

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
N° : 01



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique
Par :

Bensalah Wiam

Djerboua Khawla

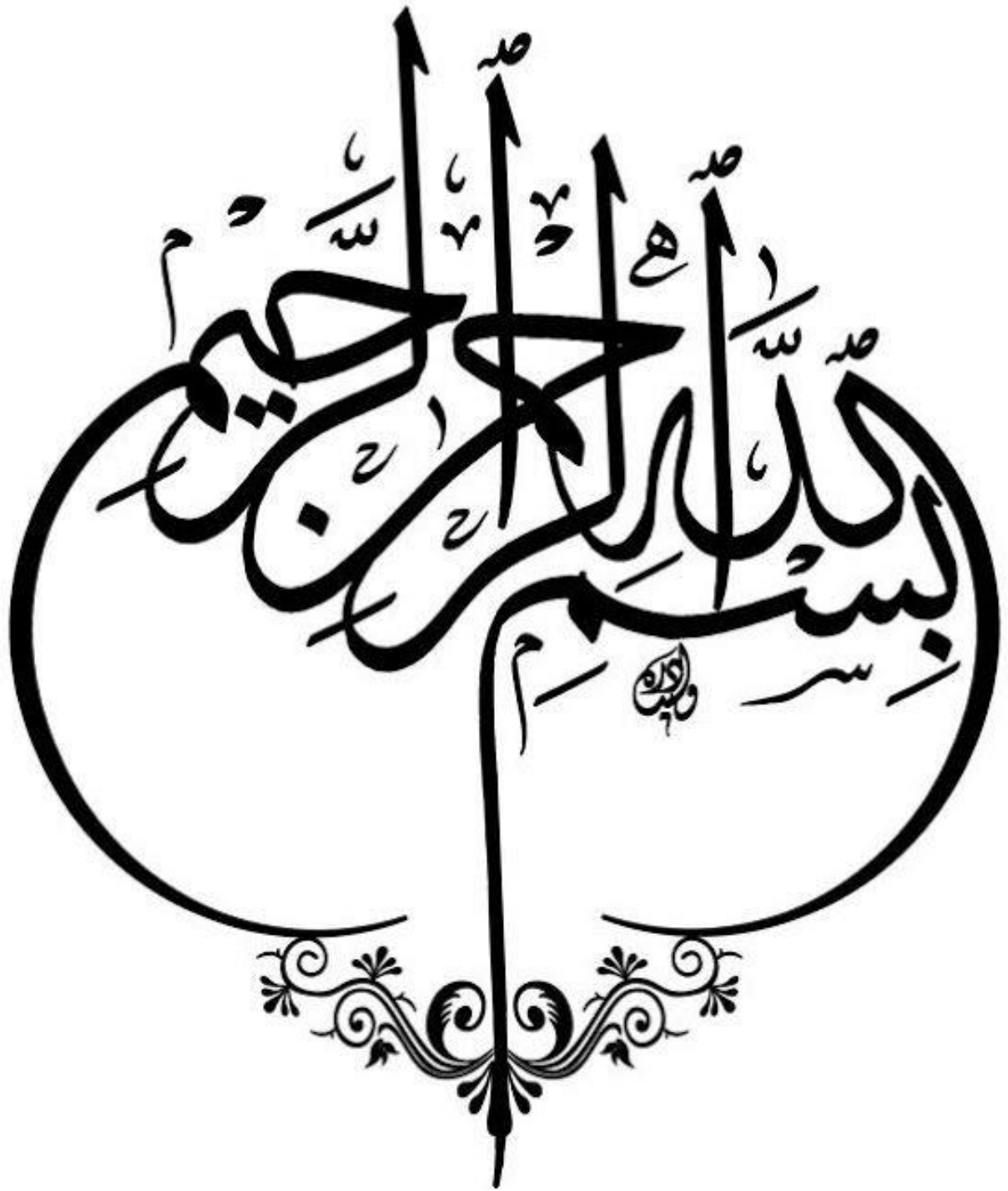
Intitulé

Étude comparative d'un bâtiment portique
en béton armé par l'analyse statique
équivalente et l'analyse dynamique modale spectrale

Soutenu devant le jury composé de :

Mr .Titoum Messaoud	Université de M'sila	Président
Mr. Menasri Youcef	Université de M'sila	Encadreur
Mr. Rahmani Abd allah Yacine	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2023/2024



Remerciements

Nous remercions dieu tout puissant qui nous a donné le courage et la volonté et de nous avoir bénie jusqu'à la réalisation de ce travail.

On remercie vivement notre encadreur et notre enseignant Mr YUCEF MINASRY, pour son Soutien au travail.

Nous n'oublierons pas de remercier tous les enseignants du département de génie civil, pour les efforts qu'ils ont fournis durant notre cursus afin de nous amener jusqu'au bout de la formation.

Enfin, grands mercis à nos familles respectives et nos amis qui nous ont aidés.

Nous profitons de l'occasion pour remercier tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

اهداء

إلى التي أودانا المصطفى بها ثلاثا قبلا، الى المغدقة في حبها، اللطيفة في عتابها، السخية في دعائها.....الى الحبيبة والديتي صفة.

إلى عمود البيت، وسند الأيام الثقال، الى كل حبات العرق التي صبها جبينه في سبيل إسعادناالى والدي الغالي سعد.

الى روح خادرت ولم تغادرني، الى تجاميد يدها الراحلة... روح جدتي رحمها الله.

الى قناديل البيت، الى فوضاهم التي لا أحب الى قلبي منها إخوتي: جميلة، بشري، زينو، شذى، جوري، جود.... والأمير الذي زين بضكاته الكون ابن اختي يزن.

إلى كل من علمني حرفا، إلى كل جنود المنزر الأبيض الذين تقاطع طريقتي بهم... خاصة: معلمي اوكلالي عبد العفيظ، والأستاذة حميدي رقية.

إلى رفيقة التعب، التي لا يحسن أحدا الإغناء كما تجعل هي...إلى خاليتي خولة.

إلى مؤسسات التضامع وسط طوابير الجامعة والنقل، إلى ضحكاتنا الطويلة إلى: رزيقة، دنيا، اميمة، ونام، امال، حنان.

إلى رفيقتي وحببتي: امينة ورباب.

إلى كل الطيبين الذين تمنوا الخير لي يوما، وإلى الخيرين الذين عرفتهم في المسيلة... أهدي هذا العمل، راجية من المولى أن ينفع به....

ونام

إهداء

نلتها ومانقت اليوم مجداً عظيماً لم يكن العلم قريباً ولا الطريق سهلاً ولكن وصلتُ
الحمد لله حباً وشكراً وامتناناً، الحمد لله الذي بفضلہ أدرکت أسمى الغايات
أهدى بكل حبة مذكرة تخرجي :

إلى من أبصرت بها طريق حياتي.. وأستمديت منها قوتي وإعتزازي بذاتي.. إلى الكفاح
الذي لا يتوقف، إلى الشامخة التي علمتني معنى الإصرار وأن لأشي مستحيل في الحياة مع
قوة الإيمان والتخطيط السليم إلى ينبوع العطاء المتفاني مدى عمري.. إلى مربيتي
الغالية ربيعة أم الله في عمرها وجزاها الله عني خير الجزاء.

إلى أبي العزيز أحمد الذي جد وبذل كل جهده ودعمني بكل ما بوسعه وإلى أمي العزيزة
مباركة التي دائماً كانت ترافقني بدعواتها المباركة وكلماتها اللطيفة أهديك هذا
التخرج من عميق قلبي.

إلى من تبتهج عيناى برؤية وجوههم ويفرح قلبي بسماع ضحكاتهم... إخوتي
الأجزاء: سهام، لجين، كمنة، مريم، منال، رهنه، هاجر، أسماء، تسنيم، محمد، إسماحيل، عبد
القادر، إبراهيم، ياسين، يوسف.

إلى إخوة أمي وزوجاتهم الذين وقفوا إلى جانبي، ممما نطقته الألسن بلفضالمم وممما خطت
الأيدي بوصفهم وممما جسدت الروح معانيهما.. تظل مقصرة أمام روحهم وعلو
همتهم.. أسعدكم المولى وجعل ما تقدموه في ميزان حسناتكم.

إلى من كاتفنتني ونحن نشق الطريق معاً نحو النجاح في مسيرتنا العلمية، رفيقتي ونام.
إلى صديقتي، أنتم رفيقتي في هذه الرحلة الرائعة من الطموح والتحديات.
إلى جميع الأساتذة الذين ساهموا في تطوير مهاراتي وتوجيهي نحو النجاح.
وأخيراً إلى كل من ساعدني، وكان له دور من قريب أو من بعيد في إتمام دراستي، سائلة
المولى عز وجل أن يجزي الجميع خير الجزاء في الدنيا والآخرة.

خولة

RESUME :

L'objectif de cette étude est la comparaison entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectral d'un bâtiment à usage d'habitation R+3 en béton armé selon règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003) à l'aide du logiciel SAP 2000. Le bâtiment Contreventé par des portiques en béton armé, régulier en plan et en élévation et Implanté à la commune M'sila, wilaya de M'sila, région classée en zone de sismicité moyenne Zone IIa.

Les résultats de la comparaison obtenues de la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale donnent des sollicitations très proches entre eux pour les bâtiments qui présentent une configuration régulière en plan et en élévation dont la hauteur égale ou inférieur quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa selon l'RPA99 V 2003. Par conséquent, pour ceux qui s'intéressent à l'étude de ce type de bâtiments, choisissez librement et sans aucun doute l'une de ces deux méthodes.

Mots clés : Méthode statique équivalente, Méthode dynamique modale Spectrale, SAP2000, RPA99 modifié 2003.

ملخص:

الهدف من هذه الدراسة هو مقارنة بين الطريقة الثابتة المكافئة والطريقة الديناميكية الطيفية لمبنى سكني مكون من اربع طوابق من الخرسانة المسلحة وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية (RPA 99 الإصدار 2003) باستخدام برنامج SAP 2000.

يتمتع المبنى بتقوية من خلال أعمدة من الخرسانة المسلحة، وهو منتظم في الخطة وفي الارتفاع وموقعه في بلدية مسيلة، ولاية مسيلة، منطقة تصنف كمنطقة زلزالية متوسطة المستوى المنطقة IIa. تظهر نتائج المقارنة التي تم الحصول عليها من الطريقة الثابتة المكافئة والطريقة الديناميكية الطيفية تشابهًا كبيرًا في الإجهادات بينهما للمباني التي تظهر تكوينًا منتظمًا في الخطة والارتفاع والتي تكون طولها متساويًا أو أقل من أربعة (04) طوابق أو أربعة عشر (14) مترًا في المنطقة IIa وفقاً لل RPA99 V 2003. لذا لأولئك الذين يهتمون بدراسة هذا النوع من المباني، اختر بحرية وبدون شك إحدى هاتين الطريقتين.

كلمات مفتاحية: الطريقة الثابتة المكافئة، الطريقة الديناميكية الطيفية، SAP2000، RPA99 المعدلة

.2003

Abstract

The objective of this study is the comparison between the equivalent static method and the modal spectral method of a 3-story reinforced concrete building using SAP 2000 software. The building chosen for this study is a 3-story residential building, braced by reinforced concrete frames, regular in plan and elevation, located in M'sila, M'sila province Zone IIa. (classified as a region of medium seismicity). The comparison results obtained from the equivalent static method and the dynamic modal spectral method show very close solicitations for buildings with a regular configuration in plan and elevation, with a height equal to or less than four (04) levels or fourteen (14) meters in the zone IIa according to RPA99 V 2003. Therefore, for those interested in studying this type of buildings, freely choose one of these two methods without any doubt.

Keywords: Equivalent static method, Dynamic modal spectral method, SAP2000, Modified RPA99 2003.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement.....	I
Dédicace.....	II
ملخص	III
Résumé.....	IV
Abstract.....	V
Table des matières.....	VI
Liste des notations.....	VII
Liste des tableaux.....	VIII
Liste des illustrations.....	IX
Introduction générale.....	X

CHAPITRE I NOTION SUR LES SÉISMES

Introduction.....	01
I.1.Définition	01
I.2.Origine et actions des séismes	01
I.3.Classification du séisme selon l'origine	02
I.3.1. Origine tectonique	02
I.3.2. Origine volcanique	03
I.3.3. Origine artificielle	03
I.4.Caractéristiques principales	03
I.5.Classification des séismes suivant la profondeur du foyer	04
I.6.Mesure de l'importance d'un séisme	04
I.7.Relation entre l'intensité et la magnitude	06
I.8.Ondes sismiques	07
I.8.1.Ondes de volume	07
I.8.2.Ondes de surface	08
I.9.Classification des zones sismiques selon l'RPA 99 v2003	09
I.10. Enregistrement des séismes	11
I.11.Mouvement sismique	12
I.12. Spectre de réponse	13
I.12.1. Les spectres élastiques	13
I.12.2. Spectre inélastique	14
I.12.3. Spectre de calcul du code parasismique RPA 99 version 2003	15
I.13 conclusion.....	17

CHAPITRE II

EFFETS DE SÉISME SUR LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

Introduction	18
II.1. Action sismique	18
II.1.1. Oscillations horizontales.....	19
II.1.2. Oscillations verticales.....	20
II.1.3. Oscillations de torsion.....	21
II.2. Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme	22
II.3. Déformation des bâtiments	22
II.4. Modes de rupture	23
II.4.1. Cisaillement alterne.....	24
II.4.2. Flambements des barres.....	24
II.4.3. Etage souple.....	24
II.4.4. Poteau court.....	25
II.4.5. Fissures en croix.....	26
II.4.6. Cisaillement des poteaux.....	27
II.4.7. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre.....	27
II.5 conclusion	28

CHAPITRE III

MÉTHODES DE CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE

Introduction	29
III.1. Méthode d'estimation des forces sismiques (RPA99/version2003)	29
III.2. Méthode statique équivalente	30
III.2.1. Principe.....	30
III.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	30
III.2.3. Modélisation.....	31
III.2.4. Calcul de la force sismique totale.....	31
III.2.5. Conditions minimales sur les files de contreventement.....	35
III.2.6. Redondance en plan.....	35
III.2.7. Régularité en plan.....	36
III.2.8. Régularité en élévation.....	37
III.2.9. Contrôle de la qualité des matériaux.....	37
III.2.10. Contrôle de la qualité de l'exécution.....	38
III.2.11. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	39
III.2.12. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	41
III.2.13. Distribution horizontale des forces sismiques.....	41

III.2.14. Caractéristiques géométriques de la structure	42
III.2.15. Centre de masse	42
III.2.16. Centre de torsion	43
III.2.17. Excentricité : [RAP 99 version 2003]	43
III.2.18. Excentricité théorique (statique)	44
III.2.19. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003]	44
III.3. Méthode dynamique modale spectrale.....	44
III.3.1. Principe.....	44
III.3.2. Méthodes dynamiques	45
III.3.3. Modélisation	45
III.3.4. Spectre de réponse de calcul	46
III.3.5. Etapes de calcul	47
III.3.6. Nombre de modes à considérer	49
III.3.7. Combinaison des réponses modales	50
III.3.8. Résultante des forces sismiques de calcul	50
III.3.9. Effets de la torsion accidentelle	51
III.4. Prescriptions communes aux méthodes statique et dynamique	51
III.4.1. Stabilité au renversement	51
III.4.2. Composante verticale de l'action sismique	51
III.4.3. Calcul des déplacements	51
III.6 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	52
III.7 conclusion	52

CHAPITRE IV

MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Introduction	53
IV.1. Présentation et caractéristiques des structures.....	53
IV.1.1. Description du bâtiment étudié	53
IV.1.2. Caractéristiques géométrique	54
IV.1.3. Caractéristiques des matériaux	55
IV.1.4. Définition des charges	56
IV.2. Méthode statique équivalente.....	57
IV.2.1. Calcule charges sismique par la méthode statique équivalente	57
IV.2.2. Distribution des charges sismique verticales	57
IV.2.3. Résultats et interprétation	59
IV.2.3.1. Résultats d'analyse statique équivalente	59
IV.2.3.2. Résultats des déplacements par la méthode statique équivalente.....	59
IV.2.3.3. Résultats de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente.....	61
IV.2.3.4. Résultats des moments	63
IV.3.Méthode dynamique modale spectrale.....	66
IV.3.1. Calcule des charges sismique par la méthode dynamique modale spectrale.....	66
IV.3.2. Résultats et interprétation	67

IV.3.2.1. Résultats des déplacements par la méthode dynamique modale spectrale.....	67
IV.3.2.2. Résultats de l'effort tranchant par la méthode dynamique modale spectrale.....	70
IV.3.2.3. Résultats des moments.....	72
IV.4. Comparaison de la repense sismique entre les deux méthodes	74
IV.4.1. Effort tranchant à la base	74
IV.4.2. Comparaison des déplacements.....	75
IV.4.3. Comparaison des efforts tranchants	76
IV.4.4. Comparaison des moments	77
IV.5. Conclusion	78
Conclusion générale	79
Références bibliographie.....	80

NOTATIONS ET SYMBOLES

1 – Notations latines

A	Coefficient d'accélération de zone
X _g	Abscisse de centre de gravité de masse
Y _g	Ordonnée de centre de gravité de masse
B	Largeur de la section du poteau ou poutre
C	Coefficient d'amortissement
C _T	Coefficient en fonction du système de contreventement
D	Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée
E_b	Module d'élasticité du béton
EX	Excentricité par rapport à x
EY	Excentricité par rapport à y
E_s	Module d'élasticité de l'acier
F_y	Effort tranchant à l'état limite élastique de la structure
f_e	Résistance limite élastique de l'acier haute adhérence
f_{es}	Résistance limite élastique de l'acier rond lisse
f_{bu}	Contrainte limite du béton en compression
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression
f_{t28}	Résistance limite du béton à la traction
g	Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)
h	Hauteur totale la structure
h _n	Hauteurs des niveaux « n »
I	Intensité
L	Longueur
M	Magnitude d'un séisme
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement
S1	Site rocheux
S2	Site ferme
S3	Site meuble
S4	Site très meuble
S _a	Spectres de réponse d'accélération
S_a	Spectres d'accélération inélastique
T ₁ , T ₂	Périodes de transition
T	Période propre correspondant à spectres d'accélération élastiques
t	temps
Δt	Le pas de temps
V _b	Effort tranchant à la base
W	Poids total de la structure
Z	Zone sismique
W _i	Charges gravitaires au niveau « i »

W_{Gi}	Charges permanentes au niveau « i »
W_{Qi}	Charges d'exploitations au niveau « i »

2 – Notations grecques

η	Facteur de correction d'amortissement
ω	Pulsation
ϕ_i	Vecteur déplacement du mode fondamental
θ	Rotation
ν	Coefficient de poisson
γ_b	Masse volumique du béton
ε_{be}	Déformation limite élastique
ε_{se}	Déformation limite élastique de l'acier
ε_{su}	Déformation ultime de l'acier
β	Coefficient de pondération
α	Coefficient qui tient compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration.
θ_y	Rotation de plastification
ξ	Amortissement relatif

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Classification des séismes suivant la profondeur du foyer.....	4
Tableau I.2 : Energie libérée pour les différentes magnitudes de Richter.....	5
Tableau I.3: Echelle d'intensité de Mercalli.....	5
Tableau I.4 : Présente les résultats préconisés par GUETENBERG en 1956 de la relation intensité maximale, magnitudes pour différents séismes	7
Tableau 1.5 : Les tremblements de terre historiques et récents dans le nord de l'Algérie (Io> VI) à partir du catalogue tremblement de terre algérienne.....	10
Tableau III.1 : Coefficient d'accélération de zone A.....	32
Tableau III.2 : Valeurs de $\xi(\%)$	33
Tableau III.3 : Valeurs du coefficient de comportement R.....	34
Tableau III.4: Valeurs des pénalités Pq.....	38
Tableau III.5 : Valeurs du coefficient de pondération β	39
Tableau III.6 : Valeurs du coefficient CT.....	40
Tableau III.7 : Valeurs de T1 et T2.....	46
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment étudié.....	54
Tableau IV.2 : Caractéristiques de béton.....	55
Tableau IV.3 : Caractéristiques d'acier.....	55
Tableau IV.4 : Plancher terrasse non accessible (plancher corps creux (16+4)).....	56
Tableau IV.5: Plancher courant (plancher à corps creux (16+4)).....	57
Tableau IV.6 : Données sismiques (R+3).....	57
Tableau IV.7 : Valeurs des charges sismique verticales.....	58
Tableau IV.8 : Distribution des charges sismique horizontale portique sens x-x.....	58
Tableau IV.9 : Distribution des charges sismique horizontale portique sens y-y.....	58
Tableau IV.10 : Comparaison du résultats des périodes fondamentales.....	59
Tableau IV.11 : Déplacements de poteau de rive par la méthode statique équivalente pour (sens x-x).....	59
Tableau IV.12 : Déplacements de poteau de rive par la méthode statique équivalente pour (sens y-y).....	60
Tableau IV.13 : Efforts tranchants poteau de rive, sens x-x (méthode statique équivalente).....	61

Tableau IV.14 : Efforts tranchants poteau de rive, sens y-y (méthode statique équivalente).....	62
Tableau IV.15 : Moments de poteau de rive par la méthode statique équivalente pour (sens x-x).....	63
Tableau IV.16 : Moments par la méthode statique équivalente pour (sens y-y).....	64
Tableau IV.17 : Résultats d'analyse modale.....	67
Tableau IV.18 : Déplacements de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens x-x).....	67
Tableau IV.19 : Déplacements de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens y-y).....	68
Tableau IV.20 : Efforts tranchants poteau de rive, sens x-x (méthode dynamique modale spectrale).....	70
Tableau IV.21 : Efforts tranchants poteau de rive, sens y-y (méthode dynamique modale spectrale).....	71
Tableau IV.22 : Moments de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens x-x).....	72
Tableau IV.23 : Moments de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens y-y).....	73
Tableau IV.24 : Effort tranchant à la base de la structure.....	74

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure I.1 : L'origine et la distribution des ondes sismiques.....	01
Figure I.2 : La carte du monde montrant les principales plaques tectoniques	02
Figure I.3 :Caractéristiques d'un séisme	03
Figure I.4 : Propagation des ondes	09
Figure I.5 . Schéma simplifié d'un sismographe.....	12
Figure I.6 : Schéma simplifié Mouvement Sismique	12
Figure I.7 : Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse.....	13
Figure I.8 . Spectres de conception élastique définie dans EC8 et RPA99/2003.....	14
Figure I.9 : Spectres inélastiques en utilisant : (a) R constant, (b) R variable, (c) Détermination direct à travers un système élasto-plastique (Méthode de NEWMARK et HALL)	15
Figure I.10 : Spectre de réponse élastique (D-T) RPA99 Version 2003 Amortissement relatif $\xi = 5\%$	16
Figure II.1 : Schéma d'une structure portique en béton armée typique.....	18
Figure II.2 : Composantes du mouvement sismique.....	19
Figure.II.3 : Oscillations horizontales des constructions.....	20
Figure.II.4 : Oscillations verticales.....	21
Figure.II.5 : Oscillations de torsion.....	21
Figure II.6 : Types du mouvement d'une structure de génie civil en cas du séisme.....	22
Figure II.7 : Les schémas illustrent des modes de déformation pour différents éléments...	23
Figure II.8 . Excentrement entraînant un phénomène de torsion.....	23
Figure II.9 : absence d'armature transversale, le caillement alterné détruit-les sections...	24
Figure II.10 : Effet De Niveau Souple (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003).....	25
Figure II.11 : Modes de défaillance dans les poteaux courts.....	26
Figure II.12 : Fissures en croix.....	26
Figure II.13 : Cas de poteaux courts sans protection – tous les poteaux sont cisailés.....	27
Figure II.14 : Rupture en zone nodale.....	27
Figure II.15 : Rotule dans le poteau.....	27
Figure II.16 : Rotule dans la poutre.....	28

Figure III.1: Organisation des méthodes d'analyse.....	29
Figure III.2 : Limites des décrochements en plan.....	36
Figure III.3 : Limites des décrochements en élévation.....	37
Figure III.4 : Distribution de la résultante des forces sur les différents niveaux.....	42
Figure III.5 : Modes propres de vibration.....	48
Figure IV.1 : vue en plan.	53
Figure IV.2 : vue en élévation.....	54
Figure IV.3 : Diagramme de déformation-contrainte : a) béton - b) acier.	55
Figure IV.4 : Schéma de ferrailage des éléments structurelles a) poutre principales et secondaires - b) poteau.....	56
Figure IV.5 : valeurs des charges gravitaire et latérale.	58
Figure IV.6 : Résultat des déplacements poteau de rive (sens x-x) par la méthode statique équivalente.	60
Figure IV.7 : Résultat des déplacements poteau de rive (sens y-y) par la méthode statique équivalente.....	60
Figure IV.8 : Résultat de comparaison des déplacements sens x-x et sens y-y.	61
Figure IV.9 : Résultat des efforts tranchants poteau de rive (sens x-x) par la méthode statique équivalente.....	62
Figure IV.10 : Résultat des efforts tranchants poteau de rive (sens y-y) par la méthode statique équivalente.....	62
Figure IV.11 : Résultat de comparaison des efforts tranchants sens x-x et sens y-y.....	63
Figure IV.12 : Résultat des moments poteau de rive(sens x-x) par la méthode statique équivalente.....	64
Figure IV.13 : Résultat des moments poteau de rive (sens y-y) par la méthode statique équivalente.....	65
Figure IV.14 : Résultats de comparaison des moments sens x-x et sens y-y.....	65
Figure IV.15 : Spectre de réponse de calcul sous forme graphique R= 3.5, Zone IIa, site meuble S3, Groupe d'usage 2.....	66
Figure IV.16: Résultat des déplacements poteau de rive (sens x-x) par la méthode dynamique modale spectrale	68
Figure IV.17: Résultat des déplacements poteau de rive (sens y-y) par la méthode dynamique modale spectrale.	69
Figure IV.18 : Résultat de comparaison des déplacements sens x-x et sens y-y.	69
Figure IV.19 : Résultat des efforts tranchants poteau de rive (sens x-x) par la méthode dynamique modale spectrale.	70
Figure IV.20 : Résultat des efforts tranchants poteau de rive (sens y-y) par la méthode...	

dynamique modale spectrale.	71
Figure IV.21 : Résultat de comparaison des efforts tranchant sens x-x et sens y-y.....	71
Figure IV.22 : Résultat des moments poteau de rive (sens x-x) par la méthode.....	72
dynamique modale spectrale.....	72
Figure IV.23 : Résultat des moments poteau de rive (sens y-y) par la méthode.....	73
dynamique modale spectrale.....	73
Figure IV.24 : Résultats de comparaison des moments sens x-x et sens y-y....	74
.....	
Figure IV.25 : Résultats de comparaison des déplacements par l'analyse statique.....	75
équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens x-x.....	75
Figure IV.26 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse	
dynamique modale spectrale des déplacements sens y-y.....	75
Figure IV.27 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse	
dynamique modale spectrale des efforts tranchant sens x-x.....	76
Figure IV.28 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse	
dynamique modale spectrale des efforts tranchants sens y-y.....	76
Figure IV.29 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse	
dynamique modale spectrale des moments sens x-x.....	77
Figure IV.30 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse	
dynamique modale spectrale des moments sens y-y.....	77

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les séismes sont les risques naturels majeurs les plus meurtriers dans le monde, Cette catastrophe résulte d'une rupture brutale des roches, Prévoir ou empêcher les séismes, nous devons nous efforcer d'en limiter les dégâts. Cette démarche commence par la connaissance détaillée de l'action sismique à savoir : la naissance du séisme, la formation et la propagation des ondes, la représentativité des accélérogramme et des spectres associés, ainsi que les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés...etc. L'aboutissement de toutes ces connaissances nous amènerons certainement à une construction parasismique.

Cette étude a été consacrée à l'analyse numérique dont l'objectif principal est la comparaison entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectral d'un bâtiment R+3 en béton armé 'à l'aide du logiciel SAP 2000.

2. Organisation du mémoire :

Notre mémoire est divisé en quatre chapitres, Après l'introduction générale.

❖ Le premier chapitre

Donne une connaissance du phénomène sismique (généralités sur les séismes).

❖ Le second chapitre

Nous avons parlé de effets du séisme sur les structures en béton arme.

❖ Le troisième chapitre

Est consacré expliquer les différentes méthodes de calcul sismique.

❖ Le Quatrième chapitre

Est consacré pour la Modélisation Numérique du bâtiment R+3 sur SAP2000.

En fin une conclusion générale, faisant la synthèse de ce travail.

CHAPITRE I
NOTION SUR LES SÉISMES

Introduction :

Les séismes apparaissent comme une manifestation perceptible de phénomènes qui se poursuivent à l'échelle des temps géologiques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. Il est encore sans doute-prévoir ou empêcher les séismes, nous devons s'efforcer d'en limiter les dégâts. Cette démarche commence par la connaissance détaillée de l'action sismique à savoir la naissance du séisme la formation et la propagation des ondes, la représentativité des accélérogrammes et des spectres associés. L'aboutissement de toutes ces connaissances nous amènerons certainement à une construction parasismique [1].

I.1.Définition :

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus au moins violentes du sol. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices [2]. Parfois la pression est forte, qu'elle cause de grandes vibrations appelées ondes sismiques. Ces ondes sismiques sont les tremblements ressentis pendant les séismes [3].

I.2.Origine et actions des séismes :

Un séisme ou tremblement de terre correspond à des vibrations de la terre provenant de la fracturation ou rupture soudaine des roches de l'écorce terrestre (partie la plus superficielle du globe) [4], ces ruptures se produisent essentiellement dans les zones situées à proximité des limites entre les plaques, là où les tensions sont les plus élevées dans les roches [5].

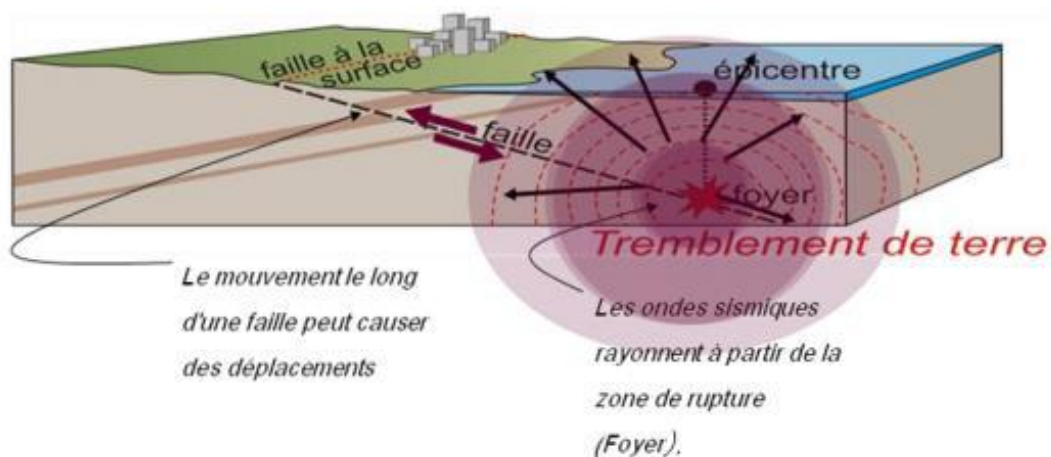


Figure I.1 : L'origine et la distribution des ondes sismiques [6].

I.3. Classification du séisme selon l'origine :

On distingue trois catégories de séismes en fonction de leur origine : Tectonique, volcanique et artificielle.

I.3.1. Origine Tectonique :

Les séismes tectoniques sont les plus fréquents et les plus dangereux, ils posent des problèmes difficiles aux scientifiques chargés de découvrir les moyens pour les prévoir.

- **Séismes inter – plaques** : Dans la majorité des cas, les séismes se déclenchent en limite de plaques. C'est en effet au niveau de ces contacts que les contraintes occasionnées par la dérive des continents sont les plus fortes. Dans le monde, les zones les plus actives sont situées en Asie (Japon, Chine, Indonésie, Himalaya), au Proche-Orient (Turquie, Afghanistan), en Afrique du Nord (Algérie, Maroc) et en Amérique (Chili, Mexique, États-Unis).
- **Séismes Intra – Plaque** : Même à l'intérieur des plaques tectoniques, des failles peuvent jouer et occasionner des séismes, généralement moins violents que les précédents, ils correspondent à des réajustements des pressions dans la croûte terrestre [5].

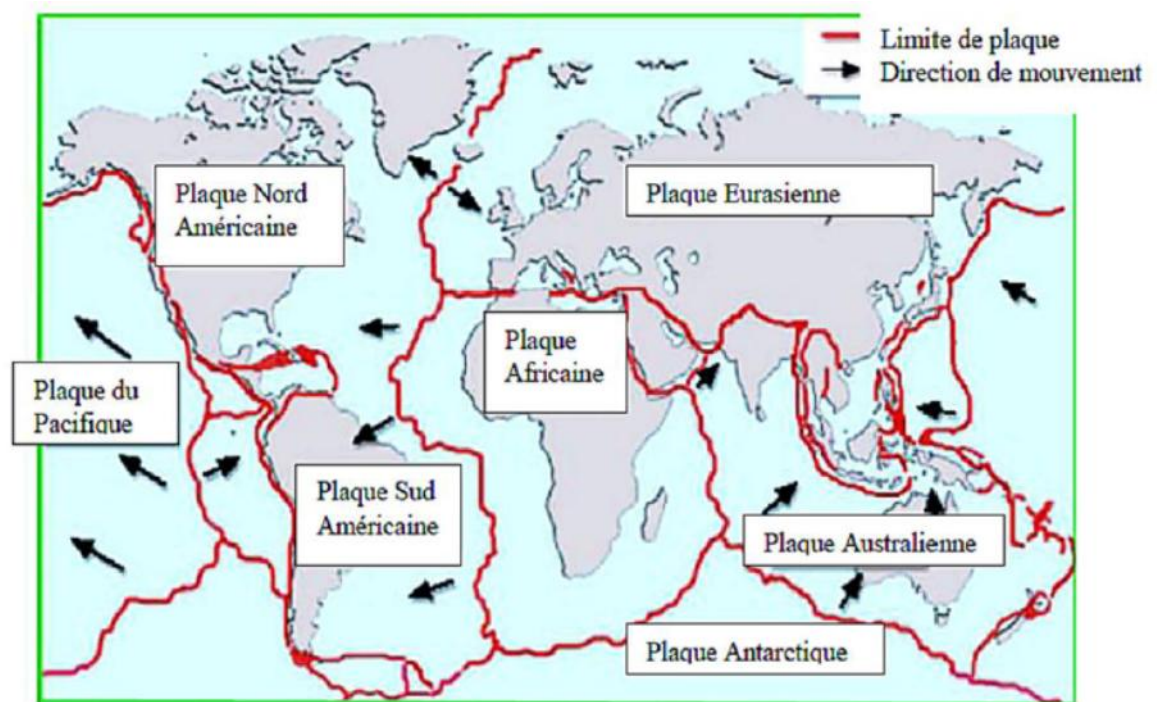


Figure I.2 : La carte du monde montrant les principales plaques tectoniques [7].

I.3.2. Origine volcanique :

Les éruptions volcaniques, autre phénomène associé à la tectonique des plaques, occasionnent une multitude de séismes et de microséismes. Ces derniers peuvent permettre de prédire l'imminence d'une éruption. Dans le cas d'une activité explosive, la magnitude du séisme peut être significative.

I.3.3. Origine artificielle :

Certaines activités humaines peuvent occasionner des séismes, généralement modérés. Il s'agit notamment de la mise en eau des barrages ou de l'exploitation des gisements Souterrains (gaz, minerais, etc.) [5].

I.4. Caractéristiques principales : Un séisme se caractérise par :

- ✚ **Hypocentre ou foyer** : Le point d'origine d'un séisme, il peut se trouver entre la surface et jusqu'à sept cent kilomètres de profondeur (limite du manteau supérieur) pour les événements les plus profonds.
- ✚ **Épicentre** : C'est le point situé, en surface, à la verticale du foyer ; il est donc le point le plus proche.

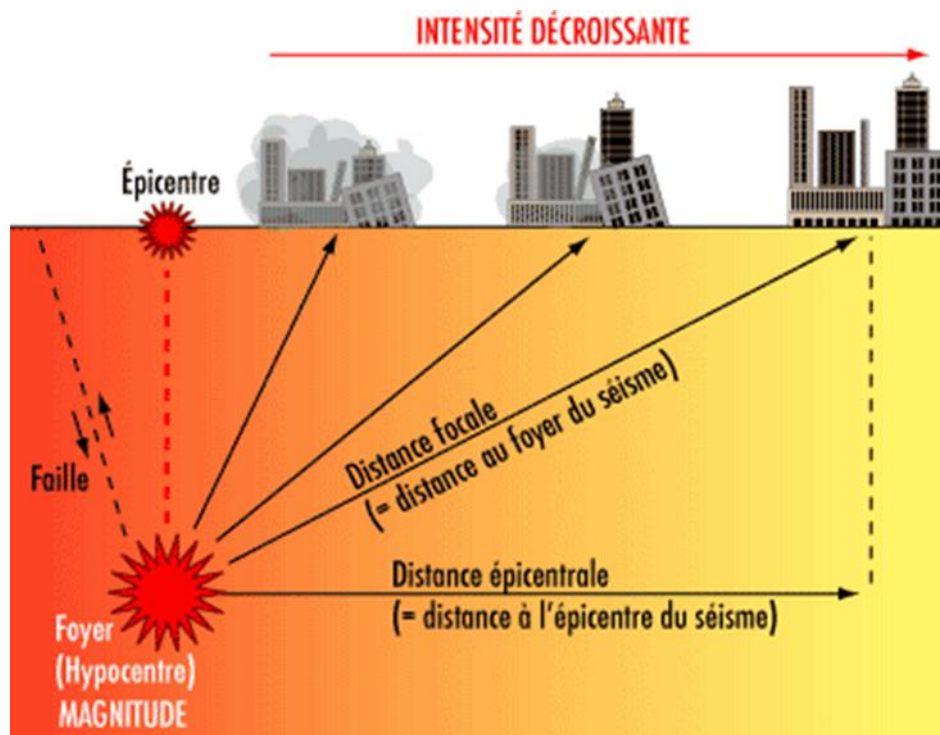


Figure I.3: Caractéristiques d'un séisme.

I.5. Classification des séismes suivant la profondeur du foyer :

On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur du foyer :

- ❖ **Séismes superficielles** : qui se produisent à une faible profondeur, soit dans les premières dizaines de kilomètre (<60km), et qui se trouvent autant aux frontières divergentes.
- ❖ **Séismes intermédiaires** : qui se produisent entre quelques dizaines de kilomètres de profondeur (60 à 300km), et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.
- ❖ **Séismes profonds** : qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre les 700km, soit en pratique la base de l'asthénosphère, ce sont des séismes de grande intensité, ils surviennent au niveau des zones de subduction et se sont les plus destructeurs [8].

Tableau I.1 : Classification des séismes suivant la profondeur du foyer [9].

Séismes	Épicentre
Superficiels	< 60 Km
Intermédiaires	60 Km < < 300 Km
Profonds	> 300 Km

I.6. Mesure de l'importance d'un séisme :

Il est important de noter que chaque séisme est unique et afin de caractériser un événement, on se réfère généralement à l'une des deux grandeurs qui sont la magnitude et l'intensité.

- ❖ **Magnitude (M) :**

La puissance d'un tremblement de terre correspond à l'énergie libérée pendant ce séisme. La puissance est exprimée grâce à une échelle des magnitudes créée par le géophysicien américain Charles Richter en 1935 : « l'échelle de Richter ». C'est l'échelle la plus utilisée par les géologues. Cette échelle donne 8.9 (degré9) pour les grands tremblements de terre.

$$M = \text{Log}A + C\text{Log}\Delta + D \quad (\text{I. 1})$$

A : amplitude maximale.

C, D : coefficient de stations.

Δ : distance entre deux stations.

De par sa magnitude M (échelle de Richter), c'est une évaluation de la quantité d'énergie libérée au niveau du foyer du tremblement de terre. Cette échelle, définie en 1935, est basée sur le principe d'enregistrement des mouvements du sol effectué en un certain nombre de points d'observations situés à des distances quelconques de l'épicentre. A partir d'une étude statistique, nous avons établi une corrélation entre l'énergie libérée par un séisme et la magnitude [8].

Tableau I.2 : Energie libérée pour les différentes magnitudes de Richter[8].

Magnitude	Energie en J
1	
2	$\sim 10^3$
3	$\sim 10^6$
4	$\sim 10^9$
5	$\sim 10^{10}$
6	$\sim 10^{13}$
7	$\sim 10^{15}$
8	$\sim 10^{17}$
9	Sup à 10^{18}

❖ Intensité (I) :

L'intensité d'un séisme est estimée à partir des effets visibles (dégâts) produits à la surface (mouvements d'objets suspendus, fissures dans les maisons, etc.). Plusieurs échelles de mesure existent. La plus connue est l'échelle modifiée de Mercalli (appelée échelle MSK depuis sa révision en 1964) qui comprend 12 degrés depuis le I (vibrations ressenties uniquement par les instruments), jusqu'au XII (dévastation totale) [8].

Tableau I.3: Echelle d'intensité de Mercalli.

Intensité	Dégâts Matériels
Degré I	Secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes.
Degré II	Secousse ressentie par un petit nombre de personne, surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.
Degré III	Secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse; la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.

Degré IV	Ébranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquement de planchers et des plafonds.
Degré V	Ébranlement constaté par toute la population ; réveil des dormeurs; ébranlement démeubles et de lits.
Degré VI	Des personnes effrayées sortent des habitations; tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, crépis fendillés, vaisselle brisée, cloches mises en branle, chute de plâtras.
Degré VII	Maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs, chutes de cheminées isolées en mauvais état; écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.
Degré VIII	Sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, des clochers; renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires; fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides; chutes de rochers en montagne.
Degré IX	De solides maisons en construction européenne sont sérieusement endommagées, un grand nombre, rendues inhabitables; d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	La plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leur fondations; fentes dans les murs en briques; rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts; tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues; éboulements; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.
Degré XI	Destruction totale des bâtiments en pierre, des ponts des digues; larges déchirures et crevasses dans le sol; grands éboulements de terrain.
Degré XII	Rien ne demeure plus des œuvres humaines ; changement dans la topographie; formations de grandes failles, dislocations horizontales et cisaillement du sol; rivières détournées de leur cours.

I.7.Relation entre l'intensité et la magnitude :

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes, elles dépendent notamment de la profondeur du foyer. À magnitude égale, les dégâts à l'épicentre sont d'autant plus importants que la profondeur du foyer est faible. Corrélativement, la zone des dégâts est moins étendue.

Un séisme de magnitude $M = 8$, par exemple, ne donne naissance qu'à des intensités faibles et n'a donc pas d'effet destructeur si son foyer est profond (plus de 100 Km) ; Un séisme de magnitude moyenne, tel que celui d'Agadir ($M = 5.75$), qui a libéré beaucoup moins d'énergie que le précédent, a donné naissance à des intensités XI dans la zone épiscopentrale parce que son foyer n'étant qu'à 3 Km de profondeur.

La magnitude et l'intensité ne sont pas directement liées. Cependant, puisqu'un grand pourcentage des séismes semble avoir leur origine à une profondeur de 15 à 20 Km, et puisque les conditions dues à la nature des terrains sont souvent assez semblables, il y a une corrélation grossière entre l'intensité d'un séisme et sa magnitude.

A défaut de données instrumentales, on utilise des formules empiriques permettant d'évaluer à partir de l'intensité maximale I_0 la magnitude M du séisme. L'une des relations les plus utilisées est celle de KARNIK.

$$M = 1 + \frac{2}{3}I_0 \quad (I.2)$$

Tableau I.4 : Présente les résultats préconisés par GUETENBERG en 1956 de la relation intensité maximale, magnitudes pour différents séismes [10].

Intensité	Dégâts causés	Magnitude
X	Catastrophes	$M > 7.5$
XI – XII	Dommages sérieux	$7.3 > M > 7.0$
VIII – IX	Dommages importants aux bâtiments	$6.9 > M > 6.2$
VII	Dommages légers aux bâtiments	$6.1 > M > 5.5$
VI	Ressenti par tout le monde	$5.4 > M > 4.9$
IV – V	Ressenti par beaucoup de personnes	$4.8 > M > 4.3$
II – III	Ressenti par certains	$4.2 > M > 3.5$

Il faut noter, que pour définir les degrés d'intensité on classe les ouvrages par type en fonction de leur solidité et les dégâts par type en fonction de leur ampleur.

I.8. Ondes sismiques :

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes dans toutes les directions, qui, compte tenu de l'hétérogénéité du sol, On peut illustrer facilement cette notion avec l'image de la pierre jetée dans l'eau, La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et leur condition de propagation permet de comprendre leur action sur les structures. On distingue deux types principaux des ondes.

I.8.1. Ondes de volume :

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, On distingue :

- **Ondes primaires (P) :**

Ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse de 6 à 8 Km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternée). Elles

sont dites longitudinales, sont généralement à haute fréquence, ce type d'ondes induit un mouvement vertical (pompage) dans les ouvrages.

- **Ondes secondaires (S) :**

Ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5 Km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement. Ce type d'ondes introduit un mouvement horizontal dans les ouvrages. Les ondes transversales ne peuvent se propager dans les milieux liquides ou gazeux. Elles apparaissent en second lieu.

I.8.2. Ondes de surface :

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volumes à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes, elles concernent les couches superficielles des sols.

- **Ondes de love (L) :**

Pour ces ondes les particules se déplacent horizontalement et perpendiculairement à la direction de propagation. Elles provoquent une secousse horizontale, qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices, elles arrivent en troisième position après les ondes S et P. Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh.

- **Ondes de Rayleigh (R) :** Elles résultent d'une combinaison d'ondes P et S, ainsi leur déplacement est complexe, un mouvement à la fois horizontal et vertical (elliptique), et les vibrations résultantes se font dans un plan parallèle à la direction de propagation. Les ondes de Rayleigh sont plus lentes que celles de love, elles arrivent généralement en quatrième [11].

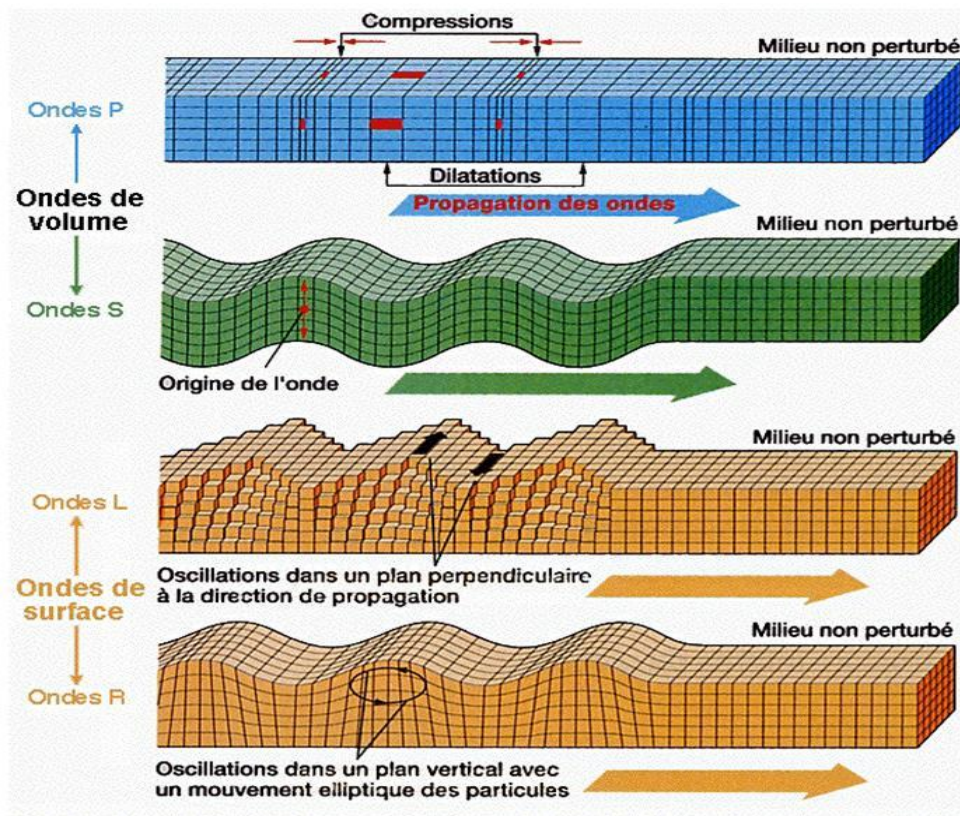


Figure I.4 : Propagation des ondes [10].

I.9. Classification des zones sismiques selon l'RPA 99 V2003 :

D'après l'amélioration du RPA, Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit [12] :

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée.

Elle se définit comme la possibilité d'une structure de souffrir des dégâts dans le cas où elle serait soumise à l'action d'un séisme. Généralement, lorsqu'on parle de vulnérabilité, on fait référence aux structures, puisque celles-ci transmettent les effets du séisme à tous les autres éléments que peuvent être les personnes ou les biens matériels qui y sont contenus.

Tableau 1.5 : Les tremblements de terre historiques et récents dans le nord de l'Algérie (Io> VI) à partir du catalogue tremblement de terre algérienne[10].

Date (yyyy/mm/dd)	Location	Intensité (i)	M	Observations
1365/01/03	Algies	X		Alger a été complètement détruit. Plus de 100 répliques ont été rapportées une partie de la ville a été inondée. beaucoup de victimes ont été signalées.
1716/02/03	Algies	IX		Rapports de 20 000 victimes. De lourds dégâts autour d'Alger. répliques ont été ressenties jusqu'en juin 1716.
1790/10/09	Oran	IX–X		Événement senti aussi loin que malte ; 2000 personnes ont été tuées. de lourds dommages dans la ville d'Oran et ses environs.
1825/03/02	Blida	X–XI		Blida a été complètement détruit, et 7000 personnes ont été tuées.
1856/08/22	Djidjelli	X		Un tsunami a été signalé le long de la côte de la calle de Mahon, et une vaste zone a été inondée. djidjelli a été fortement affectée.
1867/01/02	Mouzaïa	X–XI		Rapports de 100 personnes ont été tuées et 160 blessées dans mouzaïa. La ville a été complètement détruite. Pauses de surface ont été signalées. feutre sur une grande surface, y compris Alger et Tipaza (Mouzaia).
1869/11/16	Biskra	IX		De lourds dégâts sur une vaste zone avec 30 personnes tuées.
1887/11/29	Mascara	IX–X		Tremblement de terre destructeur avec 80 maisons détruites et 20 personnes tuées.
1891/01/15	Gouraya	X		De lourds dommages, avec 53 bâtiments détruits et 38 personnes tuées. feutre pour 200 km autour de Gourara.
1910/06/24	Sour el-Ghoulane	X		Beaucoup de villages ont été détruits, et 81 personnes ont été tuées. répliques ont été ressenties jusqu'a janvier 1911, avec une réplique m 5.5 le 11 janvier 1911.
1946/02/12	Bejaia	IX		De lourds dégâts avec 1000 maisons détruites, 264 personnes tuées, et 112 blessés.
1954/09/09	Orléansville	X	6.7	Tremblement de terre destructeur, avec 1243 personnes tuées et 20 000 maisons détruites. un soulèvement de 1,33 m a été observé dans l'épicentre.
1980/10/10	El Asnam	IX	7.3	Tremblement de terre destructeur avec 2633 personnes tuées, 8369 blessées et 1000 sans-abri.
1985/10/27	Constantine	VIII	5.9	Dégâts limites, avec 10 personnes tuées et 300 blessés.
1989/10/29	Tipasa-Chenoua	VIII	5.9	Dégâts limites, avec 22 personnes tuées. Fortement ressenti à Alger. nombreuses répliques enregistrées après six mois.

1994/08/18	Mascara	VII	5.7	Rapports de 171 personnes tuées, 289 blessés, 1328 sans-abri et 10 000 logements partiellement ou complètement détruites.
1999/12/22	Ain Temouchent	VII	5.7	De lourds dommages, avec 26 personnes tuées et 25 000 sans-abri.
2000/11/10	Beni Ourtilane	VII	5.7	Rapports de 2 personnes tuées, 50 blessés, et 3000 maisons endommagées.
2003/05/21	Zemmouri	X	6.8	Fort tremblement de terre avec 2278 personnes tuées, 11 450 blessés, a rapporté 45 disparus et 44000 maisons endommagées.
2006/03/20	Laalam	VII	5.2	Dégâts modérés avec 4 morts, 68 blessés, 40 unités de logement détruites, et des dizaines de personnes laissées sans abri.
2010/05/14	Beni Ilmane	VII	5.2	Dégâts modérés avec 4 morts et 170 blessés.

I.10. Enregistrement des séismes [10] :

Un sismographe est un appareil que l'on emploie pour enregistrer les chocs et vibrations créés par les tremblements de terre. Un sismographe doit être attaché à la surface de vibration de la Terre et vibre en même temps que cette surface. Pour mesurer le mouvement vertical, les sismographes emploient une masse lourde supportée par un ressort. Le ressort est attaché au support qui est lui-même connecté à la terre.

Lorsque la terre vibre, le ressort se comprime et se décomprime, mais la masse reste presque stationnaire. Pour mesurer le mouvement horizontal, la masse lourde est suspendue comme un pendule - il y a un appareil pour mesurer les mouvements est-ouest et un autre pour mesurer les mouvements nord-sud. Les sismographes modernes sont capables de détecter des vibrations aussi petites que 10-8 centimètre.

La courbe dessinée par le sismographe s'appelle : sismogramme (figure I.5).

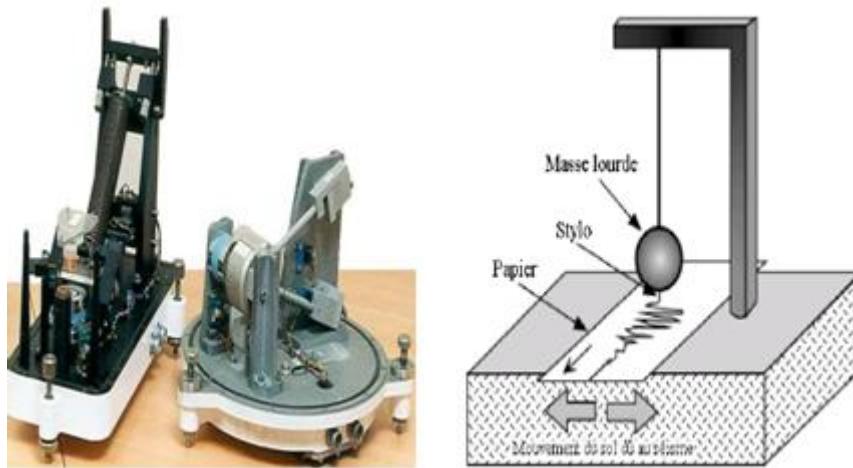


Figure I.5. Schéma simplifié d'un sismographe.

I.11.Mouvement Sismique :

Pour les séismes, il peut s'agir de caractériser le déplacement des particules du sol, leur vitesse de déplacement et leur accélération. Les caractéristiques du mouvement ondulatoire dépendent de l'action des ondes sismiques sur les constructions [13].

- ✚ **Période (T)** : c'est la durée d'un cycle d'oscillations, ou bien le nombre de cycles par seconde.
- ✚ **Amplitude (A)** : elle est généralement définie par la valeur du pic d'accélération.
- ✚ **Fréquence (f)** : la fréquence (en Hz) est l'inverse de la période (T) en (S).

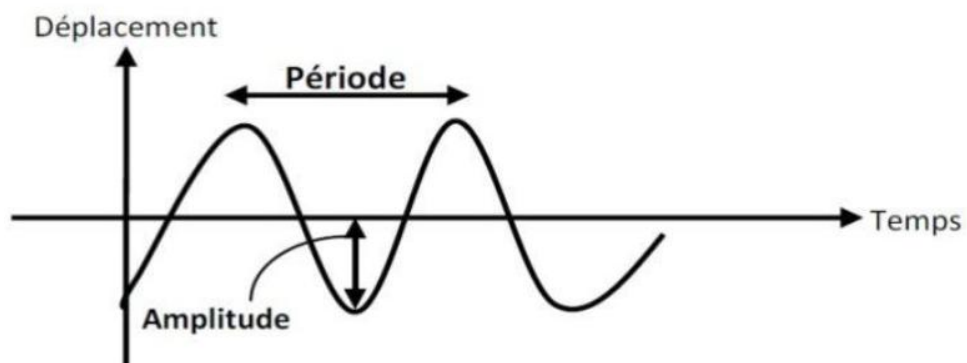


Figure I.6 : Schéma simplifié mouvement sismique [14].

I.12. Spectre de réponse :

Le concept de spectre de réponse est introduit en génie sismique par (Benioff 1934 et Housner 1941). Ce mode de présentation du mouvement sismique étant plus parlant pour l'ingénieur qu'un signal temporel direct, il a été depuis, largement utilisé dans les études sismiques. Le spectre de réponse permet de caractériser une certaine excitation. Il consiste en la détermination de la réponse maximale (déplacement, vitesse ou accélération) d'une série d'oscillateurs de différentes fréquences propres, soumise à cette même excitation. Le spectre de réponse résultant permet alors d'évaluer la réponse de n'importe quel système linéaire, à partir de sa fréquence propre. L'utilisation principale est donc l'évaluation de la réponse maximale des bâtiments lors de tremblements de terre, en supposant que la réponse soit dominée par un mode unique, ce qui est vrai dans la majorité des cas où le mode fondamental de la structure est prédominant [15].

Sous l'action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

L'étude d'une structure peut se ramener à celle d'un oscillateur simple parce que le calcul sur d'une structure à "n" degrés de liberté se ramène à l'étude de "n" oscillateurs simples chacun caractérisé par une période propre et un coefficient d'amortissement. On effectue alors le cumul des réponses pour obtenir la réponse de la structure [16].

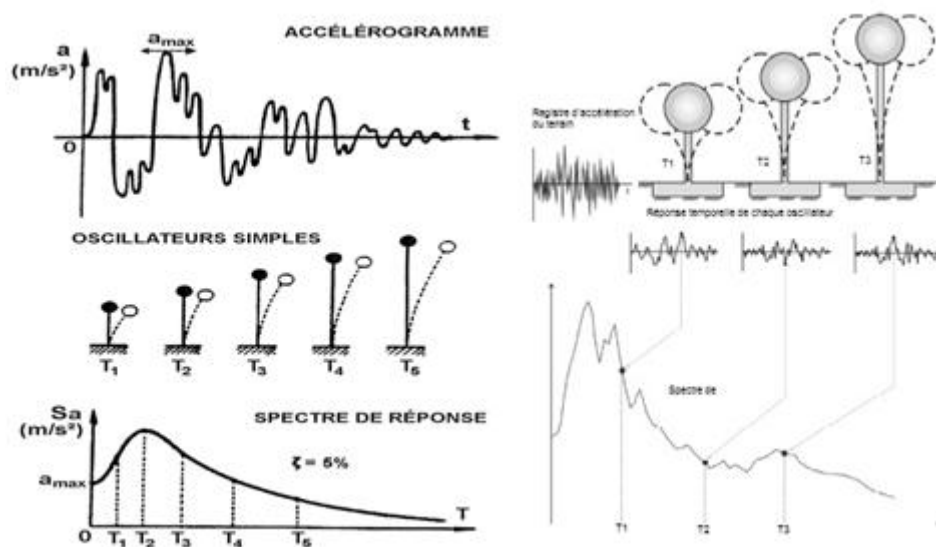


Figure I.7. Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse [10].

I.12.1. Les spectres élastiques :

Dans tous les codes sismiques actuels, les mesures du tremblement de terre sont représentées sous la forme d'un spectre d'accélération absolue (S_a). EC8 définit deux types de

spectres : Type “1” pour le terrain lointain et type “2” pour le terrain proche. Le terrain est déterminé par la magnitude surfacique si $M_s \leq 5.5$, il est recommandé que le spectre de type “2” soit adoptée, sinon c’est le spectre de type “1” qui sera pris. La prise en compte de ces deux types de terrain de plus le facteur du sol, donne différentes amplitudes spectrales. Par contre RPA99/2003, définit un seul type de spectre en fonction de la zone sismique et d'autres facteurs en fonction du bâtiment étudié. Tout ca, explique la différence aussi bien sur la forme spectrale que sur l'amplitude spectrale à cause de la non utilisation du facteur de sol dans le RPA99/2003, et ca résulte des mêmes valeurs de crête d'amplitude spectrale pour les quatre types de sol[17].

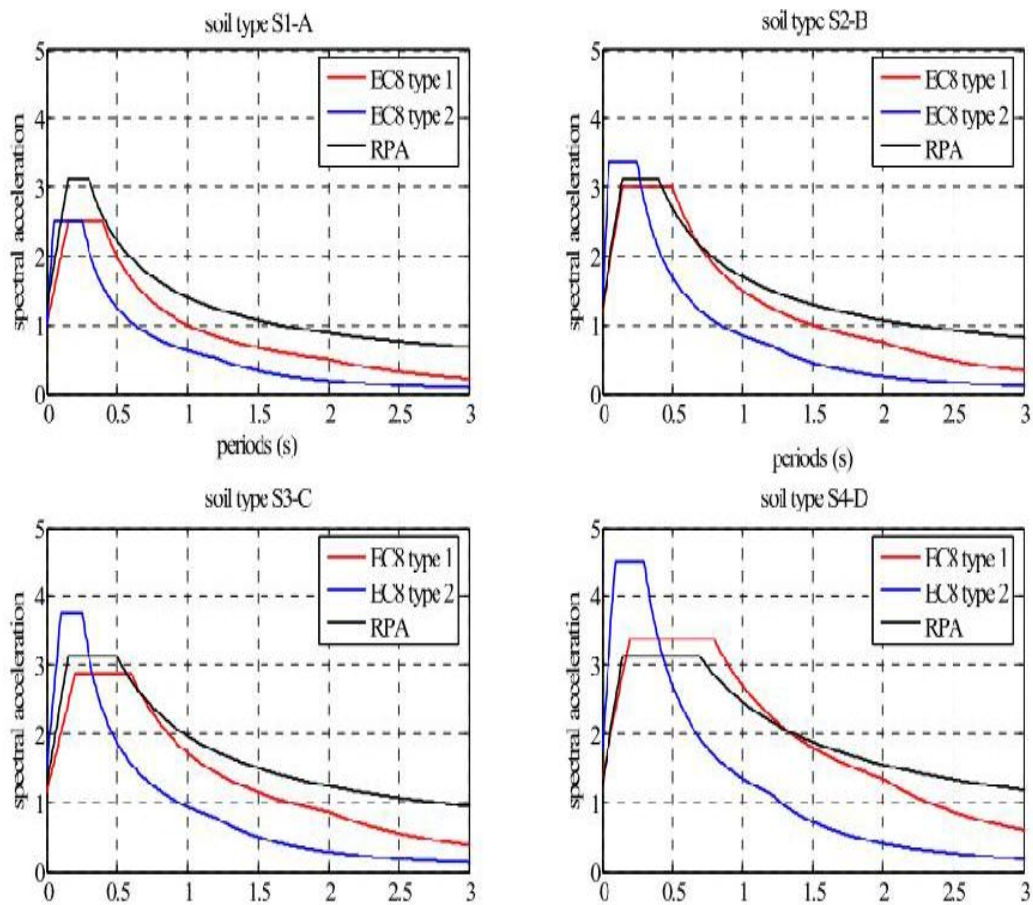


Figure I.8. Spectres de conception élastique définie dans EC8 et RPA99/2003.

I.12.2. Spectre inélastique :

Le spectre de réponse élastique est obtenu à partir de l’amplification de la réponse maximale Du mouvement du sol exprimé soit en accélération, vitesse et déplacement sous l’effet de la Résonance. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d’énergie de la structure.

Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure (**figure I.9.a**).
- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable en fonction de la Période de vibration de la structure connu comme le facteur de comportement (R ou q) Afin de considérer la déformation inélastique de la structure (**figure I.9.b**).
- Le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élastoplastique à un seul degré de liberté SDOF sujet à un mouvement du sol (**figure I.9.c**). Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, la période de vibration...etc [18].

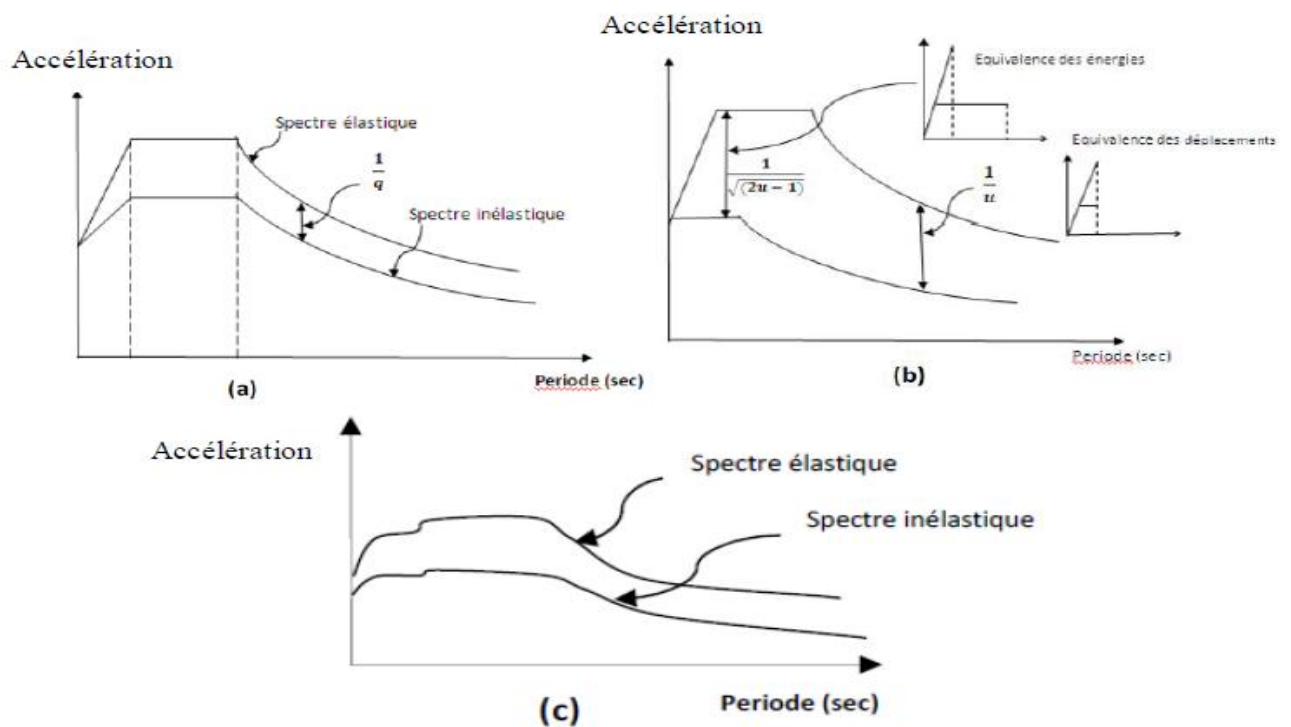


Figure I.9 : Spectres inélastiques en utilisant : (a) R constant, (b) R variable, (c) Détermination direct à travers un système élasto-plastique (Méthode de NEWMARK et HALL) [18].

I.12.3. Spectre de calcul du code parasismique RPA 99 Version 2003 :

L'évaluation de l'action du tremblement de terre sur une structure de bâtiment, selon le règlement parasismique algérien RPA99 Version 2003, s'effectue à l'aide des paramètres suivants [10] :

L'accélération maximale du sol A obtenue à partir du zonage sismique et le groupe d'usage du bâtiment (voir tableau 4.1, RPA99 Version 2003 art. 4.2.3) Un spectre de réponse en termes

d'accélération -période pour le mouvement horizontal relatif à un type de site (D-T) (art. 4.3.3 du RPA99 Version 2003) un spectre de réponse du mouvement vertical déduit du spectre horizontal par un coefficient de 2/3. Le spectre de réponse élastique (D-T) ou spectre de calcul est défini pour un amortissement relatif $\xi = 5\%$ où D est le facteur d'amplification dynamique (Voir figure I.10), il représente l'amplification des accélérations dans la structure par rapport à celle du sol. D'autres paramètres interviennent dans le spectre de réponse élastique : le coefficient de comportement R et le facteur de qualité Q.

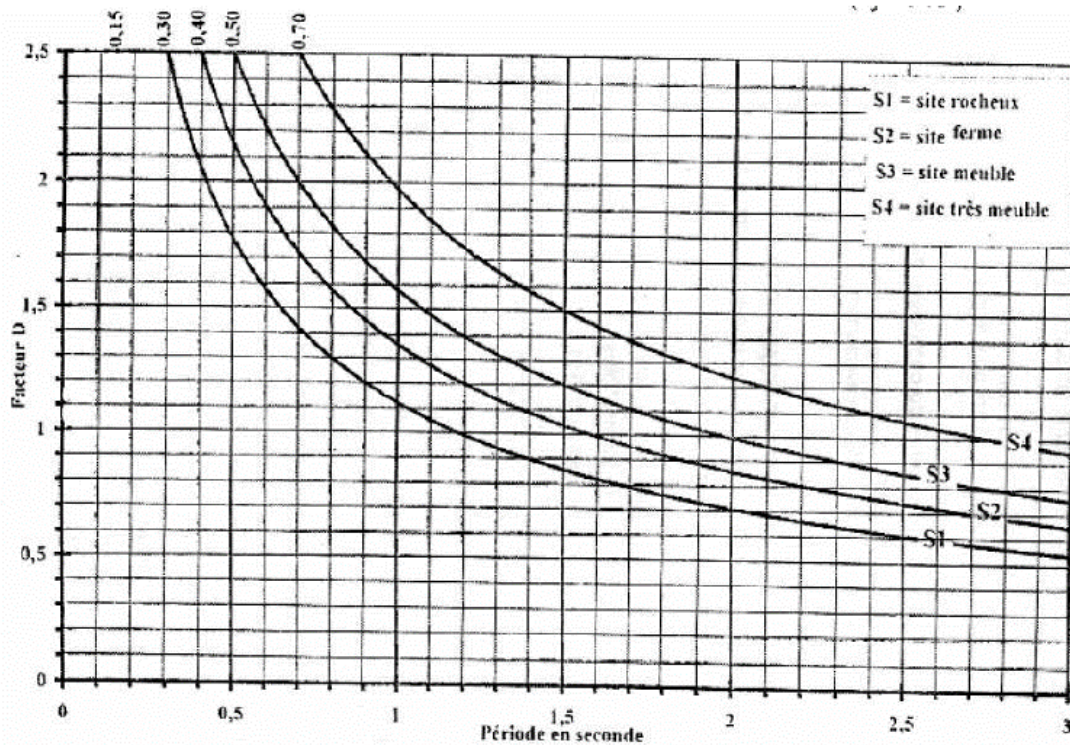


Figure I.10 : Spectre de réponse élastique (D-T) RPA99 Version 2003
Amortissement relatif $\xi = 5\%$ [12].

Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connue aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure.
- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable en fonction de la période de vibration de la structure connue comme le facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure.

- Le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élasto-plastique à un seul degré de liberté SDOF sujet à un mouvement du sol. Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, la période de vibration.etc [10].

I.13 Conclusion :

Le séisme est parmi les phénomènes naturel imprévisibles est qui représente un véritable danger en casant des énormes dégâts est endommages les structures ainsi que des pertes des vies humaines si ceci frappe en face.

CHAPITRE II

**EFFETS DU SÉISME SUR LES STRUCTURES EN
BÉTON ARMÉ**

Introduction :

L'étude des dommages subis à la suite des tremblements de terre aux États-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988), El Asnam 1980, Costa Rica 1991, Kocaeli 1999, Boumerdes 2003 a permis de mieux comprendre la nature des mouvements sismiques et d'identifier les faiblesses des structures et leur comportement. Avant de commencer à parler des effets du séisme sur les constructions (structures En béton armé), il nous est nécessaire d'expliquer d'abord l'action sismique et ses composantes, et voir la composante qui a le plus d'effets dommageables sur les constructions [19].

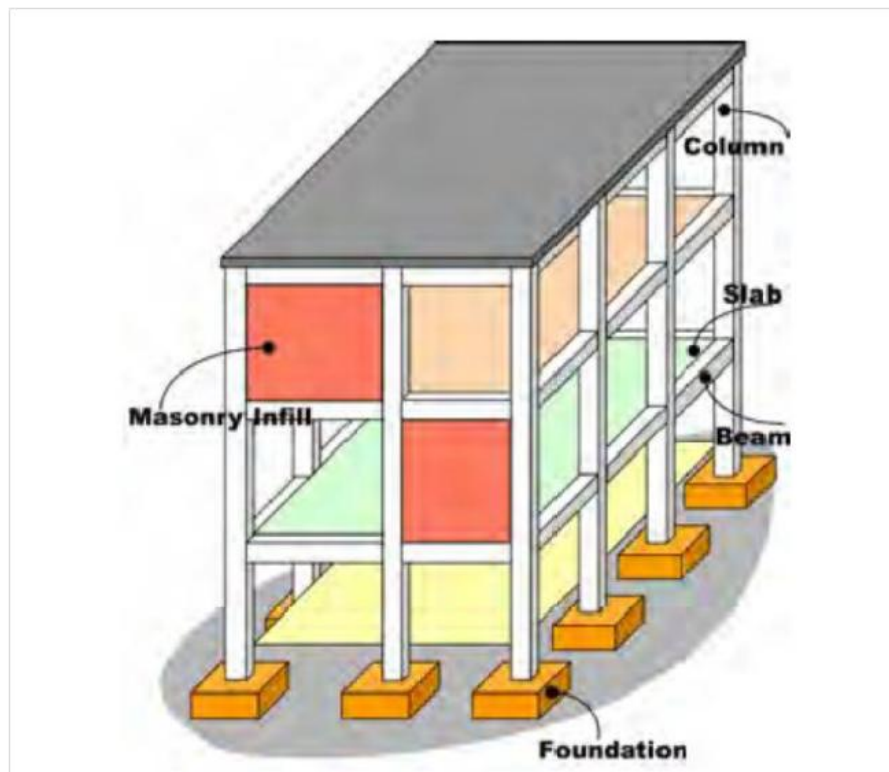


Figure II.1: Schéma d'une structure portique en béton armée typique [20].

II.1. Action sismique :

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le bâti subit un choc qui est provoqué par trois actions différentes : horizontale, verticale et de rotation. La libération d'énergie au foyer du séisme qui entraîne la propagation d'ondes de compression et de cisaillement, est la cause de ces déplacements en surface. Le mouvement sismique (ou action sismique) peut se décomposer en la somme d'une composante horizontale (suivant deux directions principales U_x et U_y) et d'une

composante verticale U_z et des rotations (θ_x , θ_y , θ_z), (figure II.2). Il est utile de savoir que la composante verticale est, à l'aplomb de l'épicentre égale à la composante horizontale [21].

Plus nous nous éloignons de cette épicentre, plus la composante verticale est moins importante par rapport à la composante horizontale, elle perd environ 50 à 70% de son influence. L'importance du mouvement vertical est souvent négligeable, car moins dommageable, que le mouvement horizontal. D'autant plus, du fait, que les structures soient réalisées pour supporter leur poids propre, cette composante verticale est moins importante alors que la composante horizontale, elle, sera préférée pour dimensionner les structures à la résistance aux efforts horizontaux.

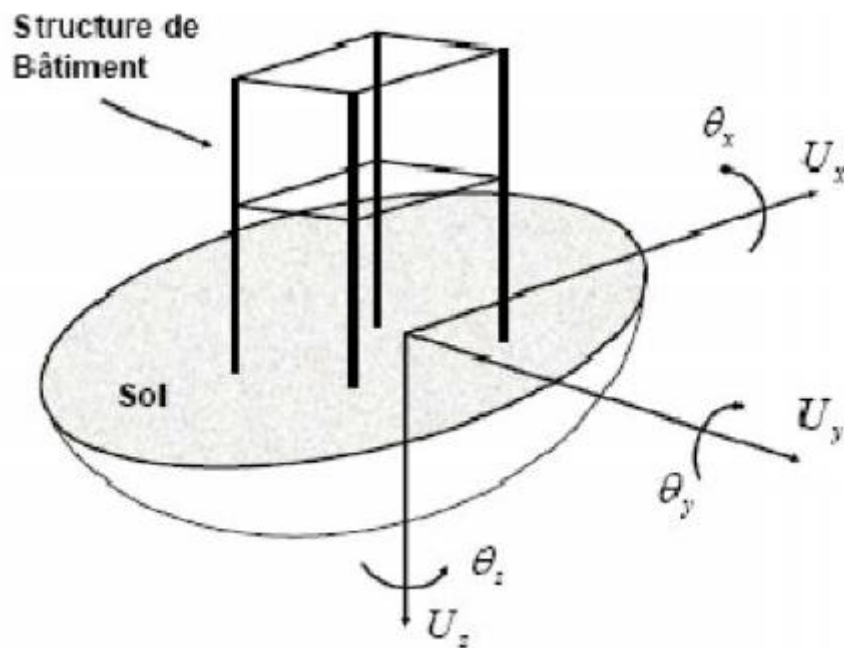


Figure II.2: Composantes du mouvement sismique [22].

II.1.1. Oscillations horizontales :

Bien que les constructions soient contreventées pour résister au vent, lors des tremblements de terre, ce contreventement peut s'avérer insuffisant. Les règles parasismiques indiquent le contreventement minimal à assurer en zone sismique (Fig. II.3) [23].

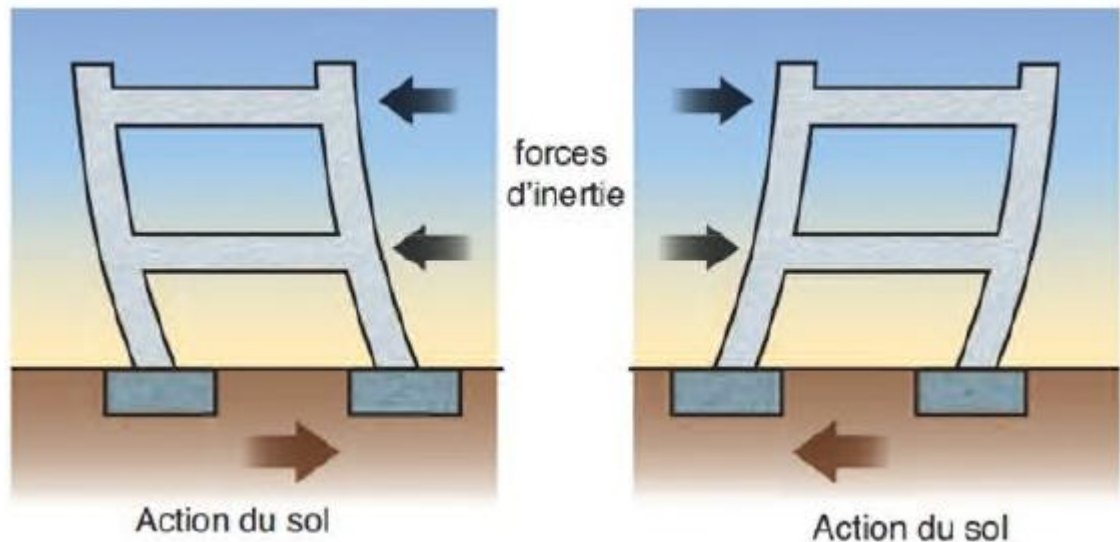


Figure.II.3 : Oscillations horizontales des constructions.

Lors des secousses horizontales importantes, la destruction des bâtiments non conçus pour résister aux secousses est très fréquente. De nombreuses victimes sont alors à déplorer. Sous l'effet des vibrations, les murs et trumeaux en maçonnerie sous dimensionnés se fissurent (en croix) et des fissures obliques se forment en partant des angles des ouvertures. Ensuite, les panneaux de maçonnerie peuvent se disloquer, entraînant la chute des planchers qu'ils portent. Les dispositions constructives parasismiques visent à prévenir ou retarder la dislocation de la maçonnerie en la confinant par des chaînages verticaux et horizontaux en béton armé [23].

II.1.2. Oscillations verticales :

Ces oscillations sont bien supportées par les constructions, car elles sont conçues pour résister aux charges gravitaires, qui sont verticales. Seuls les éléments pouvant subir des déformations verticales importantes en raison de leur flexibilité sont assez vulnérables : Poutres de grande portée et balcons présentant un porte-à-faux de plus de deux mètres, plus particulièrement lorsqu'ils sont lourds ou portent une masse à leur extrémité. Les Règles PSMI 89/92 limitent la portée des balcons à 1,50 m et les éventuelles masses à leurs extrémités (jardinières par exemple) à 200 kg/m de longueur (Fig. II.4) [23].

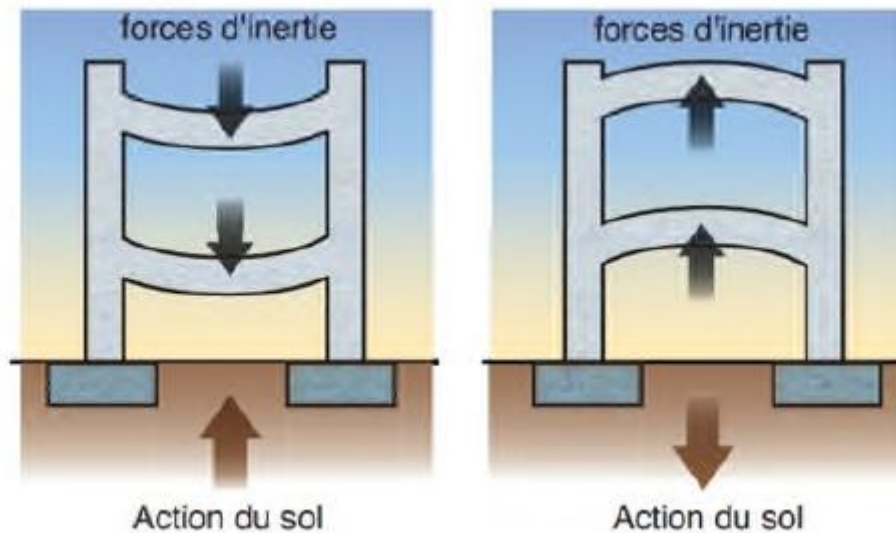


Figure.II.4: Oscillations verticales.

II.1.3. Oscillations de torsion :

Les oscillations de torsion sont dues à la « mauvaise » conception des constructions, car le sol ne tourbillonne pas. Elles se produisent lorsque les murs de contreventement sont répartis d'une manière dissymétrique par rapport au centre de gravité d'un niveau, qui est en général proche du centre géométrique du plancher haut. Il s'agit d'un des phénomènes les plus destructeurs. Lors des tremblements de terre, les parties plus déformables des ouvrages vrillent autour des parties plus rigides (Fig. II.5) [23].



Figure.II.5 : Oscillations de torsion.

II.2. Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme :

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un va et vient rapide dans toutes les directions du plan horizontal, ainsi que dans le sens vertical, mais dans une mesure généralement moindre. Les constructions sont liées au sol au moins par leurs fondations. Le mouvement d'une structure de génie civil, et en particulier un bâtiment, peut se décomposer en 4 (voir figure II.6) [24] :

- a- le déplacement relatif de la fondation ;
- b- le basculement de la fondation (mouvement vertical) et torsion à la base (Mouvement horizontal) ;
- c- la torsion à la base ;
- d- la torsion de la structure ;

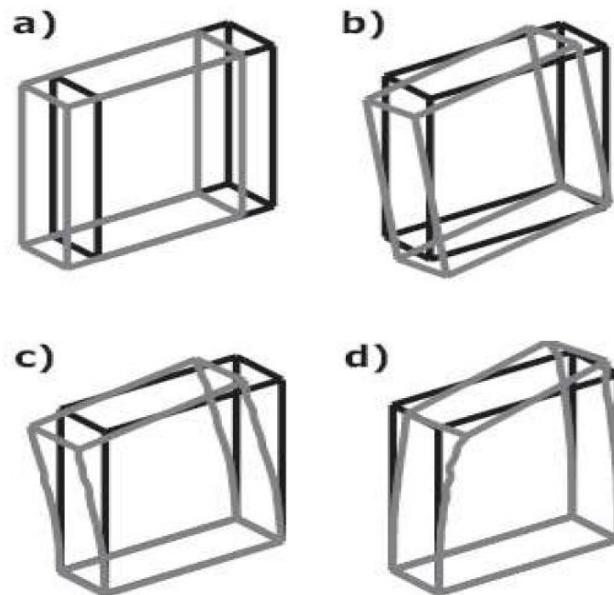


Figure II.6 : Types du mouvement d'une structure de génie civil en cas du séisme.

II.3 Déformation des bâtiments :

Dans le domaine de la construction, tous les matériaux et l'élément subissent des déformations de différents types, Parmi les déformations pour différents éléments sont :

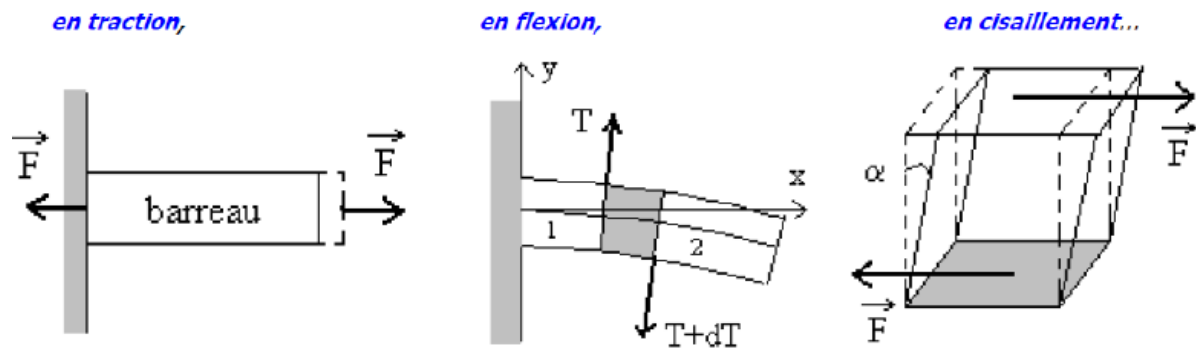


Figure II.7: Les schémas illustrent des modes de déformation pour différents éléments [25].

- **Traction** : Un élément soumis à un effort de traction subit aussi l'action de deux forces opposées qui ont pour conséquence un étirement du matériau.
- **Compression** : Un élément est soumis à un effort de compression lorsqu'il subit l'action de deux forces opposées qui ont pour conséquence un écrasement du matériau.
- **Torsion** : En plan, tout bâtiment possède un centre de masse M (centre de gravité de toutes les masses) où agit la résultante des forces d'inertie mises en jeu, un centre de résistance aux efforts horizontaux W (point d'application de la résultante des efforts internes résistants aux forces d'inertie horizontale selon les deux axes principaux et un centre de rigidité S (centre de torsion). Si le centre de résistance ne coïncide pas avec le centre de masse, le bâtiment subit une torsion autour du centre de rigidité lorsque survient un tremblement de terre.

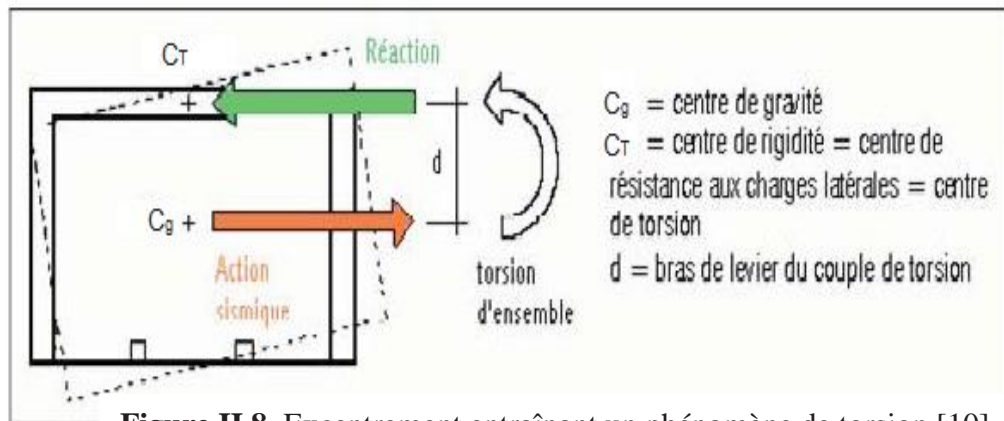


Figure II.8. Excentrement entraînant un phénomène de torsion [10].

II.4. Modes de rupture :

Les conséquences directes des caractéristiques de comportement vis-à-vis des séismes de ce type de bâtiments est la favorisation de modes de rupture plutôt non ductiles combinant les modes de ruptures fragile dus au cisaillement ; des barres longitudinales ; flambements des

barres sous des contraintes de compressions élevées ; écrasement du béton et éclatement du béton d'enrobage ; formations de rotules dans des régions imprévisibles augmentant le risque d'instabilité du bâtiment [26].

II.4.1. Cisaillement alterné :

L'expérience montre que les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou de poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par le cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". (Voir figure II.9). Ces dégradations résultent des fissurations inclinées alternées à 45° en cas de cisaillement pur générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural [19].

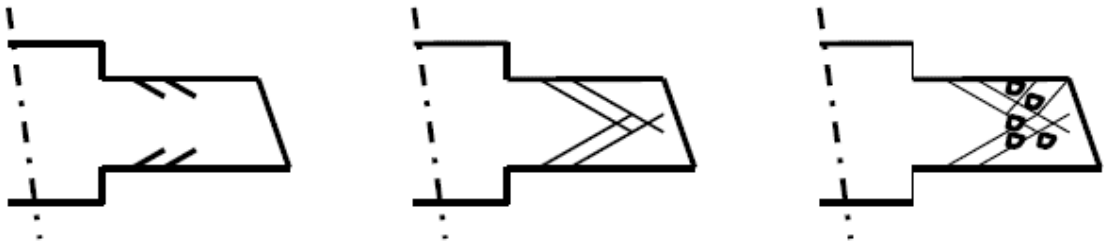


Figure II.9 : absence d'armature transversale, le cisaillement alterné détruit-les sections.

II.4.2. Flambements des barres :

Une barre longitudinale d'un élément en béton comprimé est sujette au flambage. Le risque est accru si la contrainte dans la barre est plus élevée, ce qui est le cas dans les zones très sollicitées (flexion plastique, compression élevée). Le phénomène de flambage se produit si la barre est insuffisamment maintenue transversalement par des étriers trop espacés [19].

II.4.3. Etage souple :

La différence de rigidité entre le niveau souple et les autres étages cause l'effondrement de celui-ci et donc une fragilisation du bâtiment. La raison typique de cette différence de rigidité, est que souvent le rez de chaussée des immeubles est réservé aux commerces qui, pour économiser de l'espace, enlèvent les murs porteurs et les remplacent par des colonnes placées de telle sorte à optimiser la place. Mais cela perturbe la descente de charge d'un bâtiment car les éléments de stabilisations (ou porteurs) ne sont plus en leur prolongation. Il faut donc utiliser des dalles de transfert (poutres horizontales) pour que la descente de charge continue jusqu'aux

fondations. Le rez de chaussée est alors plus vulnérable aux séismes, est lorsqu'il y a un séisme, il peut conduire au phénomène de l'étage souple (Figure II.10) [27].

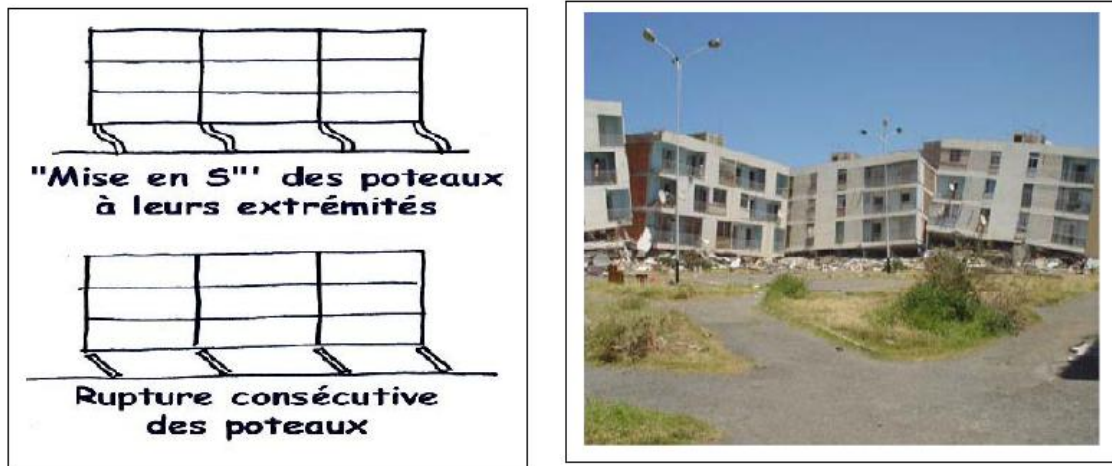


Figure II.10: Effet De Niveau Souple (Séisme de Boumerdès, Algérie 2003) [28].

II.4.4. Poteau court :

Les poteaux courts ou colonnes courtes sont des piliers verticaux à l'origine de ruptures brutales et d'effondrements de bâtiments, dus souvent à une mauvaise construction du bâtiment. Ces dispositifs cèdent pour des raisons diverses, la première étant que ces colonnes ont une faible déformabilité ainsi qu'un comportement très fragile. De plus, ces poteaux doivent supporter une charge très importante, et ne sont pas toujours bien adaptés pour supporter cette charge (Figure II.11) [10].

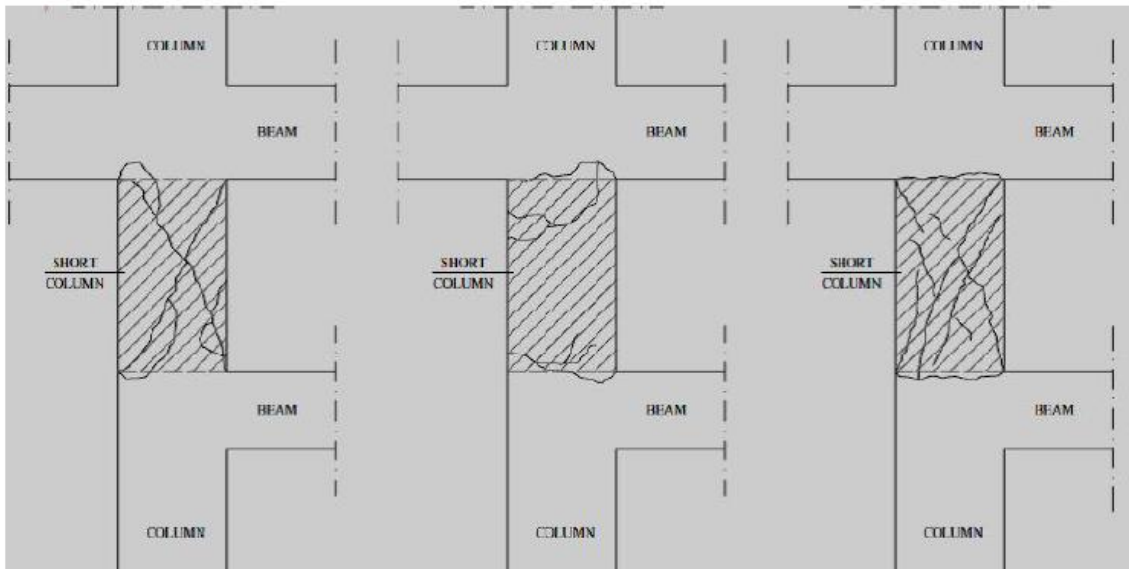


Figure II.11: Modes de défaillance dans les poteaux courts [29].

II.4.5. Fissures en croix :

Fissures apparaissent principalement dans les murs en briques, qui présentent une faible résistance à la traction, ce la peut conduire éventuellement à l'effondrement total du bâtiment. La forme en croix provient du fait que l'action sismique ne s'exerce pas uniquement dans une seule direction, mais qu'elle s'inverse plusieurs fois.



Figure II.12: Fissures en croix [30].

II.4.6. Cisaillement des poteaux :

Cette situation est très fréquente dans les cas où le joint sismique n'est pas suffisant.



Figure II.13 : Cas de poteaux courts sans protection – tous les poteaux sont cisailés [31].

II.4.7. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre : En cas de séisme fort, les nœuds sont les zones les plus touchées (figure II.14, figure II.15 et figure II.16).



Figure II.14 : Rupture en zone nodale [31].



Figure II.15 : Rotule dans le poteau [31].



Figure II.16 : Rotule dans la poutre [31].

II.5. Conclusion :

La défaillance des bâtiments à ossature en béton armé conduit souvent à des cas de dégâts spectaculaires. Les dégâts observés lors des derniers tremblements de terre offrent une expérience sur les défauts de conception typiques et sur les raisons des dégâts présentés à maintes reprises.

CHAPITRE III

MÉTHODES DE CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE

Introduction :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique RPA99version 2003, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées, sous réserve de justification scientifique appropriée [32].

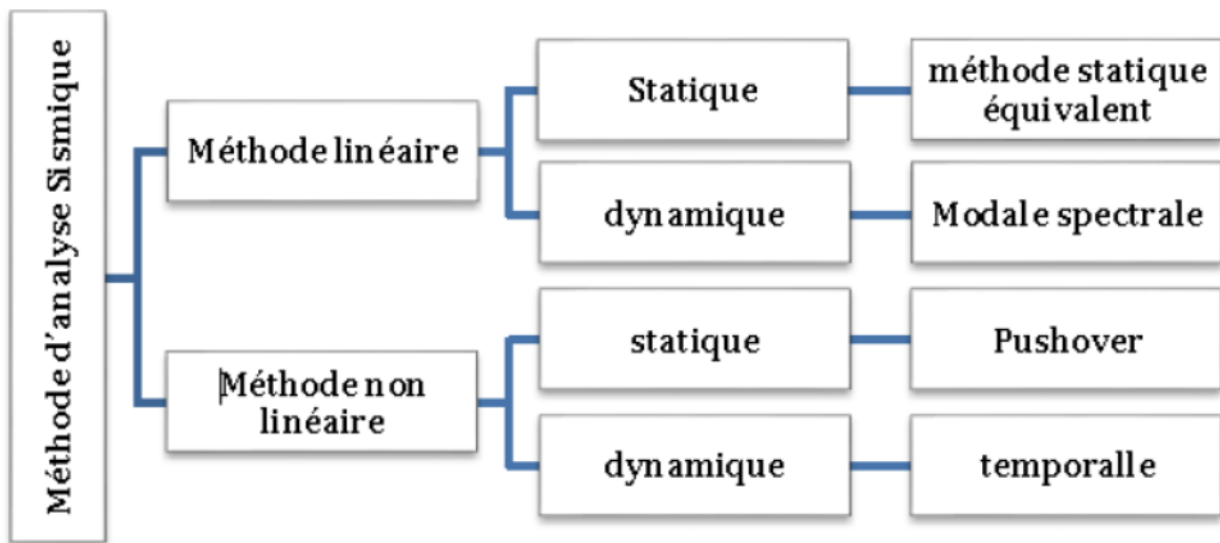


Figure III.1: Organisation des méthodes d'analyse [32].

III.1. Méthode d'estimation des forces Sismiques (RPA99/version2003) :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [12].

III.2. Méthode statique équivalente :

III.2.1. Principe :

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

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

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures [12].

III.2.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone I** : tous les groupes
 - **Zone II** : groupe d'usage 3
 - groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

III.2.3. Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale [12].

III.2.4. Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} \quad (\text{III.1})$$

- A : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau III.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (\text{III.2})$$

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 page 34 du RPA

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7 \quad (\text{III.3})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau III.2 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 page 28 du RPA, en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions Considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Tableau III.3 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<u>D</u>	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

- Q : facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_5^1 P_q \quad (\text{III. 4})$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 page 30 du RPA.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

III.2.5. Conditions minimales sur les files de contreventement :

- ✓ **Système de portiques** : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- ✓ **Système de voiles** : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité [12].

III.2.6. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de Voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

III.2.7. Régularité en plan :

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cf Fig 3.2) page 22 du RPA.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cf Fig 3.2) page 22 du RPA.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

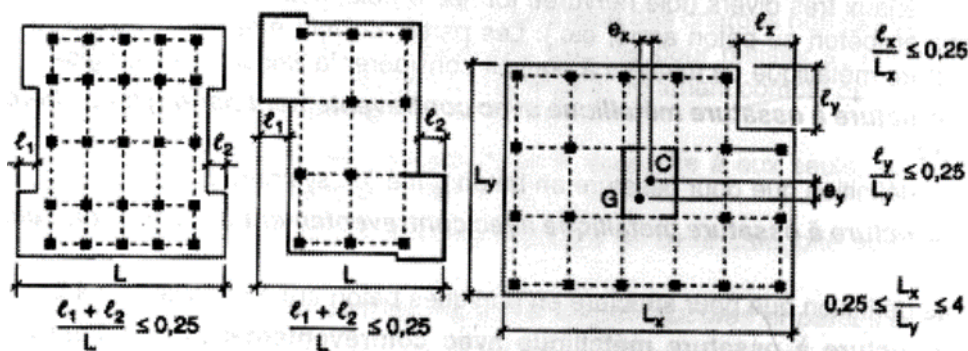


Figure III.2 : Limites des décrochements en plan.

III.2.8 Régularité en élévation :

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

b4. 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.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (fig. 3.3) page 23 du RPA [12].

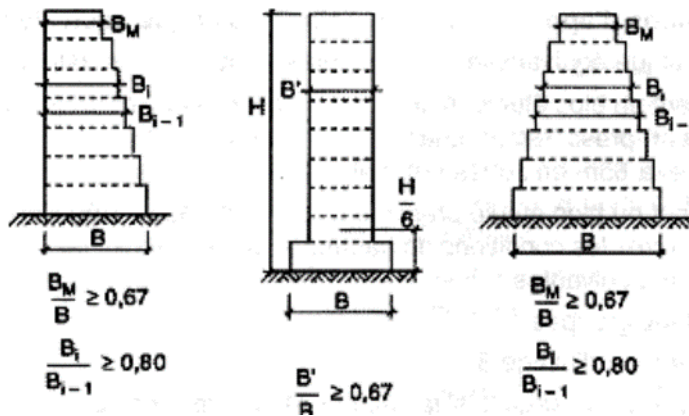


Figure III.3 : Limites des décrochements en élévation.

III.2.9 Contrôle de la qualité des matér :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en oeuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

III.2.10 Contrôle de la qualité de l'exécution :

- a) Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau III.4: valeurs des pénalités P_q .

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

- W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 page 30 du RPA.

Tableau III.5 : valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

III.2.11. Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{III. 5})$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 page 31 du RPA.

Tableau III.6 : valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

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

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad (\text{III.6})$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des Deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7) page 31 du RPA.

3. La valeur de T peut être calculée avec **la formule de Rayleigh** ou une version simplifiée de cette formule :

$$a) \quad T = 2\pi \sqrt{(\sum_i^n W_i \delta_i) / g(\sum_i^n f_i \delta_i)} \quad (\text{III.7})$$

f_i : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V

Suivant la verticale.

δ_i : flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire

De la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

b.) Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T = 2\sqrt{\delta_N} \quad (\text{III.8})$$

- δ_N : flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

4. Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

III.2.12. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure Selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{III.9})$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la Formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)wh_i}{\sum_{j=1}^n wjh_j} \quad (\text{III. 10})$$

III.2.13. Distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{III. 11})$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

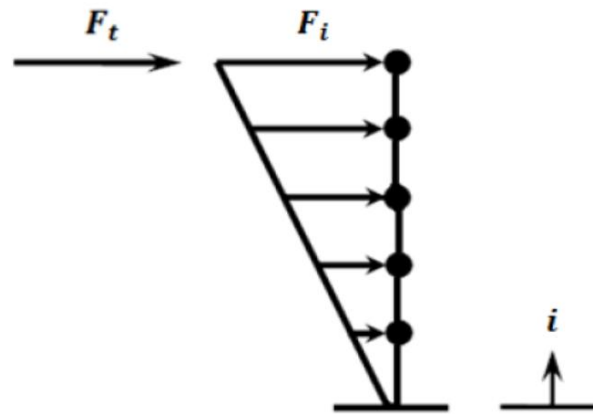


Figure III.4 : Distribution de la résultante des forces sur les différents niveaux [33].

III.2.14 Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont [34] :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

III.2.15. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, poutres, poteaux) [35]. Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante [36] :

$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad (\text{III.12})$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

III.2.16. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation [7].
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes [35] :

$$\begin{aligned} X_T &= \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_T &= \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}} \end{aligned} \quad \text{(III.13)}$$

Avec :

- I_X et I_Y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, poutres) [37].
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi [38].
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi. Il est rappelé que [37] :

Le centre de torsion d'une poutre ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

Les inerties sont calculées par les formules suivantes [35] :

III.2.17. Excentricité [RPA 99 version 2003]:

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [35].

$$\begin{aligned} E_X &= |X_T - X_G| \\ E_Y &= |Y_T - Y_G| \end{aligned} \quad \text{(III.14)}$$

III.2.18. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit [36] :

III.2.19. Excentricité accidentelle [RPA 99 version 2003] :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs [38] :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans [37].

$$\begin{aligned} E_X &= 0.05L_X \\ E_Y &= 0.05L_Y \end{aligned} \quad \text{(III.15)}$$

III.3. MÉTHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :**III.3.1. Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.3.2. Méthodes dynamiques :

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

III.3.3. Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées

du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées [12].

III.3.4. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{(III.16)}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) page 26 du RPA.

η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \quad \geq 0.7 \quad \text{(III.17)}$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) page 26 du RPA.

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) page 28 du RPA.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) page 34 du RPA.

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) page 30 du RPA.

Tableau III.7 : Valeurs de T1 et T2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence. L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

III.3.5 Etapes de calcul :

1) Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure : périodes et modes propres par la résolution de l'équation :

$$|\mathbf{k} - \mathbf{w}^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (\text{III.18})$$

avec :

K : matrice de rigidité

M : matrice de masse

La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations w_i relatives aux 'n' modes de Vibration[39].

A chaque pulsation propre w_i correspond une forme propre φ_i tel que :

$$|\mathbf{k} - \mathbf{w}_i^2 \mathbf{M}| \varphi_i = 0 \quad (\text{III.19})$$

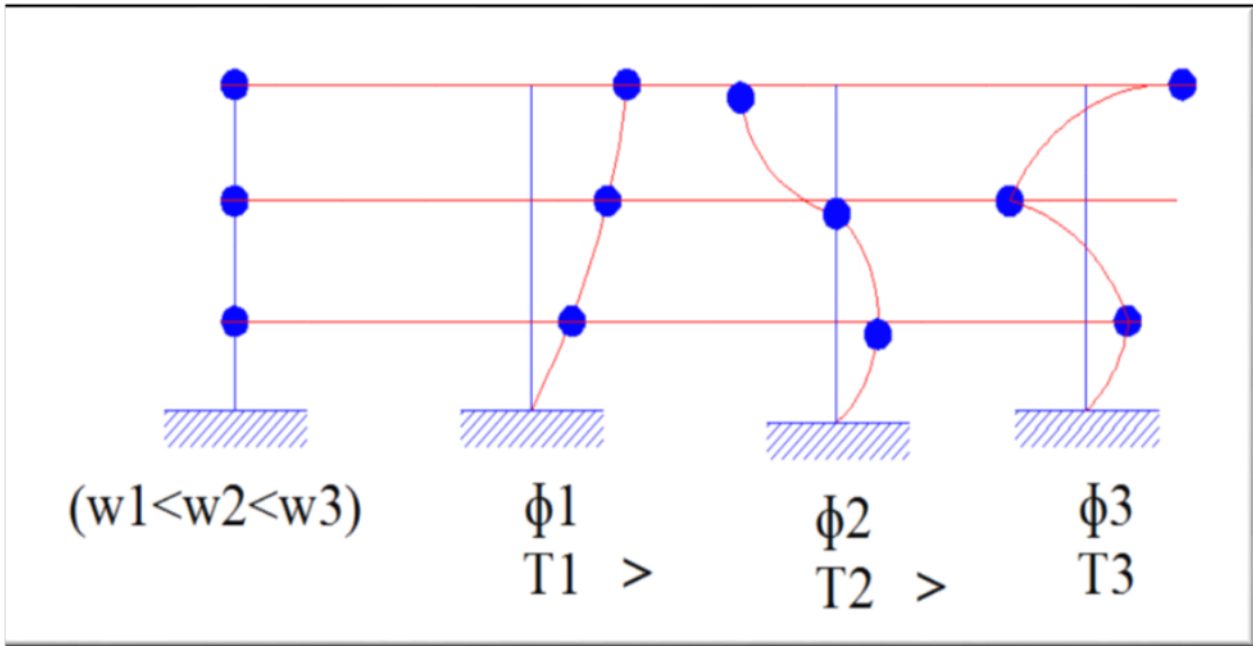


Figure III.5 : Modes propres de vibration.

2) Détermination du facteur de participation de chaque mode :

$$\gamma_i = \phi_i^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{e}_x / M^* \quad (\text{III.20})$$

avec :

ex : vecteur de direction ; $\mathbf{e}_x = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ \cdot \\ 1 \end{pmatrix}$

M^* : masse généralisée ;

$$M^* = \phi_i^T \cdot \mathbf{M} \cdot \phi_i \quad (\text{III.21})$$

Ce facteur peut également désigner par : r_n / M^* ; du fait que l'équation du mouvement (découplée) s'écrit :

$$\ddot{Z}_n + 2\xi_n \cdot W_n \cdot \dot{Z}_n + W_n^2 \cdot Z_n = \left(-\frac{r_n}{M^*} \right) \cdot \ddot{X}_g \quad (\text{III.22})$$

\ddot{X}_g : Accélération du sol

3) Détermination de l'accélération spectrale :

A partir du spectre de réponse on affecte à chaque période T_i pour un amortissement donné une valeur de l'accélération S_a .

4) Evaluation des forces sismiques pour chaque mode :

L'action sismique du mode i est calculée comme suit

$$F_i = M \cdot \phi_i \cdot S_a \cdot \gamma_i \quad (\text{III.23})$$

(dans les deux directions)[39].

$$\begin{Bmatrix} F_{1i} \\ F_{2i} \\ \vdots \\ F_{ni} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \vdots \\ \phi_{ni} \end{Bmatrix} \cdot S_{ai} \cdot \gamma_i \quad (\text{III.24})$$

III.3.6. Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{III.25})$$

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

III.3.7. Combinaison des réponses modales :

- a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \delta T_j$) .vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (\text{III.26})$$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad (\text{III.27})$$

- E : effet de l'action sismique considéré
- E_i : valeur modale de E selon le mode « i »
- K : nombre de modes retenus

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (\text{III.28})$$

III.3.8. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

III.3.9. Effets de la torsion accidentelle :

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7, page 33 du RPA. Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

III.4. Prescriptions communes aux méthodes Statique et Dynamique :

III.4.1. Stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

III.4.2. Composante verticale de l'action sismique :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50m de long et ceci, en zone sismique III A cet effet, outre la force descendante adéquate, une force sismique minimum ascendante Nette

$$F_v = 0.5 A w_p \quad (\text{III. 29})$$

doit être prise en considération

w_p : poids propre de l'élément en porte à faux

A coefficient sismique de zone

III.4.3. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{III. 30})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{III.31})$$

III.6 Méthode D'analyse Dynamique Par Accélerogramme :

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélerogrammes. Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un accélerogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps, nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement. Les accélerogrammes utilisés pour le dimensionnement sont habituellement.

classés en trois catégories:

- les accélerogrammes réels enregistrés lors de tremblement de terre.
- les accélerogrammes synthétiques générés à partir de modèles de ruptures ou glissement de faille.
- les accélerogrammes artificiels générés de façon à correspondre à un spectre de réponse désiré [40].

III.7 Conclusion :

On a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs dans le calcul des structures en zones sismiques. En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier.

CHAPITRE IV
APPLICATION NUMÉRIQUE

Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'analyse numérique dont l'objectif principal est la comparaison entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectral d'un bâtiment R+3 en béton armé 'à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse en 3D permettra principalement d'évaluer les réponses sismiques dans les deux principaux sens, ensuite on compare les résultats pour les deux méthodes pour connaître l'effet de l'analyse sur les structures en portiques en béton armé.

IV.1. Présentation et caractéristiques des structures :

IV.1.1. Description du bâtiment étudié :

Le projet que nous avons en train d'étudier est un bâtiment à usage d'habitation, composé de Rez de chaussée plus 3 étages (R+3) est classée dans le groupe d'usage 2, le bâtiment est implanté dans la commune de M'sila (wilaya de m'sila), Qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (IIa), d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003). Le système de contreventement est composé des portiques, 05 dans le sens transversal et 03 dans le sens longitudinal (voir figure IV.1). Les planchers de 20 cm d'épaisseur (16cm hauteur du corps creux + 4cm épaisseur de la dalle de compression). Les dimensions des poutres principales et secondaires sont (30x40) cm² et les poteaux ont des sections (30 x 30) cm².

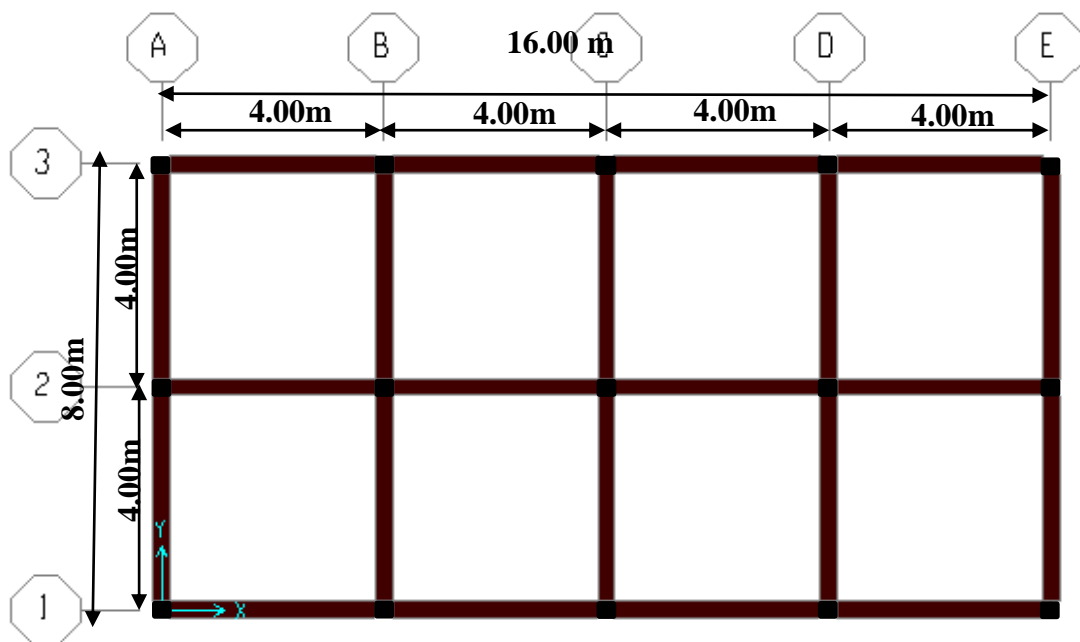


Figure IV.1 : vue en plan.

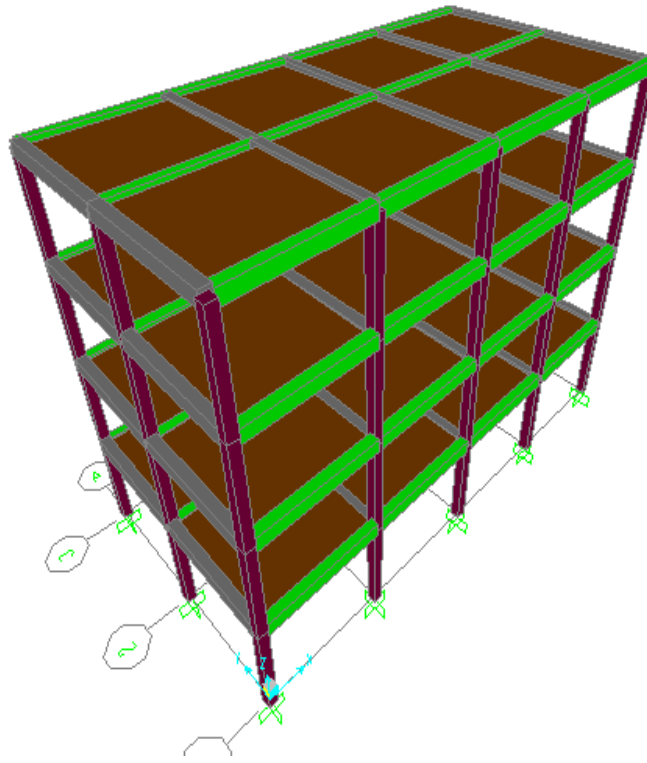


Figure IV.2 : vue en élévation.

IV.1.2. Caractéristiques géométrique : Notre structure comporte 04 travées dans le sens (x-x) et 02 travées dans le sens (y-y), le tableau IV.1 représente les caractéristiques géométriques de bâtiment étudié .

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment étudiier.

Caractéristiques géométriques	Valeur [m]
Longueur totale	16.30
Largeur totale	8.30
Hauteur de RDC	3.00
Hauteur d'étage courant	3.00
Hauteur totale	12

IV.1.3. Caractéristiques des matériaux :

Dans notre étude, nous avons utilisé, le règlement du béton armé aux états limite à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003. Le règlement BAEL 91 est basé sur les états limites définies ci-dessous. Les tableaux (IV.2) et (IV.3) résument respectivement les caractéristiques des matériaux utilisés pour le béton et l'acier.

Tableau IV.2 : Caractéristiques de béton.

Caractéristiques des matériaux	Valeur
Résistance caractéristique à la compression f_{c28}	25 MPa
Résistance limite en traction du béton f_{t28}	2.1 MPa
Contrainte limite du béton en compression f_{bu}	14.1 MPa
Coefficient de poisson ν	0.2
Masse volumique du béton γ	2.4 t/m
Module d'élasticité (Young instantané) E_b	32164 MPa
Déformation limite élastique ε_{be}	2‰
Déformation ultime ε_{su}	3.5‰

Tableau IV.3 : Caractéristiques d'acier.

Caractéristiques des matériaux	Valeur
Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence f_e	400 MPa
Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse f_{es}	235 MPa
Module d'élasticité de l'acier E_s	$2,1E10^5$ MPA
Déformation limite élastique ε_{se}	2‰
Déformation ultime ε_{su}	10‰

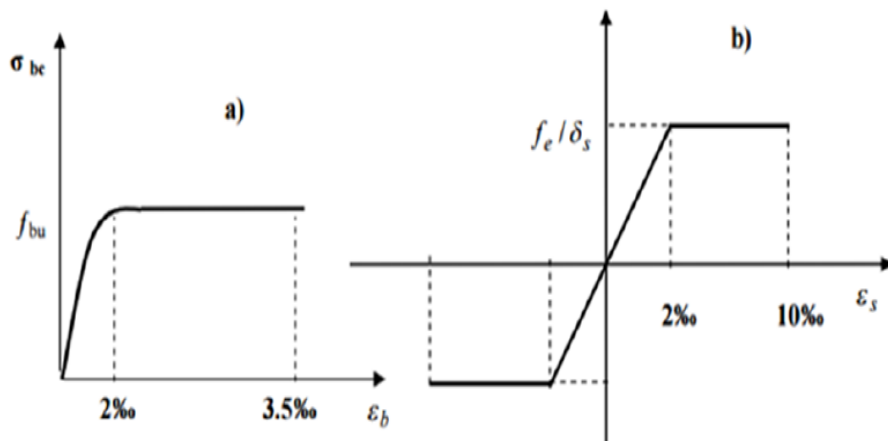


Figure IV.3 : Diagramme de déformation-contraainte : a) béton - b) acier.

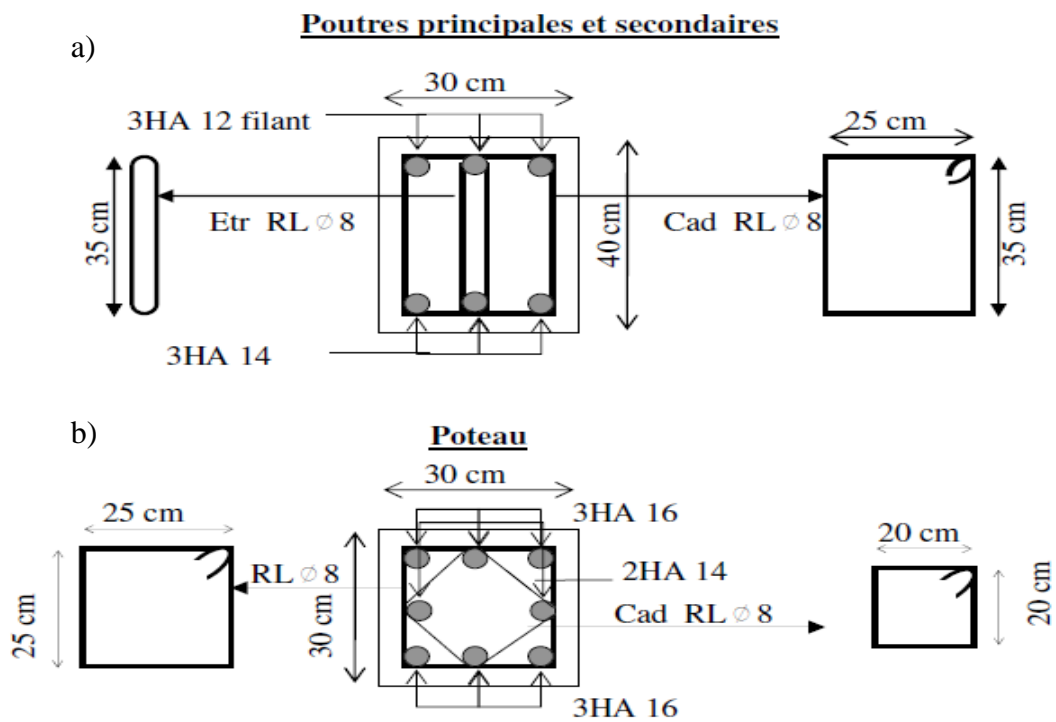


Figure IV.4 : Schéma de ferrailage des éléments structurelles a) poutre principales et secondaires - b) poteau.

IV.1.4 Définition des charges :

Les charges que nous allons définir dans cette analyse sont de deux types : les charges gravitaires et les charges latérales.

- Les charges gravitaires sont les charges permanentes (**G**), ainsi que les charges d'exploitation (**Q**) multipliées par leur coefficient de pondération ' $\beta=0.2$ ', bâtiment d'habitation. Les charges G et Q sont évalués selon le D.T.R.B.C.2(voire tableaux).

Tableau IV.4 : Plancher terrasse non accessible (plancher corps creux (16+4)).

Plancher terrasse non accessible	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Forme de pente	2.20	
Etanchéité multicouche	0.12	
Par vapeur	0.048	
Couche d'isolation en liège	0.16	
Protection d'étanchéité en gravillon	0.80	
Enduit	0.20	
Plancher (16+4)	2.80	
TOTAL	6.328	

Tableau IV.5: Plancher courant (plancher à corps creux (16+4)).

Plancher courant	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Carrelage	0.44	
Mortier de pose	0.40	
Lit de sable	0.54	
Enduit de plâtre	0.20	
Cloisons légère	1	
Plancher (16+4)	2.80	
TOTAL	5.38	1.5

IV.2. Méthode Statique Équivalente :

IV.2.1. Calcule charges sismique par la méthode statique équivalente :

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

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

Tableau IV.6 : Donnes sismiques (R+3).

Coefficient d'accélération de zone	A=0.15
Facteur d'amplification dynamique moyenne	D=2.2
Coefficient de comportement global de la structure	R=3.5

Facture de qualites	Q=1
Coefficient de pondération	$\beta=0.2$
Poids totale de la structure	$W_T=3188.51\text{KN}$
Force sismique totale appliquée a la base	$V_b=300.63\text{KN}$

IV.2.2. Distribution des charges sismique verticales :

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Tableau IV.7 : valeurs des charges sismique verticales.

Niveau	Vb (kN)	Wi (kN)	hi (m)	Wi*hi (kN)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
RDC	300.63	768.44	3	2305.32	28.37	28.37
1	300.63	768.44	6	4610.64	56.74	56.74
2	300.63	768.44	9	6915.96	85.11	85.11
3	300.63	883.17	12	10598.04	130.42	130.42
				$\Sigma=24429.96$	300.63	300.63

$$W = \sum W_i = 3188.51\text{kN}$$

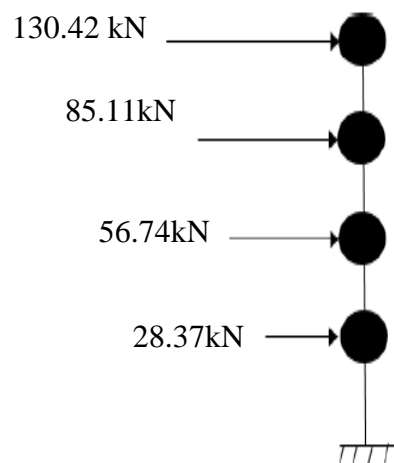


Figure IV.5 : Valeurs des charges gravitaire et latérale.

Tableau IV.8 : Distribution des charges sismique horizontale portique sens x-x.

Niveau	Portique	Valeur (KN)
RDC	1,2,3	9.46
1	1,2,3	18.92
2	1,2,3	28.38
3	1,2,3	43.44

Tableau IV.9 : Distribution des charges sismique horizontale portique sens y-y.

niveau	portique	valeur (KN)
RDC	A,B,C,D,E	5.676
1	A,B,C,D,E	11.35
2	A,B,C,D,E	17.03
3	A,B,C,D,E	26.066

IV.2.3. Résultats et interprétation :

IV.2.3.1. Résultats d'analyse statique équivalente :

L'analyse modale qui a été effectuée par le logiciel SAP 2000, nous a donne des périodes pour le premier mode, de 0.45 s selon le sens (x) et de 0.48 s selon (y). Nous pouvons clairement constater que les périodes fondamentales obtenues par le logiciel SAP 2000 sont relativement proches que celles fournie par la formule empirique (III.5).

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

Le tableau IV.10 présente les résultats des périodes fondamentales obtenues par le logiciel. SAP2000 et les formules empiriques données dans l'RPA 99 version 2003.

Tableau IV.10 : Comparaison du résultats des périodes fondamentales.

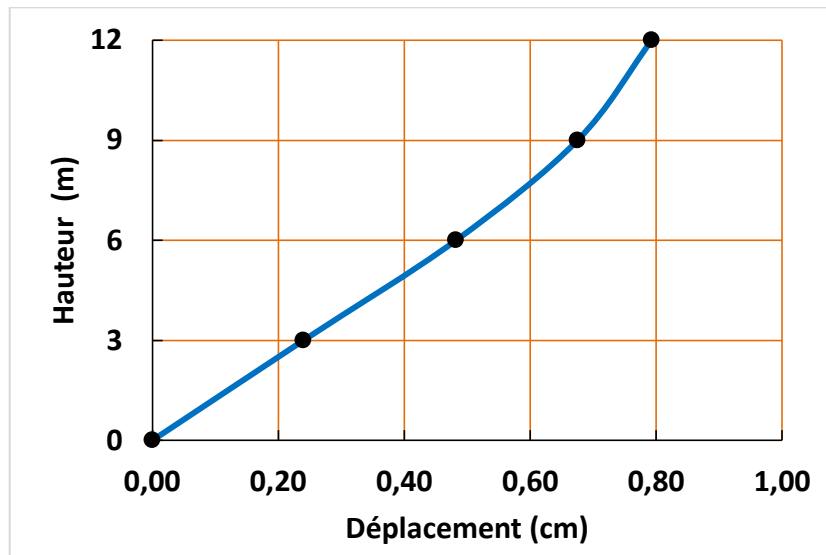
Période (s)	Sens Transversal	Sans Longitudinal
SAP 2000	0,48	0,45
$T = C_T h_N^{3/4}$	0,48	0,48

IV.2.3.2. Résultats des déplacements par la méthode statique équivalente :

Les déplacements horizontaux de la structure par la méthode statique équivalente pour les deux sens sont présentés dans les tableaux IV.11, IV.12 et les figures Figure IV.6 et Figure IV.7 respectivement :

Tableau IV.11 : Déplacements de poteau de rive par la méthode statique équivalente pour (sens x-x).

Niveau	Déplacements [cm]
RDC	0.24
1	0.48
2	0.68
3	0.79

**Figure IV.6** : Résultat des déplacements poteau de rive(sens x-x) par la méthode statique équivalente.**Tableau IV.12** : Déplacements de poteau de rive par la méthode statique équivalente pour (sens y-y).

Niveau	Déplacements [cm]
RDC	0.25
1	0.52
2	0.74
3	0.87

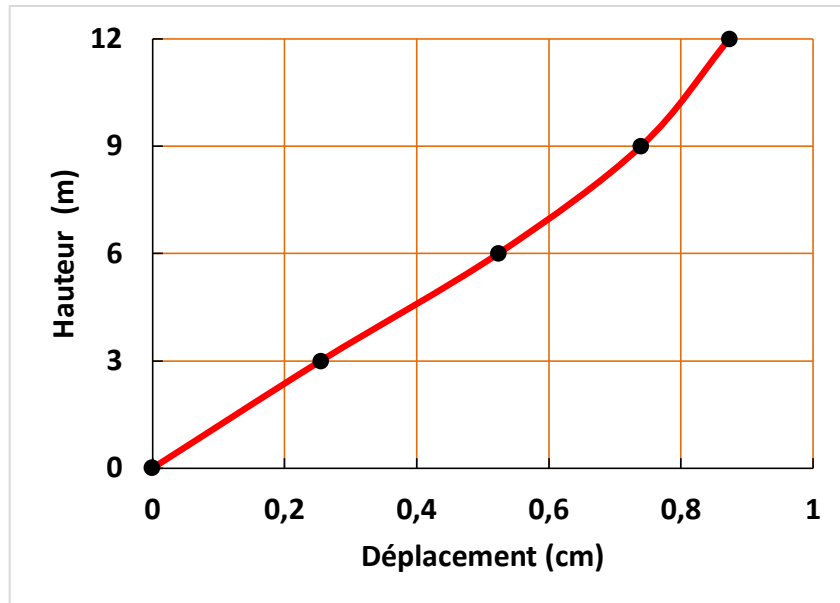


Figure IV.7 : Résultat des déplacements poteau de rive (sens y-y)
par la méthode statique équivalente.

La figure IV.8 présente les résultats de comparaison des déplacements sens x-x et sens y-y.

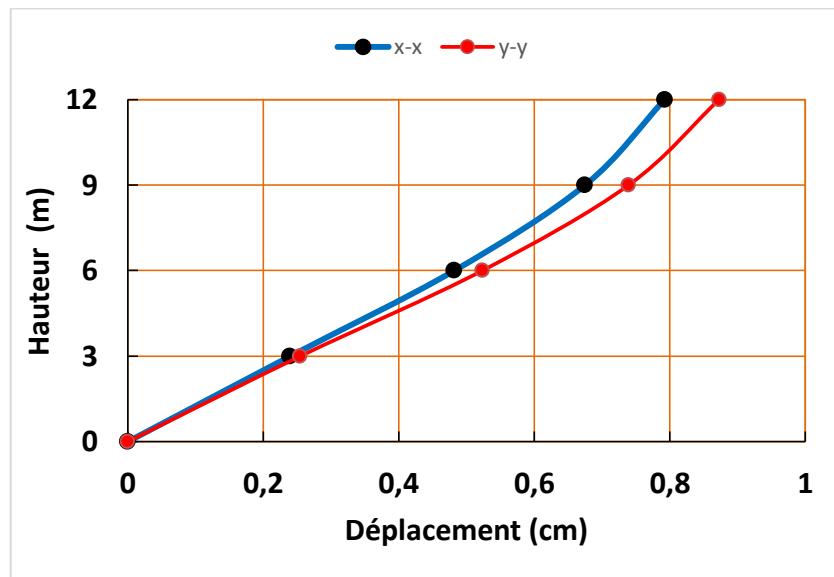


Figure IV.8 : Résultat de comparaison des déplacements sens x-x et sens y-y.

Commentaires :

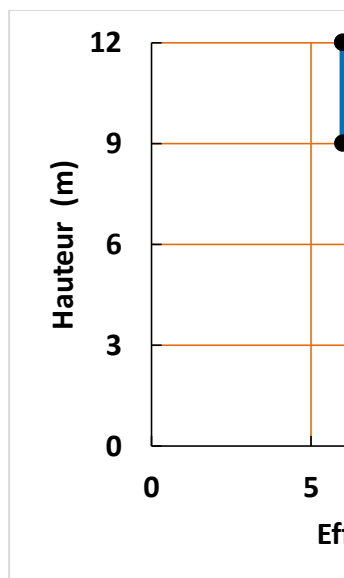
Le déplacement de chaque étage est représenté dans les tableaux (IV.11, IV.12) et des figures (figure IV.6, IV.7, IV.8), à partir des quels on peut voir :

- Les déplacements dans le sens y supérieure que sens x, cela est dû au fait que la rigidité dans la direction x-x est supérieure à la direction y-y .et les déplacements augmentent en fonction du niveau pour les deux directions.

IV.2.3.3. Résultats de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

Les efforts tranchants horizontaux de la structure par la méthode statique équivalente pour les deux sens sont présentés dans les tableaux IV.13, IV.14 et les figures Figure IV.9 et Figure IV.10 respectivement :

Tableau IV.13 : Efforts
sens (x-x) méthode



Niveau	Efforts tranchants [KN]
RDC	17.431
1 ^{er}	12.978
2 ^{ème}	10.578
3 ^{ème}	6.03

tranchants poteau de rive,
statique équivalente.

Figure IV.9 : Résultats des efforts tranchants poteau de rive (sens x-x)
par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.14 : Efforts tranchants poteau de rive, sens (y-y) méthode statique équivalente.

Niveau	Efforts tranchants [KN]
RDC	18.18
1 ^{er}	14.50
2 ^{ème}	11.80
3 ^{ème}	6.98

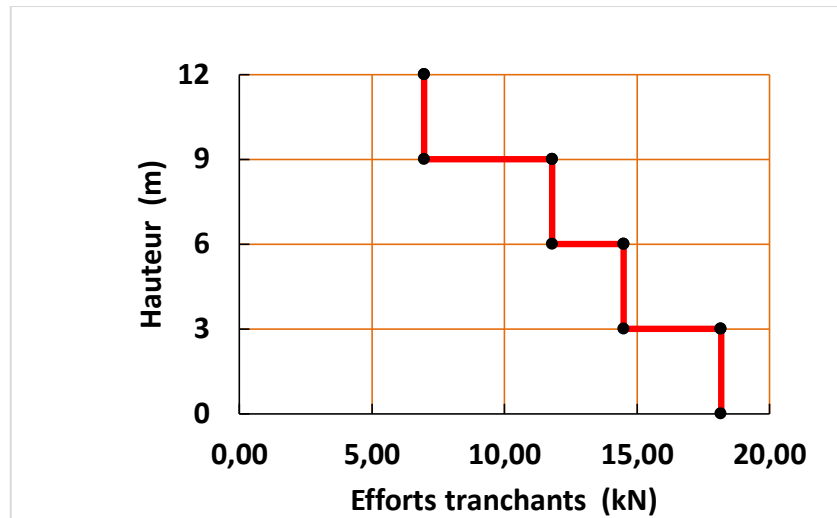


Figure IV.10 : Résultats des efforts tranchants poteau de rive (sens y-y) par la méthode statique équivalente.

La figure IV.11 présente les résultats de comparaison des efforts tranchants sens x-x et sens y-y.

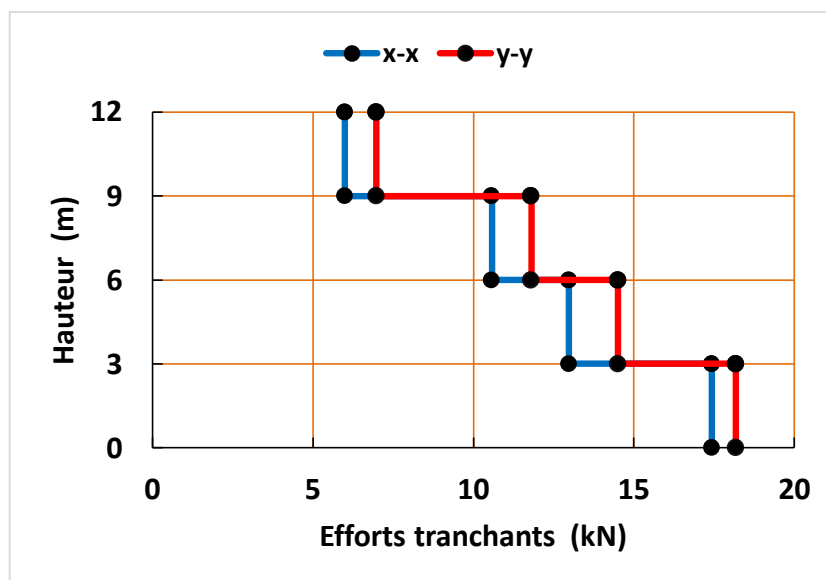


Figure IV.11 : Résultats de comparaison des efforts tranchants sens x-x et sens y-y.

Commentaires :

Les efforts tranchants de chaque étage est représenté dans les tableaux (IV.13, IV.14) et des figures (figure IV.9, IV.10, IV.11), à partir des quels on peut voir :

- ✚ les efforts tranchants dans le sens y supérieure que sens x, cela est dû au fait que la rigidité dans la direction x-x est supérieure à la direction y-y.

IV.2.3.4. Résultats des moments :

Les moments horizontaux de la structure par la méthode statique équivalente pour les deux sens sont présentés dans les tableaux IV.15, IV.16 et les figures Figure IV.12 et Figure IV.13 respectivement.

Tableau IV.15 : Moments de poteau de rive par la méthode statique équivalente pour (sens x-x).

Niveau	Moments [KN.m]
0	-28.68
1.5	-4.27
3	20.13
3	-16.09
4.5	0.78
6	17.65
6	-12.73
7.5	1.03
9	14.78
9	-6.42
10.5	1.38
12	9.18

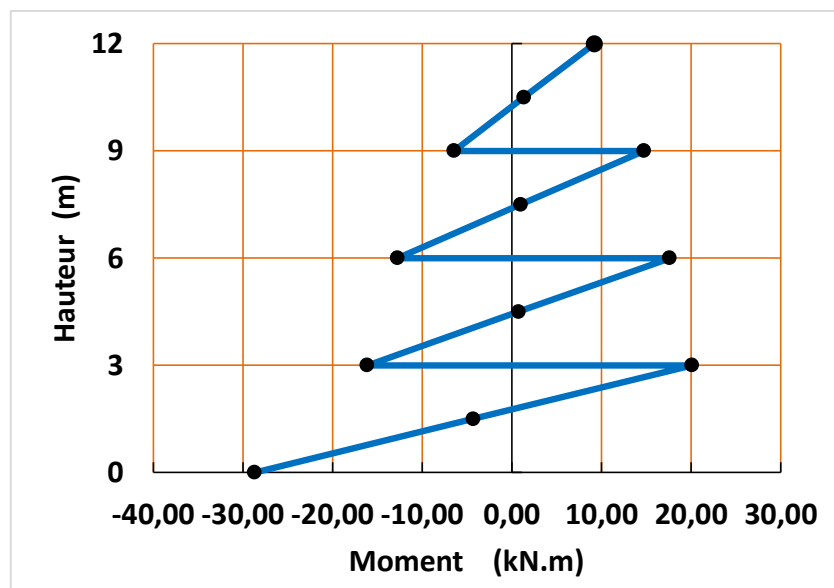


Figure IV.12 : Résultat des moments poteau de rive (sens x-x) par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.16 : Moments par la méthode statique équivalente pour (sens y-y).

Niveau	Moments [KN.m]
0	-30.12
1.5	-4.68
3	20.77
3	-18.09

4.5	0.76
6	19.62
6	-14.22
7.5	1.13
9	16.47
9	-7.51
10.5	1.57
12	10.64

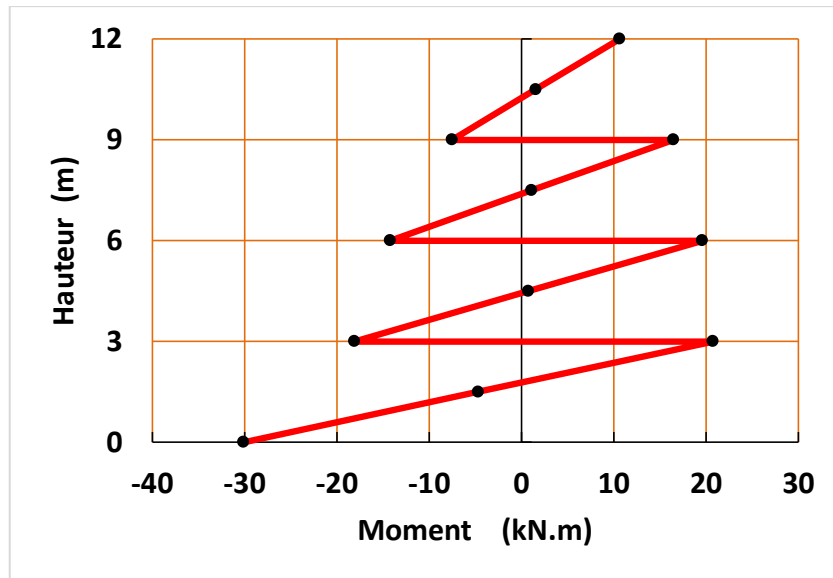


Figure IV.13 : Résultat des moments poteau de rive (sens y-y) par la méthode statique équivalente.

La figure IV.14 présente les résultats de comparaison des moments sens x-x et sens y-y.

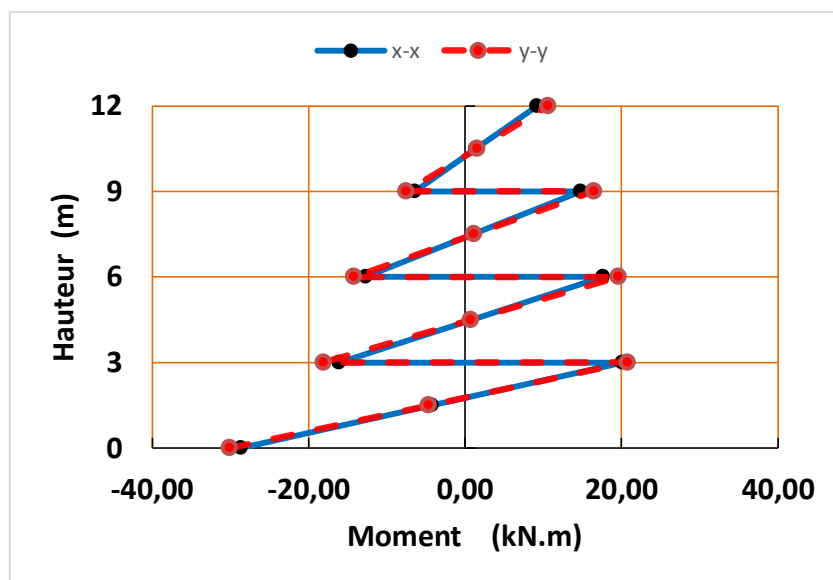


Figure IV.14 : Résultats de comparaison des moments sens x-x et sens y-y.

Commentaires :

Les tableaux (IV.15, IV.16) et les figures (IV.12, IV.13, IV.14) montrent la distribution des moments de poteau de rive par la méthode statique équivalente dans les deux directions x et y, et on constate que :

✚ Dans les directions x et y , les moments sont presque les mêmes.

IV.3. Méthode dynamique modale spectrale :**IV.3.1. Calcule des charges sismique par la méthode dynamique modale spectrale :**

La force sismique totale \mathbf{V} , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$F_i = M \cdot \phi_i \cdot S_a \cdot \gamma_i$$

$$\begin{Bmatrix} F_{1i} \\ F_{2i} \\ . \\ F_{ni} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ . \\ \phi_{ni} \end{Bmatrix} \cdot S_{ai} \cdot \gamma_i$$

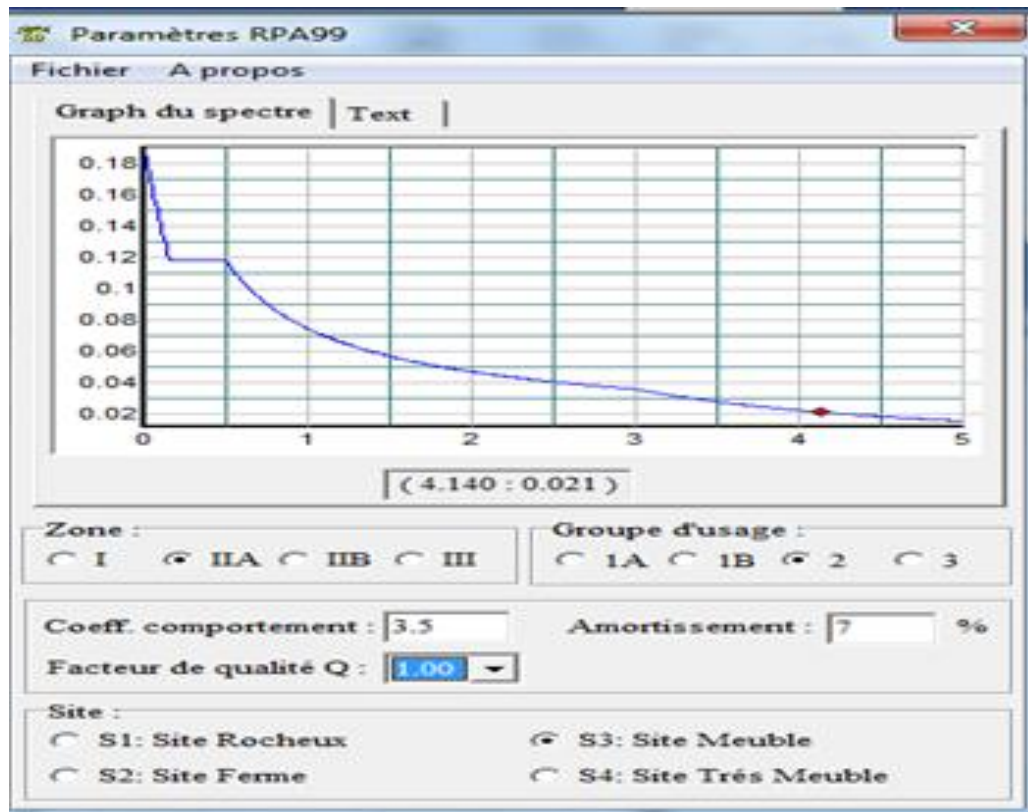


Figure IV.15 : Spectre de réponse de calcul sous forme graphique , $R=3.5$,
Zone Iia, Site meuble S3 , Groupe d'usage 2.

IV.3.2. Résultats et interprétation :

Tableau IV.17 : Résultats d'analyse modale.

	Période	Masses cumulées UX	Masses cumulées UX	Masse modale ux	Masse modale ux
MODE	Sec	%	%	%	%
1	0.476	0.000	0.874	0.00%	87.44%
2	0.456	0.880	0.000	88.04%	87.44%
3	0.400	0.000	0.000	88.04%	87.44%
4	0.155	0.000	0.094	88.04%	96.87%
5	0.149	0.091	0.000	97.11%	96.87%
6	0.130	0.000	0.000	97.11%	96.87%
7	0.090	0.000	0.026	97.11%	99.42%

8	0.088	0.024	0.000	99.49%	99.42%
9	0.077	0.000	0.000	99.49%	99.42%
10	0.065	0.000	0.006	99.49%	100.00%
11	0.065	0.005	0.000	100.00%	100.00%
12	0.056	0.000	0.000	100.00%	100.00%

IV.3.2.1 Résultats des déplacements par la méthode dynamique modale spectrale :

Les déplacements horizontaux de la structure par la méthode dynamique modale spectrale pour les deux sens sont présentés dans les tableaux IV.18, IV.19 et les figures Figure IV.16 et Figure IV.17 respectivement :

Tableau IV.18 : Déplacements de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens x-x).

Niveau	Déplacements [cm]
RDC	0.24
1	0.48
2	0.66
3	0.76

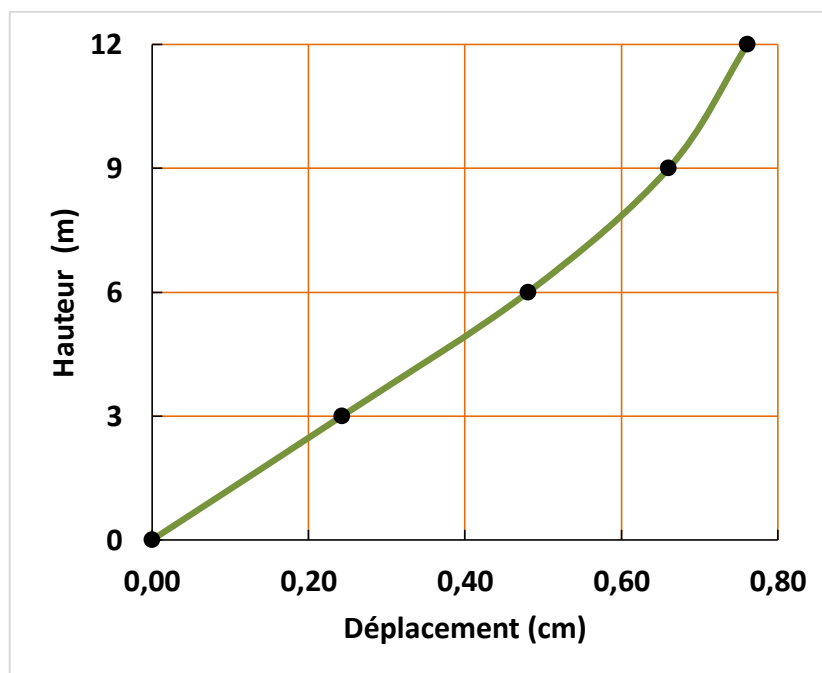


Figure IV.16: Résultat des déplacements poteau de rive (sens x-x) par la méthode dynamique modale spectrale.

Tableau IV.19 : Déplacements de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens y-y).

Niveau	Déplacements [cm]
RDC	0.26
1	0.52
2	0.72
3	0.84

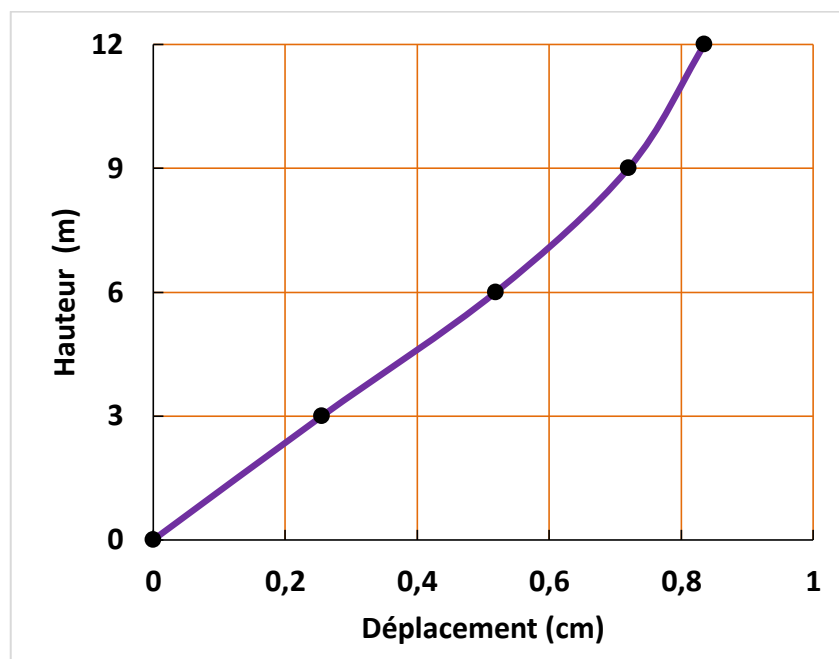


Figure IV.17 : Résultat des déplacements poteau de rive (sens y-y) par la méthode dynamique modale spectrale.

La figure IV.18 présente les résultats de comparaison des déplacements sens x-x et sens y-y.

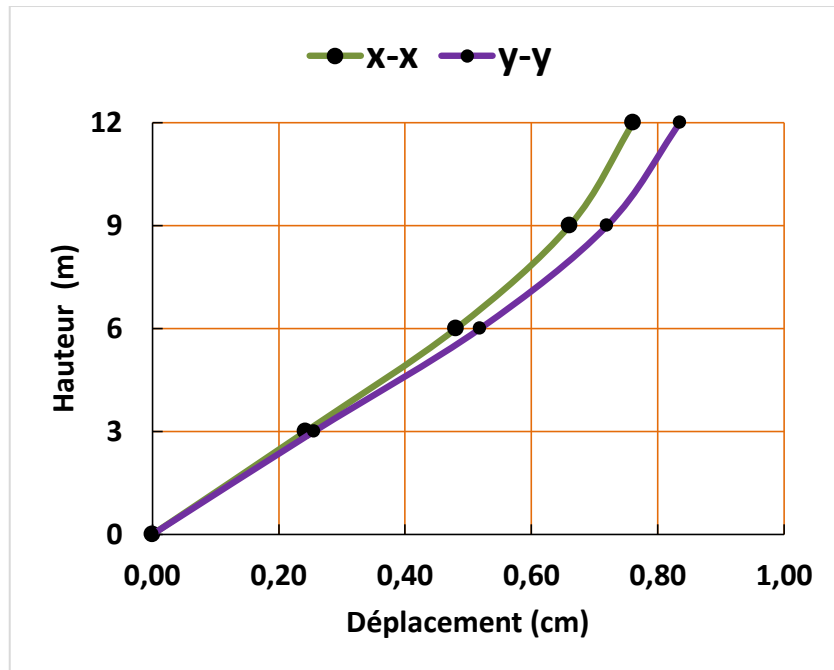


Figure IV.18 : Résultat de comparaison des déplacements sens x-x et sens y-y.

Commentaires :

Le déplacement de chaque étage est représenté dans les tableaux (IV.18, IV.19) et des figures (figure IV.16, IV.17, IV.18), à partir des quels on peut voir :

- Les Déplacements dans le sens y supérieure que sens x, cela est dû au fait que la rigidité dans la direction x-x est supérieure à la direction y-y .et les déplacements augmentent en fonction du niveau pour les deux directions.

IV.3.2.2. Résultats de l'effort tranchant par la méthode dynamique modale spectrale:

Les efforts tranchants horizontaux de la structure par la méthode dynamique modale spectrale pour les deux sens sont présentés dans les tableaux IV.13, IV.14 et les figures Figure IV.19 et Figure IV.20 respectivement :

Tableau IV.20 : Efforts tranchants poteau de rive,(sens x-x) méthode dynamique modale spectrale.

Niveau	Efforts tranchants [KN]
RDC	17.76
1 ^{er}	12.87

2 ^{ème}	9.99
3 ^{ème}	5.11

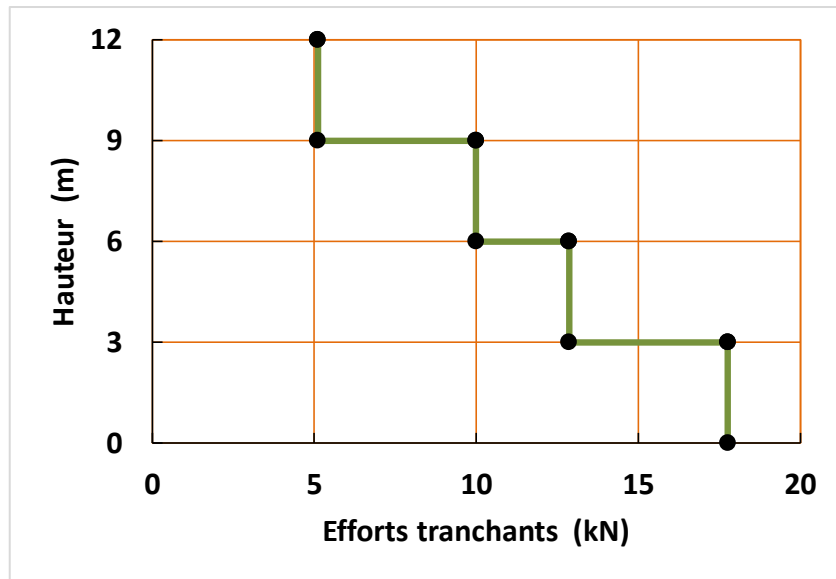


Figure IV.19 : Résultat des efforts tranchants poteau de rive (sens x-x) par la méthode dynamique modale spectrale.

Tableau IV.21 : Efforts tranchants poteau de rive, sens (y-y) méthode dynamique modale spectrale.

Niveau	Efforts tranchants [KN]
RDC	18.37
1 ^{er}	14.33
2 ^{ème}	11.15
3 ^{ème}	6.02

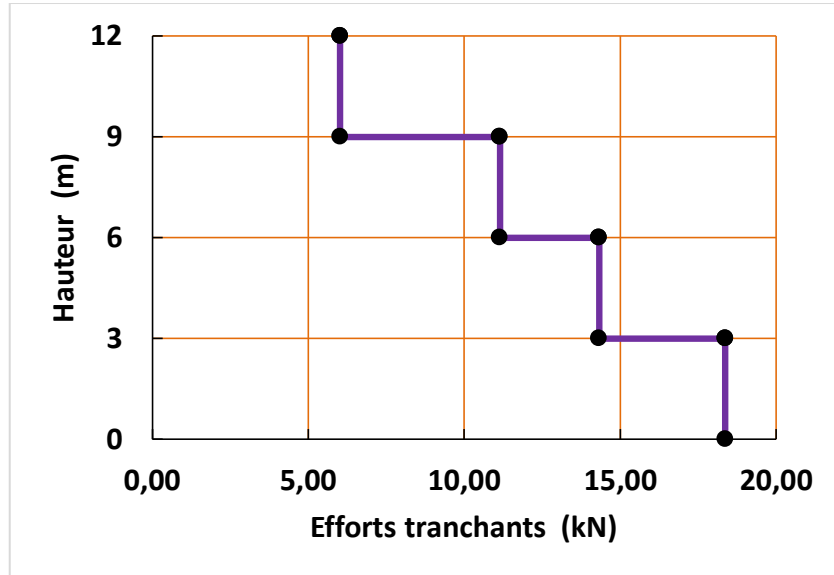


Figure IV.20 : Résultat des efforts tranchants poteau de rive (sens y-y) par la méthode dynamique modale spectrale.

La figure IV.21 présente les résultats de comparaison des efforts tranchants sens x-x et sens y-y.

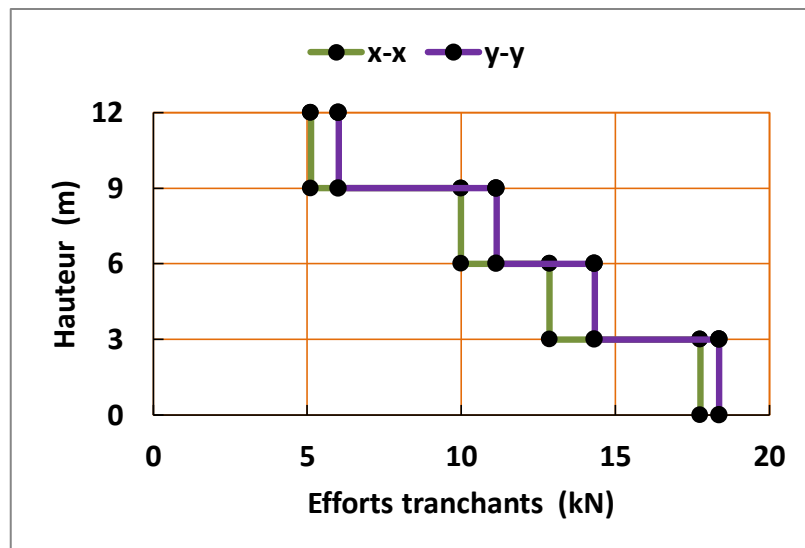


Figure IV.21 : Résultats de comparaison des efforts tranchant sens x-x et sens y-y.

Commentaires :

Les efforts tranchants de chaque étage est représenté dans les tableaux (IV.20, IV.21) et des figures (figure IV.19, IV.20, IV.21), à partir des quels on peut voir :

- les efforts tranchants dans le sens y supérieure que sens x, cela est dû au fait que la rigidité dans la direction x-x est supérieure à la direction y-y.

IV.3.2.3 Résultats des moments :

Les moments horizontaux de la structure par la méthode dynamique modale spectrale pour les deux sens sont présentés dans les tableaux IV.22, IV.23 et les figures Figure IV.22 et Figure IV.23 respectivement.

Tableau IV.22 : Moments de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens x-x).

Niveau	Moments [KN.m]
0	-29.14
1.5	-4.28
3	-20.61
3	-15.82
4.5	-1.05
6	-17.65
6	-11.87
7.5	-1.21
9	-14.12
9	-5.38
10.5	-1.33
12	-7.93

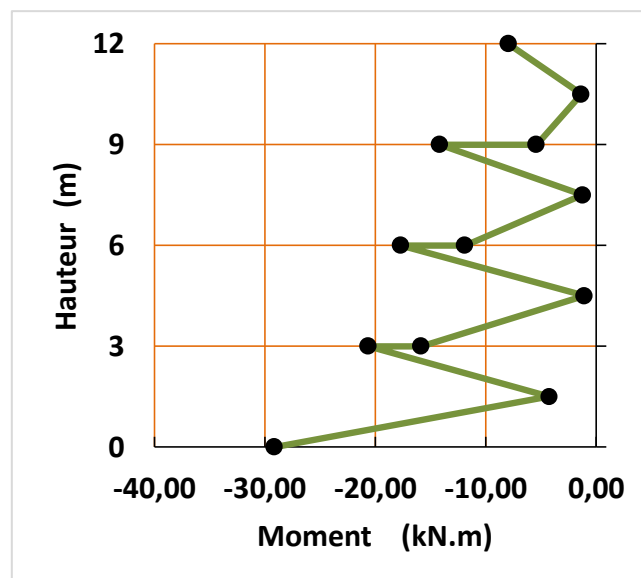


Figure IV.22 : Résultat des moments poteau de rive (sens x-x) par la méthode dynamique modale spectrale.

Tableau IV.23 : Moments de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale pour (sens y-y).

Niveau	Moments [KN.m]
0	-30.36
1.5	-4.65
3	-21.08
3	-17.74

4.5	-1.05
6	-19.53
6	-13.27
7.5	-1.32
9	-15.73
9	-6.38
10.5	-1.50
12	-9.28

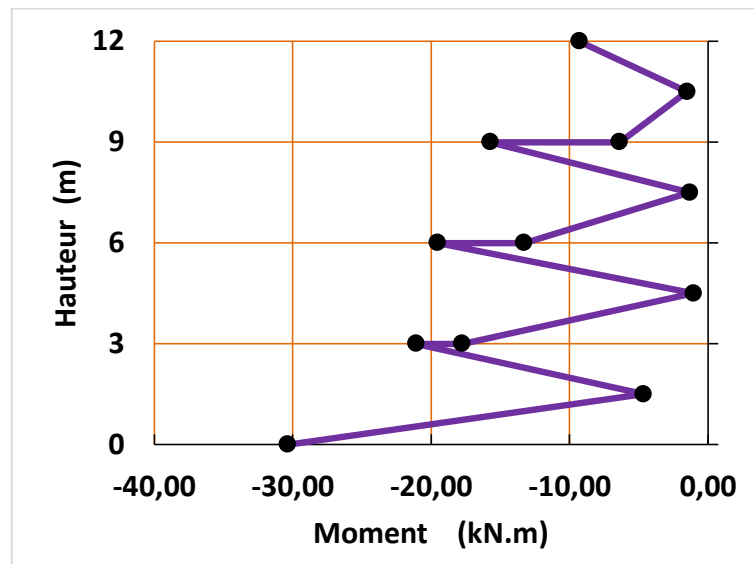


Figure IV.23 : Résultat des moments poteau de rive(sens y-y) par la méthode dynamique modale spectrale.

La figure IV.24 présente les résultats de comparaison des moments sens x-x et sens y-y.

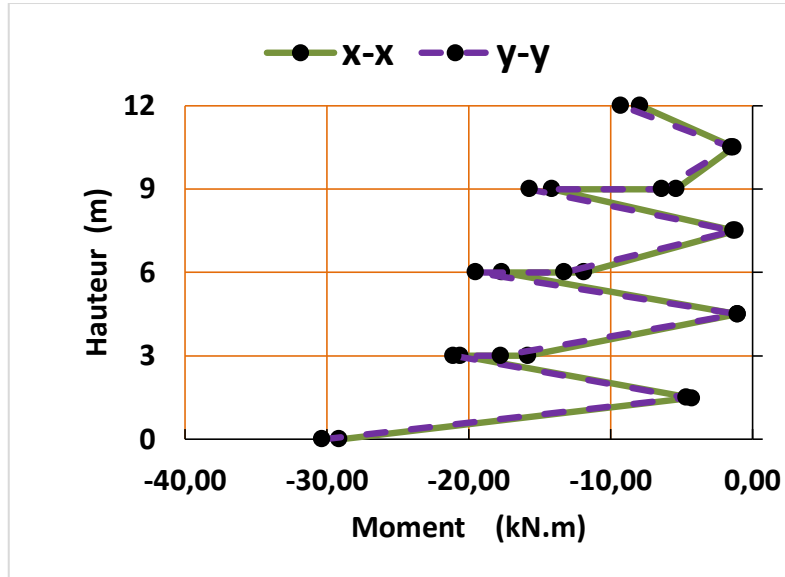


Figure IV.24 : Resultats de comparaison des moments sens x-x et sens y-y.

Commentaires :

Les tableaux (IV.22, IV.23) et les figures (IV.22, IV.23, IV.24) montrent la distribution des moments de poteau de rive par la méthode dynamique modale spectrale dans les deux directions x et y , et on constate que :

- ✚ Dans les directions x et y, les moments sont presque les mêmes.

IV.4. Comparaison de la réponse sismique entre les deux méthodes :

IV.4.1. Effort tranchant à la base :

Les efforts tranchants à la base méthode statique équivalente et méthode dynamique modale spectrale donnés dans le tableau IV.24.

Tableau IV.24 : Effort tranchant à la base de la structure.

les méthodes	Effort tranchant à la base
Méthode statique équivalente	$V_b=300.63\text{KN}$
Méthode dynamique modale spectrale	$V_b=305.17\text{KN}$

IV.4.2. Comparaison des déplacements :

La figure IV.25 présente la Comparaison des déplacements par l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens x-x.

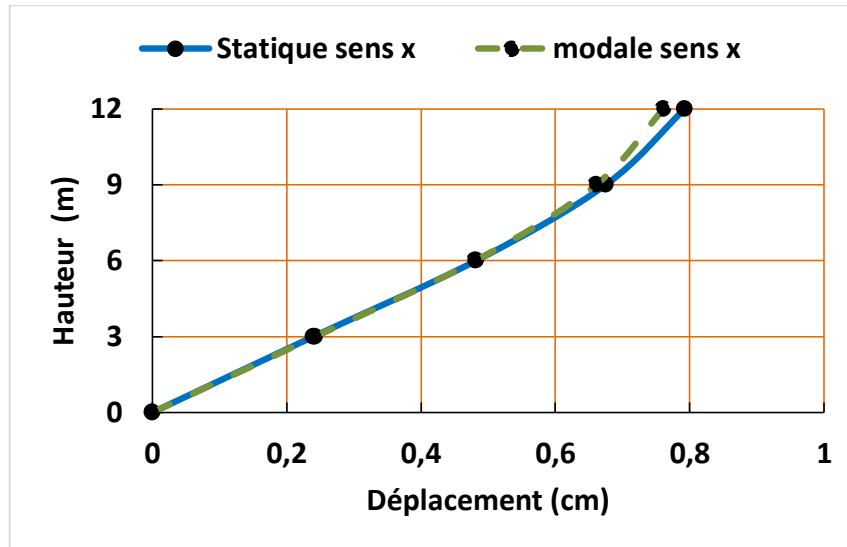


Figure IV.25 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens x-x.

La figure (IV.26) présente la Comparaison des déplacements par l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens y-y.

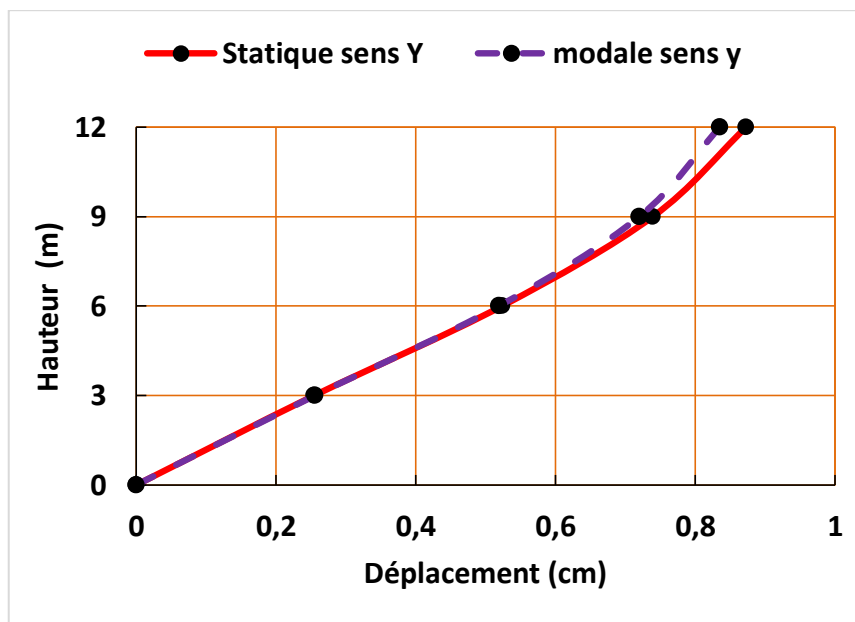


Figure IV.26 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale des déplacements sens y-y.

IV.4.3. Comparaison des efforts tranchants :

La figure IV.27 présente la Comparaison des efforts tranchants par l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens x-x.

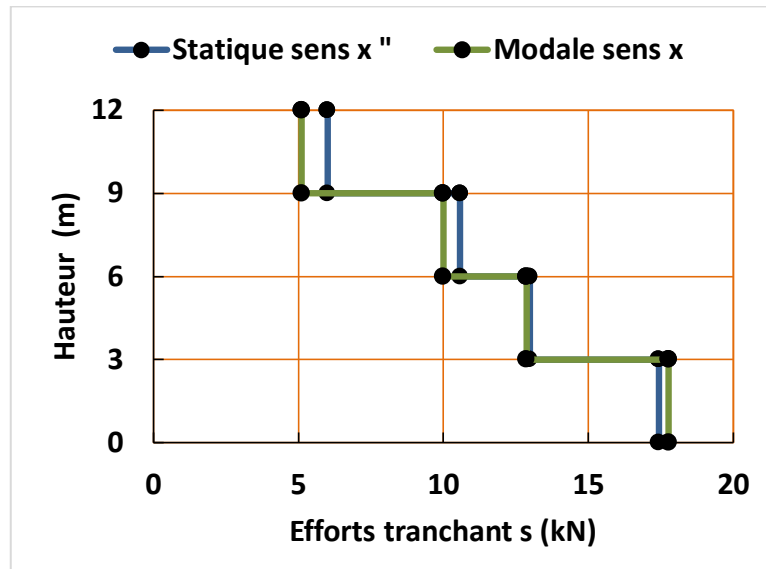


Figure IV.27 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale des efforts tranchant sens x-x.

La figure IV.28 présente la Comparaison des efforts tranchants par l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens y-y.

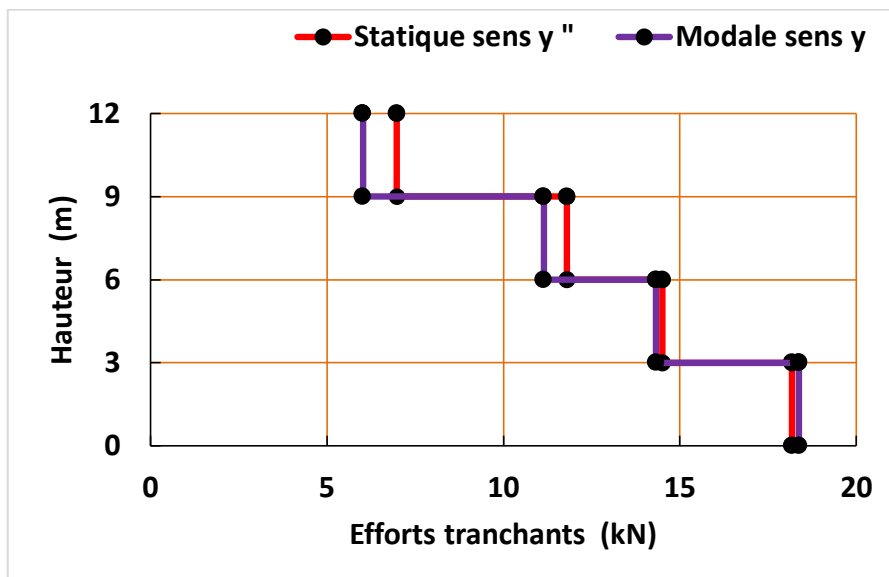


Figure IV.28 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale des efforts tranchants sens y-y.

IV.4.4. Comparaison des moments :

La figure (IV.29) présente la comparaison des moments par l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens x-x.

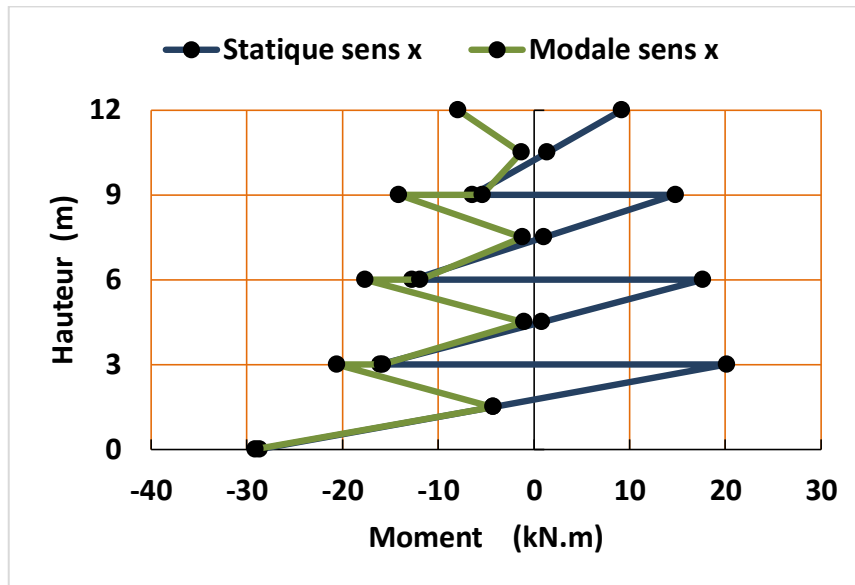


Figure IV.29 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale des moments sens x-x.

La figure (IV.30) présente la Comparaison des moments par l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale sens y-y.

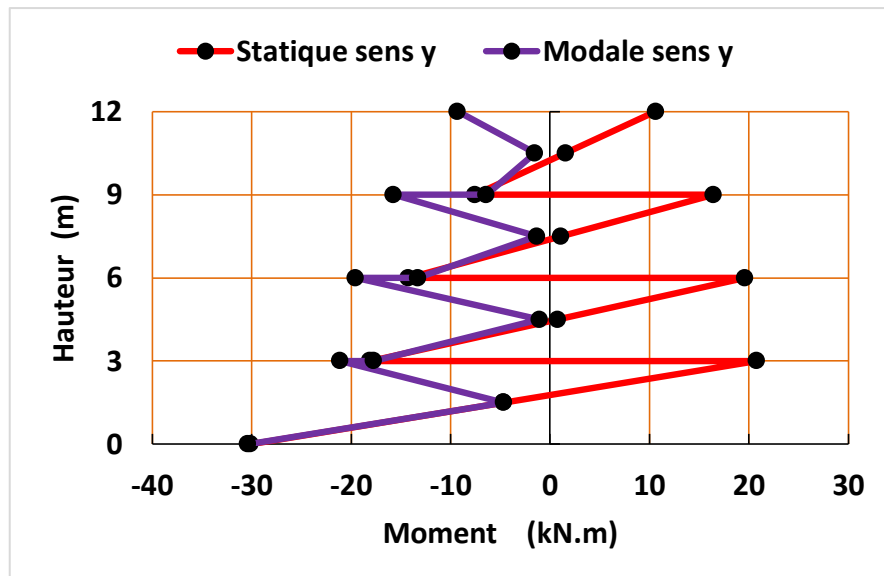


Figure IV.30 : Résultats de comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale des moments sens y-y.

Commentaires :

Le tableaux (IV.24) et des figures (IV.24, IV.25, IV.26, IV.27, IV.28, IV.29) montrent une comparaison entre l'analyse statique équivalente et analyse dynamique modale spectrale, nous remarquons ce qui suit :

résultats des déplacements, des efforts tranchants, et des moments presque identiques et il n'y a pas d'effet d'augmentation du nombre de modèle pour la méthode de la dynamique modale spectrale (effet des modes supérieures est négligeable), l'utilisation de la méthode statique équivalente est donc très adaptée à de tels bâtiments R+3 organisés verticalement et horizontalement, nous aurions pu nous contenter de la méthode statique équivalente avec un seul modèle.

IV.5.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons appliqué la méthode statique équivalente et la méthode de la dynamique modale spectrale sur un bâtiment en béton armé R+3 et par la comparaison entre les deux méthodes, nous avons trouvé qu'il n'y a pas grand différence entre les deux méthodes, par conséquent nous pouvons utiliser la méthode statique équivalente dans les bâtiments dont la hauteur est inférieure à 14 mètres, selon l' RPA99 V2003.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Notre projet de fin d'étude est consacré à l'analyse numérique dont l'objectif principal est la comparaison entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectral d'un bâtiment R+3 en béton armé à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse en 3D permettra principalement d'évaluer les réponses sismiques dans les deux principaux sens, ensuite on compare les résultats pour les deux méthodes pour connaître l'effet de l'analyse sur les structures en portiques en béton armé.

Le bâtiment qui choisit pour cette étude est un bâtiment en R+ 3 étages à usage d'habitation, Contreventé par des portiques en béton armé, régulier en plan et en élévation et Implanté à M'sila, wilaya de M'sila. Zone IIa (région classée en zone de sismicité moyenne). Les résultats de la comparaison obtenues de la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale donnent des Sollicitations (déplacements, efforts tranchants et moments) sont très proches entre eux pour les bâtiments qui présentent une configuration régulière en plan et en élévation dont la hauteur égale ou inférieur de 14 m (4 niveaux) selon l'RPA99 V 2003. Par conséquent, pour ceux qui s'intéressent à l'étude de ce type de bâtiments, choisissez librement et sans aucun doute l'une de ces deux méthodes.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIE

- [1] AMOURI chainez (2005), Mémoire de magister en génie civil, Construction des spectres de réponse pour la région de Constantine, Université Mentouri de Constantine.
- [2] Zeghichi, L., Merzougui, A., & Mezghiche, B. (2005). Lecture dans le règlement parasismique algérien.
- [3] Frank S : " les séismes".
- [4] CHEBANCE M., Les méthodologies d'évaluation de l'aléa sismique, période 1995-2001, Ecole Nationale Supérieure Des Sciences de l'Information et des Bibliothèques Université Claude Bernard Lyon 1, Rapport de Recherche Bibliographique, 2001.
- [5] BALANDIER P., Sismologie Appliquée A L'usage Des Architectes Et Ingénieurs, Collection conception parasismique cahier 4, Mai 2004.
- [6] Nedjai, A. (2018). L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des Bâtiments (cas des bâtiments portiques en béton armée) (Doctoral dissertation, Université Mohamed Boudiaf-M'sila).
- [7] BETBEDER M-J, DOURY J-L, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
- [8] Garcia Jean-François INSA strasbourgue rapport final de PFE mars juillet 2007. «Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments ».
- [9] Règlement parasismique algérien (**RPA 99/ version 2003**), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [10] Menasri.S, Approche probabiliste de l'endommagement sismique d'un bâtiment existant en béton armé par l'analyse statique non linéaire et l'utilisation des courbes de fragilités (Modèle HAZUS), Mémoire master, Université M'sila 2015.
- [11] Bouamrirene Noureddine. Tellal lamouri.2019 Etude dynamique comparative des bâtiments avec un spectre De réponse réel et réglementaire sis la région de Boumerdès. Mémoire de master en génie civil universite akli mohand oulhadje-bouira
- [12] Règlement parasismique algérien (RPA 99 modifier 2003).
- [13] Patricia BALANDIER (élément de sismologie appliquées la construction à l'usage des techniciens du bâtiment.
- [14] Patricia Balandier, cours de construction parasismique, volume 1 sismologie appliquée, Juillet 2001, 9-10.
- [15] S. LIGNON, L. JEZEQUEL., Approche robuste du spectre de réponse, 18 ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007.
- [16] A. PECKER., Dynamique des structures et des ouvrages, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Edition 2006.
- [17] Sellaoui Nezha et Meguellatni Meryem 2013 Risque et vulnérabilité sismique d'un bâtiment stratégique à la ville de Guelma Mémoire de master en génie civil Université de 8 Mai 1945 - Guelma -
- [18] **DJEBBAR, Nabil** "Contribution à l'étude de la performance Parasismique des éléments linéaire en béton".

- [19] Menasri Yousef, Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâti s Existants « Structure portique en béton armé », mémoire de magister, université de Guelma 2009.
- [20] Menasri Yousef, Approche de la Vulnérabilité Sismique des Structures Portiques en Béton Armé –Cas Bâti s Algériens-, Doctorat en sciences, université de Guelma 2018.
- [21] Y. BELMOUDEN, P. LESTUZZI., Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâti ments Existants En Suisse, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ENAC-IS-IMAC, EPFL, Rapport de Recherche, 28 Avril 2006.
- [22] Y. BELMOUDEN., Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10.
- [23] **David Lozach**, 2011, Béton et construction parasismique, Conception parasismique et maisons individuelles, Centre d'information sur le ciment et ses applications.
- [24] PELLISSIER V., Evaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du bâtiment, Thèse de doctorat Lausanne, EPFL 2004.
- [25] Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 3 Conçu par Mme Patricia BALANDIERLE SEISME ET LES BATIMENTSP ourquoi il ne suffit pas qu'un bâtiment soit « costaud » pour résister aux séismes.
- [26] A. PLUMIER., Évaluation et réduction du risque sismique en Belgique dans le cadre de l'Eurocode 8, SSTC (Services fédéraux des affaires Scientifiques, Techniques et Culturelles), Université de Liège ,2002.
- [27] Bath Allen, carparelli hadrien, cavallo dylan Les bâtiments parasismiques Comment les bâtiments parasismiques résistent-ils aux séismes.
- [28] V. DAVIDOVICI., Séisme de Boumerdes 21 mai 2003, Rapport préliminaire Ministère de l'Habitat 8 juin 2003.
- [29] G.G. Penelis, and A. J. Kappos," Earthquake Resistant Concrete Structures. E & FN SPON - Chapman & Hall, London, UK. 1997.
- [30] Lestuzzi, P. (2008). Séismes et construction : éléments pour non-spécialistes. PPUR presses polytechniques.
- [31] Abdelghani SEGHIR, Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27juin 2007 à Béjaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction, Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003, Pathologie de construction et dommages sismiques.
- [32] Soleimane Mohamad Lemine Moutaly et Hamoud Mohamed Oumar, Modélisation D'un Bâtiment R+4 A usage D'habitation Par La méthode Statique Equivalente, ,Mémoire master ,Université M'sila ,2021.
- [33] Lebouazde Djallel et Dardour Saad , Etude comparative de l'RPA 99 version 2003 avec l'ubc 97 et l'eurocode 8 – Etude de cas d'un bâtiment de 04 étges, , Mémoire master ,Université M'sila ,2018.

- [34] Sewell, C.D., “Inelastic response of torsionally unbalanced multistorey shearwall buildings designed using elastic static and dynamic analyses”, B.A.Sc., University of British Columbia, Vancouver Canada, August (2000).
- [35] NAAS, A., OUNESLI, S., BACHENE, S. (2021). Etude d'un bâtiment (R+ 5+ entre-sol) à Chlef
- [36] BOUGASMI, K., BELLOULOU, Z., & YOUSFI, M. (2022). Conception et étude d'un bâtiment ss+ RDC+ 7etage a usage multiple à usage d'abitation.
- [37] NEZLIOUI , N., & TEBBAL , M. (2009). conception et étude d'un bâtiment (RDC + 8 + SOUS SOL) contreventé par des voiles.(Université Dr. yahia fares de medea : diplôme d'ingénieur).
- [38] BOUKHELKHAL, R., SAHMADI, F. (2011). Etude d'un bâtiment a usage habitation et commerciale (R+6 entre-sol). Université YAHIA FARES DE MEDEA: diplôme master.
- [39] Aidjouli Mohamed et Kheloufi Mohamed, Etude comparative entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale pour l'évaluation des charges sismiques, Mémoire master ,Université M'sila ,2018.
- [40] AIDJOULI, Mohamed. 2018. Etude comparative entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale pour l'évaluation des charges sismiques. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf- M'sila.

الحمد لله الذي ما تم جهد ولا ختم سعي
الا بفضلله وما تخطى العبد من عقبات وصعوبات
الا بتوفيقه ومعونته.