

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par : Smaini dounya & Tabi fatima ezzahra

Intitulé

**Élaboration des spectres de réponse en accélération -
déplacement (A-D) conformément aux règles parasismiques
algériennes RPA 99 V.2003**

Soutenu devant le jury composé de :

Mr. MENASRI Youcef	Université de M'sila	Encadreur
Mr. BOULAOUED Abderrachid	Université de M'sila	Président
Mr. OUZENDJA Djamal	Université de M'sila	Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur

Mr. MENASRI .Y qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui on contribue à notre réussite dans nos études, depuis notre première année scolaire jusqu'à la dernière année universitaire.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Que tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

MERCI

إهداء

الحمد لله الذي وفقنا لهذا العمل المتواضع واهدني هذا التخرج :
إلى نبع الحنان التي وهبت فلذة كبدها كل العطاء ورعتني حق الرعاية و سهرت
ليالي طويلة تتبعني خطوة بخطوة وتحيطني بدعواتها كل صباح وتسدني في كل
الشدائد وتصبر علي كل شيء في سبيل أن أصل الى هذا النجاح
..... أمي الغالية.....

إلى الذي وهبني كل ما يملك لأحقق له آماله ،إلى من دفعني قدما نحو النجاح
إلى الذي ضحى بالغالي والنفيس من أجل تربيته وتعليمنا إلى قدوتي في الحياة
.....أبي

الغالي.....

إلى الأستاذ المؤطر الذي أمانني ووجهني في انجاز المذكرة ولم يبخل علي بكل
معلومة الدكتور مناصري يوسف
إلى رئيس القسم الذي سهل لنا طريقا للعلم الأستاذ القدير بعلي العيد.
إلى كافة أساتذة قسم الهندسة المدنية خاصة و كلية التكنولوجيا عامة.
إلى جميع الأساتذة من الابتدائي إلى الجامعة الذين بذلو كل مجهوداتهم لأصلا إلى
هذا النجاح

وإلى كل من يعرفني ووقف معي وساهم في هذا النجاح من قريب أو من بعيد
وإلى كل من يؤمن بأن بذور نجاح التغيير في ذواتنا وفي أنفسنا قبل أن تكون في
أشياء أخرى.

واهدني هذا التخرج إلى العائلتين : سماعيني وبوضياف / طيبي وبوطييق
الطالبتين : دنيا سماعيني و فاطمة الزهراء طيبي

Elaboration Des Spectres de réponse en accélération - déplacement (A-D) Confirment aux Règles Parasismiques algériennes RPA 99 V2003

Résumé :

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 l'évaluation sismique des bâtiments. 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. Dans Les Règles Parasismiques algériennes RPA 99 V2003, l'analyse des structures s'effectue à l'aide du spectre, format accélération-période (A-T), or il n'existe pas de spectres de réponse format (A-D) propres aux différents types de sol dans RPA. Dans cette étude nous présentons la méthode d'élaboration des spectres format (A-D). De nombreux pays de par le monde ont depuis de nombreuses années introduit et mis en application ce type de spectre 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).

Mots Clés

Spectre De Réponse, Analyse statique non -linéaire "Push over", Séisme,

إعداد أطياف استجابة للتسارع - انتقال مطابقة للقواعد الزلزالية الجزائرية

ق ز ج 99 إصدار 2003 (RPA 99 V2003)

ملخص:

مع ظهور طرق التصميم المرتكزة على الانتقال, فإن أطياف الاستجابة بدلالة الانتقال أصبحت أكثر فأكثر استعمالاً. في منتصف التسعينات من القرن الماضي نوع جديد من طيف الاستجابة ظهر لتقييم الزلزالي للمباني. في هذا الطيف التسارع S_a يرسم بدلالة الانتقال S_d . الفائدة لهذا الأخير يكمن في إمكانية استعماله في طريقة التحليل الستاتيكي اللا خطي (Pushover) التي تستند على الانتقالات. في القواعد الزلزالية الجزائرية تحليل المنشآت يتم بطيف استجابة من نوع تسارع-دور (A-T) غير أنه لا يوجد طيف من نوع تسارع انتقال لمختلف أنواع التربة. عدة دول في العالم منذ عدة سنوات أدخلت ووضعت في التطبيق هذا النوع من أطياف الاستجابة في القواعد الزلزالية وفي برامج الأخطار مثلًا في الولايات المتحدة (FEMA 273, 356 ATC40), وفي أوروبا (EuroCod 8) وفي سوينا (SIA 2018).

الكلمات المفتاحية :

طيف الاستجابة - طريقة التحليل الستاتيكي الا خطي (Pushover) - زلزال.

Development of response spectra in acceleration - displacement (A-D) Confirm to Algerian Earthquake Rules RPA 99 V2003

Summary:

With the advent of on-the-go sizing methods, on-the-go spectra are increasingly used. In the mid-1990s, a new type of spectrum appeared for the seismic evaluation of buildings, in this spectrum the spectral acceleration S_a is plotted as a function of the spectral displacement S_d . The advantage of this lies in the possibility of using it in the non-linear "Pushover" static analysis method which is based on displacements. In the Algerian Parasismic Rules RPA 99 V2003, the analysis of structures is carried out using the spectrum, acceleration – period format (A-T), but there are no response format spectra (AD) specific to different types of soil in RPA. In this study we present the method of elaboration of format spectra (A-D). Many countries around the world have for many years introduced and implemented this type of spectrum in earthquake-resistant building codes and risk programs, For example in the United States (FEMA 273, 356 and ATC40), Europe (EuroCod 8) and Switzerland (SIA 2018).

Keywords

Response Spectrum, Non-linear "Push over" Static Analysis, Earthquake,

TABLE DES MATIÈRES

Remerciement	I
Dédicace	II
Résumé	IV
Table des matières	V
Liste des tableaux	IX
Liste des illustrations	XII
Liste des notations	XIII
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LES SEISMES

1.1 Introduction	2
1.2. Naissance du séisme	3
1.2.1 Approche de la théorie de la tectonique des plaques	3
1.3 Distribution mondiale des séismes.....	3
1.3.1. Ceinture croum pacifique.....	3
1.3.2. Ceinture Alpe-himalayenne	4
1.3.3. Zone des dorsales océaniques.....	4
1.3.4 Séisme tectonique.....	4
1.3.5 Caractéristique de séisme	5
• Epicentre.....	5
• Hypocentre	5
• faille.....	6
1.3.5.1 Séismes superficiels.....	6
1.3.5.2 Séismes intermédiaires	7
1.2.5.3 Séismes profonds	7
1.3.6 Ondes Sismiques	8
1.3.6.1 Ondes de volume.....	8

• Ondes (P) (prémaires)	9
• Ondes (S) (secondaires)	9
1.3.6.2 Ondes de surface.....	10
1.3.6.2.1 Ondes de Love.....	10
1.3.6.2.2 Ondes de Rayleigh	10
1.3.7. Evénements historiques des séismes en Algérie.....	11
1.4 Mesure de l'importance d'un séisme	13
1.4.1 Magnitude.....	15
1.4.2 types de magnitude.....	16
1.4.3 Relation entre la magnitude et l'énergie émise.....	17
1.4.4 Relation entre l'intensité et la magnitude.....	17
1.5 Enregistrement des séismes	18
1.6 Mouvement Sismique.....	19
• <i>La période</i>	19
• <i>L'Amplitude</i>	19
• <i>Fréquence</i>	19
1.7 Caractérisation des accélérogrammes.....	20
1.8 Conclusion	21

CHAPITRE II

LES SPECTRE DE Réponse

2.1 Introduction	22
2.2 Spectres de réponse	23
2.2.1 Oscillation des structures-spectre de réponse	24
2.2.2 Spectres de réponse linéaire	25
2.2.2.1 Préambule	25
2.2.2.2 Specter de Fourier.....	26
2.2.2.3 Specter de response	28
2.2.2.4 Interpretation des values spectral.....	29
2.2.2.4.1 Interprétation de Sa.....	30
2.2.2.4.2 Interpretation de Sv.....	31

2.2.2.5	Présentation du spectre de réponse.....	32
2.2.2.6	Caractéristiques du specter de response	33
2.2.2.6.1	Coefficient sismique	33
2.2.2.6.2	Effete de l'amortissement	34
2.2.2.6.3	Asymptotes du spectre de réponse	34
2.2.2.7	Specter élastique de calcul normalisé	35
2.2.2.8	Application du spectre de réponse élastique.....	36
2.2.3	Spectre de réponse non-linéaire.....	37
2.2.3.1	Introduction	37
2.2.3.2	Ductilité	37
2.2.3.2.1	Rôle de la ductilité.....	37
2.2.3.2.2	Définition de la ductilité en chargement statique.....	40
2.2.3.3	Nécessité du spectre de réponse non-linéaire.....	40
2.2.3.4	Définition du spectre de réponse élasto-plastique	40
2.2.3.5	Application du spectre de réponse élasto-plastique.....	45
2.2.3.6	Spectre de dimensionnement.....	46
2.2.3.7	Déduction approchée du spectre de réponse élasto- plastique à partir du spectre élastique	47
2.2.3.7.1	Critère de l'égalité des déplacements	48
2.2.3.7.2	Critère de l'égalité des énergies.....	48
2.2.3.7.3	Commentaires.....	49
2.3	Conclusion	49

CHAPITRE III

ETABLISSENT ET APLICATION DE SPECTER DE REPONSE FORMA

(A-D)

3.1	Spectre de demande	50
	Résultats.....	53
3.2	Introduction	56
3.3	Modélisation de bâtiment en béton armé en 3D	56
3.3.1	Description de bâtiment étudié.....	56
	<i>modèle</i>	56

3.3.2 Classe des ouvrages, zone du risque sismique et classe du sol.....	57
3.3.3 Définition des charges.....	57
3.3.3.1. Les charges gravitaires.....	58
3.3.3.2. Les charges latérales.....	59
3.3.4. -Eléments Structuraux.....	59
3.3.4. 1.Ferraillage existant des poteaux	59
3.3.4. 2. Ferraillage existant des poutres.....	59
3.3.5. Essai d'auscultation dynamique à l'ultra-son	60
3.4. Eléments Structuraux.....	61
3.4.1.2 Essai d'auscultation dynamique à l'ultra-son.....	61
3.5. Les propriétés du béton et acier utilisés	61
Acier	61
Béton	62
3.6. Les courbes de capacité de la structure.....	63
3.6.1 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement	66
éléments structurels.....	66
3.6.2. critères de rotation utilisés pour les poteaux.....	67
3.6.3 critères de rotation utilisés pour les poutres.....	68
3.6.4 Conditions aux limites.....	68
3.6.5 Modélisation de l'action sismique	69
3.7 Résultats	69
3.7.1 Résultats d'analyse modale.....	70
3.7. 2 Résultats d'analyse statique non linéaire.....	71
3.7. 3 Résultats de la vulnérabilité de la structure.....	71
3.7.4 Développement des rotules plastiques.....	74
3.8 Conclusion	74
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	75

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1.1 caractéristique de séisme.....	3
Figure 1.2 Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre.....	4
Figure 1.3 Model des plaques tectoniques.....	5
Figure 1.4 Les caractéristiques d'un séisme.....	5
Figure 1.5 type des failles.....	6
Figure 1.6 Représentation du mouvement des ondes P et S.....	10
Figure 1.7.Propagation des ondes.....	11
Figure 1.8 carte des failles actives et failles supposées actives dans la région D'Alger et ces alentours (modifié de elles et al) retouché pour ce travail.....	12
Figure 1.9 Schéma simplifié d'un sismographe.....	19
Figure 1.10 Schéma simplifié Mouvement Sismique.....	19
Figure 1.11 Accélérogramme du séisme du 21 Mai 2003 station Dar El Beida.....	20
Figure 2.1 Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse.....	23
Figure 2.2 Accélération du sol et réponse de la structure.....	24
Figure 2.3 Specter d'amplitude de Fourier.....	26
Figure 2.4 Spectre de "pseudo-vitesse".....	29
Figure 2.5 Diagramme tripartite.....	33
Figure 2.6 Application du specter de réponse à l'oscillateur simple.....	36
Figure 2.7 Diagrammes sollicitation-déformation; linéaire (I) et élasto-plastique.....	37
Figure 2.8 Diagramme sollicitation-déformation permettant la définition de la ductilité.....	38
Figure 2.9 Comportement élasto-plastique en statique et en dynamique.....	39

Figure 2.10 Comportements élastique (b) et élasto-plastique (c) d'un oscillateur simple (a)	40
Figure 2.11 Energie de déformation dans un comportement élasto-plastique.....	44
Figure 2.12 Utilisation du spectre de réponse élasto-plastique.....	45
Figure 2.13 Spectres normalisés ($\xi = 5\%$).....	47
Figure 2.14 Critères de l'égalité: des déplacements maximaux et des énergies.....	48
Figure 2.15 Déduction approchée du spectre élasto-plastique.....	51
Figure 3.1 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S1, Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1	52
Figure 3.2 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S2, Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1	52
Figure 3.3 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S3, Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1	53
Figure 3.4 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S4, Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1	54
Figure 3.5 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S1, Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1.....	54
Figure 3.6 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S2, Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1.....	55
Figure 3.7 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S3, Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1.....	55
Figure 3.8 Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S4 ,Groupe d'usage 2 ,A = 0.15, $\xi = 5\%$, Q= 1.....	56
Figure 3.9. Vue en plan de modèle.....	57
Figure 3.10. Vue en générale de modèle.....	57
Figure 3.11. Distribution des charges la terras de bloc barre 01.....	59

Figure3.12. Diagramme de déformation-contrainte.....	62
Figure3.13. Loi de comportement bilinéaire en déformation d'après.....	65
Figure3.14. Modélisation des éléments structurels pour l'analyse "Pushover".....	65
Figure3.15. Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (x).....	70
Figure3.16. Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (y)	71
Figure.3.17. Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande) Obtenue par la méthode ATC40 sens(x).....	72
Figure.3.18. Courbe vulnérabilité (Capacité - Demande)obtenue par la méthode ATC40 sens(y).....	73
Figure 3.19. Formation des rotules plastiques portique 2-2 bloc barre 01sens (x)...	74

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1. Les tremblements de terre historiques et récents dans le nord de l'Algérie (Io > VI) à partir du Catalogue Tremblement de terre algérienne.....	13
Tableau 1.2. Classification des séismes Suivant la profondeur du foyer.....	14
Tableau 1.3. Présente les résultats préconisés par GUETENBERG en 1956 de la relation intensité maximale, magnitudes pour différents séismes.....	18
Tableau 2.1 Quelques valeurs du facteur d'amplification recommandées par New mark et Hall	36
Tableau 3.1 Valeurs de coefficient d'accélération de zone A.....	51
Tableau 3.2 Valeurs des Périodes T1 et T2.....	51
Tableau 3.3 Le caractéristique géométrique de bâtiment.....	57
Tableau 3.4 Les données sismiques de bloc barre 01 (R+2).....	59
Tableau 3.5 valeurs des charges gravitaire et latérales de bloc barre 01.....	59
Tableau 3.6. Ferrailage des poteaux bloc barre 01.....	59
Tableau 3.7. Ferrailage des poutres Bloc 01 barre.....	60
Tableau 3.8. La vitesse d'auscultation dynamique.....	60
Tableau 3.9. la résistance moyenne des éléments teste Bloc barre 01.....	61
Tableau 3.10 Essai d'auscultation dynamique.....	61
Tableau 3.11. Fen fonction du type d'acier.....	63
Tableau 3.12. Caractéristiques des matériaux « bloc 01 ».....	63
Tableau.3.13. Rigidité de flexion utilisée pour modéliser les éléments structurels.....	64
Tableau 3.14 Résultats des poteaux.....	67
Tableau 3.15. Résultats des poutres.....	67

Tableau 3.16. Rotations et niveaux de performances correspondants aux poteaux.....	68
Tableau 3.17. Rotations et niveaux de performances correspondants aux poutres.....	68
Tableau 3.18. Comparaison du Résultats des périodes fondamentales.....	70
Tableau 3.19. Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.....	71
Tableau 3.20 Valeurs du point de performance.....	73

NOTATIONS ET SYMBOLES

$u(t)$: Déplacement relatif
ω	: La pulsation
ω_d	: Pseudo pulsation
ξ	: Coefficient d'amortissement
T	: Période de la structure
T_1, T_2	: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
T_D	: Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant
$S_d(T)$: Spectre de calcul
S_a	: Spectres de réponse d'accélération
Z	: Zone sismique
RPA	: Règles Parasismiques Algériennes
η	: Coefficient de correction de l'amortissement
$\dot{u}(t)$: Vitesse relative
m	: La masse
M_w	: La magnitude
SD	: Spectre de déplacement relatif
SV	: Spectre de vitesse relatif
SA	: Spectre d'accélération relatif
δ_i	: Le déplacement élastique

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les leçons tirées des séismes historiques comme les cas des séismes destructifs (MW= 6,8) de Boumerdes qui a eu lieu en Algérie le 21 mai 2003, le séisme d'El Asnam en 1980 et le séisme de Caracas au Venezuela en 1960, et le séisme mexicain en 1985, montrent que les conditions de sites locales de nature géotechniques et topographiques ont un rôle très important sur la réponse des structures, compte tenu de l'importance de leur influence sur les mouvements sismiques en surface, par l'amplification des ondes sismiques. Ce qui aggrave souvent les dommages des structures et par conséquent le risque sismique.

Ces effets de sites, peuvent être pris en compte selon plusieurs méthodes expérimentales et numériques ou réglementaire. Les différents codes sismiques réglementaires prennent en compte les effets de site en introduisant des facteurs d'amplification pour différentes catégories de sites. L'objectif du présent travail est d'effectuer une étude comparative relative à la prise en compte des conditions de sites locales dans les spectres de réponses, le Règlement parasismique Algérien (RPA)

Pour atteindre l'objectif de ce travail, le présent mémoire est organisé en trois chapitres comme suit :

- Le premier chapitre destiné à une Généralité sur les séismes
- Le deuxième chapitre présente un les spectre de réponse (Notion et Construction et Type de spectre de réponse).
- Le troisième chapitre une comparaison entre les spectres de réponse en fonction de certaines périodes de référence choisies, du pion La réglementation de la construction est en perpétuelle évolution. Les techniques de mesure et de calculs ainsi que les retours d'expérience accumulés et de vue accélération spectrale, et ce pour plusieurs mouvements sismiques et dans différentes conditions de sites locales.

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LES SEISMES

1.1.Introduction

Les séismes apparaissent comme une manifestation perceptible de phénomènes qui se poursuivent à l'échelle des temps géologiques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant.

On conçoit dès lors que, faute de pouvoir-et pour longtemps encore sans doute-prévoir ou empêcher les séismes, on doit s'efforcer d'en limiter les dégâts. Cette démarche commence par la connaissance détaillée de l'action sismique : naissance du séisme, formation et propagation des ondes, représentativité des accélérogrammes et des spectres associés, etc., l'aboutissement étant la construction parasismique [1].

Les séismes sont les risques naturels majeurs les plus meurtriers dans le monde, généralement associés à des dégâts considérables. Ils correspondent à une rupture superficielle ou profonde de roches résistantes. Au moment de la rupture, l'énergie libérée va se dissiper d'une part sous forme de chaleur

D'une manière générale, les séismes ne se produisent jamais seuls. Ainsi, certains sont appelés « Précurseurs » car précédant le séisme principal. D'autre « Répliques » car se produisant plusieurs semaines ou mois après le séisme principal [2].

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices [3].

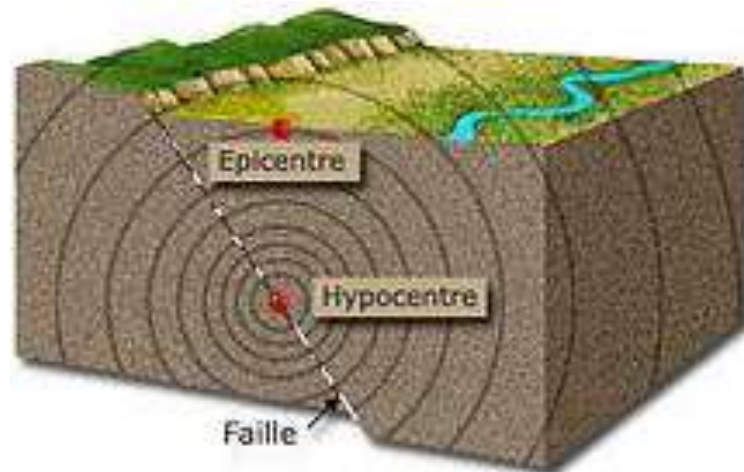


Figure 1.1 caractéristique de séisme

1.2 Naissance du séisme :

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous jacente appelée manteau.

Il y a deux approches pour la définition des séismes [1] :

1.2.1 Approche de la théorie de la tectonique des plaques :

Hypothèse, solidement étayée aujourd'hui, selon laquelle la partie superficielle de la terre (lithosphère) est formée de plaques rigides d'une centaine de kilomètres d'épaisseur, flottant sur l'asthénosphère déformable. Ces plaques sont constituées d'une partie du manteau supérieur surmontée, suivant les cas, de croûte continentale ou océanique. Dans ce dernier cas, elles peuvent disparaître par plongement (subduction¹) au niveau des fosses² océaniques, et se renouveler (accrétion)³ par apports volcaniques au droit des dorsales⁴ océaniques.

1.3. Distribution mondiale des séismes

Les tremblements de terre se produisent dans les régions actives du point de vue géologique (zones de subduction), les zones des dorsales océaniques et les régions de formation de chaînes de Montagnes. Ils se localisent dans les zones de limite des plaques tectoniques. Les zones où se produisent fréquemment des séismes sont dites ceintures sismiques.

On connaît trois principales ceintures sismiques à la surface de la terre.

1.3.1. Ceinture croum pacifique :

c'est la zone qui entoure l'océan pacifique. C'est la plus importante zone sismique à la surface de la Terre et libère plus de 80 % de l'énergie sismique de notre planète. Cette chaîne couvre le Chili, le Pérou, l'Amérique Central, la région des Caraïbes, le

Mexique, Kamtchatka, le Japon, les Philippines, L'Indonésie, la Nouvelle Zélande....

Cette zone coïncide avec les zones de subduction et les foyers des séismes peuvent être profonds.

1.3.2. Ceinture Alpe-himalayenne :

Elle comprend la bande plissée allant des Açores la Birmanie en passant par l'Espagne, le Maroc, l'Algérie, l'Italie, la Turquie, l'Iran, Nord de Inde et l'Himalaya. La majorité des séismes de cette ceinture sont superficiels.

1.3.3. Zone des dorsales océaniques :

Des séismes sont localisés le long des dorsales océaniques. Ils sont en général imperceptibles étant donné qu'ils se produisent au milieu des océans.

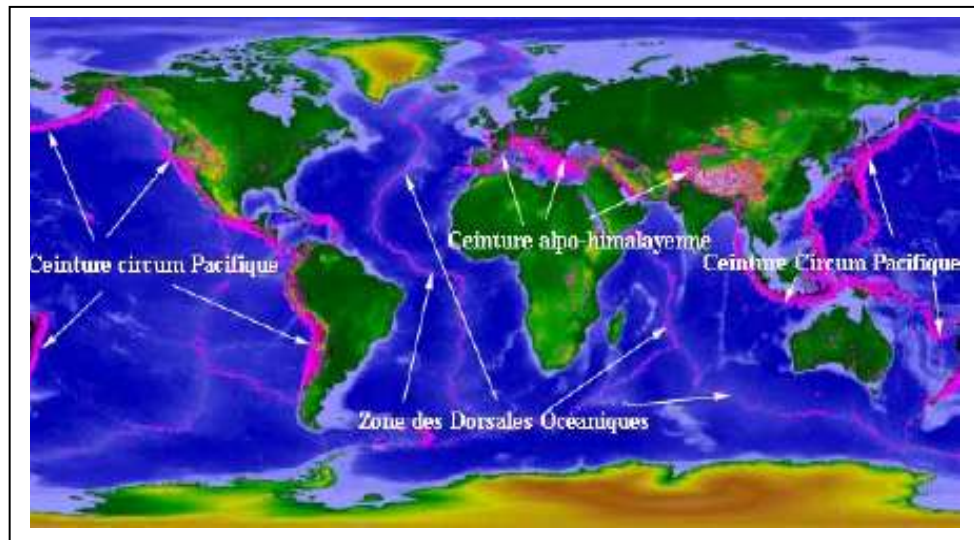


Figure 1.2 Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre.

La plupart des séismes résultent de la « tectonique des plaques » (1960 – 1970), d'où leur nom de « Séismes tectoniques ».

Toute la côte nord de l'Algérie se trouve dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Cette zone est classée parmi les zones les plus actives sismologiquement parlant [2].

1.3.4 Séisme tectonique :

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes), et l'énergie s'accule par la

déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes.

Figure (1.2.4) Model des plaques tectoniques [3].

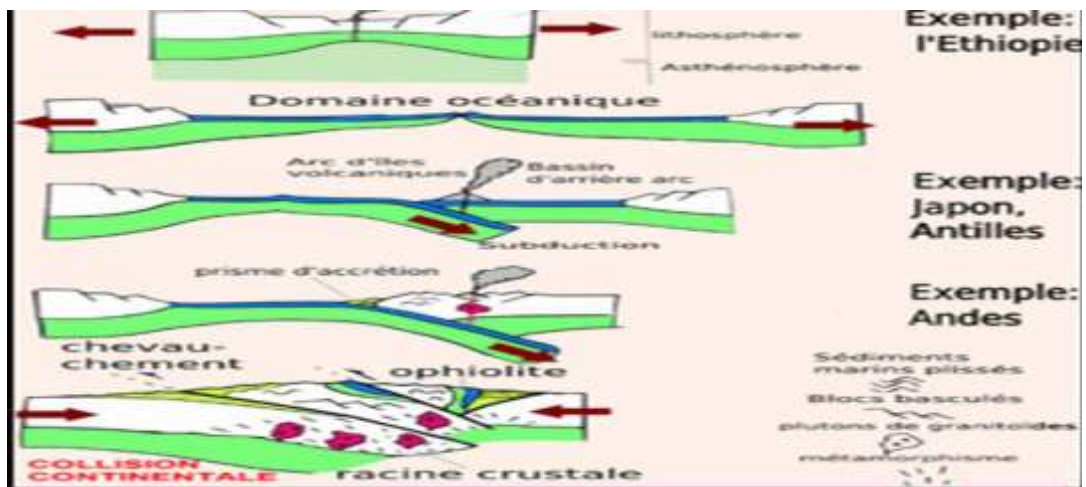


Figure 1.3 Model des plaques tectoniques

1.3.5 Caractéristique de séisme :

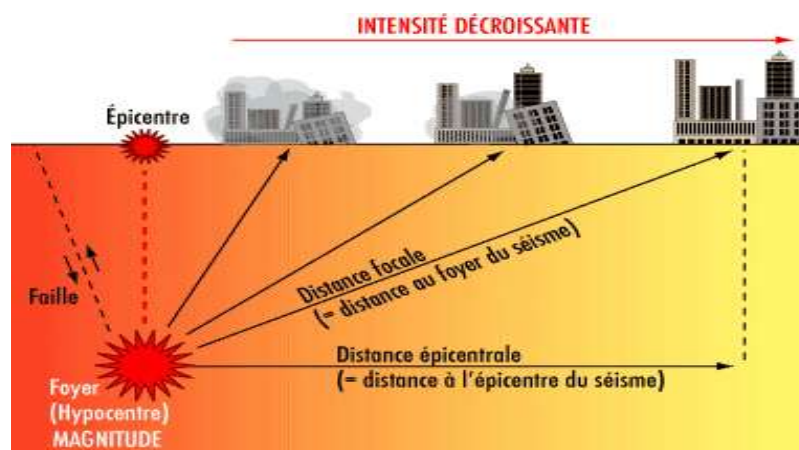


Figure 1.4 Les caractéristiques d'un séisme

• Epicentre :

Lors d'un séisme, on désigne par épicentre la projection à la surface de la Terre de l'hypocentre, le point où prend naissance la rupture. Pour être plus clair, l'épicentre correspond à la verticale exacte du foyer. Ainsi les ondes sismiques ont à parcourir le chemin le plus court pour atteindre l'épicentre à la surface du sol. Elles perdent, du coup, très peu d'énergie du fait du peu de roches que ces ondes traversent. Comme elles ont plus d'énergie à l'épicentre, les dégâts provoqués sont plus importants en cet endroit qu'ailleurs.

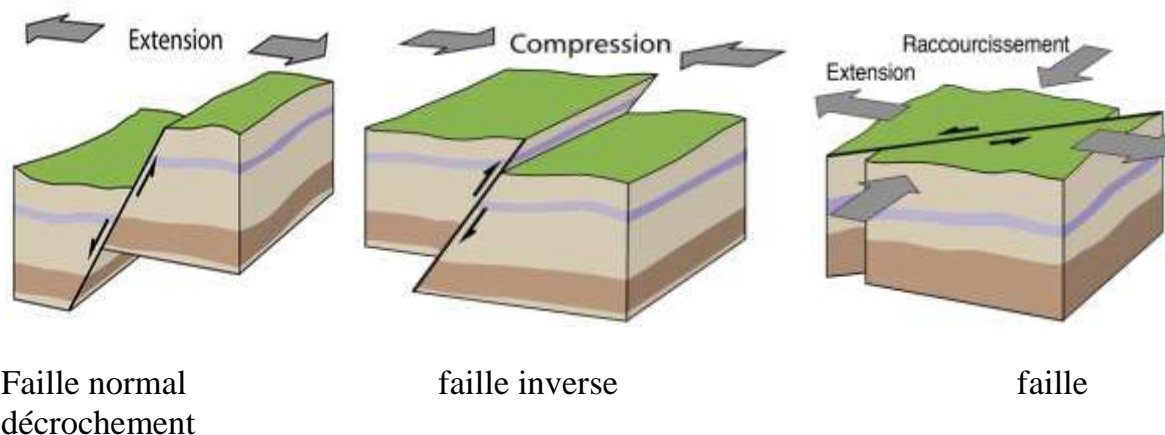
- **Hypocentre:**

Lors d'un séisme, on désigne par hypocentre (ou foyer) le point de départ de la rupture sismique sur la faille. La projection de l'hypocentre sur la surface terrestre s'appelle l'épicentre. Lors de l'explosion d'une bombe nucléaire, l'hypocentre représente la zone à l'aplomb de l'explosion (quand elle est aérienne) et donc la zone d'impact majeure.

- **faille :**

En géologie, une faille est une déformation consistant en un plan ou une zone de rupture le long duquel deux blocs rocheux se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ce plan divise un volume rocheux en deux compartiments qui ont glissé l'un par rapport à l'autre. Ce déplacement et la déformation cisailant sont dus aux forces exercées par les contraintes tectoniques, qui résultent de la tectonique des plaques ou à la force gravitaire (instabilité gravitaire).

- Type des failles :



Faille normal
décrochement

faille inverse

faille

Figure 1.5 type des failles

➤ Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. Pour l'étude dynamique des structures en Algérie sous l'effet des charges sismiques il y a des requêtes exigées par le règlement parasismique algérien [3].

1.3.5.1 Séismes superficiels :

La croûte terrestre étant rigide, elle peut casser. Étant donné que les plaques lithosphériques ont une épaisseur moyenne d'environ 70 Km, la majorité des séismes sont évidemment superficiels c'est à dire que les foyers ne dépassent pas une profondeur de quelques dizaines de kilomètres (0 – 70 Km environ). Ils caractérisent les zones de

tension des dorsales océaniques ainsi que les mouvements le long des failles transformantes.

Cette catégorie de séisme superficiel constitue la majorité des séismes destructeurs. Ils sont caractérisés par des fréquences d'apparition diminuant en fonction de la profondeur.

De même, des observations montrent que leur intensité s'amenuise rapidement avec la distance.

Les zones de divergence des plaques tectoniques c'est à dire les bandes étroites de terrains centrées sur l'axe des dorsales médio-océanique constituent la principale source de ce type de séisme. Car dans cette zone la croûte océanique est essentiellement très jeune (neuve) c'est à dire qu'elle n'a pu encore avoir le temps de devenir épaisse ni suffisamment rigide et par conséquent les séismes qui y prennent naissance sont d'une part superficiels et d'autre part ils sont de faible intensité. Par contre dans les zones de convergence des plaques, la croûte terrestre est plus ancienne, plus épaisse et plus rigide. En conséquence les séismes sont plus forts.

Enfin, dans les zones de frottement des plaques tectoniques (coulissage) est essentiellement en fonction de la consolidation de la croûte terrestre et de la longueur du compartiment.

Ce type de séisme est également caractéristique à la large bande continentale qui va de la Birmanie à nos régions méditerranéennes. Ici les séismes sont associés aux hautes chaînes de montagnes (zone alpine) [1].

1.3.5.2 Séismes intermédiaires :

Ce sont des ébranlements dont la profondeur des foyers est comprise entre 70 et 350 Km. Cette catégorie de séismes constitue environ 25% de la totalité des séismes [1].

1.3.5.3 Séismes profonds :

Ils sont rares que les deux catégories précédentes et ne représentent qu'environ 5%. Les séismes profonds ont des foyers qui se situent entre 350 et 700 Km et ils se produisent essentiellement le long d'une plaque lithosphérique qui plonge sous une autre plaque aussi longtemps que les paramètres pression et température n'ont pas encore transformé les roches à un état fluide (visqueux).

Autrement dit cette catégorie de séisme se produit que si des forces de compression contraignent la lithosphère à plonger dans l'asthénosphère.

Les séismes intermédiaires et profonds se produisent essentiellement dans les zones de subduction et sur les plans de Bénéioff⁹, zones qui marquent l'enfoncement et la destruction des plaques lithosphériques dans l'asthénosphère.

En outre, on différencie les séismes intermédiaires et profonds des séismes superficiels grâce à l'étude des éléments suivants :
• Lignes isoséistes ;
• Écartement des lignes des temps.

Dans le premier cas on observe un grand écartement des lignes isoséistes. Dans le second cas, on observe un écartement des lignes de même temps d'arrivées des ondes près du foyer.

De même que pour les séismes intermédiaires, les séismes profonds sont ressortis en surface avec beaucoup moins d'intensité que les séismes normaux. Certains d'entre eux ne sont détectés que grâce aux appareils sismographiques.

La faible épaisseur de l'écorce terrestre océanique explique pourquoi tous les tremblements de terre accompagnant le phénomène d'expansion sont très superficiels.

Alors que les séismes qui ponctuent le phénomène de subduction se produisent jusqu'à des profondeurs de centaines de Km et leur énergie peut être des milliers de fois supérieure à celle des chocs relativement modestes qui caractérisent les rifts océaniques. Ceci parce que les roches résistent mieux à la compression qu'à l'extension et qu'il faut donc une accumulation plus grande de contraintes pour arriver à les briser. La libération soudaine de cette colossale quantité d'énergie déclenche des ondes sismiques d'une amplitude très supérieure à celle que libère la fracturation par extension. Il en est de même pour les chocs engendrés par coulissage latéral, où, comme pour la subduction, les obstacles sont constitués par les aspérités rocheuses qui entravent la progression des plaques : plus ces aspérités sont importantes à accumuler et plus importante donc sera la magnitude du tremblement de terre résultant.

Les séismes des rifts océaniques sont superficiels, car ils n'affectent que la mince coquille du fond des océans. Les séismes provoqués par coulissage sont eux aussi superficiels puisqu'ils se produisent exclusivement dans l'écorce terrestre, laquelle va de moins de dix à quelques dizaine de Km seulement d'épaisseur. Et seuls les séismes de subduction peuvent se produire partout où existent encore des roches solides, donc sujettes à fracturation [1].

1.3.6 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 [4].

1.3.6.1 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 des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance) [4].

- **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) [4].

- **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 [4].

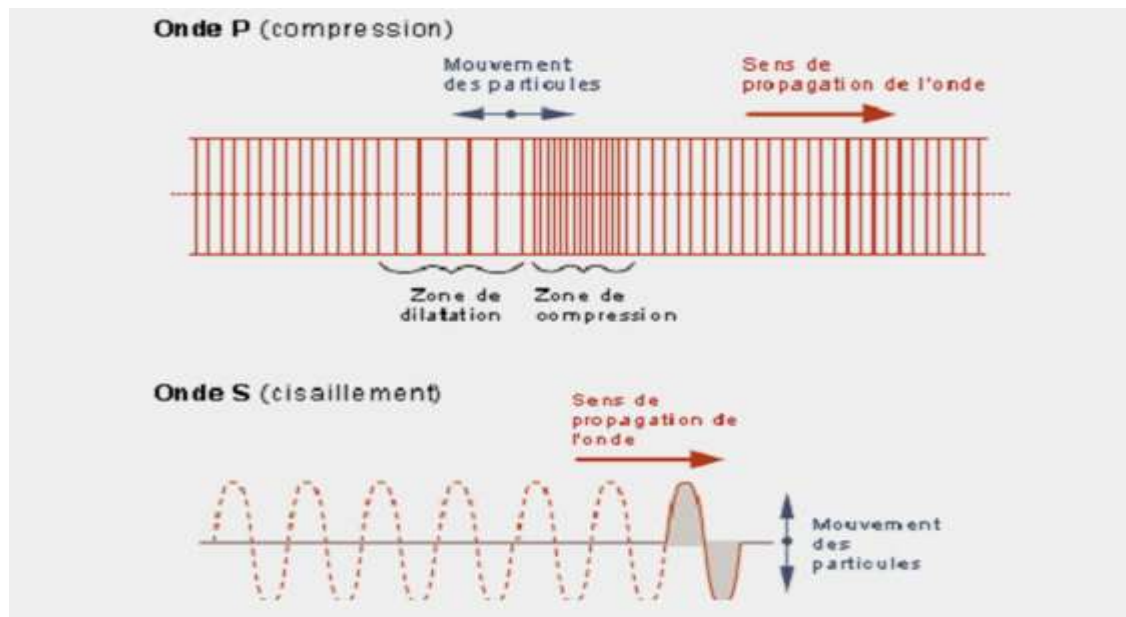


Figure 1.6 Représentation du mouvement des ondes P et S.

1.3.6.2 Ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface ne concernent le sol que sur une profondeur extrêmement faible; les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

1.3.6.2.1 Ondes de Love :

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement.

1.3.6.2.2 Ondes de Rayleigh :

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes P. Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement.

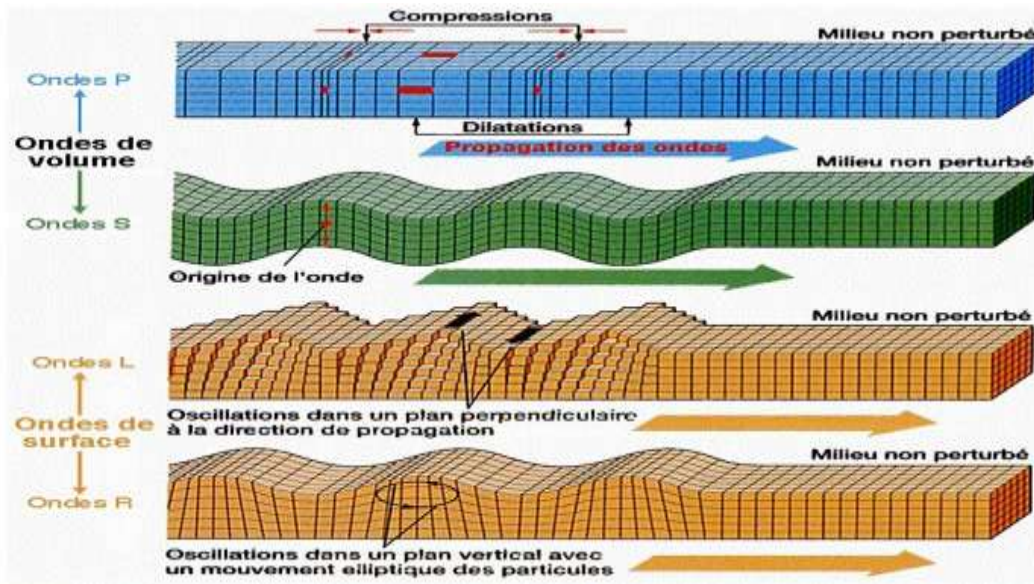


Figure 1.7 Propagation des ondes [2].

1.3.7. Evénements historiques des séismes en Algérie :

En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chleff actuellement), ce tremblement de terre fait 3 000 morts, et détruit 80% de la ville de Chleff, et cause des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens. Ensuite, en mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumer dès, ce séisme à lui fait 1 400 victimes dans la wilaya de Boumer dès, et à cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains. « *La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région* ». L'Algérie est divisée en deux plaques tectoniques séparées par la faille sud-atlasique. Au Nord se trouve la tectonique alpine et au Sud, la plate-forme saharienne, qui est assez stable. [2]

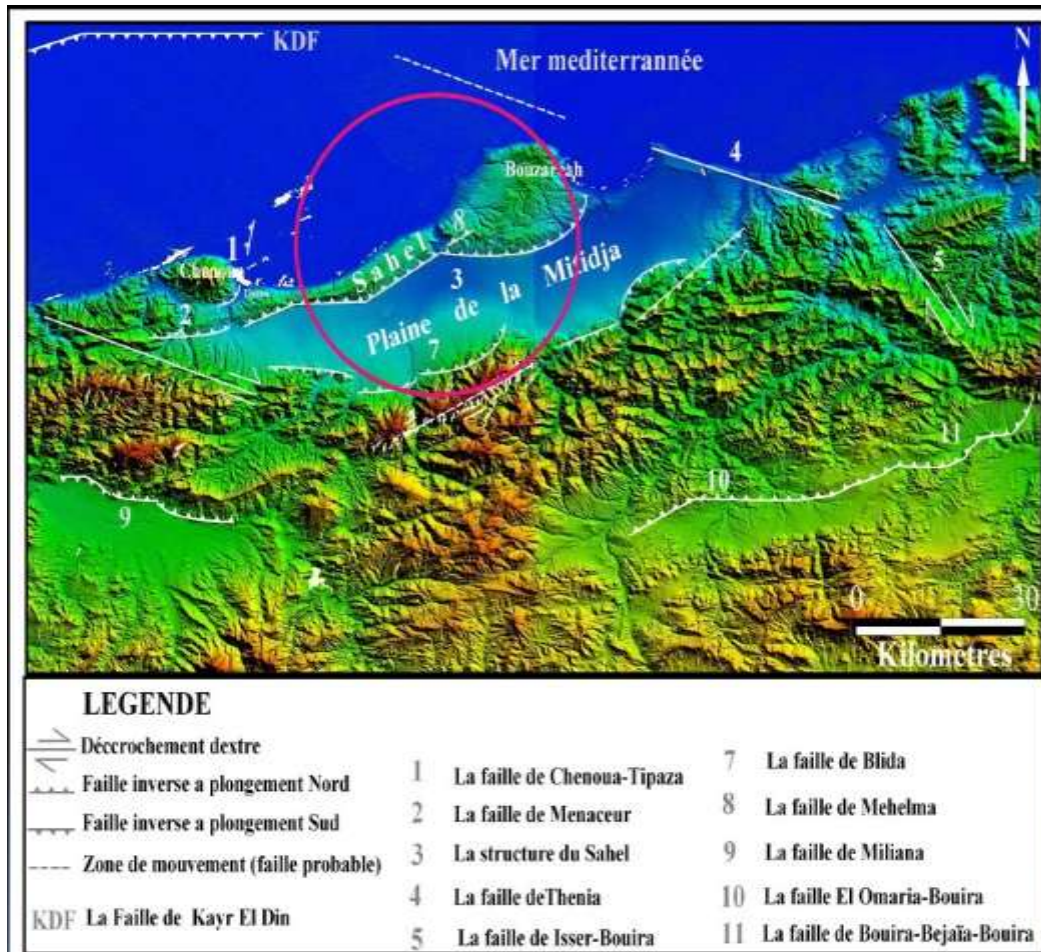


Figure 1.8 carte des failles actives et failles supposées actives dans la région D'Alger et ces alentours (modifié d'elles et al) retouché pour ce travail [2].

Le tableau (1.1), recueille les principaux événements historiques contemporains qui ont eu lieu en Algérie, il fournit également une estimation des pertes immobilières et humaines [2].

Tableau 1.1. Tremblements de terre historiques et récents dans le nord de l'Algérie [2].

Date (yyyy/mm/dd)	Location	Intensité (i)	M	Observations
1365/01/03	Algies	X		Alger a été complètement détruit. plus de 100 répliques ont été rapportées. une partie de la ville a été inondée. beaucoup de victimes ont été signalées.
1716/02/03	Algies	IX		rappports de 20 000 victimes. de lourds dégâts autour d'Alger. répliques ont été ressenties jusqu'en juin 1716.
1790/10/09	Oran	IX–X		événement senti aussi loin que malte; 2000 personnes ont été tuées. de lourds dommages dans la ville d'Oran et ses environs.
1825/03/02	Blida	X–XI		Blida a été complètement détruit, et 7000 personnes ont été tuées.

1856/08/22	Djidjelli	X		un tsunami a été signalé le long de la côte de la calle de Mahon, et une vaste zone a été inondée. djidjelli a été fortement affectée.
1867/01/02	Mouzaïa	X–XI		rapports de 100 personnes ont été tuées et 160 blessées dans mouzaïa. la ville a été complètement détruite. pauses de surface ont été signalées. feutre sur une grande surface, y compris Alger et Tipaza (Mouzaia).
1869/11/16	Biskra	IX		de lourds dégâts sur une vaste zone avec 30 personnes tuées.
1887/11/29	Mascara	IX–X		tremblement de terre destructeur avec 80 maisons détruites et 20 personnes tuées.
1891/01/15	Gouraya	X		de lourds dommages, avec 53 bâtiments détruits et 38 personnes tuées. feutre pour 200 km autour de gouraya.
1910/06/24	Sour el-Ghozlane	X		beaucoup de villages ont été détruits, et 81 personnes ont été tuées. répliques ont été ressenties jusqu'a janvier 1911, avec une réplique m 5.5 le 11 janvier1911.
1946/02/12	Béjaïa	IX		de lourds dégâts avec 1000 maisons détruites, 264 personnes tuées, et 112 blessés.
1954/09/09	Orléansville	X	6.7	tremblement de terre destructeur, avec 1243 personnes tuées et 20 000 maisons détruites. un soulèvement de 1,33 m a été observé dans l'épicentre.
1980/10/10	El Asnam	IX	7.3	tremblement de terre destructeur avec 2633 personnes tuées, 8369 blessées et 1000 sans-abri.
1985/10/27	Constantine	VIII	5.9	dégâts limites, avec 10 personnes tuées et 300 blessés.
1989/10/29	Tipasa-Chenoua	VIII	5.9	dégâts limites, avec 22 personnes tuées. fortement ressenti a Alger. nombreuses répliques enregistrées après six mois.
1994/08/18	Mascara	VII	5.7	rapports de 171 personnes tuées, 289 blessés, 1328 sans-abri et 10 000 logements partiellement ou complètement détruites.
1999/12/22	Ain Temouchent	VII	5.7	de lourds dommages, avec 26 personnes tuées et 25 000 sans-abri.
2000/11/10	Beni Ourtilane	VII	5.7	rapports de 2 personnes tuées, 50 blessés, et 3000 maisons endommagées.
2003/05/21	Zemmouri	X	6.8	fort tremblement de terre avec 2278 personnes tuées, 11 450 blessés, a rapporte 45 disparus et 44 000 maisons endommagées.
2006/03/20	Laalam	VII	5.2	dégâts modérés avec 4 morts, 68 blessés, 40 unités de logement détruites, et des dizaines de personnes laissées sans abri.
2010/05/14	Beni Ilmane	VII	5.2	dégâts modérés avec 4 morts et 170 blessés.

Certains séismes peuvent se produire en dehors de ces failles : centre des Etats-Unis ou en Chine. L'origine des séismes se trouve en profondeur à l'hypocentre ou foyer. L'épicentre est la projection du foyer sur la surface du sol. Suivant la profondeur du foyer on classifie les séismes en trois grandes catégories [2]. :

Tableau 1.2. Classification des séismes Suivant la profondeur du foyer [2].

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

95 % des séismes ont lieu à moins de 60 Km de profondeur.

1.4 Mesure de l'importance d'un séisme :

La question qui se pose est de savoir comment comparer les sévérités respectives de divers tremblement de terre. La difficulté vient de ce que les effets d'un séisme déplacent non seulement des accélérations et de leurs contenus fréquentiels, mais aussi de la façon dont ces contenus fréquentiels et les propriétés dynamiques de la structure se situent les uns par rapport aux autres : telle secousse dangereuse pour les ouvrages rigides et peu élevés peut être bénigne pour les constructions souples et élancées ou vice versa.

Bien qu'il soit théoriquement possible de traiter les actions sismiques comme des fonctions de plusieurs variables, il est souhaitable pour l'étude de leur distribution et celle de comportement des ouvrages de disposer d'un paramètre unique susceptible de caractériser dans son ensemble le potentiel destructeur d'un séisme. On utilise souvent à cet effet la notion d'intensité macrosismique et la notion de magnitude.

On ne doit pas confondre magnitude et l'intensité : A l'inverse de la magnitude qui se calcule, l'intensité d'un séisme ne peut donner lieu qu'à une estimation. La magnitude est une valeur associée uniquement au séisme. L'intensité est associée au lieu d'observation.

La question qui se pose est de savoir comment comparer les sévérités respectives de divers tremblement de terre. La difficulté vient de ce que les effets d'un séisme déplacent non seulement des accélérations et de leurs contenus fréquentiels, mais aussi de la façon dont ces contenus fréquentiels et les propriétés dynamiques de la structure se situent les

uns par rapport aux autres : telle secousse dangereuse pour les ouvrages rigides et peu élevés peut être bénigne pour les constructions souples et élancées ou vice versa.

Bien qu'il soit théoriquement possible de traiter les actions sismiques comme des fonctions de plusieurs variables, il est souhaitable pour l'étude de leur distribution et celle de comportement des ouvrages de disposer d'un paramètre unique susceptible de caractériser dans son ensemble le potentiel destructeur d'un séisme. On utilise souvent à cet effet la notion d'intensité macrosismique et la notion de magnitude.

On ne doit pas confondre magnitude et l'intensité : A l'inverse de la magnitude qui se calcule, l'intensité d'un séisme ne peut donner lieu qu'à une estimation. La magnitude est une valeur associée uniquement au séisme. L'intensité est associée au lieu d'observation. Modifiée (MM, USA, 1931 et 1956) (annexe I) et enfin l'échelle de Medvedev-Sponheuer-Karnak (MSK) (annexe II) qui est la plus utilisée en Europe et dans les pays méditerranéens.

L'échelle MSK remise à jour en 1992 sous la nouvelle appellation EMS 92 (ou Européen Macroséismique Squale 1992) et publiée par Grantha (1998) (annexe III) a été élaborée par un groupe de travail de la commission Sismologique Européenne (ESC). C'est une échelle qui compte douze degrés allant de l'événement non ressenti, même dans les conditions favorables, pour l'échelle 1, à la destruction de presque toutes les structures sur et sous terre.

L'évaluation de l'intensité d'un séisme sur une échelle d'intensité ne se réfère pas aux mesures des mouvements du sol par des instrumentales, mais dépend des observations des effets produits dans la zone macrosismique.

Ces estimations subjectives sont utiles pour évaluer l'importance de tremblement de terre lorsque des enregistrements ne sont pas disponibles ; ainsi, à partir de l'examen des effets observés, on peut réaliser des cartes des isoséistes et préciser la position de l'épicentre.

L'évaluation d'une intensité par ce procédé suppose des enquêteurs possèdent de bons renseignements sur la valeur technique des ouvrages éprouvés (annexe IX) ; ainsi, une surestimation de la qualité moyenne des bâtiments conduit à attribuer au séisme une intensité supérieur à l'intensité réelle, et donc à interpréter de façon erronée et

exagérément optimiste le comportement de quelques ouvrages un peu mieux construit que la moyenne.

Cette échelle descriptive reste importante, d'abord parce que dans ce nombreuses régions sismiques il n'y a pas d'accélérographe, ensuite parce que les archives historiques des pays sismiquement actifs sont fondées sur de telles descriptions [1].

1.4.1 Magnitude :

La notion magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain RICHTER.

Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épacentrale. En pratique, la magnitude d'une secousse sismique est déterminée d'après les enregistrements des mouvements du sol effectués en un certain nombre de points d'observations situées à des distances quelconques de l'épicentre.

La notion de magnitude est incomparablement supérieure à celle d'intensité : pour un même tremblement de terre, il y a de très nombreuses intensités, mais il n'existe qu'une seule magnitude.

Contrairement à l'intensité qui apparaît comme limite supérieurement par définition au degré XII, la magnitude n'est pas une échelle en degrés mais une fonction continue, qui peut être négative ou positive et, en principe n'a pas de limites, elle peut atteindre théoriquement n'importe quelle valeurs. En réalité sa valeur minimale est liée à la sensibilité du sismographe.

La magnitude n'est pas une échelle, c'est une fonction logarithmique ; c'est à dire que lorsque l'amplitude du mouvement varie d'un facteur 10, la magnitude change d'une unité. Par exemple, un séisme de magnitude 6 est dix fois plus fort qu'un séisme de magnitude 5 et cent fois plus fort qu'un séisme de magnitude 4[1].

1.4.2 types de magnitude :

La magnitude est calculée soit à partir de l'amplitude du signal enregistré par un sismomètre, soit à partir de la durée du signal lue sur le sismogramme. Son calcul nécessite plusieurs corrélations tenant compte du type de sismographe utilisé, de la distance entre le séisme et la station d'enregistrement, de la profondeur du séisme, de la nature du sous-sol où se trouve la station d'enregistrement. Les corrélations permettent de calculer partout dans le monde la même magnitude pour un même séisme.

Il existe plusieurs échelles de magnitude :

- Locale ML : séismes locaux. Elle est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P. Elle est toujours moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrélations locales.
- Magnitude de durée MD : on l'utilise également pour des séismes proches mais elle défini à partir de la durée du signal.
- Magnitude des ondes de surface MS : 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 des ondes de volume MB : cette magnitude est définie pour tout les Télé séismes et en particulier 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 d'énergie ou de Kanamori MW : elle est définie pour les très gros séismes. En principe, un séisme se caractérise par une seule magnitude, mais en pratique on obtient des résultats légèrement différents suivant l'appareil utilisé et suivant le type d'ondes enregistrées. Les résultats diffèrent beaucoup plus pour les très gros séismes, en particulier ceux dont la magnitude est supérieure à 7, le calcul des magnitudes MS et MW est alors mieux adapté.[1]

1.4.3 Relation entre la magnitude et l'énergie émise :

Il y a plusieurs formules empiriques entre l'énergie E libérée par un séisme et la magnitude MS à partir de l'enregistrement des ondes de surface. Les formules sont différentes d'une région à une autre.

En 1955 GUETENBERG et RICHTER ont proposé la formule empirique :

$$\lg E = 4.8 + 1.5 MS \quad (1.11)$$

E est l'énergie exprimée en Joule.

Cette formule montre l'existence d'une corrélation entre la magnitude et l'énergie E libérée d'une part et elle montre également que l'accroissement d'une unité de la magnitude

MS de l'onde de surface multiplie l'énergie sismique libérée E par un facteur 30 d'autre part [1].

1.4.4 Relation entre l'intensité et la magnitude :

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

Le tableau (1.3) présente les résultats préconisés par GUETENBERG en 1956 de la relation intensité maximale, magnitudes pour différents séismes [1].

Le Tableau 1.3 Présente les résultats préconisés par GUETENBERG en 1956 de la relation intensité maximale, magnitudes pour différents séismes [1].

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

Il faut noter, que pour définir les degrés d'intensité on classe les ouvrages par type en fonction de leur solidité et les dégâts par type en fonction de leur ampleur [1].

1.5 Enregistrement des séismes :

Un sismographe est un appareil que l'on emploie pour enregistrer les chocs et vibrations créés par les tremblements de terre. Un sismographe doit être attaché à la surface de vibration de la Terre et vibre en même temps que cette surface.

Pour mesurer le mouvement vertical, les sismographes emploient une masse lourde supportée par un ressort. Le ressort est attaché au support qui est lui-même connecté à la terre [2].

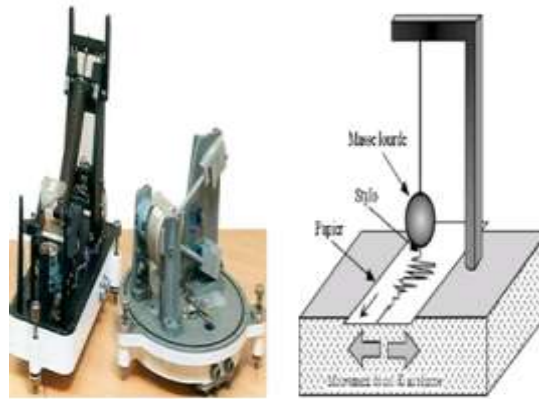


Figure 1.9 Schéma simplifié d'un sismographe [2].

1.6 Mouvement Sismique:

La période et l'amplitude caractérisent les phénomènes ondulatoires (figure 1.10). Pour les séismes, il peut s'agir de caractériser le déplacement des particules du sol, leur vitesse de déplacement et leur accélération; les caractéristiques du mouvement ondulatoire dépendent de l'action des ondes sismiques sur les constructions.[2]

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

$$F(\text{en Hz}) = 1 / T (\text{en s})$$

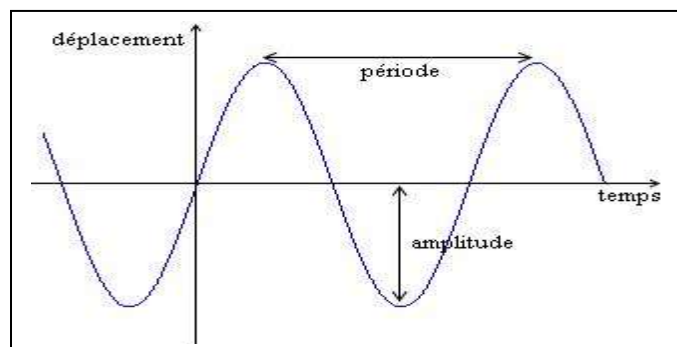


Figure 1.10 Schéma simplifié Mouvement Sismique [2].

1.7 Caractérisation des accélérogrammes

Un accélérogramme définit la description temporelle d'une sollicitation dynamique, $\gamma(t)$, d'un séisme par exemple.

Différents paramètres peuvent caractériser des accélérogrammes pour un site donné:

- l'accélération maximale du sol ou amplitude maximale du mouvement du sol,

- le contenu fréquentiel du séisme représenté par son spectre de réponse,
- la durée de l'accélérogramme,
- le nombre de cycles forts,
- l'intensité d'Arias, Les accélérogrammes utilisés peuvent être naturels ou synthétiques:
 - ❖ Les accélérogrammes naturels sont choisis parmi une banque de données faites d'accélérogrammes réels.
 - ❖ Les accélérogrammes synthétiques sont calculés pour reconstituer au mieux un spectre de réponse donné.

Pour obtenir les spectres de réponse élastiques, plusieurs accélérogrammes, représentatifs des séismes probables d'une région, sont appliqués à des oscillateurs simples présentant des périodes propres diverses.

A titre d'exemple, l'accélérogramme du séisme du 21 Mai 2003 station Dar El Beida est présenté sur la figure (1.11) [2].

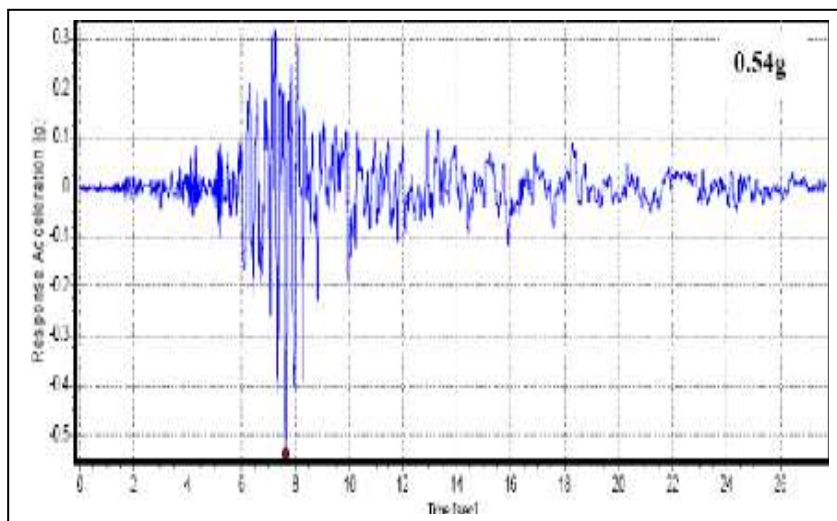


Figure 1.11 Accélérogramme du séisme du 21 Mai 2003 station Dar El Beida [2].

1.8 Conclusion :

En conclusion on peut dire que le tremblement de terre autant que phénomène naturel indépendant dans très peu de cas présente une menace à l'homme, il devient un phénomène hasardeux (primairement) quand il est considéré en relation avec les structures. Par conséquent, les tremblements de terre sont d'intérêt spécial pour l'ingénieur de structure travaillant dans des zones sismiques [2].

L'utilisation des outils sismographiques nous pouvons détecter un séisme. Il est possible de découvrir la façon contre les effets dévastateurs du séisme, par exemple en modifiant la construction des bâtiments pour qu'ils respectent les normes parasismiques. L'avenir permettra de prévoir les séismes avec une précision extrême mais une étude très approfondie est nécessaire. Ainsi l'homme pourra enfin faire face à un tremblement de terre [5].

CHAPITRE II

SPECTRE DE REPONSE

2.1 Introduction

Cette partie décrit la construction des spectres de réponse qui sont les graphes des valeurs max de la réponse des accélérations, vitesses et déplacements d'une série infinie de systèmes élastiques amortis à un seul degré de liberté (SDOF) [5].

Une structure soumise à un séisme, reçoit de celui-ci par l'intermédiaire du sol et de ses fondations, une rafale serrée d'accélération 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 [4].

La nécessité d'une recherche sur la relation entre l'action d'un séisme et la structure d'un bâtiment, ou en autre terme la réponse du bâtiment face à un tremblement de terre donné est justifié par les dommages constatés lors des grands séismes historiques. L'analyse de la variabilité géographique des intensités et l'observation des dommages provoqués lors de ces grands séismes historiques ont constitué la base de la prise de conscience de l'influence des sols. Différents types de sol soumis à la même sollicitation sismique ont des réponses différentes, ce qui explique la variabilité des dommages des constructions et des intensités. Les effets de site ont des conséquences sur l'aggravation du risque sismique, comme c'était le cas lors du séisme de Michoacán, à Mexico en 1985 ou lors du séisme de Kobe 1995. Dans un but de prévention, il est nécessaire de quantifier ces effets de sites, pour mieux prévenir les risques sismiques. Dans ce cadre Les réglementations parasismiques consistent à prendre en compte l'effet de site géologique en multipliant l'accélération spectrale attendue du sol par un coefficient dépendant de la nature des sols [6].

2.2 Spectres de réponse :

Les spectres de réponse tirent leur origine et leur intérêt de l'assimilation, en première approximation, du comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'un oscillateur simple à un degré de liberté. La représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de gravité de la structure.

La représentation graphique d'un spectre de réponse est construite point par point en faisant varier la fréquence d'un oscillateur à un degré de liberté et en reportant cette fréquence en abscisse et le maximum temporel de la réponse à une sollicitation sismique en ordonnée. On obtient ainsi un spectre de réponse pour un amortissement fixé.

Les spectres de réponse élastiques sont très utilisés en ingénierie parasismique car, en première approximation, les structures simples peuvent être assimilées à un oscillateur à un degré de liberté dont la fréquence propre et l'amortissement sont à peu près connus. Les mouvements au centre de gravité peuvent alors être raisonnablement estimés dès lors que l'on suppose que la structure se comporte de manière élastique linéaire [7].

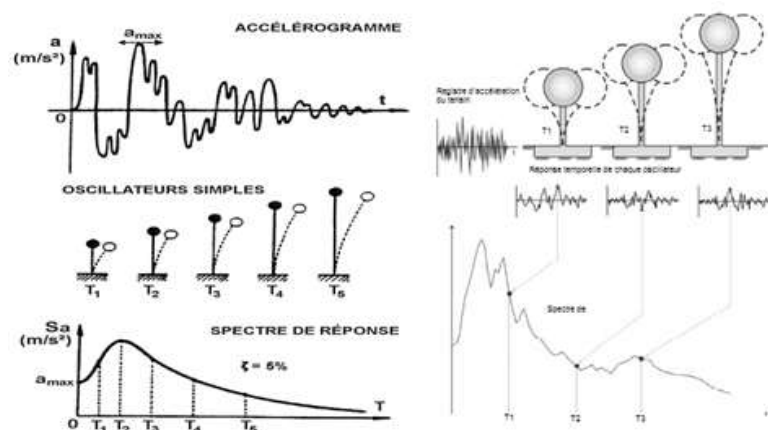


Figure 2.1. Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse

2.2.1 Oscillation (modes de vibrations) des structures-spectre de réponse :

Certaines des actions susceptibles de s'exercer sur une structure peuvent être à l'origine de sollicitations rapidement variables dans le temps. Ces actions présentent un caractère dynamique lorsque les déformations correspondantes sont suffisamment rapides pour que les forces d'inertie ainsi mises en jeu cessent d'être négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre nature agissant sur la structure, et lorsque, par la suite, la réponse de la structure aux actions considérées apparaît comme conditionnée dans une proportion significative par ces forces d'inertie [1].

Le calcul dynamique suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie mises en jeu (celles-ci n'existent que pendant la durée du séisme).

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une action sismique, elle effectue tout d'abord, tant que dure le séisme, une série d'oscillations (vibrations) forcées régies par des lois en général complexe ; il leur succède, dès que le séisme a pris fin, des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples, et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement **fig.2-2**. À remarquer qu'en l'absence d'amortissement et d'excitation extérieure, les structures peuvent osciller indéfiniment suivant une fonction sinusoïdale du temps. En réalité les structures ont autant de modes de

vibration que de degrés de liberté. Dans cette situation, l'étude de l'oscillateur simple est essentielle car le calcul dynamique d'une structure élastique, comportant plusieurs degrés de liberté et plusieurs masses, se ramène à celui de l'étude d'un certain nombre d'oscillateurs simples caractérisés chacun par un mode de vibration², c'est à dire par une période propre³ une déformée propre et un coefficient d'amortissement ζ . Le cumul de réponses de ces oscillateurs simples permet d'obtenir la réponse de la structure [1].

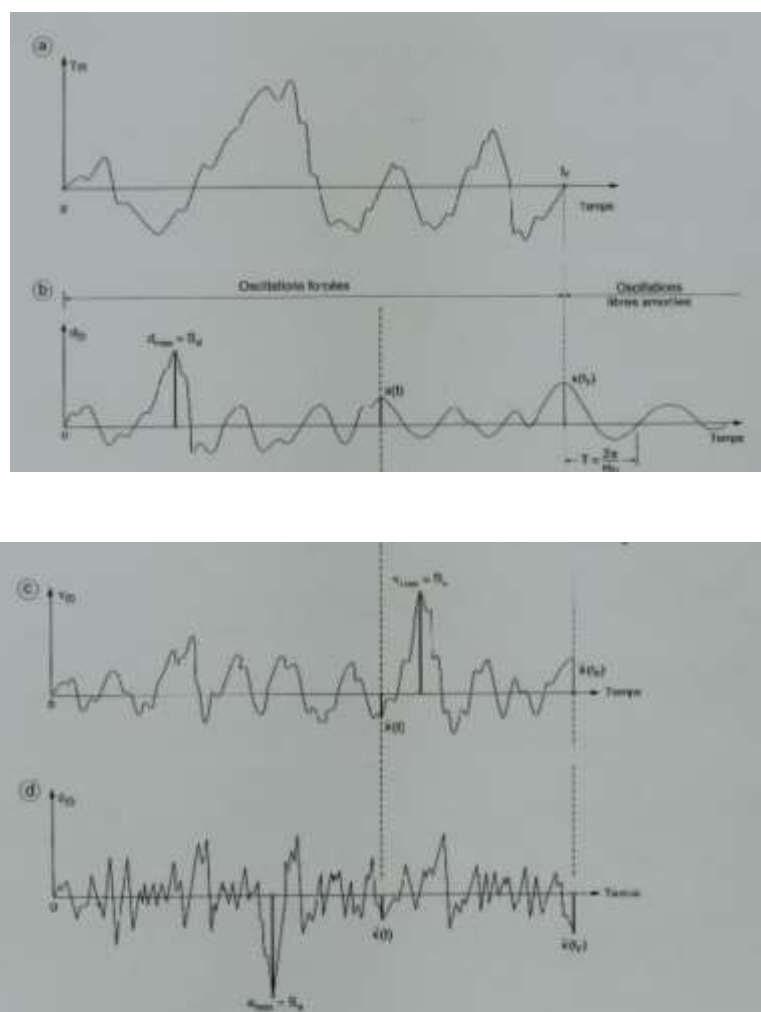


Figure 2.2. Accélération du sol et réponse de la structure [1].

2.2.2 Spectres de réponse linéaire:

2.2.2.1 Préambule:

L'information la plus complète dont on peut disposer lors d'un tremblement de terre est l'accélérogramme du séisme qui donne les variations de l'accélération du sol en fonction du temps. En génie civil, lorsqu'on envisage d'analyser de manière approfondie l'effet d'un séisme sur divers types de structures, il est nécessaire de connaître la courbe exacte de l'accélérogramme du séisme; en effet, des séismes ayant

libéré la même quantité d'énergie, mais avec des accélérogrammes de configurations non identiques, peuvent avoir des effets très différents sur les structures. En particulier, la fréquence la plus représentative de l'accélérogramme peut être un paramètre reconfiguration important. On conçoit, par exemple, qu'un séisme d'intensité moyenne puisse entraîner dédommages importants sur une structure ayant une fréquence propre de vibration proche de la fréquence de vibration du système (phénomène de résonance). Par contre, un séisme plus intense mais de fréquence de vibration éloignée de celle de la structure, peut n'avoir que des effets destructifs limités (Editerai, 1981). Cela explique donc le besoin de définir, en génie civil, des modèles mathématiques qui interprètent les séismes sous l'angle à la fois de l'action sismique (accélérogramme) et de la réaction de la structure à cette action. On peut répondre à cette double exigence en utilisant la notion de spectre. Deux types de spectre sont envisageables: les "spectres de Fourier" et les "spectres de réponse" qui se réfèrent respectivement à l'énergie totale et à l'énergie maximale absorbées par des oscillateurs simples, soumis à un séisme donné [8].

2.2.2.2 Specter de Fourier:

Ce spectre n'étant pas utilisé dans notre thèse, nous n'en donnons ici qu'une définition simple avec quelques remarques: L'analyse par "spectre de Fourier", est une méthode classique permettant de mettre en évidence le rôle de la fréquence dans les accélérogrammes sismiques. Ce spectre est obtenu en représentant graphiquement le «module énergétique» en fonction de ω (ou T ou f). Le module énergétique n'est autre que la racine carrée du double de l'énergie emmagasinée par unité de masse au temps:

$$\sqrt{\frac{2E(t_s, \omega)}{m}} = \left[\left(\int_0^{t_s} \ddot{X}_s(\tau) \cdot \sin \omega \tau \cdot d\tau \right)^2 + \left(\int_0^{t_s} \ddot{X}_s(\tau) \cdot \cos \omega \tau \cdot d\tau \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.1)$$

Cette relation est obtenue en exprimant l'énergie totale emmagasinée à un instant quelconque dans un oscillateur simple, en fonction de l'intégrale de Duhamel. En effet, en négligeant tout amortissement, la solution du mouvement de l'oscillateur est donnée par l'intégrale bien connue de Duhamel:

$$X(t, \omega) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot \sin[\omega(t - \tau)] \cdot d\tau \quad (2.2)$$

L'énergie totale emmagasinée à un instant quelconque dans l'oscillateur vaut:

$$E = E_c + E_d = \frac{1}{2} M \cdot \dot{X}^2 + \frac{1}{2} K \cdot X^2 \quad (2.3)$$

Avec : E_c = Energie cinétique

E_d = Energie de déformation élastique En substituant l'expression (1-12) et sa dérivée dans l'équation (1-13) et en supposant que l'excitation

Si \ddot{X} représente l'accélération du sol sous l'effet du s'étend de $t = 0$ à $t = t_s$, on retrouve l'expression du "module énergétique" précédemment défini. Tremblement de terre, le spectre de Fourier constitue un moyen de caractériser le séisme. On définit ainsi le séisme, non pas par son déplacement, sa vitesse ou son accélération, mais par l'absorption d'énergie sur un oscillateur simple.

On ne caractérise pas les mouvements du sol lui même, mais plutôt la réponse énergétique d'une structuro, plus exactement, d'un type de structure en fonction de sa fréquence propre qui dépend directement des rigidités

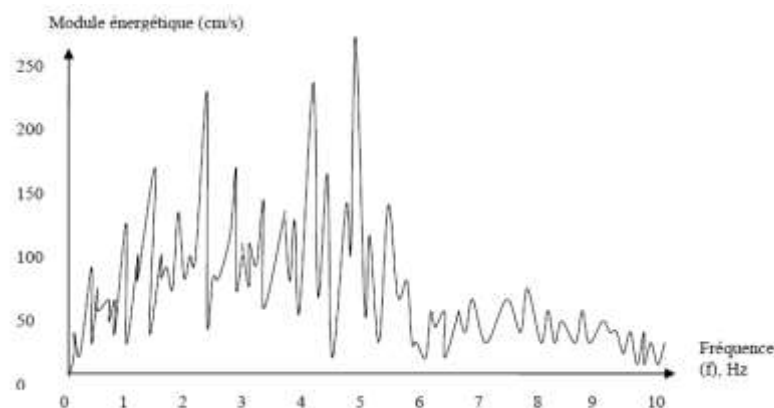


Figure 2.3 Spectre d'amplitude de Fourier (El Centro, N-S, 1940) [8].

Les sommets du spectre représentent les fréquences pour les quelles une quantité relativement grande d'énergie doit être absorbée par la structure. Un défaut de la représentation de Fourier est que le module énergétique est calculé à la fin de l'excitation, c'est à dire à la fin de l'enregistrement du séisme, au temps $t = t_s$. Le spectre de Fourier traduit ainsi un état énergétique $E(t_s, \omega)$ à la fin de l'excitation. Or, la valeur maximale de l'énergie emmagasinée apparaîtra probablement à un temps $t < t_s$

. Du point de vue de l'ingénieur, l'énergie maximale a plus d'importance que l'énergie finale, parce qu'elle correspond à des valeurs maximales de certains déplacements et par conséquent à des valeurs maximales de certains efforts internes de la structure. Aussi, est-il préférable d'utiliser un autre type de représentation, plus significatif du point de vue résistance d'une structure: le "spectre de réponse" (Editerai, 1981).

2.2.2.3 Specter de réponse:

Par définition, le "spectre de réponse" est une interprétation graphique de la réponse maximale (en déplacements, vitesses ou accélérations) d'un oscillateur simple lorsqu'il est soumis à un séisme donné, enfonctions de la pulsation ω ou de la période T , ou de la fréquence propre de l'oscillateur (Editerai, 1981)

.Nous avons vu que l'équation dynamique d'un oscillateur simple amorti soumis à un déplacement

X s sol était de la forme:

$$\ddot{X} + 2\xi\omega\dot{X} + \omega^2 X = -\ddot{X}_s(t) \quad (2.4)$$

Et que la solution de cette équation, pour un système élastique, était donnée par l'intégrale de Duhamel:

$$X(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] \cdot d\tau \quad (2.5)$$

Cette relation nous donne la valeur maximale du déplacement relatif $X(t)$:

$$|X_{max}| = \frac{1}{\omega} S_v(\xi, \omega) \quad (2.6)$$

En posant:

$$S_v(\xi, \omega) = \left| \max_t \frac{1}{\omega_d} \left[\int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_d(t-\tau)] \cdot d\tau \right] \right| \quad (2.7)$$

On désigne S_v par le terme: "vitesse spectrale" ou "pseudo-vitesse" (De dimension LT^{-1}); On constate que S_v est fonction de ω , de δ et de $\dot{x}(t)$. Pour un accélérogramme donné et pour différentes valeurs de δ , on peut représenter les courbes de variation de S_v en fonction de ω , de T ou de f , qui sont des spectres de réponse (en pseudo-vitesse) pour un séisme donné

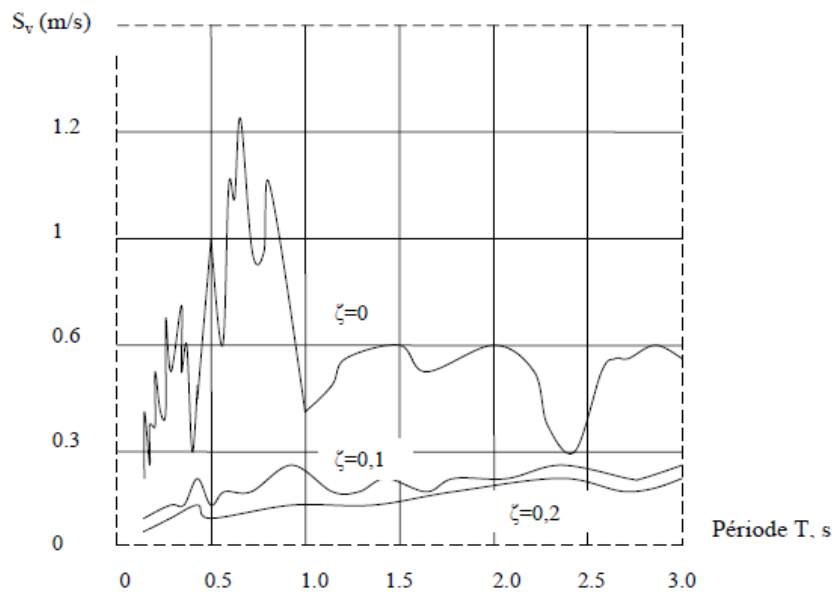


Figure 2.4 Spectre de "pseudo-vitesse" (Taft, N21E, 1952) [8].

Pour chaque valeur de ω , on peut calculer la valeur maximale du déplacement X qu'on notera S_d , puisque:

$$S_v(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_d(\zeta, \omega) \quad (2.8)$$

S_d est appelé le "déplacement spectral" (de dimension L), $S_d = \max |X|$. On peut également définir une "accélération spectrale" ou "pseudo-accélération"

(De dimension LT^{-2}) qui sera notée: $S_a(\zeta, \omega)$ et qui est liée, par définition, à S_v ou à S_d par les relations:

$$S_a(\zeta, \omega) = \omega \cdot S_v(\zeta, \omega) = \omega^2 \cdot S_d(\zeta, \omega) \quad (2.9)$$

2.2.2.4 Interprétation des valeurs spectral:

Il faut noter que, parmi les trois paramètres S_d , S_v et S_a , seul S_d est égal au déplacement maximal réel de l'oscillateur (directement en rapport avec l'effort tranchant

maximal appliqué à celui-ci), tandis que S_a ne sont pas rigoureusement égaux respectivement à la vitesse et l'accélération maximales de l'oscillateur. C'est pourquoi, on les désigne comme "pseudo-vitesse" et "pseudo-accélération"[8].

2.2.2.4.1 Interprétation de S_a :

Dans l'équation:

$$\ddot{X}_t(t) + 2\xi\omega\dot{X}(t) + \omega^2 X(t) = 0, \quad \dot{X}_t(t) \quad (2.10)$$

Représente l'accélération absolue de l'oscillateur. Au moment t où le déplacement a sa valeur maximale, nous avons:

$$|X(t_E)| = |X_{max}| = S_d \quad \text{et} \quad \dot{X}(t_E) = 0$$

donc:

$$\ddot{X}(t_E) = -\omega^2 X(t_E)$$

ou:

$$|\ddot{X}(t_E)| = \omega^2 S_d \quad (2.11)$$

La comparaison des relations conduit à :

$$S_a = |\ddot{X}(t_E)| \quad (2.12)$$

Cela veut dire que l'accélération spectrale S_a est égale à l'accélération absolue liée au déplacement maximal de l'oscillateur, et non pas à l'accélération maximale du système. Néanmoins, on peut estimer que souvent il n'y a pas de grande différence entre S_a et la valeur maximale de l'accélération. Ainsi, dans un système non-amorti, le deuxième terme de l'équation dynamique n'intervenant pas,

on a: $\ddot{X}(t) = -\omega^2 X(t)$. Les deux valeurs absolues maximales du déplacement et de l'accélération se produisent au même temps t_E ; par conséquent :

$$\xi = 0. \quad \rightarrow \quad |\ddot{X}_t \max| = \omega^2 |X \max| = \omega^2 S_d = S_a \quad (2.13)$$

Autrement dit, dans les systèmes non-amortis, l'accélération absolue maximale et l'accélération absolue liée au déplacement maximal sont égales. Dans les structures

amorties, la relation n'est plus valable en toute rigueur à cause du terme d'amortissement; mais, dans la plupart des cas, la différence est négligeable

$$\zeta = 0. \rightarrow S_a = |\ddot{X}_t \max|$$

$$\zeta \neq 0. \rightarrow S_a \approx |\ddot{X}_t \max|$$

(2.14)

2.2.2.4.2 Interpretation de Sv:

La signification de la pseudo-vitesse Sv peut être donnée de deux manières différentes: - soit comme étant la vitesse fictive maximale que donnerait l'énergie cinétique équivalente à l'énergie de Déformation maximale. En effet, l'énergie totale emmagasinée dans l'oscillateur simple à un instant

T étant

$$E = E_c + E_d = \frac{1}{2} \cdot M \cdot [\dot{X}(t)]^2 + \frac{1}{2} \cdot K \cdot [X(t)]^2 \quad (2.15)$$

Le déplacement maximal de l'oscillateur au temps correspond à une valeur nulle de l'énergie cinétique

$$(\text{car } \dot{X}(t_E) = 0), \quad (2.16)$$

Et par conséquent à une valeur maximale de l'énergie de déformation élastique:

$$E_d \max = \frac{1}{2} \cdot K \cdot S_d^2$$

Si cette énergie était transformée intégralement en énergie cinétique, c'est à dire:

$$E_d \max = \frac{1}{2} \cdot K \cdot S_d^2 = \frac{1}{2} M \cdot [\dot{X} \max]^2$$

elle conduirait à une vitesse fictive maximale:

$$[\dot{X} \max] = \sqrt{\frac{K}{M}} \cdot S_d = \omega \cdot S_d$$

donc égale à Sv.

- Soit comme étant un moyen de mesure directe, de l'énergie par unité de masse:

$$\frac{E_d \max}{M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K}{M} \cdot S_d^2 = \frac{1}{2} \cdot \omega^2 \cdot S_d^2 = \frac{1}{2} \cdot S_v^2 \quad (2.17)$$

Comme les méthodes d'énergie présentent un intérêt dans le calcul dynamique des structures, S_v apparaît Comme un paramètre utile. D'autre part, il est prouvé que pour les structures de moyennes ou de hautes.

Fréquences, S_v ne diffère pas beaucoup de la valeur maximale de la vitesse relative qui est donnée par la Dérivée de l'intégrale de Duhamel.

2.2.2.5 Présentation du spectre de réponse:

Il découle immédiatement des relations: $S_v(\delta, \omega) = \omega \cdot S_d(\delta, \omega)$ et $S_a(\delta, \omega) = \omega \cdot S_v(\delta, \omega)$ que chacun des trois paramètres S_d , S_v et S_a permet de déterminer le déplacement maximal de la structure. Puisque la valeur de S_v est toujours comprise entre celles de S_d et S_a (ces dernières étant obtenues par division et multiplication de S_v par ω), on constate que, sur une échelle de ω , les valeurs S_d et S_a tendent rapidement, l'une ou l'autre, vers zéro quand ω devient grande ou petite. Par conséquent, une représentation graphique détaillée de S_a et de S_d ne serait pas très claire pour ces cas limites. Par contre, S_v Donne approximativement une courbe d'allure horizontale - quels que soient les enregistrements- qui est Donc plus aisée à représenter. C'est pourquoi, on a toujours tendance à tracer le spectre de réponse en "pseudo-vitesses". Cependant, les relations simples qui existent entre les trois valeurs spectrales, permettent de les faire figurer sur un seul spectre de réponse dessiné sur un repère comportant quatre axes avec des échelles logarithmiques: l'axe des abscisses représentant le log de ω (ou T ou f), l'axe des ordonnées celui de S_v , tandis que $\log S_a$ et $\log S_d$ sont déterminés sur des axes à 45° par rapport aux premiers. Cette représentation, qui est souvent dite "diagramme tripartite" (figure II-6), repose sur les relations suivantes : $\log S_d = \log S_v - \log \omega$ et $\log S_a = \log S_v + \log \omega$

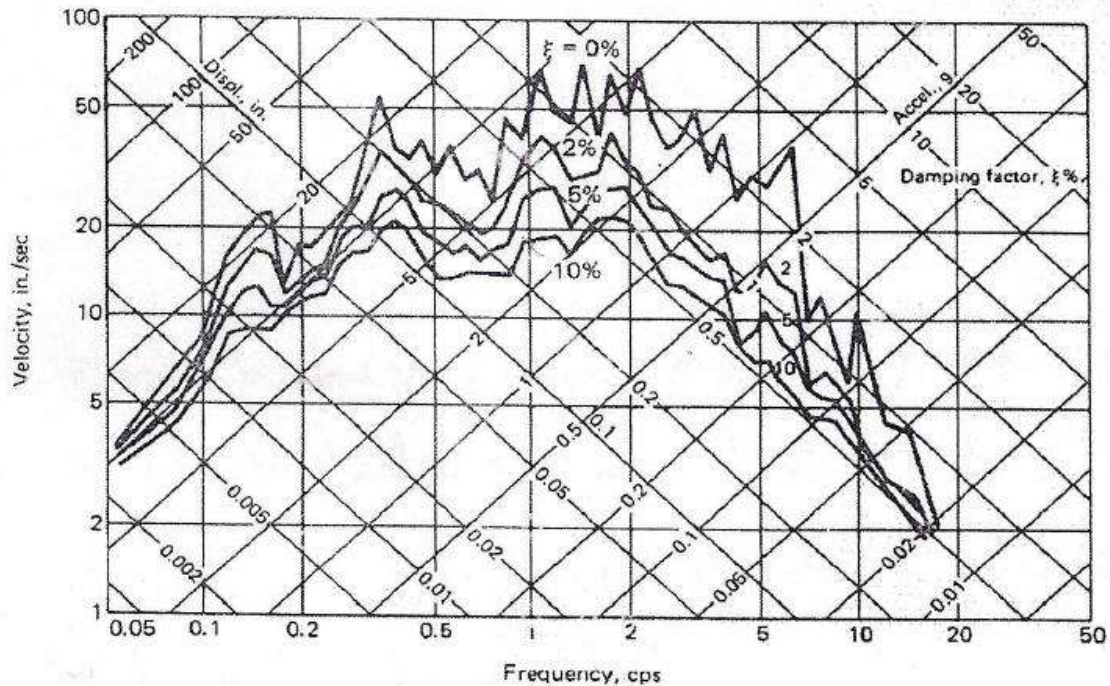


Figure 2.5 Diagramme tripartite (El -Centro, NS) [8].

2.2.2.6 Caractéristiques du spectre de réponse:

2.2.2.6.1 Coefficient sismique:

Du point de vue calcul sismique de structures, l'intérêt le plus important du spectre de réponse est de pouvoir donner simplement (sans intégration dans le temps de l'équation dynamique) le déplacement maximal et la force maximale développée dans une structure à l'aide des valeurs spectrales S_d , S_v et S_a .

Pour une structure à un seul degré de liberté, cette force élastique maximale, produite par le déplacement max S_d , est égale à:

$$F_{\max} = |K \cdot X_{\max}| = K \cdot S_d = \omega^2 M \cdot S_d = \omega \cdot M \cdot S_v = M \cdot S_a \quad (2.18)$$

S_a représente l'accélération de la masse M sous l'action de F_{\max} .

Dans les règlements, la force maximale F_{\max} est souvent calculée en introduisant la notion de "coefficient sismique" ou "coefficient de force latérale" α_s : $F_{\max} = \alpha_s \cdot W$

Où W est le poids propre de la masse M .

Compte tenu des relations, et en faisant intervenir l'accélération de gravité $g = W/M$

$F_{\max} = \alpha_s W = M \cdot S_a$, donc: $\alpha_s = S_a/g$.

C'est pourquoi, dans les abaques logarithmiques du spectre de réponse, on porte souvent la valeur de $\alpha_s = S_a/g$ sur l'axe des accélérations spectrales; ceci permet d'évaluer directement le coefficient sismique correspondant à un séisme particulier [8].

2.2.2.6.2 Effete de l'amortissement:

Un autre avantage du spectre de réponse est de traduire directement l'effet compliqué d'amortissement qui tend à limiter la réponse dynamique des structures soumises aux séismes.

Etant donné que les trois paramètres spectraux sont des fonctions de δ ; à chaque valeur de δ , il correspond un spectre de réponse précis pour un séisme donné. L'effet de l'amortissement -même faible- qui existe dans toutes les structures, se traduit par l'élimination des pics irréguliers que l'on rencontre dans le spectre de réponse des systèmes non-amortis et qui font penser à un comportement moins favorable pour certaines fréquences de la structure.

En fait il n'en est rien puisque des études statistiques de spectres de réponse amortis pour un grand nombre de séismes possibles ont abouti à la conclusion qu'il n'y a pas de fréquence dominante sur une large bande de fréquences, l'énergie emmagasinée dans l'oscillateur amorti restant pratiquement constante sur cette bande. En réalité, les pics inhérents au séisme donné correspondent à des résonances locales peu significatives et changeantes de position d'un séisme à l'autre. C'est pour cette raison que dans certains règlements, on ne présente les spectres de réponse que sous une forme simple, après avoir Lissé plusieurs spectres possibles (Éditerai, 1981) [8].

2.2.2.6.3 Asymptotes du spectre de réponse:

L'allure générale du spectre de réponse montre qu'il y a toujours deux asymptotes pour les grandes et les petites valeurs de ω ; autrement dit, le spectre de réponse tend vers une accélération spectrale S_a constante quand la pulsation propre ω augmente et il tend vers un déplacement spectral S_d constant quand ω diminue.

Ces deux caractéristiques limites des spectres de réponse ne dépendent ni de la forme du séisme donné, ni de l'amortissement de la structure et restent valables dans toutes les circonstances.

2.2.2.7 Spectre élastique de calcul normalisé:

Les séismes sont des mouvements de sol essentiellement aléatoires. Comme il n'existe pas de méthode exacte valable pour prédire le mouvement particulier sur un site donné, il paraît raisonnable d'utiliser un spectre de réponse de calcul ayant une portée statistique résultant du lissage de plusieurs spectres correspondant à divers séismes d'une ou de plusieurs régions données.

Ce spectre, tel qu'il est proposé par les codes parasismiques, est de configuration simple (composé de segments rectilignes).

Ceci est dû au fait que les maxima locaux des spectres de réponse n'ont pas de signification déterminante.

Les détails de construction du spectre de base pour les calculs, sont donnés par New mark et Hall (1973), dans "Procédures and citerai for earthquake résistant design".

Les auteurs suscités ont montré que le spectre de réponse lissé d'un mouvement de sol idéalisé, pouvait être obtenu en amplifiant le mouvement du sol par des facteurs dépendant de l'amortissement du système (tableau 2-1).

Si le nombre de spectres est suffisant, on calcule pour chaque période T une ordonnée moyenne; ce qui donne, après lissage, le spectre moyen ou spectre caractéristique ou standard au sens de la théorie probabiliste qui est basée sur la considération d'états limites dont les probabilités d'occurrence doivent être maintenues au cours d'une certaine durée de référence (généralement 50 ans ou la durée de vie si elle dépasse 50 ans).

Pour les calculs, on retient la valeur correspondant à la moyenne plus un écart-type, ce qui donne, dans le cas d'une distribution gaussienne, une probabilité de non dépassement d'environ 84 %.

Les lignes représentant les maxima des accélérations, des vitesses et des déplacements sont dessinées sur un diagramme logarithmique tripartite.

Le spectre est "normalisé" à une accélération de 1.0 g, une vitesse de 48 in/s (121.92 cm/s) et un déplacement de 36 in (91.44 cm), valeurs correspondant à des

mouvements qui sont plus intenses que ceux généralement prévus dans les calculs sismiques.

Les valeurs lues sur le spectre de base normalisé sont corrigées pour l'accélération de sol maximale correspondante (par exemple: 0.32 g pour le séisme d'El Centro) en les multipliant par cette dernière.

Tableau 2.1 Quelques valeurs du facteur d'amplification recommandées par New mark et Hall

Pourcentage d'amortissement	Facteur d'amplification					
	Déplacement		Vitesse		Accélération	
	in	cm	in/s	cm/s	in/s ²	cm/s ²
0	2.5	6.35	4.0	10.16	6.4	16.26
5	1.4	3.56	1.9	4.83	2.6	6.60
10	1.1	2.79	1.3	3.30	1.5	3.81

2.2.2.8 Application du spectre de réponse élastique:

Le spectre de réponse ayant été défini pour un oscillateur simple, il peut être utilisé directement pour évaluer, de manière exacte, la réponse maximale d'une structure à un seul degré de liberté

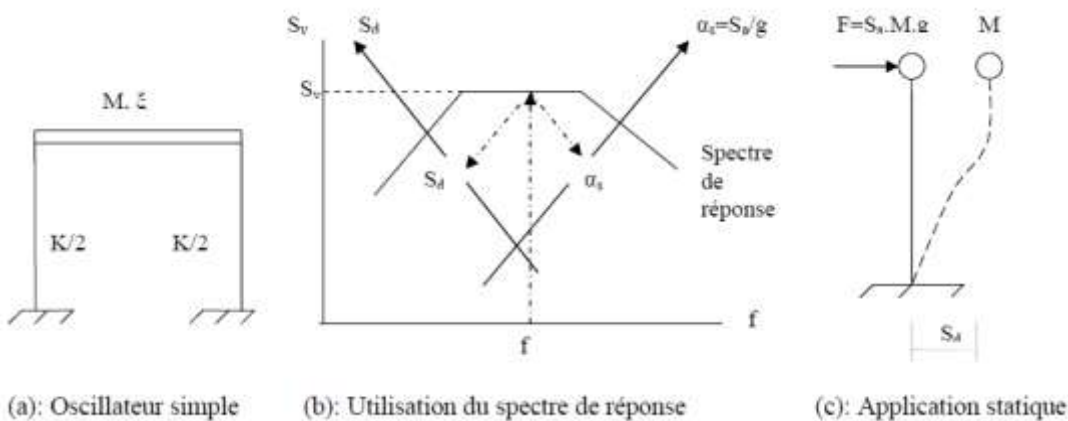


Figure 2.6 Application du spectre de réponse à l'oscillateur simple [8].

Considérons une telle structure, de masse M, de rigidité K et de taux d'amortissement critique ξ. La fréquence propre de la structure est, rappelons-le:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Si la structure est soumise à un séisme dont nous connaissons le spectre de réponse relatif à l'amortissement ξ , sa réponse maximale peut être lue directement sur le spectre pour la valeur d'abscisse f et présentée soit sous forme de déplacement maximal S_d , soit sous forme de force horizontale maximale: $F_{max} = a_s \times M \cdot g = K \cdot S_d$. A partir de (S_d) ou (F_{max}) comme données du problème, les sollicitations maximales du système sont déterminées par un calcul classique de statique.

2.2.3 Spectre de réponse non-linéaire:

2.2.3.1 Introduction:

La plupart des notions et paramètres, considérés pour les systèmes linéaires, se retrouvent dans l'analyse des spectres non-linéaires. Toutefois, deux paramètres importants caractérisent les spectres non-linéaires: la ductilité et la dissipation d'énergie par déformations plastiques. Ces deux paramètres sont définis dans ce qui suit:

2.2.3.2 Ductilité:

2.2.3.2.1 Rôle de la ductilité:

Les séismes de forte magnitude sollicitent la structure en dehors du domaine d'élasticité. Celle-ci doit être en mesure de résister en absorbant de grandes énergies de déformation, sans se ruiner. La ductilité offerte par les matériaux de construction, l'acier en particulier, constitue un facteur important de résistance aux actions sismiques. En effet, les déformations inélastiques jouent un rôle très important dans le mécanisme d'absorption de l'énergie transmise à la structure par ces charges exceptionnelles.

2.2.3.2.2 Définition de la ductilité en chargement statique:

La "ductilité" d'un élément représente son aptitude à subir, avant la ruine, des déformations importantes dues à une consommation élevée d'énergie. Si on considère les diagrammes sollicitation-déformation suivants,

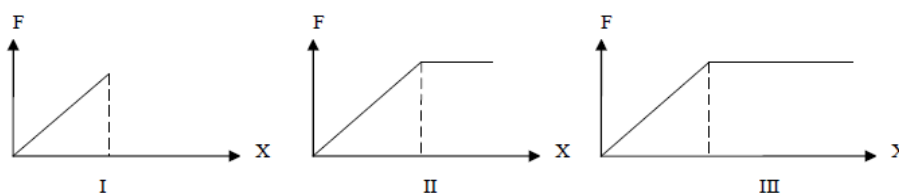


Figure 2.7 Diagrammes sollicitation-déformation; linéaire (I) et Elston-plastique [8].

On Remarque que:

-(I), qui est une droite, traduit un comportement fragile; il peut s'agir d'une pièce non armée.

-(II), qui présente un certain palier de plasticité, pourrait être le diagramme d'un acier à haute résistance.

-(III), qui présente un palier plus important, pourrait être le diagramme d'un acier doux.

Plusieurs définitions de la "ductilité" ont été proposées, nous retenons la plus facile, qui considère la "ductilité" comme étant le rapport entre la déformation de ruine (DU) et la déformation de fin de phase élastique DE (fig.2.8).

Si la résistance finale FU est trop faible, on adopte par convention une valeur de résistance FL souvent égale à 0,8.FM, à laquelle correspond la déformation DL. De plus, la limite d'élasticité est définie conventionnellement par le point K intersection de la droite OE et de la parallèle à OD passant par M [8].

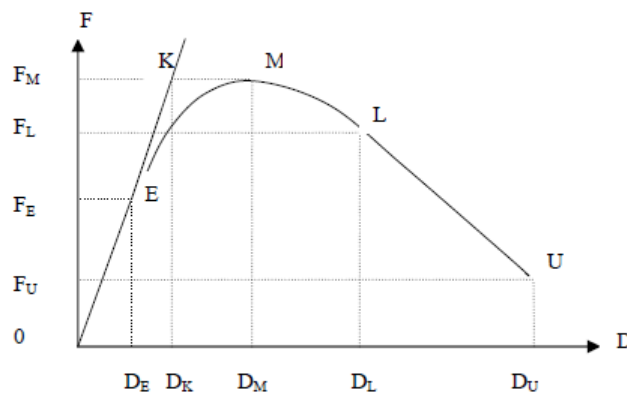


Figure 2.8 Diagramme sollicitation-déformation permettant la définition de la ductilité [8].

Moyennant tout ça, on peut définir une quantité sans dimension, appelée "facteur de ductilité", par :

$$\mu = \frac{D_L}{D_K}$$

Le facteur de ductilité est calculé donc non pas à partir de la courbe réelle résistance-déplacement mais à l'aide d'une courbe idéalisée Elston-plastique équivalente. Si on considère le schéma idéalisé d'un comportement "Elston-plastique parfait", la définition est plus simple. En effet, soit le schéma de la figure (2.9) qui représente le comportement Elston-plastique parfait force-déplacement d'une structure à un degré de liberté supposée "ductile", en chargement statique.

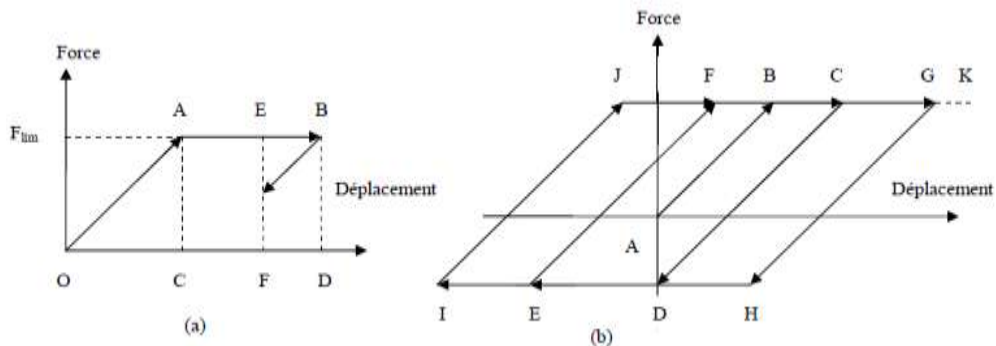


Figure 2.9 Comportement élasto-plastique en statique (a) et en dynamique (b) [8].

Le facteur de ductilité, du système considéré est mesuré par le rapport entre le déplacement total OD et le déplacement élastique OC :

$$\mu = \frac{\overline{OD}}{\overline{OC}}$$

A étant le point représentatif de la limite du comportement élastique sur la courbe et B celui de la limite ultime du déplacement.

- la capacité de dissipation de l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses majeures".

Enfin, elles n'oublient pas de mentionner, dans le chapitre "justification de la sécurité", la "justification vis à vis de la ductilité" et ce, juste après la "justification vis à vis de la résistance"; mais la mention est tellement vague qu'elle ne suscite aucun intérêt, comme on peut le constater en lisant ceci: "Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspondants du présent règlement sont appliquées".

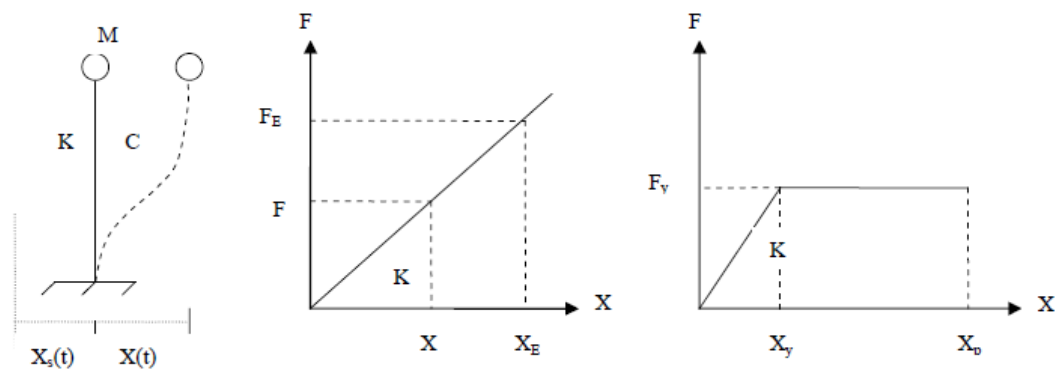
Il ressort de ce qui précède que les Règles Parasismiques Algériennes (2003), tout en faisant mention de la ductilité, ne donnent pas assez de précision quant au domaine et à la manière de prise en compte de cet important facteur; elles laissent par là même, un vide à combler.

2.2.3.3 Nécessité du spectre de réponse non-linéaire:

La prise en considération du facteur de ductilité dans les calculs sismiques de structures exige des méthodes d'analyse dynamique dans le domaine non-linéaire. Cette analyse dynamique, bien que simple dans son principe, entraîne des calculs longs et volumineux même pour les structures relativement simples Vu la quantité de calculs des analyses dynamiques complètes d'une part et la simplicité d'application des spectres de réponse en élasticité d'autre part, il est assez logique de s'orienter vers la recherche d'une méthode simple de calcul en Elston-plasticité, basée sur l'idée de spectre de réponse; ce dernier devra interpréter directement la réponse dynamique maximale d'un oscillateur simple, ayant un comportement Elston-plastique, pour un séisme donné.

2.2.3.4 Définition du spectre de réponse Elston-plastique:

Considérons un oscillateur simple de masse M , de rigidité K et d'amortissement C , excité par Un mouvement X_s du sol (figure 2-10).



(a): Oscillateur simple (b): Comportement élastique (c): Comportement Elston-plastique parfait

Figure 2.10 Comportements élastique (b) et Elston-plastique (c) d'un oscillateur simple (a) [8].

Nous avons vu que l'équation du mouvement serait dans ce cas comme suit :

$$M \cdot \ddot{X}_t(t) + C \cdot \dot{X}_t(t) + K X(t) = 0 \quad \text{avec: } X_t = X + X_s \quad (2.19)$$

Comme il a été vu précédemment, si le système répondait élastiquement au mouvement X_s du sol, son déplacement relatif X prendrait la valeur maximale X_E à un instant t_E et l'équation dynamique s'écrirait :

$$M \cdot \ddot{X}_{t_E} + K X_{t_E} = 0 \quad (2.20)$$

Parce que:

$$\ddot{X}_{t_E}(t_E) = \ddot{X}_{t_E}, \quad \dot{X}(t_E) = 0 \quad \text{et} \quad X(t_E) = X_E \quad (2.21)$$

La définition des valeurs spectrales a conduit aux relations :

$$S_d = |X(t_E)| = X_E, \quad S_a = |\ddot{X}_{t_E}(t_E)| \quad \text{et} \quad (2.22)$$

$S_a = \omega^2 \cdot S_d$ qui représente la relation de base des spectres de réponse en élasticité .

Supposons maintenant que l'oscillateur réagit à cette excitation dans le domaine Elston-plastique parfait, caractérisé par K , X_y et F_y , tels que :

A l'instant t_p , le déplacement relatif X du système atteint la valeur maximale X_p , telle que :

$$\ddot{X}(t_p) = \ddot{X}_{t_p}, \quad \dot{X}(t_p) = 0 \quad (2.23)$$

$X(t_p) = X_p =$ déplacement last-plastique maximal et nous avons (d'après l'équation d'équilibre à l'instant t_p)

$$M \cdot \ddot{X}_{t_p} + K X_y = 0 \quad (2.24)$$

Cela est réalisé par l'introduction du facteur de ductilité μ , comme le rapport entre le déplacement maximal de l'oscillateur pour ce séisme et son déplacement élastique limite :

Au-delà de X_y , le système répond au mouvement du sol en faisant appel à ses réserves de déformations plastiques, et la force élastique reste égale à sa valeur maximale ($F_y = K \cdot X_y$).

La définition d'un spectre de réponse en élasto-plasticité pour un séisme donné nécessite le choix d'un facteur permettant de classer la ductilité des oscillateurs simples.

$$\mu = \frac{|X_p|}{X_y} \quad (2.25)$$

Ainsi, par définition, le spectre de réponse Elston-plastique pour un séisme donné représente la réponse sismique maximale d'un oscillateur simple, ayant un comportement Elston-plastique de ductilité μ et un taux d'amortissement critique δ , en fonction de sa fréquence propre élastique f .

Dès l'instant où l'on cherche à déterminer un spectre de réponse Easton-plastique caractérisé par des valeurs fixées du taux d'amortissement critique δ , (comme en élasticité) et du facteur de ductilité μ , il est clair que cette détermination ne peut être directe, le déplacement maximal (fonction du déplacement élastique limite) devant être conforme à la ductilité choisie;

Pour cette raison, un calcul itératif sur X_y sera nécessaire. Sous cette réserve, pour un accélérogramme donné, une famille de spectres de réponse peut être envisagée pour différentes valeurs de μ et de δ .

Reste à savoir si une interprétation identique à celle du spectre de réponse élastique est concevable en Easton-plasticité. D'après l'équation d'équilibre à l'instant t_p , nous avons :

$$|\ddot{X}_p| = \omega^2 X_y = \omega^2 \cdot \frac{1}{\mu} |X_p| \quad (2.26)$$

On peut en déduire que le rapport de ω^2 , qui existait en élasticité entre le déplacement maximal X_E et l'accélération correspondante $t_E X$, est divisé maintenant par le facteur de ductilité μ pour les valeurs correspondantes en Easton-plasticité X_p et $t_p X$. Par conséquent, le déplacement max X_p ne peut pas être interprété avec l'accélération correspondante $t_p X$ sur le même spectre de réponse Easton-plastique en diagramme tripartite comme en élasticité.

Néanmoins, on peut constater qu'en Easton-plasticité, le rapport de ω^2 est toujours disponible entre l'accélération $t_p X$ et le déplacement élastique limite X_y . Aussi, en Easton-plasticité, en gardant la même définition qu'en élasticité pour l'accélération spectrale S_{ap} :

$$S_{ap} = |\ddot{X}_{tp}| \quad (2.27)$$

Affecte-t-on, par convention, le terme de déplacement spectral Sdp au déplacement élastique limite X_y .

La notion de déplacement spectral doit ainsi s'interpréter aussi bien en élasticité qu'en élasto-plasticité comme un déplacement élastique maximal.

En élasticité :

Accélération spectrale:

$$S_{aE} = |\ddot{X}_{tE}| \quad (2.28)$$

Déplacement spectral SdE = X_E max

En élasto-plasticité :

Accélération spectrale

$$S_{ap} = |\ddot{X}_{tp}| \quad (2.29)$$

Déplacement spectral Sdp = $X_y = X_E$ max

Alors, le spectre de réponse élasto-plastique, pour μ et δ définis, peut être interprété sur des abaques à quatre échelles logarithmiques, par l'intermédiaire de quatre paramètres spectraux :

1) f (fréquence propre élastique de l'oscillateur):

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.30)$$

2) Sdp (déplacement spectral qui est égal au déplacement élastique limite, ou max, X_y du système:

$$S_{dp} = X_y = X_{E \max} \quad (2.31)$$

Cette valeur spectrale peut également nous fournir le déplacement élasto-plastique maximal X_p du System:

$$|X_p| = \mu \cdot X_y = \mu \cdot S_{dp} \quad (2.32)$$

- 3) S_{ap} : accélération spectrale qui représente l'accélération absolue \ddot{X}_{tp} du système lorsqu'il est déformé au maximum:

$$S_{ap} = |\ddot{X}_{tp}| = \omega^2 \cdot S_{dp} = \omega^2 \cdot X_y \quad (2.33)$$

- 4) S_{vp} : vitesse spectrale définie par:

$$S_{vp} = \omega \cdot S_{dp} = \omega \cdot X_y, \quad (2.34)$$

A noter que la vitesse spectrale en Easton-plasticité possède la même signification physique qu'en élasticité; elle représente une vitesse fictive maximale intervenant dans l'énergie cinétique équivalente à l'énergie maximale élastique emmagasinée dans l'oscillateur :

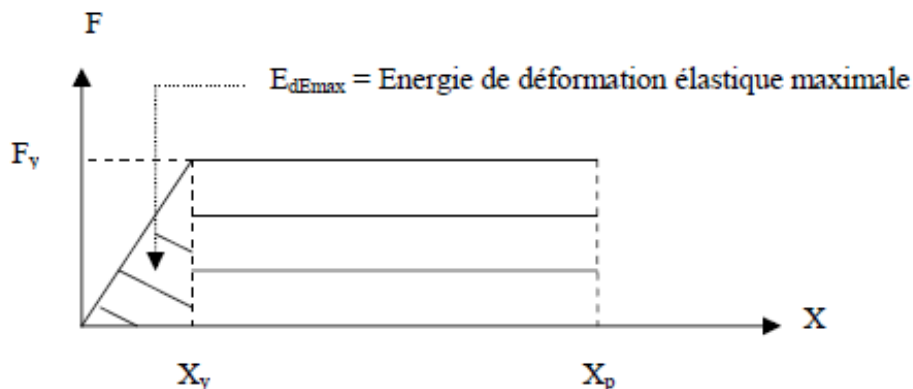


Figure 2.11 Energie de déformation dans un comportement Easton-plastique [8].

$$\frac{1}{2} M \cdot S_{vp}^2 = \frac{1}{2} M \cdot \omega^2 \cdot S_{dp}^2 = \frac{1}{2} M \cdot \frac{K}{M} \cdot S_{dp}^2 = \frac{1}{2} K \cdot S_{dp}^2 = \frac{1}{2} K \cdot X_y^2 = \frac{1}{2} K X_{E \max}^2 = E_{dE \max} \quad (2.35)$$

2.2.3.5 Application du spectre de réponse Easton-plastique:

Dans le cas de structure à un degré de liberté, le spectre de réponse Easton-plastique peut être appliqué de manière directe.

Considérons un portique simple, de masse M , de rigidité K et de taux d'amortissement critique δ . Selon la capacité de déformation des sections, un certain facteur de ductilité, μ peut être adopté pour caractériser cette structure. La réponse Easton-plastique maximale du système à un séisme donné peut être lue directement sur le

spectre de réponse du séisme, correspondant aux valeurs de δ et μ définies précédemment, à partir de la fréquence propre élastique du système:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

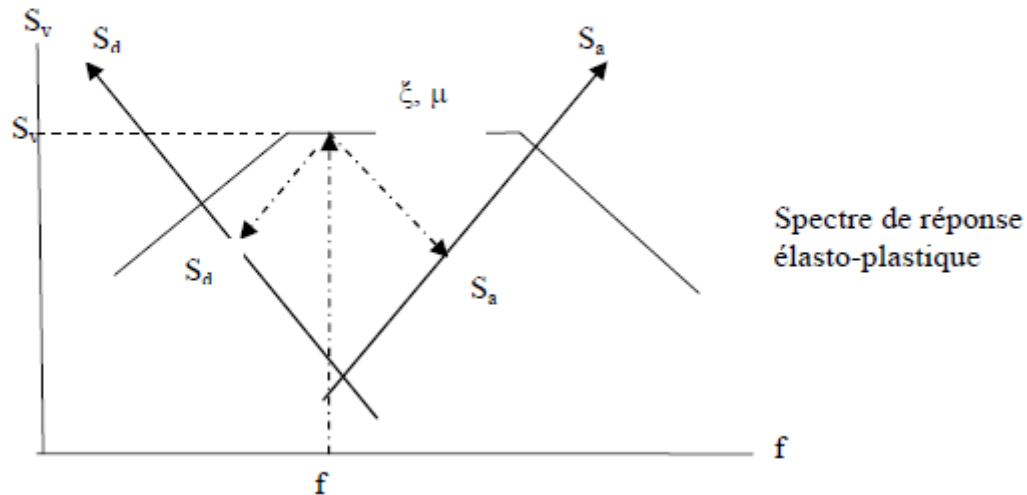


Figure 2.12 Utilisation du spectre de réponse Easton-plastique [8].

• Le spectre de réponse (figure 2-12) fournit les informations suivantes :

- le déplacement élastique limite: $X_y = S_d$
- la force élastique limite: $F_y = M.S_a = K.S_d$
- le déplacement Easton-plastique maximal: $X_p = \mu.X_y = \mu .S_d$.

Les sollicitations maximales dans les structures, soumises à la force horizontale F_y , peuvent ensuite être déterminées par un calcul élastique statique, et l'on doit s'assurer que ces sollicitations sont au plus égales aux niveaux de résistance élastique des éléments. Toutefois, pour optimiser le dimensionnement de la structure, on peut modifier les résistances élastiques limites des sections, suivant les sollicitations maximales obtenues. Ces modifications doivent rester compatibles avec les valeurs de K et de μ choisies au départ, sinon une deuxième analyse sera indispensable. Le cas des structures à plusieurs degrés de liberté est plus complexe.

2.2.3.6 Spectre de dimensionnement:

Bien que la tentation d'utiliser directement les spectres de réponse anélastiques soit grande, elle se heurte aux difficultés introduites par le fait que les principes de proportionnalité et de superposition ne sont plus valables.

En effet, par ex, le spectre relatif à l'excitation $\alpha \cdot \gamma(t)$ ne s'obtient pas en multipliant par α les ordonnées du spectre relatif à $\gamma(t)$. A cela s'ajoutent les incertitudes du calcul anélastique direct (dues à l'intervention des modes supérieurs pour les oscillateurs multiples, aux effets du second ordre, etc...) et le volume important de ce calcul (dû au Procédé itératif introduit par le facteur de ductilité fixé d'avance). Par ailleurs, on dispose souvent de spectres élastiques relativement simples et représentatifs.

Ceci amène, en pratique, à remplacer la structure réelle par une structure fictive capable de rester indéfiniment dans le domaine élastique quelle que soit l'intensité de l'excitation, en admettant que les maxima des déformations de la structure réelle restent égaux aux maxima de celles de la structure fictive (critère de l'égalité des déplacements) ou que l'énergie maximale de déformation emmagasinée est la même pour les deux structures (critère de l'égalité des énergies). Les sollicitations s'exerçant sur les différents éléments de la structure s'en déduisent.

Néanmoins, certains règlements, en particulier les Règles Parasismiques Algériennes (2003), admettent que les sollicitations post-élastiques sont égales à celles développées dans le modèle élastique fictif divisées par un certain coefficient réducteur (supérieur à l'unité) unique pour l'ensemble de la structure et dépendant des propriétés de cette dernière. Ce coefficient est connu sous le nom de "facteur de comportement".

La figure (2.13) fait apparaître les modifications le plus souvent applicables au spectre d'accélération normalisé pour le transformer en spectre de "dimensionnement": le remplacement de la branche inclinée AB par le palier A'B correspond à l'amplification des déplacements introduite par le comportement post-élastique dans cette gamme de fréquences et aux incertitudes qui affectent le calcul des périodes propres dans cette partie. Le relèvement de la branche CD en CD' correspond au fait que la réduction des sollicitations due à la ductilité est moins importante dans la partie centrale du spectre que dans la gamme des basses fréquences.

Il tient aussi, forfaitairement, compte des non-linéarités géométriques qui ne soient pas trop prononcées. Enfin, il rend compte de l'intervention des modes supérieurs en "analyse modale" (De Seydoux, 1985)

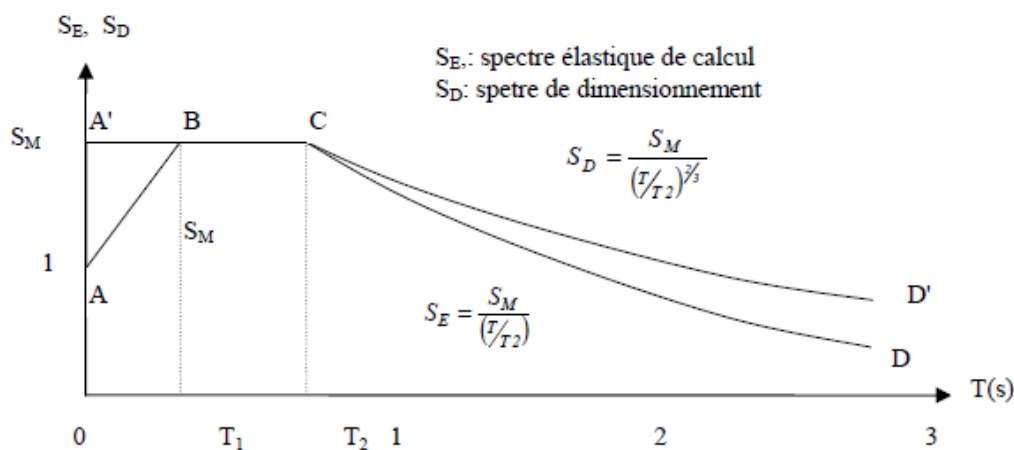


Figure 2.13 Spectres normalisés ($\xi = 5\%$) [8].

2.2.3.7 Dédution approchée du spectre de réponse Easton- plastique à partir du spectre élastique:

Les spectres de dimensionnement réglementaires sont construits à partir de spectres élastiques lissés moyennant certaines modifications. Cette technique, relativement simple dans son ensemble, n'est pas sans susciter de critique.

Elle suppose la possibilité d'introduire l'effet des déformations plastiques ou plus exactement celui de la ductilité dans les spectres de réponse élastiques à partir de règles modificatrices basées sur certains critères représentatifs de la réalité physique du comportement dynamique non-linéaire.

Pratiquement, il n'y a pas de relation exacte permettant de relier à ce stade de représentation, les réponses dynamiques d'une même structure en comportements élastique et Easton-plastique.

Toutefois, deux critères, auxquels nous avons fait allusion en (2.15) et que nous détaillons ci-après, sont couramment utilisés:

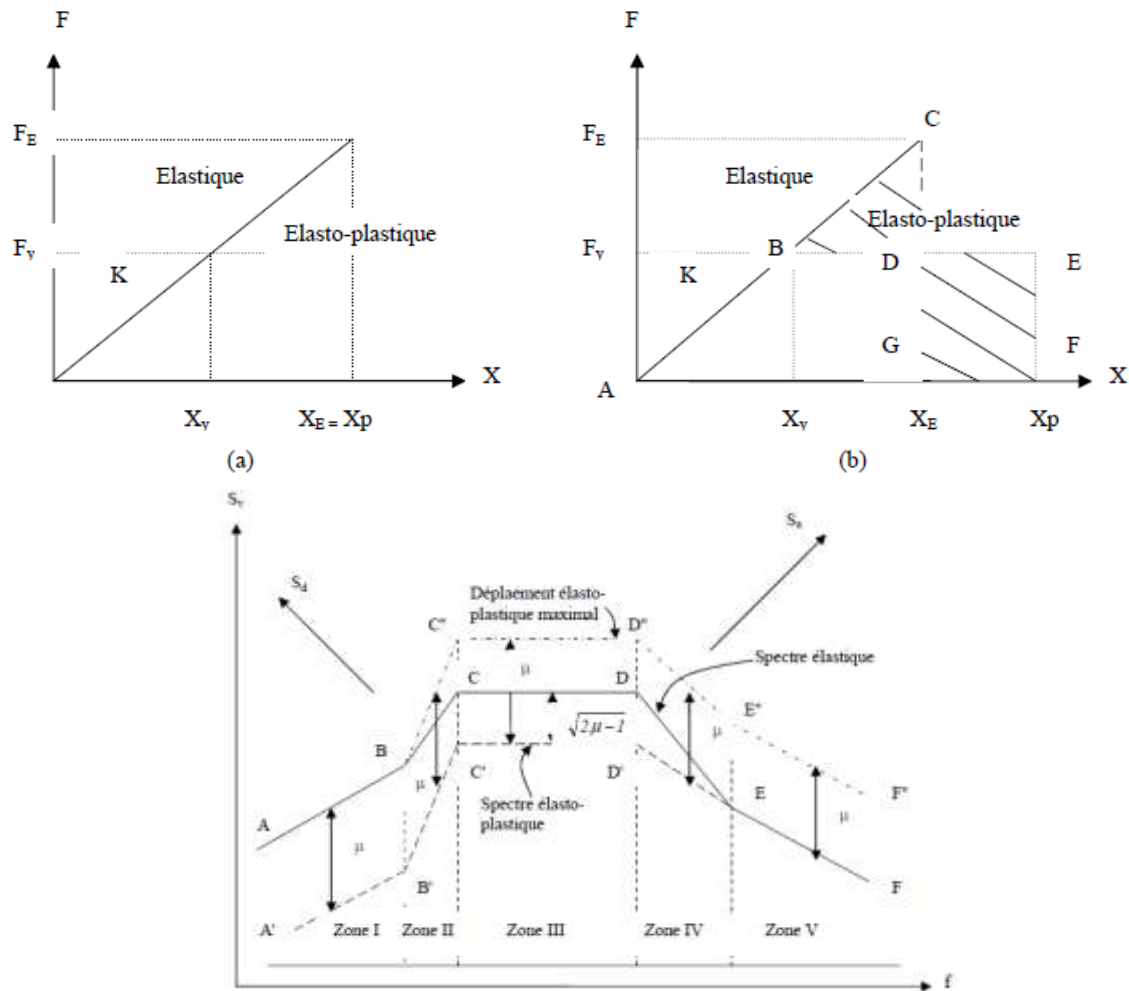


Figure 2.15 Déduction approchée du spectre élasto-plastique [8].

2.3 Conclusion :

Le génie parasismique étudie les séismes et leurs actions sur les constructions dans le but de réaliser des ouvrages susceptibles de meilleures résistances contre les séismes [1].

Les spectres de réponse constituent un outil très pratique pour les ingénieurs de quantifier les exigences du mouvement du tremblement de terre sur la capacité des bâtiments à résister aux tremblements de terre.

Les données sur le mouvement du sol passe sont généralement sous la forme d'enregistrements d'historique de temps obtenus à partir d'instruments placés sur différents sites qui sont actives en détectant le mouvement du sol d'un tremblement de

terre. Les enregistrements du mouvement peuvent être exprimés en termes d'accélération, de vitesse et de déplacement [9].

CHAPITRE III

ETABLISSEMENT ET APPLICATION DE SPECTRE DE REPONSE

3.1 Construction Des Spectre En Accélération– Déplacement, Format (A- D) :

La méthode de spectre de capacité (CMS) qui est basée sur les déplacements, l'action sismique est représentée par les spectres de dimensionnement élastiques en accélération– déplacement, format (A- D). Ces spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.1)$$

Où: S_{de} Pseudo spectres de déplacements élastiques, S_{ae} Pseudo spectres d'accélération élastiques et T Période propre. Les spectres de demande inélastiques sont obtenus par le biais des expressions suivantes:

$$S_s = \frac{S_w}{R_\mu} \quad , \quad S_s = \frac{\mu}{R_\mu} S_w = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_w = \mu \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_w \quad (3.2)$$

Avec: R_μ le facteur de réduction, μ le facteur de du utility, S_w le spectre d'accélération inélastique et S_d le spectre de déplacement inélastique.

Dans notre étude, nous allons utiliser le spectre de référence donné par les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 (eq.3.3) format (A- T), et les spectres de demande élastiques et inélastiques format (A- D) sont obtenus par le biais des (eq.3.1 et 3.2) respectivement. Les figures (3.1 et 3.2et 3.3 et 3.4) présente un exemple de spectre RPA 99 format (A- T) converti au spectre de demande format (A- D), (figure 3.5et3.6et3.7et 3.8 et 3.9) pour un sol de type rocheux et de coefficient d'accélération de zone A = 0.15 pour un pourcentage d'amortissement critique $\xi= 5\%$:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases} \quad (3.3)$$

Avec : A le coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1), η le facteur de correction d'amortissement, ξ le pourcentage d'amortissement critique, T_1 et T_2 les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Tableau 3.1 : Valeurs de coefficient d'accélération de zone A.

zone	I	IIa	IIb	III
Classe sismique	faible	modérée	moyenne	Forte
A(g)	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau 3.2 : Valeurs des Périodes T1 et T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T2(sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Les Figures 1, 2, 3,4 donne la forme (A-T) représente les spectre de réponse élastique par de l'RPA 99 V 2003 pour les des formes sol (S1 : rocheux ; S2 : ferme ; S3 : meuble ; S4 : très meuble) pour : zone II_a , $A = 0.15$, amortissement $\xi = 5\%$ et facteur de qualité $Q=1$ et Groupe d'usage 2

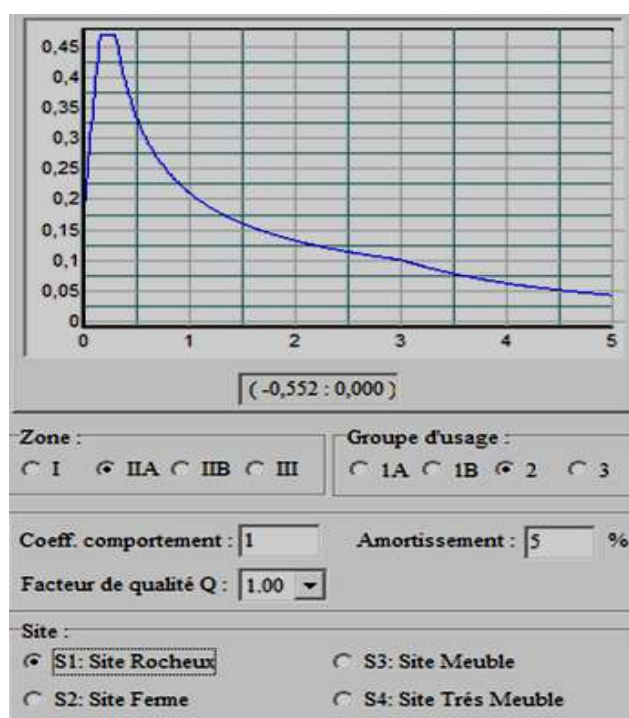


Figure 3.1: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S1, Groupe d'usage 2 , $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q = 1$.

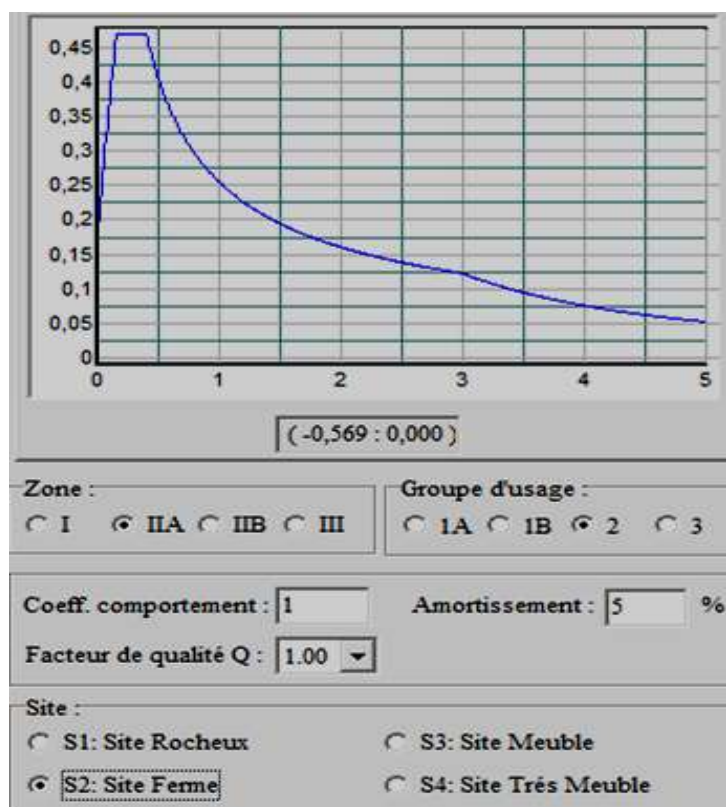


Figure 3.2: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S2 ,Groupe d'usage 2 , $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q = 1$.

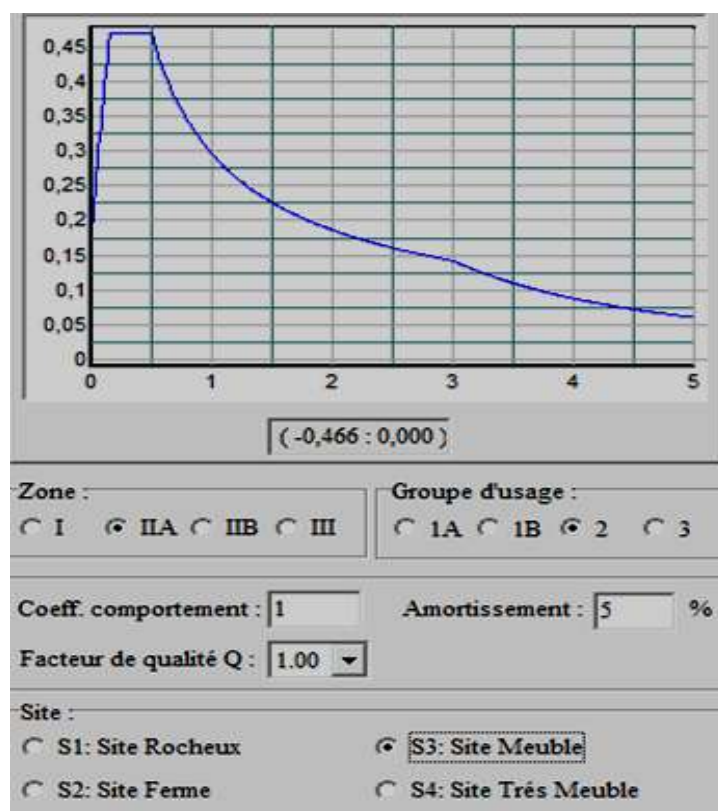


Figure 3.3: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S3, Groupe d'usage 2, $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q = 1$.

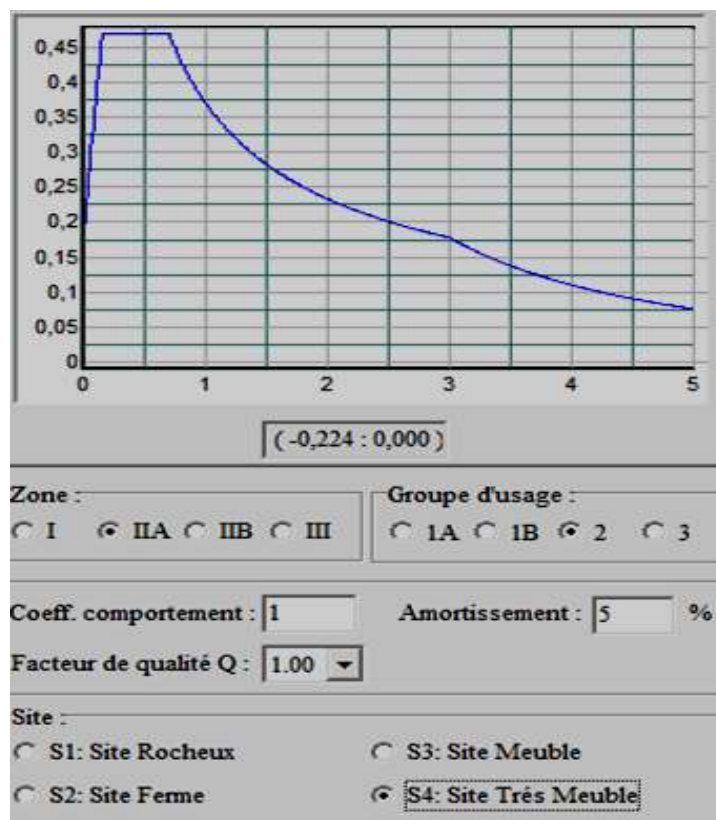


Figure 3.4: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- T), sol de type S4, Groupe d'usage 2, $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q = 1$.

Résultats :

Les Figures 1, 2, 3,4 donne la forme (A-D) représente les résultats de spectre de réponse élastique par de l'RPA 99 V 2003 pour les des formes sol (S1 : rocheux ; S2 : ferme ; S3 : meuble ; S4 : très meuble) pour : zone II_a , $A = 0.15$, amortissement $\xi = 5\%$ et facteur de qualité $Q = 1$ et Groupe d'usage 2

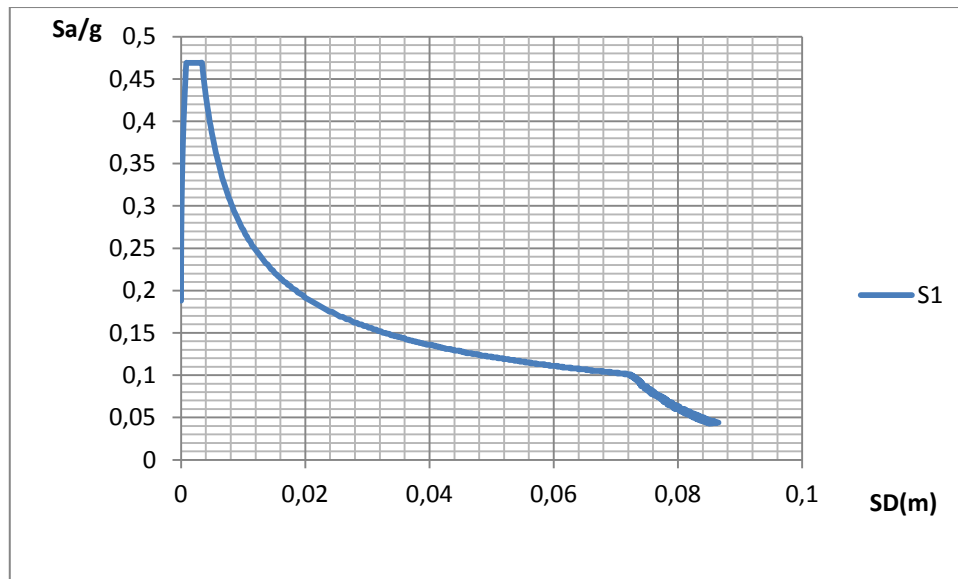


Figure 3.5: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S1
,Groupe d'usage 2 , $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q= 1$

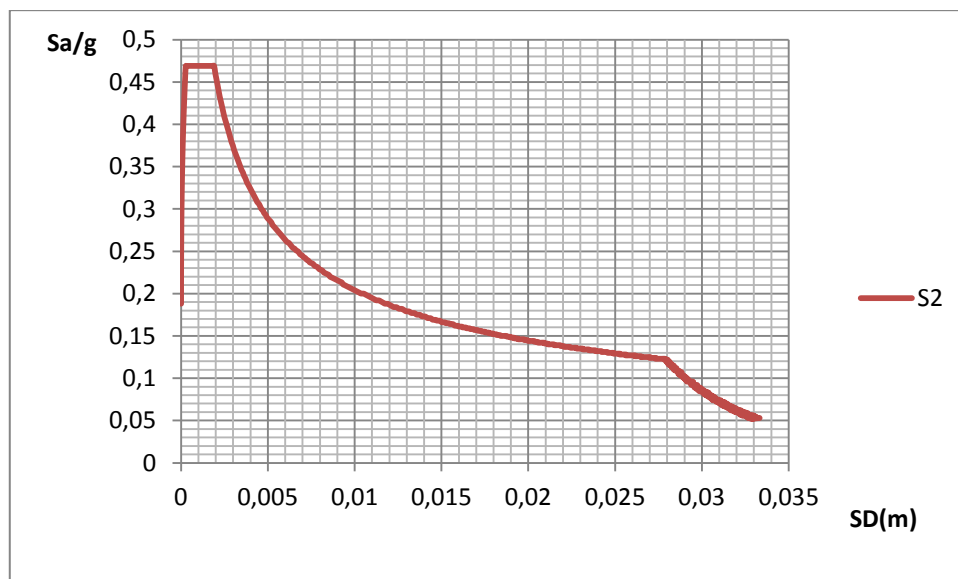


Figure 3.6: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S2,
Groupe d'usage 2, $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q= 1$.

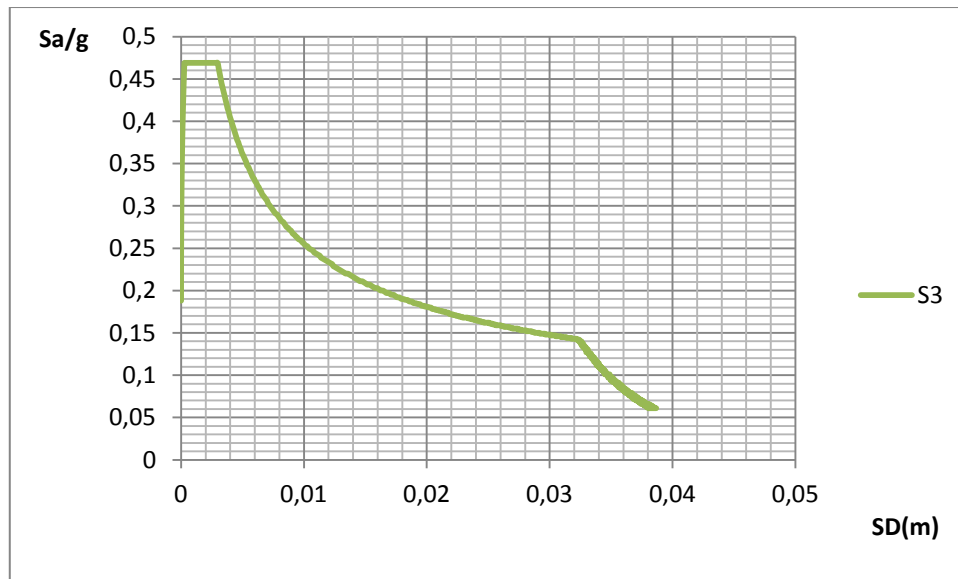


Figure 3.7: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S3, Groupe d'usage 2, $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q = 1$.

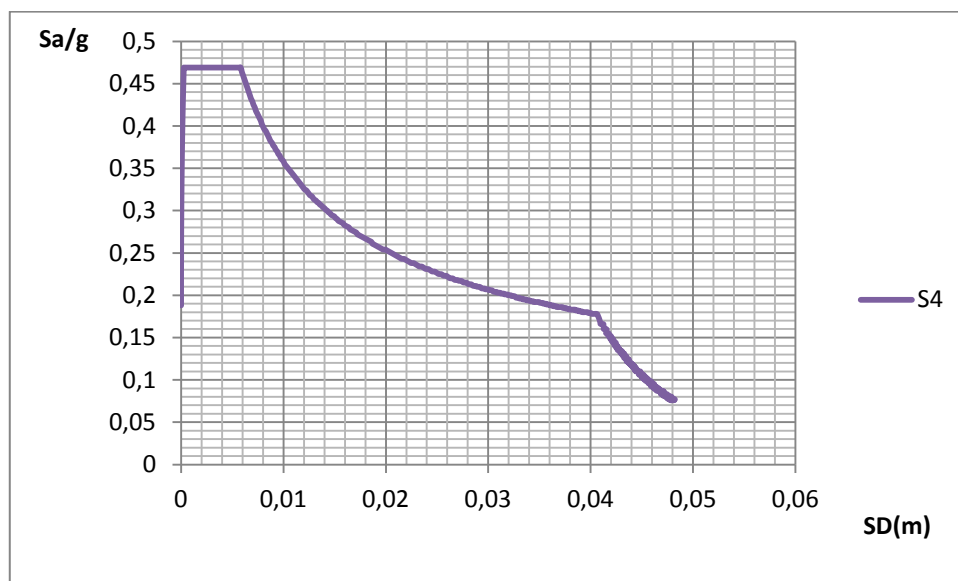


Figure 3.8: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S4, Groupe d'usage 2, $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q = 1$.

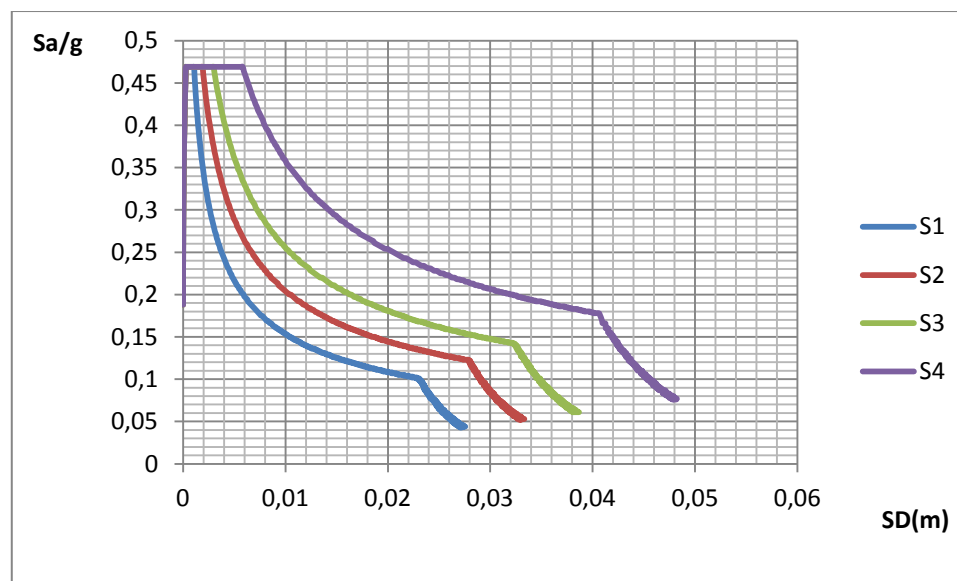


Figure 3.9: Spectre de réponse de référence RPA99 version 2003 format (A- D), sol de type S1 et S2 et S3 et S4, Groupe d'usage 2, $A = 0.15$, $\xi = 5\%$, $Q = 1$

3.2 Introduction:

Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. La méthode d'analyse de type Push over, basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes Push over), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique.

Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

Dans cette étude, nous développons dans un premier temps des courbes de capacité pour une construction auto stable en béton armé dans le but d'appliquer la Méthode Push over pour d'estimer l'état d'endommagement du bâtiment, ensuite l'évaluation de l'influence de la zone sismique sur la performance sera étudiée [2].

3.3 Modélisation de bâtiment en béton armé en 3D

3.3.1 Description de bâtiment étudié

➤ *modèle :*

Le modèle de bâtiment sont de bloc logement constitué par un bloc d'angle, bloc barre et bloc carre, le bâtiment sont implante dans la région classée zone IIa.

Ils sont considérés comme des ouvrages d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Les planchers de (16+4) cm d'épaisseur (corps creux + table de compression), Le tableau 4.1 résumer les données géométriques des bâtiments.

<i>Bloc</i>	L_x (m)	L_y (m)	H_{RDC} (m)	$H_{étage}$ (m)	H_{total} (m)
01	22.96	18.10	3.06	3.06	9.18

Tableau 3.3. La caractéristique géométrique de bâtiment [2].

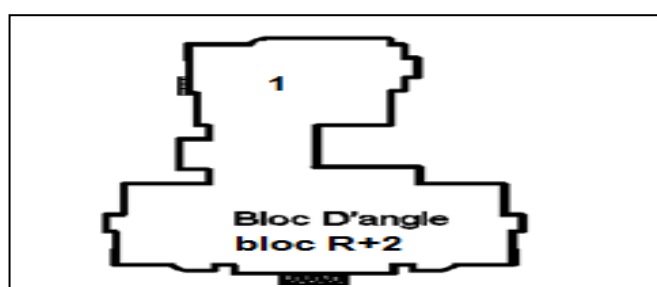


Figure 3.10. Vue en plan de modèle [2].



Bloc Barre 01 (R+2)

Figure 3.11. Vue en générale de modèle [2].

3.3.2 Classe des ouvrages, zone du risque sismique et classe du sol

Le bâtiment concerné par notre étude est à usage d'habitation situé dans une zone sismique (Zone IIa) et implanté sur un sol meuble de classe S3, Le bâtiment sont réalisé en béton et dimensionné selon les règlements RPA99version 2003, CBA93 (voir les Tableaux) [2].

3.3.3 Définition des charges

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

a) Les charges gravitaires sont les charges permanentes, ainsi que les charges d'exploitation multipliées par leur coefficient de pondération 'β', bâtiment d'habitation β=0,2 :

- Charges gravitaires $W_{i=} W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

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

b) Les charges latérales dans une direction horizontale définies dans ces études sont présentées dans les tableaux. la distribution de la charge appliquée en chaque étage on utilise l'équation [2].

$$F_j = \frac{W_j h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \cdot V_b \quad (3.4)$$

Avec :

V_b : Pseudo force sismique;

F_j : Force appliquée en chaque niveau;

W : Poids total de la structure;

3.3.3.1. Les charges gravitaires

Bloc Barre 01 (R+2)	
coefficient d'accélération de zone	A= 0.15
facture d'amplification dynamique moyenne	D= 2.20
coefficient de comportement global de la structure	R= 3.5
facture de qualifiés	Q= 1.2
poids totale de la structure	$W_G = 752.09 \text{ t}$ $W_Q = 91.35 \text{ t}$ $\beta = 0.2$ $W = 770.36 \text{ t}$

force sismique totale appliquée a la base	$V_b = A.D.Q.W / R$ $V_b = 87.16 \text{ t}$
---	--

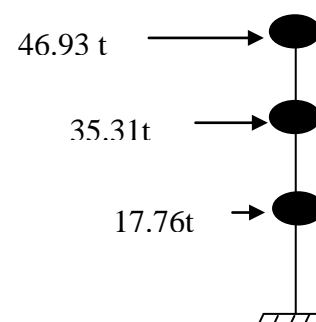
Tableau 3.4. Les donnes sismiques de bloc barre 01 (R+2).

3.3.3.2. Les charges latérales

<i>Bloc 1</i> <i>Barre</i>	<i>niveau</i>	<i>h_j</i> <i>(m)</i>	<i>W_i</i> <i>(t)</i>	<i>W_i*h_j</i> <i>(t.m)</i>	$\frac{W_j h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$	<i>V_b</i> <i>(t)</i>	<i>F_j</i> <i>(t)</i>
	RDC	3.06	267.96	819,96	0,18	87,16	17,76
	1 ^{er}	6.12	266.39	1630,31	0,35	87,16	35,31
	2 ^{ème}	9.18	236.01	2166,57	0,47	87,16	46,93

Tableau 3.5.valeurs des charges gravitaire et latérales de bloc barre 01.

Avec : $\Sigma(W_i * H_j) = 4616,84t$



Fugueur 3.12. Distribution des charges latérales de bloc barre 01.

3.3.4. -Eléments Structuraux

3.3.4. 1.Ferraillage existant des poteaux :

	<i>Poteau</i>	<i>ferraillage existant</i>	<i>Section</i> <i>cm²</i>
Bloc 1 Barre	30x30	8T14	12.32
	35x35	8T14	12.32

Tableau 3.6. Ferraillage des poteaux bloc barre 01.

3.3.4. 2. Ferraillage existant des poutres :

<i>poutres</i>	<i>Ferraillage existant</i>
----------------	-----------------------------

	travée	Appuis
PP 1(30x40)	3T14 +2T12	3T12fil+3T14cha
PP 2(30x40)	3T14	3T12fil+3T14cha
PP 3(30x40)	3T14	3T12fil+(2T16+1T14)cha
PP 4(30x40)	3T14	3T12fil+(2T14
PS 1(30x40)	3T14	3T12fil+3T12 cha
PS 3(30x40)	3T14	3T12fil+3T12 cha

Tableau 3.7 Ferrailage des poutres Bloc 01 barre.

3.3.5. Essai d'auscultation dynamique à l'ultra-son

Les travaux de K. WESCH ont abouti à une répartition des bétons en classes du point de vue résistance commets suit ;

<i>la vitesse (m/s)</i>	<i>la résistance de béton</i>
2500 à 3200	Béton de faible résistance
3200 à 3700	Béton de moyenne résistance
3700 à 4200	Béton de haute résistance
> 4200	Béton de très haute résistance

Tableau 3.8. La vitesse d'auscultation dynamique.

Les résultats des essais effectués à l'ultrason Type : ULTRASONIC TESTERE0645 sont présentés dans les tableaux suivant :

<i>élément</i>	<i>Niveau</i>	<i>Nombre des éléments testé</i>	<i>Résistance Moyenne (bar)</i>
Poteau	RDC	5	233.40
	1 ^{er}	3	247.10
	2 ^{eme}	3	208.90
Poutre pp	RDC	3	215.60
	1 ^{er}	4	216.80
	2 ^{eme}	3	217.34
Poutre ps	RDC	2	231,60

	1 ^{er}	3	220,30
	2 ^{eme}	2	241,50

Tableau 3.9. La résistance moyenne des éléments teste Bloc barre 01.

3.4. Eléments Structuraux

3.4.1.1 Essai d'auscultation dynamique à l'ultra-son :

<i>élément</i>	<i>Niveau</i>	<i>Nombre des éléments testé</i>	<i>Résistance Moyenne (bar)</i>
Poteaux	RDC	5	141.7
	1 ^{er}	6	174.5
Poutres PP	RDC	5	119.0
	1 ^{er}	5	123.1
Poutres PS	RDC	6	132,2
	1 ^{er}	4	138

Tableau 3.10 Essai d'auscultation dynamique.

3.5 .Les propriétés du béton et acier utilisés :

➤ Acier :

- Rond lisse de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- Haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier
 - f_e : Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence
 - f_{es} : Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse
 - ε_{se} : Déformation limite élastique
 - ε_{su} : Déformation ultime

<i>désignation</i>	f_e (Mpa)	ε_{se} ‰	ε_{su} ‰	E_s (Mpa)
Fe E235 Rond	235	2	10	$2.1 \cdot 10^5$

lisse				
Fe E400 (HA)	400	2	10	$2.1 \cdot 10^5$

Tableau 3.11 f_e en fonction du type d'acier.➤ **Béton :**

- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression :
- f_{bu} : Contrainte limite du béton en compression « ELU »
- ν : coefficient de poisson
- f_{t28} : résistance limite en traction du béton
- γ_b : masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 t/m^3$
- ε_{be} : déformation limite élastique $\varepsilon_{be} = 2 \text{ ‰}$
- ε_{bu} : déformation ultime $\varepsilon_{bu} = 3,5 \text{ ‰}$
- E_b : module d'élasticité (Young instantané) :
- $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$ est la valeur de calcul de la contrainte du béton.
- Le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :
 - $\theta = 1$ si durée > 24 h.
 - $\theta = 0.9$ si $1 \text{ h} > \text{durée} < 24$ h.
- γ_b est le coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.5$ (cas courants) - $\gamma_b = 1.15$ (combinaisons accidentelles).

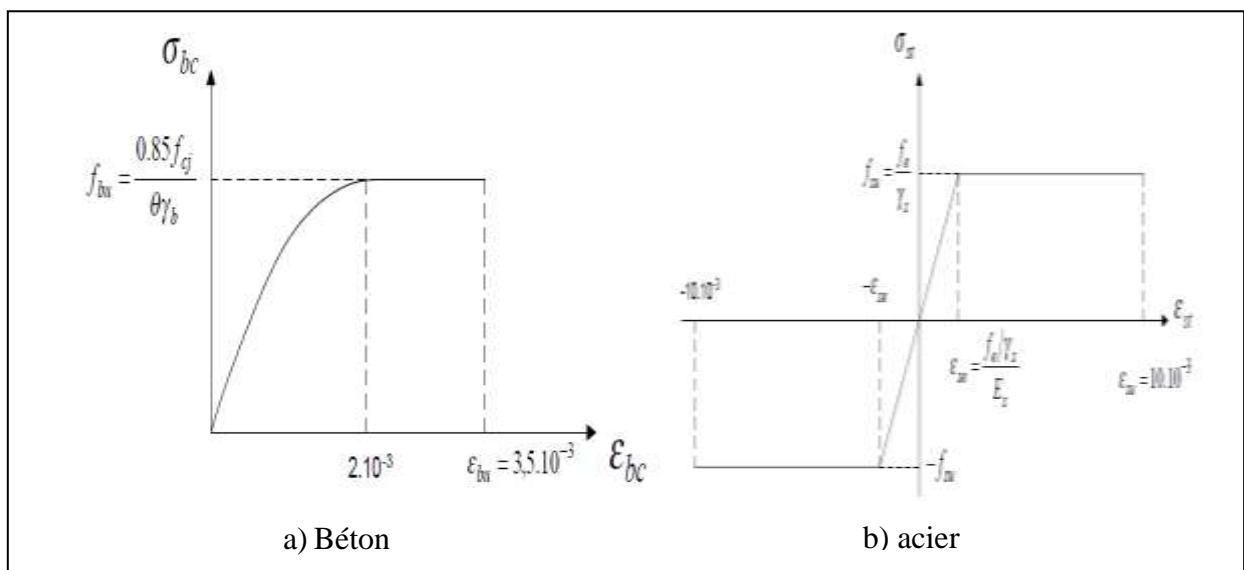


Figure 3.13. Diagramme de déformation-contrainte

a) pour le béton et b) pour l'acier

<i>bloc</i>	<i>éléme nt</i>	<i>niveau</i>	f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	E_b (Mpa)	ν	γ_b (t/ m^3)	ϵ_{be} (‰)	ϵ_{bu} (‰)
Bloc 01	poteau	RDC	23,34	2,00	13,23	31435,93	0. 2	2.5	2	3.5
		1 ^{er}	24,71	2,08	14,00	32039,34	0. 2	2.5	2	3.5
		2 ^{emme}	20,89	1,85	11,84	30295,08	0. 2	2.5	2	3.5
	Poutre pp	RDC	21,56	1,89	12,22	30615,56	0. 2	2.5	2	3.5
		1 ^{er}	21,68	1,90	12,29	30672,26	0. 2	2.5	2	3.5
		2 ^{emme}	21,73	1,90	12,32	30697,70	0. 2	2.5	2	3.5
	Poutre PS	RDC	23,16	1,99	13,12	31354,91	0. 2	2.5	2	3.5
		1 ^{er}	22,03	1,92	12,48	30836,44	0. 2	2.5	2	3.5
		2 ^{emme}	24,15	2,05	13,69	31795,46	0. 2	2.5	2	3.5

Tableau 3.12. Caractéristiques des matériaux « bloc 01 ».

3.6. Les courbes de capacité de la structure

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

- **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 [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 [2] .

Les Poteaux et les Poutres sont modélisés par des éléments de type poutre scindé en trois éléments finis. 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 3.13) [2].

Rigidité de flexion	Élément fini élastique (kN.m²)	Élément fini plastique (kN.m²)
Poutre	EI_{poutre}	$0.5EI_{poutre}$
Poteau	EI_{poteau}	$0.7EI_{poteau}$

Tableau.3.13. Rigidité de flexion utilisée pour modéliser les éléments structurels [2].

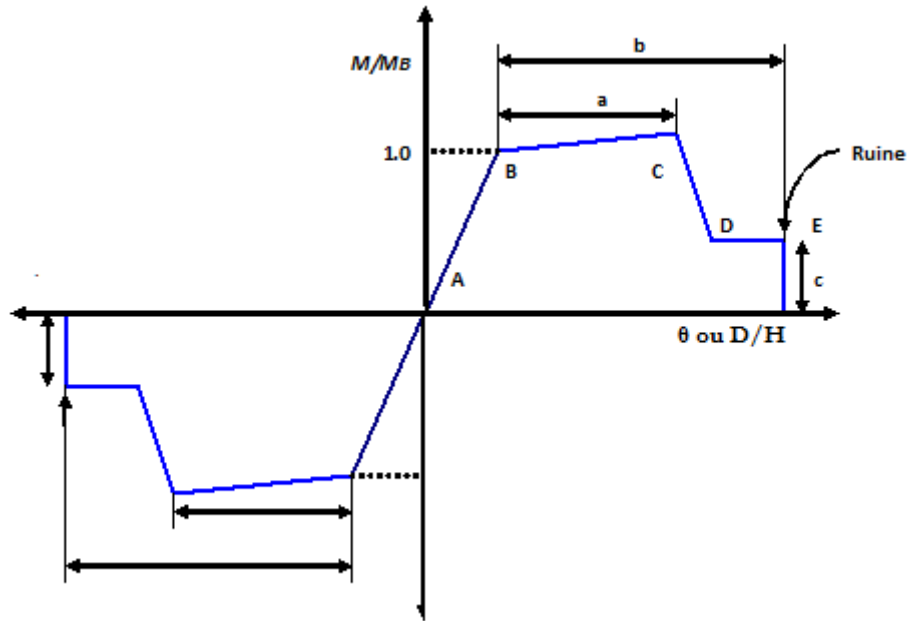


Figure 3.14. Loi de comportement bilinéaire en déformation d'après.

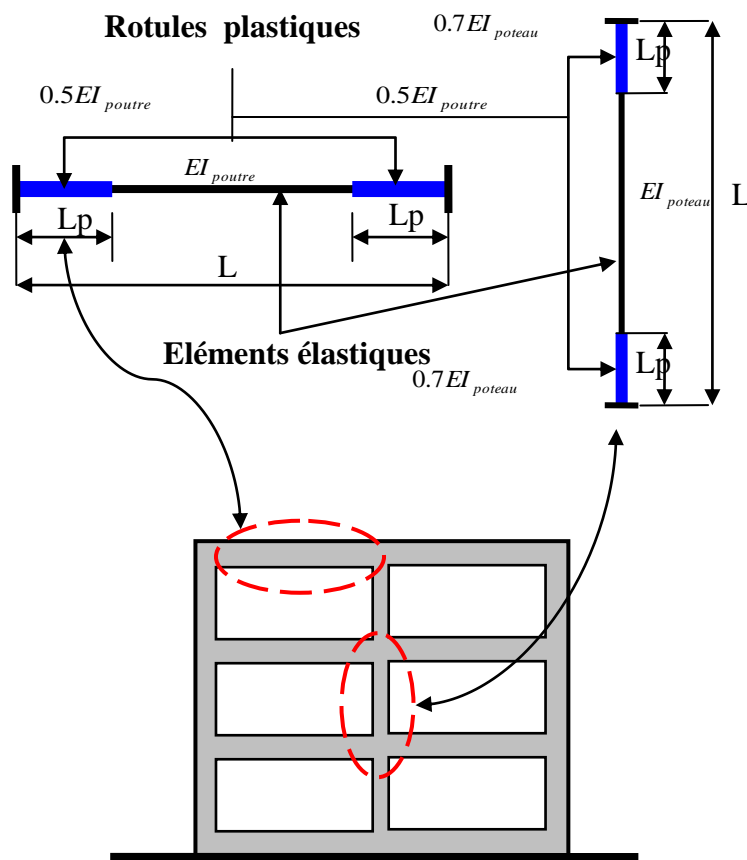


Figure 3.15. Modélisation des éléments structurels pour l'analyse "Pushover"

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 [2]:

$$\begin{array}{l}
 \text{Pour les poteaux} \\
 M_B = 0,7E.I_{poteau}.\theta_y \\
 M_C = 1.25.M_B \\
 M_D = M_E = 0.6.M_B \\
 \\
 \text{Pour les poutres} \\
 M_B = 0,5E.I_{poutre}.\theta_y \\
 M_C = 1.25.M_B \\
 M_D = M_E = 0.2.M_B
 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Pour les poteaux} \\ \text{Pour les poutres} \end{array}} \right\} \quad (3.4)$$

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]:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (3.5)$$

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

$$\phi_y = 2.1 \cdot \frac{\varepsilon_{es}}{l_s} \quad (3.6)$$

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 ;

3.6.1 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des éléments structurels.

➤ Bloc barre 01 :

<i>bloc</i>	<i>niveau</i>	<i>poteau</i>		M_B (Kn.m)	M_c (Kn.m)	M_D (Kn.m)	M_E (Kn.m)
bloc 01	RDC	0,3	0,3	212,11	265,13	127,26	127,26
		0,35	0,35	343,28	429,11	205,97	205,97
	1 ^{er}	0,3	0,3	204,41	255,51	122,65	122,65
		0,35	0,35	328,03	410,04	196,82	196,82
	2 ^{emme}	0,3	0,3	206,95	258,69	124,17	124,17

		0,35	0,35	328,89	411,11	197,33	197,33
--	--	------	------	--------	--------	--------	--------

Tableau 3.14 Résultats des poteaux.

<i>bloc</i>	<i>nivea u</i>	<i>poutre</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	M_B (Kn.m)	M_c (Kn.m)	M_D (Kn.m)	M_E (Kn.m)	
bloc 01	RDC	pp	0,3	0,4	462,91	578,63	92,58	92,58	
			0,3	0,4	385,76	482,20	77,15	77,15	
		ps	0,3	0,4	446,59	558,24	89,32	89,32	
			0,3	0,4	304,88	381,10	60,98	60,98	
		pp	0,3	0,4	171,76	214,71	34,35	34,35	
			0,3	0,4	279,12	348,90	55,82	55,82	
		ps	0,3	0,4	464,12	580,15	92,82	92,82	
			0,3	0,4	386,77	483,46	77,35	77,35	
		1 ^{er}	pp	0,3	0,4	456,53	570,66	91,31	91,31
				0,3	0,4	311,67	389,58	62,33	62,33
	ps		0,3	0,4	175,59	219,48	35,12	35,12	
			0,3	0,4	285,33	356,66	57,07	57,07	
	pp		0,3	0,4	466,25	582,81	93,25	93,25	
			0,3	0,4	388,54	485,67	77,71	77,71	
	ps		0,3	0,4	462,94	578,68	92,59	92,59	
			0,3	0,4	316,05	395,06	63,21	63,21	
	pp		0,3	0,4	178,05	222,57	35,61	35,61	
			0,3	0,4	289,34	361,67	57,87	57,87	

Tableau 3.15. Résultats des poutres.

Les rotations a, b et c, correspondants aux moments MC, MD, et ME 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.

3.6.2. Critères de rotation utilisés pour les poteaux

<i>Bloc</i>	<i>NIV</i>	<i>éléments</i>		<i>conditions</i>			<i>Rotations</i>			<i>Niveaux de performances</i>		
				ρ_{bal}	$\frac{N}{A_g f_c}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
BLO	RD	0,3	0,3	0,2	/	0,12	0,0	0,03	0,2	0,00	0,01	0,02

C 01	C			5		0	2			5	5	
		0,3 5	0,3 5	0,2 6	/	0,09 1	0,0 2	0,03	0,2	0,00 5	0,01 5	0,02
	1^{er}	0,3	0,3	0,2	/	0,02	0,0	0,03	0,2	0,00	0,01	0,02
		5	5	3		7	2			5	5	
		0,3	0,3	0,2	/	0,10	0,0	0,03	0,2	0,00	0,01	0,02
		5	5	4		5	2			5	5	
2^{eme}	0,3	0,3	0,1	/	0,29	0,0	0,03	0,2	0,00	0,01	0,02	
	5	5	7		7	2			5	5		
		0,3	0,3	0,1	/	0,23	0,0	0,03	0,2	0,00	0,01	0,02
		5	5	8		9	2		5	5		

Tableau 3.16. Rotations et niveaux de performances correspondants aux poteaux.

3.6.3 Critères de rotation utilisés pour les poutres

Bloc	NIV			conditions			Rotations			Niveaux de performances		
		éléments		$\frac{N}{A_g f_c}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
BLO C 01	RD C	0,3	0,4	-	0,55	2,33	0,0 2	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02
		0,3	0,4	-	1,65	0,39	0,0 2	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02
	1^{er}	0,3	0,4	-	2,11	2,31	0,0 2	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02
		0,3	0,4	-	1,76	0,60	0,0 2	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02
	2^{eme}	0,3	0,4	-	1,04	2,34	0,0 2	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02
		0,3	0,4	-	0,95	0,39	0,0 2	0,03	0,2	0,005	0,01	0,02

Tableau 3.17. Rotations et niveaux de performances correspondants aux poutres.

3.6.4 Conditions aux limites

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

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

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

3.6.5 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, les structure est située dans la zone IIa et sur un sol de classe S3, donc $C_a = 0.28$ et $C_v = 0.40$, ces valeur tirées du tableau C.5 qui est le résultat des deux tableaux C.3 et C.4 de l'annexe C.2 [2].

3.7 Résultats

3.7.1 Résultats d'analyse modale

L'analyse modale qui a été effectuée par le logiciel SAP 2000, nous a donne des périodes pour le premier mode, selon le sens (x) et selon (y) voir tableau 4.16.

Nous pouvons clairement constater que les périodes fondamentales obtenues par le logiciel SAP 2000 sont relativement proches que celles fournie par la formule empirique (4.7) et inférieurs que celles fournie par (4.8).

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4.8)$$

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 [2].

<i>bloc</i>	<i>Période (s)</i>	<i>Sens Transversal</i>	<i>Sens Longitudinal</i>
Bloc 01	T , SAP 2000	0,54	0,52
	$T = C_T h_N^{3/4}$, RPA	5,35	5,35
	$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$, RPA	3,96	3,51

Tableau 3.18. Comparaison du Résultats des périodes fondamentales.

3.7.2 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 pour le bloc barre 01 sont présentées dans les figures 3.16 et 3.17, pour le sens transversal(x) et le sens longitudinal (y) respectivement pour les blocs restants voir l'Annexe. 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.

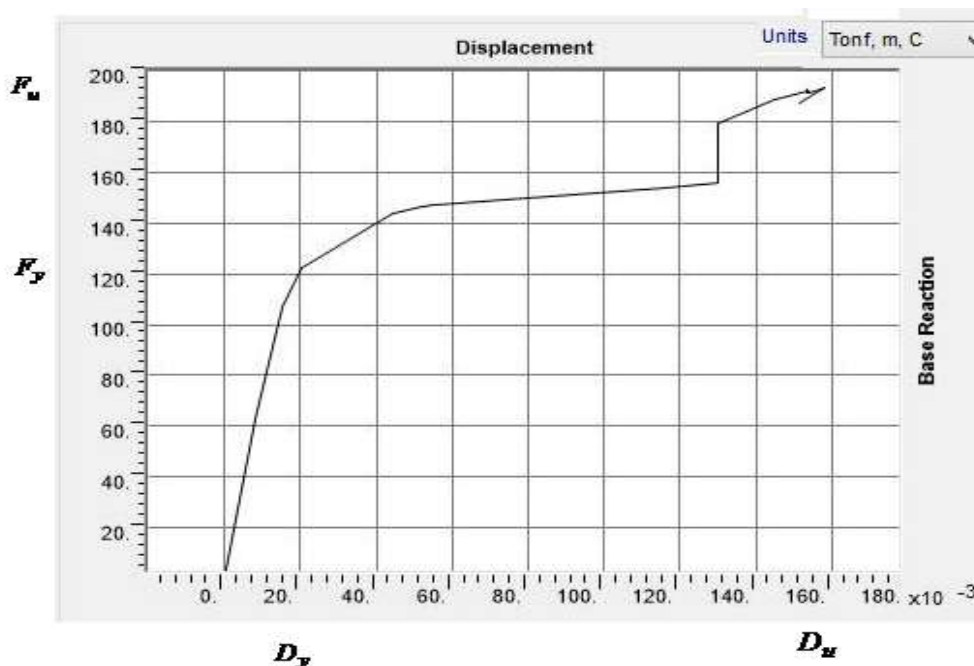


Figure 3.16. Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (x)

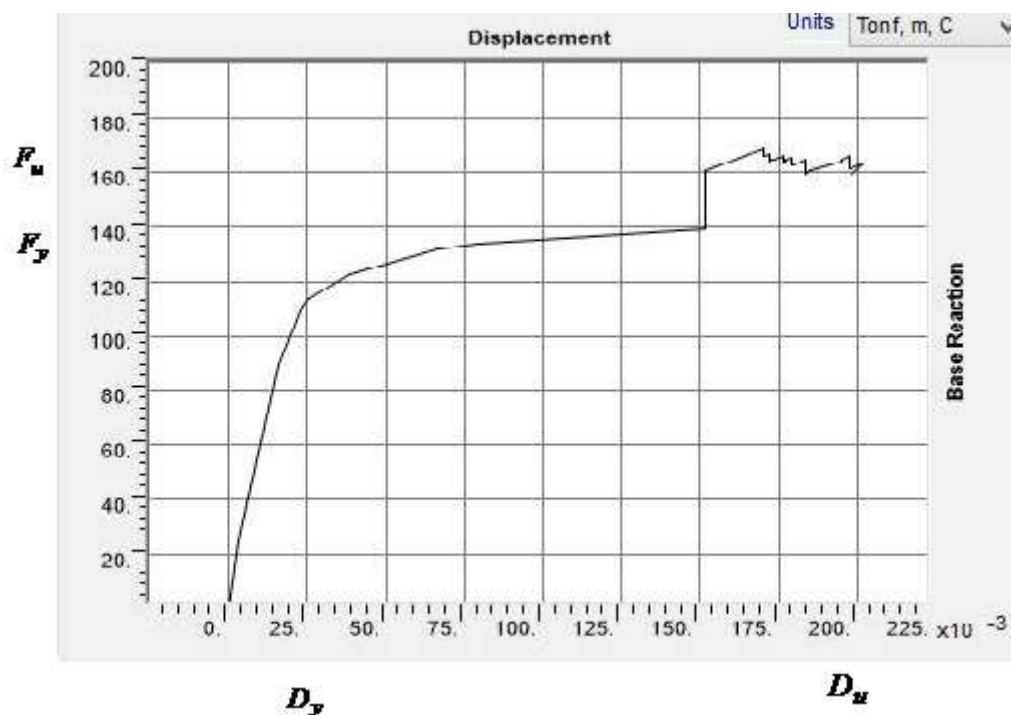


Figure.3.17 Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens longitudinal (y)

Les principaux résultats des efforts tranchants, des déplacements et des ductilités globales de la structure selon les deux sens sont présentés dans le tableau 3.19.

<i>blocs</i>	<i>Caractéristiques</i>	<i>Effort élastique</i> $F_y(t)$	<i>Déplacement élastique</i> $D_y(cm)$	<i>Effort Rupture</i> $F_u(t)$	<i>Déplacement ultime</i> $Du(cm)$	<i>Ductilité</i> $\mu(-)$
Bloc 01	Sens (x)	147,04	1,55	186.89	15,17	9,77
	Sens (y)	139,17	1,51	164,37	18,34	12,12

Tableau 3.19. Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.

D'après le tableau précédent nous pouvons remarquer que:

- la résistance globale de structure (bloc 01) selon le sens(x) est supérieure à celle du sens (y), cela est dû au grand nombre de poteaux dans le sens (x) [2].

3.7. 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 3.18 et 3.19 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 3.18 et 3.19 [2].

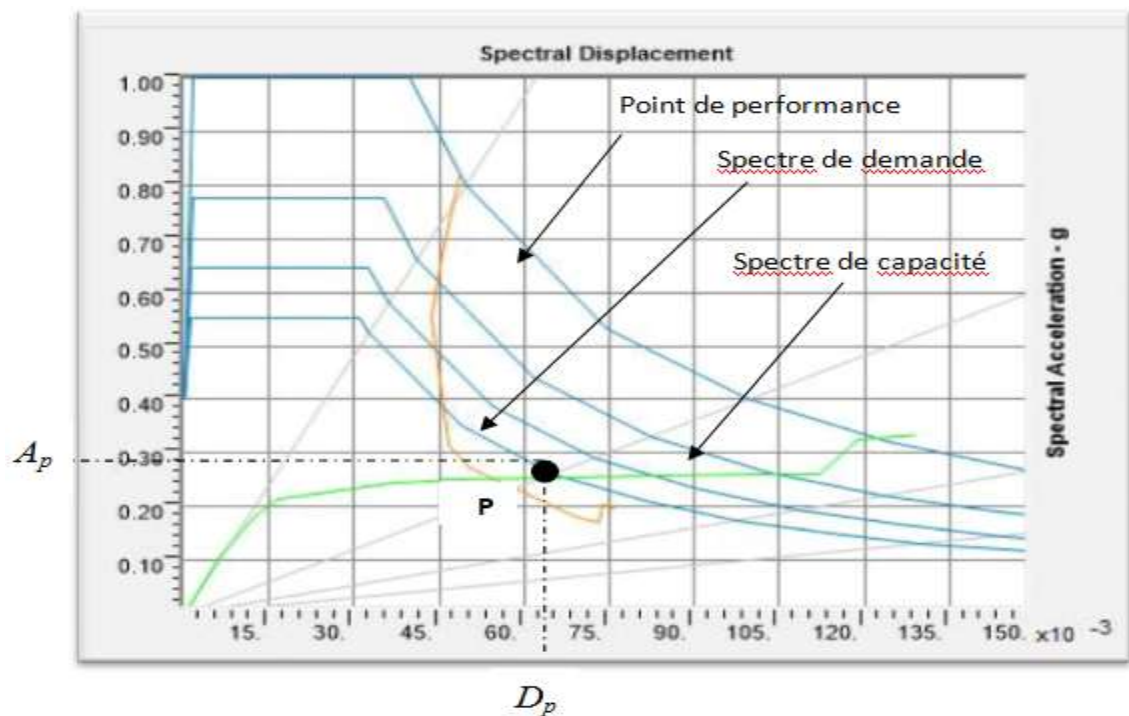


Figure. 3.18. Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande)
Obtenu par la méthode ATC40 sens(x).

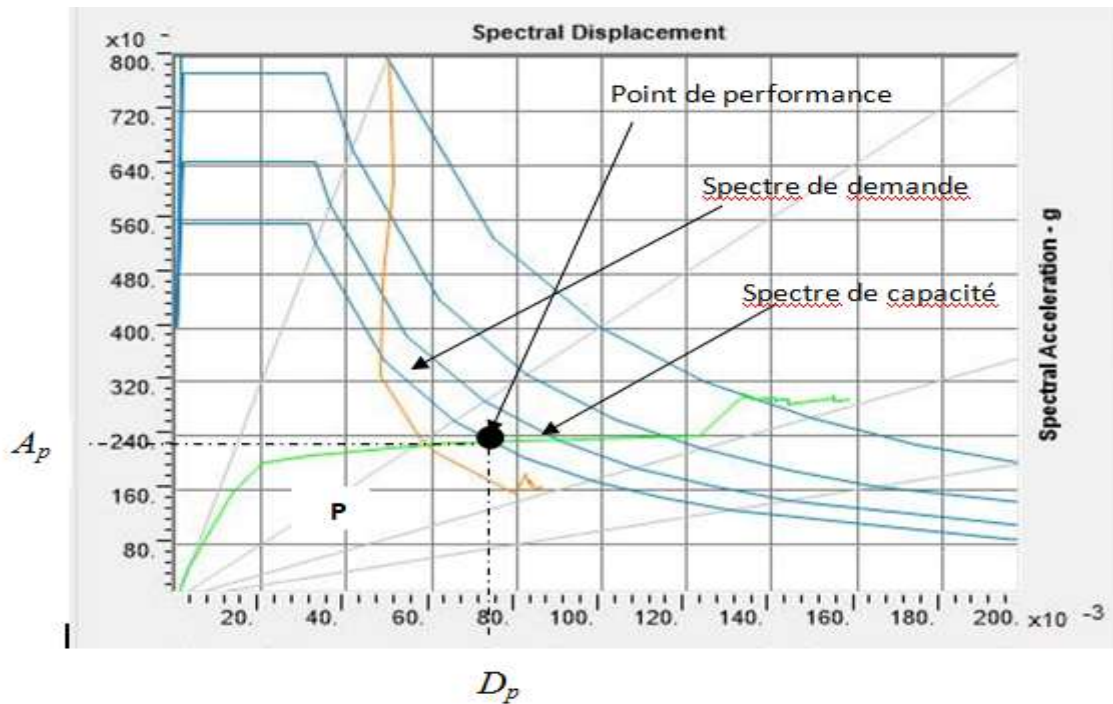


Figure. 3.19. Courbe vulnérabilité (Capacité - Demande)

Obtenue par la méthode ATC40 sens(y).

Le tableau 3.20 montre les principaux résultats nécessaires pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique qui désignent le niveau de performance de la structure.

<i>bloc</i>	<i>Point de performance</i>	<i>Effort tranchant</i> $F_p(t)$	<i>Déplacement cible</i> $D_p(cm)$
Bloc 01	Sens (x)	147.945	6.3
	Sens (y)	132.528	7.2

Tableau 3.20. Valeurs du point de performance.

D'après les résultats du tableau 3.20 nous pouvons conclure que:

➤ **Bloc 1**

- Le point de performance selon le sens (x), correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 6.3 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 147.945 t est situé au niveau de performance IO (Immédiate Occupency).

- Selon le sens (y), le point de performance a un déplacement de demande de 7.2 cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 132.528 t. Ce point est situé dans le niveau de performance LS (Life Safety).

3.7.4 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 3.20 illustre l'évolution des rotules plastiques de portique transversal (B-B) Bloc barre 01.

Dans ce portique on observe la formation des rotules plastiques de type D au pied du poteau courts d'escalier dans le premier niveau et dans la poutre du même niveau, cependant les autres éléments subis une formation de rotules plastiques de type LS [2].

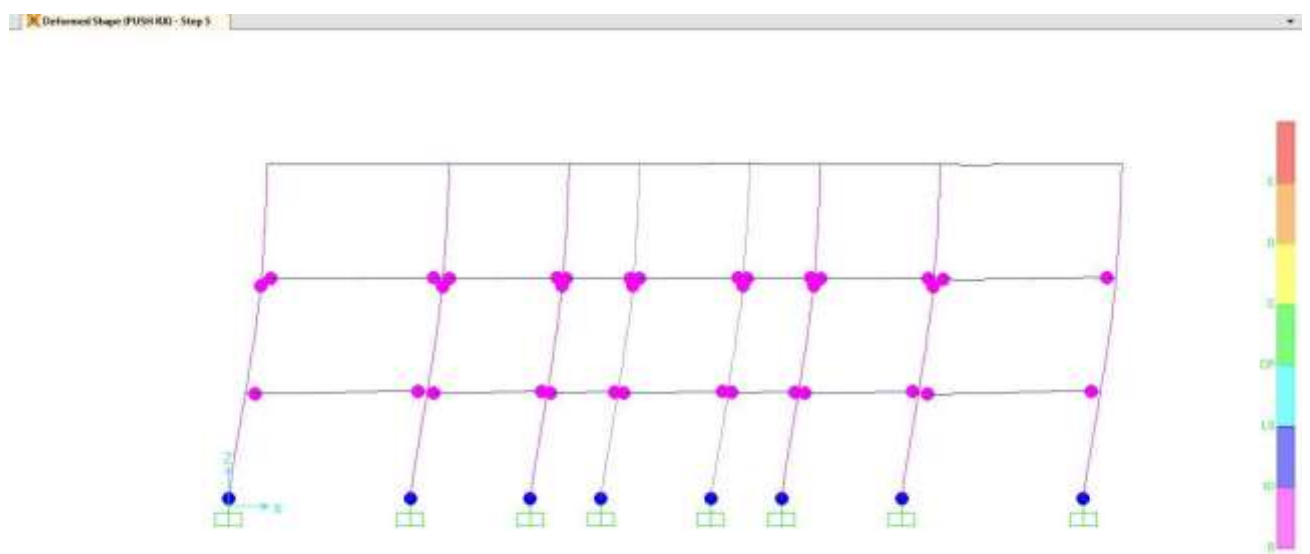


Figure 3.20. Formation des rotules plastiques portique 2-2 bloc barre 01 sens (x).

4.7 Conclusion

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre structure (pour zone IIa, sismicité moyenne) dans les deux sens se trouve dans le domaine post-élastique et elle est plus vulnérable dans le sens le plus élève de la rigidité [2].

Malgré que le structure (01) sont stable, il est préférable de prévoir un renforcement, des structure dans le sens de moins rigidité. 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 [2].

CONCLUSION GENERALES

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le séisme est un évènement naturel qui provoque plusieurs dégâts humains et Matériels, c'est pour cela que l'on trouve dans le monde plusieurs règlements concernant le calcul parasismique.

L'Algérie utilise un code parasismique qui s'appelle RPA99 version 20003 par contre en Europe on trouve l'eurocode8. et en En États-Unis d'Amérique on trouve l'UBC 97 (Uniforme building code).

L'analyse sismique de la structure est effectuée conformément aux prescriptions et aux recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003) et du règlement Européen (EC8) et le code américain (l'UBC 97).

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 l'évaluation sismique des bâtiments. 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 "Push over" qui est basée sur les déplacements. Dans Les Règles Parasismiques algériennes RPA 99 V2003, l'analyse des structures s'effectue à l'aide du spectre, format accélération période (A-T), or il n'existe pas de spectres de réponse format (A-D) propres aux différents types de sol dans RPA. Dans cette étude nous présentons la méthode d'élaboration des spectres format (A-D). De nombreux pays de par le monde ont depuis de nombreuses années introduit et mis en application ce type de spectre dans les codes de construction parasismique et dans les programmes des risques, Par exemple aux Etats –unis (FEMA 273, 356 et ATC40), en Europe (Euro Cod 8) et en Suisse (SIA 2018).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIE

- [1] H. HOUARI ET M. CHAOUR MEMOIRE DE MAGISTER Construction des spectres de réponse pour la région de Constantine
- [2] M. SOUAD MEMOIRE DE MAGISTER 2015 Approche probabiliste de l'endommagement sismique d'un bâtiment existant en béton armé par l'analyse statique non linéaire et l'utilisation des courbes de fragilités
- [3] D. Souhaib ET E. Djamel ET R. Djamel Mémoire d'Obtention du Diplôme de MASTER Analyse dynamique de la réponse d'une structure
- [4] M. YESSEF MEMOIRE DE MAGISTER 2009 évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâtis Existants "Structure portique en béton armé"
- [5] L .Abderahmane ET G.Lakhdar MEMOIRE DE MAGISTER Effets de caractéristiques sismiques sur les spectres deréponse 2017
- [7] RPA 99 VERSION 2003
- [8] D. TAHAR MEMOIRE DE MAGISTER Construction de spectres de réponse Pour la région de m'sila
- [9] M.BADAOUI ET B.BENAHMED ET H.TAREK MAA ET D.HAMZA MEMOIRE DE MAGISTER Effets de caractéristiques sismiques sur les spectres de réponse 2017