utilisant la loi de dégression :

Tableau II.9: Descente des charges et surcharges pour le poteau de rive le plus sollicité.

Niveaux	G_i (KN)	N_G (KN)	Q_i (KN)	Q (cumulé)	N_Q (KN)	N_u (KN)
Terrasse	101,108	101,108	1	1	11,716	154,096
10	85,643	186,751	1,5	2,5	29,29	296,048
9	85,643	272,394	1,5	3,85	45,106	435,39
8	85,643	358,037	1,5	5,05	59,165	572,097
7	85,643	443,68	1,5	6,1	71,467	706,168
6	85,643	529,323	1,5	7	82,012	837,604
5	85,643	614,966	1,5	7,75	90,799	966,402
4	85,643	700,609	1,5	8,5	99,586	1095,201
3	85,643	786,252	1,5	9,25	108,373	1223,999
2	85,643	871,895	1,5	10	117,16	1352,798
1	85,643	957,538	2,5	12,13	142,115	1505,848
RDC	85,643	1043,181	2,5	13,5	158,166	1645,543

Les résultats de calcul des sections des poteaux de rive sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.10: Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux de rive.

Niveaux	N_u (KN)	$1,1N_u$ (KN)	B_r (cm^2)	a (cm^2)	$a_{adopté}$ (cm^2)	Vérification
Terrasse	154,096	169,475	111,853	12,576	----	----
10	296,048	325,652	214,93	16,660	25X25	CV
9	435,39	478,929	316,093	19,779	25X25	CV
8	572,097	629,306	415,342	22,379	30X30	CV
7	706,168	776,784	512,677	24,642	30X30	CV
6	837,604	921,364	608,1	26,659	35X35	CV
5	966,402	1063,042	701,607	28,487	35X35	CV
4	1095,201	1204,721	795,115	30,197	40X40	CV
3	1223,999	1346,398	888,623	31,809	40X40	CV
2	1352,798	1488,077	982,131	33,338	45X45	CV
1	1505,848	1656,432	1096,974	35,120	45X45	CV
RDC	1645,543	1810,097	1198,739	36,622	50X50	CV

II.8 Conclusion

Les prédimensionnements des différents éléments de notre structure sont réalisés dans ce chapitre en utilisant des formules fournies par les règles de conception, à savoir RPA, BAEL91 et CBA. En outre, il est nécessaire de vérifier les conditions exigées par le RPA99 pour les sections trouvées. Après avoir effectué un prédimensionnement des différents éléments qui composent notre structure, nous allons vérifier les résultats obtenus dans les chapitres suivants.



CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS NON PORTEURS DE LA STRUCTURE

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS NON PORTEURS DE LA STRUCTURE

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux, comme les planchers, les escaliers, l'acrotère et les balcons, ne font pas partie du système de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait selon le processus suivant : dimensionnement, évaluation des charges sur l'élément, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour maintenir les charges appliquées. Les mesures sont effectuées en se conformant au règlement BAEL91 et au règlement parasismique algérien RPA99.

III.2 Etude de l'acrotère

L'acrotère est une composante supplémentaire de la structure. Il crée une paroi qui empêche toute chute. Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du sol de la terrasse. Selon sa configuration, l'acrotère subit une flexion composée en raison des charges suivantes :

- Une force verticale normale due à son poids propre (G).
- La main courante entraîne un effort latéral (Q).
- La force sismique horizontale F_p qui affecte l'acrotère.

On considère que la fissuration est préjudiciable (acrotère exposé aux intempéries). Le calcul est effectué pour une bande de 1 mètre de largeur avec les dimensions suivantes :

- Largeur $b = 100\text{cm}$
- Hauteur $H = 60\text{cm}$
- Epaisseur $e = 10\text{ cm}$

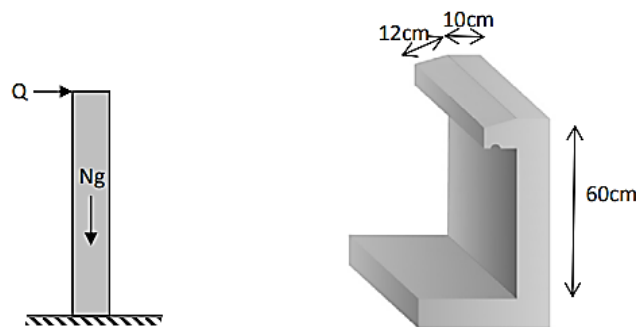


Figure III.1: les dimensions et sollicitation de l'acrotère

III.2.3 Vérification au séisme

Selon l'article 6.2.3 du RPA99 (RPA99 2003), les forces horizontales de calcul F_p qui affectent les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées en utilisant la formule suivante

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (F_p \leq 1.5Q)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

A=0.15 (zone : IIa ; groupe d'usage : 2)

C_p : Facteur de force horizontale

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids de l'élément considéré

$W_p = 1.76\text{KN}$

D'où :

$F_p = 0.845\text{KN/ml} \leq 1.5\text{KN/ml}$ Condition vérifier

III.2.2 Evaluation des sollicitations de calcul

a) Charge permanente

$S = 0.0702\text{m}^2$

$G = \rho_{\text{béton}} \times S = 1.76\text{KN/ml}$

b) Charge d'exploitation

$Q = 1\text{KN/ml}$

L'évaluation des sollicitations de calcul sera réalisée dans la partie dangereuse, c'est-à-dire la partie où l'acrotère s'encastre sur le dernier plancher.

Le tableau ci-dessous présente les charges, les combinaisons de charges et les sollicitations obtenue pour les deux combinaisons de charge a l'ELU et a l'ELS :

Tableau III.1: Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère.

ETAT	ELU	ELS
Effort normal N (KN)	$N_u = 1.35W_p = 2.376$	$N_u = W_p = 1.76$
Moments de flexion M (kN.m)	$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9$	$M_{ser} = Q \times h = 06$
Effort tranchant V (kN/ml)	$V_u = 1.5Q = 1.5$	$V_{ser} = Q = 1$

III.2.3 Calcul de ferrailage

L'acrotère mesure 100x10 cm² et est recouvert d'un enrobage de 2 cm. Le calcul des armatures à flexion composée donne les résultats suivants :

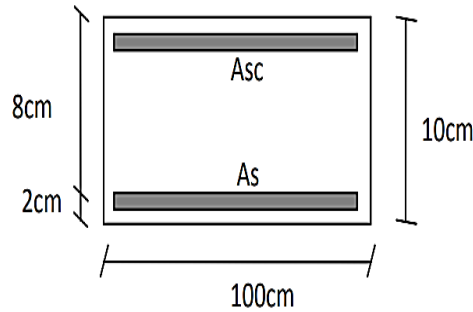


Figure III.2: Dimensions pour le calcul de ferrailage.

Tableau III.2: Résultats du ferrailage à l'ELU+ vérification à l'ELS.

ELU	Pivot		$\sigma_s(Mpa)$	$A_{sc}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ min}(cm^2)$
	A		347.8	0.00	0.43	1.21
	$\alpha = 0.015$	$\mu = 0.015$				
ELS	$\sigma_b(Mpa)$		$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_{b\ Lim}(Mpa)$	$\sigma_{s\ Lim}(Mpa)$	Axe neutre(cm)
	2.40		239.1	15	400	1.10

III.2.4 Vérification au cisaillement

La formule suivante donne la contrainte de cisaillement maximale :

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

Avec :

$$V_{max} = 1.5Q = 1.5KN$$

$$\tau_b = 0.017KN$$

Il est nécessaire que cette valeur soit inférieure à la valeur autorisée en cas de fissuration préjudiciable, avec des armatures transversales à 90°, donc :

$$\tau_{adm} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right\} = 2.5Mpa$$

$\tau_b < \tau_{adm}$: Alors le béton seul capable de reprendre l'effort tranchant.

Les calculs seront refaits en substituant Q par la valeur de Fp, comme nous l'avons fait précédemment. Nous aurons ainsi la section suivante :

$A_s = 0.43cm^2$, ce qui reste inférieur à la valeur minimale (condition de non fragilité). Ainsi, nous allons utiliser un ferrailage minimal dans les deux directions, avec une section d'armatures

transversales au moins équivalente à la moitié de la section longitudinale. Nous obtiendrons ainsi le ferrailage final suivant :

$$A_s = 2HA06 = 0.57\text{cm}^2 \text{ avec } St = 15\text{cm}.$$

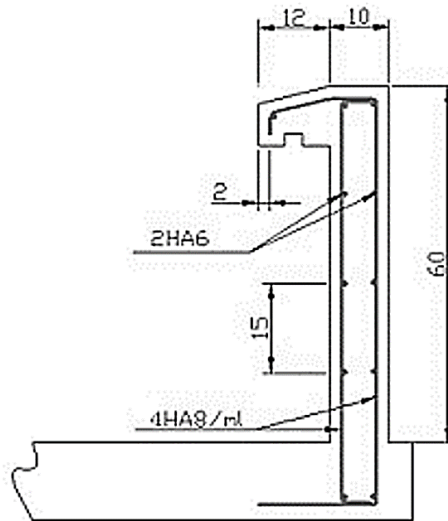


Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Etude de l'escalier

Les escaliers sont des éléments non structurels permettant de passer d'un étage à un autre. Les marches, les dalles inclinées (paillasse) et les dalles horizontales (paliers) constituent leur structure. La figure suivante présente un schéma récapitulatif des différents éléments d'escalier.

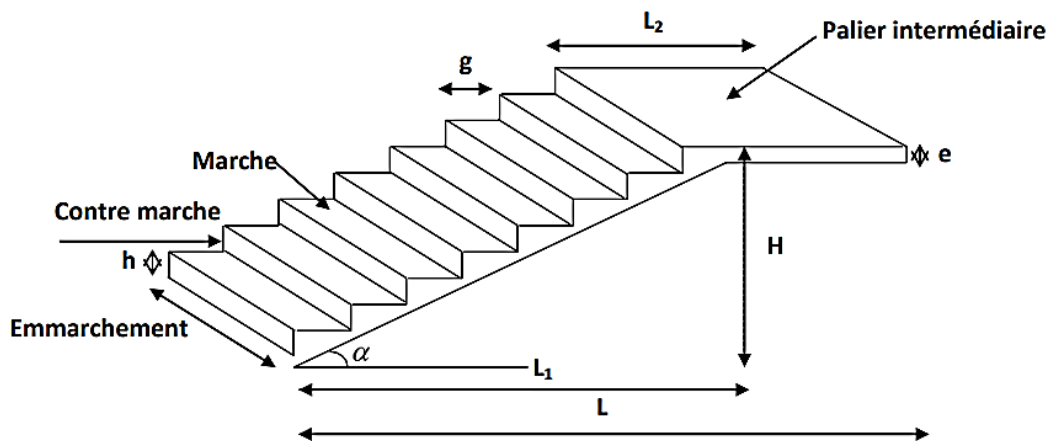


Figure III.4: Présentation des différents éléments des escaliers.

III.3.1 Dimensionnement des escaliers

Dans notre construction, il y a un seul type d'escalier :

Un escalier à deux volées va et vient le rez de chaussé ($h_e = 4.08\text{ m}$) et l'étage courant ($h_e = 3.40\text{ m}$) Pour effectuer le calcul d'un escalier, il est nécessaire de se référer aux formules suivantes :

Formule de Blondel :

$$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$$

Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche)

g : La largeur de la marche.

Il existe également deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \quad \text{et} \quad L = (n - 1) \times g$$

H : Distance entre les parties supérieures des deux étages successifs entre eux.

n : Il s'agit du nombre de contre-marches.

L : La longueur totale de la volée à l'horizontale.

Le nombre de contremarches correspondant est obtenu en fixant la hauteur du contremarche h à 17cm.

Tableau III.3: nombre de contremarches

Niveau	$h_e(m)$	Nombre de contremarche	$L = (n - 1)g$ (m)	L'inclinaison de la paillasse α
RDC	4.08	12	3.30	31.723
Etage courant	3.40	11	3.00	34.215

On trouve : $g = 30\text{ cm}$

$$60\text{ cm} \leq (n - 1) \times g \leq 66\text{ cm} \Rightarrow 60\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.2 Calcul des escaliers

III.3.2.1 Evaluation des charges

➤ **Paillasse**

Tableau III.4: charge permanente due à la paillasse d'escalier.

N°	Couche	Epaisseur(cm)	$G (KN/m^2)$
1	Carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Marche		2.13
4	Paillasse		3.87
5	Enduit De ciment	1.5	0.27
Charge permanente			7.06

➤ Palier

Tableau III.5: Charge permanente due au palier d'escalier.

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Paillasse	13	3.25
4	Enduit De ciment	1.5	0.27
Charge permanente			4.32

La charge d'exploitation sur le palier ou la paillasse est estimée à $Q = 2.5kN/m^2$.

III.3.2.4 Combinaison des charges

Le tableau ci-dessous récapitule les différentes combinaisons de charges à prendre en compte :

Tableau III.6: Combinaison des charges.

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU	ELS
Paillasse	7.06	2.5	13.28	9.56
Palier	4.32	2.5	9.58	6.82

III.3.2.3 Evaluation des sollicitations de calcul

En prenant en compte l'ensemble (paillasse et paliers) comme une poutre reposant sur deux supports simples et en prenant en compte la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée L_p , il est possible d'utiliser les lois de la RDM pour évaluer les efforts associés à la paillasse et aux paliers.

➤ Escalier RDC :

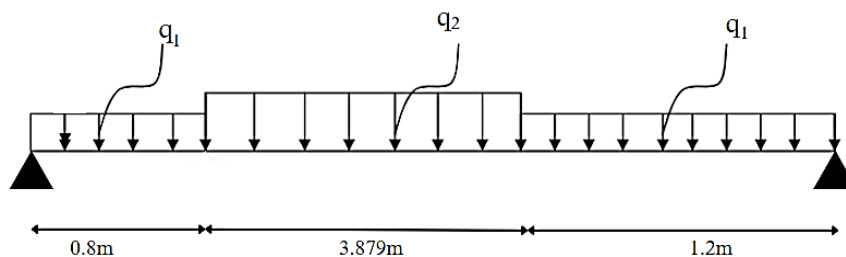


Figure III.5: Schéma statique de l'escalier de RDC.

D'après les formules de la RDM :

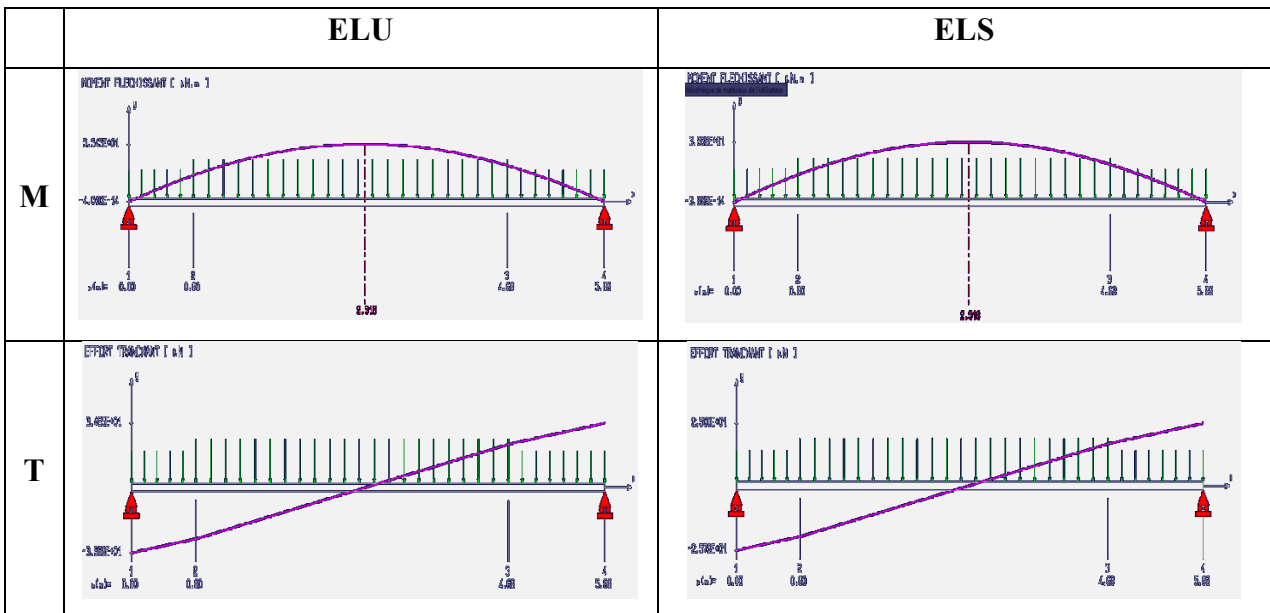
	RA(KN)	RB(KN)	Mmax(KN)	Vmax(KN)
ELU	35.826	34.849	55.440	35.835
ELS	25.382	25.341	39.880	25.720

Calcul les moments

- Moment en travée : $Mt_u = 0.85Mu = 47.124KN.m$
 $Mt_{ser} = 0.85Mser = 33.898KN.m$
- Moment sur appui : $Ma_u = 0.3Mu = 16.632 KN.m$
 $Ma_{ser} = 0.3Mser = 11.964KN.m$

Le tableau ci-dessous présente les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants, calculés à l'ELU et à l'ELS :

Tableau III.7: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS.



III.3.2.4 Calcul le ferrailage

Le ferrailage des escaliers est effectué à la flexion simple, avec un moment maximal M_t pour une section de $(100 \times 15) \text{ cm}^2$. Le tableau suivant présente les résultats obtenus :

➤ **A l'ELU**

Tableau III.8: Ferrailage d'escalier à l'ELU.

	$d(m)$	μ_{bu}	$A'(cm^2)$	$z(m)$	$A_s(cm^2)$	$A_{adt}(cm^2)$	$A_r(cm^2)$
Travée	0.135	0.182	0	0.121	11.196	7HA16=14.07	4HA10=3.14
Appui	0.135	0.064	0	0.130	3.678	7HA10=5.50	3HA10=2.36

➤ **Espacement maximal**

$$St \leq \min(3h; 33cm) = \min(45; 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$$

- En travée : $St = 15\text{ cm} \leq 33\text{ cm} \dots\dots\dots CV$
 - Sur appui : $St = 15\text{ cm} \leq 33\text{ cm} \dots\dots\dots CV$
- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63\text{ cm}^2$$

En travée : $A_{min} = 1.63\text{ cm}^2 < A_s = 12.31\text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

En appui : $A_{min} = 1.63\text{ cm}^2 < A_s = 4.54\text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

➤ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{ Mpa} \right\}$$

V_u : l'effort tranchant maximal d'après la RDM :

$$V_u = 23.240\text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.172\text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau III.9: Vérification le calcul d'escalier a l'ELS.

ELS	$y(m)$	$I(m^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{st}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{st}(Mpa)$
	0.0545	1.736×10^{-4}	12.519	15	18.492	201.633

Toutes les conditions sont vérifiées.

➤ **Pour l'étage courant**

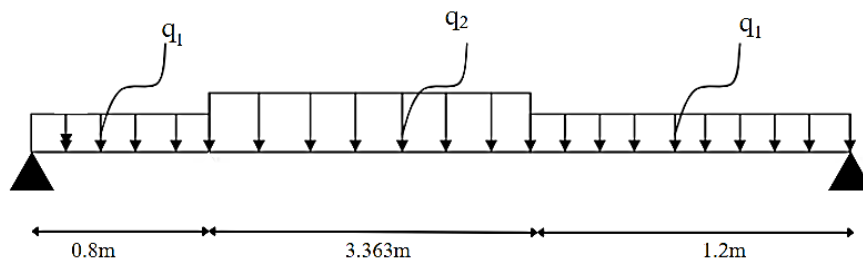


Figure III.6: Schéma statique de l'escalier.

D'après les formules de la RDM :

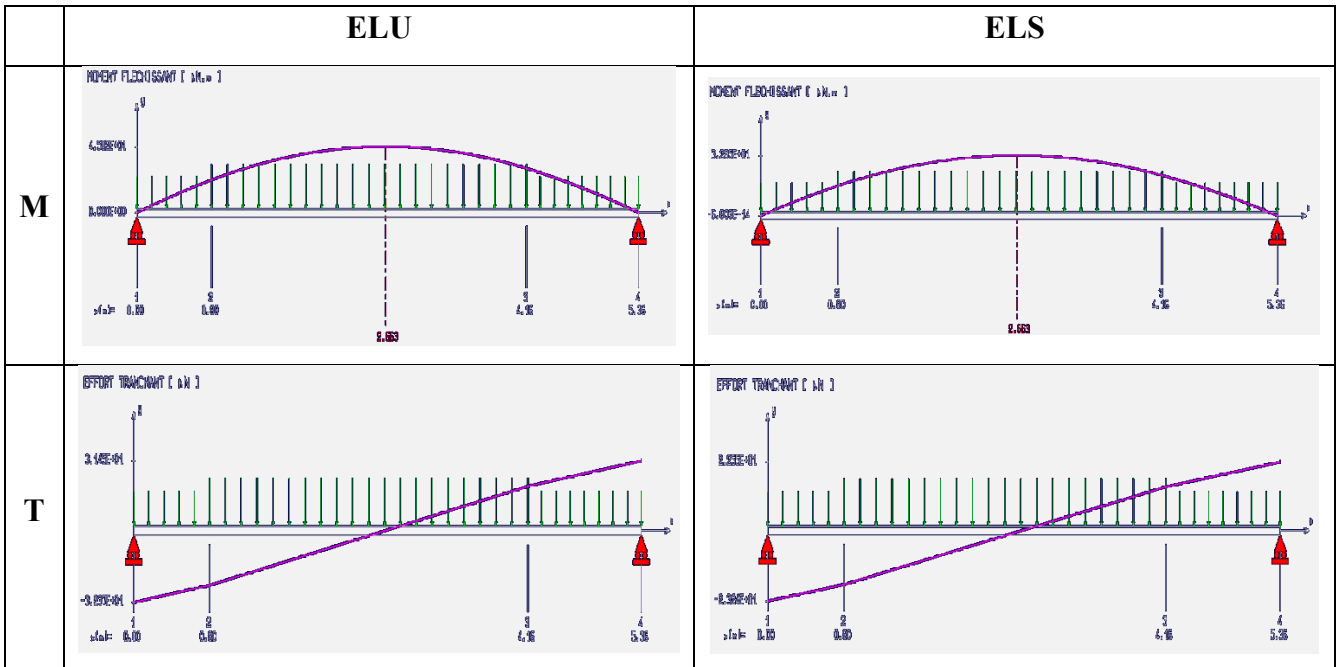
	$RA(KN)$	$RB(KN)$	$Mmax(KN)$	$Vmax(KN)$
ELU	37.623	26.201	45.820	32.238
ELS	27.668	18.122	32.950	23.240

Calcul les moments

- Moment en travée : $Mt_u = 0.85Mu = 38.947KN.m$
 $Mt_{ser} = 0.85Mser = 28.007KN.m$
- Moment sur appui : $Ma_u = 0.3Mu = 13.746 KN.m$
 $Ma_{ser} = 0.3Mser = 9.885KN.m$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants calculés à l'ELU et à l'ELS sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.10: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS.



IV.3.2.4 Calcul le ferrillage

Le ferrillage des escaliers se fait à la flexion simple avec Mt max pour une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **A l'ELU :**

Tableau III.11: Ferrailage d'escalier à l'ELU.

	$d(m)$	μ_{bu}	$A'(cm^2)$	$z(m)$	$A_s(cm^2)$	$A_{adt}(cm^2)$	$A_r(cm^2)$
Travée	0.135	0.150	0	0.123	9.103	7HA14=10.78	4HA10=3.14
Appui	0.135	0.053	0	0.131	3.016	7HA08=3.52	3HA08=1.51

➤ **Espacement maximal**

$$St \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 \times 15; 33) cm = 33cm$$

- En travée : $St = 15 cm \leq 33cm \dots\dots\dots CV$
- Sur appui : $St = 15 cm \leq 33cm \dots\dots\dots CV$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 cm^2$$

En travée : $A_{min} = 1.63 cm^2 < A_s = 9.24 cm^2 \dots\dots\dots CV$

En appui : $A_{min} = 1.63 cm^2 < A_s = 4.52cm^2 \dots\dots\dots CV$

➤ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right\}$$

V_u : l'effort tranchant maximal d'après la RDM :

$$V_u = 32.238KN$$

$$\tau_u = 0.238Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau III.12: Vérification le calcul d'escalier a l'ELS.

ELS	$y(m)$	$I(m^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{st}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{st}(Mpa)$
	0.0488	1.285×10^{-4}	12.513	15	22.103	201.633

Toutes les conditions sont vérifiées.

III.3.2.5 Schéma de ferrailage :

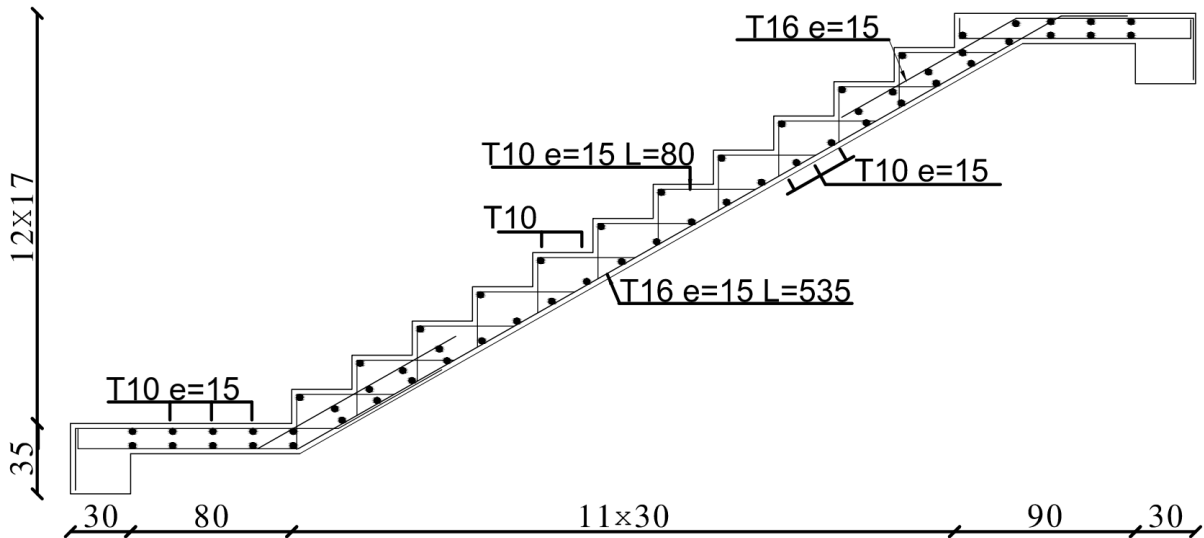


Figure III.7 : Ferrailage de l'escalier de rez de chaussée

III.4 Calcul du balcon

La dalle pleine du balcon est une plaque horizontale mince en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. La plaque est fixée à deux ou plusieurs appuis, ce qui lui permet de s'orienter dans une ou deux directions.

Le balcon est exposé à des charges permanentes G (poids propre), une charge concentrée à l'extrémité libre P représente le poids propre du garde-corps et charge d'exploitation q . le balcon est calculé de manière similaire à celle d'une console et il est ferrailé en flexion simple pour une bande de 1.0 m de dimensions ($l_x = 3.95 \text{ m} \times l_y = 1.20 \text{ m}$).

On adopte une épaisseur de dalle égale $e = 15 \text{ cm}$.

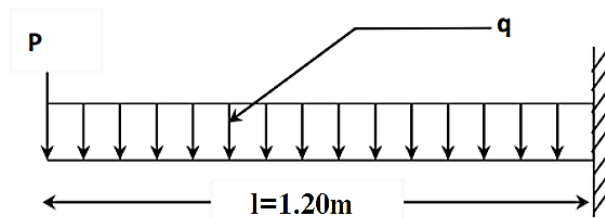


Figure III.8: Schéma statique du balcon.

III.4.1 Evaluation des charges

Pour le calcul des dalles, seules les actions verticales sont à prendre en compte (charges et surcharges). Une charge permanente (dalle pleine + revêtement) et le garde-corps (2.25 kN/m^2).

Tableau III.13: Charges et surcharges sur les balcons.

Charge permanente	Dalle pleine 15cm + revêtement	5.61[kN/m ²]
Surcharge d'exploitation		3.5 [kN/m ²]

III.4.2 Combinaison d'action

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et à l'ELS :

➤ **A l'ELU :**

$$P_u = 1.35 p \quad ; \quad q_u = 1,35G + 1,5Q$$

➤ **A l'ELS :**

$$P_{ser} = p \quad ; \quad q_{ser} = G + Q$$

III.4.3 Sollicitation de calcul

En utilisant un calcul RDM, on obtient à la section d'encastrement :

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - p_u \times l \quad ; \quad V_u = -p_u - q_u \times l$$

$$M_{ser} = -\frac{q_{ser} \times l^2}{2} - p_{ser} \times l \quad ; \quad V_{ser} = -p_{ser} - q_{ser} \times l$$

Le tableau suivant montre les résultats du calcul :

Tableau III.14: Sollicitations du balcon.

<i>ELU</i>	$p_u(KN)$	$q_u(KN)$	$M_u(KN.m)$	$V_u(KN)$
	3.037	12.823	-12.876	-18.424
<i>ELS</i>	$p_{ser}(KN)$	$q_{ser}(KN)$	$V_{ser}(KN.m)$	$V_{ser}(KN)$
	2.25	9.11	-9.259	-13.182

III.4.4 Calcul le ferrailage

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme Préjudiciable.

➤ **Calcul a l'ELU**

Tableau III.15: Ferrailage du balcon a l'ELU.

ELU	$d(m)$	μ_{bu}	$A'(cm^2)$	$z(m)$	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adt}(cm^2)$	$A_r(cm^2)$	$St(cm)$
	0.135	0.049	0	0.131	2.823	1.630	7HA08=3.52	3HA08=1.05	15

➤ Vérification a l'ELS

Tableau III.16: Vérification le calcul du balcon a l'ELS.

ELS	$y(m)$	$I(m^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{st}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{st}(Mpa)$
	0.0312	6.087×10^{-5}	4.745	15	236.836	201.633

On a $\sigma_{st} = 236.836 Mpa \geq \bar{\sigma}_{st} = 201.633 Mpa$ Condition non vérifiée

Nous adopterons $A_s = 4HA12 = 4.52 cm^2$

III.4.5 Vérification au cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{18.424 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.15} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4Mpa \right\}$$

$$\tau_u = 0.13Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \text{ Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.4.6 Schéma de ferrailage :

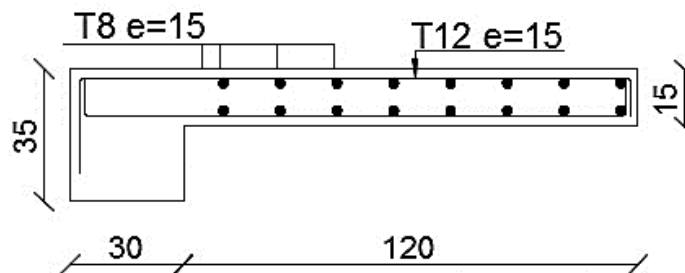


Figure III.10 : Schéma de ferrailage du balcon

III.5 Etude de plancher à corps creux

Le type de plancher de ce type est constitué d'éléments de support (poutrelle) et d'éléments de remplissage (corps creux), mesurant 16x20x45 cm³. Il est équipé d'une table de compression d'une épaisseur de 4 cm. Deux éléments seront calculés :

- Les poutrelles
- La dalle de compression

III.5.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ou mis en place en béton armé, disposés parallèlement les uns aux autres, dans le sens de la petite portée et séparés par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est crucial car elles permettent de transférer les charges verticales directement appliquées sur le plancher aux poutres principales.

III.5.1.1 Evaluation des charges

Tableau III.17: Charges supportées par les poutrelles.

Niveau du plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU $qu = (1.35G + 1.5Q) \times b$	ELS $qs = (G + Q) \times b$
Bureau	5.16	2.5	6.965	4.979
Etage courant	5.16	1.5	5.990	4.329
Terrasse	6.48	1	6.661	4.862

III.5.1.2 Sollicitations de calcul

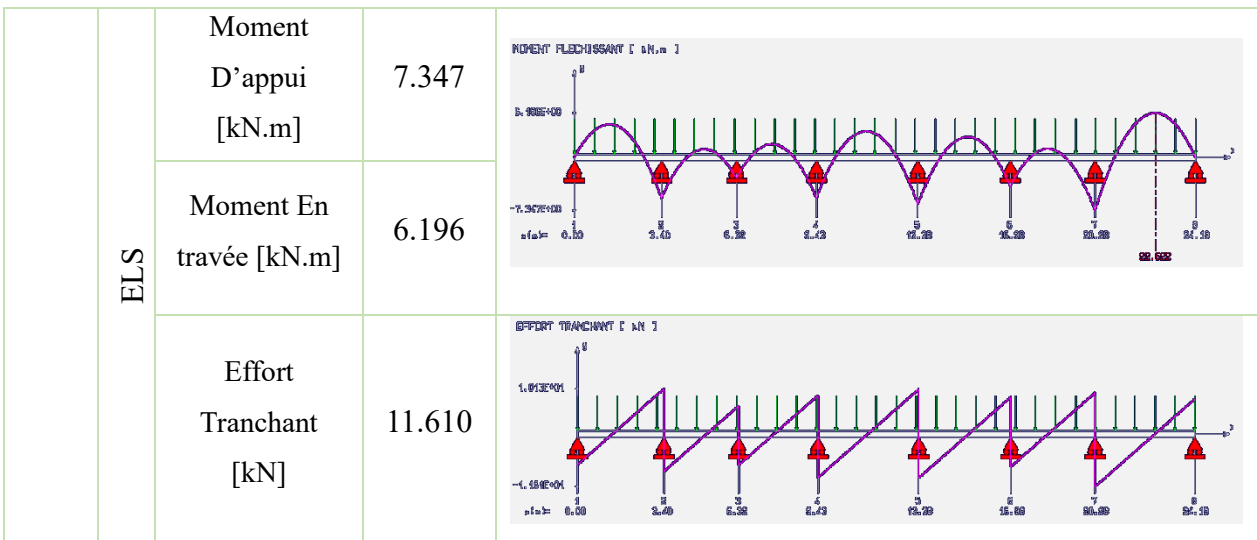
Les sollicitations de calcul ont été évaluées avec l'utilisation du logiciel RDM 6, un outil spécialement conçu pour des poutres continues. Le tableau suivant présente les résultats :

Tableau III.18: Sollicitations de calcul des poutrelles.

Type		Sollicitations	Valeur max	Diagrammes
4 travées	ELU	Moment D'appui [kN.m]	11.290	
		Moment En travée [kN.m]	8.611	

		Suite du tableau III.18		
5 travées	ELS	Effort Tranchant [kN]	16.620	
		Moment D'appui [kN.m]	8.077	
		Moment En travée [kN.m]	6.156	
	ELU	Effort Tranchant [kN]	11.870	
		Moment D'appui [kN.m]	10.260	
		Moment En travée [kN.m]	8.674	
ELS	Effort Tranchant [kN]	16.240		
	Moment D'appui [kN.m]	7.335		
ELS	Moment En travée [kN.m]	6.201		

6 travées	ELU	Effort Tranchant [kN]	11.610	
		Moment D'appui [kN.m]	10.280	
		Moment En travée [kN.m]	8.664	
	ELS	Effort Tranchant [kN]	16.250	
		Moment D'appui [kN.m]	7.353	
		Moment En travée [kN.m]	6.193	
7 travées	ELU	Effort Tranchant [kN]	11.610	
		Moment D'appui [kN.m]	10.270	
		Moment En travée [kN.m]	8.667	
		Effort Tranchant [kN]	16.250	



III.5.1.3 Calcul le ferrailage

III.5.1.3.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage n'est réalisé qu'à l'ELU, car la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Le logiciel de vérification de ferrailage de la section en flexion SOCOTEC sera utilisé pour évaluer les sections d'armatures. Les résultats se trouvent dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.19: Ferrailage des poutrelles.

Type	Position	Moment ELU (KN.m)	AS (cm ²)	Armatures supérieures	Armatures inférieurs	Armatures Choisi
4 travées	Appui	11.290	1.83	0	2HA12	2.26
	Travée	8.611	1.39	0	3HA10	2.36
5 travées	Appui	10.260	1.66	0	2HA12	2.26
	Travée	8.674	1.40	0	3HA10	2.36
6 travées	Appui	10.280	1.66	0	2HA12	2.26
	Travée	8.664	1.40	0	3HA10	2.36
7 travées	Appui	10.270	1.66	0	2HA12	2.26
	Travée	8.667	1.40	0	3HA10	2.36

III.5.1.3.2 Ferrailage transversal

Le calcul du ferrailage transversal est basé sur les deux règlements suivants :

- Selon le RPA99/Version2003(Art.7.5.2.2)

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

- **Zone nodale**

$$S_t = 5\text{cm}, A_t \geq 0.18\text{cm}^2$$

- **Zone courante**

$$S_t = 10\text{cm}, A_t \geq 0.36\text{cm}^2$$

➤ **Selon le BAEL91/99**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.9 \cdot f_e} \\ S_t \leq \min(0.9d; 40)\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4\text{Mpa} \end{cases}$$

Avec :

$$\tau_u = 16.620\text{KN}, S_t = 15\text{cm} \quad K = 1, A_t \geq 0.445\text{cm}^2$$

Donc on prend $A_s = 2\phi6 = 0.57\text{cm}^2$

III.5.1.3.3 Vérification au cisaillement

La vérification sera réalisée à l'ELU en comparant la résistance au cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la résistance au cisaillement admissible donnée pour les fissuration préjudiciable avec des armatures transversales verticales (CBA93) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right\} = 5\text{Mpa}$$

Tableau III.20: Contrainte de cisaillement dans la poutrelle.

Type	Vu_{max}	$\tau_b [Mpa]$	$\bar{\tau}_b [Mpa]$	Observation
5 travées	16.620	0.769	5Mpa	CV
6 travées	16.240	0.751		CV
7 travées	16.250	0.752		CV
8 travées	16.250	0.752		CV

III.5.2 Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit être effectué avec un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : en parallèle avec les poutrelles.
- 30 cm : dans la direction opposée aux poutrelles.

Dans la direction perpendiculaire aux nervures, la section d'armature est donnée par :

$$A_s \geq \frac{4 \times L [cm]}{f_e [Mpa]} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65cm$$

On prend : 3HA06 = 0.85 cm², St=30cm.

Par conséquent, pour ferrailer la dalle de compression, on emploie un treillis soudé avec des mailles de 30 cm dans les deux directions.

III.5.3 Schéma de ferrailage :

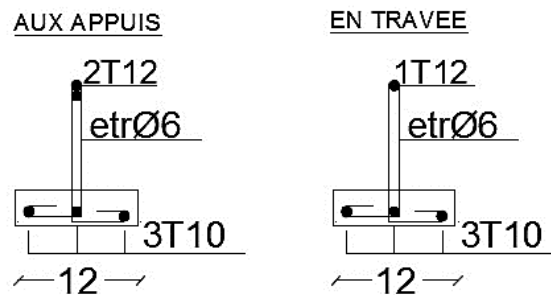


Figure III.11: Schémas du ferrailage des poutrelles.

III.6 Conclusion

Le présent chapitre de calcul des éléments secondaires est crucial pour assurer la solidité des éléments de construction. Son rôle dans la conception est primordial, car il assure la stabilité et la durabilité d'éléments fondamentaux tels que les planchers, les balcons et les escaliers.



CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE DE LA REPOSE STRUCTURELLE A L'ACTION SISMIQUE

CHAPITRE IV :

ETUDE DE LA RÉPONSE STRUCTURELLE A L'ACTION SISMIQUE

IV.1 Introduction

Les dommages causés à une structure lors d'un séisme sont principalement causés par sa réaction au mouvement appliqué à sa base après le mouvement transmis à son sol d'assise. Il est nécessaire d'appliquer les principes de la dynamique des structures pour analyser et évaluer le comportement de la structure sous ce type de charge afin de déterminer les déformations et les contraintes qui se développent dans la structure.

Lorsqu'une structure est étudiée sous un chargement dynamique, le concept de dynamique renvoie à une fluctuation temporelle. Cela complique, voire rend impossible, l'analyse d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour rendre les calculs plus simples, les ingénieurs cherchent à considérer non pas la structure réelle, mais un modèle qui doit être le plus proche possible de la réalité pour représenter une structure. Le but de ce chapitre est de mettre en place une organisation qui garantit le respect des conditions et des critères de sécurité requis par les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 dans le calcul dynamique de notre structure.

Afin de réaliser la modélisation de notre structure, nous avons utilisé le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analyses of Building Systems) version 9.7 dont le principe repose sur le concept de la méthode des éléments finis.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique

L'étude dynamique d'une structure vise d'abord à identifier ses propres caractéristiques dynamiques et à mesurer les éléments de résistance, dans le but d'obtenir une sécurité adéquate pour l'ensemble de l'ouvrage lors de ses vibrations. Il est fréquent que l'étude de notre structure telle qu'elle se présente soit très complexe, c'est pourquoi on utilise souvent des modélisations pour simplifier suffisamment les problèmes afin de faciliter l'analyse.

Il est essentiel de suivre la démarche globale de conception parasismique lors de l'exécution d'un ouvrage, qui repose sur trois aspects :

- le respect des règles de sismicité.
- la conception architecturale à sismicité.
- Mise en œuvre Soignée.

IV.3 Méthode de calcul

Selon le Règlement Algérien parasismique RPA99 (RPA99 2003) article 4.1 page 36, l'analyser une structure peut s'effectuer par trois méthodes principales, dont le choix dépend du type de structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode spectrale modale.
- Et méthode avec l'utilisation d'accélérogrammes.

Notre situation ne permet pas d'utiliser la méthode statique équivalente car les conditions de l'article 4.1.2 des RPA99 ne sont pas remplies, tandis que l'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. En ce qui nous concerne et dans tous les cas, la méthode la plus adéquate est la méthode modale spectrale.

IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale

La méthode a pour but de déterminer, pour chaque mode de vibration, les effets les plus significatifs que les forces sismiques provoquent dans la structure, représentés par un spectre de réponse de calcul. En associant ces effets, on obtiendra la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures est celle des spectres de réponse. Elle est valable dans toutes les situations, et en particulier, lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée. Le spectre de réponse est évalué en utilisant le programme basé sur les formules du spectre suggérées par RPA99, ce qui permet de fournir les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

IV.5 Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est effectué en utilisant le logiciel ETABS. Un modèle tridimensionnel de la structure comprenant 11 niveaux (RDC+10 étages) est utilisé pour modéliser la structure. Les voiles sont placés de manière à consolider les espaces vides sur les planchers et les zones flexibles. Cette disposition sera modifiée pour assurer que le comportement de la structure respecte les recommandations des RPA99 version 2003. Les éléments non porteurs de la structure (voiles et

portiques) ne seront représentés dans ce modèle que comme des charges et des surcharges (escaliers, balcons, acrotère,...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles et dalles par un élément de type SHELL.

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation sont considérées comme des sources de masse pour l'étude dynamique, avec une minoration :

$$W = G + \beta \times Q \text{ avec } \beta = 0.2$$

Le choix de système structurel dans notre cas est une structure mixte portique et voile dont le principe est qu'une partie sera reprise par les portiques poteaux-poutres et qu'une portion de l'action sismique sera portée par les voiles.

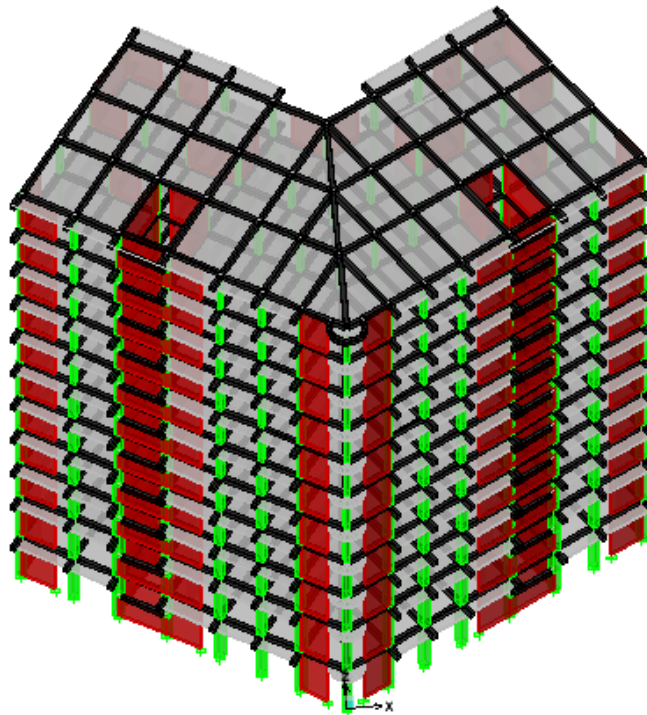


Figure IV.1: Modèle 3D de la structure.

IV.6 Disposition des voiles

Les voiles sont disposés de manière à respecter les conditions spécifiées requises par le RPA 99/version 2003, à savoir :

- Les voiles doivent absorber au moins 20% des forces générées par les charges verticales.
- Seules les voiles reprennent les charges horizontales.

- L'excentricité accidentelle de $\pm 0,05L$ doit être ajoutée à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique (L étant la dimension du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée).
- Les périodes propres ne doivent pas changer brusquement entre deux modes successifs.

Le système de construction choisi est une structure contreventée par des voiles porteurs en béton armé. Il est donc essentiel de vérifier les conditions définies par la version 2003 du RPA.

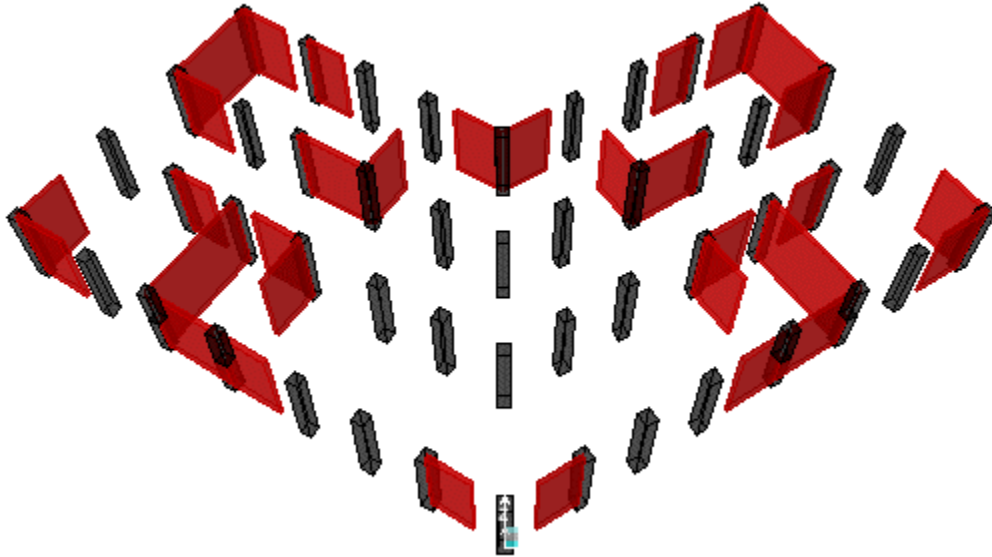


Figure IV.2: Disposition des voiles dans la structure.

IV.6 Spectre de réponse de calcul

Nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale pour évaluer les forces sismiques de notre structure, qui est nécessaire en raison de l'irrégularité de la structure.

Le spectre de calcul suivant est utilisé par la méthode dynamique modale spectrale pour représenter l'action sismique :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

D'après la version 2003 du RPA99, les paramètres liés à notre structure sont les suivants :

- Le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 fournit le coefficient d'accélération de zone en fonction du groupe d'utilisation et de la zone sismique du bâtiment.
- Selon les RPA99/vesion2003, pour une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'utilisation 1B, on obtient une valeur $A = 0,20$.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. On a un site meuble (S3) avec $T_1 = 0.15\text{sec}$ et $T_2 = 0.50\text{sec}$.
- η : facteur de correction d'amortissement, fournie par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Avec : $\xi(\%)$ le pourcentage d'amortissement en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Sa valeur est fournie dans l'article 4.2.3 du tableau 4.2 du RPA99.

Le système de notre structure est un portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 7\%$. D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.881 \geq 0.7$$

- Q : La qualité de la construction repose principalement sur la géométrie et la redondance des éléments de construction, la régularité en plan et en élévation, ainsi que sur la qualité du contrôle de la construction. Il est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Où Pq est la somme des pénalités à retenir selon la satisfaction des critères de qualité Q . Leurs valeurs sont indiquées dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.1: Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	Observé	Pq
		Non observé
1. Condition minimales sur les filles 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

Dans notre cas de structure la valeur de Pq est calculée comme suit :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1.05$$

- R : Le tableau 4.3 du RPA99 fournit les valeurs spécifique du coefficient de comportement de la structure en fonction du système de contreventement.

Notre structure présente des voiles porteurs avec une valeur de $R = 3.5$.

On donne dans le tableau suivant les valeur de $(T, Sa/g)$ du spectre de réponse règlementaire proposé par RPA99.

Tableau IV.2: spectre de réponse de calcul

$\frac{Sa}{g}$	T	$\frac{Sa}{g}$	T	$\frac{Sa}{g}$	T
0	0.250	1.700	0.073	3.400	0.041
0.100	0.194	1.800	0.070	3.500	0.039
0.200	0.165	1.900	0.068	3.600	0.037
0.300	0.165	2.000	0.066	3.700	0.035
0.400	0.165	2.100	0.064	3.800	0.034
0.500	0.165	2.200	0.062	3.900	0.032
0.600	0.146	2.300	0.060	4.000	0.031
0.700	0.132	2.400	0.058	4.100	0.030
0.800	0.121	2.500	0.057	4.200	0.029
0.900	0.112	2.600	0.055	4.300	0.027
1.000	0.104	2.700	0.054	4.400	0.026
1.100	0.098	2.800	0.052	4.500	0.025
1.200	0.092	2.900	0.051	4.600	0.025
1.300	0.087	3.000	0.050	4.700	0.024
1.400	0.083	3.100	0.047	4.800	0.023
1.500	0.079	3.200	0.045	4.900	0.022
1.600	0.076	3.300	0.043	5.000	0.021

La figure suivante présente les valeurs du spectre :

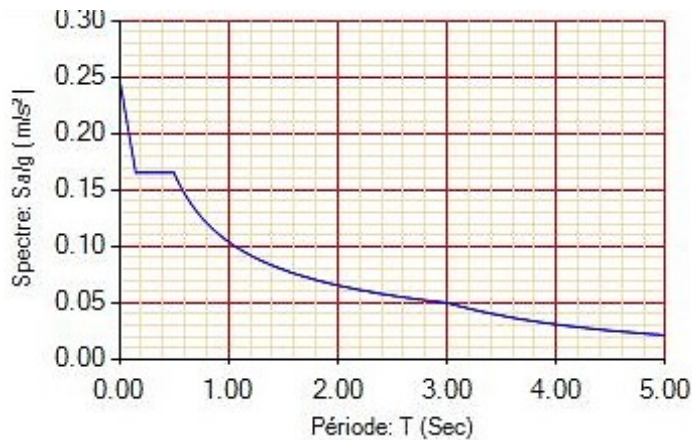


Figure IV.3: spectre de réponse donné par RPA99**IV.6.1 Nombre de modes à considérer**

Le nombre de modes à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est indiqué dans le RPA99 de la façon suivante :

- Les masses modales effectives des modes choisis doivent être au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- Où tous les modes dont la masse modale effective dépasse 5% de la masse totale de la structure soient choisis pour déterminer la réponse globale de la structure.

Au moins trois (3) modes doivent être retenus pour chaque direction envisagée. Si les conditions énoncées précédemment ne sont pas vérifiées, le nombre de modes à prendre en considération est défini par la formule suivante :

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

Avec : N nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Le tableau suivant présente les résultats de 8 modes qui vérifient la première condition dans notre structure.

Tableau IV.3: Période et participation des masses donnée par ETABS

Mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumYZ	RZ
1	0.695558	69.8145	0.0064	0	69.8145	0.0064	0	0.1965
2	0.642345	0.0061	69.203	0	69.8205	69.2094	0	0.0009
3	0.499851	0.198	0.0006	0	70.0186	69.21	0	69.1653
4	0.182876	16.9304	0.0001	0	86.949	69.2101	0	0.0938
5	0.165403	0.0002	18.8731	0	86.9492	88.0832	0	0.0001
6	0.126595	0.0816	0.0001	0	87.0307	88.0833	0	18.9577
7	0.082181	5.9804	0.0001	0	93.0111	88.0834	0	0.0226
8	0.075934	0.0001	5.7827	0	93.0112	93.8661	0	0

Remarque : Nous avons augmenté les sections des poteaux afin d'atteindre des bons résultats

IV.6.2 Résultat du comportement dynamique de la structure

- Le premier mode représente une translation suivant x-x

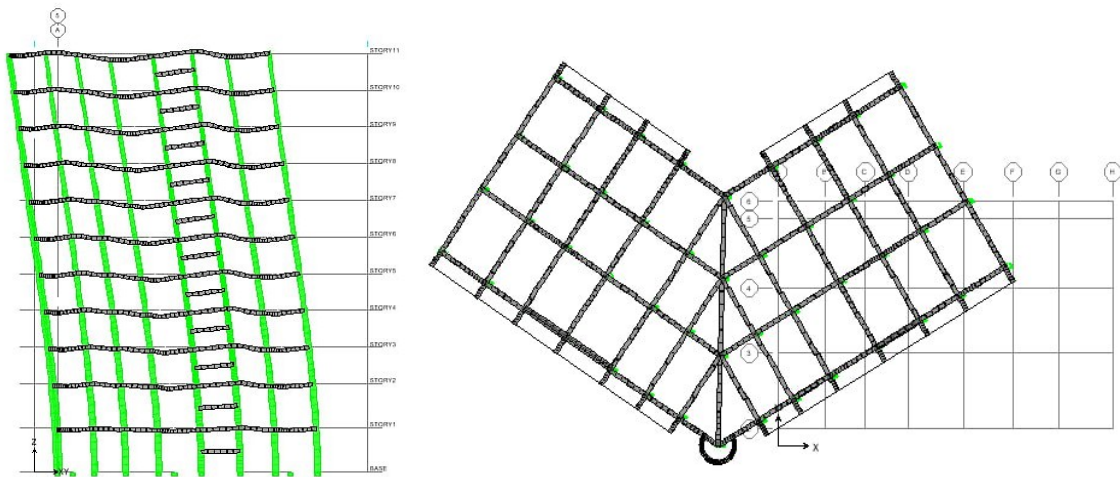


Figure IV.4: mode de translation suivant l'axe x-x avec un période $T=0.695$ s.

- Le premier mode représente une translation suivant y-y

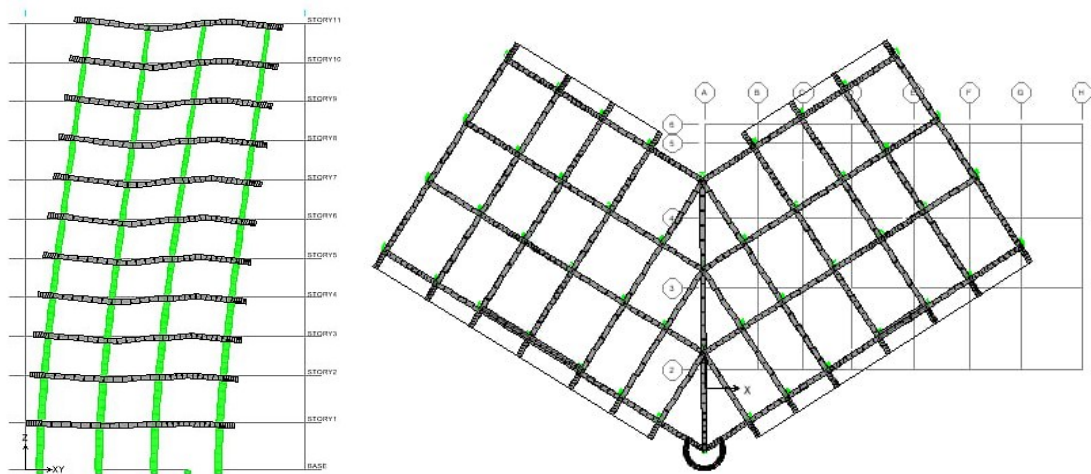


Figure IV.5 : mode translation suivant l'axe y-y avec un période $T=0.642$ s.

- Le premier mode représente une rotation suivant z-z

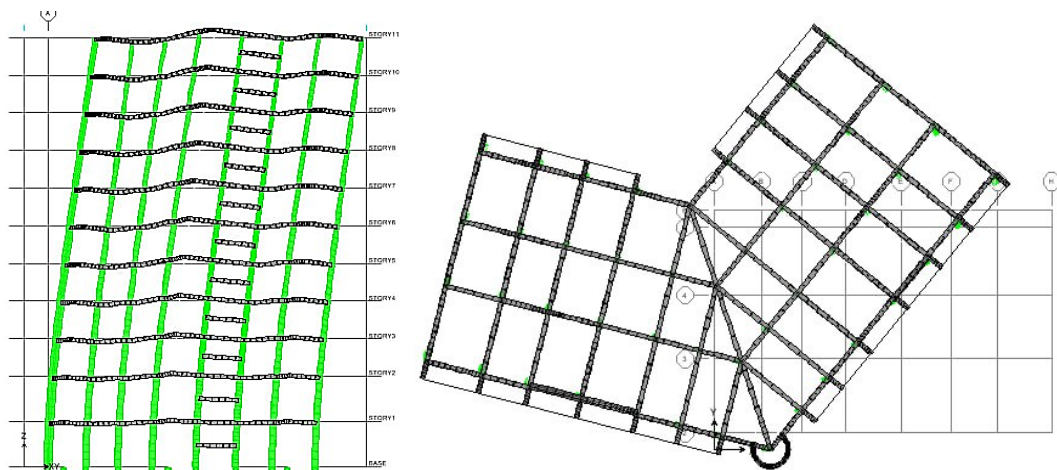


Figure IV.6 : mode de rotation suivant l'axe z-z avec un période $T=0.499$ s.

IV.7 Caractéristiques géométriques de la structure

Le tableau suivant présente les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau de la structure fournies par ETABS :

Tableau IV.4: Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Niveau	Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		excentricité théorique [m]		Excentricité de ±calcul [m]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	-0,085	13,731	-0,093	13,703	0,008	0,028	2,04	0,735
1	-0,085	13,719	-0,09	14,15	0,005	-0,431	2,04	0,735
2	-0,084	13,71	-0,084	14,245	0	-0,535	2,04	0,735
3	-0,084	13,714	-0,079	14,236	-0,005	-0,522	2,04	0,735
4	-0,084	13,718	-0,075	14,206	-0,009	-0,488	2,04	0,735
5	-0,083	13,723	-0,073	14,178	-0,01	-0,455	2,04	0,735
6	-0,083	13,726	-0,071	14,162	-0,012	-0,436	2,04	0,735
7	-0,083	13,73	-0,07	14,159	-0,013	-0,429	2,04	0,735
8	-0,083	13,733	-0,07	14,17	-0,013	-0,437	2,04	0,735
9	-0,092	13,733	-0,07	14,19	-0,022	-0,457	2,04	0,735
10	-0,096	13,505	-0,071	14,22	-0,025	-0,715	2,04	0,735

IV.8 Résultante des forces sismiques de calcul

Les forces sismiques à la base V_t obtenues en combinant les valeurs modales doivent être supérieures à 80 % de la valeur des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une période fondamentale donnée par la formule empirique adéquate.

En l'absence de vérification de cette condition, il est essentiel d'augmenter l'effort tranchant à la base dans le rapport : $0.8V/V_t$.

V_t : Effort tranchant à la base déterminé par la méthode modale spectrale.

V : Effort tranchant à la base déterminé par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

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

W : poids total de la structure.

On a $W = 80201.19KN$ le poids total donné par ETABS

D : facteur d'amplification dynamique, sa valeur est donné les équations suivantes :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La période fondamentale T de la structure peut être estimée à l'aide de formules empiriques ou de méthodes analytiques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = Ct \times h_n^{3/4}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09h/\sqrt{D}$$

Avec :

h_n : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au sommet.

$$h_n = 38.76m$$

D : longueur de la direction considérée.

CT : est coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Sa valeur est donnée par le tableau 4.6 du RPA99. Pour les portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie CT = 0.05.

$$\Rightarrow T = 0.776sec$$

Suivant x-x : $L_x = 40.74m. T_x = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_x}} = 0.546sec$

Suivant y-y : $L_y = 14.70m. T_x = \frac{0.09h_n}{\sqrt{L_y}} = 0.909sec$

$$T = \min (Ct \times h_n^{3/4} ; 0.09h/\sqrt{D}) \Rightarrow T_x = 0.546 sec ; T_y = 0.776sec$$

Avec : $\begin{cases} D_x = 2.076 \\ D_y = 1.643 \end{cases}$

Les résultats de la vérification de la force sismique résultante sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.5: Vérification de la valeur de l'effort tranchant donnée par ETABS.

	V[KN]		V _t [KN]		V/V _t		majoration	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Effort tranchant à la base	9989.860	7906.233	14812.136	17517.213	0.67 < 0.80	0.45 < 0.80	7850.432	61746.19

IV.9 Vérification de l'effort normal réduit

Afin d'éviter le risque de rupture de la section du béton, la condition de RPA99/version 2003 (Art : 7.4.3.1) limite l'effort normal de compression de calcul en respectant la condition suivante :

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

où

N_d : fait référence à l'effort de calcul normal exercé sur une section de béton

B_c : correspond à l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : représente la résistance caractéristique du béton.

Le tableau suivant présente les résultats de la vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit

Story	N_d (KN)	B_c (cm^2)	f_{c28} (Mpa)	$v \leq 0.3$	Observation
STORY11	196,18	30	25	0,02	Condition vérifier
STORY10	370,9	35	25	0,04	Condition vérifier
STORY9	546,88	35	25	0,07	Condition vérifier
STORY8	728,8	40	25	0,09	Condition vérifier
STORY7	912,94	40	25	0,12	Condition vérifier
STORY6	1105,17	45	25	0,14	Condition vérifier
STORY5	1300,64	45	25	0,17	Condition vérifier
STORY4	1505,65	50	25	0,19	Condition vérifier
STORY3	1714,38	50	25	0,22	Condition vérifier
STORY2	1967,21	55	25	0,26	Condition vérifier
STORY1	2225,53	55	25	0,29	Condition vérifier

V.10 Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement

Dans le cadre d'un système de contreventement en voiles, il est nécessaire que les voiles absorbent plus de 20 % de la charge sismique horizontale en plus de la charge verticale. Le tableau ci-dessous résume cette vérification.

Tableau IV.7 : Vérification de la répartition des efforts dans la structure

Elément	Effort tranchant repris [kN]		Effort vertical repris [kN]	% d'effort tranchant repris [kN]		% d'effort vertical repris [kN]
	X	Y		X	Y	
Poteaux	X	6929.94	9215.96	X	36.60 %	34 %
	Y	7991.35		Y	38.55 %	
Voiles	X	11993.7	19162.33	X	63.40 %	66 %
	Y	12733.29		Y	61.45 %	
Effort vertical total à la base [kN]	27378.29					
Effort tranchant total à la base max [kN]	X	18923.23				
	Y	20724.64				

IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

L'effet P-delta est un phénomène non linéaire (effet de second ordre) qui se produit dans toute structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un phénomène associé à la charge axiale et au déplacement delta.

Afin d'évaluer l'effet (P- Δ) comme négligeable, il est nécessaire de vérifier la rigidité de la structure. Le RPA99 suggère de vérifier cela en utilisant l'inégalité suivante :

$$\theta_K = P_K \Delta_K / V_K h_K \leq 0.10$$

P_K : représente le poids total de la structure et les charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant au niveau k.

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1), et h_K la hauteur de l'étage k.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ et } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_K : Déplacement horizontal de l'étage k.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

→ Dans le cas où $0.10 < \theta_K \leq 0.20$, on peut approximativement prendre en compte les effets $P - \Delta$ en amplifiant les effets de l'action sismique calculés à l'aide d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$ selon la version 2003 du RPA99Version2003.

→ Dans le cas où $\theta_K > 0.20$, La structure présente des instabilités et doit être redimensionnée.

Selon RPA 99 version 2003 article 5.6, les déplacements relatifs entre les étages voisins doivent également être limités à 1 % de la hauteur d'étage.

Tableau IV.8: Vérification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$.

Etage	h_K	P_K	sens x – x			sens y – y		
			Δ_K	V_K	θ_K	Δ_K	V_K	θ_K
10	3.4	7994.203	0.0094	1983.78	0.0112004	0.0091	2060.4	0.0103845
9	3.4	15587.22	0.0098	3476.89	0.0129218	0.0094	3561.92	0.0121629
8	3.4	22694.67	0.0105	4682.2	0.0149687	0.0098	4759.72	0.0137432
7	3.4	29704.34	0.0105	5725.7	0.0160214	0.0098	5788.67	0.0147906
6	3.4	36630.05	0.0108	6628.23	0.0176356	0.0098	6674.24	0.0158191
5	3.4	43468.29	0.0108	7404.33	0.018734	0.0094	7428.84	0.0162631
4	3.4	50232.86	0.0101	8070.46	0.0185813	0.0091	8087.61	0.0166237
3	3.4	56920.24	0.0094	8629.23	0.0183335	0.0080	8645.07	0.0155888
2	3.4	63544.26	0.0084	9073.86	0.0173010	0.0073	9099.52	0.015096
1	4.08	70171.33	0.0073	9419.81	0.0134197	0.0063	9469.08	0.01144280
RDC	4.08	76872.45	0.0035	9599.34	0.0068696	0.0031	9668	0.0061388

Remarque

On constate clairement que la condition est largement satisfaite, ce qui signifie que l'effet $P - \Delta$ n'est pas à prendre en compte dans les calculs.

IV.10 Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble

L'équilibre est une condition qui concerne la stabilité globale du bâtiment ou de l'ouvrage face à des phénomènes de renversement. Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{\text{renversement}} = M_{Fi/o} = \sum_{i=1} F_i d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{w/o} = W \times b$$

Tableau IV.9 : Vérification de la stabilité au renversement.

	$W_{\text{structure}}$ [kN]	Dimension (b)[m]	$M_{\text{stabilisateur}}$ [kN.m]	$M_{\text{renversement}}$ [kN.m]	$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversement}}}$
Suivant X	76872.453	40.74	3131783.735	283504.316	11.046
Suivant Y		14.70	1130025.059	224372.632	5.036

IV.12 Conclusion

Les résultats obtenus à partir des tableaux et illustrés par les figures précédentes permettent de mettre en évidence les points suivants :

- ✓ Le rôle essentiel du spectre de réponse de de conception proposée par RPA est de détermine d'accélération a appliqué sur la structure ayant une période fondamentale de vibration.
- ✓ Le comportement dynamique de notre structure répond aux exigences de l'RPA qui recommande une participation maximale de 90%.
- ✓ Selon le RPA99 version 2003, La force sismique a la base dans la disposition des voiles différents est vérifier avec l'effort dynamique dans les deux sens considérés x-x et y-y.
- ✓ La réponse de la structure a l'effet P- Δ ne dépasse pas la limite recommandée par l'RPA99 version 2003.



CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX DE LA STRUCTURE

CHAPITRE V

FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX DE LA STRUCTURE

V.1 Introduction

Le ferrailage joue un rôle essentiel dans la conception et la réalisation d'éléments porteurs tels que les poutres, les poteaux et les voiles. Il joue un rôle essentiel pour renforcer la structure en béton armé, assurant ainsi sa résistance aux charges et sa durabilité dans le temps. Les sections seront calculées en utilisant les règles de calcul du béton armé CBA93, R.P.A.99/Version2003 et BAEL91.

V.2 Etudes des poteaux

Les poteaux sont indispensables pour transmettre les efforts des poutres aux fondations. Des efforts normaux (N) et des moments fléchissants (M) sont exercés sur les poteaux à la tête et à la base dans les deux sens. Ainsi, les poteaux sont soumis à une flexion composée. On effectuera le calcul des armatures en fonction des sollicitations les plus défavorables et on obtiendra la section des aciers pour différentes combinaisons d'efforts internes, comme :

- ✓ N max, M correspondant
- ✓ M max, N correspondant
- ✓ N min, M correspondant

Les combinaisons de calcul les plus défavorables sont directement obtenues par le logiciel ETABS, comme suit :

- Selon le RPA99V2003 : Situation accidentelle $G + Q \pm E_{x,y}$
 $0.8G \pm E_{x,y}$
- Selon BAEL91 : Situation durable $1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

Chaque combinaison génère une section d'acier. La section sera choisie en fonction de la valeur maximum (cas plus défavorable).

V.2.1 Recommandation du RPA 99

➤ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être rectilignes et à haute adhérence, sans crochets. Selon le paragraphe 7.4.2.1 du RPA99 :

- Le pourcentage maximal de la section d'acier sera de :

$$\begin{cases} A_s = 4\%(b) \times h & \Rightarrow \text{zone courante} \\ A_s = 6\%(b) \times h & \Rightarrow \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

- Le pourcentage minimal est donné par $A_s = 8\%(b) \times h$
- Le diamètre minimum des barres utilisées est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_l$
- Il y a une limite de 25 cm entre l'espacement des barres.
- Il est recommandé de procéder à des jonctions par recouvrement, si cela est possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau et les extrémités des barres qui y concourent.

➤ Les armatures transversales

Selon le document RPA99/version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- ρ : Est un coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5.$$

- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- V_u : Effort tranchant de calcul.
- St : Espacement des armatures transversales :

En outre, on définit la valeur maximale de cet espacement St de la façon suivante :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) & \Rightarrow \text{zone nodale} \\ St' \leq 15\phi_l & \Rightarrow \text{zone courante} \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales ($A_t / St \times b$) est en pourcentage :

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5\% & 0.3\% \\ \lambda_g \leq 3\% & 0.8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 & \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

λ_g : l'élanement géométrique du poteau est donné par la relation :

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

Les dimensions de la section du poteau dans la déformation considérée sont représentées par a et b, tandis que la longueur de flambement du poteau est représentée par L_f .

Remarque

Pour le ferrailage des poteaux, nous utilisons la même section d'aciers pour chaque niveau, ce qui nous donne les zones suivantes :

- La première zone : de RDC au 1^{er} étage
- La deuxième zone : de 2^{eme} étage au 3^{eme} étage
- La troisième zone : de 4^{eme} étage au 5^{eme} étage
- La quatrième zone : de 6^{eme} étage au 7^{eme} étage
- La cinquième zone : de 8^{eme} étage au 9^{eme} étage
- Et la dernière zone : 10^{eme} étage

V.2.2 Résultats des sollicitations donnés par ETABS

Les résultats des efforts internes et du ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons sont résumés dans les tableaux suivants, obtenus à l'aide du logiciel ETABS. Ensuite, ces résultats sont classés on ordre décroissant pour obtenir les valeurs les plus grandes ou les plus petites, en fonction des cas de calcul.

Tableau V.1: Tableau synthétique des sollicitations sur les poteaux

Zone	Section	Efforts internes						
		N^{max}	M^{corr}	M^{max}	N^{corr}	N^{min}	M^{corr}	T^{max}
		[KN]	[KN.m]	[KN.m]	[KN]	[KN]	[KN.m]	[KN]
Zone 6	30 × 30	35.39	1.12	54.0806	-34.28	-167.24	-1.284	34.61
Zone 5	35 × 35	61.72	25.685	81.87	-26.93	-449.21	-1.927	48.7
Zone 4	40 × 40	186.7	38.256	105.664	-88.97	-764.17	-27.311	63.74
Zone 3	45 × 45	392.5	26.567	120.338	-49.95	-1216.35	-29.744	72.66
Zone 2	50 × 50	690.5	20.71	11.184	-30.38	-1722.19	-34.57	70.73
Zone 1	55 × 55	1324.88	21.015	86.853	40.93	-2453.89	-34.458	41.09

V.2.3 Calcul le ferraillage des poteaux

V.2.3.1 Armatures longitudinales

Le tableau ci-dessous présente les résultats :

Tableau V.2: Résultats de ferraillage des poteaux

Zone	Section	A_s	$A_{min RPA}$	A_{max} Zone courante	A_{max} Zone de recouvrement	A_{min}	Choix de ferraillage	$A_s Réelle$
		cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2		cm^2
Zone 6	30 × 30	5.08	7.2	36	54	0.97	4HA14+4HA12	10.68
Zone 5	35 × 35	6.05	9.8	49	73.5	1.33	12HA14	18.47
Zone 4	40 × 40	6.51	12.8	64	93	1.73	12HA16	24.13
Zone 3	45 × 45	6.88	16.2	81	121.5	2.20	12HA16	24.13
Zone 2	50 × 50	9.81	20	100	150	2.71	8HA16+4HA20	28.65
Zone 1	55 × 55	17.6	24.2	121	181.5	3.28	12HA20	37.70

V.2.3.2 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots CV.$$

V.2.3.3 Armatures transversales

a) Vérification des poteaux à l'effort tranchant

Un effort tranchant maximal est appliqué et les nervures d'armatures sont appliquées à tous les poteaux avec une valeur égale à $V_u^{max} = 72.66 KN$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.266 Mpa$$

Et la contrainte admissible égale à $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Alors, les conditions sont vérifiées $\begin{cases} \tau < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifier} \\ \tau < \bar{\tau}_{bu} \rightarrow \text{Condition vérifier} \end{cases}$

c) Condition d'espacement

- En zone nodale : $St' \leq 10 = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante : $St = \min \left\{ \frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\phi_L \right\} = 15 \text{ cm}$

d) Calcul des armatures transversales

➤ **Zone courante**

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7L}{a} = 5.19 > 5$$

Donc : $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_1 \times f_e} = 2.23 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $A_s = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Il est nécessaire de refermer les cadres avec des crochés à 135° , d'une longueur de $10 \phi t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Zone nodale**

On obtient les mêmes résultats que la zone courante.

e) Résultats du ferrailage transversal pour les autres zones

Le tableau ci-dessous présente les résultats :

Tableau V.3 : Résultats du ferrailage transversal pour les poteaux

Zone	Section (cm)	Barres transversale	St (zone courante) cm	St (zone nodale) cm
Zone 6	30 × 30	4HA06	15	10
Zone 5	35 × 35	4HA06	15	10
Zone 4	40 × 40	4HA08	15	10
Zone 3	45 × 45	4HA08	15	10
Zone 2	50 × 50	4HA08	15	10
Zone 1	55 × 55	4HA10	15	10

V.2.4 Vérification au flambement

Dans la vérification au flambement, nous considérons le poteau le plus sollicité (55 × 55) cm²:

$$N_{max} = 2453.88 \text{ KN.m}, l_f = 0.7 l_0 = 2.541\text{m}, I = 7.625 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \lambda = 16 \Rightarrow 0 < \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.815$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 0.136\text{m}^2$$

$$B_r = 0.270\text{m}^2 \geq 0.136\text{m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

V.2.5 Vérification des contraintes à l'ELS

Les fissures sont peu préjudiciables dans les parties des poteaux, Il nous suffit de vérifier la contrainte de compression du béton. Les résultats des vérifications des contraintes à L'ELS sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	Section (cm)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Zone 6	30 × 30	-177.52	10.723	5.82	15	CV
Zone 5	35 × 35	-1363.38	18.543	5.95	15	CV
Zone 4	40 × 40	-1033.60	8.963	5.33	15	CV
Zone 3	45 × 45	-727.11	3.275	4.47	15	CV
Zone 2	50 × 50	-438.59	0.236	3.33	15	CV
Zone 1	55 × 55	-161.84	0.197	1.73	15	CV

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

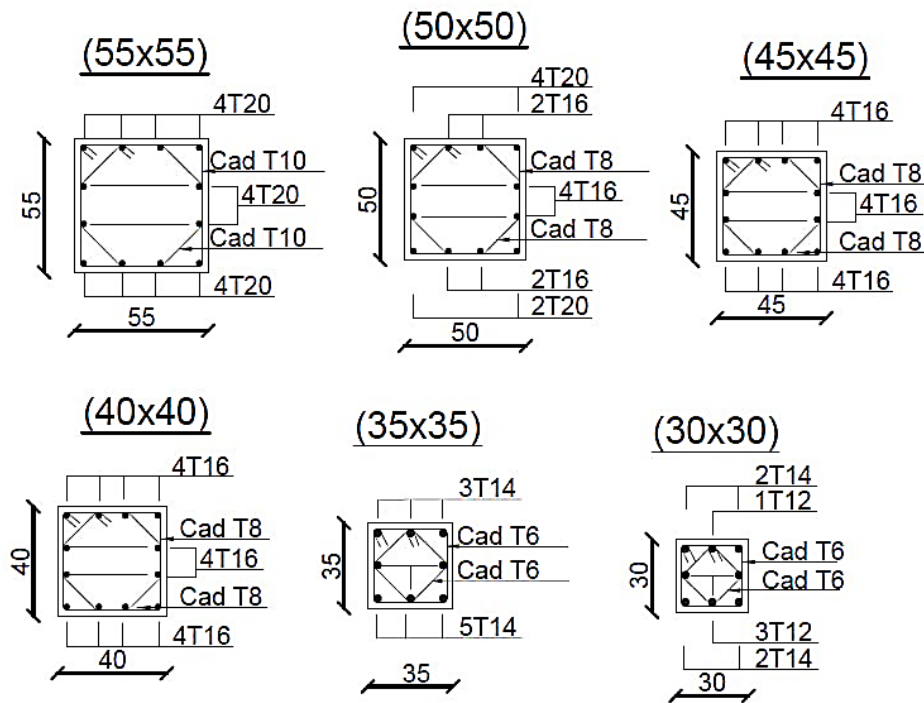


Figure V.1 : Schéma de ferrailages des poteaux

V.3 Etudes des poutres

Les poutres sont des structures horizontales qui supportent les charges sur les poteaux. Elles sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants, ce qui les rend calculées à la flexion simple. On analyse les poutres en prenant en considération les efforts fournis par le logiciel ETAPS, ainsi que les combinaisons les plus défavorables fournies par le RPA99/Version2003 et BAEL 91 comme suit :

- Selon le RPA99V2003 : Situation accidentelle $G + Q \pm E_{x,y}$
 $0.8G \pm E_{x,y}$
- Selon BAEL91 : Situation durable $1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.3.1 Recommandation de RPA 99/Version2003

➤ Armatures longitudinales

- Le minimum de 0,5% d'aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est requis pour toute section.
- Le pourcentage maximal est de :

$$\begin{cases} A_s = 4\%(b) \times h & \Rightarrow \text{zone courante} \\ A_s = 6\%(b) \times h & \Rightarrow \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (Zone II).
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être fixées avec des crochets à 90° dans les poteaux de rive et d'angle.

➤ **Armatures transversales**

- La quantité des armatures transversales doit être vérifiée :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

- On détermine l'espacement maximal entre les armatures transversales de la façon suivante :
 - Lorsque les armatures comprimées sont nécessaires dans la zone nodale et en travée le minimum est donné par $(h/4, 12\phi)$
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être $s \leq h/2$

V.3.2 Résultats de calcul du ferraillage

Le tableau ci-dessous présente une synthèse des sollicitations les plus négatives obtenues par ETABS en fonction des différentes combinaisons, ainsi que le ferraillage correspondant :

V.3.2.1 Armatures longitudinales

➤ **Sens y-y poutres liées aux voiles (30 × 45)**

Tableau V.5: Ferraillage des poutres principales(30x45)

Section	Position	M_{max} [KN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s RPA}$ [cm ²]	Choix de ferraillage	$A_{s adp}$ [cm ²]	$V_{u max}$ [KN]
30 × 45	Travée	-153.474	10.02	6.75	2HA14+4HA16	11.12	166.74
	Appui sup	-192.970	12.97	6.75	5HA14+3HA16	13.93	
	Appui inf	164.127	10.80	6.75	2HA14+4HA16	11.12	

➤ **Sens y-y poutres non liées aux voiles (30 × 45)**

Tableau V.6 : Ferraillage des poutres (30x45)

Section	Position	M_{max} [KN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s RPA}$ [cm ²]	Choix de ferraillage	$A_{s adp}$ [cm ²]	$V_{u max}$ [KN]
30 × 45	Travée	49.525	3.03	6.75	3HA14	4.62	107.47
	Appui sup	-142.117	8.89	6.75	6HA14	9.24	
	Appui inf	77.464	4.82	6.75	HA12+3HA14	5.75	

➤ Sens y-y poutres liées aux voiles (30 × 35)

Tableau V.7 : Ferraillage des poutres (30x35)

Section 30 × 35	Position	M_{max} [KN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s RPA}$ [cm ²]	Choix de ferraillage	$A_{s adp}$ [cm ²]	$V_u max$ [KN]
	Travée	222.393	23.29	5.25	3HA16+6HA20	24.88	331.840
	Appui sup	-139.859	12.84	5.25	3HA14+3HA20	14.04	
	Appui inf	137.886	12.62	5.25	3HA14+3HA20	14.04	

➤ Sens y-y Poutres non liées aux voiles (30 × 35)

Tableau V.8 : Ferraillage des poutres secondaires (30x35)

Section 30 × 35	Position	M_{max} [KN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s RPA}$ [cm ²]	Choix de ferraillage	$A_{s adp}$ [cm ²]	$V_u max$ [KN]
	Travée	-88.425	7.57	5.25	3HA12+3HA14	8.01	116.640
	Appui sup	-92.985	8.01	5.25	6HA14	9.24	
	Appui inf	73.216	6.16	5.25	3HA12+3HA14	8.01	

a) Condition de non fragilité

- Poutre 30 × 35 : $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14cm^2 \dots \dots \dots CV$

- Poutre 30 × 45 : $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.46cm^2 \dots \dots \dots CV$

b) Pourcentage maximal d'acier exigé par RPA99/version 2003

➤ Poutre 30×45

- $A_{max} = 4\%b \times h = 54cm^2 \rightarrow$ Zone courante

- $A_{max} = 6\%b \times h = 81cm^2 \rightarrow$ Zone de recouvrement

➤ Poutre 30×35

- $A_{max} = 4\%b \times h = 42cm^2 \rightarrow$ Zone courante

- $A_{max} = 6\%b \times h = 63cm^2 \rightarrow$ Zone de recouvrement

V.3.2.2 Armatures transversales

$V_u^{max} = 184.760KN$. Pour la poutre de section 30 × 45.

$V_u^{max} = 536.270 KN$. Pour la poutre de section 30 × 35.

Tableau V.9 : Tableau vérification et de ferrailage transversal des poutres

		Sens x – x (30 × 35)	Sens y – y (30 × 45)
V_{max} [kN]	$\tau_{max} = V_{max}/b \times d$	225.840	166.740
τ_{max} [Mpa]	$\bar{\tau}_{max} = \min(0.1f_{c28}, 4) = 2.5 \text{ Mpa}$	2.381	1.372
Vérification	$\tau_{max} \leq \bar{\tau}_{max}$	CV	CV
Espacement St	$St < \min(0.9d, 40cm)$	15	15
A_s [cm ²]RPA	$A_t = 0.003 \times St \times b$	1.35	1.35
BAEL91	$A_t = 0.4 \times b_0 \times S_t/f_e$	0.45	0.45
Choix des barres	3HA08	$A_{s \text{ Réelle}} = 1.51cm^2$	

NB : Il est important de placer les premières armatures transversales à une distance maximale de 5cm du nu de l'appui de l'encastrement.

V.3.3 Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée, la vérification de la flèche est inutile :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}, \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis (L = 5.3m).

M₀ : moment isostatique.

M_t: moment maximum en travée.

A_s : section d'armateur tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

➤ **Poutre principale (30 × 45) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{530} = 0.08 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{45}{530} = 0.08 > \frac{1}{10} \frac{50.436}{73.968} = 0.068 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{11.12}{35 \times 0.9 \times 45} = 0.001 < 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Poutre secondaire (30 × 35) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.06 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.06 > \frac{1}{10} \frac{20.998}{45.048} = 0.046 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 0.9 \times 35} = 0.0008 < 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

V.3.4 Vérification des contraintes a L'ELS

Les poutres à l'ELS sont vérifiées de la manière suivante :

- **Calcul de la position de l'axe neutre**

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A_s')y - 15(A_s \times d + A_s' \times d') = 0$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

Telle que :

A_s : section d'armatures tendue.

A_s' : section d'armatures comprimées.

$\eta = 1.6$: coefficient d'équivalence.

Cette vérification est effectuée pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

- **Vérification des contraintes**

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Les tableaux suivants regroupent les résultats de la vérification des contraintes :

Tableau V.10: Vérification des poutres à l'ELS

Les Poutres	Zone de vérification	M_{Ser} (KN.m)	A_s (cm ⁴)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Travée	-66.056	11.12	0.163	1.409×10^{-3}	10.385	15	CV
	Appui	34.516	13.93	0.178	1.631×10^{-3}	3.769	15	CV
Poutres secondaires	Travée	35.996	24.88	0.239	0.0241	0.356	15	CV
	Appui	5.38	14.04	0.151	0.0156	0.120	15	CV

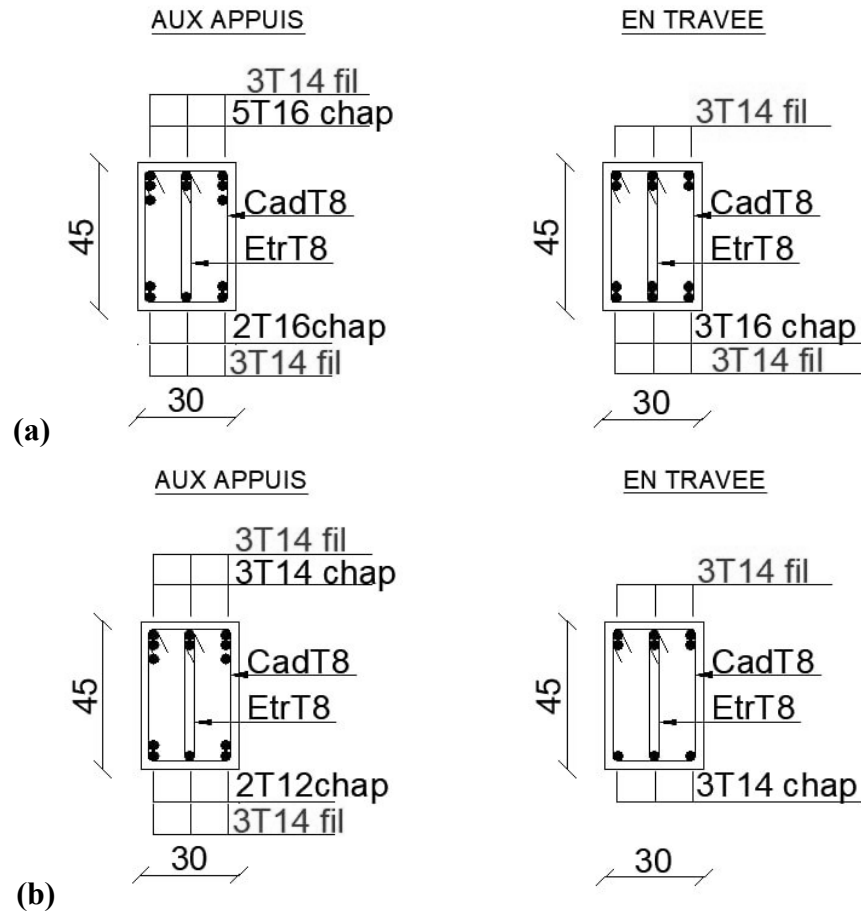


Figure V.2 : Schéma de ferrailages des poutres principales 30x45 cm ; (a) liée aux voiles et (b) non liée aux voiles

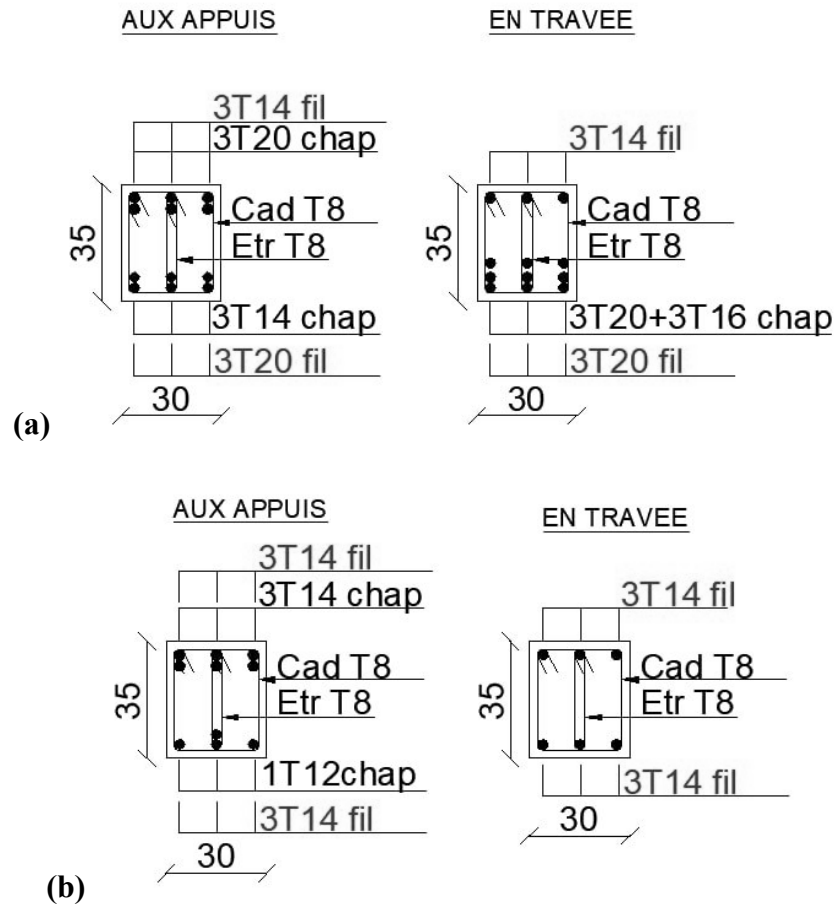


Figure V.3 : Schéma de ferrailages des poutres secondaires 30x35 cm ; (a) liée aux voiles et (b) non liée aux voiles

V.4 Etudes des voiles

Le voile connu aussi sous le nom de mur en béton armé, est un élément de construction vertical surfacique qui est coulé dans des coffrages de construction à leur position finale. Ces éléments sont généralement constitués d'armatures de comportement qui sont établies de façon forfaitaire et d'armatures qui sont prises en compte lors des calculs. Les voiles seront ferrailés en respectant le règlement BAEL91 et les vérifications seront réalisées en respectant le RPA 99/version 2003. Le voile est soumis à une flexion composée avec un effort tranchant sous l'influence des forces horizontales (séismes, vents) et des charges verticales.

Les sollicitations qui se produisent dans les voiles comprennent :

- Le moment fléchissant et l'effort tranchant causés par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison d'exploitations, des charges permanentes et de la charge sismique.

Ainsi, le calcul des voiles sera effectué en utilisant la flexion composée et le cisaillement, ce qui exigera une configuration du ferrailage suivante :

- Le plan horizontal (aciers verticaux).
- Le plan vertical (aciers horizontaux).

V.4.1 Recommandation de RPA99/Version2003

V.4.1.1 Armatures verticales

Les armatures verticales sont élaborées afin de résister aux flexions, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Les armatures doivent respecter les critères ci-dessous :

- Il est essentiel que les armatures absorbent complètement l'effort de traction produit dans une partie du voile, avec un pourcentage minimal de 0.2% de la section horizontale de béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être fixées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Il est essentiel de réduire de moitié l'espacement des barres à chaque extrémité du voile, avec un maximum de 15 cm d'espacement (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison des variations de moment).
- Dans chaque direction, le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux est le suivant :
 - Le pourcentage du voile s'élève à 0,15%.
 - À la zone courante de 0,10%.

V.4.1.2 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être équipées de crochets à 135° de longueur de 10ϕ .

Lorsque les talons sont rigides, il sera nécessaire d'ancrer les barres horizontales sans crochets si les dimensions des talons permettent un ancrage droit.

V.4.1.3 Règles communes

Les règles suivantes sont recommandées par le RPA 99/version 2003 pour le calcul du ferrailage des voiles :

- L'espacement entre les barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq (1.5e ; 30 \text{ cm})$$

- Au moins quatre épingles par mètre carré doivent être utilisées pour relier les deux nappes d'armatures dans chaque direction. Il est nécessaire de disposer les barres horizontales vers l'extérieur. À l'exception des zones d'about, le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Il est nécessaire que les barres aient une longueur de recouvrement de 40Φ pour les zones où le signe des efforts peut être renversé, et de 20Φ pour les zones comprimées par toutes les combinaisons possibles de charges.
- Lors de la reprise de coulage, il est nécessaire de prendre en charge l'effort tranchant en utilisant des aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Il convient d'ajouter cette quantité à la section d'aciers tendus requises afin de compenser les efforts de traction causés par le renversement.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les armatures seront calculées en utilisant la méthode des contraintes (formule traditionnelle de la RDM) et la vérification sera effectuée selon l'RPA99/Version2003 en fonction du cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$.
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$.

Le calcul du ferrailage a été réalisé en divisant l'ouvrage en quatre zones :

- Zone 1 : RDC, 1^{ème} niveau.
- Zone 2 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau.
- Zone 3 : 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} niveau.
- Zone 4 : 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} niveau.

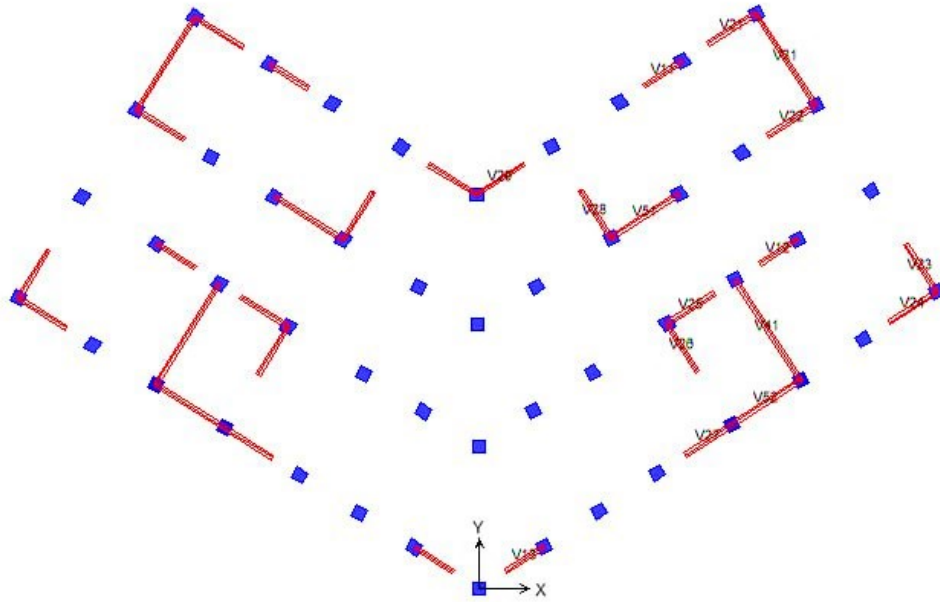


Figure V.1: Disposition des voiles

$$\sigma_{min,max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

M : Moment fléchissant appliqué.

V : bras de levier.

I : Moment d'inertie de voile.

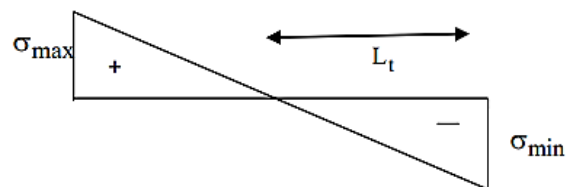


Figure V.2 : Diagramme des contraintes

Il existe trois cas distincts que nous pouvons identifier :

- **Le Premier cas** : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0.20\% \times a \times L$).

- **Le deuxième cas :** $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée), On calcule le volume des contraintes de traction. D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min}$: on ferraille avec la section minimale.
 - Si : $A_v > A_{min}$: on ferraille avec A_v .
- **Le troisième cas :** $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$; Sont de signe différent donc la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ Selon le RPA99/Version 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_{calcul} \text{ (V effort tranchant du au séisme)}$$

e : épaisseur de voile.

$$d = 0.9h \text{ (d hauteur utile)}$$

➤ Selon BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} \leq \bar{\tau}_b = \min \left[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$$

V.5 Exemple de calcul de ferrailage d'un voile

Nous prenons comme exemple de calcul le voile de (L=5.3m) dans la zone tendue. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie comprimée sera ferriller par $A_{s Min}$ de RPA99/version 2003.

➤ Détermination des sollicitations

$$e = 0.2m$$

$$I = 2.4812m^4$$

$$L = 5.30m$$

$$M = -676.081 \text{ t.m}$$

$$\Omega = e \times L = 1.06m^2$$

$$N = 126.320 \text{ t}$$

➤ Calcul des contraintes

$$\sigma_{min} = -841.22t/m^2$$

$$\sigma_{max} = 602.880t/m^2$$

σ_{min} et σ_{max} sont de signe déférent, donc la section est partiellement comprimée.

On calcul la longueur tendue L_t

➤ **Longueur de la zone tendue**

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L = 3.09m$$

Alors la longueur de la zone comprimée est :

$$L_c = L - L_t = 2.21m$$

➤ **Calcul des armatures verticales**

$$F = \frac{\sigma_{min}}{2} \times L_t \times e = 259.725 t$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = 64.93cm^2$$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{min} = 0.2\% \times a \times L_t = 12.36cm^2$$

$$A_v = 64.93cm^2 > A_{min} = 12.36cm^2 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Espacement exigé par le R.P.A 99**

D'après RPA99/version2003 :

$S \leq (1,5e; 30cm)$ On prend :

$S = 15cm$ (zone nodale)

$S = 20cm$ (zone courante)

➤ **Choix du ferrailage**

Le ferrailage adopté par nappe :

$$A_v = 44HA14 \text{ Alors } A_s = 67cm^2$$

On adopte comme ferrailage verticale 22HA14 par nappe sur toute la longueur du voile.

➤ **Détermination des armatures horizontales**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V \max = 1.422KN$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e \times d} = 2.30 \times 10^{-3} < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5Mpa \dots \dots \dots CV.$$

D'autre part le RPA/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0.15 % de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$
- 0.25 % de la section de voile considérée si : $\tau_b > 0.025f_{c28}$

$$\tau_b = 2.30 \times 10^{-3} Mpa < 0.025f_{c28} = 0.625 Mpa$$

Donc :

$$A_H > 0.15\% \times b \times e = 3cm^2/ml$$

$$\text{On prend } A_H = 7HA08 = 3.52cm^2/ml$$

- **Espacement :**

$$S \leq \min(1,5e; 30cm) = 20 cm. \text{ On prend : } S = 15 cm$$

Tableau V.10 : Résultats de ferrailage des voiles

zone	L (m)	I (m ⁴)	Ω (m ⁴)	N (t)	M (t.m)	V _{max} (t)	σ _{max} (t/m ²)	σ _{min} (t/m ²)	L _t (m)	F (t)	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)	S _t (cm)	
														Nodale	Courante
Zone 1	2.00	0.133	0.4	-28,06	65,686	21,43	422,50	-562,80	1,14	64,159	16,07	4.56	16HA12=18.10	15	20
	2.50	0.260	0.5	-283,92	119,985	44,81	8,09	-1143,7	2,48	283,637	70,98	9.92	50HA14=70	10	20
	3.60	0.777	0.72	-129,32	253,625	85,05	407,48	-766,71	2,35	180,176	45,06	9.4	32HA14=49.28	15	20
	4.85	1.901	0.97	328,81	644,107	131,07	1160,46	-482,50	1,42	68,515	17,18	5.68	18HA12=18.08	15	20
	5.30	2.481	1.06	126,32	677,081	142,27	603,95	-842,29	3,09	260,267	65	12.36	44HA14=67.74	15	20
Zone 2	2.00	0.133	0.4	-39,71	39,318	22,08	195.61	-394.16	1.34	52.817	13.17	5.36	18HA10=14.22	15	20
	2.50	0.260	0.5	-170,19	89,389	43,64	88.69	-769.45	2.24	172,35	43.12	8.96	15HA14=46.18	15	20
	3.60	0.777	0.72	-82,48	248,721	114,19	461.19	-690.30	2.16	149,10	37.24	8.64	15HA14=46.18	15	20
	4.85	1.901	0.97	0,63	264,066	126,53	337.43	-336.13	2.42	81,343	20.34	9.68	32HA12=32.20	15	20
	5.30	2.481	1.06	-41,32	235,445	173,52	212.474	-290.4	3.06	88,86	22.22	12.24	40HA12=31.6	15	20
Zone 3	2.00	0.133	0.4	-22,61	32,467	22,23	186.98	-300.03	1.23	36,903	9.24	4.92	16HA10=12.57	15	20
	2.50	0.260	0.5	-25,51	10,035	34,36	-2.85	-99.19	2.57	25,530	6.38	10.28	34HA10=26.86	15	20
	3.60	0.777	0.72	65,66	115,468	44	358.48	-176.09	1.19	20,954	5.22	4.76	16HA10=12.57	15	20
	4.85	1.901	0.97	19,87	146,096	78,95	206.81	-165.84	2.16	35,821	8.95	8.64	28HA10=22.12	15	20
	5.30	2.481	1.06	10,55	141,971	163,32	161.58	-141.67	2.48	35,134	8.77	9.92	32HA10=25.28	15	20
Zone 4	2.00	0.133	0.4	-10,67	21,532	21,72	134.82	-188.17	1.17	22,015	5.48	4.68	8HA10=6.28	15	20
	2.50	0.260	0.5	5,22	42,711	27,05	215.45	-194.57	1.19	23,153	5.77	4.76	16HA10=12.64	15	20
	3.60	0.777	0.72	53,2	46,255	27,5	180.96	-33.18	0.56	1,858	0.46	2.24	8HA10=6.32	15	20
	4.85	1.901	0.97	35,39	55,277	48,49	106.98	-34.01	1.17	3,979	0.99	4.68	16HA10=12.64	15	20
	5.30	2.481	1.06	38,68	77,88	117,19	119.67	-46.68	1.49	6,95532	1.74	5.96	20HA10=15.8	15	20

➤ Vérification la contrainte de cisaillement

Tableau V.11: vérification au cisaillement.

	RPA99/Verion2003				BAEL91		
	V (KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$	Vérification	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Zone1	142.73×10^{-2}	2.72×10^{-3}	5	CV	1.74×10^{-3}	2.5	CV
Zone2	173.52×10^{-2}	3.30×10^{-3}	5	CV	2.55×10^{-3}	2.5	CV
Zone3	163.32×10^{-2}	3.57×10^{-3}	5	CV	2.40×10^{-3}	2.5	CV
Zone4	117.19×10^{-2}	2.41×10^{-3}	5	CV	1.72×10^{-3}	2.5	CV

Le schéma de ferrailage des voiles est donné dans les figures suivantes :

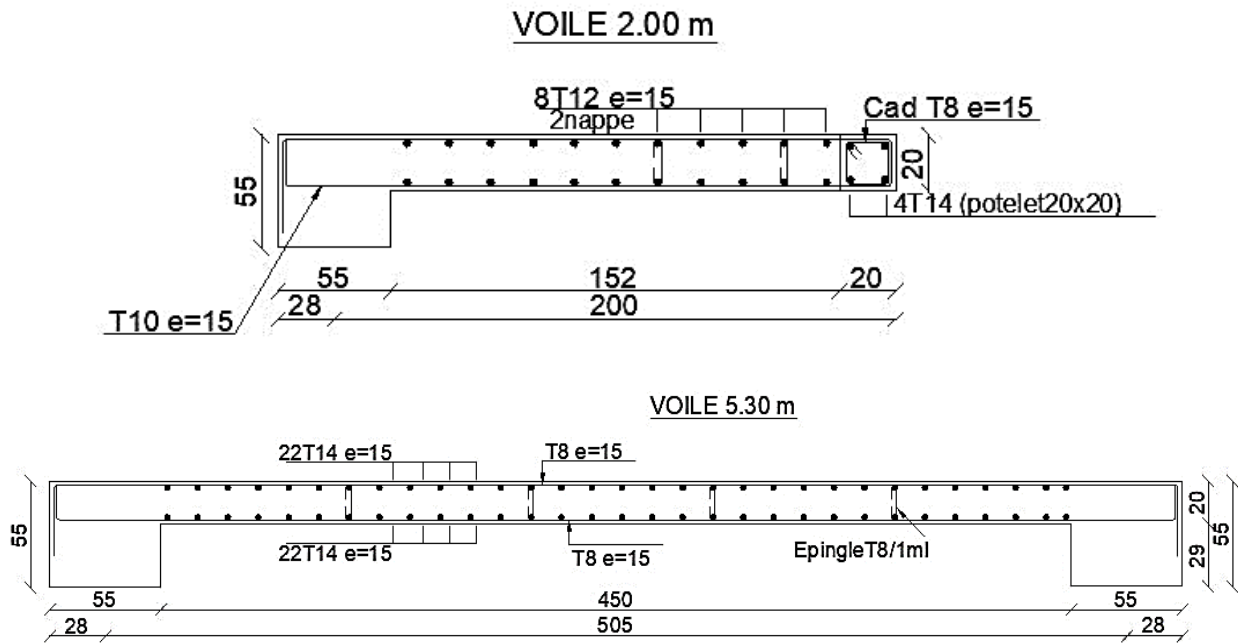


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des voiles

V.5 Conclusion

Dans ce chapitre, les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) sont ferrillés en respectant les exigences réglementaires de RPA 99 et BAEL 91.



CHAPITRE IV

EFFET DE L'ORIENTATION DU BATIMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE

CHAPITRE VI

EFFET DE L'ORIENTATION DU BÂTIMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE

VI.1 Introduction

Dans le domaine du civil, l'orientation d'un bâtiment sur un site se réfère à la manière dont il est positionné par rapport à la direction de propagation attendue des forces sismiques lors d'un tremblement de terre. En d'autres termes, c'est la façon dont la structure est alignée par rapport à la direction d'où viendront les secousses sismiques.

Ce chapitre se concentre sur l'analyse de l'effet de l'orientation du bâtiment en effectuant une série de rotations systématiques de la structure étudiée, suivies d'une évaluation approfondie de leur impact sur la performance sismique. En pivotant le bâtiment sous différents angles par rapport à la direction d'arrivée des ondes sismiques, nous chercherons à comprendre comment cette variable influence les déformations, les contraintes et les forces induites dans la structure lors d'un séisme. Cette analyse permettra de dégager des insights essentiels pour la conception et la construction de bâtiments plus résilients aux tremblements de terre, en mettant en lumière les meilleures pratiques en matière d'orientation pour renforcer la sécurité et la stabilité structurelle des infrastructures dans les zones sismiques.

VI.2 Avancé sur l'effet de l'angle d'orientation dans les derniers travaux de recherche

Dans une étude menée par (Bugueño, Carvalho, and Vielma 2022) intitulée "Influence of Directionality on the Seismic Response of Typical RC Buildings", l'étude révèle que l'angle d'incidence présente une importance cruciale dans l'évaluation des demandes maximales de déplacement des structures en béton armé. Les résultats indiquent des variations significatives des demandes en déplacement inter-étages et de déplacement du toit en fonction de l'angle d'incidence considéré. Une analyse statistique approfondie confirme l'impact déterminant de l'angle d'incidence sur les réponses maximales des structures exposées aux séismes enregistrés au Chili. Ces conclusions soulignent la nécessité d'intégrer l'angle d'incidence dans le processus de conception parasismique des structures afin d'assurer leur résilience face aux événements sismiques.

En 2019, (Sahi et al. 2019) ont mené une étude sur l'impact de l'orientation de la structure sur les performances sismiques dans la zone de forte sismicité. Ils ont découvert que l'orientation des constructions peut influencer de manière significative leur réponse aux tremblements de terre. Ils ont réalisé une simulation de cinq structures sous différents angles et analysé leurs performances en termes de déplacement, de moment de flexion et de force de cisaillement. Les auteurs ont étudié l'impact de l'orientation des bâtiments sur les performances sismiques. Il constate qu'une orientation 0° (N-S) entraîne un dommage minimal par rapport à une orientation 90° (E-W). Les bâtiments avec une orientation E-W connaissent une accélération plus élevée et sont plus susceptibles d'être endommagés en raison de la combinaison de charges. L'étude suggère que l'orientation peut causer la destruction des bâtiments indépendamment d'autres facteurs.

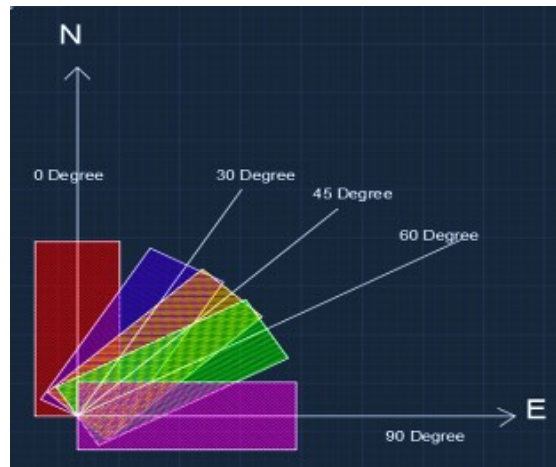


Figure VI.1 : Plan du bâtiment dans une orientation différente

(Rajashree and Sumitra Kandolkar 2018) ont examiné l'impact de la charge sismique associée à la charge verticale sur une structure en béton renforcé, orientée à des angles de 30, 45, 60, 90 et 180 degrés. En orientant un bâtiment commercial à plusieurs étages G+11 sous cinq angles différents par rapport au plan global (x-z), ils ont observé le comportement, les performances et la réponse de la structure en fonction des étages, du déplacement, du moment de flexion. Selon les résultats, le déplacement horizontal de la structure dépasse la limite admissible dans tous les cas, sauf pour le bâtiment orienté à 90° . Dans la structure orientée à 180° , ils ont observé la force de cisaillement maximale. Le déplacement maximal d'étage a été trouvé dans le bâtiment avec une orientation de 180° dans la direction (x-x), tandis que le déplacement maximal d'étage a été observé pour le bâtiment orienté à 90° dans la direction (z-z). Selon l'étude, la structure orientée à 90° est la plus appropriée en termes de résistance.

Une recherche réalisée par (Magliulo, Maddaloni, and Petrone 2014) examine l'impact de la direction du tremblement de terre sur la réaction sismique d'une structure irrégulière. L'évaluation est basée sur trois bâtiments en portique auto stable multi-étages, qui sont une typologie structurelle très répandue en Italie. Les différentes formes de plan sont, respectivement, un plan rectangulaire, un plan L et un plan avec un vide dans les bâtiments. Les analyses non linéaires dynamiques sont réalisées avec la considération de douze directions de séisme différentes et avec la rotation dans la direction des deux composants orthogonaux de 30° pour chaque analyse (de 0° à 330°). Selon les résultats obtenues, l'angle du mouvement d'entrée sismique peut avoir une influence négative sur la réponse des structures dans le domaine plastique. En revanche, l'angle sismique critique, c'est-à-dire l'angle d'incidence qui génère la demande maximale, entraîne une augmentation de jusqu'à 37% en ce qui concerne les déplacements de dernier niveau.

VI.3 Méthodologie

L'orientation du bâtiment impacte considérablement sa réponse aux charges sismiques lors d'un tremblement de terre. Une fondation stable seule peut ne pas suffire à supporter l'impact des forces sismiques, surtout si l'orientation du bâtiment aggrave la distribution des charges. Pour étudier ce phénomène, nous avons collecté des données sur les orientations variées des bâtiments. Cette approche nous permettra d'évaluer précisément l'impact des orientations diverses sur la sécurité structurelle et la vulnérabilité des bâtiments face aux charges sismiques. Nous analyserons les résultats de cette étude en les examinant sous quatre angles différents, soit 0 , 45 , 90 et 180 degrés, par rapport à l'axe ($x-x$), tout en conservant la même structure. Par la suite, nous étudierons le comportement et la réponse du bâtiment en termes de déplacement des étages, de déformations, les participations massiques, les centres de torsion et les centres de gravité.

VI.4 Choix d'angles d'orientation

Dans notre analyse, nous avons défini l'axe Nord-Sud comme référence à 90 degrés, établissant ainsi un point de comparaison stable. Les résultats de cette étude seront analysés sous quatre angles distincts, à savoir 0 , 45 , 90 et 180 degrés. Les figures suivantes (Figures VI. 2-5) montrent les directions choisies.

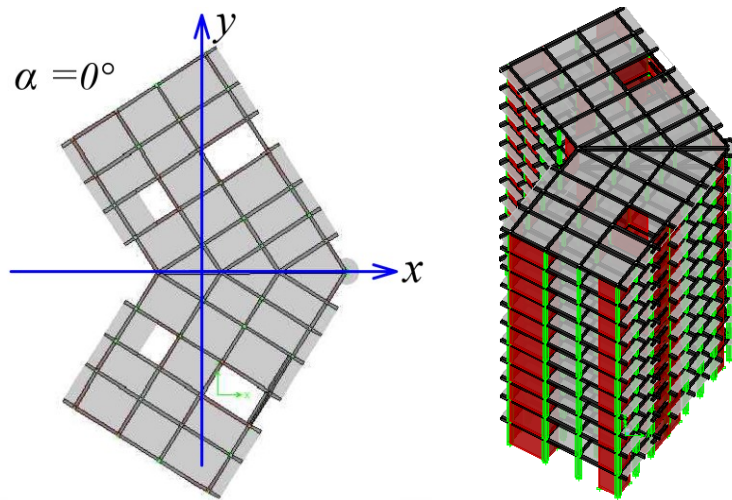


Figure VI.2 : orientation du bâtiment selon un angle 0°

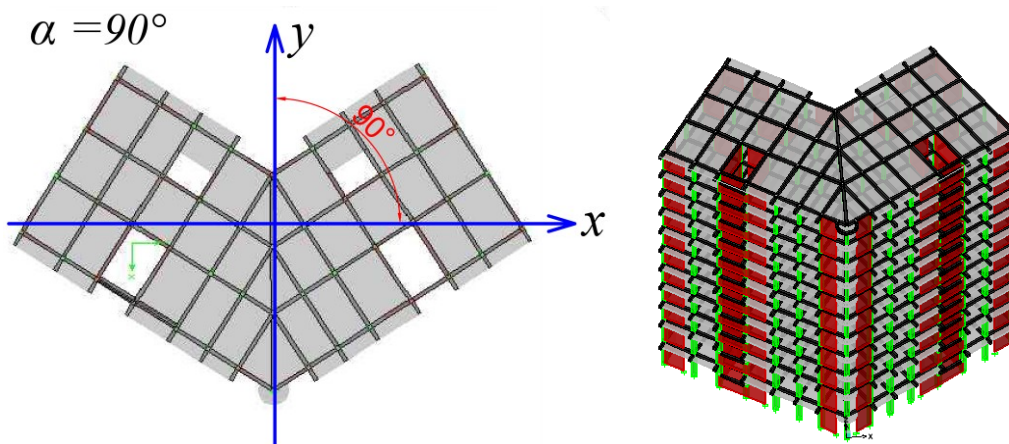


Figure VI.3 : orientation du bâtiment selon un angle 90° .

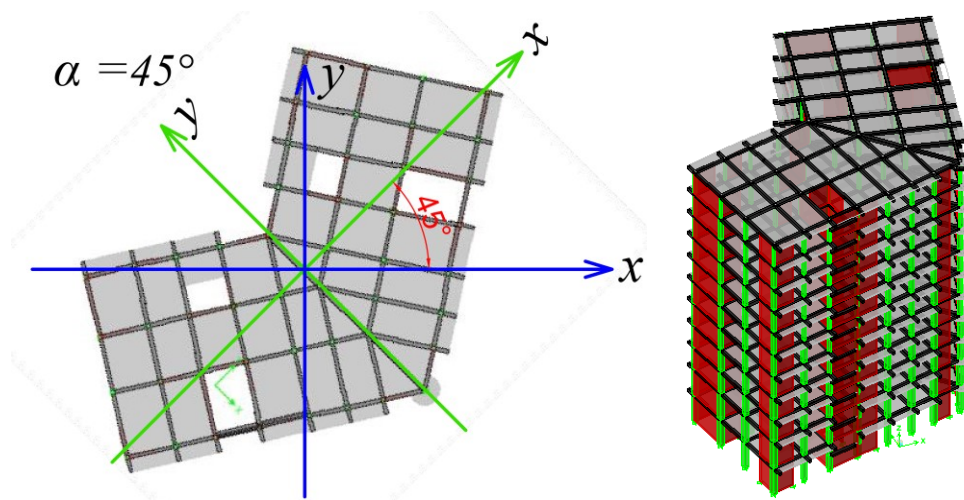


Figure VI.4 : orientation du bâtiment selon un angle 45° .

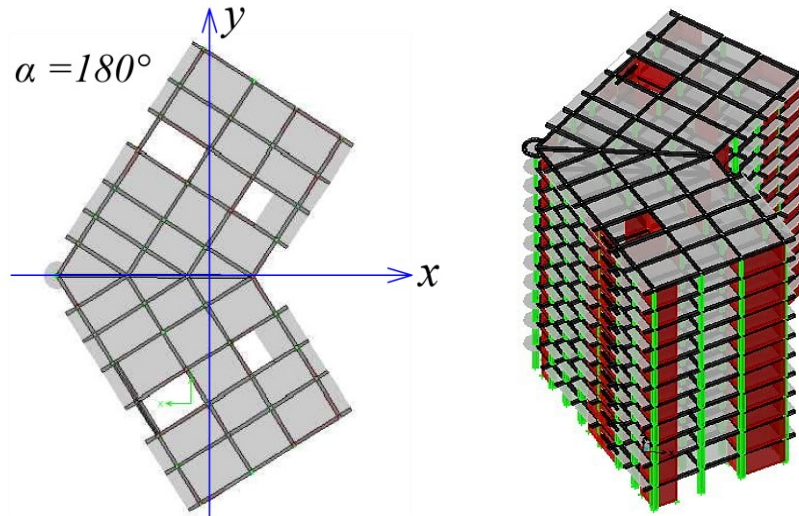


Figure VI.5 : orientation du bâtiment selon un angle '180°.

VI.5 Résultats et discussions

Les résultats de l'étude dynamique obtenu à l'aide du logiciel ETABS sont résumé dans la présente section. Vue la quantité et la variété des tableaux de résultats, nous nous focalisons uniquement aux valeurs du période, aux modes fondamentaux de vibration et aux déplacements des étages pour chaque angle de rotation choisie (0°, 45°, 90° et 180°).

➤ **Résultats de la position du centre de masse :**

Dans le tableau suivant, on présente les positions du centre de masse de notre bâtiment pour les angles d'orientation choisies ; 0°, 45°, 90° et 180°, respectivement.

Tableau VI.1 : La position du centre de masse des différents angles.

Etage	0°		45°		90°		180°	
	XCM	YCM	XCM	YCM	XCM	YCM	XCM	YCM
1	-1,667	11,399	-1,35	12,855	-0,085	13,724	2,164	12,091
2	-1,64	11,399	-1,331	12,836	-0,094	13,716	2,137	12,091
3	-1,614	11,399	-1,313	12,818	-0,104	13,71	2,112	12,091
4	-1,618	11,399	-1,316	12,821	-0,102	13,714	2,115	12,091
5	-1,621	11,399	-1,317	12,822	-0,1	13,717	2,118	12,091
6	-1,624	11,399	-1,32	12,825	-0,098	13,721	2,121	12,091
7	-1,626	11,399	-1,321	12,826	-0,096	13,724	2,124	12,091
8	-1,629	11,399	-1,323	12,829	-0,095	13,727	2,127	12,091
9	-1,631	11,4	-1,325	12,83	-0,093	13,73	2,129	12,09
10	-1,634	11,39	-1,333	12,825	-0,102	13,729	2,131	12,1
11	-1,687	11,39	-1,371	12,863	-0,102	13,667	2,184	12,1

➤ **Résultats de la position du centre de torsion :**

La position du centre de torsion de notre bâtiment pour les angles d'orientation sélectionnés est illustrée dans le tableau ci-dessous pour : 0°, 45°, 90° et 180°, respectivement.

Tableau VI.2 : La position du centre de torsion des différents angles.

Etage	0°		45°		90°		180°	
	XCR	YCR	XCR	YCR	XCR	YCR	XCR	YCR
1	-1,89	11,402	-1,506	13,015	-0,095	13,704	2,387	12,088
2	-2,459	11,406	-1,905	13,42	-0,094	14,152	2,956	12,084
3	-2,63	11,412	-2,022	13,546	-0,091	14,246	3,128	12,078
4	-2,682	11,418	-2,055	13,587	-0,088	14,237	3,18	12,072
5	-2,694	11,423	-2,06	13,598	-0,086	14,208	3,192	12,067
6	-2,694	11,426	-2,057	13,601	-0,085	14,18	3,192	12,064
7	-2,697	11,429	-2,058	13,604	-0,084	14,165	3,195	12,061
8	-2,707	11,43	-2,064	13,612	-0,083	14,162	3,204	12,06
9	-2,727	11,431	-2,078	13,627	-0,082	14,173	3,225	12,059
10	-2,758	11,431	-2,1	13,649	-0,082	14,194	3,256	12,059
11	-2,801	11,43	-2,13	13,679	-0,082	14,223	3,298	12,06

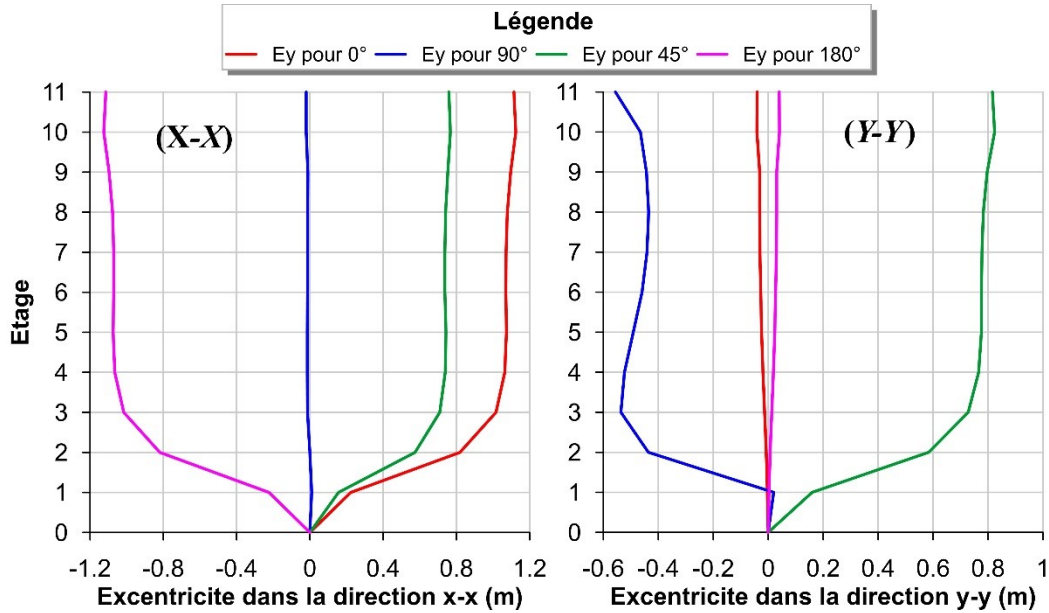
➤ **Calcul de l'excentricité :**

Le tableau ci-dessous présente le calcul de l'excentricité issu des équations : $E_x=(XCR-XCM)$, $E_y=(YCR-YCM)$ pour chaque étage de notre bâtiment pour les angles d'orientation choisis, à savoir 0°, 45°, 90° et 180°, respectivement.

Tableau VI.3 : L'excentricité des différents angles.

Etage	0°		45°		90°		180°	
	EX	EY	EX	EY	EX	EY	EX	EY
1	0,223	-0,003	0,156	-0,16	0,01	0,02	-0,223	0,003
2	0,819	-0,007	0,574	-0,584	0	-0,44	-0,819	0,007
3	1,016	-0,013	0,709	-0,728	-0,013	-0,54	-1,016	0,013
4	1,064	-0,019	0,739	-0,766	-0,014	-0,52	-1,065	0,019
5	1,073	-0,024	0,743	-0,776	-0,014	-0,49	-1,074	0,024
6	1,07	-0,027	0,737	-0,776	-0,013	-0,46	-1,071	0,027
7	1,071	-0,03	0,737	-0,778	-0,012	-0,44	-1,071	0,03
8	1,078	-0,031	0,741	-0,783	-0,012	-0,44	-1,077	0,031
9	1,096	-0,031	0,753	-0,797	-0,011	-0,44	-1,096	0,031
10	1,124	-0,041	0,767	-0,824	-0,02	-0,47	-1,125	0,041
11	1,114	-0,04	0,759	-0,816	-0,02	-0,56	-1,114	0,04

La représentation graphique ci-dessous illustre la comparaison de la répartition de l'excentricité dans les directions x-x et y-y pour les quatre orientations choisies pour le bâtiment étudié : 0°, 45°, 90°, 180°, respectivement. L'excentricité, un élément essentiel en ingénierie parasismique, a un impact significatif sur le comportement sismique d'un bâtiment lors d'un séisme.



Figures VI.6 : comparaison de l'excentricité dans les deux directions x-x et y-y pour les trois dispositions ; 0°, 45°, 90° et 180° respectivement.

- Selon l'axe x-x : on compare chaque mesure d'excentricité le long de l'axe (x-x) à une valeur théorique définie par la différence entre le centre de masse (XCM) et le centre de torsion (XCR) à tous les niveaux du système structurel. L'excentricité dans tous les sens ne dépasse pas l'excentricité théorique définie par la réglementation (5% de la longueur du bâtiment considéré).

- Dans la direction de l'axe y-y, on observe que l'excentricité reste généralement en accord avec l'excentricité théorique pour la plupart des orientations 0°, 90° et 180°. A l'exception pour l'orientation de 45 degrés, une légère déviation est observée, qui dépasse la limite admissible à partir du quatrième niveau.

➤ **Période et participation massique :**

Les périodes de vibration fondamentales et la contribution massique de notre bâtiment pour les angles d'orientation sélectionnés, à savoir 0°, 45°, 90° et 180°, sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.4 : Période et participation massique de l'angle 0 degré

0°								
Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0,714	0,013	69,07	0	0,013	69,079	0	0,697
2	0,677	68,97	0,014	0	68,99	69,094	0	0,0004
3	0,516	0,001	0,716	0	68,99	69,811	0	68,37

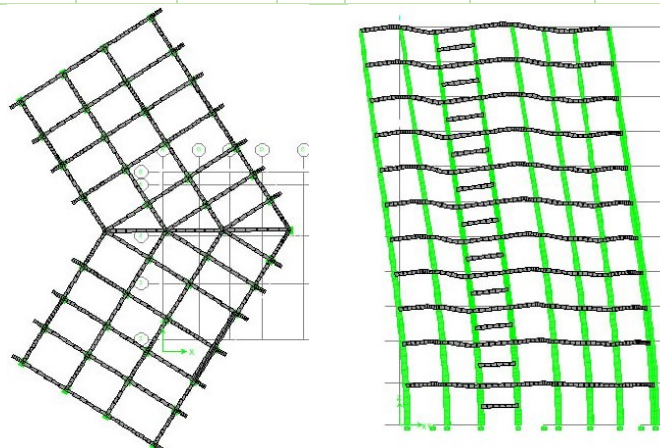


Figure VI.7 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 0 degré.

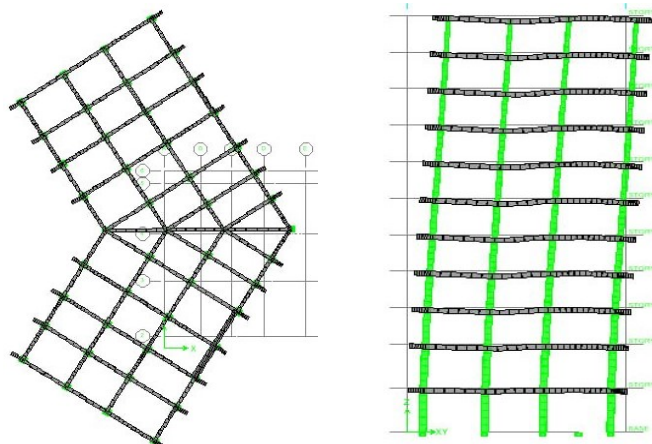


Figure VI.8 : Mode de translation suivant l'axe y-y de l'orientation 0 degré.

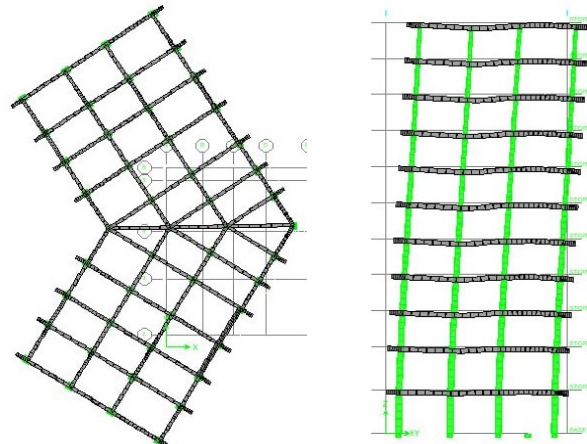


Figure VI.9 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 0°

Tableau VI.5 : Période et participation massique de l'angle 45 degrés.

45°								
Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0,714	35,517	33,576	0	35,517	33,576	0	0,697
2	0,677	33,491	35,502	0	69,009	69,078	0	0,0004
3	0,516	0,3858	0,332	0	69,395	69,410	0	68,374

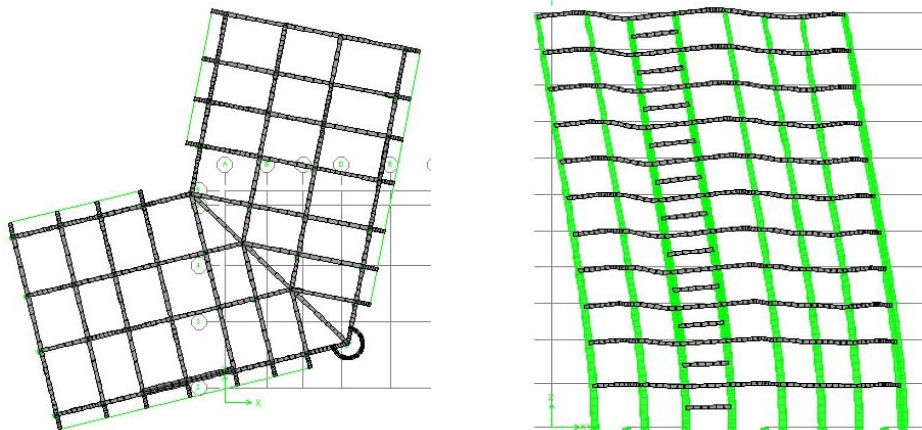


Figure VI.10 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 45 degrés.

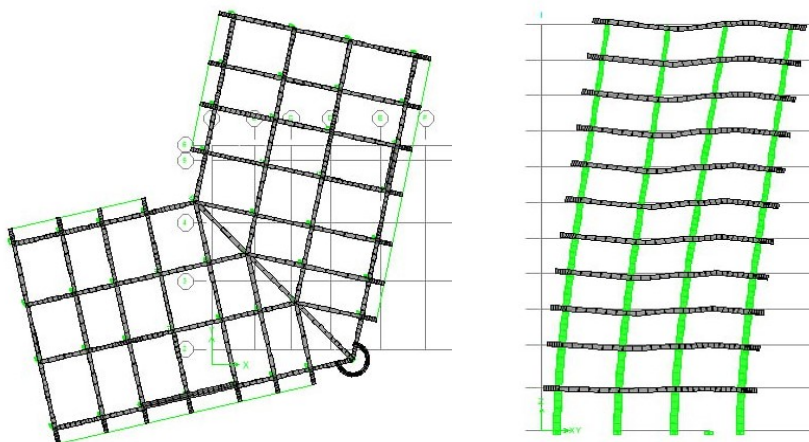


Figure VI.11 : Mode de translation suivant l'axe y-y de l'orientation 45 degrés.

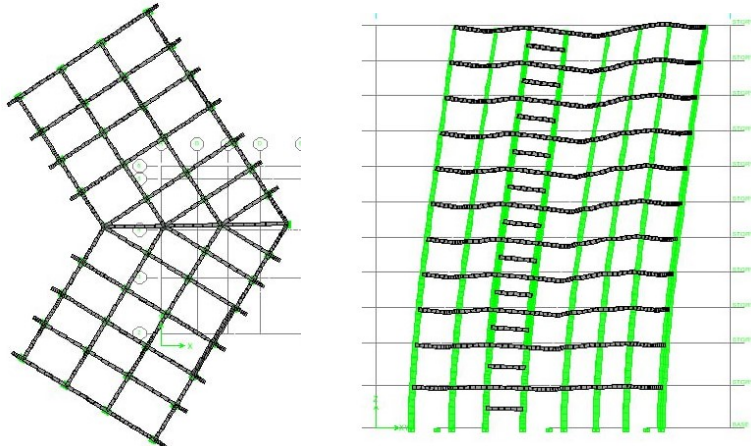


Figure VI.12 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 45 degrés.

Tableau VI.6 : Période et participation massique de l'angle 90 degrés.

90°								
Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0,714	69,042	0,013	0	69,042	0,013	0	0,695
2	0,677	0,0147	68,94	0	69,057	68,955	0	0,0004
3	0,516	0,7154	0,001	0	69,776	68,956	0	68,326

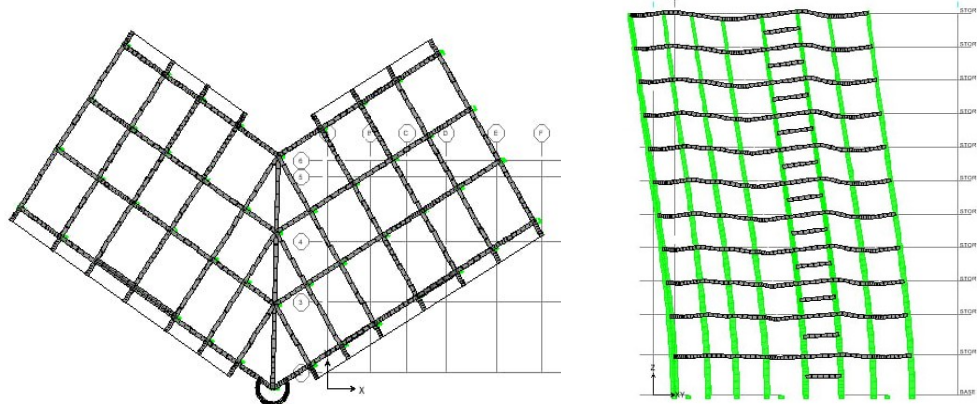


Figure VI.13 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 90 degrés.

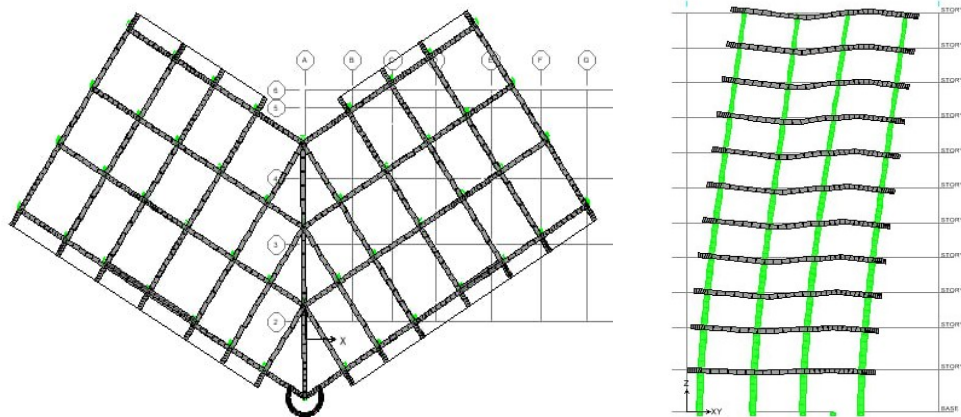


Figure VI.14 : Mode de translation suivant l'axe y-y de l'orientation 90 degrés.

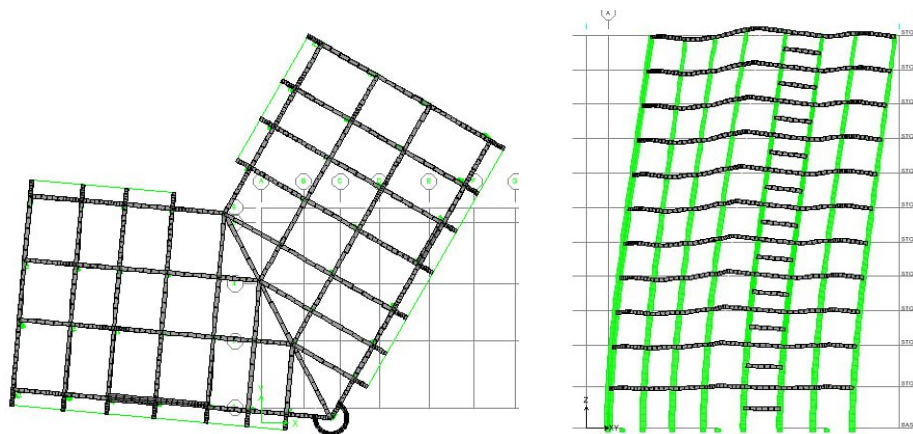


Figure VI.15 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 45 degrés.

Tableau VI.7 : Période et participation massique de l'angle 180 degrés.

180°								
Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0,714	0,013	69,079	0	0,013	69,079	0	0,697
2	0,677	68,976	0,0147	0	68,993	69,094	0	0,0004
3	0,516	0,001	0,7168	0	68,994	69,811	0	68,374

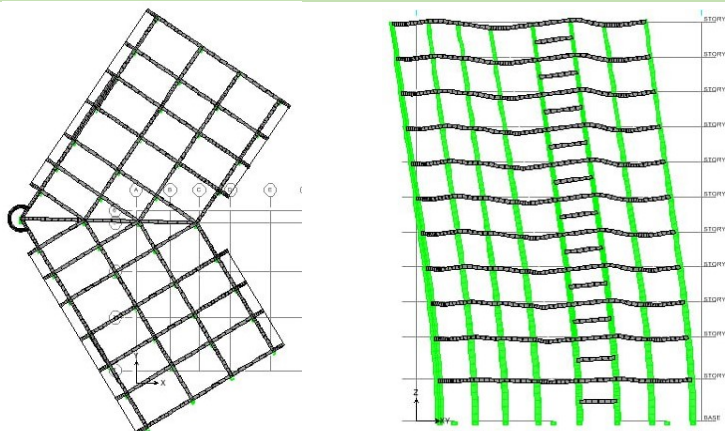


Figure VI.16 : Mode de translation suivant l'axe x-x de l'orientation 180 degrés.

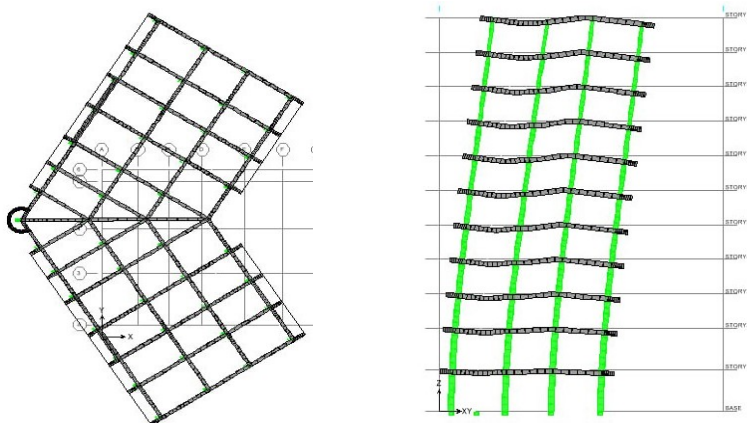


Figure VI.17 : Mode de translation suivant l'axe y-y de l'orientation 180 degrés.

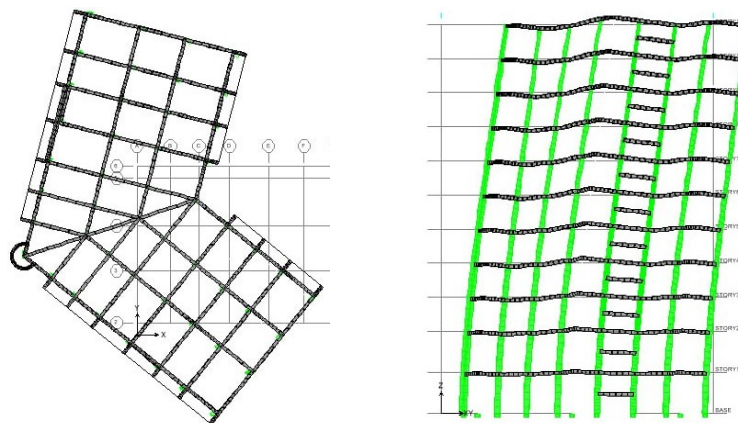


Figure VI.18 : mode de rotation suivant l'axe z-z de l'angle 180 degrés.

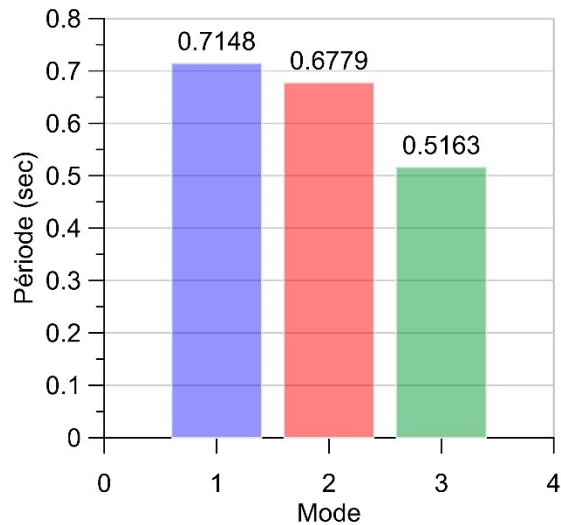


Figure VI.19 : périodes de vibration des trois modes fondamentaux des trois orientation (note : les mêmes valeurs sont obtenues).

L'histogramme de la figure VI.19 présente le période fondamentale de vibration pour les trois premiers modes de notre structure selon les différents orientations choisi (0° , 45° , 90° , 180° , respectivement). Dans cet histogramme, chaque barre représente la valeur du période fondamentale liée à un mode de vibration structurelle. On constate que les différentes orientations choisies donnant toujours les mêmes valeurs de période (T) ce qui exprime la stabilité des propriétés dynamiques du bâtiment, peu importe son orientation spatiale.

En conclusion, les périodes de vibrations d'une structure pour les différents modes ne dépendent pas de la direction du bâtiment. Et on peut dire que la période, c'est une valeur intrinsèque et propre à la structure, telle qu'on n'a pas changé la géométrie et la structure.

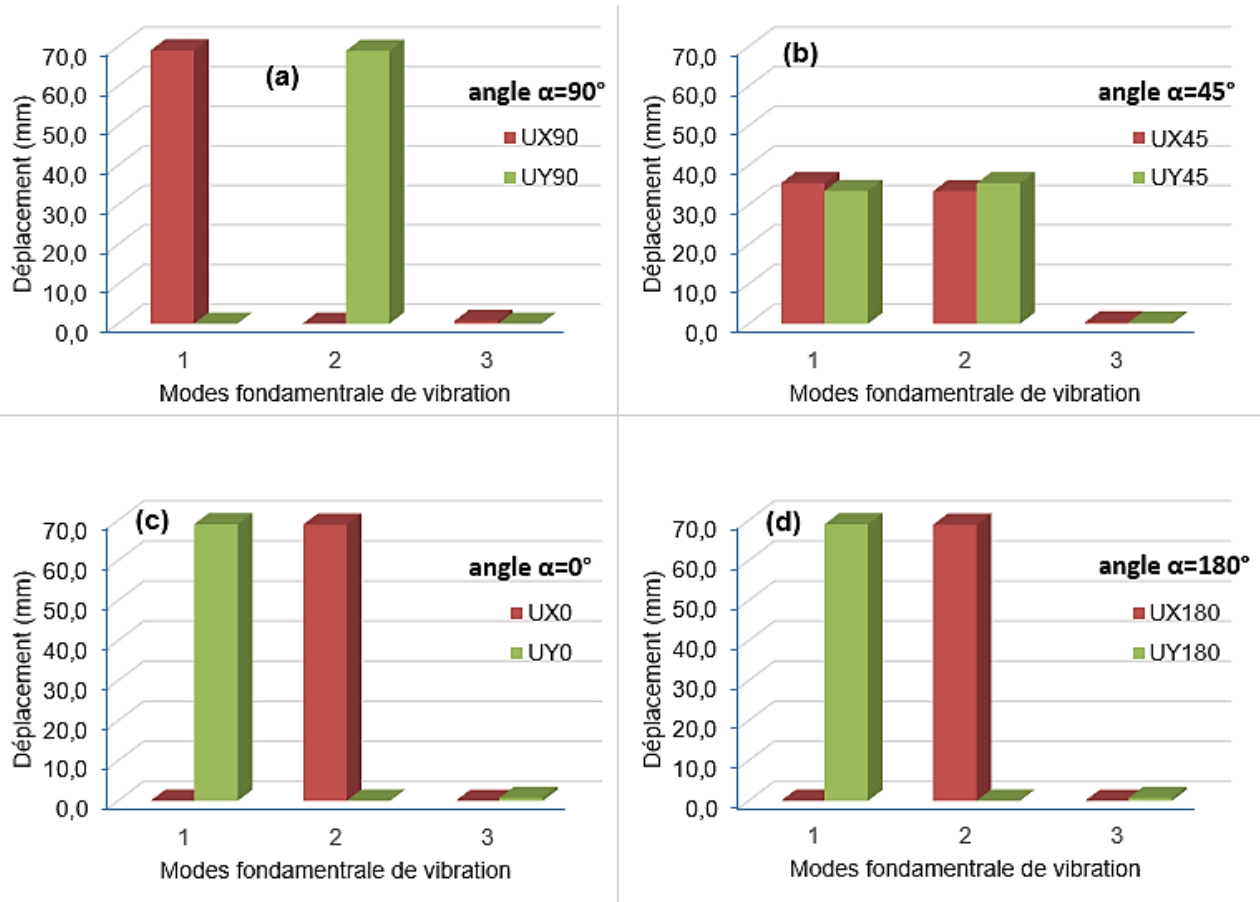


Figure VI.20 : Déplacement horizontal des trois premières modes de vibration pour chaque directions ; (a) direction 90° , (b) direction 45° , (c) direction 0° et (d) direction 180°

Les graphiques de la figure illustrent en détail le déplacement horizontal des trois premiers modes de vibration d'une structure d'orientation 0° , 45° , 90° et 180° . Ils mettent en évidence une corrélation significative entre le déplacement horizontal et l'angle d'orientation de la structure.

Les orientations de 0° , 90° et 180° sont caractérisées par des déplacements de translation importants dans les modes un et deux, tandis que le mode trois se traduit par une rotation représentant une réponse spécifique de la structure dans ces directions. Toutefois, en ce qui concerne l'angle d'orientation de 45° , on constate une variation significative, ce qui laisse supposer une sensibilité accrue de la structure à cet angle précis.

➤ **Déplacement des étages**

Tableau VI.8 : Déplacement des étages selon l'orientation 0 degré.

Story	Load	UX	UY	Load	UX	UY
STORY11	EY	0,0006	0,0226	EX	0,024	0,0002
STORY10	EY	0,0006	0,0203	EX	0,0217	0,0002
STORY9	EY	0,0005	0,0179	EX	0,0194	0,0002
STORY8	EY	0,0004	0,0155	EX	0,0169	0,0002
STORY7	EY	0,0004	0,0131	EX	0,0143	0,0001
STORY6	EY	0,0003	0,0106	EX	0,0117	0,0001
STORY5	EY	0,0002	0,0083	EX	0,0092	0,0001
STORY4	EY	0,0002	0,0061	EX	0,0068	0,0001
STORY3	EY	0,0001	0,0041	EX	0,0045	0
STORY2	EY	0,0001	0,0023	EX	0,0026	0
STORY1	EY	0	0,0007	EX	0,0008	0
BASE	EY	0	0	EX	0	0

Tableau VI.9 : Déplacement des étages selon l'orientation 45 degrés.

Story	Load	UX	UY	Load	UX	UY
STORY11	EY	0,0079	0,0221	EX	0,0221	0,0079
STORY10	EY	0,0072	0,0199	EX	0,0199	0,0071
STORY9	EY	0,0064	0,0177	EX	0,0177	0,0063
STORY8	EY	0,0055	0,0153	EX	0,0154	0,0055
STORY7	EY	0,0047	0,013	EX	0,013	0,0047
STORY6	EY	0,0038	0,0106	EX	0,0106	0,0038
STORY5	EY	0,003	0,0083	EX	0,0083	0,003
STORY4	EY	0,0022	0,0061	EX	0,0061	0,0022
STORY3	EY	0,0015	0,0041	EX	0,0041	0,0015
STORY2	EY	0,0008	0,0023	EX	0,0023	0,0008
STORY1	EY	0,0003	0,0007	EX	0,0007	0,0003
BASE	EY	0	0	EX	0	0

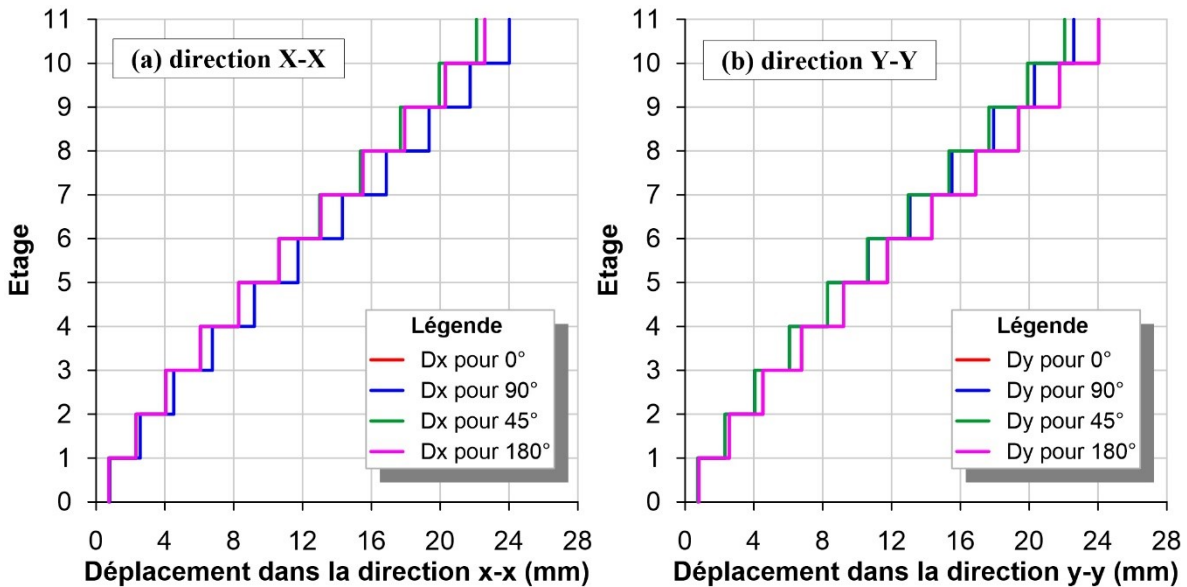
Tableau VI.10 : Déplacement d'étage selon l'orientation 90 degrés.

Story	Load	UX	UY	Load	UX	UY
STORY11	EY	0,0002	0,024	EX	0,0226	0,0006
STORY10	EY	0,0002	0,0218	EX	0,0203	0,0006
STORY9	EY	0,0002	0,0194	EX	0,0179	0,0005
STORY8	EY	0,0002	0,0169	EX	0,0155	0,0005
STORY7	EY	0,0001	0,0143	EX	0,0131	0,0004
STORY6	EY	0,0001	0,0118	EX	0,0106	0,0003
STORY5	EY	0,0001	0,0092	EX	0,0083	0,0002
STORY4	EY	0,0001	0,0068	EX	0,0061	0,0002
STORY3	EY	0	0,0045	EX	0,004	0,0001
STORY2	EY	0	0,0026	EX	0,0023	0,0001
STORY1	EY	0	0,0008	EX	0,0007	0
BASE	EY	0	0	EX	0	0

Tableau VI.11 : Déplacement d'étage selon l'orientation 180 degrés.

Story	Load	UX	UY	Load	UX	UY
STORY11	EY	0,0002	0,024	EX	0,0226	0,0006
STORY10	EY	0,0002	0,0218	EX	0,0203	0,0006
STORY9	EY	0,0002	0,0194	EX	0,0179	0,0005
STORY8	EY	0,0002	0,0169	EX	0,0155	0,0005
STORY7	EY	0,0001	0,0143	EX	0,0131	0,0004
STORY6	EY	0,0001	0,0118	EX	0,0106	0,0003
STORY5	EY	0,0001	0,0092	EX	0,0083	0,0002
STORY4	EY	0,0001	0,0068	EX	0,0061	0,0002
STORY3	EY	0	0,0045	EX	0,004	0,0001
STORY2	EY	0	0,0026	EX	0,0023	0,0001
STORY1	EY	0	0,0008	EX	0,0007	0
BASE	EY	0	0	EX	0	0

Les résultats du déplacement des étages pour les quatre angles d'orientation sont illustrés sur le graphique : 0°, 45°, 90° et 180°. Le déplacement dans les directions x-x et y-y est représenté par les axes x et y.



Figures VI.21 : résultats du déplacement des étages pour les quatre angles d'orientation ; (a) dans la direction X-X et (b) dans la direction Y-Y

Les graphiques présentés dans la figure VIa et VIb montrent que le déplacement des étages est lié à l'angle d'orientation de la structure. Ce mouvement est le plus important le long de l'axe principal de mouvement considéré et le plus faible le long de l'axe secondaire de mouvement. On constate que pour les niveaux inférieurs (< 2 étages), les déplacements selon les deux directions

sont presque les mêmes pour quatre angles d'orientation. Ensuite, les valeurs de déplacement commencent à croître jusqu'à arriver à un déplacement maximal de 24 mm dans les deux directions x-x et y-y, et ce, pour différentes orientations. En revanche, les déplacements donnés par l'angle 0 et 180 degrés sont les mêmes pour tous les étages.

VI.6 Conclusion

D'après cette étude comparative, on conclut que ;

- L'effet de l'orientation des bâtiments sur leur comportement dynamique souligne l'importance de considérer les axes principaux (Nord-Sud, Est-Ouest) par rapport aux axes secondaires.
- La période de vibration d'un bâtiment reste inchangée pour les modes fondamentaux malgré les modifications dans la direction du bâtiment. L'étude révèle que la période est une quantité intrinsèque propre du bâtiment, qui est liée uniquement à la géométrie et au système de construction et non pas à leur orientation.
- L'orientation du bâtiment influence considérablement la valeur du déplacement, surtout pour les niveaux supérieurs.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Grâce à ce projet de fin d'études, nous avons pu mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de nos études, cela nous a donné l'occasion de prendre en compte les véritables obstacles auxquels un ingénieur civil peut faire face lorsqu'il s'agit de choisir le modèle de calcul à prendre en compte. Nous avons également remarqué une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, en raison de la forme irrégulière du plan de la structure.

Dans l'analyse dynamique, plusieurs dispositions ont été essayées, mais elles ont donné des résultats qui ne respectaient pas les recommandations des RPA. La variante choisie a obtenu des résultats satisfaisants en ce qui concerne la période et les déplacements.

Cette étude nous a également donné l'occasion de faire les observations suivantes :

- ✓ Actuellement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des actions les plus importantes et les plus dangereuses à prendre en compte lors de la conception et du calcul des structures.
- ✓ La disposition des voiles joue un rôle bien plus crucial que la quantité à intégrer dans la structure. Les voiles jouent un rôle essentiel dans la façon dont la structure réagit face aux séismes.
- ✓ La présence de bouts de voiles entraîne une concentration des efforts sur les poutres.
- ✓ Les poteaux sont ferrailés avec les valeurs minimales des RPA99 modifié 2003.
- ✓ Les axes principaux Nord-Sud et Est-Ouest offrent une précision supérieure dans l'orientation des bâtiments par rapport aux autres axes, influençant de manière optimale le comportement dynamique des structures.
- ✓ Les ingénieurs doivent prendre en considération les directions dès les premières étapes de conception, afin de développer des bâtiments qui garantissent une protection suffisante aux occupants et aux biens en cas de séisme.

En conclusion, notre objectif est que ce petit travail constitue une base solide dans notre domaine d'étude. Nous espérons qu'il nous donnera une fondation solide pour affronter les défis de manière plus sécurisée dans notre future carrière pratique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

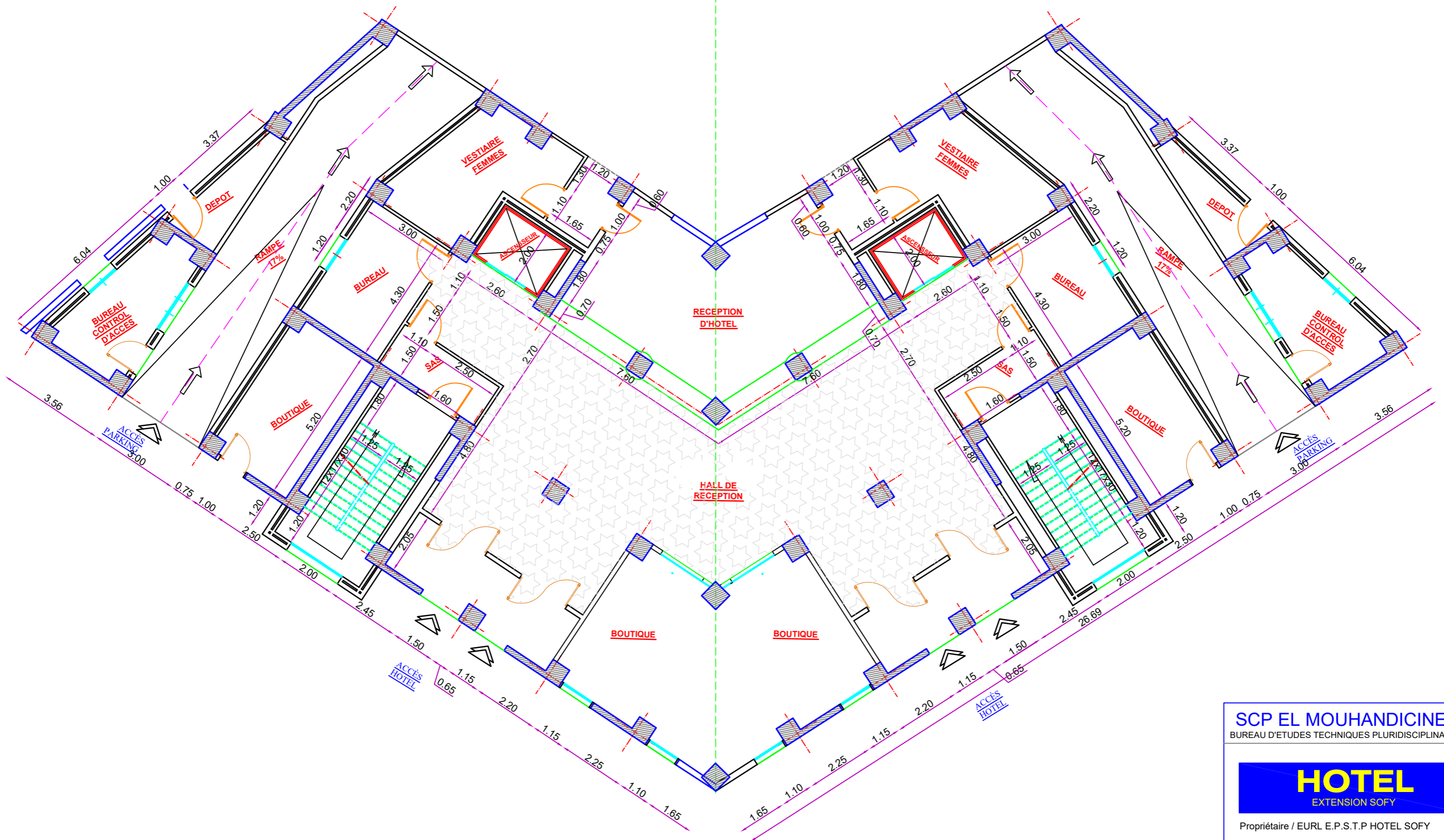
- Amar Kassoul (2015) - Chapitre 4 : Conception Parasismique Des Bâtiments - Principes De Base. In University chlef, Ossatures Bâtiment, p. 20.
- BAEL91. (2000). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (i-Reef-Edition (ed.)).
- BC.2.2, D. (1988). Charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C. 2.2 (Ministère de l'urbanisme et de la construction (ed.)).
- Bugueño, Ignacio, Jorge Carvallo, and Juan Carlos Vielma. 2022. "Influence of Directionality on the Seismic Response of Typical RC Buildings." *Applied Sciences* 12(3): 1534.
- CBA93. (1993). Calcul des ouvrages en béton armé (M. de l'urbanisme et de la Construction (ed.)).
- Davidovici, V. (1985) - Génie parasismique. Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. Retrieved from
- Dwivedi, A., Karthik Reddy, K. S. K., & Somala, S. N. (2022) - Study of seismic orientation of structure with bi-directional response analysis in the vicinity of branched fault earthquake rupture. *Structures*, 37, 613–623. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.027>
- Eser Aydemir, M., Evliyaoglu, U., & Malkoc, F. (2022) - The Effects Of Ground Motion Incident Angle for Orthogonal and Non-Orthogonal Structures. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 46(6), 4051–4065. <https://doi.org/10.1007/s40996-022-00873-2>
- Filiatrault, A. (1996) - Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Éditions de l'École polytechnique de Montréal.
- Kebaili, B. (2009) - Analyse du séisme de Boumerdes Juin 2003 et règles parasismiques Algériennes.
- Kermia, H., & Sid Ahmed, M. (2023) - Influence De L'emplacement Du Noyau Central Sur Le Comportement De Bâtiment R+9 avec trois sous-sols. University of Bouira.
- Kostinakis, K., Athanatopoulou, A., & Avramidis, I. (2012) - Orientation effects of horizontal seismic components on longitudinal reinforcement in R/C Frame elements. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12, 1–10. <https://doi.org/10.5194/nhess-12-1-2012>
- Laib, A., Laouami, N., & Slimani, A. (2015) - Modeling of soil heterogeneity and its effects on seismic response of multi-support structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(3), 423–437. <https://doi.org/10.1007/s11803-015-0034-1>
- Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2023) - Génie parasismique. Conception et dimensionnement des bâtiments. (EPFL PRESS, Ed.).
- Li, P., & Zhou, K. (2022) - The study of ground motion amplification based on an SMASS array site. *Frontiers in Earth Science*, 10. <https://doi.org/10.3389/feart.2022.934206>
- Lokmane, M., & Daaou Larbi (2020) - Influence des dispositions des voiles sur le comportement dynamique d'un bâtiment en R+4 a un système de contreventement

- constitué par des voiles porteurs en béton armé. L'Université de Mohamed El Bachir El Ibrahim.
- Magliulo, G., G. Maddaloni, and C. Petrone. 2014. "Influence of Earthquake Direction on the Seismic Response of Irregular Plan RC Frame Buildings." *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 13(2): 243–56.
- Rajashree, Kulkarni, and Sumitra Kandolkar. 2018. "ANALYSIS OF SEISMIC EFFECT ON DIFFERENT ORIENTATIONS OF G+11 MULTISTOREY BUILDING." *International Journal of Research in Engineering and Technology* 07(05): 44–52.
- RPA99 (2003) - Règles Parasismiques Algériennes. D.T.R. –B.C. 2.48. National Center of Earthquake Applied Research (CGS), Algiers, Algeria. (OPU). (ISBN 9961-923-13-8).
- Sahi, Bibek et al. 2019. "Importance of Orientation of Structure in Seismic Performance." In *2nd International Conference on Earthquake Engineering and Post Disaster Reconstruction Planning*, Bhaktapur, Nepal, 109–15.
- Simha, K. R. Y. (2007) - Seismic conceptual design of buildings. *Resonance*, 12(8), 82–84. <https://doi.org/10.1007/s12045-007-0085-3>
- Victor Davidovitch (2003) - Rapport préliminaire séisme BOUMERDES.
- Zacek, M. (1996) - Construire parasismique : risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation. Éd. Parenthèses.



ANNEXES- PLANS

L'HOTEL SOFY EN R+9 SOUS SOL COMMUNE DE BOUIRA
PLAN DE RDC



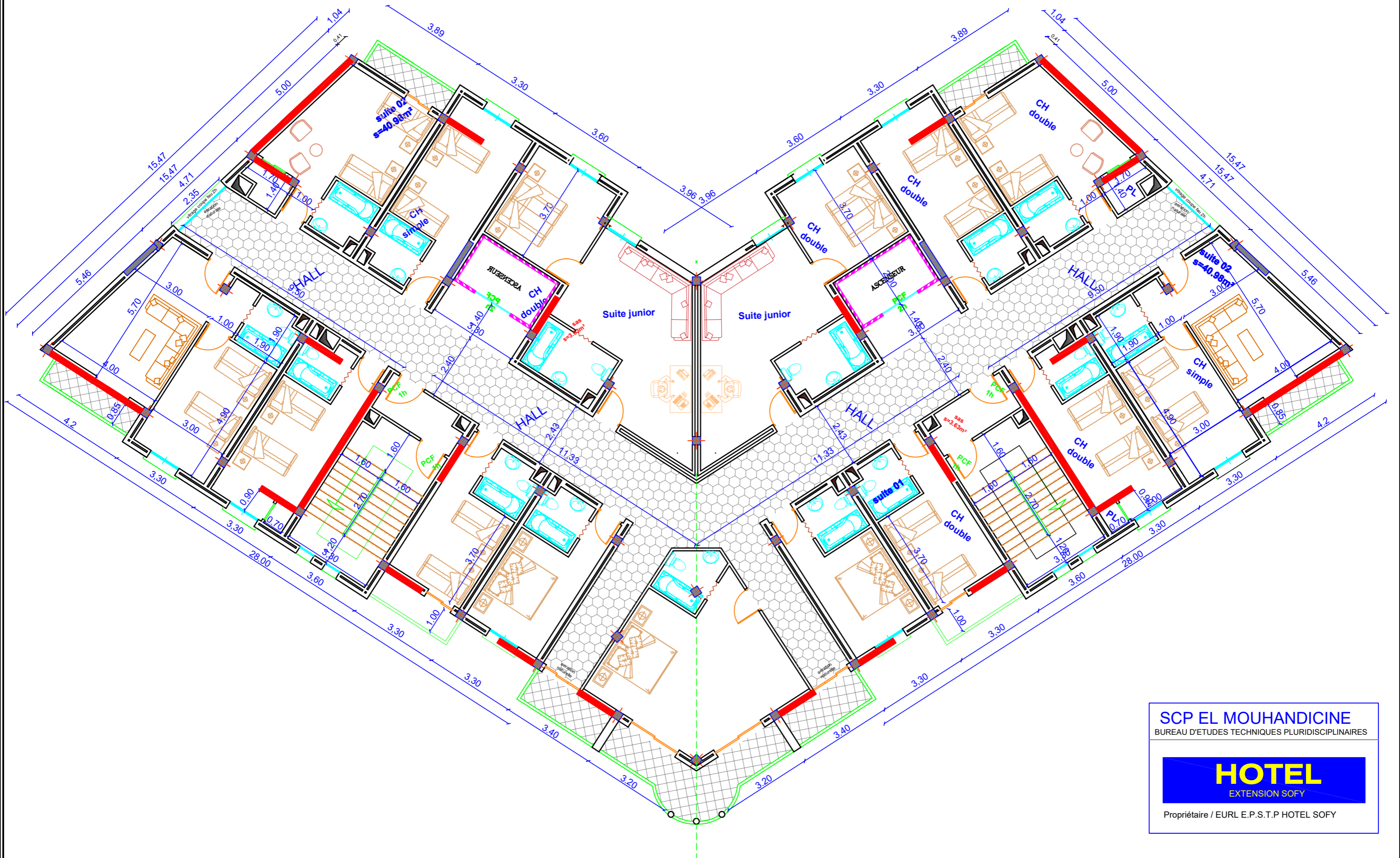
SCP EL MOUHANDICINE
BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES PLURIDISCIPLINAIRES

HOTEL
EXTENSION SOFY

Propriétaire / EURL E.P.S.T.P HOTEL SOFY

L'HOTEL SOFY EN R+10 SOUS SOL COMMUNE DE BOUIRA

PLAN D' ETAGE COURANT



SCP EL MOUHANDICINE
BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES PLURIDISCIPLINAIRES

HOTEL

EXTENSION SOFY

Propriétaire / EURL E.P.S.T.P HOTEL SOFY



SCP EL MOUHANDICINE
BUREAU D'ETUDES TECHNIQUES PLURIDISCIPLINAIRES

HOTEL
EXTENSION SOFY

Ú[] !á.az^A^BOWÚŠÁÓEÚB/EÚA PUVÓŠÁUOÝ

L'HOTEL SOFY EN R+10 SOUS SOL COMMUNE DE BOUIRA
PLAN DE COUPE

