

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Magister

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : **Génie Civil**
Spécialité : **Risques Naturels et vulnérabilité des ouvrages**

Présenté par : **Menasri Youcef**

**Thème : Évaluation de Vulnérabilité Sismique des
Bâtis Existants
« Structure portique en béton armé »**

Sous la direction de : **Dr. Nouaouria Mohamed Salah**

JURY

Prof : Guenfoud Mohamed	Université de Guelma	Président
Dr : Nouaouria M^{ed} Salah	Université de Guelma	Rapporteur
Dr : Benouis Abdelhalim	Université de Guelma	Examineur
Dr : Djebbar Nabil	Université de Constantine	Examineur
Dr : Mimoun Abdelghani	Université de Guelma	Examineur

2009

Remerciements

Je tiens à manifester toute ma reconnaissance à mon directeur de mémoire Monsieur M^{ed} Salah NOUAOURIA, Maître de conférences à l'université de 08 Mai1945, pour la confiance qu'il ma accordée, pour ses conseils qui ont éclairé le déroulement de mes travaux et qui m'ont aidé dans mes périodes de doute, pour les nectars qu'il ma fait découvrir, pour sa disponibilité, son aide, sa sérénité qu'il ma apportée et enfin sa bonne humeur communicative. Je remercie également Monsieur MIMOUNE A/Ghani, Maître de Conférences à l'université de 08 Mai1945, pour m'avoir donné l'occasion de travailler sur un sujet d'un tel intérêt.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à Monsieur, GUENFOUD M^{ed} professeur à l'Université 08 Mai1945 de Guelma, et directeur du **L**aboratoire de **G**énie **C**ivil et **H**ydraulique pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ce mémoire.

J'exprime mes remerciements à Messieurs BENOUIS A/Halim et DJBAR N et MIMOUNE A/Ghani d'avoir accepté de juger ce travail et de participer à ce jury de soutenance.

MENASRI YUCEF

ملخص

ان تقييم الهشاشة الزلزالية للمباني القائمة هو عنصر مهم يسمح لنا بمعرفة المستويات القياسية أثناء حدوث زلزال و بتصميم منحنيات التضرر (أو منحنيات الهشاشة) التي تعطي معلومة أساسية لإيجاد درجة التضرر و بالتالي يمكننا اخذ القرار المناسب بتأهيل أو إزالة المنشأة وهذا حسب مدى التضرر .

خلال هذه الدراسة استعرضنا مختلف طرق تقييم المنشآت القائمة و بعدها قمنا بتقييم الهشاشة الزلزالية و دراسة بعض العناصر المؤثرة عليها عن طريق نمذجة ثلاثية الأبعاد لبناء إطاري و ثنائية البعد لإطار من الخرسانة المسلحة بواسطة طريقة طيف السعة (Méthode Capacité Spectrale, ATC40) التي تعتمد على التحليل الستاتيكي اللاخطي (Analyse Statique Non Linéaire , Pushover) الذي يسمح لنا بفهم السلوك اللامرن للمنشآت اثناء الزلزال. النمذجة تمت باستعمال برنامج SAP 2000 الذي يعمل بطريقة العناصر المحددة.

الكلمات المفتاحية:

الهشاشة الزلزالية , التحليل الستاتيكي اللاخطي , المستويات القياسية , منحني الهشاشة , طيف السعة.

RÉSUMÉ

L'évaluation de la vulnérabilité sismique est un élément essentiel qui permet de définir les niveaux de performance des bâtis existants lors d'un séisme. En effet, elle permet de construire les courbes d'endommagement (ou les courbes de fragilité) qui constituent une information et une donnée fondamentale dans la détermination du degré de dommage et de prendre décision d'une éventuelle réhabilitation ou élimination, selon l'ampleur des dégâts.

Dans cette étude, nous avons exposé les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique et effectué une modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel SAP 2000 en utilisant la méthode de capacité spectrale "ATC40".

Cette modélisation est scindée en deux parties. La première partie consiste à effectuer une analyse non-linéaire "Pushover" en 3D d'un bâtiment de 5 étages à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse permettra principalement d'évaluer la vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens, ensuite une comparaison des deux courbes de la vulnérabilité est faite pour connaître le sens le plus vulnérable. La deuxième partie de la modélisation consiste à effectuer des analyses non-linéaires en 2D à l'aide du même logiciel sur un portique en béton armé, ses analyses permettront d'étudier l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique.

Mots-cles : Vulnérabilité sismique - Pushover – niveau de performance - Spectre de réponse – Séisme.

ABSTRACT

The evaluation of seismic vulnerability is essential to define the performance levels of existing buildings during an earthquake. It makes it possible to construct curves of damage (or fragility curves) which provide information and fundamental data in determining the degree of damage and take a decision whether rehabilitation or demolition is necessary, depending on the magnitude of the damage.

In this study, we describe different methods for evaluating the seismic vulnerability. Furthermore, we performed a modeling by finite elements method using the software SAP200, and adopting the method of spectral capacity "ATC40.

The modeling is divided into two parts; the first one is to analyze nonlinear "Pushover" in 3D for a 5-storey building using the software SAP 2000. This 3D analysis will mainly assess the seismic vulnerability in the two main ways, then we compare the two curves of vulnerability for the most vulnerable way, the second part of modeling is to perform non-linear analysis in 2D using the same software on reinforced concrete frame to study the influence of some parameters on the seismic vulnerability.

Key Words: Seismic Vulnerability, Pushover, Levels of performance, Curves of fragility Capacity curve.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement.....	I
ملخص	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
Table des matières.....	V
Liste des notations.....	IX
Liste des tableaux.....	XIII
Liste des illustrations.....	XVI

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

CHAPITRE I CARACTÉRISATION DU MOUVEMENT SISMIQUE

1.1 Introduction.....	04
1.2 Origine de séisme.....	04
1.3 Classification du séisme selon l'origine	04
1.4 Théorie de la tectonique des plaques.....	05
1.5 Caractéristiques d'un séisme.....	07
1.6 Mesure de l'importance d'un séisme.....	13
1.7 Paramètres caractérisant le mouvement sismique.....	16
1.8 Spectre de réponse.....	18
1.9 Conclusion.....	28

CHAPITRE II EFFETS DE L'ACTION SISMIQUE SUR LES STRUCTURES PORTIQUES EN BÉTON ARMÉ

2.1 Introduction.....	29
2.2. Action sismique.....	29
2.2.1 Effet de l'oscillation verticale.....	30
2.2.2 Effet de l'oscillation horizontale.....	30
2.2.3 Effet de l'action de rotation.....	30
2.3 Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme.....	31
2.4 Comportement des bâtis existants en beton armé.....	32
2.4.1 Modes de rupture.....	33
2.5 Conclusion.....	37

CHAPITRE III

ÉLÉMENTS DU RISQUE SISMIQUE

3.1 Introduction	38
3.2 Événements historiques en Algérie	38
3.3 Tendances	39
3.4 Notion de base	41
3.5. Risque sismique	42
3.5.1 Aléa sismique.....	42
3.5.2 Vulnérabilité sismique	49
3.5.3 Valeur exposée au risque sismique.....	49
3.6 Conclusion	50

CHAPITRE IV

MÉTHODOLOGIES DE L'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE

4.2 Définition	51
4.3 Objectifs de réalisation des études de vulnérabilité	52
4.3.1 Échelle d'analyses très globales.....	52
4.3.2 Échelle d'analyses globales.....	52
4.3.3 Échelle d'analyses précises.....	52
4.4 Méthodologies de l'évaluation	53
4.4.1 Méthodes empiriques	54
4.4.1.1 Approche statistique.....	56
4.4.1.2 Approche probabiliste.....	60
4.4.1.3 Approche déterministe.....	61
4.4.2 Méthodes analytiques	62
4.4.2.1 Méthodes d'analyse linéaires.....	62
4.4.2.1.1 Méthode statique équivalente	62
4.4.2.1.2 Méthode dynamique linéaire.....	64
4.4.2.2 Méthodes d'analyse non – linéaires	65
4.4.2.2.1 Méthode statique non- linéaire "Pushover	65
4.4.2.2.2 Méthode dynamique non - linéaire	65
4.5 Conclusion	66

CHAPITRE V
MÉTHODE DE L'ÉVALUATION DE
LA VULNÉRABILITÉ DES BÂTIMENTS EXISTANTS

5.1 Introduction	67
5.2 Définition de la fonction de la vulnérabilité	68
5.3. Établissement de la courbe de capacité	68
5.3.1 Analyse statique non- linéaire "Pushover".....	69
5.3.2 But de l'analyse Pushover.....	69
5.3.3 Détermination de la courbe de capacité.....	70
5.4 Spectre de demande	72
5.5 Point de performance	74
5.5.1 Obtention du point de performance selon l'Eurocode 8.....	74
5.5.2 Obtention du point de performance selon l'ATC 40.....	75
5.6 Évaluation de la vulnérabilité	76
5.6.1 Indices d'endommagement.....	77
5.6.1.1 Critères de ruine.....	78
5.7 Conclusion	82

CHAPITRE VI
MODÉLISATION NUMÉRIQUE

6.1 Introduction	83
6.2. Modélisation en 3D	83
6.2.1 Description du bâtiment étudié.....	83
6.2.2 Classe d'ouvrage, zone du risque sismique et classe du sol.....	85
6.2.3 Caractéristiques des matériaux.....	85
6.2.4 Définition des charges.....	87
6.2.5. Modélisation des éléments.....	88
6.2.6 Conditions aux limites.....	92
6.2.6 Modélisation de l'action sismique	92
6.2.7 Résultats	93
6.2.7.1 Résultats d'analyse modale.....	93
6.2.7.2 Résultats d'analyse statique non linéaire.....	94
6.2.7.3 Résultats de la vulnérabilité de la structure.....	95
6.2.8 Conclusion	98
6.3 Étude paramétrique	99
6.3.1 Cas étudié.....	99

6.3.2	Caractéristiques des matériaux.....	100
6.3.3	Définition des charges.....	101
6.3.4	Modélisation des éléments structurels.....	101
6.3.5	Conditions aux limites.....	102
6.3.6	Modélisation de l'action sismique et type de sol.....	103
6.3.7	Résultats d'analyse statique non linéaire "pushover".....	103
6.3.8	Influence de la résistance du béton.....	105
6.3.9	Influence du type de sol.....	112
6.3.10	Influence de l'intensité du séisme.....	119
6.3.11	Conclusion.....	127
	Conclusion générale et perspectives	128
	Références bibliographie.....	131
	ANNEXES.....	134

NOTATIONS ET SYMBOLES

1 – Notations latines

A	Coefficient d'accélération de zone
A_g	Section du béton de poteau
a_h	Accélération sismique horizontale
ag	Accélération maximale du sol
A_y	Accélération à l'état limite élastique de la structure
A_s	Section des aciers tendus
A'_s	Section des aciers comprimés
a ,b, c	Grandeurs des rotations de la loi de bélinéaire de le FEMA
B	Largeur de la section du poteau ou poutre
C	Coefficient d'amortissement
Ca	Coefficient sismique d'accélération
Cv	Coefficient sismique de vitesse
C_r	Coefficient en fonction du système de contreventement
D	Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée, Facteur d'amplification, déplacement d'un système d'un seul degré de liberté.
D_i	Niveau de dommage, déplacement de la masse concentrée au niveau i
D_p	Déplacement cible
D_u	Déplacement à l'état limite ultime de la structure
D_y	Déplacement à l'état limite élastique de la structure
d	Dommage moyen
dg	Déplacement maximal du sol
E	Module de déformation linéaire
E_b	Module d'élasticité du béton
Ed	Énergie dissipée dans le domaine inélastique
Ee	Énergie accumulée dans le domaine élastique
Ei	Énergie introduite dans la structure
Es	Énergie restituée au sol
E_s	Module d'élasticité de l'acier :
F1	Force de rappel
F2	Force de freinage
F_j	Force appliquée en chaque niveau
f_n	Forces horizontales appliquées aux niveaux n
f_i	Partie de l'effort tranchant à la base , appliquée au niveau « n » en plus de f_n
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_c	Résistance en compression du béton;
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	Module de déformation par glissement (module de cisaillement)
g	($g = 9.81 \text{ m/s}^2$) Accélération de la pesanteur
H	Hauteur totale la structure
H_n	Hauteurs des niveaux « n »
H	Hauteur du poteau;
H_e	Hauteur équivalent de système d'un seul degré de liberté
I	Intensité
I_b	Moment d'inertie du poteau
I_c	Moment d'inertie de la poutre
IV	Indice de vulnérabilité
ID	Indice d'endommagement
K	Rigidité transversale
K_e	Rigidité élastique d'un système d'un seul degré de liberté
EI	Rigidité de flexion
L	Longueur
L_p	Longueur de rotule plastique
L_v	Portée de cisaillement
l_s	Longueur de la section de poteau ou poutre
M	Magnitude d'un séisme
M_1	Masse effective liée à l'amplitude du premier mode
M_B	Moment de plastification de la loi bélinéaire de FEMA
M_C	Moment ultime
M_E	Moment de ruine de la loi bélinéaire de FEMA
MD	Magnitude de durée
ML	Magnitude locale
M_w	Magnitude de moment
MS	Magnitude des ondes de surface
mb	Magnitude de volume
m_i	Masse concentrée au niveau i
N	Effort normal
N	Nombre de niveaux
Q	Facteur de qualité
R	Coefficient de comportement
R_μ	Facteur de réduction
r	Taux d'écroûissage
$S1$	Site rocheux
$S2$	Site ferme
$S3$	Site meuble
$S4$	Site très meuble
S_d	Spectres de réponse du déplacement
S_v	Spectres de réponse de la vitesse
S_a	Spectres de réponse d'accélération
S_{de}	Spectres de déplacement élastiques
S_{ae}	Spectres d'accélération élastiques

S_a	Spectres d'accélération inélastique
S_d	Spectres de déplacement inélastique
T_1, T_2	Périodes de transition
T	Période propre correspondant à spectres d'accélération élastiques
T_s	Période propre de la structure.
t	temps
Δt	Le pas de temps
V_b	Effort tranchant à la base
F_p	Effort tranchant correspondant le déplacement cible
V_p	Vitesse de propagation des ondes de compression (du latin <i>Primae</i>)
W	Poids total de la structure
Γ_1	Facteur de participation modale du premier mode de vibration
Δl	Allongement,
w	Ouverture de la fissure maximale
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

ρ	Masse volumique
μ	Ductilité
ω	Pulsation
ϕ_i	Vecteur déplacement du mode fondamental
θ	Rotation
ϕ	Courbure
μ_p	Ductilité demandée
β_e	Amortissement équivalent
θ_u	rotation ultime
ν_d	Effort normal réduit
ρ_t	Ratio volumique de cadres;
ω_t	Ratio mécanique d'acier longitudinal
ν	Coefficient de poisson
γ_b	Masse volumique du béton
ε_{be}	Déformation limite élastique
ε_{bu}	Déformation ultime du béton
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
ϕ_y	Courbure nominale de plastification
ρ	Pourcentage d'acier tendu
ρ'	Pourcentage d'acier comprimé
ρ_{bal}	Pourcentage d'acier d'équilibre
ξ	Amortissement relatif
λ	Longueur d'onde sismique longitudinale

3 – Abréviations

AFPS	Association française Parasismique
SDOF	Système à un seul degré de liberté équivalent
MDOF	Système à plusieurs degrés de libertés
O	Opérationnel
PGA	La valeur maximale de l'accélération (en anglais Peak Ground Acceleration)
IO	Immediate Occupancy
LS	Life Safety
CP	Collapse Prévention
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ATC	Applied Technology Council
BSH	Indice de vulnérabilité de base (Américain)
EMS98	Intensité macrosismique
PGA	Peak Ground Acceleration "en anglais"
ADRS	Acceleration Displacement Response Spectra
HAZUS	Hazard US
RPA	Règles Parasismiques Algériennes
RISK-UE	Projet de risque européen
S I A	Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes
UBC	Uniform Building Code

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Corrélation entre la magnitude, l'énergie libérée et la bombe d'Hiroshima.....	14
1.2	Echelles d'intensité de Mercalli.....	16
1.3	Conversion des intensités MSK en une accélération horizontale de pointe au sol.....	17
3.1	Séismes majeurs qui ont frappé le territoire Algérien.....	39
3.2	Coefficients d'accélération en fonction de zone sismique et groupe d'usage RPA99.....	43
3.3	Coefficients d'accélération en fonction de zone sismique et groupe d'usage RPA99 Version 2003.....	43
3.4	Rapport entre les coefficients d'accélération après et avant la modification...	44
3.5	Type de site en fonction des périodes de transition.....	47
4.1	Echelles d'analyse et leur applicabilité.....	53
4.2	Définition des typologies EMS98 et la classe de vulnérabilité associée.....	57
4.3	Classification et description des dommages, bâtiments en béton armé, d'après EMS98.....	58
4.4	Définition de la caractérisation des dommages en fonction des intensités	59
4.5	Grandes approches analytiques.....	62
5.1	Equivalence entre le degré de dégât et l'indice d'endommagement donné par Park and Ang.....	78
5.2	Critères de rotation utilisés pour les poteaux d'après le FEMA 356.....	80
5.3	Critères de rotation utilisés pour les poutres d'après le FEMA 356.....	81
6.1	Caractéristiques géométriques et ferrailage des Poutres.....	85
6.2	Valeurs des charges horizontales appliquées dans les directions horizontales.....	88
6.3	Rigidité de flexion utilisé pour modéliser les éléments structurels.....	89
6.4	Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des éléments structurels.....	91
6.5	Rotations et niveaux de performances correspondants.....	92
6.6	Comparaison du Résultat de période fondamentale.....	93

6.7 Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.....	95
6.8 Valeurs du point de performance	97
6.9 Caractéristiques mécaniques du béton pour différentes résistances en compression.....	100
6.10 Caractéristiques mécaniques de l'acier utilisés.....	100
6.11 Valeurs des charges gravitaire et horizontale appliquées sur le portique.....	101
6.12 Valeurs des rigidités de flexion utilisées pour les poteaux et les poutres.....	101
6.13 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des poteaux pour différentes valeurs résistance en compression du béton.....	102
6.14 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des poutres pour différentes valeurs résistance en compression du béton.....	102
6.15 Rotations et niveaux de performances correspondants pour les poteaux et les poutres.....	102
6.16 Valeurs des coefficients Ca et Cv caractérisant le type de sol et la zone sismique.....	102
6.17 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S1, Zone I	105
6.18 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S2, Zone I.....	105
6.19 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S3, Zone I.....	105
6.20 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S4, Zone I.....	106
6.21 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S1, Zone II.....	106
6.22 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S2, Zone II.....	106
6.23 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S3, Zone II.....	106
6.24 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S4, Zone II.....	107
6.25 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S1, Zone III.....	107
6.26 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S2, Zone III.....	107
6.27 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S3, Zone III.....	107
6.28 Résultats d'évaluation vulnérabilité obtenue pour S4, Zone III.....	108
6.29 Comparaison des résultats de l'influence de la Résistance du béton à la compression sur la vulnérabilité pour S4, Zone III.....	108
6.30 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, Zone I.....	112
6.31 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, Zone II.....	112
6.32 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, Zone III.....	112
6.33 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, Zone I.....	112
6.34 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, Zone II.....	113
6.35 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, Zone III.....	113
6.36 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, Zone I.....	113
6.37 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, Zone II.....	113
6.38 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, Zone III.....	113
6.39 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, Zone I.....	114
6.40 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, Zone II.....	114
6.41 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, Zone III.....	114
6.42 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, Zone I.....	114
6.43 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, Zone II.....	114
6.44 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, Zone III.....	115

6.45 Comparaison résultats d'influence de type de sol sur la vulnérabilité pour $f_{c28}=15$ MPa, Zone III.....	115
6.46 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S1.....	119
6.47 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S1.....	119
6.48 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S1.....	119
6.49 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S1.....	119
6.50 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S1.....	119
6.51 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S2.....	120
6.52 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S2.....	120
6.53 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S2.....	120
6.54 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S2.....	120
6.55 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S2.....	120
6.56 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S3.....	120
6.57 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S3.....	121
6.58 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S3.....	121
6.59 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S3.....	121
6.60 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S3.....	121
6.61 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S.....	121
6.62 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S4.....	121
6.63 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S4.....	122
6.64 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S4.....	122
6.65 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S4.....	122
6.66 Comparaison des résultats de l'influence de l'intensité sismique sur la vulnérabilité pour $f_{c28}=15$ MPa, S4.....	122

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1.1 Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques.....	06
Figure 1.2 Carte de distribution géographique des séismes.....	06
Figure 1.3 Principales caractéristiques d'un séisme	08
Figure 1.4 Différents types des failles.....	08
Figure 1.5 Représentation schématique du mouvement des ondes P et des ondes S ...	10
Figure 1.6 Représentation schématique du mouvement des ondes L et des ondes Rayleigh	11
Figure 1.7 Sismomètres d'enregistrements dans les plans horizontal et vertical	12
Figure 1.8 Exemple de sismogramme enregistré.....	13
Figure 1.9 Localisation de l'épicentre du séisme par la méthode des cercles.....	13
Figure 1.10 Enregistrement du mouvement sismique du sol.....	18
Figure 1.11 Excitation sismique de l'oscillateur.....	19
Figure 1.12 Oscillateur élastique à un seul degré de liberté.....	20
Figure 1.13 a) Spectre de déplacement, b) pseudo spectre d'accélération, c) pseudo spectre de vitesse.....	22
Figure 1.14 Spectres d'accélération inélastiques.....	23
Figure 1.15 Forme général du spectre élastique normalisé	24
Figure 1.16 Spectre de réponse élastique (D-T) RPA99 Version 2003.....	26
Figure 1.17 Spectres anélastiques au format (A-D).....	27
Figure 2.1 Composantes du mouvement sismique.....	30
Figure 2.2 Types du mouvement d'une structure de génie civil en cas du séisme.....	31
Figure 2.3 l'absence d'armature transversale, le caillement alterné détruit les sections.	33
Figure 2.4 Cisaillement induit par les cloisons de remplissage.....	35
Figure 2.5 Effet de poteau court à cause de la présence de remplissage.....	36
Figure 2.6 Endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux.....	36
Figure 3.1 Séismes majeurs qui ont frappé le territoire Algérien de 1900 à 2003	40
Figure 3.2 Zones sismiques et degré de vulnérabilité des territoires en Algérie	40

Figure 3.3	Eléments constitutifs du risque.....	41
Figure 3.4	Carte d'aléa sismique régional avant la révision de l'RPA 99.....	45
Figure 3.5	Carte d'aléa sismique régional après la révision, RPA 99 version 2003.....	45
Figure 3.6	Accélérogrammes enregistrés lors du séisme du Mexique du 19-09-85.....	46
Figure 3.7	Spectres de réponse élastiques normalisés RPA 99.....	47
Figure 3.8	Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser Boumerdes.....	48
Figure 4.1	Evolution du dommage moyen d en fonction de l'intensité du séisme (EMS98) pour plusieurs classes de vulnérabilité.....	61
Figure 4.2	Répartition verticale des forces sismiques.....	63
Figure 5.1	Différents éléments de la méthode ATC40.....	67
Figure 5.2	Principe de la fonction de vulnérabilité.....	68
Figure 5.3	hypothèse de la méthode Pushover.....	69
Figure 5.4	Conversion du diagramme de capacité en format (A-D).....	72
Figure 5.5	conversion de spectre de demande élastique (A-T) au spectre élastique format (A -D).....	73
Figure 5.6	spectres de demande inélastiques au format (A-D).....	73
Figure 5.7	Superposition de la courbe de capacité sur la courbe de demande.....	74
Figure 5.8	Point de performance en ductilité (Fajfar, 2000) selon l'Eurocode 8.....	75
Figure 5.9	Point de performance selon l'ATC 40.....	75
Figure 5.10	Niveaux de performance selon le FEMA 356	76
Figure 5.11	la rotation de la corde pour éléments (poteau et poutre).....	78
Figure 5.12	loi simplifiée des guides ATC 40, FEMA 273 et 356.....	79

Figure 6.1 Vue en plan d'un étage courant.....	84
Figure 6.2 Sections et ferrailage des poteaux et poutres	85
Figure 6.3 Diagramme de déformation-contrainte [BAEL].....	86
Figure 6.4 Vue générale du modèle en 3D.....	88
Figure 6.5 Loi de comportement bilinéaire d'après FEMA 356 et ATC40.....	90
Figure 6.6. Modélisation des éléments structurels pour l'analyse "Pushover".....	90
Figure 6.7 Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (x).....	94
Figure.6.8 Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (y).....	94
Figure. 6.9 Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande) obtenue par la méthode ATC40 sens(x).....	96
Figure. 6.10 Courbe vulnérabilité (Capacité - Demande) obtenue par la méthode ATC40 sens(y).....	96
Figure 6.11 Formation des rotules plastiques portique 1-1 sens(x).....	98
Figure. 6.12 Vue générale du modèle en 2D.....	99
Figure 6.13 Sections et ferrailage des poteaux et poutres	100
Figure 6.14 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 25MPa$	104
Figure 6.15 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 23MPa$	104
Figure 6.16 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 20MPa$	104
Figure 6.17 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 17Mpa$	104
Figure 6.18 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 15Mpa$	104

Figure 6.19 Déplacement cible en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone III.....	109
Figure 6.20 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone III.....	109
Figure 6.21 Déplacement ciblé en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone II.....	110
Figure 6.22 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone II.....	110
Figure 6.23 Déplacement ciblé en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone I.....	111
Figure 6.24 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone I.....	111
Figure 6.25 Déplacement ciblé en fonction de type de sol, Zone III.....	116
Figure 6.26 Effort tranchant à la base en fonction de type de sol, Zone III.....	116
Figure 6.27 Déplacement ciblé en fonction de type de sol, Zone II.....	117
Figure 6.28 Effort tranchant à la base en fonction de type de sol, Zone II.....	117
Figure 6.29 Déplacement ciblé en fonction de type de sol, Zone I.....	118
Figure 6.30 Effort tranchant à la base en fonction de type de sol, Zone I.....	118
Figure 6.31 Déplacement ciblé en fonction de zone sismique, S4.....	123
Figure 6.32 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S4.....	123
Figure 6.33 Déplacement ciblé en fonction de zone sismique, S3.....	124
Figure 6.34 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S3.....	124
Figure 6.35 Déplacement ciblé en fonction de zone sismique, S2.....	125
Figure 6.36 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S2.....	125

Figure 6.37 Déplacement ciblé en fonction de zone sismique, S1.....	126
Figure 6.38 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S1.....	126

Annexes

Figure A.1 Spectres inélastiques (fajfar,2000).....	134
Figure A.2 Spectre de demande élastique et inélastique et courbe capacité.....	135
Figure C.1 Conversion des spectres format A-T RPA à des spectres élastiques format A-D	138

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'évaluation de la vulnérabilité des constructions existantes est un élément clé qui permet de mieux évaluer les pertes et de réduire les conséquences économiques consécutives aux tremblements de terre. L'étude de la vulnérabilité sismique consiste, à partir d'un mouvement sismique donné, à déterminer les bâtiments et les structures les plus vulnérables vis-à-vis du séisme au niveau d'une région, d'une ville, d'un grand nombre de bâtiments ou d'une structure, donc une étude de vulnérabilité sismique est le premier pas vers la détermination des bâtiments nécessitant des confortements éventuels.

Etant donné la complexité de la problématique de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants, des méthodes d'évaluation diverses ont été élaborées, deux familles de méthodes sont généralement utilisées : d'une part, les méthodes empiriques, fondées sur le retour d'expérience, sont utilisées à grande échelle, D'autre part, pour un nombre plus restreint de bâtiments, les méthodes analytiques utilisent la modélisation plus ou moins sophistiquée pour obtenir la courbe de fragilité . À l'échelle d'une structure, l'application de la méthode statique linéaire (méthode statique équivalente), conduit souvent à l'éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable, Pour approcher de plus près le comportement réel, il faut prendre en compte de manière plus fine le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire. Une nouvelle méthode a émergé ces dernières années et elle est de plus en plus utilisée, cette méthode dite méthode de spectre de capacité "ATC 40", elle est conçue pour les constructions en béton armé, publiée aux Etats-Unis par "Applied Technology Council". Dans cette méthode le niveau de performance est évaluée en termes de déplacements et non en termes de forces, car lors des déformations post-élastiques, l'importance des dommages est davantage fonction des déplacements que des forces.

L'ATC 40 est basée sur la méthode statique non linéaire "pushover" Cette dernière, est utilisable pour des structures monomodales en première analyse, elle permet une approche plus réaliste du comportement des structures porteuses. Cette méthode est plus exigeante et plus conséquente que celle basée sur les forces et elle est recommandée avant tout pour les constructions existantes, pour lesquelles une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses.

Le contexte de mémoire

Le présent mémoire se concentre sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en portiques en béton armé. Ce choix a été fait car ces derniers représentent une grande partie des pertes consécutives à un tremblement de terre. L'expérience montre que ces structures qui représentent entre 80 % à 90 % des constructions réalisées dans la zone sinistrée par le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes [9], sont les plus endommagées et peuvent avoir des conséquences importantes sur la société.

Objectifs du mémoire

Le travail proposé vise les objectifs suivants:

- Étude bibliographique sur la vulnérabilité sismique des bâtis existants et les méthodologies d'évaluation;
- Initiation d'utilisation de la méthode statique non- linéaire "pushover" et la méthode de spectre de capacité "ATC40" ;
- Modélisation numérique en 3D par éléments finis à l'aide du logiciel SAP 2000, pour évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment en portique en béton armé
- Etude de l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique sur un portique en béton armé, effectuée par modélisation en 2D.

Organisation du mémoire

Ce mémoire est subdivisé en six chapitres :

Le premier chapitre est consacré à donner un aperçu sur la caractérisation du mouvement sismique.

Dans le second chapitre on parle de l'action sismique et ses effets sur les constructions en béton armé.

Le troisième chapitre est consacré à récapituler brièvement Les différents paramètres constitutifs du risque sismique, l'aléa sismique, la vulnérabilité et la valeur exposée au risque.

Le quatrième chapitre a pour but l'étude de la vulnérabilité sismique : Objectifs de réalisation des études de vulnérabilité, échelles d'analyses et méthodologies de l'évaluation.

La méthode de spectre de capacité qui est adoptée pour l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments existants, fait l'objet du cinquième chapitre, dans ce chapitre on montre l'importance de cette méthode, ses hypothèses, ses limites, sa formulation.

Le sixième chapitre est consacré à la modélisation numérique dont l'objectif principal est l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments multi étagés en portiques en béton armé comme système de résistance aux charges latérales. Ce chapitre se compose de deux parties :

La première partie consiste à effectuer une analyse non-linéaire en 3D d'un bâtiment de 5 étages à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse en 3D permettra principalement d'évaluer sa vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens, ensuite on compare les deux courbes de vulnérabilité pour connaître le sens le plus vulnérable.

La deuxième partie de la modélisation consiste à effectuer des analyses non-linéaires en 2D à l'aide du même logiciel sur un portique en béton armé, ses analyses permettront d'étudier l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique du bâtiment en béton armé.

Enfin, notre travail est achevé par une conclusion qui résume les résultats trouvés et les perspectives.

CHAPITRE I

**CARACTÉRISATION DU
MOUVEMENT SISMIQUE**

1.1 Introduction

Le séisme ou tremblement de terre constitue un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe, c'est le risque naturel majeur le plus meurtrier qui cause le plus de dégâts. De 1994 à 2004, les séismes ont fait plus de 80 000 victimes dans le monde.

La résolution des problèmes de la construction des ouvrages qui pourraient résister, dans une certaine marge admissible de sécurité à des secousses sismiques probables, ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique.

1.2 Origine de séisme

Un séisme ou tremblement de terre correspond à des vibration de la terre provenant de la fracturation ou rupture soudaine des roches de l'écorce terrestre (partie la plus superficielle du globe) [1], 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 [2].

1.3 Classification du séisme selon l'origine

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

1.3.1 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.

1.3.2 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.

1.3.3 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.) [2].

1.4 Théorie de la tectonique des plaques terrestres

Le cadre scientifique qui a réellement permis de comprendre les phénomènes sismiques naturels est la théorie de la tectonique des plaques, apparue au début des années 1960 [3]:

A l'échelle de la planète l'écorce rigide (lithosphère) est comme une coquille d'œuf à la surface d'une grande épaisseur de magma visqueux dans le manteau supérieur. Le noyau, au centre de la planète est extrêmement chaud (plus de 4000°C !), sous l'effet de cette chaleur le magma est agité de mouvements lents comme un fluide dans une casserole sur le feu, il provoque des poussées sous la croûte qui se déforme. On le voit parfois sortir des volcans.

La croûte est divisée en « plaques tectoniques », les continents et les fonds marins qui se déplacent très lentement les uns par rapport aux autres sous l'effet des mouvements du magma. Quelques centimètres par an qui sont accumulés pendant des années, (voir figure 1.1).

1.4.1 Distribution géographique des séismes

Si l'on observe une carte de distribution géographique des séismes (voir figure 1.2), on remarque que cette distribution des séismes n'est pas hasardeuse mais elle suit une certaine logique. La majorité des séismes se produisent dans deux régions particulières du globe [3].

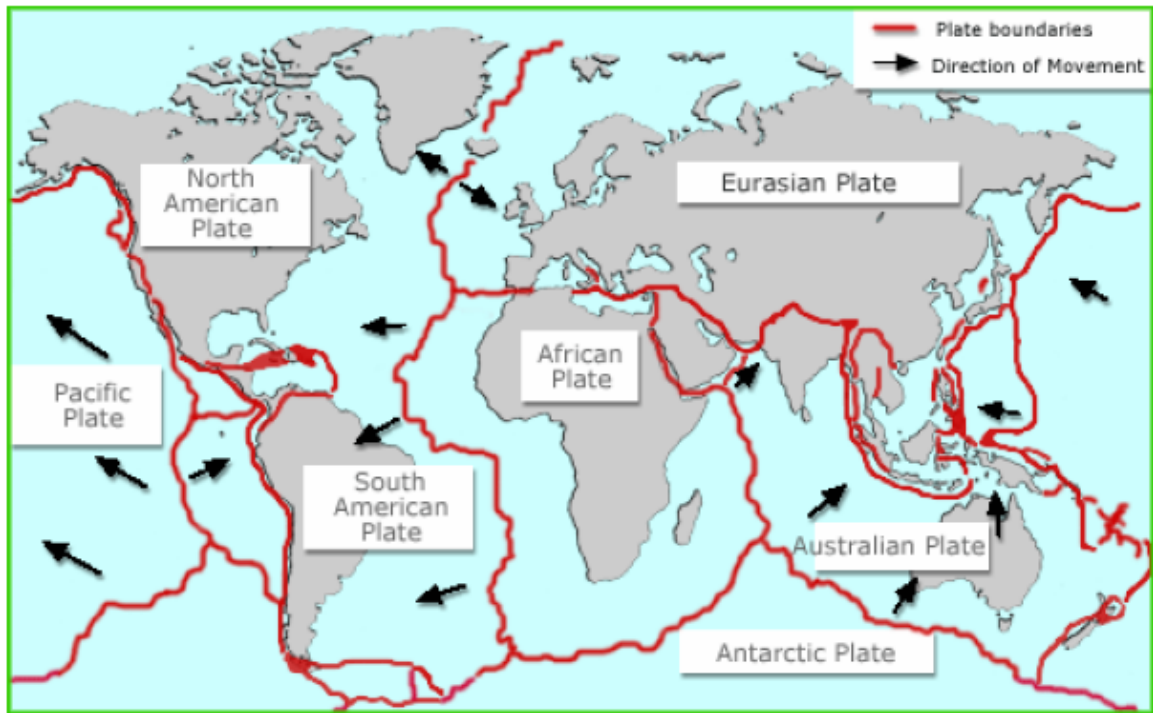


Figure 1.1 Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques

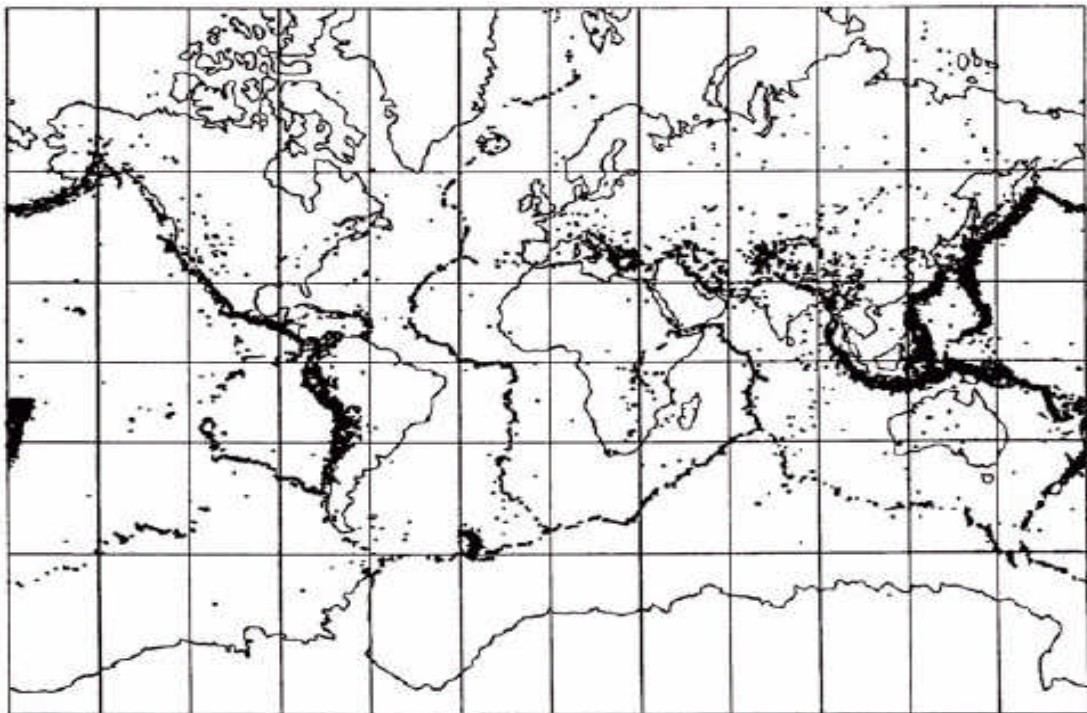


Figure 1.2 Carte de distribution géographique des séismes [3]

1.5 Caractéristiques d'un séisme

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre, il est caractérisé (voir figure 1.3) par :

1.5.1 Foyer (hypocentre) Région de la faille où se produit la rupture et d'où partent les ondes sismiques.

On distingue trois classes de séismes selon la profondeur de leur foyer :

- les séismes superficiels : moins de 60 km de profondeur
- les séismes intermédiaires : entre 60 et 300 km de profondeur
- les séismes profonds : supérieur à 300 km de profondeur
- au delà de 700 km de profondeur, on considère qu'il n'y a plus de foyer sismique.

1.5.2 Epicentre : Point de la surface terrestre, à la verticale du foyer, et où l'intensité du séisme est la plus importante.

1.5.3 Failles : Sont des cassures de la lithosphère qui décalent deux compartiments situés initialement face à face, la figure 1.4 illustre les différents types de failles.

- **Faille normale**

La surface des deux compartiments va devenir supérieure à ce qu'elle était avant le faillage. Le compartiment rocheux a été soumis à un effort d'étirement (extension)

- **Faille inverse**

Dans une faille inverse, un des deux blocs se déplace sur l'autre suite à un mouvement général de compression. Le résultat est un raccourcissement du bloc-diagramme.

- **Faille à coulissage horizontal**

La cassure ici décale les deux compartiments dans le plan horizontal. Le compartiment rocheux est ici soumis à des efforts horizontaux différentiels.

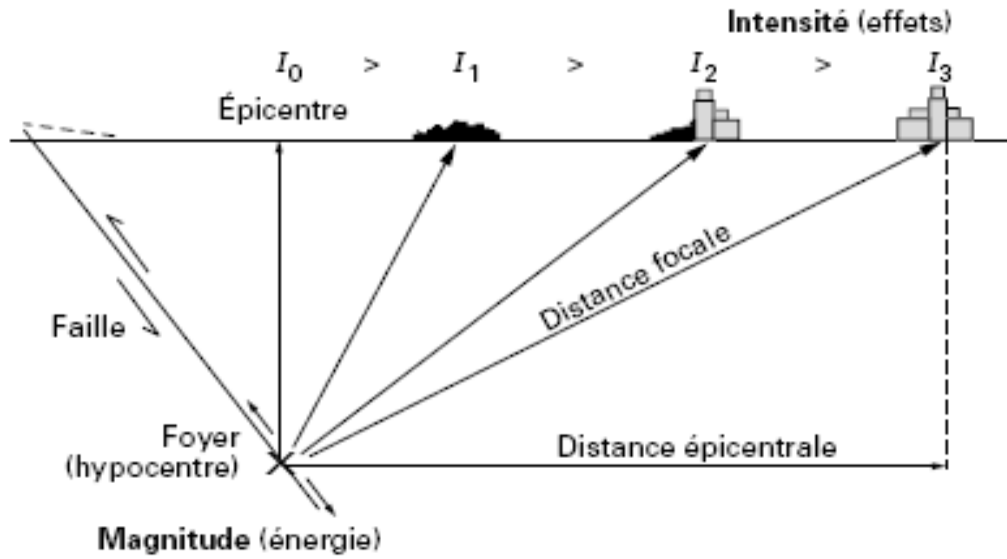


Figure 1.3 Principales caractéristiques d'un séisme[3]

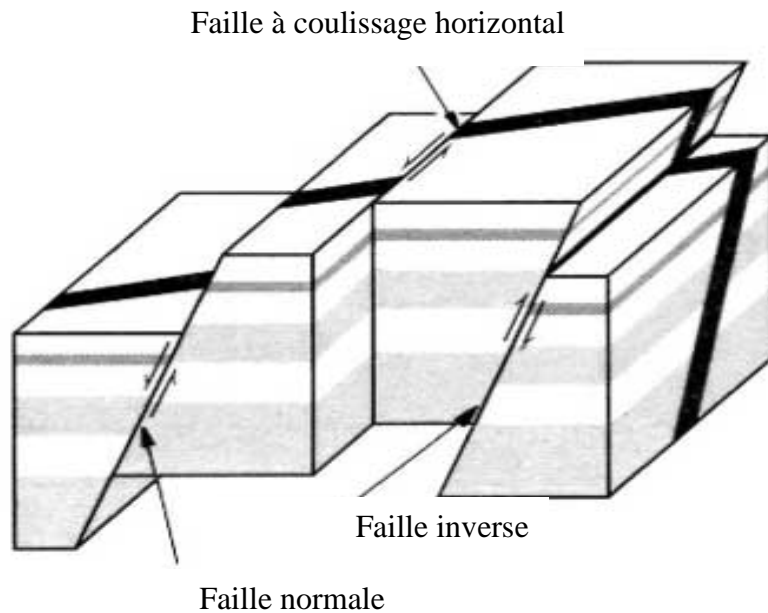


Figure 1.4 Différents types des failles [3]

1.5.4 Ondes Sismiques

Le séisme génère différents types d'ondes, aux effets différents sur les sols et les constructions générées par la rupture sur la faille, des ondes sismiques se propagent dans toutes les directions.

La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes permet de prévoir leur action sur un bâtiment en fonction du site géologique où se situe la construction et de sa distance au foyer.

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de volume, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes **S** et les ondes **P**. Les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

1.5.4.1 Ondes de volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface.

Ce sont les ondes de volume qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance) (voir figure 1.5).

- **Les ondes (P) (prémaires)** ou ondes longitudinales sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant arrière dans la direction de la propagation de l'onde. Ces ondes se propagent avec une vitesse de 7 à 8 km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

- **Les ondes (S) (secondaires)** ou ondes transversales sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. Ces ondes se déplacent avec une vitesse de 4 à 5 km/s provoquant un cisaillement sans changement de volume.

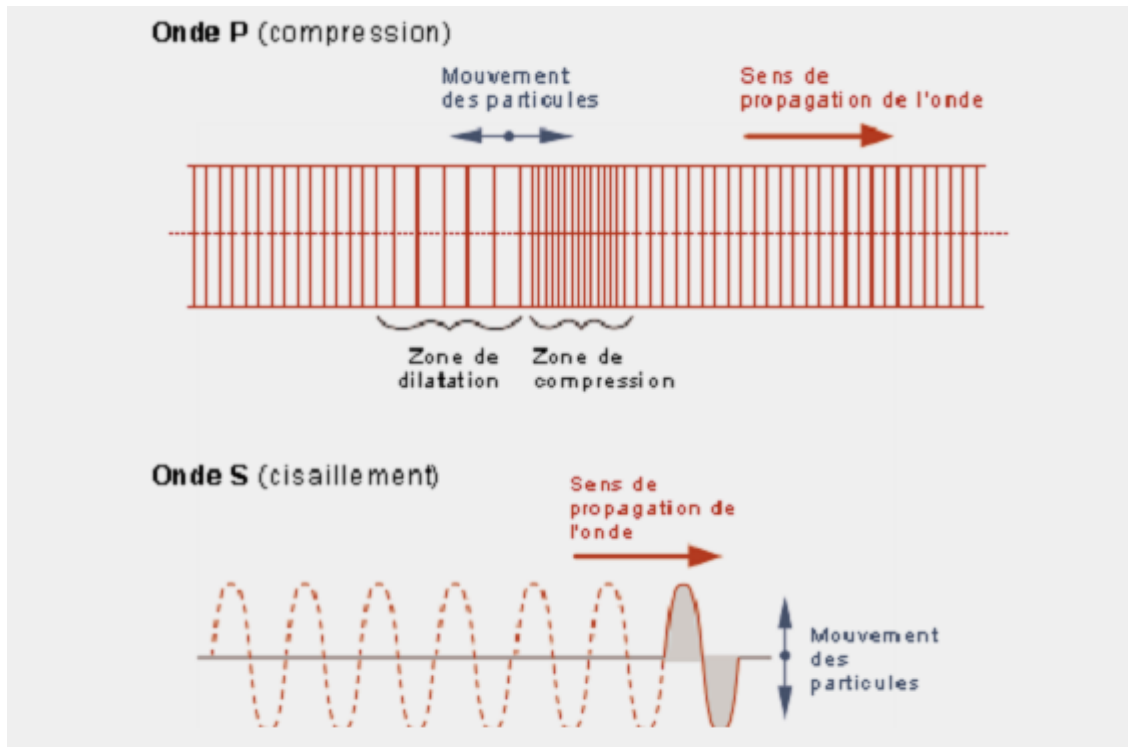


Figure 1.5 Représentation du mouvement des ondes P et S [2].

1.5.4.2 Ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface n'intéressant le sol que sur une profondeur extrêmement faible, Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes [5]. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable [2]. Les ondes de surface ont une vitesse de propagation de 1,5 à 5 km/s dans les terrains compacts ou rocheux et de 0,5 à 1,5 km/s dans les terrains meubles (voir figure 1.6).

- **Les ondes de Love** sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral
- **Les ondes de Rayleigh** sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

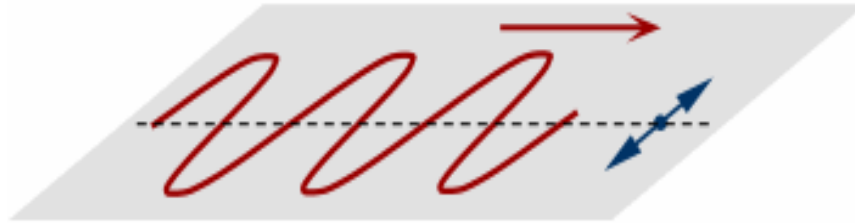
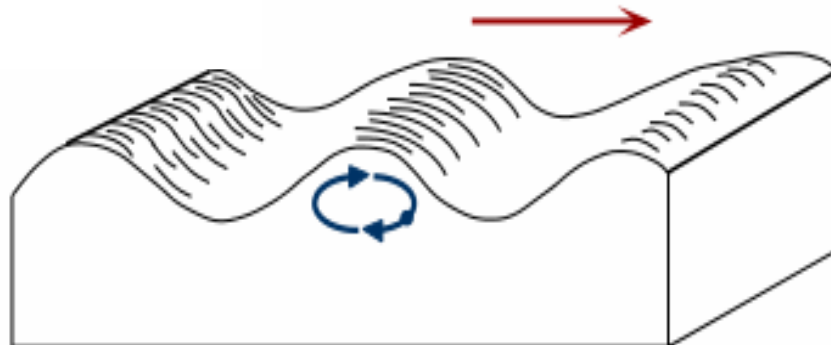
Onde L**Ondes de Rayleigh**

Figure 1.6 Représentation du mouvement des ondes L et des ondes Rayleigh[2].

1.5.4.3 Modèle de propagation des ondes élastique

Si on assimile le sol à un milieu élastique et homogène caractérisé par le module d'élasticité longitudinal E , le coefficient de poisson ν et la masse volumique ρ . La vitesse V_p des ondes P est donnée par [4]:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (1.1)$$

Et la vitesse V_s des ondes S par :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.2)$$

Avec

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \\ G &= \frac{E}{2(1+\nu)} \end{aligned} \right\} \text{ Constantes de Lamé} \quad (1.3)$$

Le rapport des vitesses de propagation des ondes P et S peut se mettre sous la forme :

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (1.4)$$

Ce rapport ne dépend que du coefficient du poisson :

$$\text{Pour } \nu = 0 \quad \frac{V_P}{V_S} = 1.41 \quad (1.5)$$

$$\text{Pour } \nu = 0.15 \quad \frac{V_P}{V_S} = 1.56 \quad (1.6)$$

$$\text{Pour } \nu = 0.25 \quad \frac{V_P}{V_S} = 1.71 \quad (1.7)$$

L'onde longitudinale **P** se propage donc, environ une fois et demie plus vite que l'onde transversale **S**. C'est le train d'ondes **P** qui est tout d'abord enregistré par les séismographes.

Si l'on connaît les vitesses V_p et V_S ainsi que les écarts qui existent entre le temps d'arrivée des ondes **P** et **S**, on peut calculer la distance entre le foyer et le point d'enregistrement.

1.5.5 Localisation d'un séisme

Le séisme se manifeste à la surface du sol par une série de vibrations. Elles peuvent être enregistrées au moyen d'un appareil appelé sismomètre (figure 1.7). Celui-ci restitue une « image » du séisme en terme d'amplitude de la vibration, appelé le sismogramme (figure 1.8). Les ondes **P** se propagent plus rapidement que les ondes **S**, c'est cette propriété qui permet de localiser un séisme. Pour un même séisme, les différents sismogrammes obtenus, au niveau de toutes les stations sismologiques, permettent de localiser l'épicentre du séisme, par lecture des délais d'arrivée des ondes et la méthode des cercles (figure 1.9)

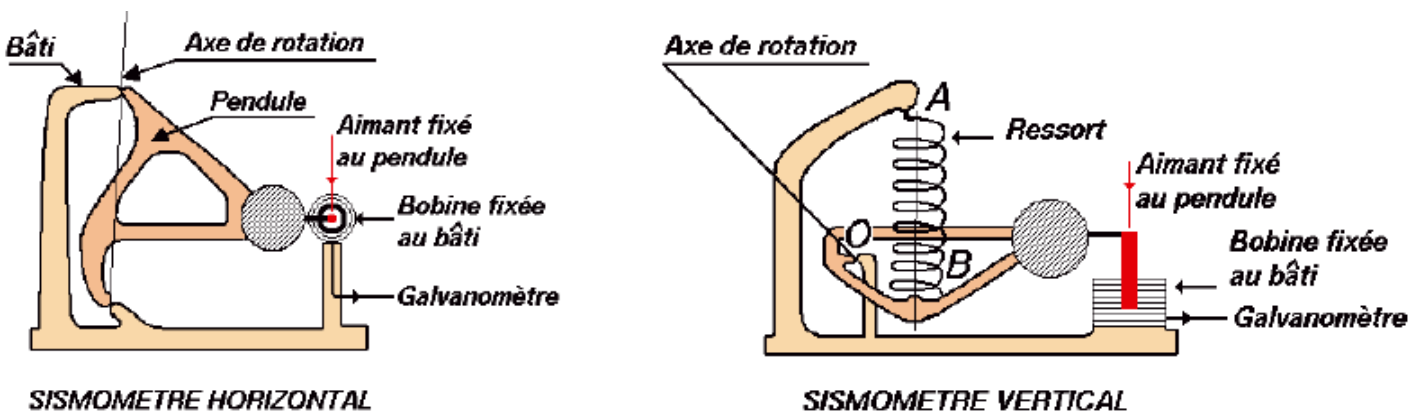


Figure 1.7 Sismomètres d'enregistrements dans les plans, horizontal et vertical.

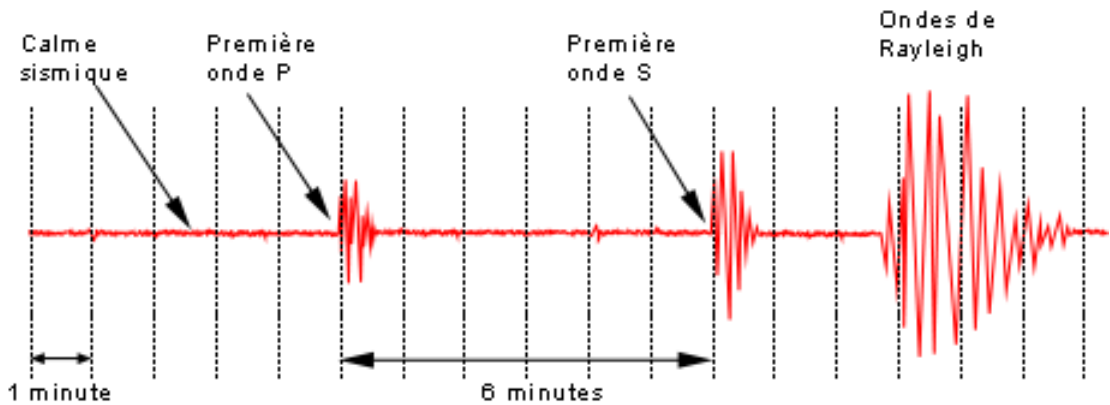


Figure 1.8 Exemple de sismogramme enregistré.

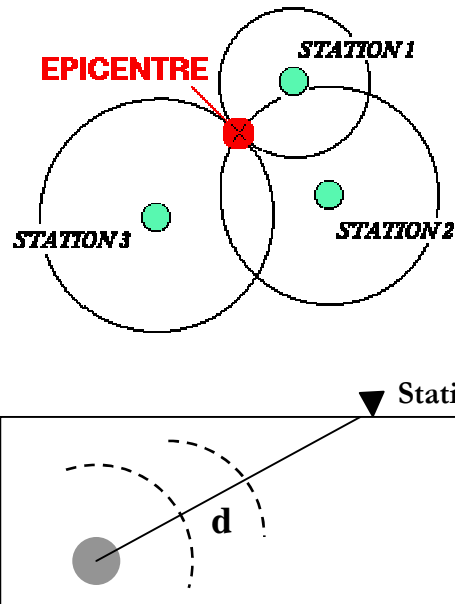


Figure 1.9 Localisation de l'épicentre du séisme par la méthode des cercles.

1.6 Mesure de l'importance d'un séisme

Les paramètres utilisés pour classer un séisme concernent l'énergie émise comportent la magnitude et l'intensité d'un séisme qui constituent deux principales échelles actuellement existantes pour les séismes.

1.6.1 Magnitude

La Magnitude d'un séisme (M) est une fonction logarithmique (donc pas une échelle à degrés) représentative de la quantité d'énergie rayonnée par la source sous forme d'ondes élastiques. Le tableau 1.1 montre une corrélation entre la magnitude du séisme, l'énergie libérée et leur équivalence en bombe d'Hiroshima.

Tableau 1.1 *Corrélation entre la magnitude, l'énergie libérée et équivalence en bombe d'Hiroshima*

Magnitude	Energie dégagée en joule (J)	Equivalent en bombes d'Hiroshima
5	$E_1=2.10^{12}$	1/33
6	$E=33. E_1$	1
7	$E=1000. E_1$	33
8	$E=33000 .E_1$	1000
9	$E=1000 000 .E_1$	33000

1.6.1.1 Types de magnitude

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la magnitude :

- **Magnitude locale (ML) (définie par Richter en 1935)**

On l'utilise pour des séismes proches dits séismes locaux. Elle est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P, et moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales.

- **Magnitude des ondes de surface (MS) (ondes Rayleigh)**

Elle est utilisée pour les séismes lointains, dits télé séismes, dont la profondeur est inférieure à 80 km. Elle se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface.

- **Magnitude de volume (mb) (séismes profonds, ondes P)**

Cette magnitude est utilisée pour les séismes profonds, car ceux-ci génèrent difficilement des ondes de surface. Elle est calculée à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme.

- **Magnitude de durée (MD) (séismes faibles et proches)**

On l'utilise pour des séismes proches. Elle est définie à partir de la durée du signal.

- **Magnitude de moment (Mw) (ou de Kanamori)**

En conclusion, la magnitude est un paramètre qui caractérise d'une manière intrinsèque l'importance d'un séisme. C'est le nombre que l'on déduit des enregistrements des sismographes et qui permet de caractériser l'énergie émise par un séisme sous forme d'ondes sismiques.

La magnitude peut prendre des valeurs quelconques. Toutefois, il ne faut pas croire que la mesure de la force d'un séisme à l'aide de la magnitude est en relation directe avec l'importance des dégâts car la magnitude dépend de la quantité d'énergie rayonnée et la distance au foyer, de la nature géologique des terrains traversés et de la profondeur du séisme.

1.6.2 Intensité (I)

C'est la mesure des effets et dommages du séisme en un lieu donné. Pour un séisme de magnitude donnée, elle est maximale à l'aplomb de la faille (intensité épiscopale) et décroît avec la distance (sauf effets de site, sur terrain sédimentaire par exemple). Elle est d'autant plus importante que le foyer est plus superficiel [2].

Cette catégorie de mesure, dite aussi intensité macrosismique, est représentée par une échelle de valeurs avec des limites inférieures et supérieures et caractérise les effets macrosismiques des séismes, c'est à dire observables par l'homme (dommages aux bâtis, témoignages sur les effets ressentis, effets sur l'environnement.) sur un site donné [1].

Il existe plusieurs échelles d'intensité qui classent les effets des tremblements de Terre en plusieurs degrés, généralement de I à XII, en chiffre romain. On a utilisé successivement les échelles d'intensité de Rossi-Forel, Mercalli (1902) tableau (1.2), de Mercalli-Cancian-Sieberg (1917), de Mercalli modifiée (1931). Les échelles MKS (1964) et EMS 1992, précisent les dégâts pour chaque type de construction. [2].

1.6.2.1 Intensité macrosismique EMS 98

L'intensité macrosismique EMS 98 est estimée par observation des désordres sur les bâtiments et les infrastructures, ainsi que par la perception du séisme par la population. Elle comporte douze niveaux (de I à XII). Pour un même séisme, l'intensité macrosismique varie dans l'espace en fonction de la distance à l'épicentre et des phénomènes annexes, tels que l'amortissement ou l'amplification des ondes sismiques (effets de site). La zone d'intensité maximale est appelée épicentre macrosismique et peut être différente de l'épicentre réel [2].

L'expérience montre que la mesure des séismes à l'aide de la notion d'intensité ne donnerait qu'une indication grossière sur l'importance du séisme. Le meilleur témoin est généralement les constructions bien que plus souvent n'ont pas les mêmes propriétés dynamiques. L'intensité ne constitue en définitif qu'un moyen approximatif de quantifier les effets destructeurs dus à un séisme donné sur un certain type de construction.

Tableau 1.2 Echelles d'intensité de Mercalli

Echelle	Effets ressentis
I	Aucun mouvement n'est perçu.
II	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	A l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien n'est ressenti.
IV	A l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets, tableaux, tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structural.
VII	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leurs voitures secouées. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérables dans les autres.
VIII	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui en subissent de sévères. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.
X	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruits. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.
XII	Presque tout est détruit. Le sol bouge en ondulant.

1.7 Paramètres caractérisant le mouvement sismique

1.7.1 Accélération maximale

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'accélération maximale (a_g) du sol ou accélération de pointe, PGA (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0.4 g à 0.6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique.

L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction, si la construction est indéformable elle bouge comme le sol. Les valeurs de l'accélération sont déterminées sur la base de la transformation suivante [5]:

$$\log a_h = 0.26 * I_{MSK} + 0.19 \quad (1.8)$$

Où a_h accélération horizontale maximale en cm/s^2 .

L'application de la formule donne les valeurs présentées au Tableau (1.3).

Tableau 1.3 Conversion des intensités MSK en une accélération horizontale de pointe au sol

I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]	I_{MSK}	a_h [%g]
7.0	10	8.0	19	9.0	35
7.1	11	8.1	20	9.1	37
7.2	12	8.2	21	9.2	39
7.3	12	8.3	23	9.3	41
7.4	13	8.4	24	9.4	44
7.5	14	8.5	26	9.5	47
7.6	15	8.6	27	9.6	49
7.7	16	8.7	29	9.7	53
7.8	17	8.8	31	9.8	56
7.9	18	8.9	33	9.9	59

1.7.2 Déplacement maximal

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est le déplacement maximal d_g du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique (voir figure 1.10).

1.7.3 Durée du tremblement

La durée de tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme.

Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 secondes en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

1.8 Spectre de réponse

En sismologie, la caractérisation des tremblements de terre s'effectue de diverses manières, la Magnitude (échelle de Richter) et l'intensité dont nous avons parlé précédemment. Pour les ingénieurs, les paramètres les plus utiles sont soit les lois de déplacements du sol $d_g(t)$ et des accélérations $a_g(t)$, soit des données plus globales, appelées spectres de réponse, établies à partir de ces accélérogrammes [5] .

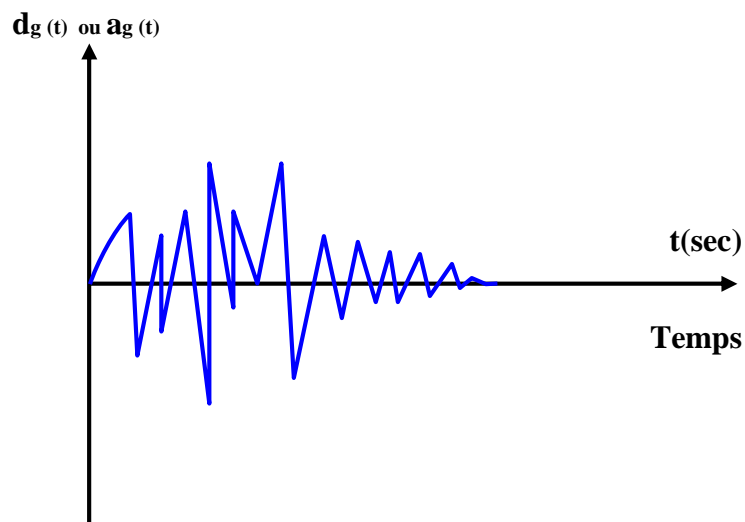


Figure 1.10 Enregistrement du mouvement sismique du sol.

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 excitation. Il consiste en la détermination de la réponse maximale (déplacement, vitesse ou accélération) d'une série d'oscillateurs de différentes fréquences propres, soumis à cette même excitation. Le spectre de réponse résultant permet alors l'évaluation de 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 est dominée par un mode unique, ce qui est vrai dans la majorité des cas où le mode fondamental de la structure est prédominant [6].

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 de l'oscillateur simple parce que le calcul sur une structure à "n" degrés de liberté se ramène à l'étude de "n" oscillateurs simples chacun caractérisés par une période propre et un coefficient d'amortissement. On effectue alors le cumul des réponses pour obtenir la réponse de la structure [7].

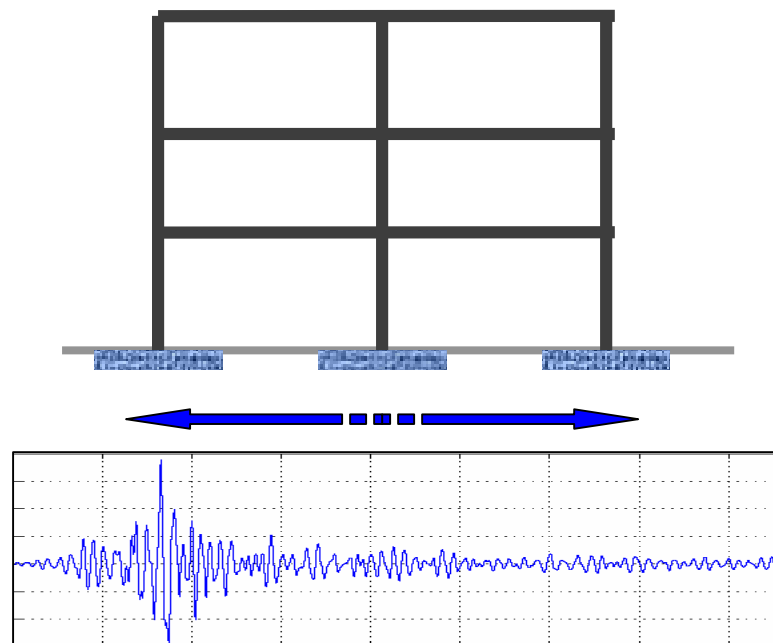


Figure 1.11 Excitation sismique de l'oscillateur

1.8.1 Spectre de Réponse élastique

Une structure soumise à un séisme, reçoit de celui-ci par l'intermédiaire du sol et de ses fondations, une rafale serrée d'accélérations alternées de composantes horizontales et verticales, d'intensité très variable dans le temps. On ne gardera que l'action horizontale du séisme qui est en général largement prédominante. Toute structure présentant une certaine souplesse admet une amplification des déplacements par rapport à ceux du sol.

Le calcul du spectre de réponse se fait en se basant sur la réponse dynamique d'un système à un degré de liberté (1ddl) tel qu'il est illustré sur la figure 1.12.

Considérons un oscillateur caractérisé par une masse m , une rigidité transversale K et un coefficient d'amortissement C . Cet oscillateur est sollicité au cours du temps par le déplacement du sol [7].

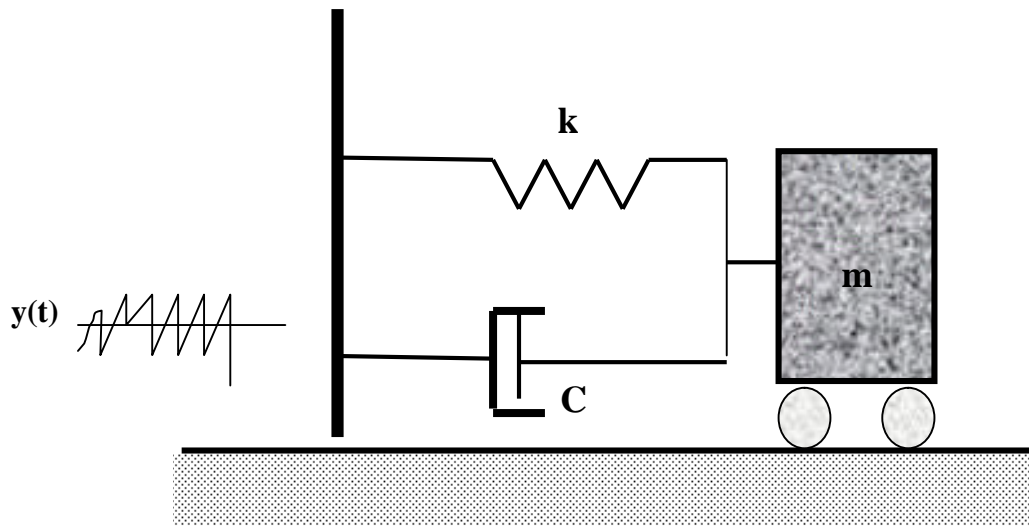


Figure 1.12 Oscillateur élastique à un seul degré de liberté.

L'action sismique introduit dans la structure diverses énergies :

- ⇒ Energie cinétique due au déplacement des masses
- ⇒ Energie liée aux forces d'amortissement
- ⇒ Energie liée aux déformations de la structure

L'absorption de l'énergie permet de limiter les effets dynamiques et explique la tenue des constructions.

Le bilan s'écrit :

$$E_i = E_s + E_e + E_d \quad (1.9)$$

Avec :

- E_i : Energie introduite dans la structure
- E_s : Energie restituée au sol
- E_e : Energie accumulée dans le domaine élastique
- E_d : Energie dissipée dans le domaine inélastique

On peut décomposer :

E_e : Energie cinétique+Energie de déformation élastique

E_d : Energie d'amortissement dissipée en chaleur+Energie hystérétique

Forces mises en jeu :

Le sol est soumis à un déplacement variable sous l'action sismique. On a alors un seul degré de liberté, à savoir le déplacement relatif de cette masse par rapport au sol.

On a alors 2 forces extérieures:

$$F_1 : \text{force de rappel} \quad F_1 = -K \cdot d(t) \quad (1.10)$$

$$F_2 : \text{force de freinage} \quad F_2 = -C \cdot v(t) \quad (1.11)$$

On est alors conduit à l'équation (1.12) :

$$m \cdot y(t) + C \cdot v(t) + K \cdot d(t) = -m \cdot a(t) \quad (1.12)$$

$$\text{De la forme} \quad y(t) + 2\omega\xi v(t) + \omega^2 d(t) = -a(t) \quad (1.13)$$

Où $y(t)$ représente l'accélération du sol et $a(t)$ celle de m par rapport au sol.

La solution est donnée par l'intégrale de Duhamel :

$$d(t) = \frac{1}{\omega d} \int_0^t y(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin(\omega d(t-\tau)) d\tau \quad (1.14)$$

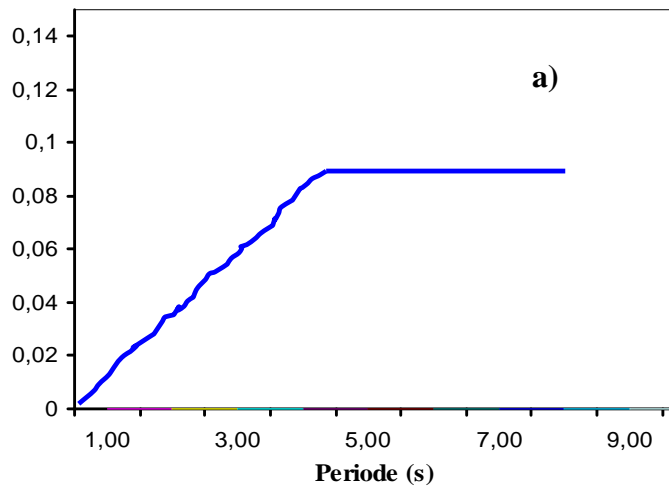
$$\omega d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (1.15)$$

$$\xi = \frac{\text{amortissement effectif}}{\text{amortissement critique}} \quad (1.16)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.17)$$

Pour en déduire la vitesse et l'accélération. On effectue souvent un calcul équivalent en posant $a = \omega^2 d$ une accélération fictive dite « pseudo - accélération ». Elle est égale (au signe près) à l'accélération absolue dans le cas d'un amortissement nul et constitue pour l'oscillateur amorti une approximation. Les valeurs maximales de $|d(t)|$, $|v(t)|$ et $|a(t)|$ sont celles qui intéressent prioritairement le concepteur de l'ouvrage. On définit alors les spectres de réponse du déplacement, de vitesse et de l'accélération respectivement (voir figure 1.13) par :

$$S_d = |d(t)|_{\max}, \quad S_v = |v(t)|_{\max} = \omega \cdot S_d, \quad S_a = |a(t)|_{\max} = \omega \cdot S_v \quad (1.18)$$

Déplacement S_d (m)

vitesse (m/s)

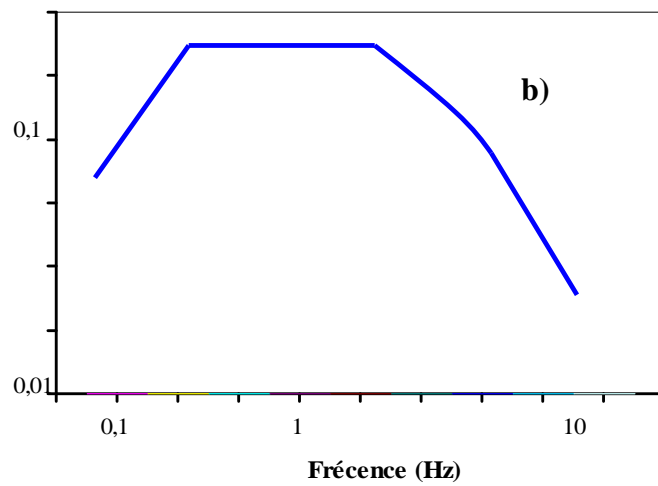
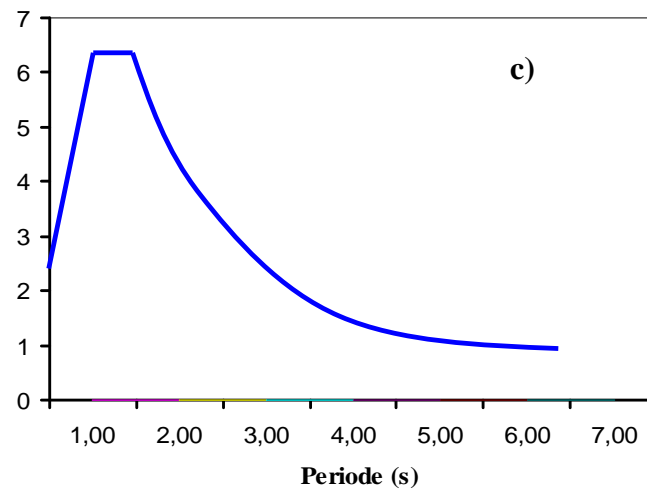
Accélération (m/s^2)

Figure 1.13 : a) Spectre de déplacement, b) pseudo spectre d'accélération, c) pseudo spectre de vitesse

1.8.2 Spectre de réponse anélastique

Sous l'effet des tremblements de terre, les structures des bâtiments vont subir des accélérations et des sollicitations réduites, mais en contrepartie ils vont subir des déformations et des déplacements plus importants. Ce concept permet une grande dissipation de l'énergie injectée par les séismes dans les structures. Dans de telles situations, on utilise un spectre de réponse inélastique. Ce dernier se construit à partir des spectres de réponses élastiques en appliquant un ou plusieurs facteurs de réduction des accélérations. On définit le spectre de réponse anélastique en pseudo - accélération, pour une valeur donnée de la ductilité μ , comme l'ensemble des valeurs $a = \omega^2 u$ fonction de la période élastique $T=2\pi/\omega$. Notons que A_y est proportionnel à l'effort maximal supporté par le système:

$$F = m.a = m\omega^2 u = Ku \quad (1.19)$$

Le traitement statistique des spectres inélastiques des séismes enregistrés permet de construire, à partir des spectres élastiques des spectres inélastiques pour différentes ductilités. Un tel ensemble de spectres est présenté sur la figure 1.14 [5].

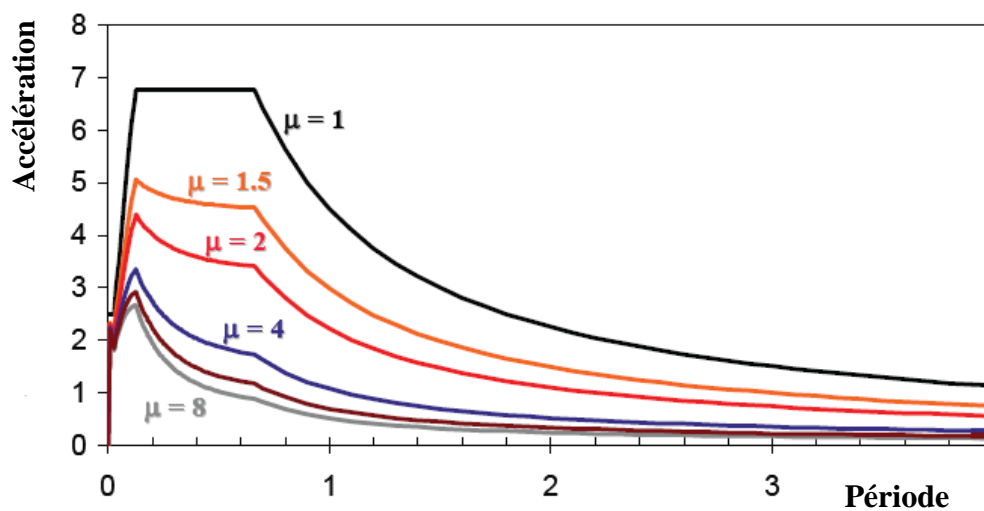


Figure 1.14 Spectres d'accélération inélastiques [7]

1.8.3 Spectres de réponse normalisés

On prend en compte plusieurs spectres pour le calcul d'une structure en un site donné. Ces spectres sont issus d'accélérogrammes enregistrés dans des sites semblables au site donné et on en tire un spectre de calcul, qui enveloppe l'ensemble des spectres. On normalise les spectres par une affinité pour pouvoir les comparer (même accélération maximale du sol) (figure 1.15) [4].

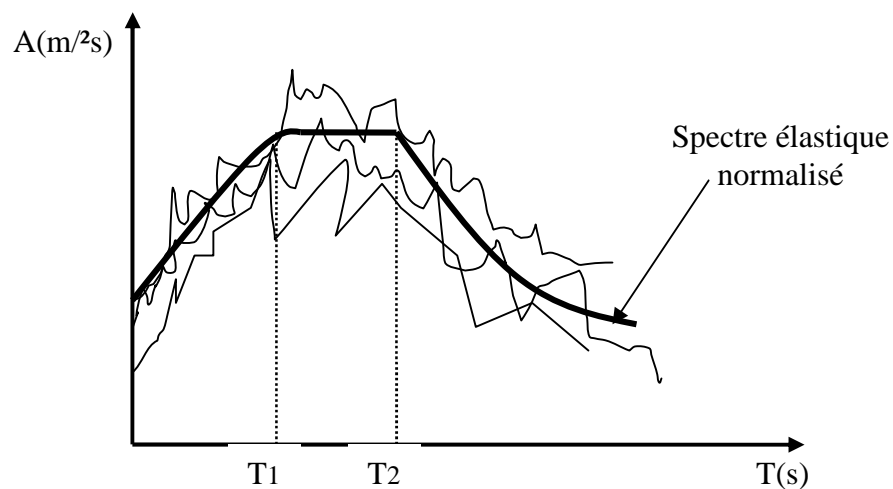


Figure 1.15 Forme général du spectre élastique normalisé

1.8.5 Spectre de dimensionnement

Il a pour but d'intégrer le coefficient de comportement et ainsi de traduire la réponse de la structure dans le domaine post élastique. Il se déduit du spectre de réponse normalisé et correspond à un amortissement de 5%. Il n'a pas de signification réelle (il ne représente pas de séismes réels), mais a une base de calcul intégrant les différents paramètres de la structure.

Nature du sol et spectre de dimensionnement

La nature du sol va principalement modifier la vitesse des ondes de cisaillement. On suppose que le sol est stratifié horizontalement et qu'il y a une unique onde verticale de cisaillement. Ainsi on étudie le sol comme un bloc soumis à un mouvement unique.

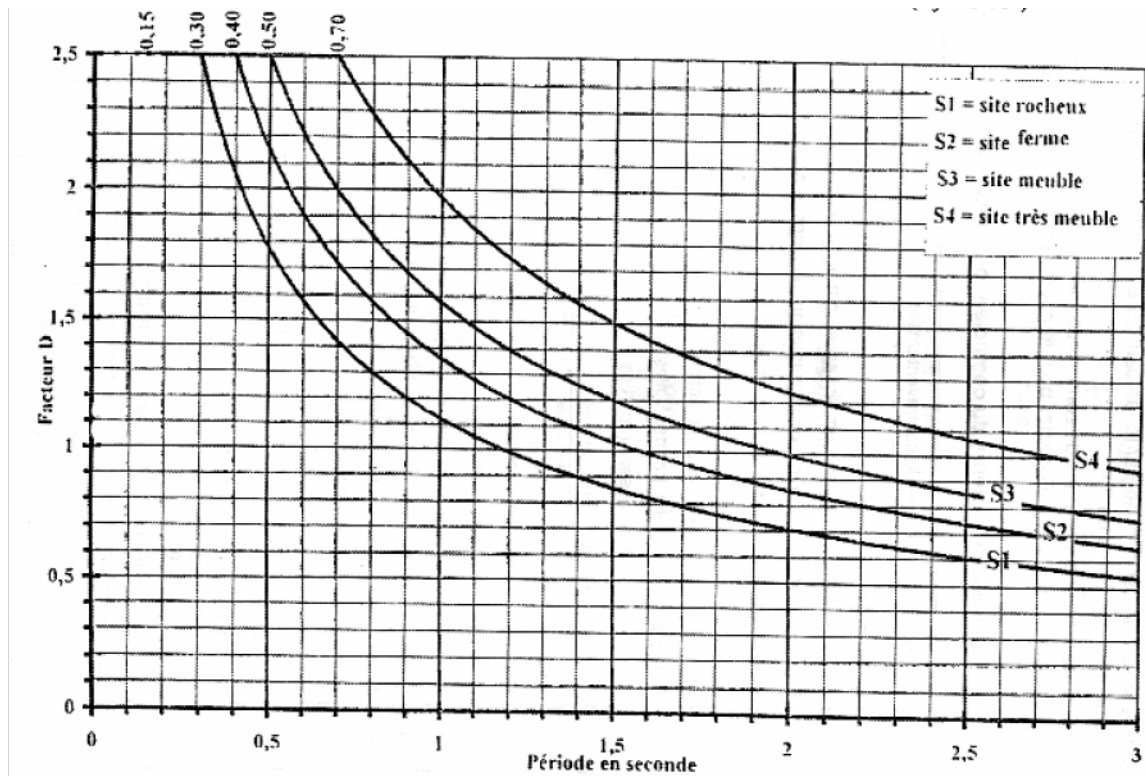
On classe les sols en 4 sites S1, S2, S3 et S4 en fonction de leur résistance mécanique et de leur profondeur. On constate que sur les sols durs (rochers,..), les accélérations sont fortes pour les faibles périodes, les sols plus mous et déformables induisent des accélérations maximales moins fortes, un déplacement du palier du spectre vers les périodes moyennes et aux hautes périodes, des accélérations plus importantes qu'aux hautes périodes pour les sols durs [5].

1.8.5.1 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 [8] :

- ⇒ l'accélération maximale du sol A obtenue à partir du zonage sismique et le groupe d'usage du bâtiment (voir tableau 2.1, 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 2.7), 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 1.16 Spectre de réponse élastique (D-T) RPA99 Version 2003
Amortissement relatif $\xi = 5\%$*

1.8.6 Spectre de réponse format (A-D)

Traditionnellement, les spectres d'oscillateur sont tracés en accélération spectrale et période/fréquence en raison de l'utilité d'une telle représentation pour le dimensionnement basé sur des calculs d'efforts.

Avec l'apparition des méthodes de dimensionnement en déplacement, les spectres en déplacement sont de plus en plus utilisés (figure 1.17). Au milieu des années 90, un nouveau type de spectre est apparu pour la réévaluation sismique des bâtiments existants. L'accélération spectrale S_{ae} est tracée en fonction du déplacement spectral S_{de} . Dans cette représentation, les zones à déplacement et accélération constants sont respectivement des droites verticales et horizontales alors que la zone à vitesse constante est en $1/S_{de}$.

Sur un graphique accélération - déplacement, les points de même fréquence et période sont des droites passant par l'origine. La période associée au point (S_{de}, S_{ae}) vaut [7] :

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{S_{de}}{S_{ae}}} \quad (1.20)$$

L'expression peut être utilisée pour calculer directement la période apparente du mode fondamental à partir de la courbe déplacement - accélération issue du calcul statique non-linéaire.

L'intérêt principal du spectre en (accélération-déplacement) réside dans la possibilité de le superposer directement à une loi (accélération- déplacement) caractérisant un oscillateur non-linéaire à 1ddl. Le point d'intersection du spectre et de la courbe (accélération - déplacement) de l'oscillateur «Courbe de capacité» peut être considéré comme un point de fonctionnement et donne l'accélération spectrale - et donc les efforts- et le déplacement observés pour un séisme donné . Ce point sera expliqué en détail au chapitre V.

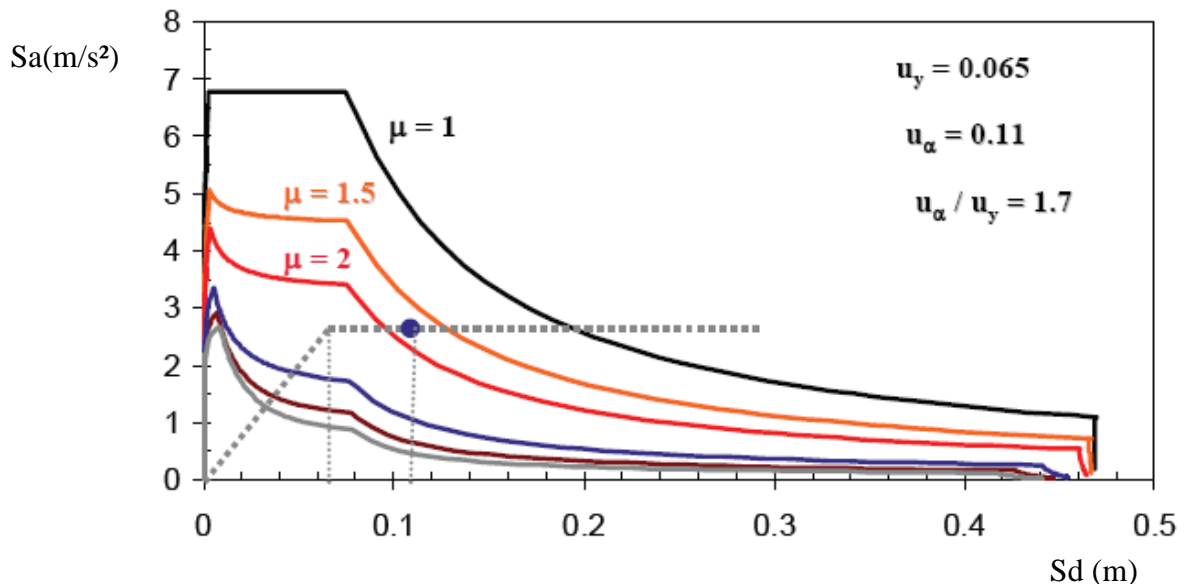


Figure 1.17 Spectres anélastiques au format (A-D)

1.9 Conclusion

La résolution des problèmes de la construction des ouvrages qui pourraient résister, dans une certaine marge admissible de sécurité à des secousses sismiques probables, ne peut se faire sans une bonne connaissance des caractéristiques du mouvement sismique.

L'évaluation des caractéristiques du mouvement sismique sur un site est la première des étapes conduisant au dimensionnement parasismique des ouvrages. Elle fait intervenir en étroite relation de nombreuses disciplines : géologie, histoire, sismologie géotechnique, statistique...etc. Avec l'apparition des méthodes de dimensionnement en déplacement, les spectres en déplacement sont de plus en plus utilisés, au milieu des années 90, un nouveau type de spectre est apparu pour la réévaluation sismique des bâtiments existants. Dans ce spectre l'accélération spectrale S_a est tracée en fonction du déplacement spectral S_d , L'intérêt de celui-ci réside dans la possibilité de l'utiliser dans la méthode d'analyse statique non -linéaire "Pushover" qui est basée sur les déplacements.

CHAPITRE II

EFFETS DE L'ACTION SISMIQUE

SUR LES STRUCTURES EN

BÉTON ARMÉ - PORTIQUE -

2.1 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 structure 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.

2.2. L'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 $(\theta_x, \theta_y, \theta_z)$, (figure 2.1). Il est utile de savoir que la composante verticale est, à l'aplomb de l'épicentre égale à la composante horizontale [9].

Plus nous nous éloignons de cette épiceintre, 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

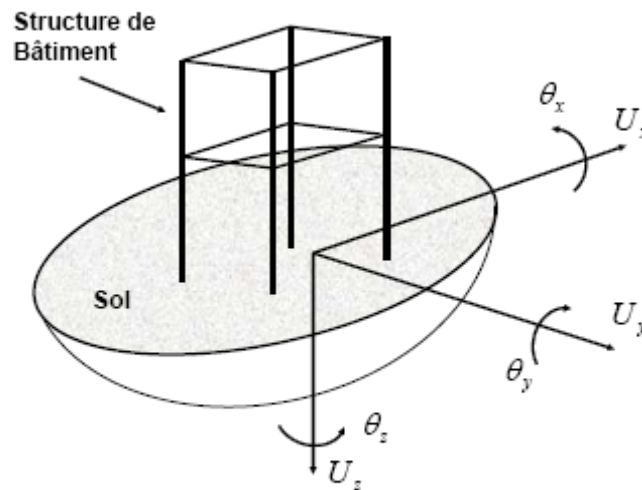


Figure 2.1 Composantes du mouvement sismique[5].

2.2.1 Effet de l'oscillation verticale

Peut provoquer une chute de corniches, des fissures des balcons et des encorbellements, des fissures des planchers sur lesquels il ya des poids importants isolés. une poussée horizontale des poutres des toits en pente lorsqu'elles ne sont pas correctement chaînées

2.2.2 Effet de l'oscillation horizontale

L'oscillation horizontale peut provoquer des déplacements relatifs des étages, à l'origine de baies éclatées, de ruptures de cloison ou de chute de plafonds.

Le cisaillement peut entraîner des glissements de la structure par rapport aux fondations, des fissures obliques dans les murs en maçonnerie ou en béton, des ruptures des éléments porteurs (par traction d'un côté et compression de l'autre) la rigidité latérale des bâtiments est généralement plus faible que la rigidité verticale.

2.2.3 Effet l'action de rotation

Elle provoque des fissures verticales à la zone de jonction des murs entre eux. Les effets sont très importants dans le cas des bâtiments de forme irrégulière ou lorsque la répartition du poids de la structure ne coïncide pas avec la répartition de sa rigidité.

3.3 Le 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 2.2) [10] :

- 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;

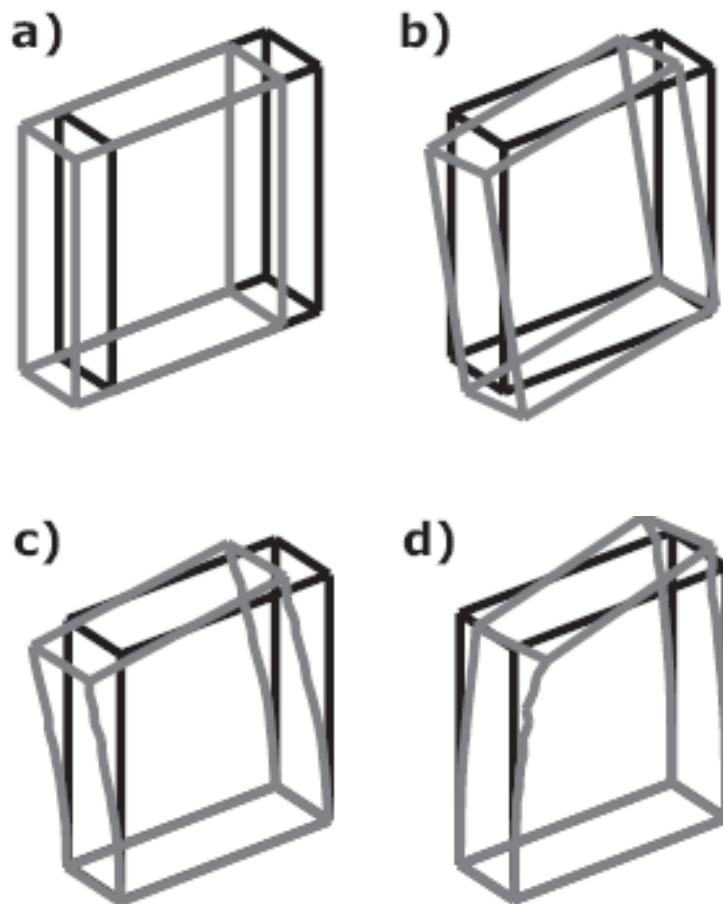


Figure 2.2 Types du mouvement d'une structure de génie civil en cas du séisme.

2.4 Comportement des bâtis existants en béton armé

Les bâtiments existants en béton armé sont considérés comme potentiellement vulnérables vis-à-vis des secousses sismiques pour plusieurs raisons qui les caractérisent comme étant des structures faiblement ductiles. Les principales caractéristiques de comportement vis-à-vis des séismes de ce type de bâtiments sont [11]:

1- ces bâtiments ont été conçus pour résister aux charges normales en générales, sans prendre en compte les charges sismiques. Par conséquent, les systèmes de contreventement de ces bâtiments sont mal ou pas du tout adaptés à la résistance aux charges latérales d'origine sismique;

2- irrégularité structurelle telle que les irrégularités des rigidités et des masses en plan et en élévation. Ces irrégularités conduisent également à une interruption du transfert des flux des charges entre les systèmes de contreventement. La structure travaille comme un système monolithique ce qui permet d'augmenter le nombre de mécanismes possibles de rupture ductiles;

3- l'armature longitudinale (de flexion) et plus particulièrement l'armature transversale (de cisaillement et de stabilisation) ou frettage du béton est en général insuffisante et inadéquate. Cette défaillance est d'autant plus remarquable dans les zones critiques telles que les jonctions poutres poteaux et à la base des murs de refends. Ceci se traduit par un faible taux d'armature, un espacement des cadres inadéquat avec une mise en oeuvre non conforme aux prescriptions de bon comportement vis-à-vis des secousses sismiques (retours d'ancrages des étriers par exemple), ancrages insuffisants, non prise en compte d'un ferrailage en tenant compte de l'aspect cyclique alterné des sollicitations agissants sur un élément de contreventement.

2.4.1 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 [12].

2.4.1.1 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 2.3). 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 .

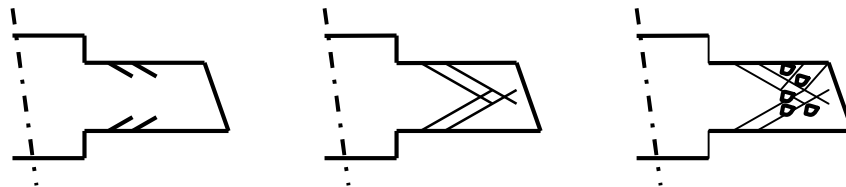


Figure 2.3 *l'absence d'armature transversale, le cisaillement alterné détruit les sections.*

2.4.1.2 Glissement d'adhérence

Lors d'un séisme violent, l'adhérence béton - armatures, même bien réalisée, va sans doute commencer à se dégrader à certains endroits, mais ça doit pouvoir se faire progressivement à chaque secousse. Les phénomènes liés à l'adhérence acier-béton sont particulièrement importants au niveau des liaisons : manque de recouvrement, de couture ou d'ancrage, glissement des aciers dans les noeuds d'ossature. Ils tendent généralement à assouplir la structure et à faire augmenter les déplacements.

2.4.1.3 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.

2.4.1.4 Compression dans des éléments où le confinement du béton est inégal sur la section

Sous une action alternée dans le domaine plastique, un élément comprimé en béton armé se dégrade dans la partie de section qui se trouve en dehors du confinement réalisé par les armatures transversales.

Dans les sections en L ou en T où la table de compression n'est pas armée transversalement (étriers), le confinement est inégal sur la section et seule l'âme est capable d'assurer un comportement ductile du béton comprimé sous action cyclique. Un dessin particulier des armatures transversales peut seul améliorer la situation. On tient compte de ce comportement inégal de la section en limitant la largeur de dalle des poutres en T à une partie considérée comme efficace pour reprendre un moment plastique.

2.4.1.5 Instabilité

Les efforts internes réellement développés dans une structure par l'action sismique ne sont pas parfaitement connus. Dans nos approches, ils sont dépendants du modèle mathématique choisi pour représenter la structure, qui comporte toujours des approximations: les sollicitations torsionnelles des barres sont souvent négligées, les termes d'inertie (de masse) correspondant à des masses excentrées d'éléments porteurs sont ignorées, les axes neutres des éléments sont concourants dans le modèle même s'ils ne le sont pas en réalité.

Ces approximations peuvent être optimistes et conduire à sous estimer le risque d'instabilité d'éléments structuraux.

2.4.1.6 Cisaillement induit par les cloisons de remplissage

Des murs de remplissage induisent dans une ossature en portique des efforts internes différents de ceux qu'on obtiendrait dans une ossature de même masse sans remplissage. En particulier, les remplissages agissent comme des diagonales comprimées dans les cellules rectangulaires de l'ossature et introduisent des efforts dans les poutres et les colonnes (figure 2.4). Ces efforts, qui ne sont pas considérés dans un modèle mathématique "ossature en portique", peuvent entraîner des ruines fragiles par cisaillement des poteaux et poutres.

Les interactions possibles entre les ossatures en béton armé et des remplissages friables peuvent contribuer à rendre le système plus vulnérable. A cause de cette interaction, les poteaux et les noeuds doivent réagir à une sollicitation supplémentaire pour laquelle ils n'ont généralement pas été conçus. Si le remplissage présente des ouvertures ou d'autres discontinuités, il se produit un effet de poteau court (Figure 2.5), qui aboutit à une dégradation par cisaillement des poteaux (fissures en diagonale avec flambement de l'armature des poteaux) [13]. Les remplissages, qui ne sont généralement pas ductiles, peuvent aussi introduire une réponse globale non maîtrisée de la structure en créant un niveau transparent à l'étage où ils sont ruinés en premier (Figure 2.6).

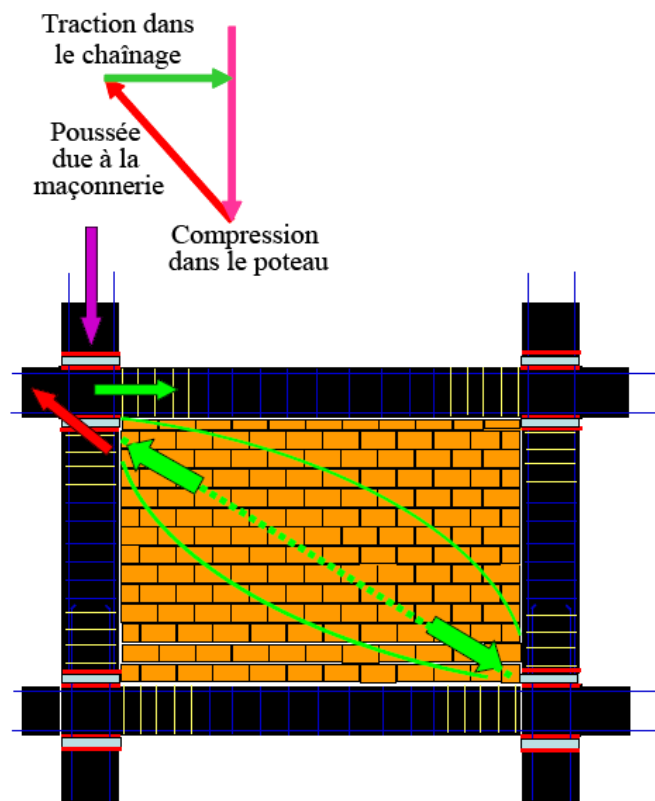


Figure 2.4 Cisaillement induit par les cloisons de remplissage

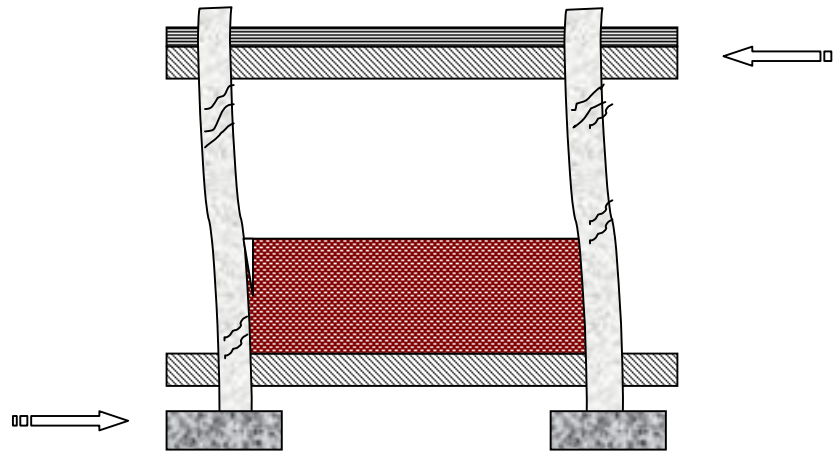


Figure 2.5 Effet de poteau court à cause de la présence de remplissage



Figure 2.6 Endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux.

2.5 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.

Le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 montre bien le mauvais comportement des bâtiments à portiques (poteaux + poutres) comportant des murs de remplissage.

La vulnérabilité sismique des ossatures en béton armé dépend de tous les facteurs régularité, ductilité, qualité d'exécution. Ces types de bâtiments sont particulièrement vulnérables aux charges latérales.

CHAPITRE III

ÉLÉMENTS DU RISQUE SISMIQUE

3.1 Introduction

Les risques naturels sont à l'origine de situations socioéconomiques coûteuses et quelquefois graves en termes de nombre de victimes et de blessés. Dans la famille des risques naturels, les séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil (bâtiments, ponts, centrales nucléaires, barrages...etc.) C'est la raison pour laquelle la prévention et la connaissance du comportement de ces ouvrages sont indispensables [14].

Les populations ne sont toutefois pas égales devant le danger. À magnitude équivalente, un séisme sera moins destructeur dans un pays préparé et qui a intégré dans sa culture la construction parasismique (cas des États-Unis notamment) que dans un pays défavorisé ou trop laxiste, où les règles de l'art ne sont pas respectées. Cela ne signifie pas que les pays industrialisés sont à l'abri pour autant (séisme de Kobé de 1995, Japon).

Le propre de la construction parasismique n'est pas de protéger à tout prix, seulement de limiter les dégâts. Nulle ville dans le monde n'est réellement à l'abri d'un séisme majeur dépassant en intensité les prévisions initiales.

3.2 Événements historiques en Algérie

L'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger [15].

L'affrontement entre les deux plaques a donné naissance notamment à la chaîne de l'Atlas Tellien. Ce massif forme une zone complexe constituée de nappes mises en place au Miocène inférieur. L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud atlasique : le Nord du pays porte l'empreinte de la tectonique alpine tandis que le Sud formé par la plate-forme saharienne est relativement stable et la tectonique y est moins prononcée [15].

Le tableau (3.1), recueille les principaux événements historiques contemporains qui ont eu lieu en Algérie, il fournit également une estimation des pertes immobilières et humaines. [16].

Tableau 3.1 Séismes majeurs qui ont frappé le territoire Algérien[16]

Séisme	date	Magnitude	Intensité (MMI)	Décès	Blessés	Sans Abri	Structures Détruites
El –Asnam	10.10.1980	7.3	X	5 000	20 000	120 000	7 000
Constantine	27.10.1985	6.0	VIII-IX	5	300	-	-
Chenoua	29.10.1989	6.0	VIII	35	700	50000	4095
Beni Chougrane	18.08.1994	5.6	VIII	172	292	10000	751
Temouchent	22.11.1999	5.5	VIII	25	174	25000	600
Boumerdes	21.05.2003	6.8	IX	2287	11000	100000	19000

3.3 Tendances

Actuellement, une tendance claire à l'augmentation des pertes liées aux dangers naturels en général et aux tremblements de terre en particulier est observée dans le monde. Cette évolution s'explique principalement par la croissance constante du parc d'ouvrages menacés et par l'augmentation importante de la valeur exposée au risque. De plus, la vulnérabilité des systèmes exposés ne baisse pas ou ne baisse que très lentement, (Figure 3.2) [17].

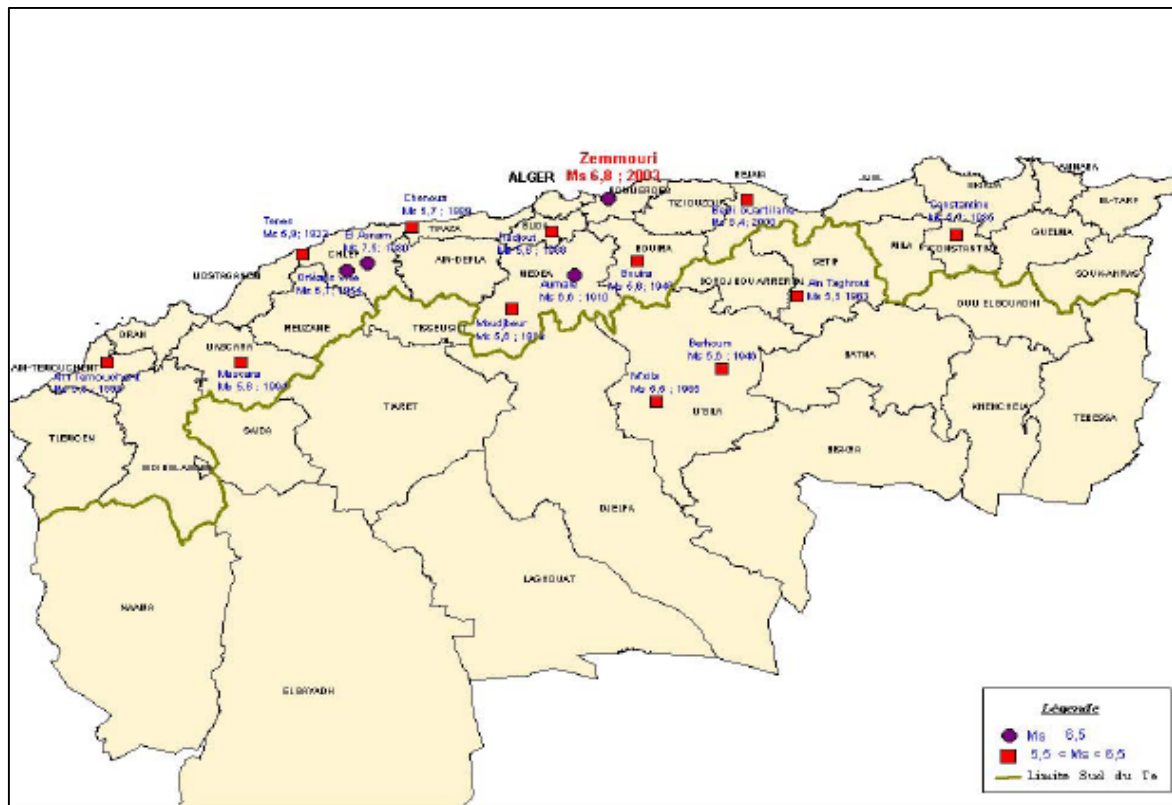


Figure 3.1 Séismes majeurs qui ont frappé le territoire Algérien de 1900 à 2003[16].

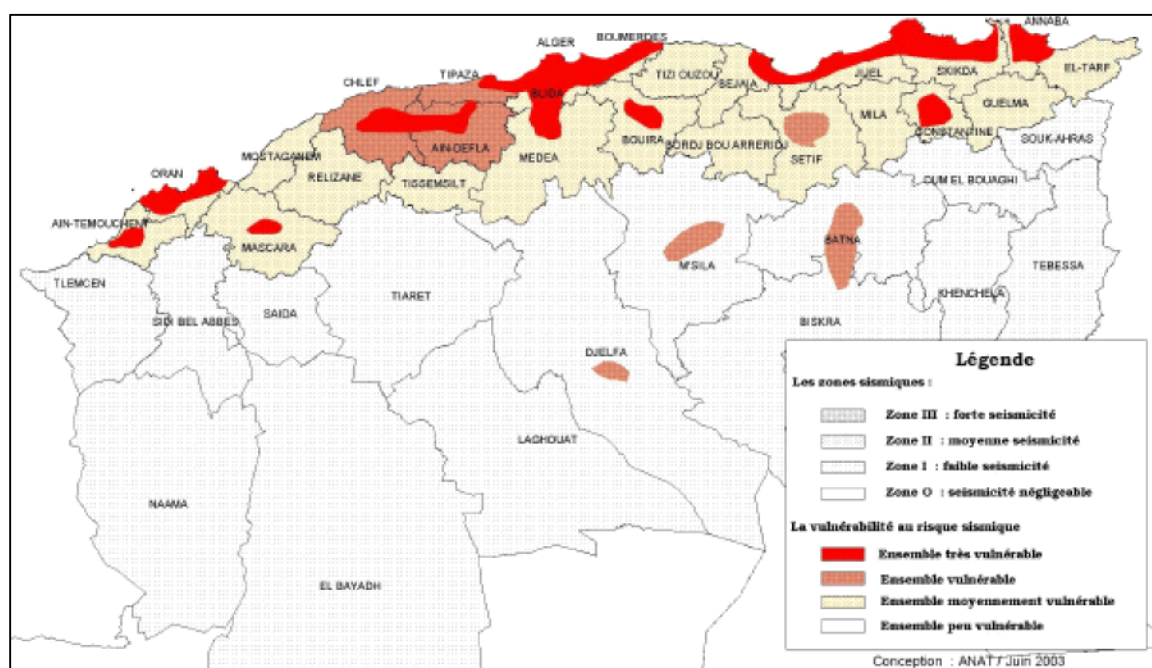


Figure 3.2 Zones sismiques et degré de vulnérabilité des territoires en Algérie [16].

3.4 Notion de base

Les différents paramètres constitutifs du risque sont l'aléa, la vulnérabilité et les valeurs exposées au risque considéré. Le risque sismique est exprimé sur la base des termes des équations (3.1) et (3.2), définies par l'Organisation des Nations Unies. Les éléments constitutifs du risque sont présentés schématiquement sur la figure 3.3.

- **Risque** est défini par la probabilité de pertes en biens, en activités productives et en vies humaines, pendant une période de temps donnée [1]. Il est le produit de trois facteurs :

$$\text{Risque} = \text{Danger} \times \text{Conséquences} \quad (3.1)$$

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \overbrace{\text{Vulnérabilité} \times \text{Valeur}} \quad (3.2)$$

- **Aléa** (Hazard): Probabilité d'occurrence, dans une région et au cours d'une période donnée, d'un phénomène naturel susceptible de causer des dommages [2].
- **Vulnérabilité** (Vulnerability): Degré de perte ou d'endommagement d'un élément donné exposé au risque (ou d'un ensemble d'éléments), résultant de l'occurrence d'un phénomène naturel de magnitude donnée et s'exprimant sur une échelle de 0 (absence de dommages) à 1 (perte totale) [2].
- **Valeur exposée aux risque** (Elements at Risk): Populations, constructions, activités civiles, services publics, installations et infrastructures, etc., exposés au risque dans une région donnée [2].

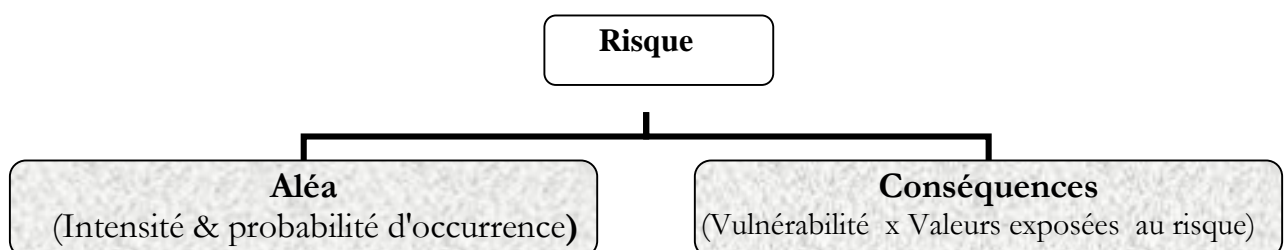


Figure 3.3 Eléments constitutifs du risque

3.5. Risque sismique (Seismic risk) est la probabilité de pertes au cours d'une période de référence dans la région considérée.

- Proportionnelle au nombre de vies humaines et à la valeur des biens exposés.
- Dépend de l'occupation humaine de la région considérée [1].

3.5.1 Aléa sismique est la probabilité d'occurrence du phénomène sismique, c'est à dire du mouvement sismique du sol pour un site ou une région donnée une même période de temps donnée [1].

3.5.1.1 Aléa sismique régional

Il se définit à l'échelle de 1/200000 ou de 1/100000 : il caractérise un mouvement sismique au (rocher horizontal), pour une région idéalisée, topographiquement et géologiquement homogène. Dans sa forme la plus complète, la cartographie de l'aléa sismique consiste à déterminer des zones sympathicotoniques homogènes puis à y attacher des événements sismiques, avec leur loi d'occurrence, et à en trouver l'effet, en tout point, par des lois d'atténuation. Dans sa forme réduite, la cartographie consiste à définir un zonage d'après la sismicité historique [18].

En Algérie la carte d'aléa sismique régional, donnant l'accélération maximum sur le rocher, a été établie pour une période de retour de 475 ans, cela a conduit à la définition de zones sismiques associées à une valeur d'accélération maximale. Cette dernière a été modifiée après le séisme du 21 mai 2003 Boumerdes (voir tableaux 3.2 et 3.3).

- Classification des zones sismiques avant la modification

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante présentées dans la figure 3.4 [8]:

- ⇒ Zone O : sismicité négligeable
- ⇒ Zone I : sismicité faible
- ⇒ Zone II : sismicité moyenne
- ⇒ Zone III : sismicité élevée

- Classification des zones sismiques après la modification :

On distingue 5 zones (voir figure 3.5) :

- ⇒ Zone 0 : sismicité négligeable
- ⇒ Zone I : sismicité faible
- ⇒ Zones IIa et IIb : sismicité moyenne
- ⇒ Zone III : sismicité élevée

Tableau 3.2 Coefficients d'accélération en fonction de zone sismique et groupe d'usage RPA99 [8].

	Zone Sismique		
Groupe D'usage	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

Tableau 3.3 Coefficients d'accélération en fonction de zone sismique et groupe d'usage RPA99 Version 2003 [8].

	Zone Sismique			
Groupe D'usage	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Après la comparaison des coefficients d'accélération précédemment présentés dans les tableaux 3.2 et 3.3, on a pu déduire que le coefficient d'accélération a augmenté de 20% à 40% dans la même zone sismique, également on a constaté que ce dernier a augmenté de 20% à 40% à cause du transfert de quelques régions d'une zone sismique vers d'autre zone dont le coefficient d'accélération est supérieur et par conséquent un accroissement du coefficient d'accélération qui entre dans le calcul des efforts tranchants à la base des structures (voir formule 3.3), cela provoque la vulnérabilité des bâtis existants, ce qui nous oblige de réévaluer ces derniers parce qu'ils ont été dimensionnés selon des coefficients d'accélération inférieurs aux coefficients actuels.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (3.3)$$

Tableau 3.4 *Accroissement du coefficient d'accélération de l'RPA 99 version par rapport à l'RPA99.*

	Zone			
Groupe d'usage	I	IIa	IIb	III
1A	25%	0%	20%	14%
1B	20%	0%	25%	0%
2	25%	0%	33%	0%
3	40%	0%	40%	20%

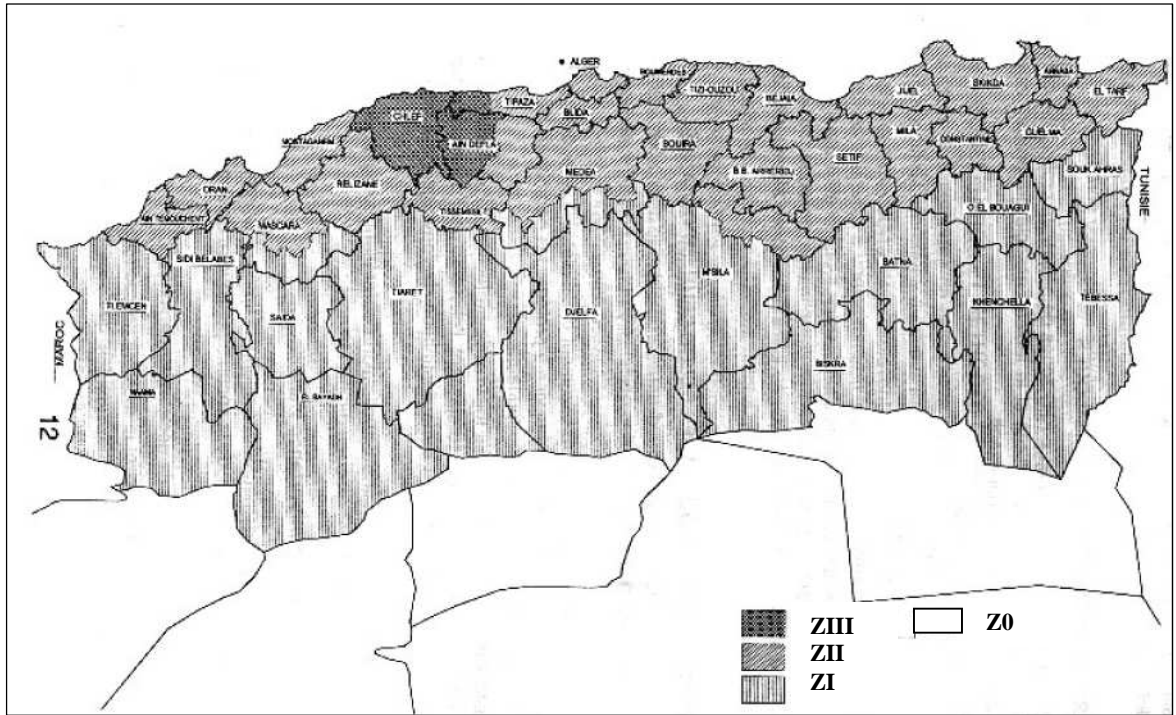


Figure 3.4 Carte d'aléa sismique régional (RPA 99).

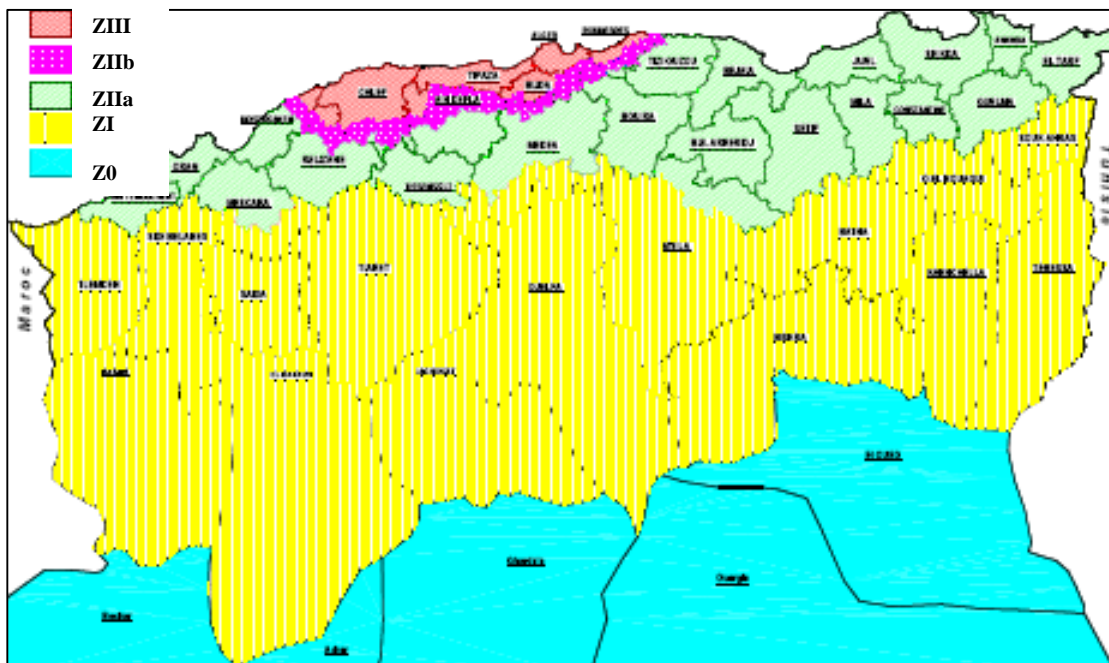


Figure 3.5 Carte d'aléa sismique régionale après la révision (RPA 99 version 2003).

3.5.1.2 Aléa sismique local

Les effets du séisme peuvent être plus ou moins destructeurs d'un lieu à l'autre, pour une même construction, parfois à quelques dizaines de mètres près [2].

Les effets engendrés par les séismes sont de deux natures différentes : effets directs et effets indirects.

a- effets directs sont les mouvements du sol de fondation des ouvrages, de type oscillatoire ; ces phénomènes peuvent être amplifiés par des effets de site dus à la topographie, à l'hétérogénéité des sols, à la présence de sols de qualité médiocre ou à la présence en sous-sol de galeries de mine [12].

- Effets de Site

L'influence du sol sur l'action sismique à la fondation de la structure peut être importante. Entre l'accélération au sol rocheux (bedrock) et l'accélération en surface, il peut y avoir une amplification non négligeable du mouvement sismique en fonction du type de sol que les ondes sismiques traversent avant d'arriver en surface. La figure 3.6 illustre dramatiquement ce phénomène dans le cas du séisme de Mexico du 19 septembre 1985 [18].

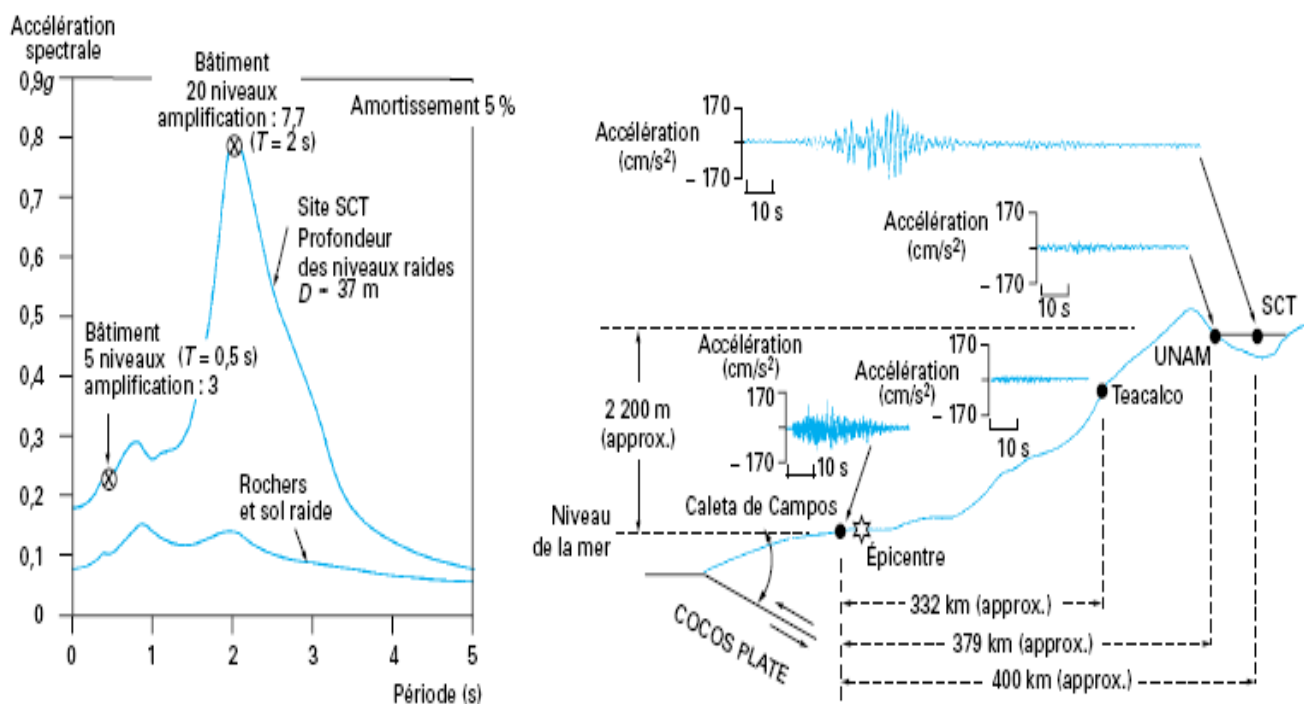


Figure 3.6 Accélérogrammes enregistrés lors du séisme du Mexique du 19-09-85

Les règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003 considèrent quatre (04) classes de sol (S_1, S_2, S_3, S_4) auxquels sont associés les facteurs d'amplification D (voir figure 3.7) [8]:

- Catégories et Critères de classification

S1 : Site rocheux ($V_s > 800$ m/s);

S2 : Site ferme ($V_s > 400$ m/s, à partir de 10 m de profondeur)

S3 : Site meuble ($V_s > 200$ m/s, à partir de 10 m de profondeur)

S4 : Site très meuble ($V_s < 200$ m/s, dans les 20 premiers mètres)

A chaque type de site est associé un spectre de réponse en accélération en considérant les périodes caractéristiques (voir tableau 3.5) :

Tableau 3.5 Type de site en fonction des périodes de transition

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2 (sec)	0.30	0.40	0.5	0.70

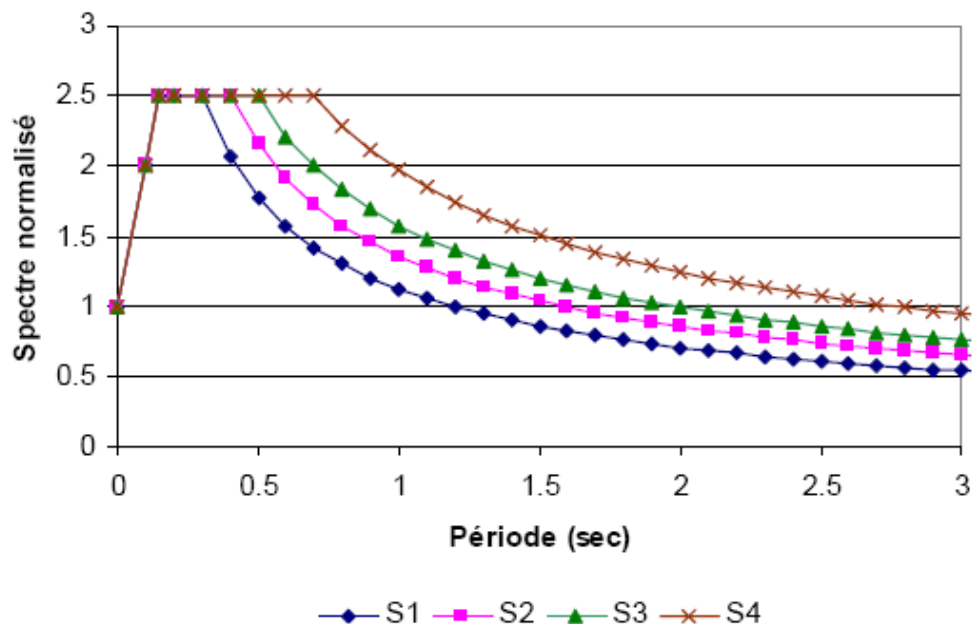


Figure 3.7 Spectres de réponse élastiques normalisés RPA 99 [8]

b- effets indirects: sont des phénomènes associés à l'ébranlement du sol qui entraîne, sous l'effet des vibrations, une rupture de sa cohésion : glissements de terrain, liquéfaction et perte de portance des sols, affaissement ou tassement des terrains [12]

- Liquéfaction

Dans le cas de présence de couches de sable ou limon non cohérents à grains de faibles dimensions (0.05 à 2mm) à proximité de la surface, la présence d'eau est un facteur de déclenchement du phénomène de "liquéfaction" en cas de secousse sismique [12]. La figure 4.8 illustre un exemple de liquéfaction du sol après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdes [18].



Figure 3.8 Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser Boumerdes[18]

3.5.2 Vulnérabilité sismique

La vulnérabilité exprime la capacité de réponse d'une structure, à une sollicitation sismique donnée. Elle est fonction de nombreux paramètres physiques, comme par exemple le matériau de construction utilisé, les périodes de vibration fondamentales ou encore la géométrie en plan ou en élévation de l'ouvrage. Ce paramètre sera amplement étudié dans le chapitre IV.

3.5.2.1 Vulnérabilité des nouvelles constructions

Il s'agit de construire des bâtiments qui présentent une réponse satisfaisante pour tous les niveaux d'intensité sismique. Selon les principes de "performance based design", une performance satisfaisante signifie peu ou pas de dégâts pour les séismes de faible intensité et relativement fréquents, et la garantie de la sécurité structurale pour les séismes intenses et rares [17].

3.5.2.2. Bâti existant

La vulnérabilité sismique du patrimoine bâti existant, en particulier des bâtiments construits avant l'introduction de prescriptions parasismiques modernes dans les normes de construction, est centrale pour l'évaluation du risque. Cette vulnérabilité est encore mal connue et difficile à quantifier. Les études conduites à ce jour ne permettent qu'une estimation limitée de la vulnérabilité effective du bâti existant. Des projets d'évaluation sur des bâtiments types doivent donc se poursuivre afin de mieux la quantifier et d'identifier les types de bâtiments existants les plus vulnérables [17].

4.5.3 Valeur exposée au risque sismique:

Correspond à la valeur des biens et des personnes exposés à l'aléa sismique. Cette valeur dépend de l'importance de la construction. Elle est de nature socioéconomique. Dans le cas du danger naturel sismique, la « valeur exposée au risque » est avant tout celle des bâtiments, de leurs occupants et de leur contenu ainsi que des activités économiques qu'ils abritent [1].

3.6 Conclusion

Comme on l'a présenté dans ce chapitre, le risque sismique est constitué de trois paramètres fondamentaux : l'aléa, la vulnérabilité et la valeur exposée au risque considéré. Une meilleure connaissance de l'aléa sismique constitue une prévention efficace et une première étape vers la prise en charge des mesures de réduction des risques.

La vulnérabilité a un caractère essentiel pour le risque sismique, puisque c'est principalement ce paramètre de risque que va pouvoir modifier l'ingénieur. La valeur exposée au risque sismique dépend de l'importance de la construction. Elle est de nature socioéconomique.

CHAPITRE IV

MÉTHODOLOGIES DE L'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE

4.1 Introduction

Depuis plusieurs années, les régions du monde qui ont subi de forts séismes ayant provoqué d'importantes destructions ont initié de nombreuses approches d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages aux séismes, notamment dans les pays de forte sismicité (Italie, Etats- Unis, Yougoslavie,...) [14].

L'évaluation de la vulnérabilité des constructions existantes est un élément clé qui permet de mieux évaluer les pertes et de réduire les conséquences économiques consécutives aux tremblements de terre. En effet, l'évaluation de la vulnérabilité permet de construire les courbes d'endommagement (ou les courbes de fragilité) qui constituent une information et une donnée fondamentale et incontournable, en bref, elles ne peuvent pas être remplacées par un autre type d'informations en vue de l'estimation des dommages.

L'étude de la vulnérabilité sismique consiste, à partir d'un mouvement sismique donné, à déterminer les bâtiments et les structures les plus vulnérables vis-à-vis du séisme au niveau d'une région, d'une ville, d'un grand nombre de bâtiments ou d'une structure, donc une étude de vulnérabilité sismique est le premier pas vers la détermination des bâtiments nécessitant des confortements éventuels.

Avant de procéder à l'explication des différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants, il est nécessaire d'évoquer la définition du terme "vulnérabilité sismique" et les objectifs d'étude de cette dernière.

4.2 Définition

La vulnérabilité représente le comportement intrinsèque de la structure vis-à-vis de la probabilité d'occurrence d'un séisme, Pour mesurer les dégâts possibles que pourraient souffrir les bâtiments en cas de séismes. Si deux groupes de bâtiments sont soumis exactement à la même agression sismique (même distance à l'épicentre et même condition de sol) et que l'un des groupes se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les bâtiments qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre que ceux qui ont été plus endommagés. On peut aussi déclarer que les bâtiments qui ont été moins endommagés étaient plus résistants aux tremblements de terre et vice-versa [14]

4.3 Objectifs de réalisation des études de vulnérabilité:

Les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique sont multiples et dépendent de l'échelle d'analyse. On distingue ainsi plusieurs échelles d'investigation [19]:

4.3.1 Échelle d'analyses très globales: Utilisant directement les répartitions statistiques de dommages des échelles d'intensité (échelles MSK, EMS 98...) en fonction de typologies de structures. Ces dernières sont caractérisées par une classe de vulnérabilité entre A (la plus vulnérable) et D (la moins vulnérable) qui pour une intensité donnée de séisme seront plus ou moins endommagés. Le niveau d'endommagement respecte une échelle de D1 (faibles dommages) à D5 (destruction totale). Ces méthodes s'appliquent bien à des évaluations pour un nombre important de bâtiments sur une zone donnée. Elles sont sommaires mais nous permettent néanmoins une première évaluation rapide;

4.3.2 Échelle d'analyses globales : Où les bâtiments ne sont pas analysés individuellement mais de façon statistique. Néanmoins, l'auscultation des bâtiments se fait individuellement. Le traitement des données recueillies sur le parc immobilier vise généralement à classer les bâtiments dans des typologies prédéfinies dont on a une estimation de la vulnérabilité sismique. Des paramètres modérateurs, définis en fonction des caractéristiques géométriques et structurales, sont ensuite appliqués pour moduler leur vulnérabilité. La sollicitation s'exprime en fonction de l'intensité ou parfois en fonction d'un niveau d'accélération maximale du sol appelé PGA « Peak Ground Acceleration ». D'autres évaluations représentent l'endommagement par une probabilité de dépassement d'un certain niveau de dommage (par exemple, 60% d'endommagement), intégrant directement la typologie de la construction et le niveau d'aléa ;

4.3.3 Échelle d'analyses précises: où les bâtiments sont analysés individuellement mais avec des méthodes simplifiées. Des calculs simplifiés sont parfois effectués à ce niveau. Des exemples d'utilisation de méthodes de calculs non linéaires du type Pushover sont donnés par Lang and Bachman pour les bâtiments en maçonnerie et par Kircher et al, et Faccioli et al pour les bâtiments en béton armé .

Tableau 4.1 Échelles d'analyse et leur applicabilité [19]

augmentation des moyens mis en œuvre					
Echelle d'analyse	Plusieurs centaines de bâtiments		Quelques bâtiments		Bâtiments individuels
Méthodes	Vulnérabilité EMS98	Indice de Vulnérabilité	Avis d'expert	Calculs analytiques simples	Analyse numérique - modélisation -
Applicabilité	Ville- commune - quartier – parcs immobiliers – bâtiments stratégiques				
Moyens humains	Sans formation- étudiants- techniciens- ingénieurs- ingénieurs confirmés				

⇒ **Objectifs d'étude de la vulnérabilité à grande échelle (ville, région)**

- la détermination de l'intensité macrosismique de la zone étudiée;
- l'estimation des dommages prévisibles aux personnes et aux biens juste après le séisme pour décider des moyens de secours à mettre en place ;
- Les estimations économiques des dégâts causés par un séisme.

⇒ **Objectifs d'étude de la vulnérabilité à l'échelle de la structure**

- le dimensionnement des structures neuves à un niveau de protection parasismique fixé par la réglementation;
- l'évaluation des bâtiments existants en vue d'une requalification;
- L'identification des bâtiments les plus vulnérables aux séismes de façon à planifier et organiser une politique de renforcement du bâti existant.

4.4 Méthodologies de l'évaluation

Etant donné la complexité de la problématique, des méthodes d'évaluation diverses ont été élaborées. Les méthodes présentées visent chacune un objectif, donc également un besoin différent. Le but de cette présentation est d'illustrer la grande diversité des approches.

Deux familles de méthodes sont généralement utilisées :

- d'une part, les méthodes empiriques, fondées sur le retour d'expérience et sur les caractéristiques structurales sommaires des bâtiments, sont utilisées à grande échelle (ville, région);
- D'autre part, pour un nombre plus restreint de bâtiments, les méthodes de vulnérabilité calculée utilisent la modélisation plus ou moins sophistiquée du bâtiment considéré pour obtenir sa courbe de capacité reliant les forces et les déplacements (méthode du Pushover). la combinaison de la courbe de capacité avec un aléa (déterministe ou probabiliste) permet d'estimer l'endommagement de la structure. toutes ces méthodes doivent se contenter d'une connaissance très partielle des bâtiments étudiés [14].

4.4.1. Méthodes Empiriques

Dans la plupart des méthodes, les bâtiments sont préalablement classés selon une typologie. Ces méthodes se fondent sur l'observation des caractéristiques structurales des bâtiments pour leur attribuer un indice de vulnérabilité (IV). Différents niveaux de précision d'analyse sont généralement prévus, selon les informations disponibles, qui conduisent à une qualité variable de l'estimation de la vulnérabilité. Ces méthodes proposent une relation reliant l'indice de vulnérabilité à une échelle de dommage pour un mouvement sismique donné, un scénario probable ou un séisme historique [14]. Les paramètres pertinents, les coefficients qui leurs sont attribués dans le calcul de l'indice de vulnérabilité (IV) et le lien entre IV et dommage sont déterminés à partir du retour d'expérience réalisé par des experts lors de missions post-sismique. Malheureusement, le mouvement du sol qui a généré les dégâts observés n'est généralement pas connu car il n'a pas été enregistré. Il est donc généralement représenté par l'intensité macrosismique estimée elle-même à partir des dégâts. Cette incohérence est une des limitations de ces méthodes. Par ailleurs, les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique. Ces méthodes permettent donc d'avoir une vision statistique, à l'échelle d'une ville par exemple, et n'ont pas d'intérêt pour un bâtiment isolé.

a- Analyse des bâtiments

Une campagne dans une ville consiste à relever le type des bâtiments ainsi qu'éventuellement d'autres critères structuraux sur des fiches prévues pour chaque méthode. Les méthodes disposent généralement de plusieurs niveaux de détail selon la qualité de l'information collectée, le plus simple étant généralement appelé niveau 1 [10]. Les critères communément utilisés sont :

- le nombre d'étage;
- la localisation de la structure (dans une pente ou non);
- la qualité de son sol de fondation;
- sa régularité en plan (forme, protubérance. . .), la torsion;
- sa régularité en élévation (retraits, saillies. . .), la présence d'un étage transparent;
- la distance entre ses murs;
- les caractéristiques de sa toiture;
- ses éléments non -structuraux (cheminées. . .);
- son état de conservation;
- la position de la structure dans l'îlot (isolée, en travée, en coin. . .);
- la présence d'éléments lourds;
- la présence de poteaux courts l'absence de joints parasismiques.

Ces critères peuvent entrer dans le calcul direct de l'indice de vulnérabilité (IV). Les scores donnés pour chaque critère et les poids qui leur sont affectés sont déterminés à partir du retour d'expérience. La note obtenue pour chaque bâtiment est normalisée par le score maximal qui peut être atteint de manière à échelonner l'IV entre 0 (structure pas vulnérable) et 1 (structure très vulnérable) ou entre 0 et 100 selon les méthodes.

b- Calcul du dommage

Le dommage d est considéré par ces méthodes comme une variable continue variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine) ou de 0 à 100. Cependant, il est nécessaire de ramener d à un niveau de dommage qui est défini qualitativement car il peut être facilement déterminé lors des interventions post-sismiques [20].

4.4.1.1 Approche statistique

Les premières méthodes développées pour évaluer la fragilité des constructions vis à vis des actions sismiques sont basées sur l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés. L'identification des typologies constructives est fondée sur les techniques et matériaux de construction, et le paramètre considéré pour établir une corrélation entre le dommage observé et la sévérité du séisme est l'intensité dont la définition (échelle MMI) est justement basée sur un constat, une observation [20].

a- Approche Statistique Européenne "l'échelle EMS98"

On pourrait penser que la prise en compte explicite de la vulnérabilité des bâtiments dans l'échelle EMS 98 représente une innovation substantielle. Les types de bâtiments n'étaient pas différenciés dans ces échelles sur la base de considération esthétiques, mais parce qu'il s'agissait d'une manière facile de traiter le problème de la vulnérabilité, même si le terme n'était pas employé explicitement [14] :

Typologie EMS98

Il est évident que la simple utilisation du type de bâtiment considéré comme analogue à la vulnérabilité est insuffisante. Dans le premier cas, les variations de résistance à l'intérieur d'un même type de bâtiment peuvent être souvent aussi importantes que les variations entre des types de bâtiment différents et ce point a été la source d'un certain nombre de difficultés lors de l'attribution des intensités. Dans le second cas, un système de cette nature est relativement peu souple dès lors qu'il s'agit d'ajouter de nouveaux types de bâtiment. Pour cela, l'EMS 98 a introduit des notions de conception des structures, en distinguant le degré de conception parasismique (sans, moyen, bon) pour les structures en béton, des systèmes de renforcement employés pour les structures en maçonnerie.

Les différentes typologies sont ainsi présentées dans le tableau 4.2, leur détail étant disponible dans le document EMS98. Simultanément, pour chaque type de construction est attribuée une classe de vulnérabilité la plus probable et son incertitude.

Typologie des Structures		Classe de Vulnérabilité					
		A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut - pierre tout-venant	○					
	Brique crue (adobe)	○	—				
	Pierre brute	—	○				
	Pierre Massive		—	○	—		
	Maçonnerie non armée avec des éléments préfabriqués	—	○	—			
	Maçonnerie non armée avec des planchers en béton armée Maçonnerie renforcée ou chaînée		—	○	—		
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique	—		○	—		
	Ossature avec un niveau moyen de conception parasismique		—		○	—	
	Ossature avec un bon niveau de conception parasismique			—		○	—
	Murs en béton armé sans conception parasismique	—	○	—			
	Murs en béton armé avec un niveau moyen de conception parasismique		—	○	—		
	Murs en béton armé avec un bon niveau de conception parasismique			—		○	—
ACIER	Bâtiments en charpente métallique			—		○	—
BOIS	Bâtiments en bois de charpente		—		○	—	

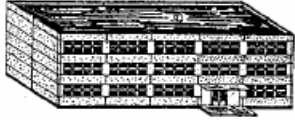
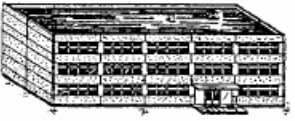
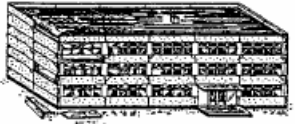
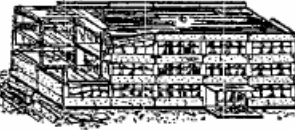

○ classe de Vulnérabilité — gamme la plus probable
 --- gamme la moins probable, cas exceptionnel

Tableau 4.2 Définition des typologies EMS98 et la classe de vulnérabilité associée.

Échelle des dommages EMS 98

L'échelle EMS 98 comprend 5 degrés de dommage. Le tableau 4.3 donne la définition de ces 5 degrés de dommage pour les bâtiments en béton armé respectivement. Purement qualitative, elle décrit la nature des dommages observables.

Tableau 4.3 Classification et description des dommages, bâtiments en béton armé, d'après [14].

Classification des dégâts aux bâtiments en BETON ARME	
	Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structurels) Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages..
	Degré 2 : Dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés) Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dommages structurels modérés, dommages non structurels importants) Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.
	Degré 4: Dégâts très importants (Dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants) Fissures importantes dans les éléments structurels avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; perte de l'adhérence acier-béton ; basculement des poteaux. Eroulement de quelques poteau ou d'un étage supérieur.
	Degré 5: Destruction (Dégâts structurels très importants) Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

Estimation des dommages prédits par l'EMS 98

La définition de l'échelle d'intensité macrosismique EMS 98 permet d'estimer les dommages observés sur différents types de structures (si le niveau de séisme utilisé est l'intensité). Cette méthode utilise l'intensité comme donnée d'entrée du séisme. Elle est définie à l'origine pour caractériser les régions autour des épicentres des séismes en fonction des effets sur les constructions, les objets et les humains. Dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité, son application est détournée en ce sens qu'on décrit les dommages probables en fonction de l'intensité, sur la base des répartitions statistiques des dommages observés par typologie.

Tableau 4.4 Définition de la caractérisation des dommages en fonction des intensités [14].

Degrés d'intensité	Descriptions
Intensité V: Fort	Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B
Intensité VI: Dégâts légers	Dégâts de degré 1 de nombreux bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 2 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité C
Intensité VII: Dégâts	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 1
Intensité VIII: Dégâts importants	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2
Intensité IX: Destructions	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2
Intensité X: Destructions importantes	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A subit des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2
Intensité XI: Catastrophe	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A et B subit des dégâts de degré 5 La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité C subit des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3

b- Approche Statistique américaine

Dans la méthode américaine, les paramètres de base définissant le niveau de dommage (D_i) utilisés dans l'approche statistique sont issus du retour d'expérience spécifique à la région. On a donc à faire à l'utilisation de dommages observés sur des constructions dont le système constructif et les techniques de réalisation sont propres à cette dernière [14].

4.4.1.2 Approche probabiliste

Comme dans la méthode EMS98, l'analyse d'un bâtiment doit permettre de déterminer son type en le rattachant à une typologie précise. La typologie américaine a été publiée dans l'ATC21 puis reprise dans le rapport 154 de la FEMA en 1988.

A partir de cette typologie, la vulnérabilité de chaque structure s'établit à partir d'une fiche de relevés d'indicateurs structuraux.

Les critères recherchés au moment de l'analyse visuelle sont :

- Nombre d'étages (bâtiments de grande hauteur);
- Conditions d'entretien;
- Régularité verticale;
- Présence d'un étage pilotis;
- Torsion;
- Régularité en plan;
- Possibilité d'entrechoquement;
- Présence des éléments lourds;
- Poteaux courts ;
- Année de construction;

Une fois la typologie est définie, l'indice de vulnérabilité de base de chacune des typologies (appelé BSH) est modulé en fonction des critères structuraux relevés lors de l'analyse visuelle. Une note est attribuée à chacun de ces critères de vulnérabilité.

Le résultat du relevé est donc une note "ou critère de vulnérabilité global" permettant d'estimer la vulnérabilité sismique du bâtiment.

4.4.1.3 Approche déterministe

Utilisant des courbes de vulnérabilité qui donnent le dommage moyen en fonction du niveau sismique (en intensité ou en accélération) et non plus une probabilité de dépasser un niveau de dommage donné. De plus ce dommage moyen permet de connaître le pourcentage de bâtiments dans un niveau de dommage donné [14].

Exemple de l'approche déterministe

La méthode du GNDT italien a défini des courbes qui donnent le dommage moyen en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA). Puis vient l'étude Giovinazi et Lagomarsino qui proposent une formule permettant d'estimer le dommage moyen en fonction de l'intensité du séisme I et de l'indice de vulnérabilité IV calculé par la relation (4.1) (voir Figure 4.6).

$$d = 0.5 + 0.45 \arctan(0.55 \cdot (I - 10.2 + 0.05IV)) \quad , \quad 0 < d < 1 \quad (4.1)$$

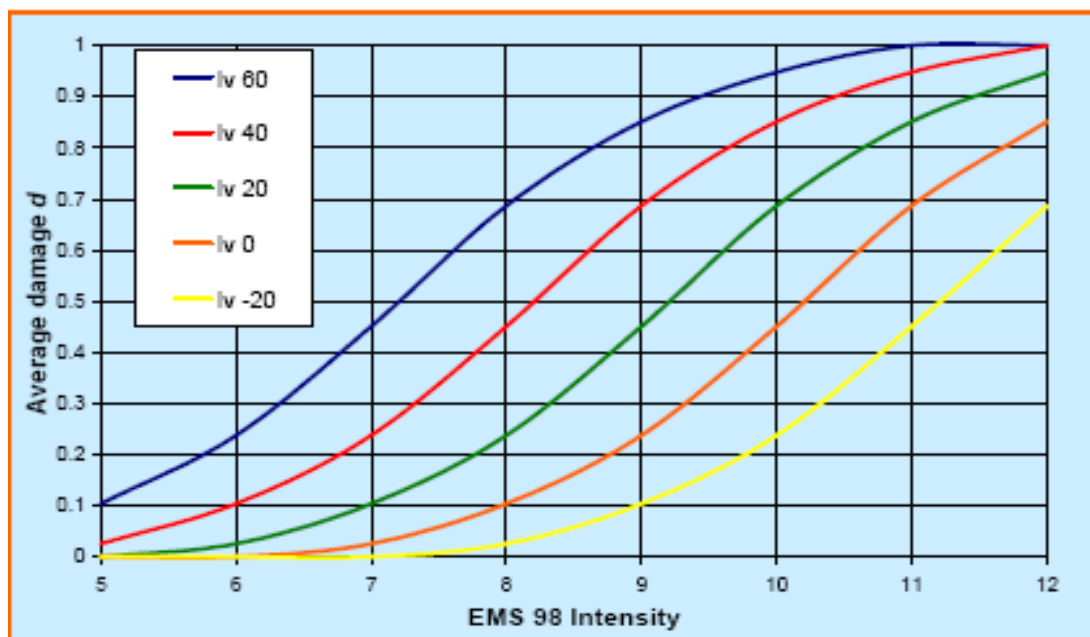


Figure 4.1 Evolution du dommage moyen (d) en fonction de l'intensité du séisme (EMS98) pour plusieurs classes de vulnérabilité [14].

4.4.2 Méthodes analytiques

Dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure on préconise l'utilisation des méthodes de calculs.

Plusieurs méthodes sont utilisées, en fonction de la typologie structurale et des objectifs recherchés. Parmi les méthodes les plus courantes, on peut citer [20] :

- Les méthodes d'analyse linéaires souvent préconisées par les codes parasismiques (analyse en forces latérales, analyses modales avec l'utilisation d'un spectre de réponse).
- Les méthodes non-linéaires (analyses statiques non linéaires "Pushover", analyses dynamiques temporelles non linéaires avec utilisation d'accélérogrammes). le Tableau 4.5 illustre les quatre grandes approches analytiques.

Tableau 4.5 Grandes approches analytiques

Action Structure	Statique	Dynamique
Linéaire	Force de Remplacement	Linéaire Dynamique
Non –linéaire	Pushover	Non –linéaire Dynamique

4.4.2.1 Méthodes d'analyse linéaires

4.4.2.1.1 Méthode statique équivalente (force de remplacement)

Cette Méthode est fréquemment utilisée si ses conditions d'application telles que décrites dans le RPA sont satisfaites. C'est une méthode d'usage relativement simple et qui a plusieurs décennies d'expérience.

La Méthode statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivalents à ceux de l'action sismique [8]:

- La force statique résultante équivalente est donnée par une expression forfaitaire (4.2) qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du bâtiment et elle est supposée répartie sur sa hauteur depuis sa base où elle est nulle jusqu'au sommet (voir Figure 4.3).

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (4.2)$$

Avec :

A : l'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

R : facteur de comportement de la structure ou du système constructif.

Q : facteur de qualité, donné par la formule.

W : le poids de la structure.

- La structure étant soumise à ces forces statiques équivalentes, on est alors ramené à un calcul de contreventement s'effectuant par les méthodes usuelles de calcul des structures
- Le dimensionnement de capacité des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé en vigueur.

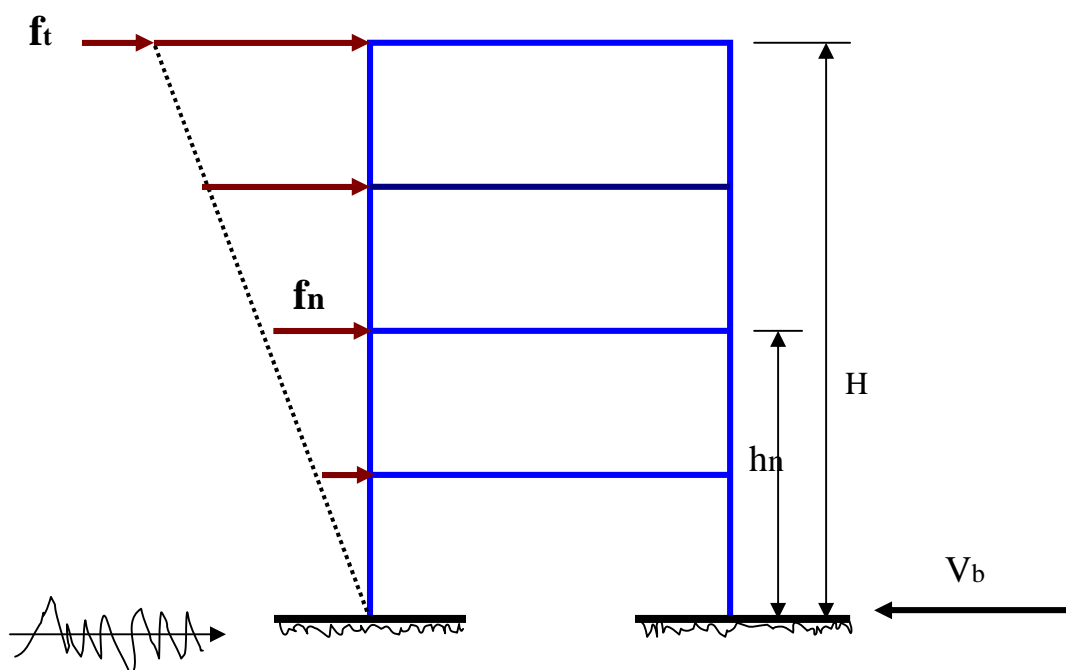


Figure 4.2 Répartition verticale des forces sismiques

Il faut souligner 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

La difficulté de l'application de cette méthode pour des constructions existantes réside dans l'appréciation du facteur de comportement (R) et du facteur d'amplification (D) qui est fonction de la période et de l'amortissement de la structure.

4.4.2.1.2. Méthode dynamique linéaire

Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites, il est admis d'utiliser une méthode dynamique pour l'analyse de l'action sismique [8]. La méthode dynamique linéaire basée sur :

- La réponse maximale de la structure au moyen de spectres de réponse adaptés au site de la construction
- Un calcul direct en fonction du temps par l'utilisation d'accélérogrammes adaptés au site de la construction.

Les méthodes temporelles modales, dans lesquelles la solution est recherchée sur la base des modes propres, il suffit alors, pour chacun des modes retenus, de résoudre l'équation différentielle de la dynamique, la solution en termes de déplacement s'obtient par combinaison de réponses modales.

Les méthodes temporelles d'intégration directe, qui utilisent des schémas de discrétisation dans le temps de l'équation dynamique, permettant de calculer la solution au temps $t + \Delta t$ (Δt étant le pas de temps) à partir de l'état connu au temps t .

Un grand nombre de schémas de ce type a été proposé, certains sont incondtionnellement stables, c'est -à- dire qu'il n'y a pas de condition imposée a priori à en pratique, une bonne précision n'est obtenue que si le Δt choisi permet une bonne présentation des variations de (Γ) , pour d'autres schémas, il y a une condition de stabilité à respecter, Δt devant être inférieur à une valeur limite qui dépend des caractéristiques de la structure [21].

4.4.2.2 Méthodes non - linéaires

4.4.2.2.1. Méthode statique non- linéaire "Pushover"

Cette méthode de calcul prenant en compte le comportement post élastique de la structure est destinée à estimer la résistance de bâtiments existants ou pour permettre de localiser les rotules plastiques et les endommagements éventuels. Le Pushover est une méthode maintenant reconnue et utilisée sur le plan international (ATC 40 et FEMA 356).

Elle consiste à appliquer à la structure un système de forces de distribution donnée (proportionnellement aux forces issues de l'analyse élastique ou aux forces résultant de l'application d'une accélération uniforme sur la hauteur) et d'intensité croissante.

Il est ainsi possible de tracer une courbe dite « de capacité » donnant une force caractéristique de l'action sismique (en général, l'effort tranchant total à la base) en fonction d'un déplacement caractéristique (au sommet du bâtiment).

Il s'agit alors de vérifier que la structure est capable de se déformer de telle sorte qu'un déplacement cible, caractéristique d'un système à un degré de liberté tel qu'il résulte d'une lecture sur le spectre pour la période fondamentale équivalente du système, puisse être atteint sans que la déformation ultime soit dépassée. Le système à un degré de liberté considéré équivaut au mode fondamental de la structure. [22]

4.4.2.2.2. Méthode dynamique non - linéaire

Elle consiste à intégrer dans le temps l'équation complète du mouvement avec tous ses termes, linéaire et non linéaire. Il n'est évidemment pas possible de faire une théorie générale, chaque type de non linéarité ayant son caractère propre et relevant d'algorithmes spécifiques pour la résolution, on peut seulement faire quelques observations distraites de l'expérience acquise sur un certain nombre de cas :

- des algorithmes de résolution efficaces ont été mis au point pour beaucoup de problèmes non linéaires et la recherche continue d'être particulièrement active dans ce domaine ; dans la plupart, des cas toutefois, les critères de précision et de stabilité numérique de ces algorithmes conservant un caractère essentiellement empirique et ne sont donc pas nécessairement extrapolables d'un exemple à l'autre , à la différence du cas linéaire, ou l'instabilité numérique se traduit en général par une "explosion " de la solution on peut rencontrer dans les cas non linéaires des instabilités " douces " où la solution numérique s'écarte de la réalité tout en gardant une allure plausible; il faut donc se montrer particulièrement vigilant sur le contrôle de la qualité de la solution ;

- la bonne pratique des méthodes temporelles non linéaires ne peut se définir que cas par cas [21].

4.5 Conclusion

Comme nous les avons déjà développées dans ce chapitre, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants sont diverses et se basent d'une manière générale sur le retour d'expérience poste sismique .Elles sont choisies d'une part selon les objectifs espérés de l'évaluation et d'autre part selon les données et la disponibilité des moyens.

Les méthodes empiriques ne sont seulement pas utilisées pour l'évaluation des bâtis existants mais également représentent le premier pas d'une évaluation de dommages qui sera une base de données pour l'élaboration d'un programme de gestion de risque sur une grande échelle. Tandis que les méthodes analytiques sont fondées sur une évaluation approfondie à l'échelle d'une structure afin de déterminer le degré de dommage et de prendre décision d'une éventuelle réhabilitation ou élimination, selon l'ampleur des dégâts. Elles nous permettent en outre de déterminer les points critiques d'un bâti pour y remédier dans l'avenir.

Enfin, les méthodes quantitatives (analytiques) nécessitent l'appréciation du comportement mécanique de chaque ouvrage, à la différence des méthodes empiriques.

CHAPITRE V
MÉTHODE DE L'ÉVALUATION DE
LA VULNÉRABILITÉ

5.1 Introduction

La méthode de capacité spectrale "ATC 40" est une méthode, conçue pour les constructions en béton armé, publiée aux Etats-Unis en 1996 par "Applied Technology Council". Dans cette méthode la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements et non en termes de forces car lors des déformations post-élastiques, l'importance des dommages est davantage fonction des déplacements que des forces. Elle est recommandée avant tout pour les constructions existantes, pour lesquelles une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses.

A partir d'une corrélation entre la courbe de capacité de déplacement du bâtiment et le déplacement maximal provoqué par un mouvement sismique de sol donné, on obtient un point appelé point de performance (point de fonctionnement). Sa position par rapport au niveau de performance recherché indique si ce niveau est atteint ou non, (voir figure 5.1) [22].

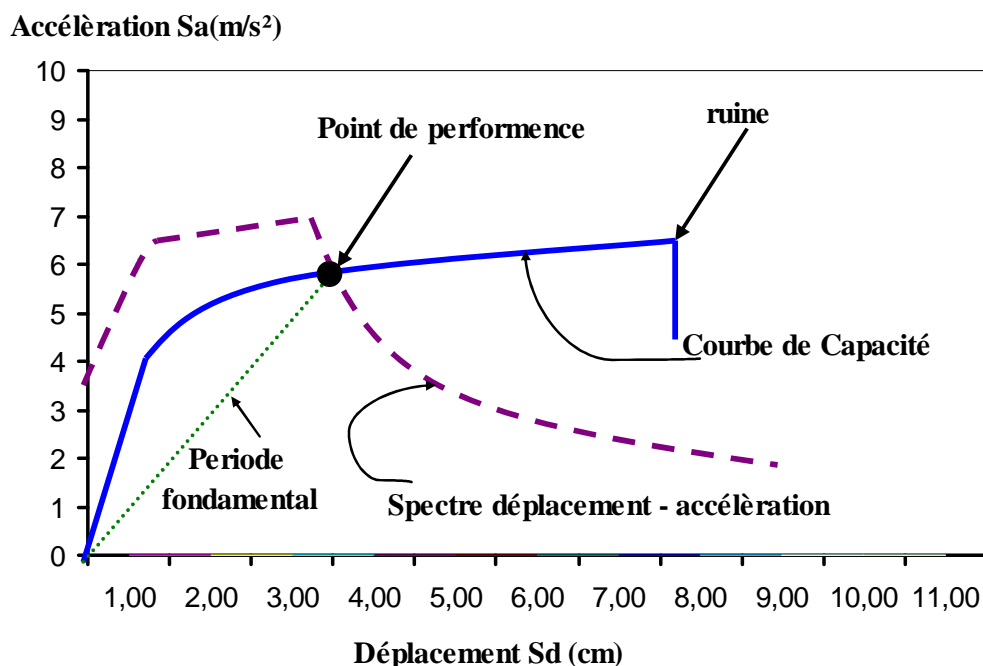


Figure 5.1 Différents éléments de la méthode ATC40 [22]

5.2 Définition de la fonction de la vulnérabilité

Une fonction de la vulnérabilité est une relation qui définit les dommages attendus Pour un bâtiment ou d'une catégorie de bâtiments en fonction des mouvements du sol (voir figure 5.2). Les Deux éléments essentiels d'une analyse de la vulnérabilité sont la capacité du bâtiment et le spectre de demande, afin d'estimer les dommages [20].

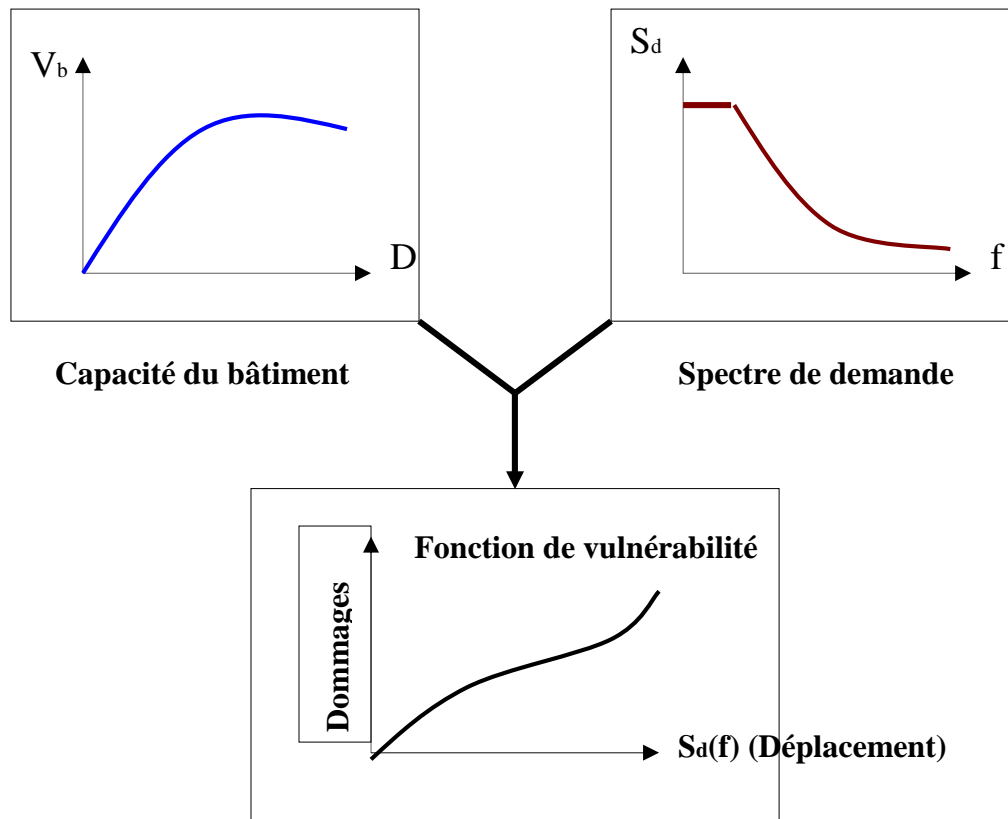


Figure 5.2 Principe de la fonction de vulnérabilité [20].

5.3. Etablissement de la courbe de capacité

La courbe de capacité d'une structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance).

La courbe de capacité peut-être obtenue par un calcul statique non-linéaire "Pushover" dit en français «poussée progressive» qui donne l'effort tranchant en fonction du déplacement du toit par une modélisation numérique [25].

5.3.1 Analyse statique non- linéaire "Pushover"

L'analyse statique -non linéaire "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (système à plusieurs degrés de liberté) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (voir figure 5.3), est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulée à un système linéaire équivalent [24].

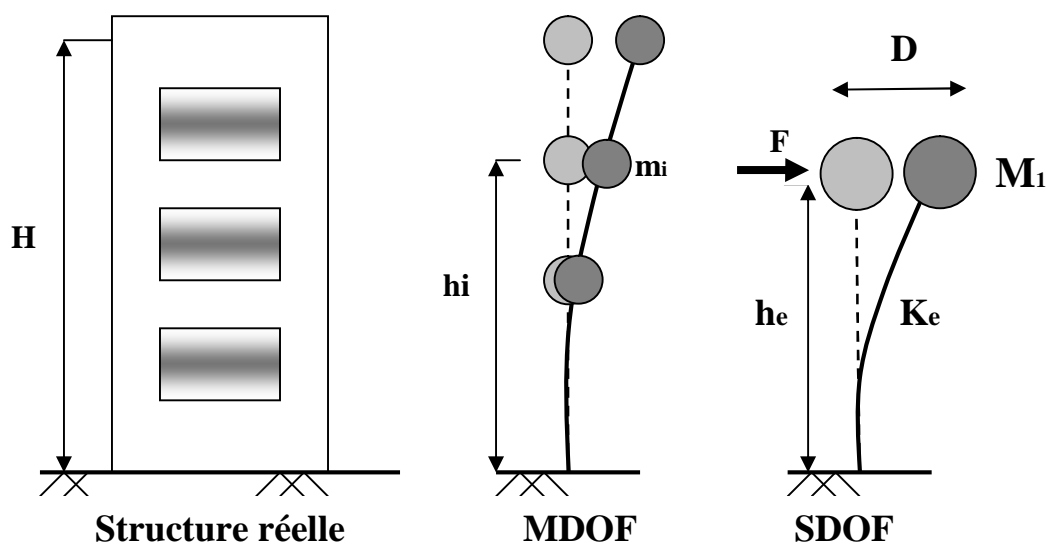


Figure 5.3 hypothèse de la méthode Pushover

5.3.2. But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite [26] :

⇒ L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

- ⇒ La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau -poutre, les sollicitations de cisaillement.
- ⇒ Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- ⇒ L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- ⇒ L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- ⇒ L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peuvent être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

5.3. 3 Détermination de la courbe de capacité

Pour développer la courbe de capacité selon la méthode Pushover , le chargement latéral statique équivalent dépend directement de la réponse modale de la structure. En effet, le chargement statique équivalent doit reproduire le ou les modes déterminants retenus pour la structure en appliquant des facteurs de charges compatibles avec le mode considéré, dans une analyse multimodale [27].

Dans ce qui suit on présentera les différentes étapes d'une analyse Pushover telles que :

- 1- établissement de la courbe de capacité (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), après l'application des forces latérales en utilisant les formules suivantes :

$$F = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot V_b \quad , \quad D = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot D_i \quad (5.1)$$

Avec :

- m_i : Masse concentrée au niveau i ;
- D_i : Déplacement de la masse m_i ;
- ϕ_i : Vecteur déplacement du mode fondamental;
- V_b : Effort tranchant à la base;

- F : la force latérale appliquée d'un système d'un seul degré de liberté
- D : le déplacement d'un système d'un seul degré de liberté.

2- Conversion de la courbe obtenue (effort tranchant_ déplacement au sommet), au spectre de capacité, forma (S_a - S_d):

La force latérale appliquée (F) est transformée en accélération spectrale S_a , et le déplacement réel au niveau du toit (D) est transformé en déplacement spectral S_d en l'utilisant l'équation 5.2 :

$$S_a = \frac{F}{M_1} \quad , \quad S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad (5.2)$$

M_1 est la masse effective de la construction , liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses m_i des différents niveaux, D est l'amplitude du premier mode de vibration au sommet et Γ_1 est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration (équation 5.3).

$$M_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad , \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (5.3)$$

Nous obtenons, par ces transformations, une courbe de capacité dont les composantes sont le spectre du déplacement (S_d) en abscisse et le spectre d'accélération (S_a) en ordonnée. Enfin Le diagramme résultant est idéalisé en forme bilinéaire, (voir figure 5.4). [5]

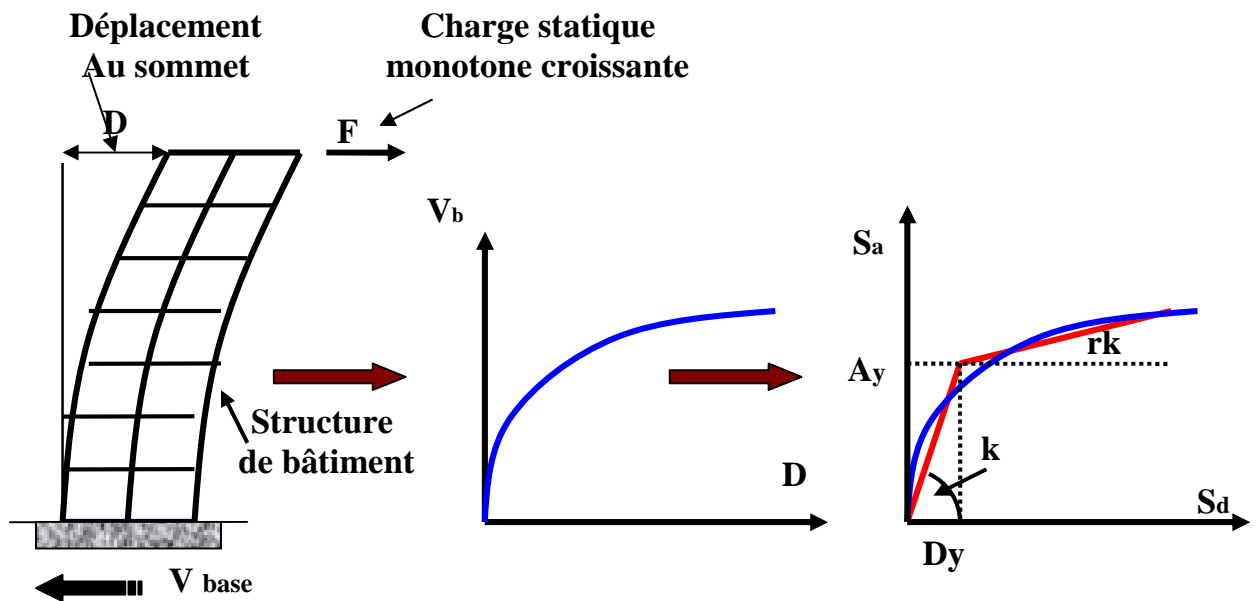


Figure 5.4 Conversion du diagramme de capacité en format (A-D) [5].

D_y , A_y , déplacement et accélération à l'état limite élastique de la structure, r taux d'écroûissage, K la rigidité élastique initiale ($K = A_y / D_y$), rk est la rigidité plastique avec écroûissage.

5.4 Spectre de demande

Les spectres de demande sismiques sont des spectres de réponse élastiques présentés au format spectre d'accélération en fonction de spectre de déplacement (A-D) (voir figure 5.5). Ces spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule (5.4) [22] :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5.4)$$

Où

- S_{de} : Pseudo spectres de déplacement élastiques
- S_{ae} : Pseudo spectres d'accélération élastiques
- T : Période propre.

Les spectres de demande inélastiques sont obtenus par le biais des expressions suivantes (figure 5.6) :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u} \quad , \quad S_d = \frac{u}{R_u} S_{de} = \frac{u.T^2}{R_u.4\pi^2} S_{ae} = \mu. \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (5.5)$$

Où

- R_μ : Facteur de réduction;
- μ : Facteur de ductilité;
- S_a : Spectre d'accélération inélastique;
- S_d : Spectre de déplacement inélastique;

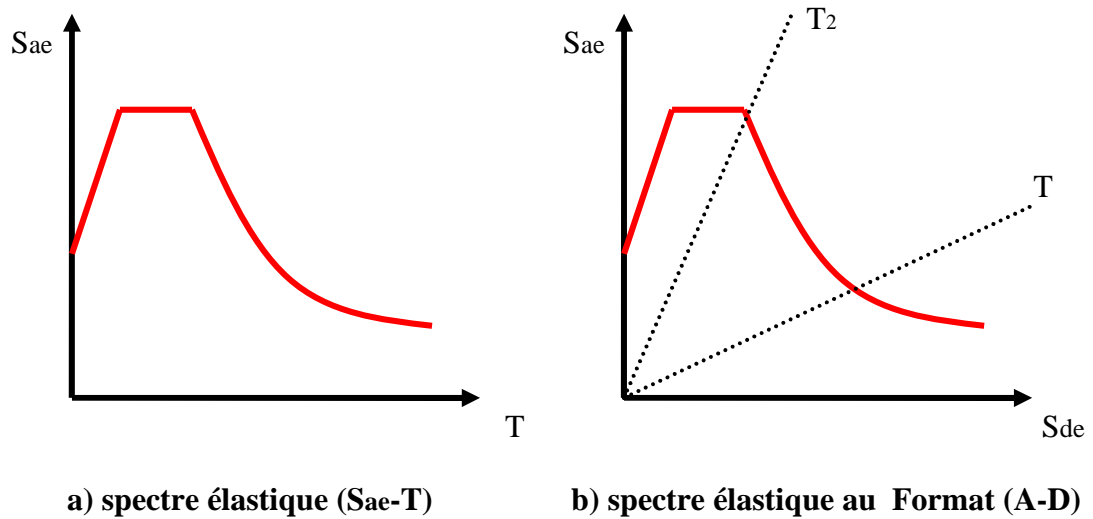


Figure 5.5 conversion de spectre de demande élastique (Sae-T) au format spectre élastique (Sae - Sde)

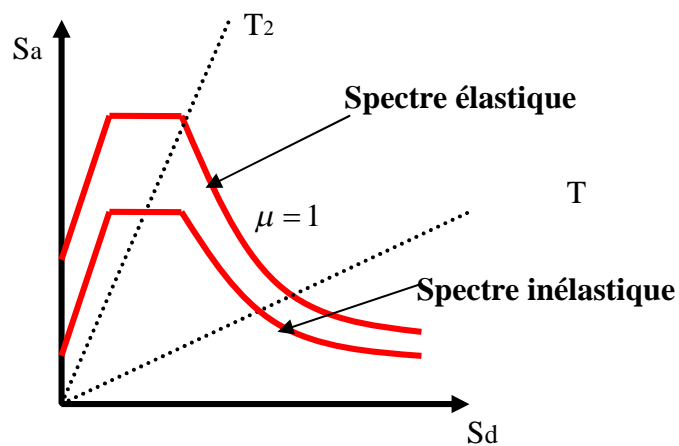


Figure 5.6 spectres de demande inélastiques au format (A-D).

5.5 Point de performance.

Une fois dans le plan, la courbe de comportement de la structure ($S_d - S_a$), peut être superposée sur la courbe de demande (Figure 5.7). Si la structure réagit de manière élastique au séisme, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité en un point appelé point de performance. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement) [17]

Deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40 (Comartin et al, 2000), l'autre la ductilité, comme dans l'EC8 (Fajfar, 2000) [23]:

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve le point de performance qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme.

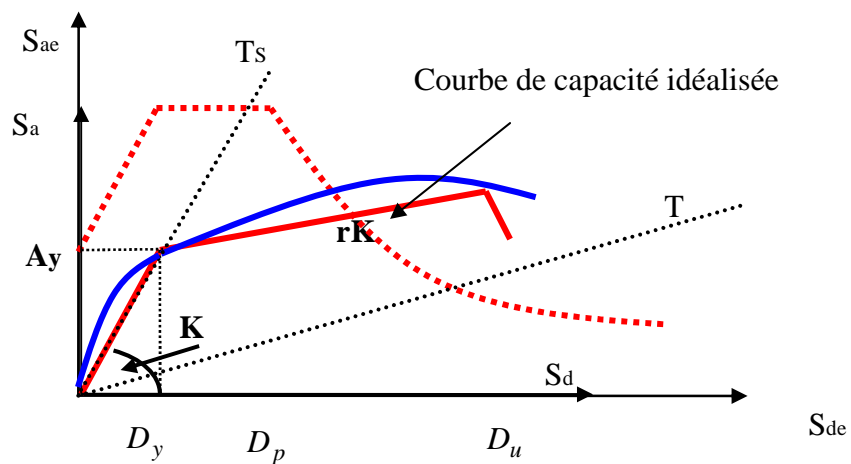


Figure 5.7 Superposition de la courbe de capacité sur la courbe de demande

5.5. 1 Obtention du point de performance selon l'Eurocode 8

Selon les indications de l'Eurocode 8, le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). Le déplacement anélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B (voir figure 5.8). Une description détaillée de la procédure d'obtention du point de performance selon l'Eurocode 8 est donnée en Annexe A.

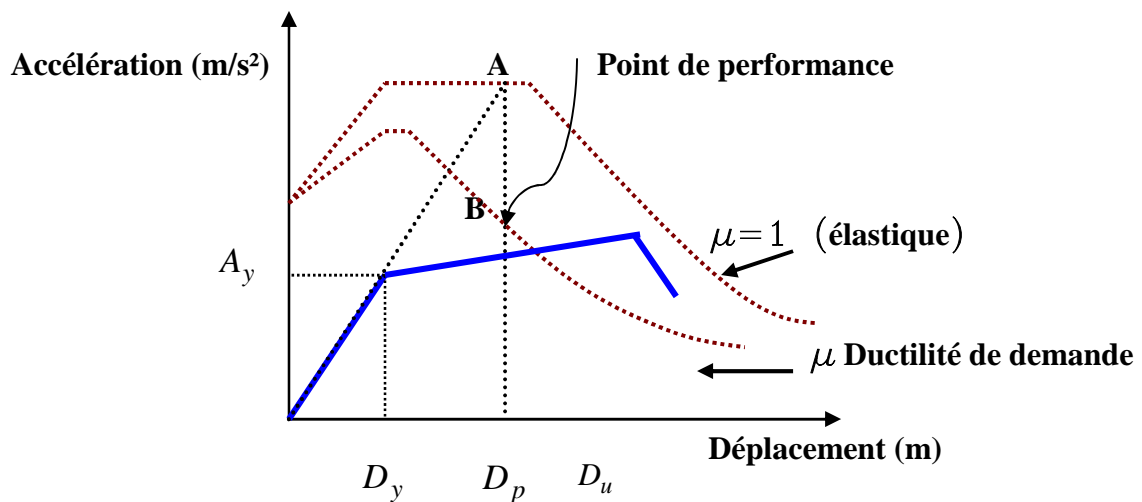


Figure 5.8 Point de performance en ductilité selon l'Eurocode 8

5.5..2 Obtention du point de performance selon l'ATC 40

Les normes Américaines, ATC 40 et FEMA prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec le spectre de demande permet de définir la ductilité nécessaire (ductilité de demande) à la structure (figure 5.9) [22].

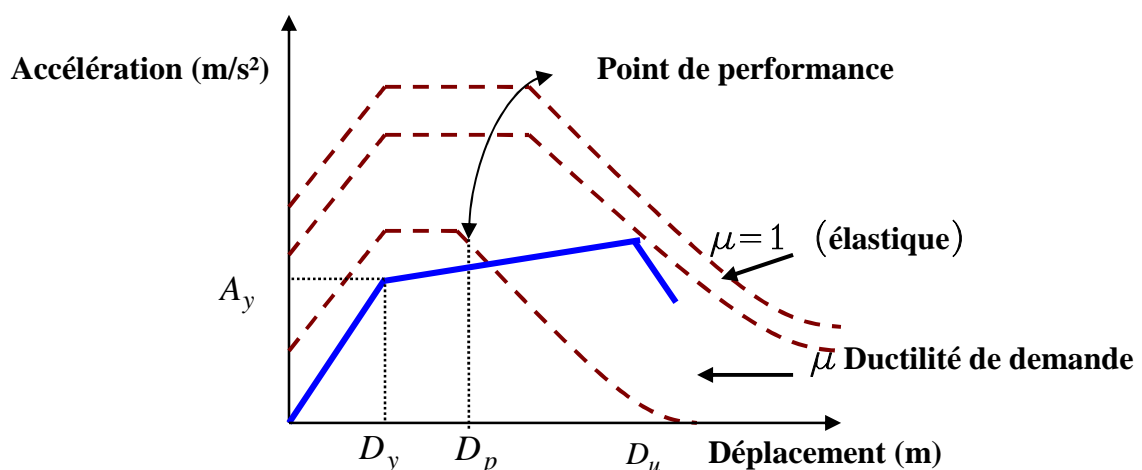


Figure 5.9 Point de performance en amortissement selon l'ATC 40

5.6 Évaluation de la vulnérabilité

Il est nécessaire pour l'analyse de la vulnérabilité sismique de définir le niveau de performance de la structure lors de sa sollicitation par un séisme. La notion de niveau de performance est ainsi venue se substituer à la notion des états limites (de service et ultime) habituellement utilisée. En effet, des niveaux de performance plus détaillés sont définis par les différentes méthodes utilisant ce concept.

Dans l'ATC40 la vulnérabilité est évaluée pour les mêmes niveaux de performance que dans la méthode " FEMA 356"(figure 5.10). Cette dernière définit 4 niveaux de performance et des états de dommage limites correspondants [28] :

- **Opérationnel O** : les fonctions du bâtiment restent opérationnelles, les dommages sont insignifiants.
- **Immediate Occupancy IO** (Occupation immédiate) : le bâtiment est sûr et habitable, les réparations sont mineures.
- **Life Safety LS** (Sécurité des personnes) : la structure reste stable avec une marge de sécurité confortable: les dommages sont non structuraux et restent localisés.
- **Collapse Prévention CP** (prévention à l'effondrement) : les dommages ne sont pas limités.

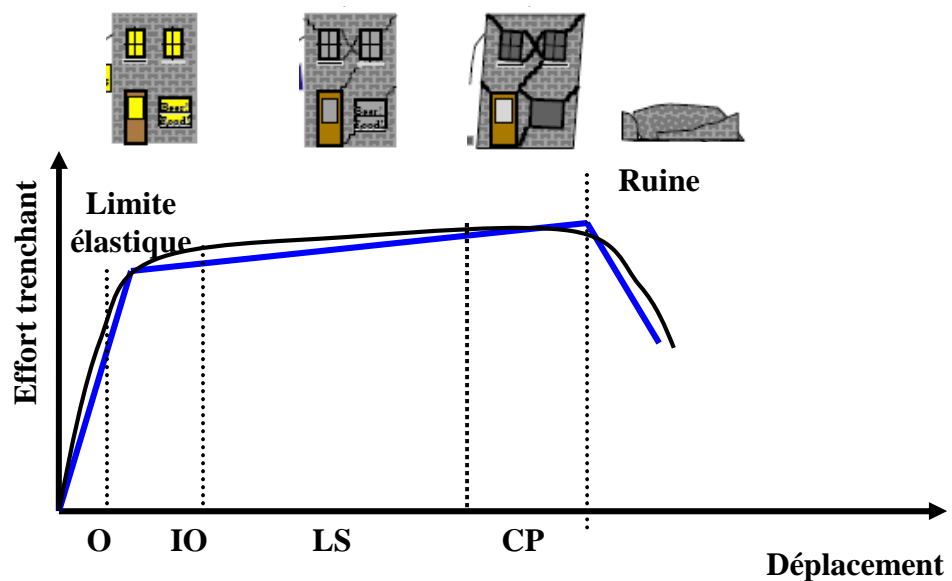


Figure 5.10 Niveaux de performance selon le FEMA 356 [28].

5.6.1 Indices d'endommagement

Un des points cruciaux dans l'analyse des résultats de calcul est la définition des indices d'endommagement (Damage Index) qui indiquent l'état des différents éléments de la structure et de la structure complète [29]. Cet indice étant normalisé et discrétisé en une série de valeurs partant de "0", indiquant que la structure n'a subi aucun dommage structurel, jusqu'à la valeur de "1" indiquant que la structure a atteint sa capacité maximale et une instabilité structurel au voisinage de la rupture ou l'effondrement total. Par exemple si $ID \geq 1$, le bâtiment est complètement effondré et irrécupérable, si par contre $ID = 0.8$, le bâtiment sera considéré comme récupérable et donc peut être conserver avec un dispositif de renforcement adéquat[9].

L'indice d'endommagement peut s'exprimer en fonction du déplacement (D) (total ou inter - étage), de la rotation (θ) (ou de la courbure ϕ), de l'allongement (Δl), de l'ouverture de la fissure maximale (w) ou de la ductilité demandée (μ_p). Plusieurs expressions sont utilisées dans la littérature. A titre d'exemple la formulation de l'indice d'endommagement le plus utilisé, celui de (Park and Ang) tel que [9]:

$$ID = \frac{D_p}{D_u} + \beta_e \frac{E_y}{F_y D_u} \quad (5.6)$$

Avec : D_p la déformation maximale subie, D_y la déformation à l'état de plastification globale de la structure, D_u la déformation à l'état ultime, F_y est l'effort tranchant correspondant à D_y , β_e l'amortissement équivalent, E_y est l'énergie totale dissipée durant les cycles de charges et décharges. Les mêmes auteurs (Park and Ang) proposent une échelle qualitative des dommages liée à cet indicateur [30]:

ID < 0.1	Pas de dommage – fissuration légère localisée
0.1 < ID < 0.25	Domage mineur
0.25 < ID < 0.4	Domage modéré - fissuration sévère.
0.4 < ID < 1	Domage sévère – endommagement des aciers (plastification)
1 < ID	Ruine

Tableau 5.1 Equivalence entre le degré de dégât et l'indice d'endommagement donné par Park and Ang

Degré de dégât DG	Définition	Indice d'endommagement
0	Pas de dommage	ID < 0.1
1	Dommage mineur	0.1 < ID < 0.25
2	Dommage modéré	0.25 < ID < 0.4
3	Dommage sévère	0.4 < ID < 1
4	Ruine	1 < ID

5.6.1.1 Critères de ruine

Le calcul de l'indice d'endommagement soulève quelque difficulté : la détermination de la déformation ultime D_u ou la rotation totale θ_u (chord rotation en anglais).

Plusieurs approches sont proposées, et seront appliquées pour estimer la rotation de ruine des éléments poutres ou poteaux. La rotation est calculée entre l'extrémité de l'élément (poutre ou poteau) et le point d'inflexion ou pour des raisons de simplicité de calcul, entre l'extrémité et la moitié de l'élément (voir figure 5.11) [25]:

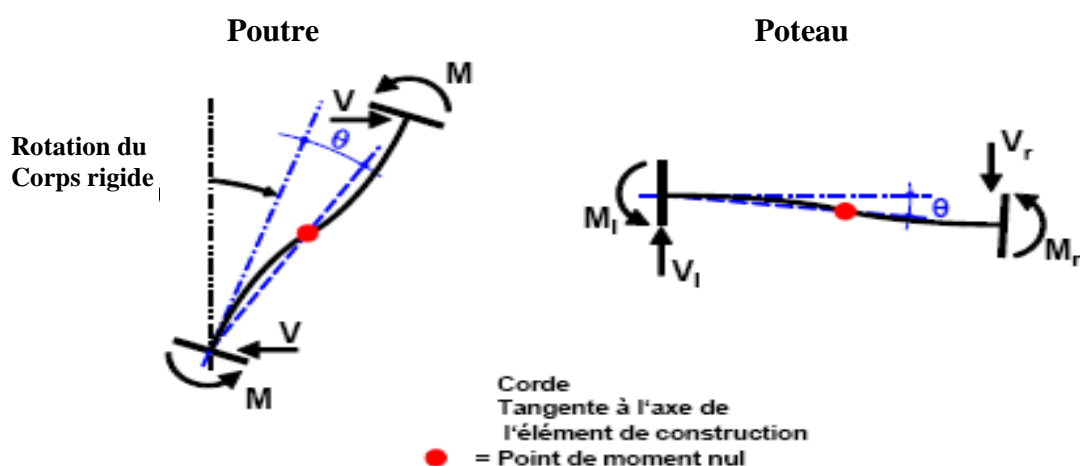


Figure 5.11 la rotation de la corde pour éléments (poteau et poutre)

5.6.1.1.1 Calcul empirique de la rotation de ruine

Une relation empirique a été utilisée par plusieurs auteurs (Fardis 1994, Arede 1997). Elle a été validée sur de nombreux essais de poteaux et poutres. La rotation ultime totale est calculée par la formule (5.7) [29] :

$$\theta_u = 0.0634 \cdot \left(\frac{h}{b}\right)^{0.93} \cdot \left(\frac{\max(\rho_t, 0.004)}{\max(v_d, 0.05)}\right)^{0.48} \cdot \omega_t^{-0.27} \cdot f_c^{-0.15} \quad (5.7)$$

Avec:

- H : Hauteur du poteau;
- b : Largeur du poteau (H/b est l'élanement mécanique du poteau);
- $v_d = \sigma_n / f_c$: Effort normal réduit ($0 < v_d < 0.55$);
- ρ_t : Ratio volumique de cadres;
- $\omega_t = (A_s \cdot f_y / f_c)$: Ratio mécanique d'acier longitudinal (section A_s des aciers tendus seulement) ($0 < \omega_t < 0.5$);
- f_c : Résistance en compression du béton.

5.6.1.1.2 Grandeur des rotations de l'ATC 40 et FEMA 356

L'ATC 40 et FEMA 356 fournissent un ordre de grandeur des rotations de ruine pour les poutres et les poteaux qui ne prennent en compte que très peu de paramètres [34]. Dans ces guides américains, la loi moment - rotation comporte une phase élastique puis un plateau plastique de longueur a, la ruine étant atteinte pour une rotation plastique b. Une fois la rotation de ruine atteinte, la capacité portante de l'élément disparaît (voir figure 5.13). Le tableau (5.2) donne des valeurs de rotations plastiques limites pour des poteaux ayant différentes dispositions constructives. Ainsi le FEMA 356 donne des valeurs de rotations plastiques différentes pour les poutres (voir tableau 5.3) [28].

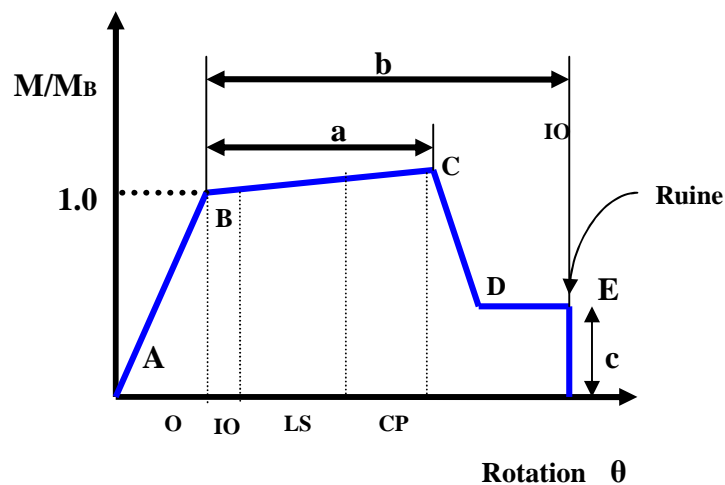


Figure 5.12 loi simplifiée des guides ATC 40, FEMA 273 et 356 [29].

Tableau 5.2 Critères de rotation utilisés pour les poteaux, d'après[29].

**Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—
Reinforced Concrete Columns**

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.008	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P₀^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tableau 5.3 Critères de rotation utilisés pour les poutres ,d'après [29].

*Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—
Reinforced Concrete Beams*

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type		LS	CP		
					Primary	Secondary				
LS	CP	LS	CP							
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

5.7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté la méthode de capacité spectrale "ATC40" (spectre capacité - spectre demande), qui adopte un spectre accélération – déplacement au lieu d'un spectre Accélération–Période.

L'ATC40 est basée sur la méthode des déplacements. Elle utilise la méthode statique non – linéaire "pushover" pour déterminer la courbe de capacité de la structure qui permet de mieux appréhender le comportement non-linéaire des structures existantes en simulant la succession des phénomènes caractérisants l'état de chaque élément. De plus, elle permet une meilleure détermination des éléments critiques et de cerner le comportement sismique des structures d'une manière plus réaliste.

CHAPITRE VI
MODÉLISATION NUMÉRIQUE

6.1 Introduction

Ce chapitre se compose de deux parties de modélisation numérique dont l'objectif principal est l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments multi étages en portiques en béton armé comme système de résistance aux charges latérales, en utilisant l'analyse statique non-linéaire "pushover" (pour déterminer les courbes de capacité de la structure) et la méthode de capacité spectrale ATC40 (spectre capacité - spectre demande) pour évaluer la vulnérabilité.

La première partie consiste à effectuer une analyse non-linéaire en 3D d'un bâtiment de 5 étages à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse en 3D permettra principalement d'évaluer la vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens, ensuite on compare les deux courbes de la vulnérabilité pour connaître le sens le plus vulnérable.

La deuxième partie de la modélisation consiste à effectuer des analyses non-linéaires en 2D à l'aide du même logiciel sur un portique en béton armé, ses analyses permettront d'étudier l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique du bâtiment en béton armé.

Enfin, les bâtiments en portiques en béton armé sont choisis dans notre étude car ils constituent la plus importante catégorie en nombre pour les nouvelles villes algériennes [18]. Par conséquent ces bâtiments dominent la vulnérabilité de l'ensemble du territoire national. C'est pour cette raison qu'il est indispensable de faire une analyse plus poussée afin de déterminer d'une manière plus réaliste leur vulnérabilité.

6.2 Modélisation d'un bâtiment en béton armé en 3D

6.2.1 Description du bâtiment étudié

Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de 5 étages, dont la hauteur de chaque étage est de 3.06m et d'une superficie égale à $(22,50 \times 9) \text{ m}^2$. le système de contreventement est composé des portiques, 06 dans le sens transversal et 03 dans le sens longitudinal (voir figure 6.1). Les planchers de 20 cm d'épaisseur (corps creux + table de compression), les dimensions des poutres principales et secondaires sont $(30 \times 40) \text{ cm}^2$, et les poteaux ont des sections $(30 \times 30) \text{ cm}^2$. La Figure 6.2 illustre les sections et les armatures des éléments structurels (poutres et poteaux). Le tableau 6.1 illustre le renforcement des poutres (principales et secondaires). Le bâtiment est réalisé en béton et dimensionné selon les règlements (RPA99version 2003, CBA93).

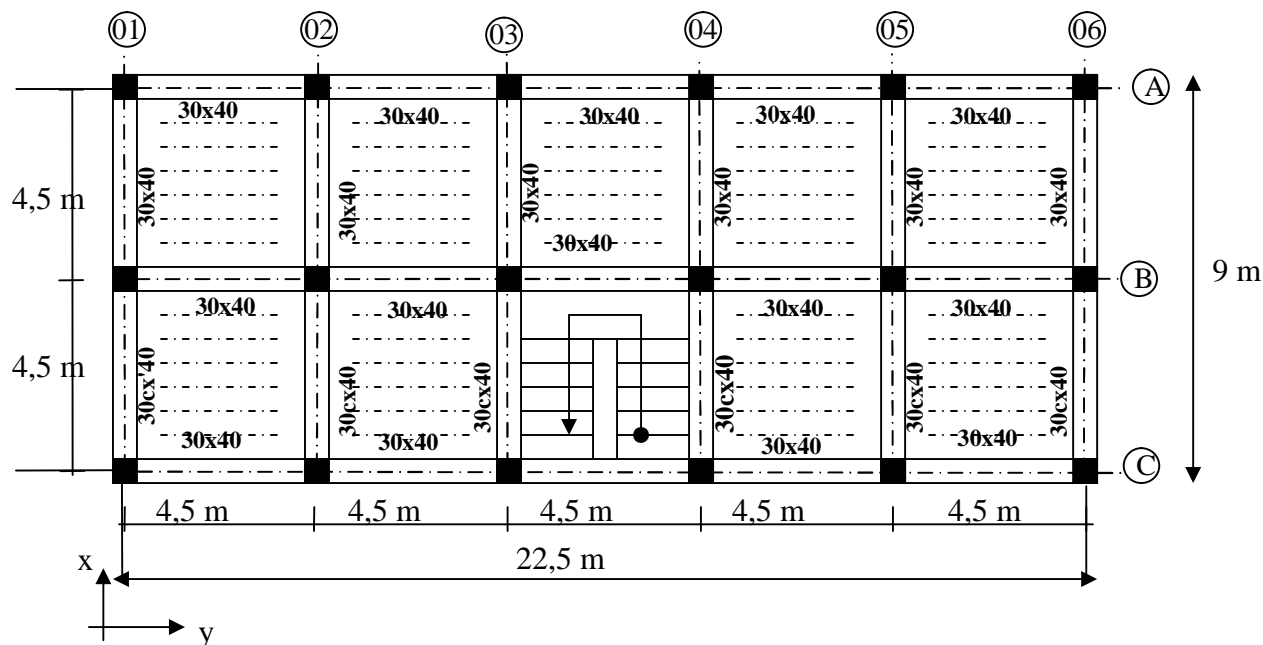
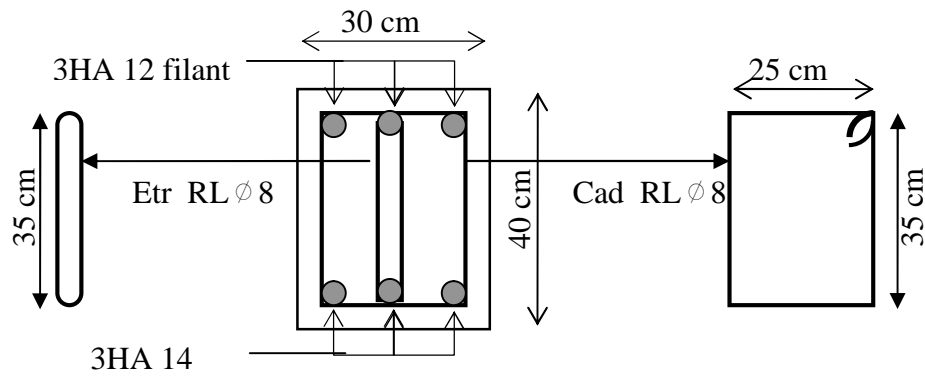


Figure 7.1 Vue en plan d'un étage courant

Poutres principales et secondaires



Poteau

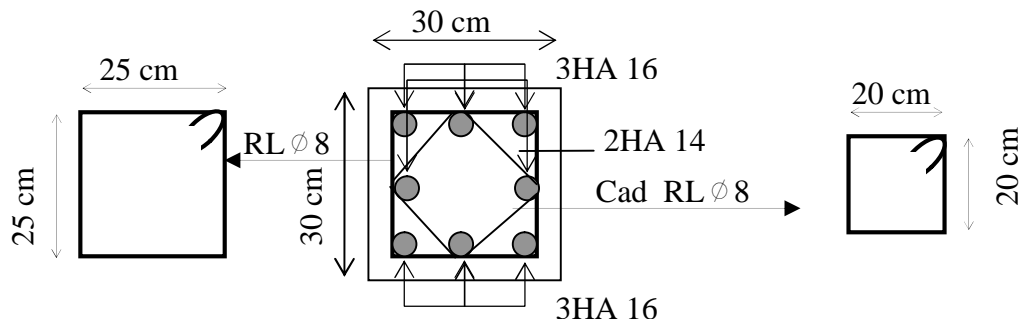


Figure 6.2 Sections et ferrailage des poteaux et poutres

Tableau 6.1 Caractéristiques géométriques et ferrailage des Poutres

Caractéristiques	Dimensions (cm ²)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Cadres	
				Diamètre (mm)	Espacement
Poutres principales et secondaires	40 x 30	4,62	3,39	Ø8	10 cm

6.2.2 Classe d'ouvrage, zone du risque sismique et classe du sol

Le bâtiment concerné par notre étude est à usage d'habitation collective situé dans une zone sismique (Z IIb) et implanté sur un sol de classe S3, notre ouvrage est donc selon RPA version 2003 est classe 2. Ce qui permet de fixer le coefficient d'accélération de zone (A=0,2), (voir RPA 99 version 20003 tableaux 4.1).

6.2.3 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés du béton et acier utilisés :

⇒ **Béton :**

- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite du béton en compression $f_{bu} = 14.1 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.2$
- Résistance limite en traction du béton $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$
- Déformation limite élastique $\varepsilon_{be} = 2 \text{ ‰}$
- Déformation ultime $\varepsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$
- Module d'élasticité (Young instantané) : $E_b = 32164 \text{ MPa}$

⇒ **Acier :**

- Rond lisse de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- Haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
- Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse $f_{es} = 235 \text{ MPa}$
- Déformation limite élastique $\varepsilon_{se} = 2 \text{ ‰}$
- Déformation ultime $\varepsilon_{su} = 10 \text{ ‰}$

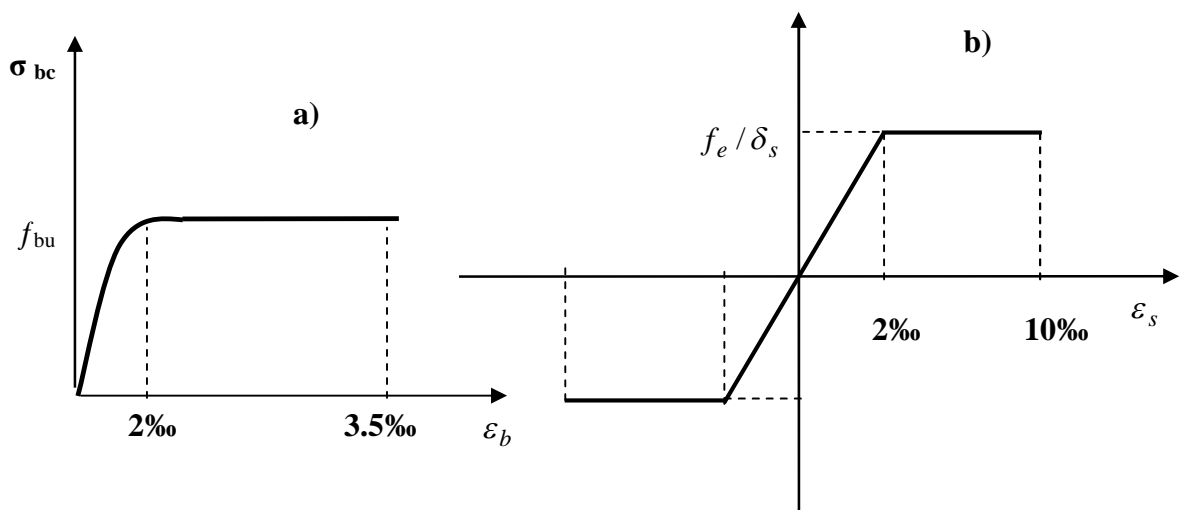


Figure 7.3: Diagramme de déformation-contrainte [31]: a) pour le béton et b) pour l'acier

6.2.4 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, ainsi que les charges d'exploitation multipliées par leur coefficient de pondération ' β ', bâtiment d'habitation $\beta=0,2$ [8]:

$$\text{- Charges gravitaires} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (6.1)$$

$$\text{- Charges permanentes :} \quad W_{Gi} = 6.57 \text{ KN}/m^2$$

$$\text{- Charges d'exploitation :} \quad W_{Qi} = 1.5 \text{ KN}/m^2$$

$$\text{- Poids total de la structure :} \quad W = \sum_{i=1}^n W_i$$

- Les charges latérales dans une direction horizontale définies dans cette étude sont présentées dans le tableau 6.11. Noter que nous avons utilisé une charge horizontale (représentant une action dynamique) Valant 1000 kN, la distribution de la charge appliquée en chaque étage on utilise l'équation (6-2).

$$F_j = \frac{W_j h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \cdot V_b \quad (6-2)$$

Avec :

V_b : Pseudo force sismique;

F_j : Force appliquée en chaque niveau;

W : Poids total de la structure;

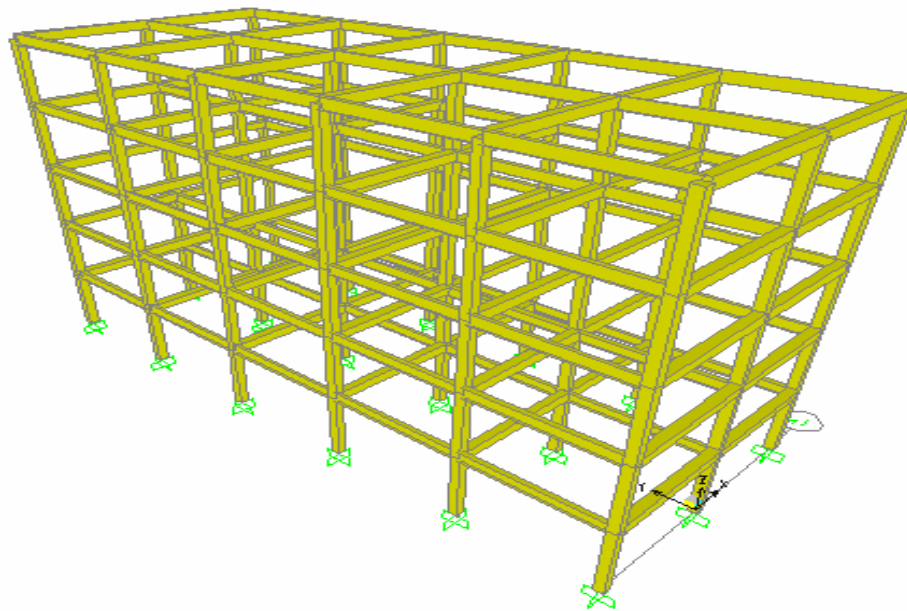
Tableau 6.2 Valeurs des charges gravitaire et latérales.

Niveau	W_i (kN)	h_j (m)	$W_j \cdot h_j$ (KN.m)	$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
01	1391,18	3,06	4257	0,067	66,66	66,66
02	1391,18	6,12	8514	0,13	133,33	133,33
03	1391,18	9,18	12771	0,2	200,00	200,00
04	1391,18	12,24	17028	0,26	266,66	266,66
05	1391,18	15,3	21285	0,33	333,33	333,33

$$W = \sum W_i = 6955,87 \text{ kN}$$

6.2.5 Modélisation des éléments structurels

Les éléments structurels (poutres et poteaux) sont modélisés à l'aide d'éléments Poutres. Les planchers sont considérés comme étant des diaphragmes rigides. La figure 6.4 représente la géométrie générale du modèle en 3D.

**Figure 6.4 Vue générale du modèle en 3D.**

Pour déterminer les courbes de capacité de la structure, deux modèles d'analyse ont été réalisés :

1. **Analyse modale** pour les charges gravitaires est indispensable, elle est réalisée dans le cas élastique linéaire. Cette analyse permet d'en déduire les éléments nécessaires à la conversion des courbes de capacité en spectres de capacité. Ces éléments sont: la déformée modale au sommet du bâtiment, la masse de l'oscillateur simple de translation équivalent, le facteur de participation modale ainsi que les facteurs de charges [9].

2. **Analyse statique non linéaire** est réalisée sur le même modèle 3D de la structure, le modèle est d'abord soumis aux forces verticales, ensuite à un système de forces horizontales similaire aux forces sismiques, qui sont augmentées jusqu'à la ruine de la structure, ou bien jusqu'à ce que le déplacement maximum soit atteint.

Pour effectuer cette analyse, nous avons utilisé la loi globale de comportement bilinéaire en déformation qui est définie dans le FEMA 356 et ATC40 [28], (voir figure 6.5). Les Poteaux et les Poutres sont modélisés par des éléments de type poutre scindé en trois éléments finis, (voir figure 6.6). Le premier élément est situé au milieu suit une loi élastique caractérisée par une rigidité de flexion EI constante, les deux autres situés aux extrémités se comportent comme des rotules plastiques en suivant une loi rigide plastique caractérisée par une rigidité de flexion αEI , donc c'est le résultat de la multiplication de la rigidité EI en état non fissuré par un coefficient α qui tient compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration. Les valeurs de rigidité conseillées par l'ATC 40 et le FEMA 356 sont données dans le Tableau 6.3.

Tableau. 6.3 Rigidité de flexion utilisé pour modéliser les éléments structurels [28].

Rigidité de flexion	Élément fini élastique ($kN.m^2$)	fini plastique ($kN.m^2$)
Poutre	EI_b	$0.5EI_b$
Poteau	EI_c	$0.7EI_c$

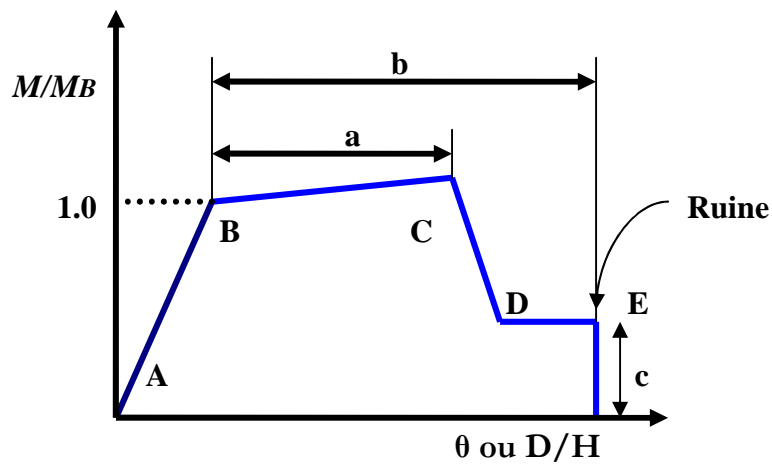


Figure 6.5 Loi de comportement bilinéaire en déformation d'après [22] et [28].

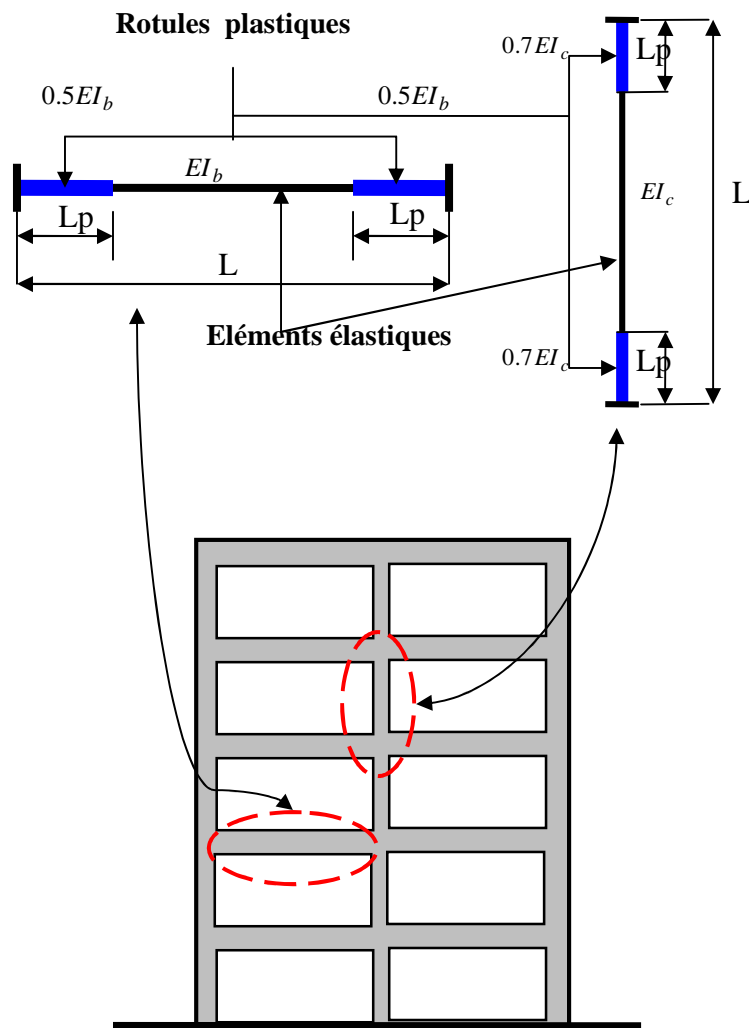


Figure 6.6. Modélisation des éléments structurels pour l'analyse "Pushover"

Enfin, le comportement non-linéaire des rotules plastiques de chaque élément est décrit par les relations moment-rotation. Les moments sont déterminés par les formules suivantes [28]:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Pour les poteaux} & \text{Pour les poutres} \\
 \left. \begin{array}{l}
 M_B = 0,7E.I_c.\theta_y \\
 M_C = 1,25.M_B \\
 M_D = M_E = 0,6.M_B
 \end{array} \right\} & \left. \begin{array}{l}
 M_B = 0,5E.I_b.\theta_y \\
 M_C = 1,25.M_B \\
 M_D = M_E = 0,2.M_B
 \end{array} \right\} \quad (6.3)
 \end{array}$$

Avec :

M_B Moment de plastification;

M_C Moment ultime, soit la déformation spécifique du béton $\varepsilon_{ub} = 3,5\text{‰}$, soit un allongement de l'acier $\varepsilon_{us} = 10\text{‰}$ est atteint

θ_y : Rotation de plastification vaut [32]:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (6.4)$$

ϕ_y : Courbure nominale de plastification (section rectangulaire) estimée comme suit:

$$\phi_y = 2,1 \cdot \frac{\varepsilon_{es}}{l_s} \quad (6.5)$$

L_v Portée de cisaillement ;

ε_{es} Valeur caractéristique de l'allongement de plastification de l'acier ;

l_s Longueur de la section de poteau ou poutre ;

Un exemple de calcul des moments M_B , M_C , M_D et M_E est détaillé dans l'annexe B.1.

Tableau 6.4 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des éléments structurels.

Elément	M_B (kN.m)	M_C (kN.m)	M_D (kN.m)	M_E (kN.m)
poteau	212,76	266,0	42,6	42,6
Poutres	411,7	514,6	82,3	82,3

Les rotations a , b et c , correspondants aux moments M_C , M_D , et M_E sont respectivement déterminées en utilisant les tableaux 6.7 et 6.8 de le FEMA 356 [28]. Les valeurs de ces rotations sont données dans le tableau 6.5, pour le calcul des conditions, voir annexe B.2.

Tableau 6.5 Rotations et niveaux de performances correspondants [28].

Élément	Conditions			Rotations			Niveaux de performances		
	$\frac{N}{A_g f_c}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
Poteau	0,17	-	0,21	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
Poutre	-	0	0,53	0,025	0,05	0,2	0,010	0,02	0,025

6.3.5 Conditions aux limites

La structure est supposée parfaitement encastree à la base. Pour la superstructure les conditions aux limites sont :

$$u_x \neq 0, \quad u_y \neq 0, \quad u_z \neq 0 \quad \text{Déplacement bloqué selon } z, \text{ et libre selon } x \text{ et } y.$$

$$R_x \neq 0, \quad R_y \neq 0, \quad R_z = 0 \quad \text{Rotation bloquée autour de } z, \text{ et libre autour } x \text{ et } y.$$

6.2.6 Modélisation de l'action sismique

Pour la méthode de spectre de capacité "ATC40" qui est basée sur les déplacements, l'action sismique est représentée par les spectres de dimensionnement élastiques en déplacement –accélération, format (A-D). Il est à noter que ces types de spectres propres aux différents types de sol n'existent pas dans les Règles Parasismiques algériennes RPA. La méthode d'établissement du spectre format (A-D) est expliquée dans l'annexe C.1. Il faut donc introduire les coefficients C_a (coefficient sismique d'accélération) et C_v (coefficient sismique de vitesse) qui permettent de caractériser le type de sol et l'action sismique. Dans notre cas, la structure est située dans la zone IIb et sur un sol de classe S3, donc $C_a = 0,28$ et $C_v = 0,40$, ces valeurs tirées du tableau C.5 qui est le résultat des deux tableaux C.3 et C.4 de l'annexe C.2.

6.2.7 Résultats

6.2.7.1 Résultats d'analyse modale

L'analyse modale qui a été effectuée par le logiciel SAP 2000, nous a donné des périodes pour le premier mode, de 0.42 s selon le sens (x) et de 0.23 s selon (y).

Nous pouvons clairement constater que les périodes fondamentales obtenues par le logiciel SAP 2000 sont relativement proches que celles fournies par la formule empirique (6.6) et inférieures que celles fournies par (6.7)..

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (6.6)$$

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (6.7)$$

où

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau.
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage pour notre cas $C_T = 0.075$.
- D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Le tableau 6.6 présente les résultats des périodes fondamentales obtenues par le logiciel SAP2000 et les formules empiriques données dans l'RPA 99 version 2003 [8].

Tableau 6.6 Comparaison du Résultats des périodes fondamentales

Période (s)	Sens Transversal	Sens Longitudinal
T , SAP 2000	0,42	0,23
T = C_Th_N^{3/4} , RPA	0,58	0,58
T = 0.09 h_N / √D , RPA	0,46	0,27

6.2.7.2 Résultats d'analyse statique non linéaire

Les courbes force -déplacement (effort tranchant à la base –déplacement au sommet de la structure) déduites du calcul numérique sont présentées dans les figures 6.7 et 6.8, pour le sens transversal(x) et le sens longitudinal (y) respectivement. En général, ces courbes de capacité comportent une phase élastique linéaire suivie d'une phase non-linéaire correspondant à la formation des rotules plastiques, jusqu'au moment de la rupture.

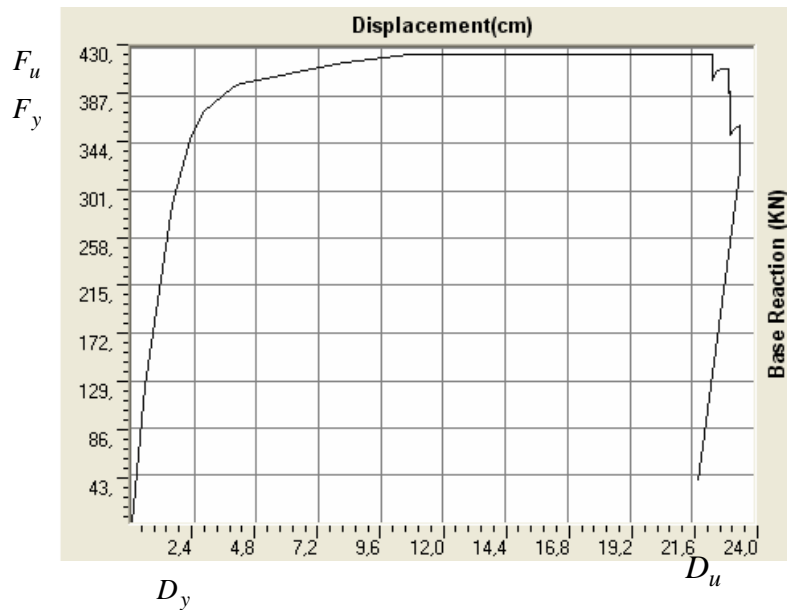


Figure 6.7 Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (x)

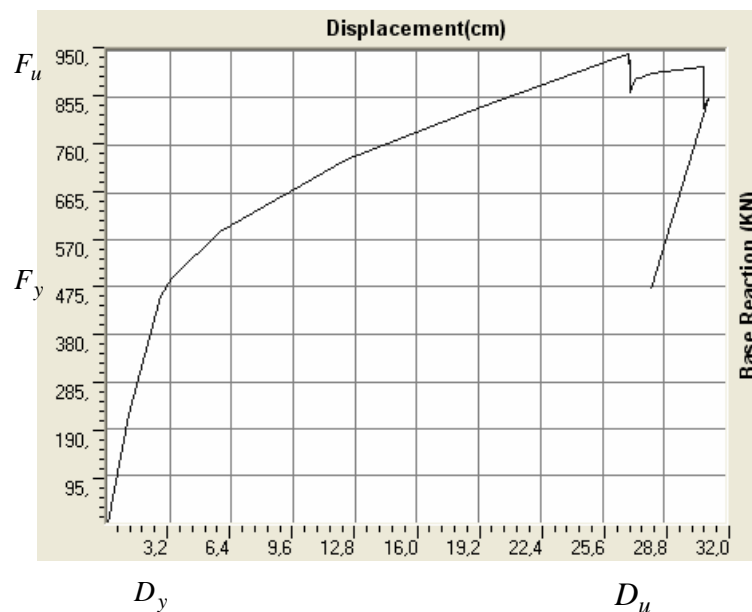


Figure.6.8 Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (y)

Les principaux résultats des efforts tranchants, des déplacements et des ductilités globales de la structure selon les deux sens sont présentés dans le tableau 6.7.

Tableau 6.7 Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.

Caractéristiques	Effort élastique $F_y (KN)$	Déplacement élastique $D_y (cm)$	Effort Rupture $F_u (KN)$	Déplacement ultime $D_u (cm)$	Ductilité $\mu (-)$
Sens (x)	383,58	2,04	424,16	21,6	10,58
Sens (y)	508,81	3,2	943,55	26,87	8,39

D'après le tableau précédent nous pouvons remarquer que:

- la résistance globale de la structure selon le sens(x) est inférieure à celle du sens (y), cela est dû au grand nombre de poteaux dans le sens (y) ;
- les caractéristiques des limites élastiques (effort tranchant – déplacement) montrent que la structure a une marge élastique plus importante selon (y) que celle selon (x);
- la ductilité de la structure selon le sens (y) est inférieure que celle selon le sens (x).

7.2.7.3 Résultats de la vulnérabilité de la structure

Afin d'évaluer la vulnérabilité sismique de la structure (détermination de point de performance), il faut d'abord convertir les courbes de capacité des figures 6.7 et 6.8 à des spectres de capacité en utilisant les résultats obtenus par l'analyse modale. Ensuite on superpose ces courbes sur la courbe de demande (voir chapitre V). Les courbes spectres de capacité et spectres de demande déduites du calcul numérique sont présentées dans les figures 6.9 et 6.10.

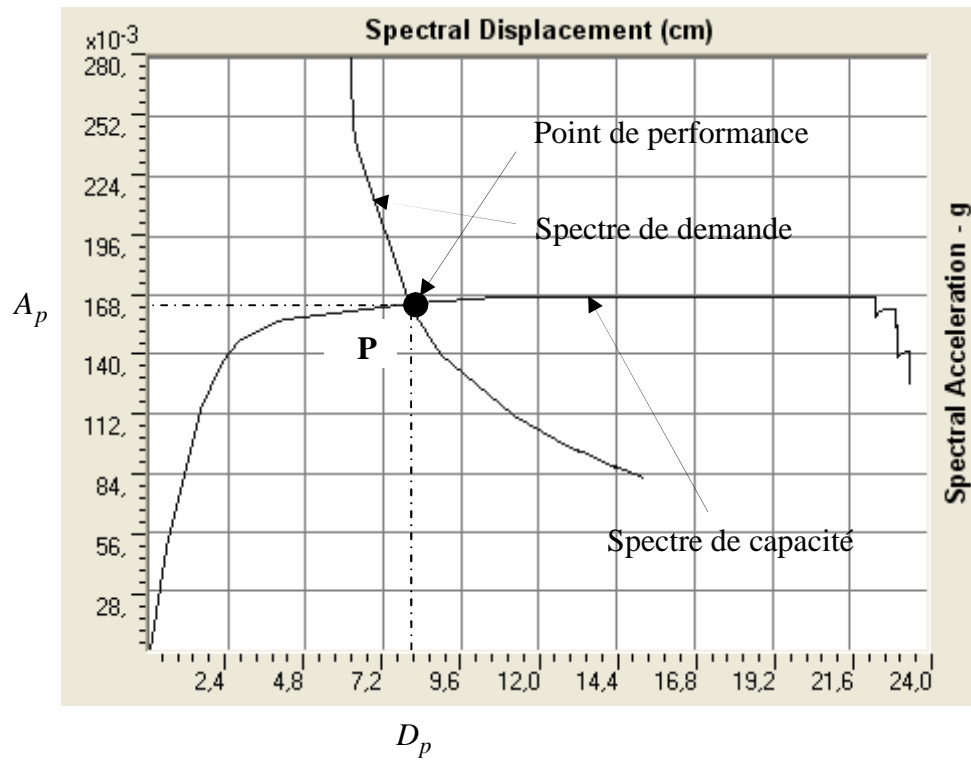


Figure. 6.9 Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande) obtenue par la méthode ATC40 sens(x).

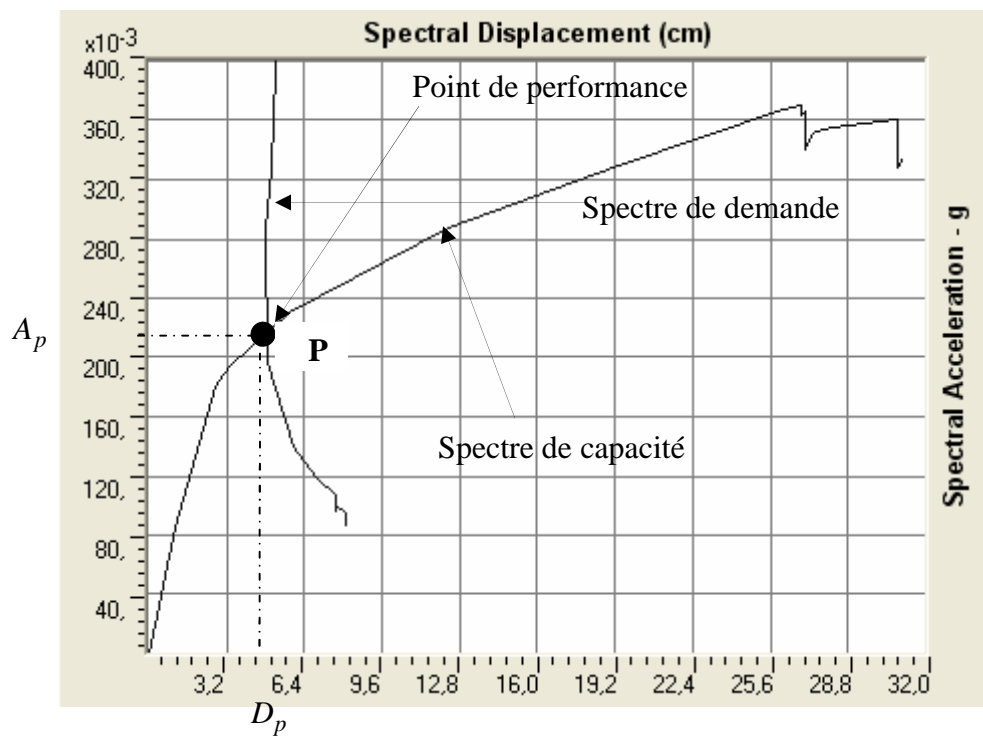


Figure. 6.10 Courbe vulnérabilité (Capacité - Demande) obtenue par la méthode ATC40 sens(y).

Le tableau 6.8 montre les principaux résultats nécessaires pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique qui désignent le niveau de performance de la structure.

Tableau 6.8 Valeurs du point de performance

Point de performance	Effort tranchant F_p (KN)	Déplacement cible D_p (cm)
Sens (x)	416,16	7,93
Sens (y)	552,51	4,88

D'après les résultats du tableau 6.8 nous pouvons conclure que:

- Le point de performance selon le sens (x), correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 7,93 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 416,16 KN est situé au niveau de performance LS (Life Safety).
- Selon le sens (y), le point de performance a un déplacement de demande de 4,88cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 552,51 KN. Ce point est situé dans le niveau de performance IO (Immediate Occupancy).
- Selon l'ATC 40, notre structure est en état stable et les dommages, restent localiser.

Développement des rotules plastiques

Le logiciel SAP 2000 nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure. La figure 6.11 illustre l'évolution des rotules plastiques de portique transversal (1-1).dans ce portique on observe la formation des rotules plastiques de type LS au pied du poteau du milieu du premier niveau et dans la poutre droite du même niveau, cependant les autres éléments subis une formation de rotules plastiques de type IO.

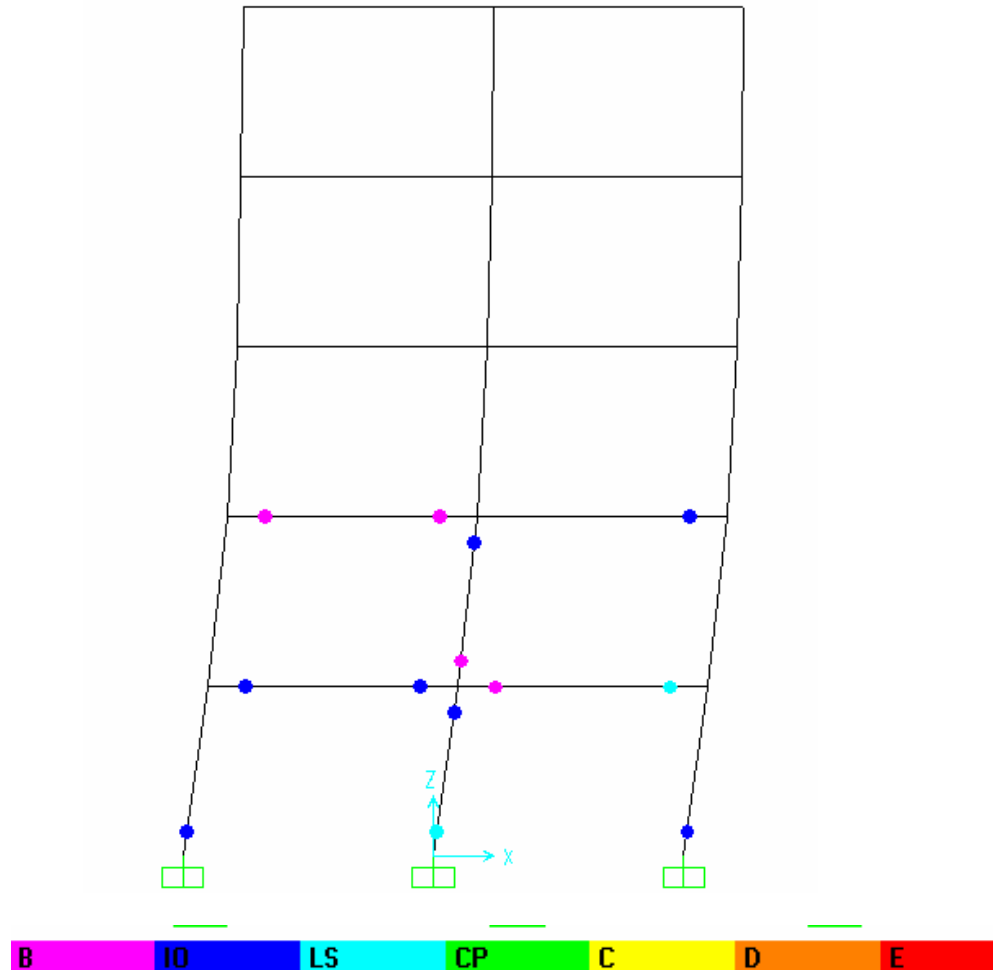


Figure 7.11 Formation des rotules plastiques portique 1-1 sens (x)

7.2.8 Conclusion

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre structure (pour ZIIb, sismicité moyenne) dans les deux sens se trouve dans le domaine post-élastique et elle est plus vulnérable dans le sens transversal (x) que le sens longitudinal (y).

Malgré que la structure soit stable, il est préférable de prévoir un renforcement, de la structure selon la direction (x). En cas d'un séisme plus intense la structure subira de grands dommages et surtout dans le premier niveau qui entraîne la structure dans le niveau performance CP, qui est un niveau inacceptable.

7.3 Étude paramétrique

Nous proposons dans cette partie une étude paramétrique de l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique des structures en portique en béton armé, ces paramètres sont :

- la résistance du béton à la compression;
- type de sol;
- l'intensité du séisme;

La modélisation en 2D a été adoptée pour diminuer le temps de calcul. Les démarches de la modélisation et la procédure de l'évaluation de la vulnérabilité sismique utilisées dans la première partie, restent inchangées.

7.3.1 Cas étudié

Il s'agit d'un portique en béton armé à deux travées et cinq étages qui fait partie d'un bâtiment d'une superficie (9 x13,5) m², dont l'hauteur de chaque étage est de 3.06 m (voir la figure 6.12). Les poteaux ont une section de (30x30) cm² et les poutres ont une section (30x40) cm². Les caractéristiques géométriques des sections et les détails du ferrailage sont illustrés dans la figure 6.13.

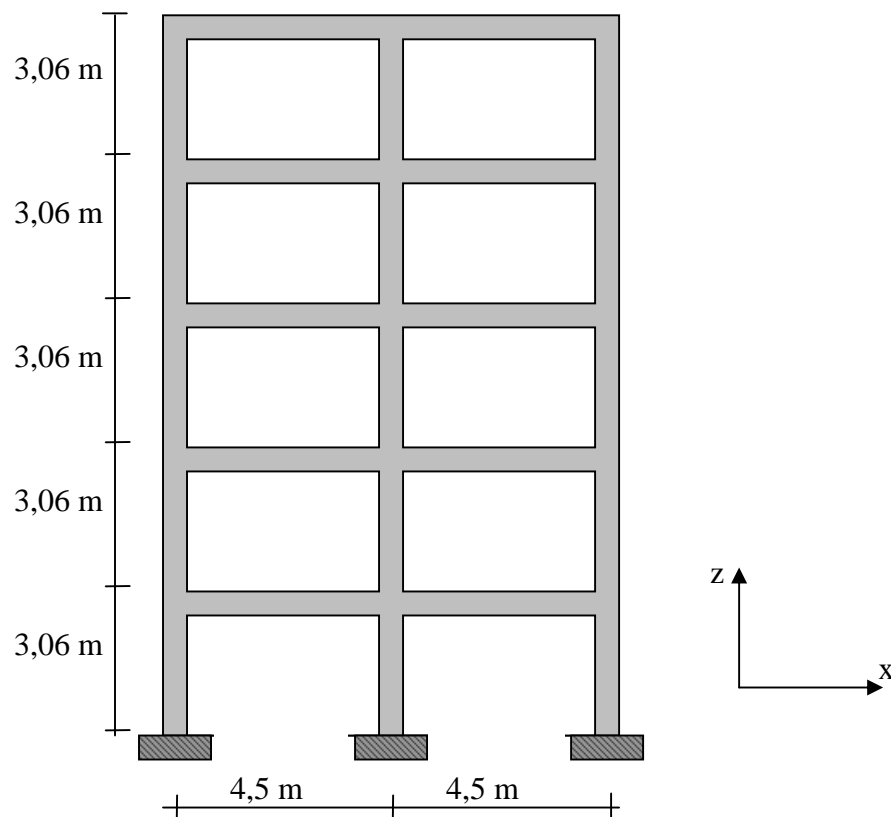


Figure. 7.12 Vue générale du modèle en 2D

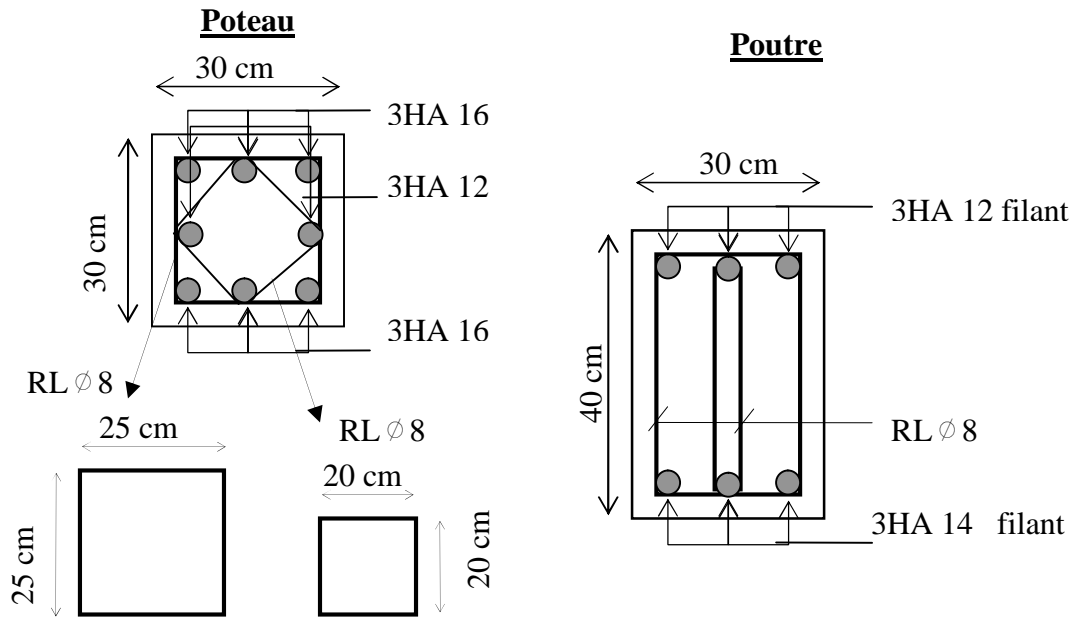


Figure. 6.13 Sections et ferrailage des poteaux et poutres

6.3.2 Caractéristiques des matériaux

⇒ béton

Dans cette étude on utilise un béton possédant différentes résistances en compression (voir tableau 6.9)

Tableau 6.9 Caractéristiques mécaniques du béton pour différentes résistances en compression

f_{c28} (MPa)	E_b (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b (t/m ³)	ν
25	32164,20	2,1	2.5	0.2
23	31282,54	1,98	2.5	0.2
20	29858,59	1,8	2.5	0.2
17	28284,10	1,62	2.5	0.2
15	27128,33	1,5	2.5	0.2

⇒ Acier

Les propriétés de l'acier utilisées sont données dans le tableau 6.10.

Tableau 6.10 Caractéristiques mécaniques de l'acier utilisés

FeE235 (MPa)	FeE400 (MPa)	Module d'élasticité E_s (MPa)	Déformation élastique ϵ_{es}	Déformation ultime ϵ_{us}
235	400	$2,1 \cdot 10^5$	2‰	10‰

7.3.3 Définition des charges

Les charges (gravitaire et horizontale) définies dans cette étude sont présentées dans le tableau 6.11. Noter que nous avons utilisé une charge latérale (représentant une action dynamique) Valant 1000 kN, la distribution de la charge appliquée en chaque étage en utilise l'équation (6-2).

Tableau 6.11 Valeurs des charges latérales appliquées sur le portique

Niveau	W_i (kN)	h_j (m)	$W_j \cdot h_j$ (kN.m)	$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$	Fix (kN)
01	834,705	3,06	2554,2	0,067	66,66
02	834,705	6,12	5108,4	0,13	133,33
03	834,705	9,18	7662,6	0,2	200,00
04	834,705	12,24	10217	0,26	266,66
05	834,705	15,3	12771	0,33	333,33
Poids total de la structure $W = \sum W_i = 4173,55$ kN					

7.3.4 Modélisation des éléments structurels

Les Poteaux et les Poutres sont modélisés en éléments finis de type poutre. Les valeurs de rigidités de flexion utilisées pour modéliser les éléments structurels sont données dans le tableau 6.12.

Tableau.6.12 Valeurs des rigidités de flexion utilisées pour les poteaux et les poutres

f_{c28} (MPa)	E_b (MPa)	$0.5EI_b$ (kN.m ²)	$0.7EI_c$ (kN.m ²)
25	32164,20	$5025,65 \cdot 10^3$	$1519,76 \cdot 10^3$
23	31282,54	$4887,90 \cdot 10^3$	$1478,10 \cdot 10^3$
20	29858,59	$4665,40 \cdot 10^3$	$1410,82 \cdot 10^3$
17	28284,10	$4419,39 \cdot 10^3$	$1336,42 \cdot 10^3$
15	27128,33	$4238,80 \cdot 10^3$	$1281,81 \cdot 10^3$

Les résultats des moments et des rotations décrivant le comportement non-linéaire des rotules plastiques de chaque élément (poteau et poutre) sont présentés dans les tableaux 6.13, 6.14 et 6.15.

Tableau 6.13 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des poteaux pour différentes valeurs de résistance en compression du béton

F_{c28} (MPa)	M_B (kn.m)	M_C (kn.m)	M_D (kn.m)	M_E (kn.m)
25	212,76	266,0	42,6	42,6
23	206,9	258,7	41,4	41,4
20	197,5	246,9	39,5	39,5
17	187,1	233,9	37,4	37,4
15	179,5	224,3	35,9	35,9

Tableau 6.14 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des poutres pour différentes valeurs de résistance en compression du béton

F_{c28} (MPa)	M_B (kn.m)	M_C (kn.m)	M_D (kn.m)	M_E (kn.m)
25	411,7	514,6	82,3	82,3
23	400,4	500,5	80,1	80,1
20	382,2	477,7	76,4	76,4
17	362,0	452,5	72,4	72,4
15	347,2	434,1	69,4	69,4

Tableau 6.15 Rotations et niveaux de performances correspondant pour les poteaux et les poutres

Elément	Rotation			Niveaux de performances		
	a	b	c	IO	LS	CP
Poteaux	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02
Poutres	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025

6.3.5 Conditions aux limites

La structure est supposée parfaitement encastree à la base. Pour la superstructure les conditions aux limites sont :

$u_y = 0$, $u_x \neq 0$, $u_z = 0$ Déplacement bloqué selon (y) et (z), et libre selon x.

$R_x = 0$, $R_z = 0$, $R_y \neq 0$ Rotation bloquée autour de (x) et (z), et libre autour de (y).

6.3.6 Modélisation de l'action sismique et type de sol

L'action sismique et le type de sol sont modélisés par les spectres de dimensionnement élastiques en déplacement-accélération (format A-D). Ces spectres sont établis pour les zones sismiques, faible (Zone I), moyenne (Zones II) et élevée (Zone III) et pour des types de sol S1, S2, S3 et S4. Le tableau 6.16 présente les valeurs des coefficients de C_a et C_v qui caractérisent le type de sol et la zone sismique.

Tableau 6.16 Valeurs des coefficients C_a et C_v caractérisant le type de sol et la zone sismique.

Classe de Sol	Zone Sismique	Coefficient d'accélération A	C_a	C_v
S1 Site rocheux	III	0,25	0,25	0,25
	II	0,2	0,2	0,2
	I	0,1	0,1	0,1
S2 Site ferme	III	0,25	0,29	0,38
	II	0,2	0,24	0,32
	I	0,1	0,14	0,19
S3 Site meuble	III	0,25	0,32	0,47
	II	0,2	0,28	0,4
	I	0,1	0,17	0,25
S4 Site très meuble	III	0,25	0,35	0,74
	II	0,2	0,34	0,64
	I	0,1	0,25	0,38

6.3.7 Résultats d'analyse statique non linéaire "pushover"

Les courbes (effort tranchant à la base – déplacement au sommet) déduites du calcul statique non linéaire "pushover" pour les différentes valeurs de résistance en compression du béton sont présentées dans les figures 6.14 à 6.18.

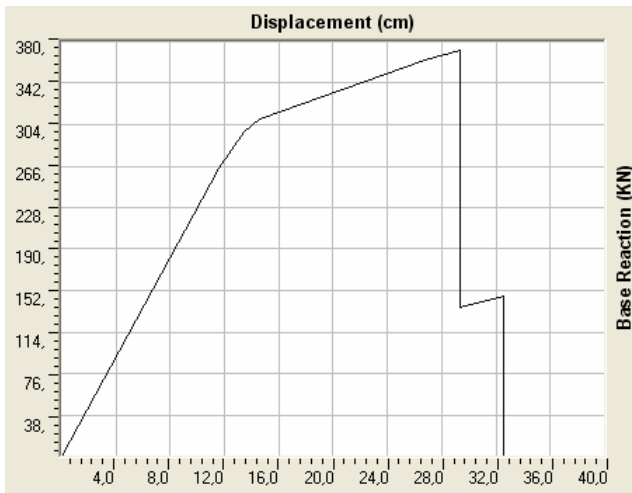


Figure 6.14 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 25MPa$

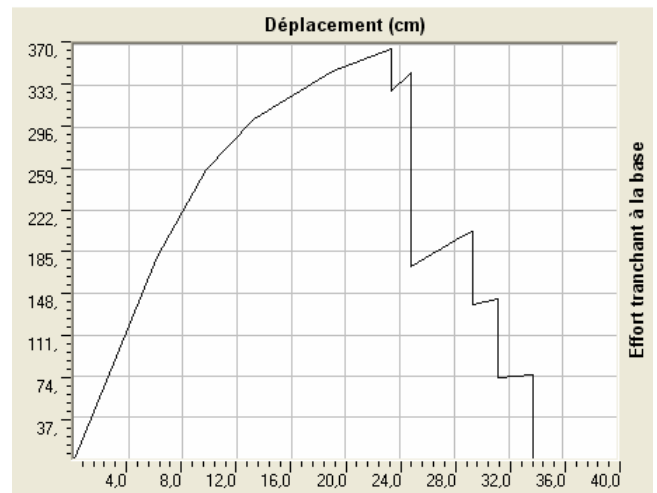


Figure 6.15 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 23MPa$

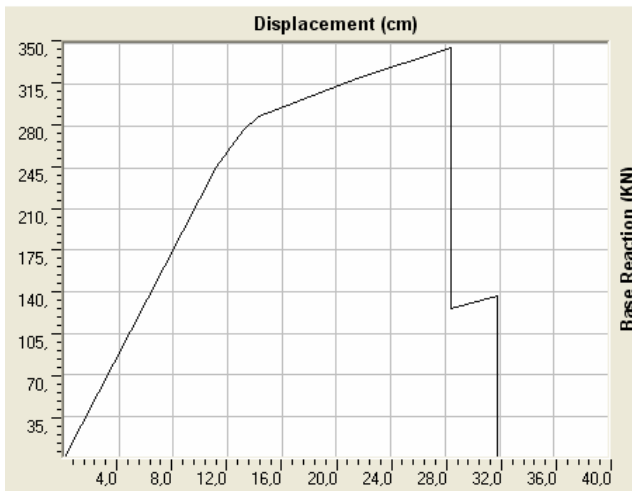


Figure 6.16 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 20MPa$

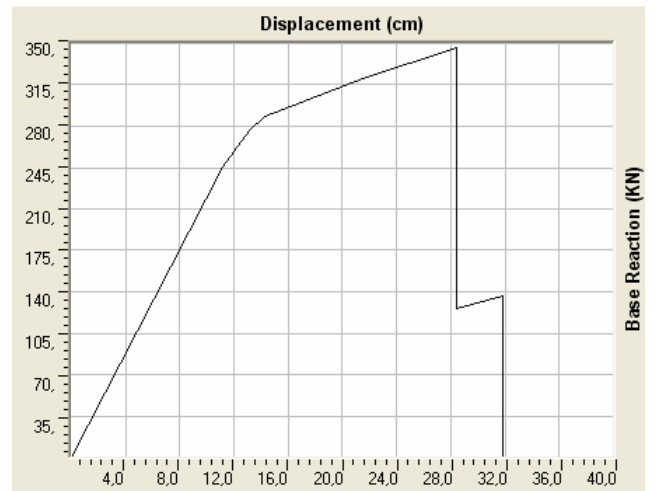


Figure 6.17 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 17MPa$

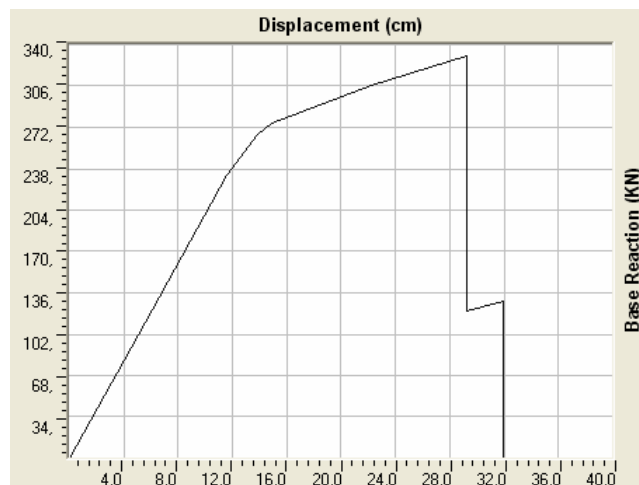


Figure 6.18 Courbe Pushover de résistance de compression $f_{c28} = 15MPa$

D'après les figures précédentes nous pouvons observer :

- plus la résistance en compression du béton augmente, plus la résistance globale augmente.
- la diminution de la rigidité accompagne généralement une réduction de l'effort tranchant à la base.

6.3.8 Influence de la résistance du béton

Dans cette section, la résistance de béton à la compression variée, mais le type de sol et la zone sismique sont maintenus constants. Les tableaux 6.17 à 6.28 présentent les résultats d'évaluation de la vulnérabilité pour différentes résistances du béton à la compression, avec type de sol et zone sismique constants.

Tableau 6.17 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S1, Zone I.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	1,09	1,11	1,13	1,16	1,19
Effort tranchant à la base F_p (kN)	33,47	33,00	32,24	31,38	30,73

Tableau. 6.18 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S2, Zone I.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	1,68	1,73	1,81	1,89	1,93
Effort tranchant à la base F_p (kN)	51,56	51,56	51,56	51,00	49,94

Tableau. 6.19 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S3, Zone I.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	2,24	2,30	2,41	2,55	2,65
Effort tranchant à la base F_p (kN)	68,75	68,75	68,75	68,75	68,75

Tableau. 6.20 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S4, Zone I.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	3,54	3,59	3,67	3,78	3,86
Effort tranchant à la base F_p (kN)	108,76	107,26	104,79	101,99	99,89

Tableau. 6.21 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S1, Zone II.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	2,04	2,07	2,12	2,18	2,32
Effort tranchant à la base F_p (kN)	62,75	61,88	60,46	58,84	57,93

Tableau. 6.22 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S2, Zone II.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	3,36	3,45	3,53	3,63	3,71
Effort tranchant à la base F_p (kN)	103,12	103,12	100,76	98,07	96,04

Tableau. 6.23 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S3, Zone II.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	4,10	4,22	4,42	4,65	4,74
Effort tranchant à la base F_p (kN)	126,32	126,03	126,03	125,53	122,94

Tableau. 6.24 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S4, Zone II.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	5,59	5,75	6,03	6,36	6,63
Effort tranchant à la base F_p (kN)	171,86	171,86	172,86	171,86	171,86

Tableau. 6.25 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S1, Zone III.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	3,40	3,45	3,53	3,63	3,71
Effort tranchant à la base F_p (kN)	104,58	103,14	100,76	98,07	96,04

Tableau. 6.26 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S2, Zone III.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	5,17	5,25	5,37	5,52	5,63
Effort tranchant à la base F_p (kN)	158,96	156,77	153,16	149,06	145,99

Tableau. 6.27 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S3, Zone III.

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	5,97	6,13	6,43	6,78	6,97
Effort tranchant à la base F_p (kN)	183,32	182,53	183,32	183,32	180,56

Tableau. 6.28 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S4, Zone III .

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible D_p (cm)	6,53	6,66	7,03	7,42	7,73
Effort tranchant à la base F_p (kN)	200,51	193,27	200,51	200,51	200,51

A titre d'exemple, le tableau 6.29 résume les résultats de comparaison des rapports des déplacements et des efforts tranchants correspondant aux différentes résistances du béton à la compression du tableau 6.28.

Tableau. 6.29 Comparaison des résultats de l'influence de la Résistance à la compression du béton sur la vulnérabilité pour S4, Zone III.

	Comparaison résistances du béton			
Point Performance	23/25	20/25	17/25	15/25
Rapport des déplacements cibles	1,02	1,08	1,14	1,19
Rapport des efforts tranchants à la base	0,96	1,00	1,00	1,00

D'après les résultats présentés dans le tableau 6.28, nous pouvons constater que :

- La différence entre les déplacements correspondants aux résistances à la compression du béton (15 MPa et 25 MPa) est d'une valeur de 1.20 cm.
- Du tableau 6.29, nous pouvons aussi noter qu'il y a une augmentation du déplacement de 2%, 8%, 14% et 19% correspondant aux résistances du béton à la compression de 23 MPa, 20 MPa, 17 MPa et 15 MPa respectivement par rapport à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents (6.17 à 6.28) sont présentés sous forme graphique dans les figures 6.19 à 6.24. De ces figures, on peut déduire que pour chaque zone sismique et chaque type de sol, le déplacement est inversement proportionnel à la résistance du béton à la compression. Par contre, l'effort tranchant à la base reste relativement constant.

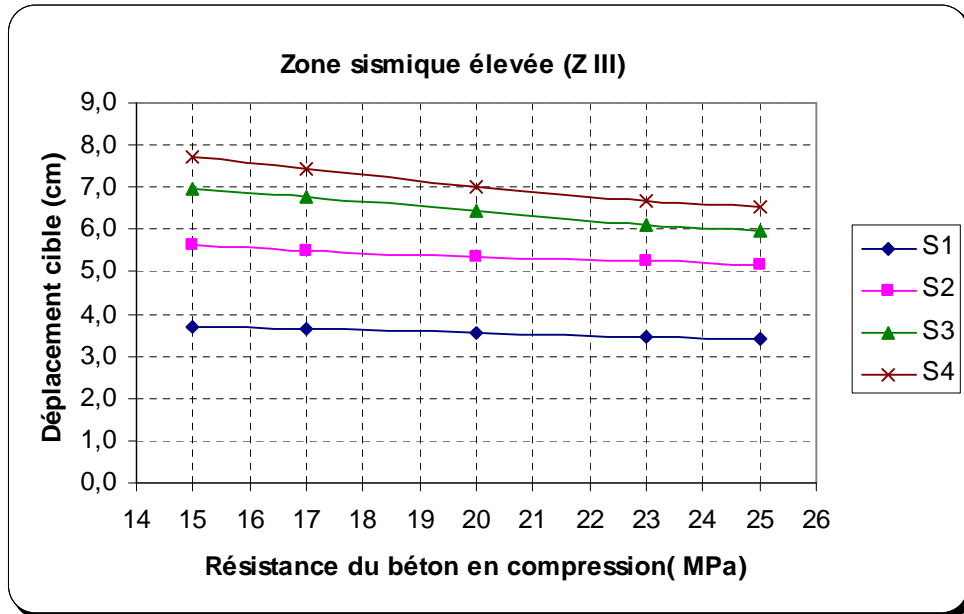


Figure 6.19 Déplacement cible en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone III

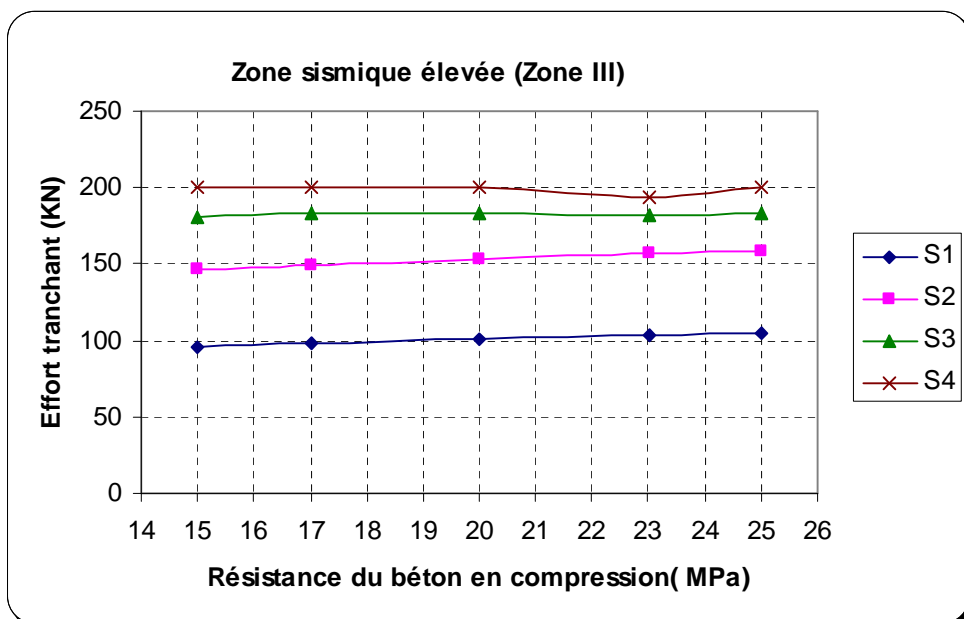


Figure 6.20 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone III

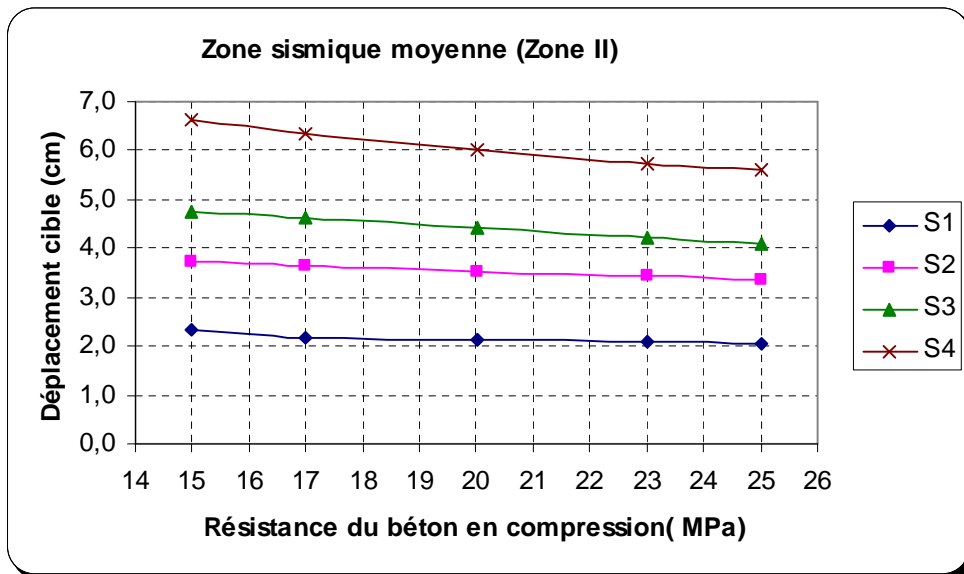


Figure 6.21 Déplacement cible en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone II

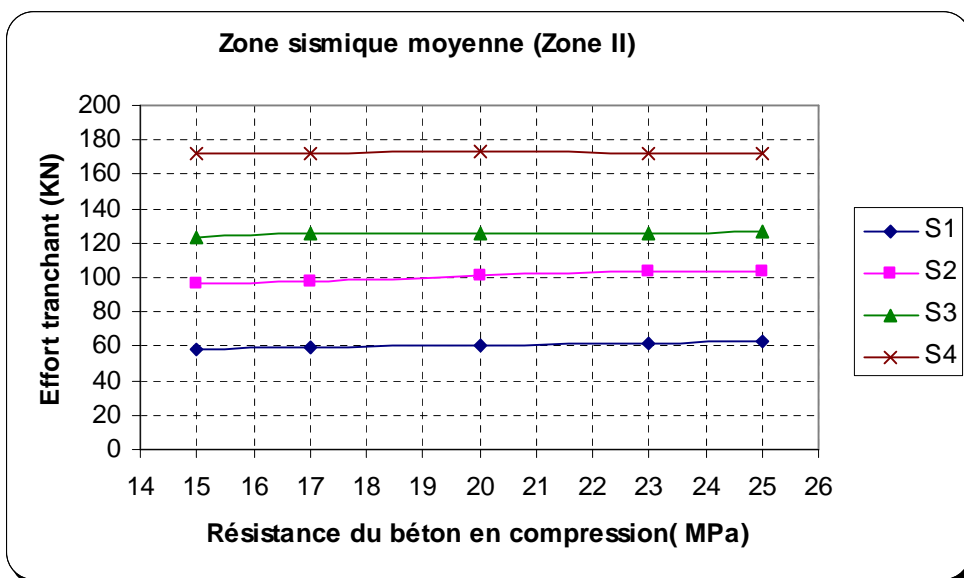


Figure 6.22 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone II

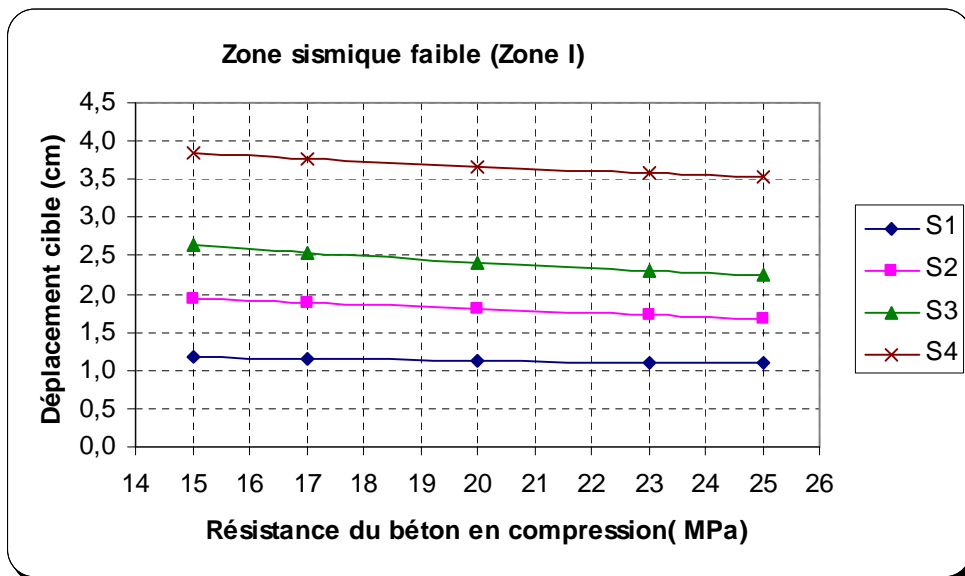


Figure 6.23 Déplacement cible en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone I

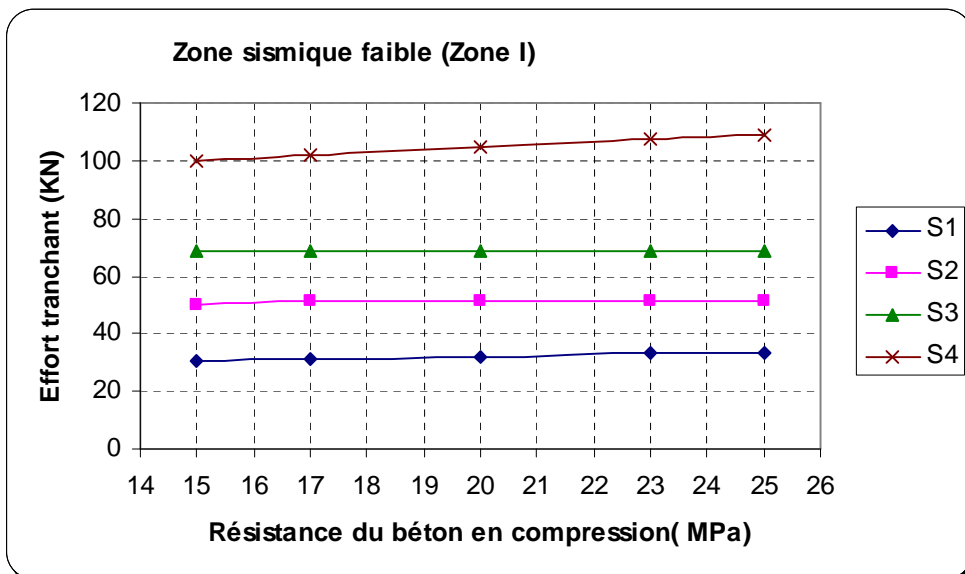


Figure 6.24 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone I

6.3.9 Influence du type de sol

Pour étudier l'influence du type de sol sur la vulnérabilité sismique en maintenant la résistance du béton à la compression et la zone sismique constantes, on varie le type de sol. Les tableaux 6.30 à 6.44 présentent les résultats d'évaluation de la vulnérabilité pour différent type de sol, avec résistances du béton à la compression et zone sismique constantes.

Tableau. 6.30 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, Zone I.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	1,09	1,68	2,24	3,54
Effort tranchant à la base F_p (kN)	33,47	51,56	68,75	108,76

Tableau. 6.31 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, Zone II.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	2,04	3,36	4,10	5,59
Effort tranchant à la base F_p (kN)	62,75	103,12	126,32	171,86

Tableau. 6.32 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, Zone III.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	3,40	5,17	5,97	6,53
Effort tranchant à la base F_p (kN)	104,58	158,96	183,32	200,51

Tableau. 6.33 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, Zone I.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	1,11	1,73	2,30	3,59
Effort tranchant à la base F_p (kN)	30,00	51,56	68,75	107,26

Tableau. 6.34 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, Zone II.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	2,07	3,45	4,22	5,75
Effort tranchant à la base F_p (kN)	61,88	103,12	126,03	171,86

Tableau. 6.35 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, Zone III.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	3,45	5,25	6,13	6,66
Effort tranchant à la base F_p (kN)	103,14	156,77	182,53	193,27

Tableau. 6.36 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, Zone I.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	1,13	1,81	2,41	3,67
Effort tranchant à la base F_p (kN)	32,24	51,56	68,75	104,79

Tableau. 6.37 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, Zone II.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	2,12	3,53	4,42	6,03
Effort tranchant à la base F_p (kN)	60,46	100,76	126,03	172,86

Tableau. 6.38 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, Zone III.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	3,53	5,37	6,43	7,03
Effort tranchant à la base F_p (kN)	100,76	153,16	183,32	200,51

Tableau. 6.39 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17\text{ MPa}$, Zone I.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible $D_p (cm)$	1,16	1,89	2,55	3,78
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	31,38	51,00	68,75	101,99

Tableau. 6.40 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17\text{ MPa}$, Zone II.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible $D_p (cm)$	2,18	3,63	4,65	6,36
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	58,84	98,07	125,53	171,86

Tableau. 6.41 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17\text{ MPa}$, Zone III.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible $D_p (cm)$	3,63	5,52	6,78	7,42
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	98,07	149,06	183,32	200,51

Tableau. 6.42 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15\text{ MPa}$, Zone I.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible $D_p (cm)$	1,19	1,93	2,65	3,86
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	30,73	49,94	68,75	99,89

Tableau. 6.43 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15\text{ MPa}$, Zone II.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible $D_p (cm)$	2,32	3,71	4,74	6,63
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	60,93	96,04	122,94	171,86

Tableau. 6.44 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15\text{MPa}$, Zone III.

	Type de sol			
Point de performance	S1	S2	S3	S4
Déplacement cible D_p (cm)	3,71	5,63	6,97	7,73
Effort tranchant à la base F_p (kN)	96,04	145,99	180,56	200,51

Tableau. 6.45 Comparaison résultats d'influence de type de sol sur la vulnérabilité pour $f_{c28}=15\text{ MPa}$, Zone III.

	Comparaison		
Rapport du type de sol	S2/S1	S3/S1	S4/S1
Rapport des déplacements cibles	1,52	1,88	2,09
Rapport des efforts tranchants à la base	1,52	1,88	2,09

D'après les résultats présentés dans le tableau 6.44, nous pouvons constater que :

- la différence entre les déplacements correspondants aux type de sol (S4 et S1) est d'une valeur de 4.02 cm.
- Du tableau 6.45, nous pouvons aussi noter qu'il y a une augmentation du déplacement et de l'effort tranchant à la base de 52%,88% et 109% correspondants aux types de sol, S2,S3 et S4 respectivement par rapport à S1.

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents (6.30 à 6.46) sont présentés sous forme de graphes dans les figures 6.25 à 6.30.

Nous pouvons bien noter que le déplacement cible et l'effort tranchant à la base augmentent considérablement, allant d'un sol rocheux (S1) à un sol très meuble (S4) pour toutes résistances du béton à la compression.

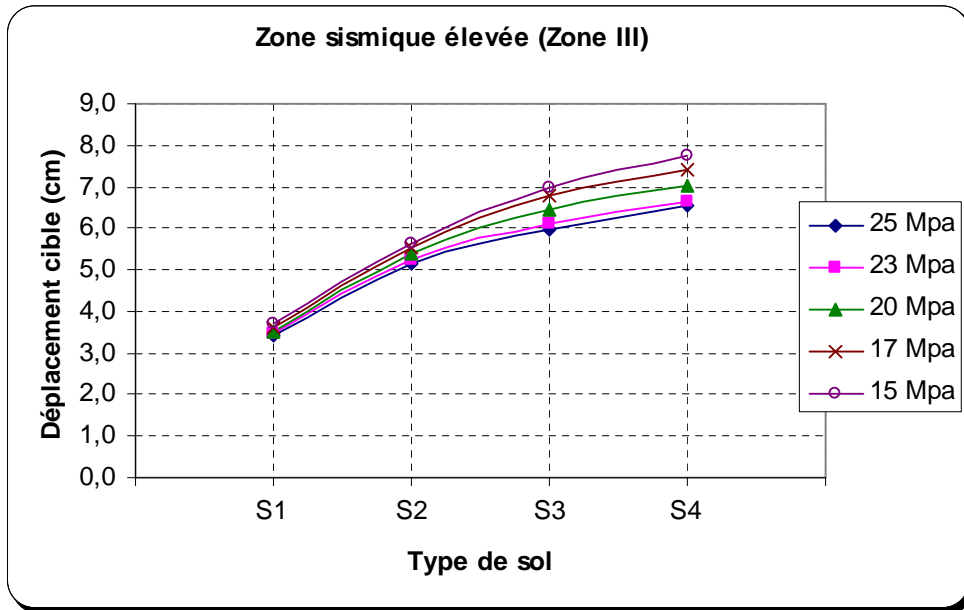


Figure 6.25 Déplacement cible en fonction de type de sol, Zone III.

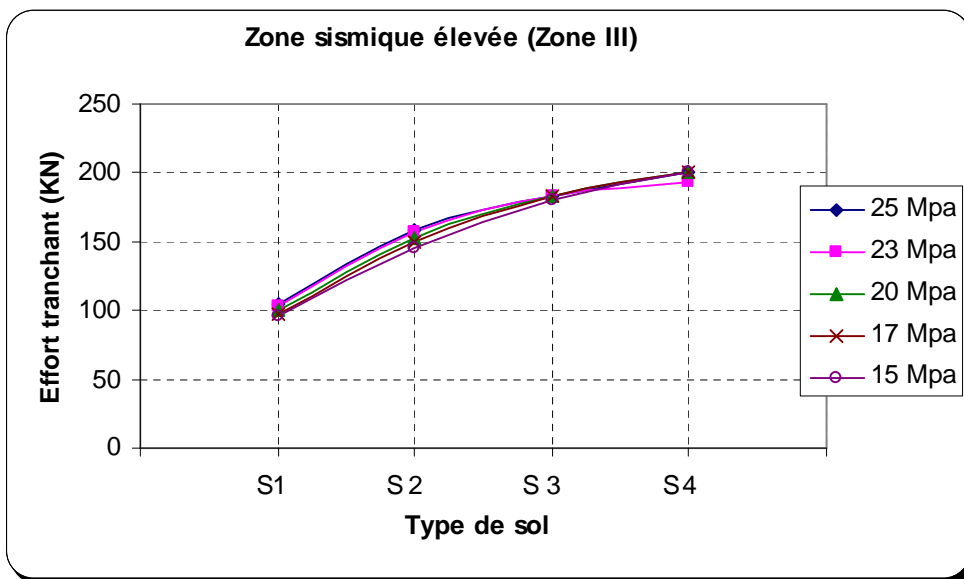


Figure 6.26 Effort tranchant à la base en fonction de type de sol, Zone III.

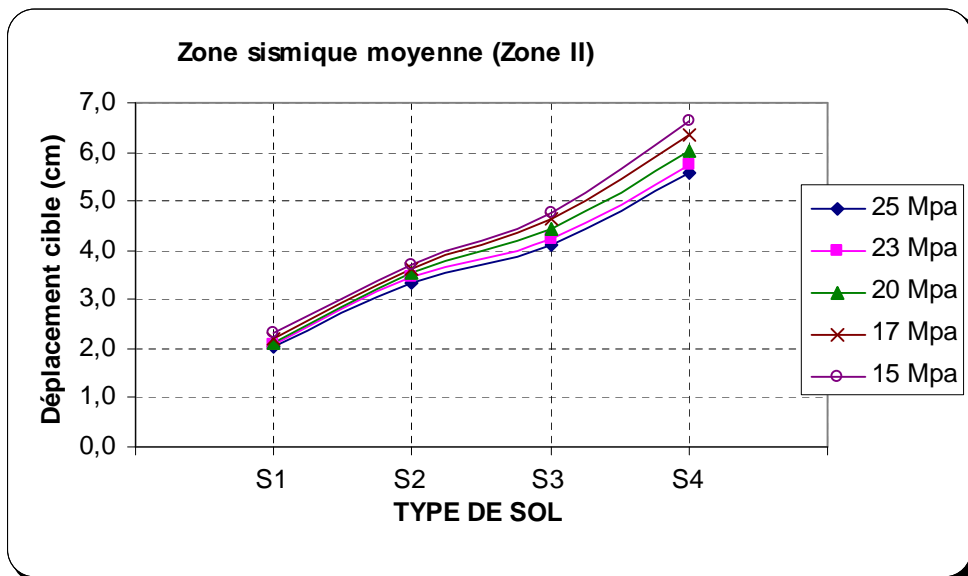


Figure 6.27 Déplacement cible en fonction de type de sol, Zone II.

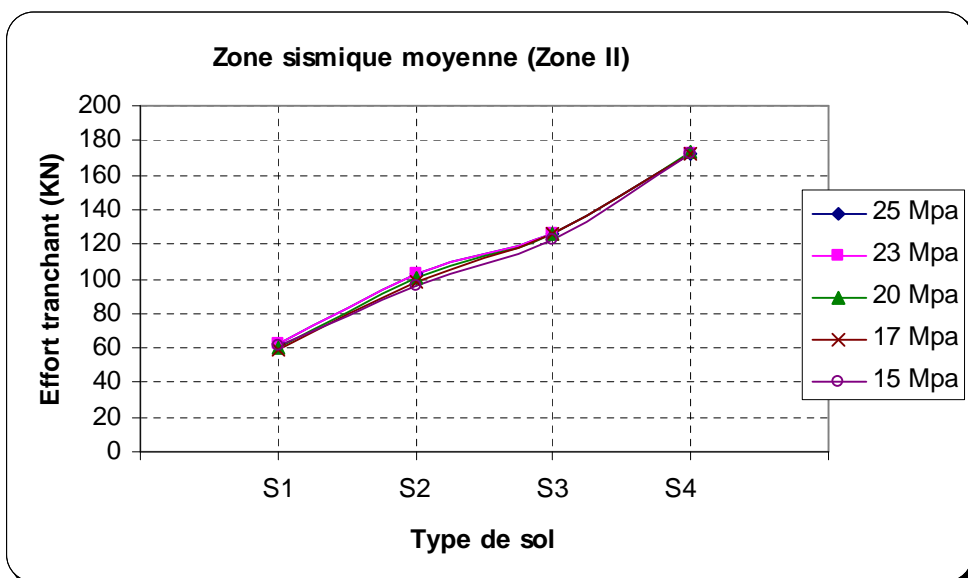


Figure 6.28 Effort tranchant à la base en fonction de type de sol, Zone II.

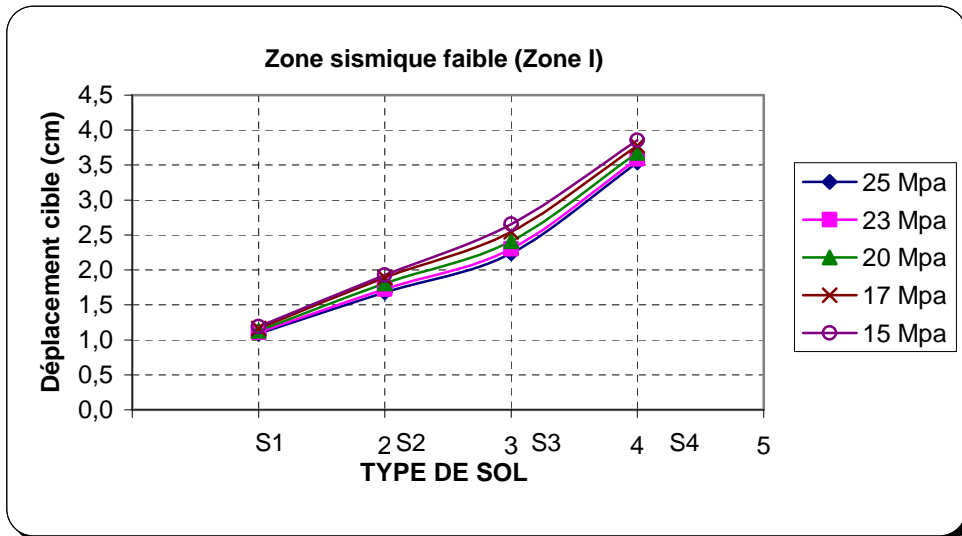


Figure 6.29 Déplacement cible en fonction de type de sol, Zone I.

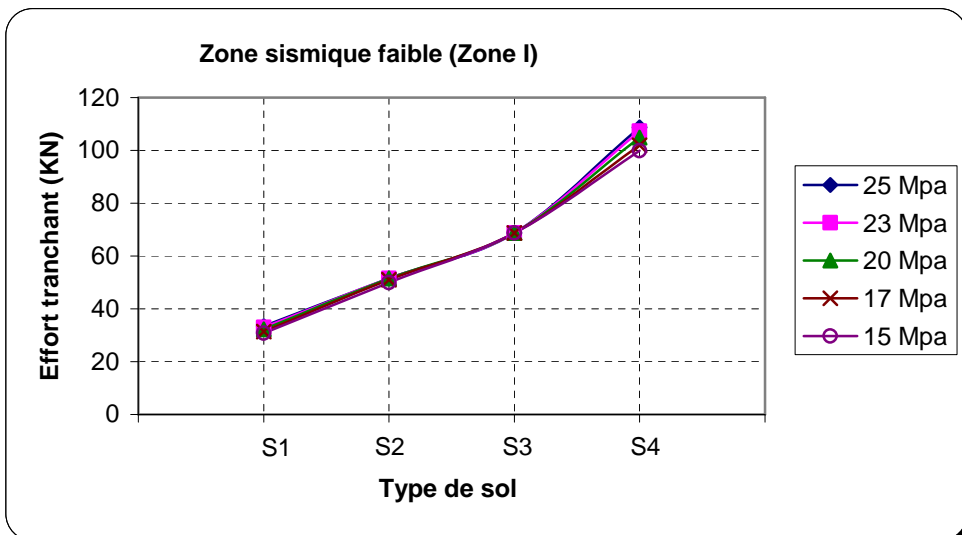


Figure 6.30 Effort tranchant à la base en fonction de type de sol, Zone I.

6.3.10 Influence de l'intensité du séisme

En utilisant un type de sol et une résistance du béton en compression constants avec des zones sismiques variées. Les tableaux 6.46 à 6.65 présentent les résultats d'évaluation de la vulnérabilité pour différentes zones sismiques, avec résistances du béton à la compression et type de sols constants.

Tableau. 6.46 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S1

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,09	2,04	3,40
Effort tranchant à la base (kN)	33,47	62,75	104,58

Tableau. 6.47 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S1

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,11	2,07	3,45
Effort tranchant à la base (kN)	33,00	61,88	103,14

Tableau. 6.48 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S1

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,13	2,12	3,53
Effort tranchant à la base (kN)	32,24	60,46	100,76

Tableau. 6.49 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S1

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,16	2,18	3,63
Effort tranchant à la base (kN)	31,38	58,84	98,07

Tableau. 6.50 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S1

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,19	2,32	3,71
Effort tranchant à la base (kN)	30,73	57,93	96,04

Tableau. 6.51 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S2

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,68	3,36	5,17
Effort tranchant à la base (kN)	51,56	103,12	158,96

Tableau. 6.52 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S2

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,73	3,45	5,25
Effort tranchant à la base (kN)	51,56	103,12	156,77

Tableau. 6.53 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S2

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,81	3,53	5,37
Effort tranchant à la base (kN)	51,56	100,76	153,16

Tableau. 6.54 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S2

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,89	3,63	5,52
Effort tranchant à la base (kN)	51,00	98,07	149,06

Tableau. 6.55 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S2

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	1,93	3,71	5,63
Effort tranchant à la base (kN)	49,94	96,04	145,99

Tableau. 6.56 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S3

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	2,24	4,10	5,97
Effort tranchant à la base (kN)	68,75	126,32	183,32

Tableau. 6.57 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S3

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	2,30	4,22	6,13
Effort tranchant à la base (kN)	68,75	126,03	182,53

Tableau. 6.58 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S3

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	2,41	4,42	6,43
Effort tranchant à la base (kN)	68,75	126,03	183,32

Tableau. 6.59 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S3

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	2,55	4,65	6,78
Effort tranchant à la base (kN)	68,75	125,53	183,32

Tableau. 6.60 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S3

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	2,65	4,74	6,97
Effort tranchant à la base (kN)	68,75	122,94	180,56

Tableau. 6.61 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=25$ MPa, S4

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	3,54	5,59	6,53
Effort tranchant à la base (kN)	108,76	171,86	200,51

Tableau. 6.62 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=23$ MPa, S4

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	3,59	5,75	6,66
Effort tranchant à la base (kN)	107,26	171,86	193,27

Tableau. 6.63 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=20$ MPa, S4

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	3,67	6,03	7,03
Effort tranchant à la base (kN)	104,79	172,86	200,51

Tableau. 6.64 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=17$ MPa, S4

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	3,78	6,36	7,42
Effort tranchant à la base (kN)	101,99	171,86	200,51

Tableau. 6.65 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité $f_{c28}=15$ MPa, S4

	Zone Sismique		
Point de Performance	ZI	ZII	ZIII
Déplacement cible (cm)	3,86	6,63	7,73
Effort tranchant à la base (kN)	99,89	171,86	200,51

Tableau. 6.66 Comparaison des résultats de l'influence de l'intensité sismique sur la vulnérabilité pour $f_{c28}=15$ MPa, S4.

	Comparaison	
Rapport	ZII/ZI	ZIII/ZI
Rapport déplacement cible	1,72	2,01
Rapport effort tranchant à la base	1,72	2,01

D'après les résultats présentés dans le tableau 6.65, nous pouvons constater que :

- la différence entre les déplacements correspondants aux zone sismique (ZIII et ZI) est d'une valeur de 3.87 cm.
- Du tableau 6.66, nous pouvons aussi noter qu'il y a une augmentation du déplacement et effort tranchant à la base de 72% et 101% correspondants aux zones sismiques ZII et ZIII respectivement par rapport à ZI.

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents (6.46 à 6.65) sont présentés dans les figures 6.31 à 6.38.

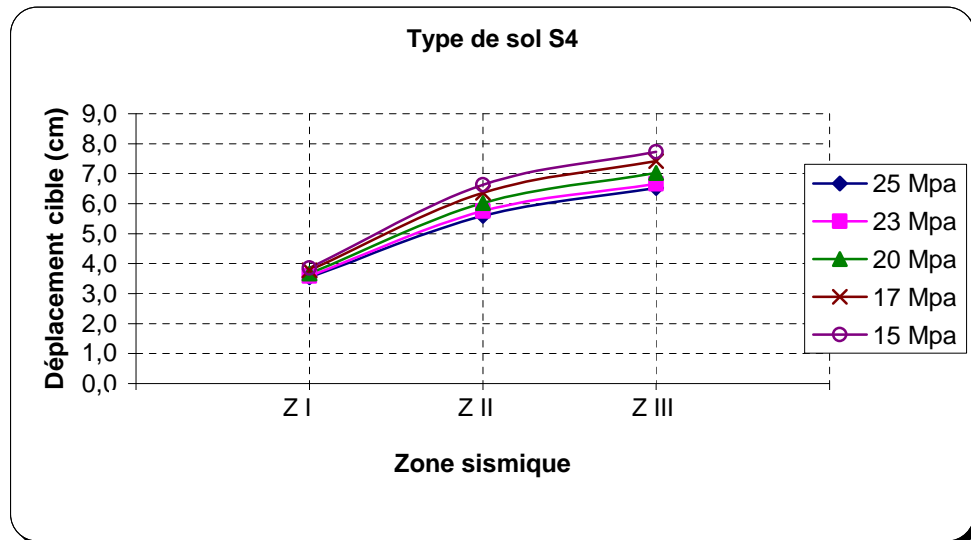


Figure 6.31 Déplacement cible en fonction de zone sismique, S4.

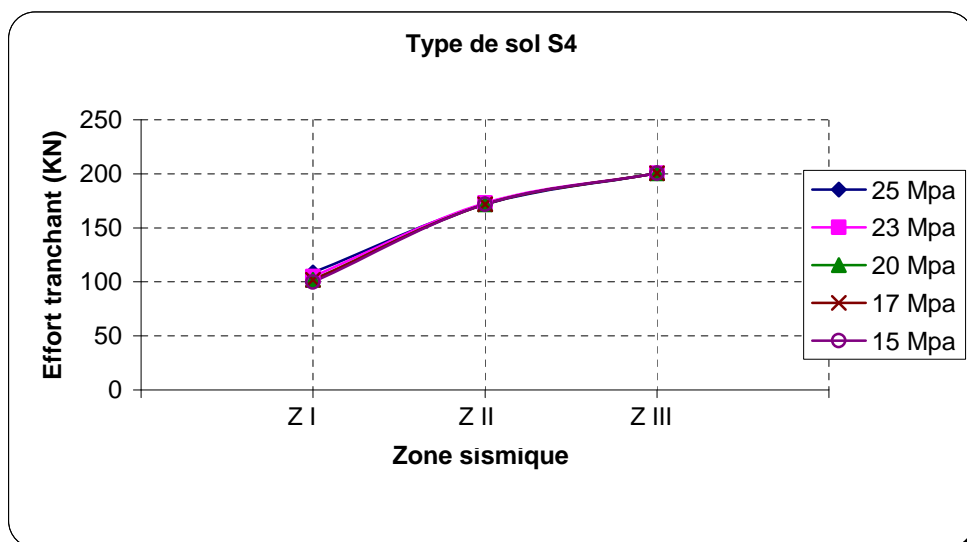


Figure 6.32 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S4.

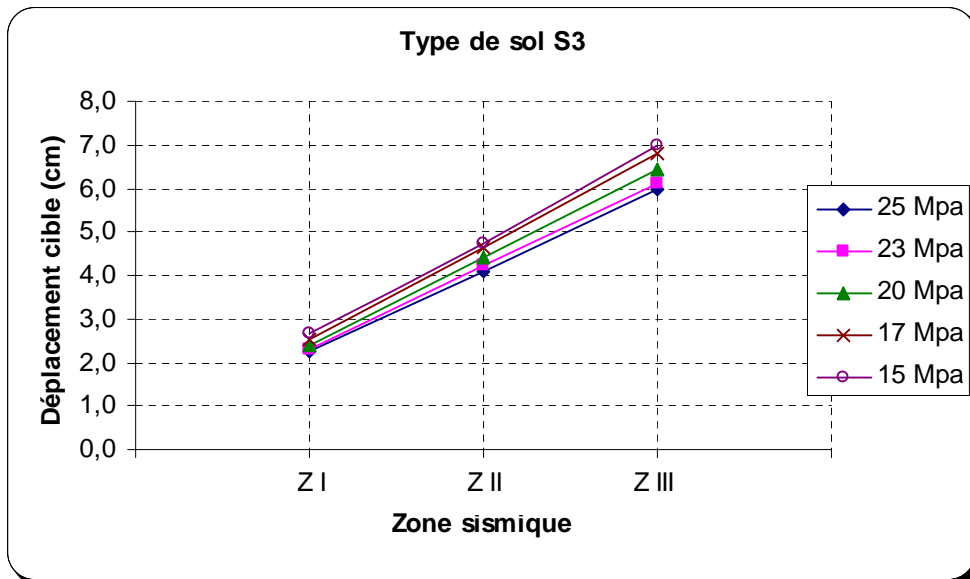


Figure 6.33 Déplacement cible en fonction de zone sismique, S3.

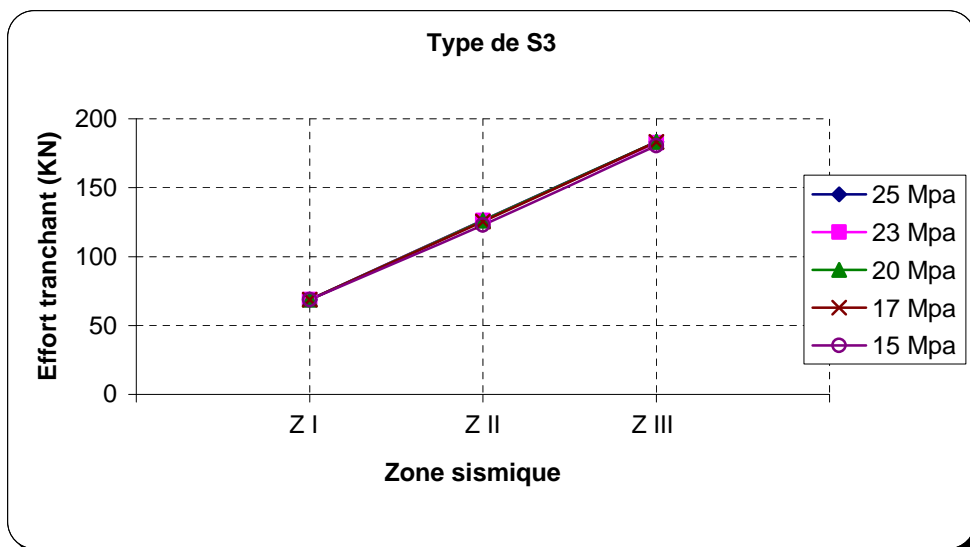


Figure 6.34 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S3.

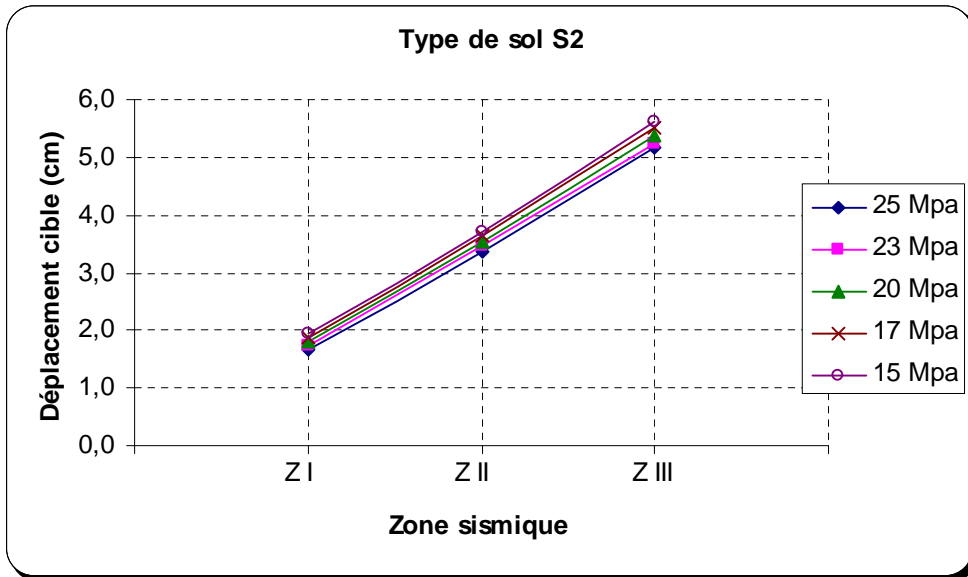


Figure 6.35 Déplacement cible en fonction de zone sismique, S2.

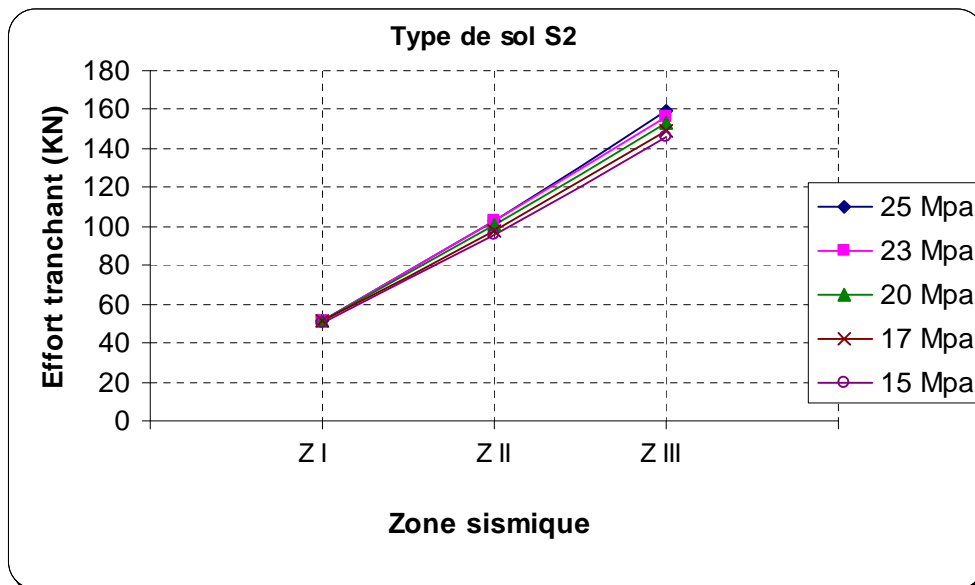


Figure 6.36 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S2.

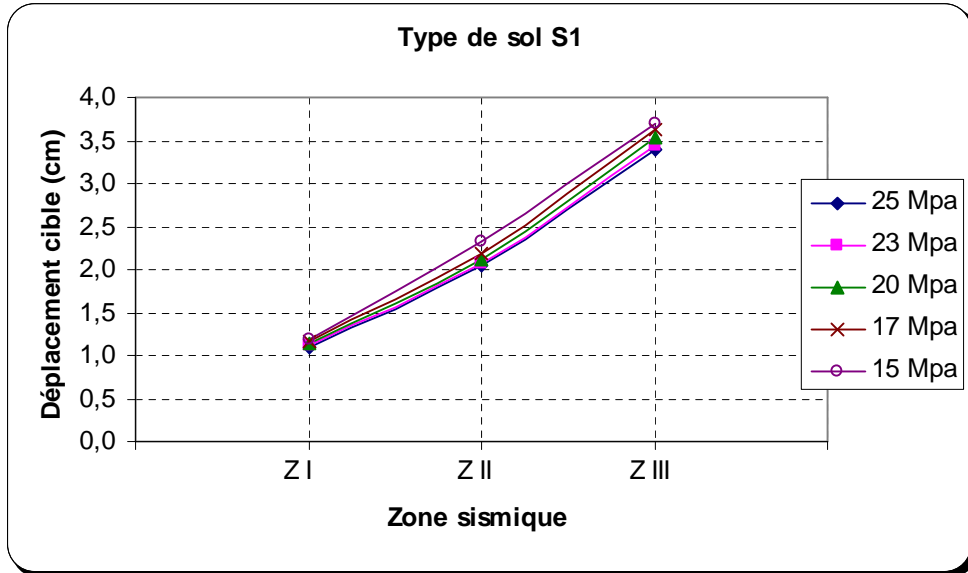


Figure 6.37 Déplacement cible en fonction de zone sismique, S1.

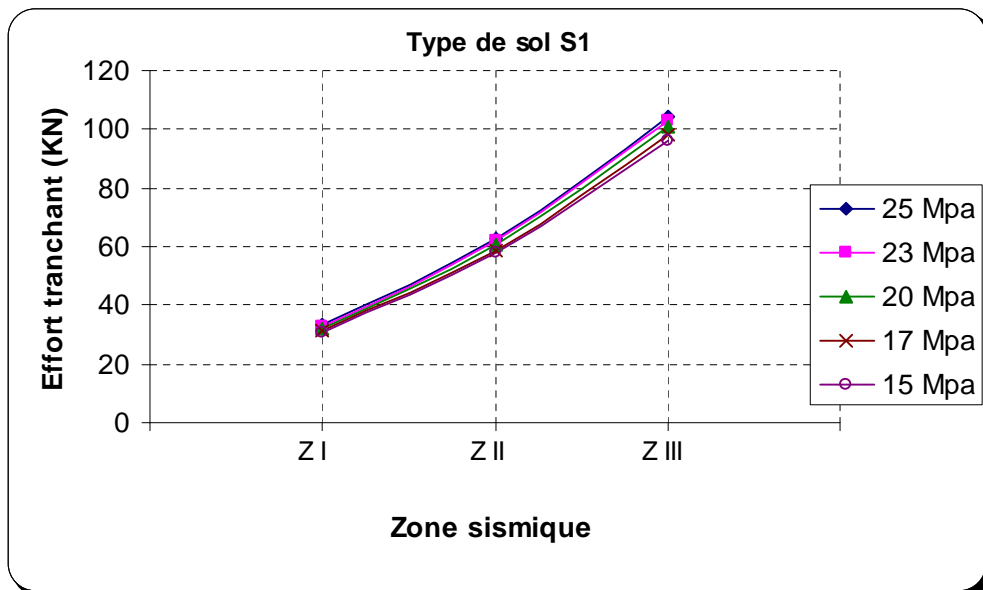


Figure 6.38 Effort tranchant à la base en fonction zone sismique, S1.

6.3.11 Conclusion

D'après les résultats de notre étude paramétrique nous pouvons conclure que :

- la variation de la résistance du béton à la compression de 15 MPa à 25 MPa a une influence assez considérable sur le déplacement cible, par contre l'effort tranchant à la base est indépendant du choix de la résistance du béton à la compression.
- L'influence de type de sol sur l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure est très important et ne peut pas être négligée.
- l'augmentation de l'intensité sismique a une influence très importante sur l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet et par conséquent sur la vulnérabilité de la structure.

CONCLUSION, PERSPECTIVES ET TRAVAUX FUTURS

L'évaluation de la vulnérabilité sismique est un élément essentiel qui permet de définir les niveaux de performance des bâtiments existants, lors d'un tremblement de terre. En effet, elle permet de construire les courbes d'endommagement (ou les courbes de fragilité) qui constituent une information et une donnée fondamentales afin de déterminer le degré de dommage et de prendre décision d'une éventuelle réhabilitation ou élimination, selon l'ampleur des dégâts.

L'objectif de ce mémoire est l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en béton armé en portique. Le choix de ce type de bâtiments pour l'analyse s'est fait car ces derniers forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les nouvelles villes algériennes.

Ce mémoire est constitué de deux parties essentielles, étude bibliographique et modélisation numérique :

- Étude bibliographique consacrée à l'amélioration de nos connaissances sur les effets du séisme sur les constructions en béton armé en portique, un aperçu sur les éléments de risque sismique et les différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité des bâtis existants en général. Dans le chapitre V, on a présenté la méthode capacité spectrale "ATC40" (spectre capacité - spectre demande) adoptée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure, cette dernière est basée sur la méthode des déplacements, en adoptant un diagramme accélération – déplacement au lieu d'un spectre Accélération–Période.

L'ATC40 utilise la méthode statique non – linéaire "pushover" pour déterminer la courbe de capacité de la structure qui permet de mieux appréhender le comportement non-linéaire des structures existantes en simulant la succession des phénomènes caractérisants l'état de chaque élément. De plus, elle permet une meilleure détermination des éléments critiques et de cerner le comportement sismique des structures d'une manière plus réaliste.

- Modélisation numérique se compose de deux parties :

Dans la première partie on a effectué une analyse non-linéaire en 3D d'un bâtiment en portique de 5 étages à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse en 3D nous a permis d'évaluer la vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens, ensuite on a comparé les deux courbes de la vulnérabilité pour connaître le sens le plus vulnérable.

Dans la deuxième partie de la modélisation on a effectué des analyses non-linéaires en 2D à l'aide du même logiciel sur un portique en béton armé, ces analyses ont permis d'étudier l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique .

Discussion :

Pour la première partie de la modélisation en 3D on a pu aboutir aux points importants suivants :

- La structure atteint le domaine post – élastique dans les deux principaux sens bien que la performance est évaluée dans une zone sismique moyenne ZIIb ;
- Le sens le plus vulnérable, c'est le sens transversal où la rigidité est inférieure à celle du sens longitudinal ;
- les résultats montrent que le système portique en béton armé est vulnérable en cas d'un séisme majeur;

Pour la deuxième partie de la modélisation en 2D, les résultats d'analyse par la méthode capacité spectrale "ATC40" peuvent se résumer ainsi :

- la variation de la résistance du béton à la compression de 15 MPa à 25 MPa a une influence assez considérable sur le déplacement au sommet qui a des augmentations de 2%,8%,14% et 19% correspondant aux résistances du béton à la compression de 23 MPa, 20 MPa, 17 MPa et 15 MPa respectivement par rapport à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$., par contre l'effort tranchant à la base reste presque constant;
- L'influence du type de sol est très importante sur l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure et ne peut être négligée, les résultats montrent des augmentations du déplacement au sommet et de l'effort tranchant à la base de, 52%,88% et 109% correspondant aux types de sol, S2, S3 et S4 respectivement par rapport à S1;

- L'influence de l'intensité sismique est également très importante sur l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet .A partir des résultats obtenus on a constaté des accroissements de déplacement et de l'effort tranchant à la base de, 72% et 101% correspondant aux zones sismiques ZII et ZIII respectivement par rapport à ZI.

Concernant les perspectives, ce travail conduit à envisager à poursuivre l'étude de l'influence des paramètres ci-dessous sur la vulnérabilité sismique des bâtis existants en béton armé en portique :

1. Taux de ferrailage ;
2. Modélisation de la torsion;
3. Variation de l'hauteur;
4. Modélisation de remplissage ;
5. Interaction sol structure ;

En fin, le calcul statique non linéaire est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtis existants, d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme et de fournir ainsi des informations nécessaires comme la ductilité globale, limites élastiques et limites plastiques. De nombreux pays de par le monde ont depuis de nombreuses années introduit et mis en application cette méthode dans les codes de construction parasismique et dans les programmes des risques, Par exemple aux Etats –unis (FEMA 273, 356 et ATC40), en Europe (EuroCod 8) et en Suisse (SIA 2018).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIE

- [1] 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.
- [2] BALANDIER P., **Sismologie Appliquée A L'usage Des Architectes Et Ingénieurs**, collection conception parasismique cahier 4, Mai 2004.
- [3] BETBEDER M-J, DOURY J-L, **Constructions parasismiques**, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.
- [4] CAPRA A., DAVIDOVICI V., **Calcul dynamique des structures en zone sismique**, Paris, Editions Eyrolles 1984.
- [5] BELMOUDEN Y., **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.
- [6] LIGNON S, JEZEQUEL L., **Approche robuste du spectre de réponse**, 18 ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007.
- [7] PECKER Alain., **Dynamique des structures et des ouvrages**, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Edition 2006
- [8] RPA99., Règles **Parasismiques Algériennes 99 Version 2003**, Algérie, OPU 2003.
- [9] BELMOUDEN Y, LESTUZZI P., **Evaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâtiments Existants En Suisse**, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ENAC-IS-IMAC, EPFL, Rapport de Recherche, 28 Avril 2006.
- [10] PELLISSIER V., **Evaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du bâtiment**, Thèse de doctorat Lausanne, EPFL 2004.
- [11] Bachmann H., **Conception parasismique des bâtiments . Principes de base à l'intention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités**, Directives de l'OFEG, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie, Berne, 2002.
- [12] PLUMIER André., **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.
- [13] DAVIDOVICI V., **Séisme de Boumerdes 21 mai 2003**, Rapport préliminaire Ministère de l'Habitat 8 juin 2003.
- [14] AFPS., **Vulnérabilité Sismique Du Bâti Existant : Approche D'ensemble**, document de travail, version 2.2, mai 2005.
- [15] MATE., **Le Risque sismique et le redéploiement des activités et de l'urbanisation algérie 2020**, Volume 1, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement Juillet 2003.

- [16] EERI ., **The Boumerdes, Algeria, Earthquake of May 21, 2003**, Reconnaissance Report Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California ,October 2003.
- [17] CLOTAIRE M., **Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville**, Thèse de doctorat, l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, 22 octobre 2007.
- [18] AFPS., **Le Séisme du 21 mai 2003 en Algérie**, Rapport préliminaire de la mission AFPS Version du 8 juillet 2003.
- [19] GUEGUEN P., **Evaluation de la vulnérabilité**, Rapport final, Laboratoire de Géophysique et Tectonophysique Observatoire de Grenoble, Août 2006.
- [20] Kerstin Lang ., **Seismic vulnerability of existing buildings**, These de doctorat , Swiss Federal Institute Of Technology Zurich ,Lausanne 2002.
- [21] Kadid A., **Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé**, Rapport Final, Université de Batna, 2006.
- [22] ATC-40., **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**, Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [23] Mouroux P., Negulescu C., **Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité)**, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [24] Krawinkler H., **Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure**, vol: 20, edition: Elsevier science, Department of civil engineering standford university U.S.A 1998.
- [25] Alessandro Dazio., **Capacité portante des constructions en béton**, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Traduction ENAC-IS-IMAC, EPFL
- [26] FEMA 273 , **NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures**, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [27] Chopra A.K. and Goel R.K., **A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation**.Tech. Rep.2001/3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2001.
- [28] FEMA 356, **FEMA 356- Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings**, Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- [29] COMBESCURE D., **Modélisation des structures de génie civil sous Chargement sismique a l'aide de CASTEM 2000**, Rapport DM2S, 2001.
- [30] Belmouden Y., Pierino L., **Éléments de typologie du bâti existant en Suisse**, Rapport de Recherche, ISIMAC, EPFL, Publication N°5, Mars 2005.
- [31] BAEL 91., **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites**, section I du CCTG, 306 p, 1992.

- [32] OFEG.,**Sécurité des ouvrages d'accumulation documentation de base pour la vérification des ouvrages d'accumulation aux séismes**, Berichte des BWG, Serie Wasser - Rapports de l' Office fédéral des eaux et de la géologie, série Eaux - Rapport de l'UFAG, Serie Acque, Version 1.2 Mars 2003.
- [33] Fajfar P. **A nonlinear analysis method for performance based seismic design**, Earthquake spectra, Vol.16, N°.3, pp.573-592, 2000.
- [34] UBC 1997, **Structural Engineering Design Provisions**, Uniform Building Code, California, 1997.
- SAP2000, **web tutorial1- quick pushover analysis tutorial**,computer and structures, Inc.Berkeley, California, 1999.

Annexe A

Obtention du point de performance "Approche en ductilité EC8"

Elle a été proposée par Fajfar dès 1998. Elle utilise des spectres inélastiques (figure A.1), dont le coefficient réduction R_μ , pour passer du spectre élastique ($\beta = 5\%$, $\mu = 1$), aux spectres inélastiques ($\mu > 1$) [33] :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T_s)}{A_y} \tag{A.1}$$

$$R_\mu = (\mu - 1)T_s / T_2 + 1 \text{ pour } T_2 > T_s \tag{A.2}$$

$$R_\mu = \mu \text{ pour } T_2 \leq T_s \leq T_3 \tag{A.3}$$

Avec :

S_{ae} : spectre d'accélération élastique

A_y : Accélération spectrale correspondant à la limite élastique de la structure.

T_2 : Période de transition sur le spectre et

T_s : Période fondamentale de la structure.

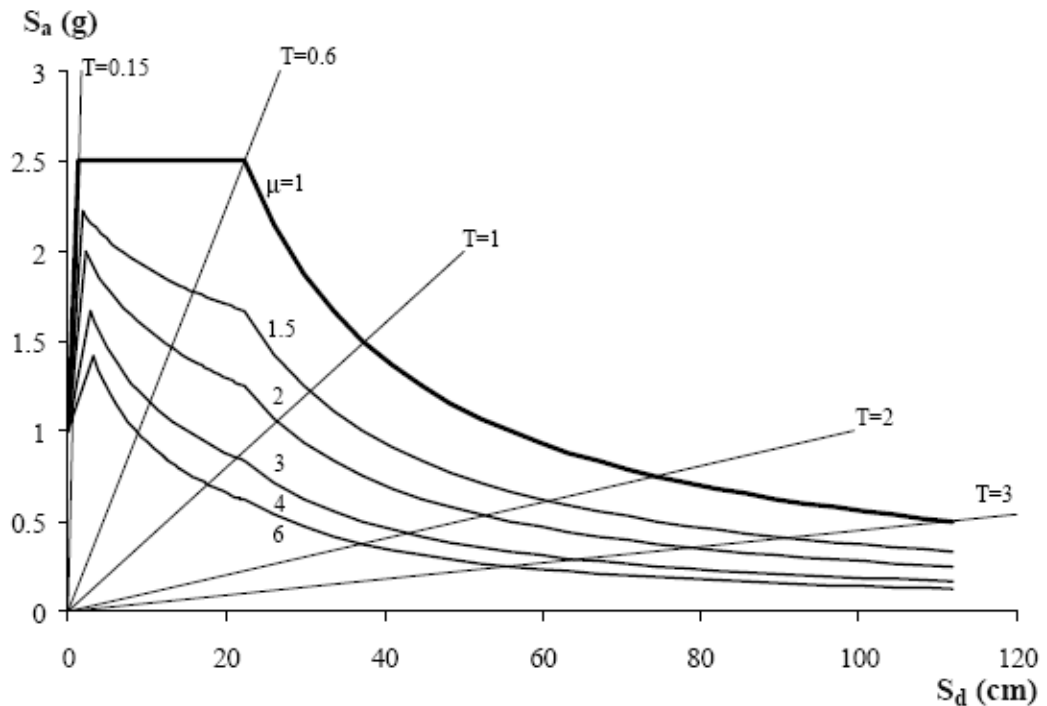


Figure A.1 Spectres inélastiques d'après [33].

Dans cette approche, le point de performance est obtenu lorsque la demande en ductilité du spectre inélastique est égale à la ductilité de la structure (figure A.2).

- Ductilité de la structure $\mu_p = D_p / D_y$ (A.4)

- Demande en ductilité du spectre inélastique :

$$\mu = \left[1 + (S_{ae} / A_y - 1) T_2 / T_s \right] \text{ pour } T_2 > T_s \text{ et } S_{ae} / a_y > 1 \quad (\text{A.5})$$

$$\mu = S_{ae} / A_y \quad \text{pour } T_2 \leq T_s \leq T_3 \quad (\text{A.6})$$

Par l'utilisation des équations (A.4), peut obtenir le déplacement cible D_p .

$$D_p = \mu \cdot D_y = S_{de} / R_\mu = S_{de} \quad \text{pour } T_2 \leq T_s \leq T_3 \quad (\text{A.7})$$

$$D_p = \mu \cdot D_y = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_2}{T_s} \right) \quad \text{pour } T_2 > T_s \text{ et } S_{ae} / A_y > 1 \quad (\text{A.8})$$

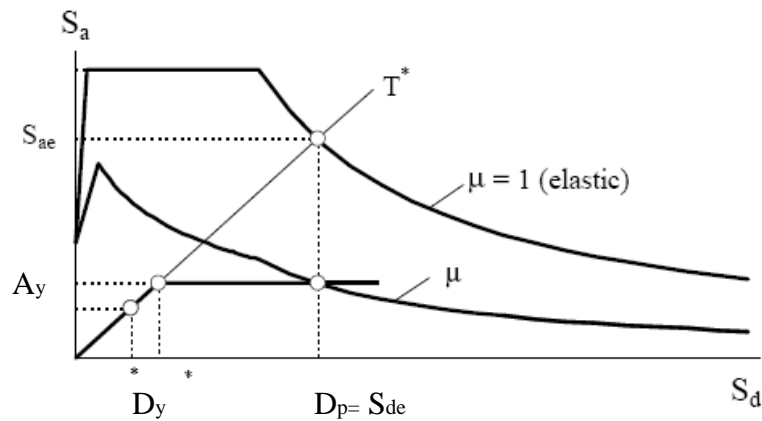


Figure A.2 Spectres de demande élastique et inélastique et la courbe de capacité

Annexe B

B.1 Exemple de calcul des moments M_B, M_C, M_E et M_D

Le poteau a une section de $(0,3 \times 0,3)m^2$, hauteur 3,06 m, Réalisé par béton a une résistance de compression $f_{c28} = 25 MPa$, Module d'élasticité $E_b = 32164 MPa$.

Pour les poteaux on utilise les formules suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_B &= 0,7E.I_c.\phi_y &= 212,76 \text{ kN} \\ M_C &= 1.25.M_B &= 226,00 \text{ kN} \\ M_D &= M_E = 0.6.M_B &= 42,60 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \quad (B.1)$$

$$I_c = \frac{b.h^3}{12} = \frac{(0,3 \times 0,3^3)}{12} = 0,000675 m^4 \quad (B.2)$$

$$\phi_y = 2,1 \times \frac{\varepsilon_{es}}{l_s} = 2,1 \times \frac{2\text{‰}}{0,3} = 0,014 m^{-1} \quad (B.3)$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} = 0,014 \frac{3,06}{3} = 0,014 m^{-1} \quad (B.4)$$

B.2 Calcul des conditions de rotations selon le FEMA356

▪ **Conditions de l'effort normal**

P : l'effort normal maximal, P=38,37 t.

Tableau B.1 Résultats des conditions des efforts tranchants

P (t)	Ag (m ²)	f _{c28} (t/m ²)	$\frac{P}{A_g f_c}$
38,37	0,09	2500	0,17
38,37	0,09	2300	0,19
38,37	0,09	2000	0,21
38,37	0,09	1700	0,25
38,37	0,09	1500	0,28

▪ Conditions d'efforts tranchants :

Tableau B.2 Résultats des conditions des efforts tranchants des poteaux

V (ton)	b (m)	d (m)	f_{c28} (t/m ²)	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}$
0,95	0,3	0,3	2500	0,21
0,95	0,3	0,3	2300	0,22
0,95	0,3	0,3	2000	0,24
0,95	0,3	0,3	1700	0,26
0,95	0,3	0,3	1500	0,27

Tableau B.3 Résultats des conditions des efforts tranchants des poutres

V (ton)	b (m)	d (m)	f_{c28} (t/m ²)	$\frac{V}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}$
3,60	0,30	0,35	2500	0,69
3,60	0,30	0,35	2300	0,71
3,60	0,30	0,35	2000	0,77
3,60	0,30	0,35	1700	0,83
3,60	0,30	0,35	1500	0,89

D'où : V l'effort tranchant maximal déduit de la sollicitation non sismique.

$$\rho : \text{Pourcentage d'acier tendue} , \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (\text{B.5})$$

$$\rho' : \text{Pourcentage d'acier comprimé} , \quad \rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} \quad (\text{B.6})$$

$$\rho_{bal} : \text{Pourcentage d'acier d'équilibre} : \quad \rho_{bal} = \frac{455}{630 + f_e} \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{B.7})$$

$$A_s = A_s' \Rightarrow \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = 0$$

Annexe C

C.1 Établissement du spectre format A-D

Pour établir un spectre de demande sismique élastique format A-D, on utilise la formule (C.1.1). Pour faciliter le calcul, on transforme les données d'un spectre élastique format (A-T) d'un fichier (.txt) à un fichier Excel pour obtenir le spectre de déplacement élastiques S_{de} puis on trace le spectre S_{ae} en fonction de S_{de} . La figure C.1, présente un exemple de spectres de demande élastiques format (A-D).

Il est à noter que le logiciel SAP 2000 permet l'introduction du spectre de demande à partir d'un fichier (.txt) format A-T, puis c'est lui de faire la conversion au format (A-D) mais il faut calibrer le spectre par les coefficients C_a et C_v car le logiciel SAP2000 travaille avec les normes américaines.

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (\text{C.1.1})$$

Où

- S_{de} : spectres de déplacement élastiques
- S_{ae} : spectres d'accélération élastiques
- T_n : Période correspondant à S_{ae} .

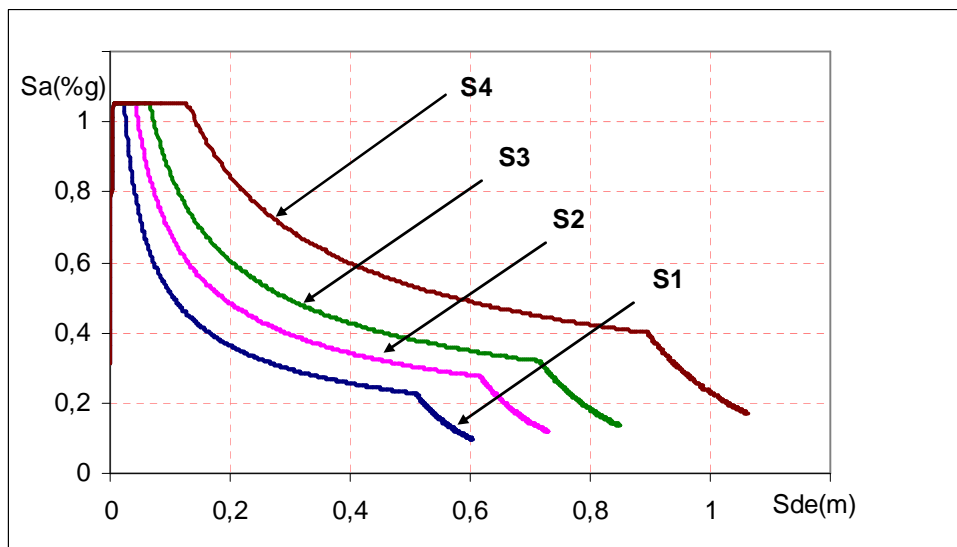


Figure C.1 Conversion des spectres format A-T RPA à des spectres élastiques format A-D

C.2 Détermination des coefficients Ca et Cv

Nous avons effectué une comparaison entre la classification des sites de l' RPA (tableau C.1) et la classification des sites de l'UBC 1997 [33] (tableau C.2). Grâce à cette comparaison on a pu déduire que les types de sol selon l'RPA, S1, S2, S3 et S4 Correspondants aux types de sol SB, SC, SD et SE respectivement. Après cette comparaison on a utilisé les tableaux C.3 et C4 d'après [33] Pour déterminer les coefficients Ca et Cv. concernant les valeurs inexistantes des coefficients d'accélération de zone dans les tableaux C.3 et C.4, l' UBC 1997 nous permet de les calculer par des interpolations linéaires. Le tableau C.5 présente les valeurs des coefficients Ca et Cv utilisées dans la modélisation numérique.

Tableau C.1 Classification des sites RPA99 Version 2003

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPA) (f)	V_s (m/s) (g)
S₁	Rocheux	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - <800
S₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - <400
S₄	Très Meuble	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100<200

Tableau C.2 Classification des sites UBC 1997

Catégorie	Description	V_s (m/s)	N	SU (kPa)
SA	Roche dur	1500	-	-
SB	Rocheux	760-1500	-	-
SC	Ferme	360-760	>50	>100
SD	Meuble	180-360	15-50	50-100
SE	Très Meuble	<180	<15	<50

Tableau C.3 Valeurs de coefficient sismique d'accélération C_a

Sol profile type		Coefficient d'accélération A				
UBC 1997	RPA 2003	0.075	0.15	0.20	0.25	0.3
SA	-	0.06	0.12	0.16	0.20	0.24
SB	S1	0.08	0.15	0.20	0.25	0.30
SC	S2	0.09	0.18	0.24	0.29	0.33
SD	S3	0.12	0.22	0.28	0.32	0.36
SE	S4	0.19	0.30	0.34	0.35	0.36

Tableau C.4 Valeurs de coefficient sismique de vitesse C_v

Sol profile type		Coefficient d'accélération A				
UBC 1997	RPA 2003	0.075	0.15	0.20	0.25	0.3
SA	-	0.06	0.12	0.16	0.20	0.24
SB	S1	0.08	0.15	0.20	0.25	0.30
SC	S2	0.13	0.25	0.32	0.38	0.45
SD	S3	0.18	0.32	0.40	0.47	0.54
SE	S4	0.26	0.50	0.64	0.74	0.84

Tableau C.5 Valeurs des coefficients C_a et C_v caractérisants le type de sol et la zone sismique.

Classe de Sol	Zone Sismique	Coefficient d'accélération A	C_a	C_v
S1 Site rocheux	III	0,25	0,25	0,25
	II	0,2	0,2	0,2
	I	0,1	0,1	0,1
S2 Site ferme	III	0,25	0,29	0,38
	II	0,2	0,24	0,32
	I	0,1	0,14	0,19
S3 Site meuble	III	0,25	0,32	0,47
	II	0,2	0,28	0,4
	I	0,1	0,17	0,25
S4 Site très meuble	III	0,25	0,35	0,74
	II	0,2	0,34	0,64
	I	0,1	0,25	0,38

ملخص

ان تقييم الهشاشة الزلزالية للمباني القائمة هو عنصر مهم يسمح لنا بمعرفة المستويات القياسية أثناء حدوث زلزال و بتصميم منحنيات التضرر (أو منحنيات الهشاشة) التي تعطي معلومة أساسية لإيجاد درجة التضرر و بالتالي يمكننا اخذ القرار المناسب بتأهيل أو إزالة المنشأة وهذا حسب مدى التضرر .

خلال هذه الدراسة استعرضنا مختلف طرق تقييم المنشآت القائمة و بعدها قمنا بتقييم الهشاشة الزلزالية و دراسة بعض العناصر المؤثرة عليها عن طريق نمذجة ثلاثية الأبعاد لبناء إطارى و ثنائية البعد لإطار من الخرسانة المسلحة بواسطة طريقة طيف السعة (**Méthode Capacité Spectrale, ATC40**) التي تعتمد على التحليل الستاتيكي اللاخطي (**Analyse Statique Non Linéaire , Pushover**) الذي يسمح لنا بفهم السلوك اللامرن للمنشآت اثناء الزلزال. النمذجة تمت باستعمال برنامج SAP 2000 الذي يعمل بطريقة العناصر المحددة.

RÉSUMÉ

L'évaluation de la vulnérabilité sismique est un élément essentiel qui permet de définir les niveaux de performance des bâtis existants lors d'un séisme. En effet, elle permet de construire les courbes d'endommagement (ou les courbes de fragilité) qui constituent une information et une donnée fondamentale dans la détermination du degré de dommage et de prendre décision d'une éventuelle réhabilitation ou élimination, selon l'ampleur des dégâts.

Dans cette étude, nous avons exposé les différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique et effectué une modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel SAP 2000 en utilisant la méthode de capacité spectrale "ATC40".

Cette modélisation est scindée en deux parties. La première partie consiste à effectuer une analyse non-linéaire "Pushover" en 3D d'un bâtiment de 5 étages à l'aide du logiciel SAP 2000. Cette analyse permettra principalement d'évaluer la vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens, ensuite une comparaison des deux courbes de la vulnérabilité est faite pour connaître le sens le plus vulnérable. La deuxième partie de la modélisation consiste à effectuer des analyses non-linéaires en 2D à l'aide du même logiciel sur un portique en béton armé, ses analyses permettront d'étudier l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique.

ABSTRACT

The evaluation of seismic vulnerability is essential to define the performance levels of existing buildings during an earthquake. It makes it possible to construct curves of damage (or fragility curves) which provide information and fundamental data in determining the degree of damage and take a decision whether rehabilitation or demolition is necessary, depending on the magnitude of the damage.

In this study, we describe different methods for evaluating the seismic vulnerability. Furthermore, we performed a modeling by finite elements method using the software SAP200, and adopting the method of spectral capacity "ATC40".

The modeling is divided into two parts; the first one is to analyze nonlinear "Pushover" in 3D for a 5-storey building using the software SAP 2000. This 3D analysis will mainly assess the seismic vulnerability in the two main ways, then we compare the two curves of vulnerability for the most vulnerable way, the second part of modeling is to perform non-linear analysis in 2D using the same software on reinforced concrete frame to study the influence of some parameters on the seismic vulnerability.