

N° d'ordre : 04/2010-M/G.C

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE HOUARI
BOUMEDIENE

FACULTE DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

En vue d'obtention du diplôme de MAGISTER

En : GENIE CIVIL

Spécialité : Construction

Par : CHEBIHI Amina

Ingénieur d'état en génie civil

Thème

**Investigations numériques sur la réponse sismique des structures
et confrontation aux dispositions réglementaires des RPA 99/2003.**

Soutenu le 06 /11/2010 , devant le jury suivant :

Mr BENOUAR Djillali	<i>Professeur à l' USTHB</i>	Président
Mr LAOUAMI Nasser	<i>Directeur de recherche au CGS</i>	Directeur de thèse
Mr KAOUA Farid	<i>Maitre de conférences à l'USTHB</i>	Examineur
Mr HADID Mohamed	<i>Maitre de conférences à l'ENTP</i>	Examineur
Mr AMEUR Boualem	<i>Maitre de recherche au CGS</i>	Examineur

Résumé

Deux méthodes de calcul sismique sont définies par les règles parasismiques Algériennes RPA99/2003, la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, et les tracés des spectres élastiques de ces méthodes montrent clairement une surestimation de l'amplitude du spectre de la méthode modale dans un rapport de 1.25. Contrairement au RPA99/2003, l'Eurocode 8 et l'UBC 97 ne présentent pas cette différence, ainsi, pour vérifier les dispositions réglementaires vis-à-vis de la définition du spectre de calcul, deux structures en béton armé ont été utilisées pour comparer leurs réponses sous l'effet des deux méthodes de calcul, ainsi qu'une comparaison entre le RPA l'EC8 et l'UBC 97 afin de montrer l'effet de la prise en compte du champ proche et du champ lointain, et du coefficient de site dans la définition du spectre de calcul. Une autre analyse sismique consistant à l'étude de l'influence de la distance à la source et de la magnitude du séisme sur la réponse des deux bâtiments a été faite en utilisant des spectres expérimentaux obtenus à partir de la banque de données de mouvements forts enregistrés par le réseau national d'accélérographes Algérien géré par le CGS à des distances et des magnitudes variables.

Abstract

The Algerian earthquake resistant rules RPA99/2003 define two methods of seismic design, the static equivalent method and the modal spectral method, the tracings of elastic spectra of these methods show a clear overestimation of the amplitude spectrum of the modal method in a ratio of 1.25. Unlike RPA99/2003, Eurocode 8 and UBC 97 don't show this difference, so to verify the regulations towards the definition of the design spectrum, two reinforced concrete structures were used to compare their seismic responses under the effect of the two methods of design, also a comparison between the RPA the EC8 and UBC 97 is made to show the effect of taking into account the near and far field, and site factor in the definition of design spectrum. Another seismic analysis consists in studying the influence of the distance to the source and magnitude of the earthquake on the response of the two buildings, has been done using experimental spectra obtained from the database of strong motion registered by the national network of Algerian accelographs managed by the CGS for variable distances and magnitudes.

ملخص

يحدد النظام الجزائري المضاد للزلازل (RPA99/2003) طريقتين للحساب الزلزالي، الأولى هي الطريقة الساكنة المتوازنة، و الثانية هي طريقة الطيف المشروطة، وبيان الطيف المرن لهاتين الطريقتين يدل على وجود مبالغة في تقدير سعة الطيف لطريقة الطيف المشروطة بنسبة 1.25. عكس ال (RPA99/2003) لا نلاحظ هذا الإختلاف في النظام الأوربي (Eurocode 8) و ال (UBC 97)، و لهذا كي نستطيع التحقق من الحالة النظامية تماشياً مع تعيين طيف الحساب الزلزالي، ارتأينا استعمال بنايتين من الخرسانة المسلحة لإجراء مقارنة بين الطريقتين الحسابيتين في النظم الثلاثة المضادة للزلازل (RPA و EC8 و UBC 97) لإظهار تأثير الأخذ بعين الاعتبار قرب أو بعد الحقل الزلزالي و كذا معامل الموقع في تعريف طيف الحساب الزلزالي. فمنا أيضاً بتحليل زلزالي يتعلّق بدراسة تأثير المسافة التي تفصل مركز الهزة و كذا شدتها على استجابة البنايتين باستعمال الطيف التجريبي المحصل عليه من بنك معطيات تسجيل الهزات العنيفة و المعروف باسم الشبكة الوطنية لرسم التسارع الزلزالي المسير من طرف مركز الهندسة الزلزالية (CGS).

Remerciements

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et mes remerciements à mon directeur de thèse, monsieur LAOUAMI Nasser pour avoir accepté de m'encadrer et m'avoir fourni de judicieux conseils de part son expérience et ses connaissances. Sa disponibilité, sa rigueur et son sérieux m'ont permis de mener à bien ce travail et d'acquérir de nouvelles connaissances.

Je remercie également les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je remercie toutes les personnes qui m'ont soutenue de près ou de loin.

Dédicaces

A la mémoire de mon grand père.

A mes très chers parents qui ont tout dévoué pour moi ainsi qu'à mes frères.

A mon très cher Houssam qui a toujours été à mes côtés.

A mes grands parents, tantes, oncles, cousins et cousines.

A toutes mes amies.

Liste des figures

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

Figure (I-1) : Spectres d'accélération élastiques des deux méthodes de calcul.

CHAPITRE II : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure (II-1) : Les différents types de failles

Figure (II-2) : Eléments caractéristiques d'un séisme

Figure (II-3) : Les ondes sismiques de volume et de surface.

Figure (II-4) : Exemple d'accélérogramme

Figure (II-5) : Spectres de réponse moyens (Seed et al, 1976)

Figure (II-6) : Oscillateur élastique à 1 degré de liberté

Figure (II-7) : Spectres de réponse du séisme de Kobé 1995

Figure (II-8) : Intensité spectrale

Figure (II-9) : Spectre de réponse élastique en accélération de l'Eurocode 8.

Figure (II-10) : Spectres de calcul de l'Eurocode 8 pour les séismes de type 1 et 2.

Figure (II-11) : Spectre de réponse de l'UBC 97

CHAPITRE IV : DESCRIPTION DES OUVRAGES ETUDIÉS ET ANALYSE MODALE

Figure (IV-1) : Bibliothèque des structures du SAP 2000

Figure (IV-2) : Vue en 3D des modèles éléments finis des bâtiments considérés.

Figure (IV-3) : Les deux premiers modes des ouvrages.

CHAPITRE V : ÉTUDE COMPARATIVE DES RÉPONSES SISMQUES RÉGLEMENTAIRES

Figure (V-1) : Allure générale d'un spectre de calcul.

Figure (V-2) : Spectres élastiques d'accélération du RPA des 4 sites.

Figure (V-3) : Spectres élastiques au rocher des différents règlements parasismiques.

Figure (V-4) : Spectres de calcul d'accélération du RPA.

Figure (V-5) : Spectres de calcul d'accélération de l'EC8 type 1 et type 2.

Figure (V-6) : Spectres de calcul d'accélération de l'UBC 97.

Figure (V-7) : Efforts tranchants à la base du R+9

Figure (V-8) : Déplacements des niveaux du R+9

Figure (V-9) : Efforts tranchants à la base du R+4.

Figure (V-10) : Déplacements des niveaux du R+4

Figure (V-11) : Tracé des spectres du RPA et des modes du bâtiment à R+4

Figure (V-12) : Efforts tranchants à la base du R+9.

Figure (V-13) : Déplacements des niveaux du R+9

Figure (V-14) : Efforts tranchants à la base du R+4.

Figure (V-15) : Déplacements des niveaux du R+4

CHAPITRE VI : ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA MAGNITUDE ET DE LA DISTANCE HYPOCENTRALE SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES

Figure (VI-1) : Amplification de l'accélération pour différentes distances du séisme de Loma Prieta dans le cas du rocher et des alluvions.

Figure (VI-2) : Effets de la magnitude sur l'allure du spectre de réponse.

Figure (VI-3) : Réseau national d'accélérographes géré par le centre national de recherche appliquée en génie parasismique (Laouami et al., 2008).

- Figure (VI-4) : Spectres d'accélération pour une magnitude 5 à 6 et des distances à la source variables.
- Figure (VI-5) : Spectres d'accélération pour une distance de 30 à 50 Km et des magnitudes variables.
- Figure (VI-6) : Efforts tranchants à la base du R+9 pour des distances variables
- Figure (VI-7) : Déplacements des niveaux du R+9 pour des distances variables
- Figure (VI-8) : Efforts tranchants à la base du R+4 pour des distances variables
- Figure (VI-9) : Déplacements des niveaux du R+4 pour des distances variables
- Figure (VI-10) : Efforts tranchants à la base du R+9 pour des magnitudes variables
- Figure (VI-11) : Déplacements des niveaux du R+9 pour des magnitudes variables
- Figure (VI-12) : Tracé des spectres et des modes du R+9
- Figure (VI-13) : Efforts tranchants à la base du R+4 pour des magnitudes variables
- Figure (VI-14) : Déplacements des niveaux du R+4 pour des magnitudes variables

Liste des tableaux

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

Tableau (I-1) : Séismes et dégâts.

CHAPITRE IV : DESCRIPTION DES OUVRAGES ETUDIES ET ANALYSE MODALE

Tableau (IV-1) : Caractéristiques géométriques des ouvrages.

Tableau (IV-2) : Résumé des résultats de l'analyse modale.

CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE DES REPONSES SISMIQUES REGLEMENTAIRES

Tableau (V-1) : Périodes caractéristiques des sites du RPA.

Tableau (V-2) : Périodes caractéristiques et facteurs de sites de l'Eurocode 8.

Tableau (V-3) : Caractéristiques des sites définis par l'UBC 97.

Tableau (V-4) : Valeurs des coefficients sismiques C_a et C_v .

CHAPITRE VI : ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA MAGNITUDE ET DE LA DISTANCE HYPOCENTRALE SUR LA REponse SISMIQUE DES STRUCTURES

Tableau (VI-1) : Accélérations maximales et durées de la phase la plus forte de la secousse

ANNEXES

Tableau (A-1) : Catégories d'importance de bâtiments et valeurs recommandées de γ_1 selon l'Eurocode 8.

Tableau (A-2) : Paramètres de l'Eurocode 8 tenant compte des conditions de sol et site.

Tableau (A-3) : Types de profils de sols selon l'UBC 97.

Tableau (A-4) : Valeurs du coefficient sismique C_a .

Tableau (A-5) : Valeurs du coefficient sismique C_v .

Sommaire

<u>Titre</u>	<u>Page</u>
Résumé	i
Abstract	ii
Résumé (arabe)	iii
Remerciements	iv
Dédicaces	v
Liste des figures	vi
Liste des tableaux	viii
Sommaire	ix
 <i>CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE</i>	
I.1 Introduction	1
I.2) Organisation de la thèse	3
 <i>CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</i>	
II.1) Eléments de sismologie	5
II.1.1) Naissance du séisme	5
II.1.2) Propagation des ondes sismiques	7
II.1.2.a) Ondes de volume	7
II.1.2.b) Ondes de surface	7
II.1.3) Mouvements à la surface du sol	8
II.1.4) Caractérisation des séismes	9
II.1.4.a) Intensité I	9
II.1.4.b) Magnitude	10
II.1.4.c) Accélération maximale du sol (PGA)	11
II.1.4.d) Durée d'un séisme	11
II.1.4.e) Spectre de réponse	12
II.1.5) Facteurs affectant les mouvements du sol	12
II.1.5.a) Facteurs liés à la source	12
II.1.5.b) Facteurs liés au chemin traversé	12
II.1.5.c) Facteurs liés aux conditions locales de site	13
II.1.6) Effets particuliers des séismes	14
II.2) Spectre de réponse	15
II.2.1) Principe d'établissement des spectres de réponse	16
II.2.2) Spectre de réponse de calcul	18
II.2.3) Spectre de réponse réglementaire	19
II.2.4) Spectres des règlements parasismiques	19
II.2.4.1) Règlement parasismique algérien RPA 99(version 2003)	19
II.2.4.2) Eurocode 8	21
II.2.4.3) Règlements américains	25
a) ubc (Uniform Building Code)	25
b) Spectre de réponse de l'UBC 97	26
 <i>CHAPITRE III : METHODES DE CALCUL SISMIQUES</i>	
III.1) Introduction	28
III.2) Etat de l'art des méthodes de calcul	29
III.2.1) Méthode dynamique pas à pas (analyse temporelle)	29
III.2.2) Méthode dynamique par recombinaison modale	31

III.2.2.a) Principe de la méthode	31
III.2.3) Méthode d'analyse modale spectrale	34
III.2.3.a) Combinaisons des réponses modales	35
III.2.4) Méthode d'analyse en poussée progressive (Push-over).....	36
III.3) Méthodes de calcul réglementaires	37
III.3.a) Calcul selon RPA99/2003	37
III.3.b) Calcul selon l'Eurocode 8	40
III.3.c) Calcul selon l'UBC 97	41
 CHAPITRE IV : DESCRIPTION DES OUVRAGES ETUDIÉS ET ANALYSE MODALE	
IV.1) Introduction	43
IV.2) Description du logiciel SAP2000	44
IV.3) Caractéristiques des bâtiments étudiés	45
IV.4) Analyse dynamique modale.....	46
 CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE DES REPONSES SISMIQUES REGLEMENTAIRES	
V.1) Introduction	50
V.2) Etude des spectres élastiques	51
V.2.a) Comparaison des spectres du règlement parasismique algérien	51
V.2.b) Comparaison des spectres du RPA avec les spectres élastiques européen et américain (Eurocode 8, et UBC97	52
V.3) Définition des différents cas de chargements sismiques.....	53
V.3.a) Paramètres pris en compte dans la définition des spectres des différents codes.....	54
V.4) Résultats de l'analyse sismique des structures.....	57
a) Résultats du RPA	58
b) Comparaison des résultats du RPA avec l'Eurocode 8 et l'UBC97	61
IV.5) Conclusion	64
 CHAPITRE VI : ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA MAGNITUDE ET DE LA DISTANCE HYPOCENTRALE SUR LA REponse SISMIQUE DES STRUCTURES :	
VI.1) INTRODUCTION	66
VI.2) Effets de la distance et de la magnitude sur le mouvement du sol et sur le spectre de réponse	66
VI.3) Effets des séismes sur les structures	69
VI.4) Définition des différents cas de chargements	70
VI.5) Résultats obtenus	72
a) Cas d'une magnitude de 5 à 6 et des distances variables.....	73
b) Cas d'une distance 30 à 50 Km et des magnitudes variables.....	75
VI.6) Conclusion	79
 CHAPITRE VII : CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS	
80	
 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
82	
 ANNEXES	
85	

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

I.1) Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont sans doute les plus destructrices dans les zones urbanisées. Ils entraînent la destruction de villes entières et la mort de milliers de personnes, ainsi que d'immenses pertes économiques. Le nord de l'Algérie est une partie susceptible d'être soumise à de forts tremblements de terre, et elle a été le théâtre de plusieurs séismes destructeurs, comme on peut le remarquer sur le tableau (I-1).

Lieu	Année	Magnitude	Morts	Bâtisses détruites
Boumerdes	2003	6,8	2200	-
Ain Temouchent	1999	5,5	25	600
Mascara	1994	5,6	171	751
Tipaza	1989	6,1	35	4116
Chlef	1980	7,3	2633	20.000
Chlef	1954	6,7	1243	20.000

Tableau (I-1) : Séismes et dégâts [29]

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est-à-dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, et les dégâts causés par les tremblements de terre récents ont été de bonnes leçons et ont réveillé les consciences, tel que le séisme de Chlef en 1980 et celui de Boumerdes en 2003 qui ont permis au règlement parasismique algérien d'être révisé et mis à jour, en modifiant quelques paramètres de calcul des forces sismiques.

Le RPA 99/2003 décrit en détail deux méthodes de calcul sismique, la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, la première est une méthode adaptée par la plupart des codes parasismiques et s'applique seulement si la structure est classée régulière selon certains critères, ou bien irrégulière en respectant quelques conditions, la seconde méthode est applicable dans tous les cas, et en particulier, où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

La modélisation des ouvrages est une étape importante lors du calcul dynamique, car la détermination d'un modèle représentant le plus correctement possible la distribution de la masse et de la raideur s'approche du comportement réel de la structure et aide donc à obtenir de bons résultats d'analyse.

Le concept le plus répandu pour représenter un séisme en génie civil est le spectre de réponse, car il fournit la réponse maximale d'oscillateurs linéaires élastiques soumis à un séisme, le spectre de réponse met en évidence le contenu fréquentiel d'un mouvement sismique, c'est-à-dire la présentation graphique de l'accélération, la vitesse ou le déplacement en fonction de la période propre ou de la fréquence.

Le spectre de réponse défini par les codes parasismiques est fonction de plusieurs paramètres qui dépendent généralement de :

- Zone sismique.
- Type de contreventement de la structure.
- Type de site sur lequel est fondée la structure.

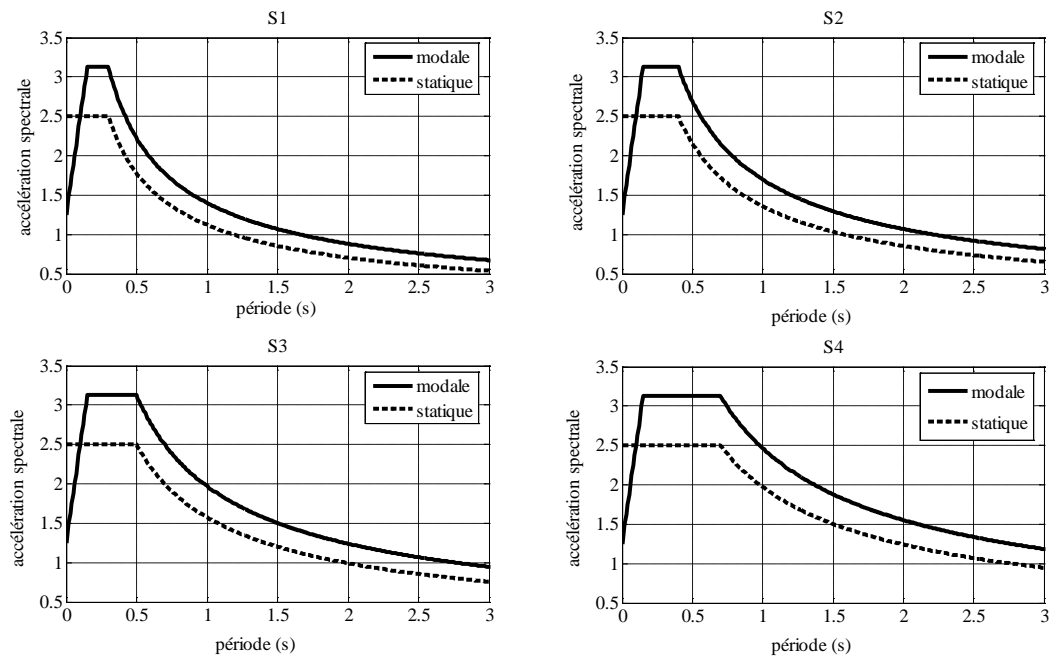


Figure (I-1) : Spectres d'accélération élastiques des deux méthodes de calcul

Les tracés des spectres élastiques des 4 types de sites définis par le RPA, des deux méthodes citées plus haut montrent clairement une surestimation de l'amplitude du spectre de la méthode modale dans un rapport de 1,25 comme montré sur la figure (I-1) ; ce qui induit à des efforts importants dans les structures. Aussi, contrairement au RPA99, aussi bien l'Eurocode 8 que l'UBC 97 ne présente pas de différences de spectres entre les deux méthodes de calcul.

L'impact sur le calcul des ouvrages étant important, on a initié ce travail qui consiste à effectuer des analyses sismiques de deux bâtiments, l'un flexible et l'autre rigide avec les objectifs suivants :

- 1- Etude sismique en utilisant la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale selon les RPA99-2003,
- 2- Etude sismique selon les codes Eurocode 8 et UBC 97 et comparaison avec les RPA99,
- 3- Prise en compte de l'effet du champ proche et du champ lointain selon l'Eurocode 8 sur la réponse des deux bâtiments (signalons que ce paramètre n'étant pas encore pris en compte par les RPA99),
- 4- Prise en compte expérimentale de l'effet du champ proche et du champ lointain sur la réponse des deux bâtiments avec l'utilisation de la banque de données de mouvements forts enregistrés par le réseau national d'accélérographes Algérien géré par le CGS.
- 5- Prise en compte expérimentale de l'effet de la magnitude du séisme sur la réponse des deux structures.

I.2) Organisation de la thèse :

Dans la présente étude, nous nous proposons de vérifier les dispositions réglementaires RPA99/2003, vis-à-vis de la définition des spectres de calcul, en effectuant des investigations numériques sur la réponse sismique des bâtiments. Nous allons aussi étudier de façon expérimentale l'effet de la magnitude et de la distance par rapport à la source, sur la réponse des structures en utilisant des spectres expérimentaux. Deux ouvrages en béton armé feront l'objet de l'étude, ils seront soumis à différents spectres de réponse.

Notre mémoire est développé en cinq chapitres qui se résument comme suit :

Le chapitre 2 est consacré à une synthèse bibliographique englobant quelques éléments de sismologie, tels que la naissance du séisme, la propagation des ondes sismiques, les paramètres caractérisant le séisme, et les facteurs affectant le mouvement sismique, ceci dans le but de comprendre le phénomène de tremblement de terre. Dans le deuxième volet de ce chapitre, un aperçu sur l'historique du spectre de réponse est exposé ainsi que le principe de son élaboration.

Vu que notre étude porte sur des vérifications des dispositions réglementaires (RPA99/2003), une partie du chapitre 2 est consacrée au RPA99/2003 avec tous les détails concernant le

spectre de réponse, et pour les besoins de comparaison nous détaillerons les spectres Américain UBC97 et Européen EC8.

Le chapitre 3 comporte avec détails les différentes méthodes de calcul sismiques réglementaires, analytiques et numériques ainsi que leurs avantages et inconvénients. La dernière partie de ce chapitre est consacrée aux méthodes réglementaires et plus précisément la méthode statique équivalente.

Les caractéristiques géométriques des ouvrages étudiés sont présentées dans le chapitre 4, ces ouvrages sont modélisés à l'aide du logiciel SAP2000 dont un aperçu est exposé ainsi que les résultats de l'analyse modale.

L'une des parties essentielles de notre étude se concentre au chapitre 5, car ce chapitre comprend la présentation des différents cas de chargements sismiques qui sont définis par les spectres de réponse réglementaires (méthode statique équivalente, modale spectrale) des 4 types de sites définis par le RPA, ainsi que les spectres Américain UBC97 et Européen EC8. Les résultats de l'analyse sismique des structures soumises aux différents spectres cités précédemment sont exposés également dans ce chapitre.

Dans le but d'étudier l'influence de la magnitude et la distance hypocentrale sur la réponse sismique des structures, le chapitre 6 comportera quelques généralités concernant l'effet de la magnitude et de la distance sur le spectre de réponse et sur le mouvement du sol. Les spectres de réponse utilisés dans cette partie sont définis ainsi que les résultats de l'analyse sismique.

L'analyse sismique des bâtiments est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000, les paramètres de réponse dynamique concernés sont : l'effort tranchant à la base et les déplacements d'étages, ainsi tous les résultats obtenus sont tracés graphiquement et interprétés.

Enfin ce mémoire est clôturé par des conclusions et des recommandations qui pourront contribuer à la réglementation Algérienne, à des travaux ainsi qu'à des recherches futurs.

CHAPITRE II

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1) Éléments de sismologie :

Pour mieux faire face à d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine des mouvements forts du sol, le mouvement sismique a pour effet d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inertie importantes et rapidement variables ; son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique .

Les séismes majeurs sont liés à l'existence de mouvements tectoniques globaux continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre. Ces mouvements affectent une quinzaine de "plaques" tectoniques et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la «résistance au frottement », une rupture brutale se produit : c'est un tremblement de terre, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé.

II.1.1) Naissance du séisme :

Le tremblement de terre correspond à une vibration de forte amplitude du sol, provoquée par l'apparition brutale d'une rupture en profondeur en amenant le glissement soudain d'un compartiment par rapport à un autre. D'après la théorie de la tectonique des plaques, la croûte terrestre est formée d'une dizaine de plaques de grande importance, qui flottent sur un noyau visqueux, ces plaques sont continuellement en mouvement les unes par rapport aux autres engendrant ainsi trois types de failles :

◆ Failles normales :

Elles résultent d'un mouvement d'étirement entre deux blocs, elles se situent dans un contexte de divergence. C'est le cas de la faille de San Andreas en Californie. Figure (II-1-a)

◆ Failles inverses :

Elles résultent d'un mouvement de compression entre deux blocs, elles se situent dans un contexte de convergence. Le séisme de Chlef en 1980 a résulté du mouvement d'une faille inverse. Figure (II-1-b)

◆ Failles en décrochement :

Elles résultent d'un glissement d'un bloc par rapport à un autre. Figure (II-1-c)

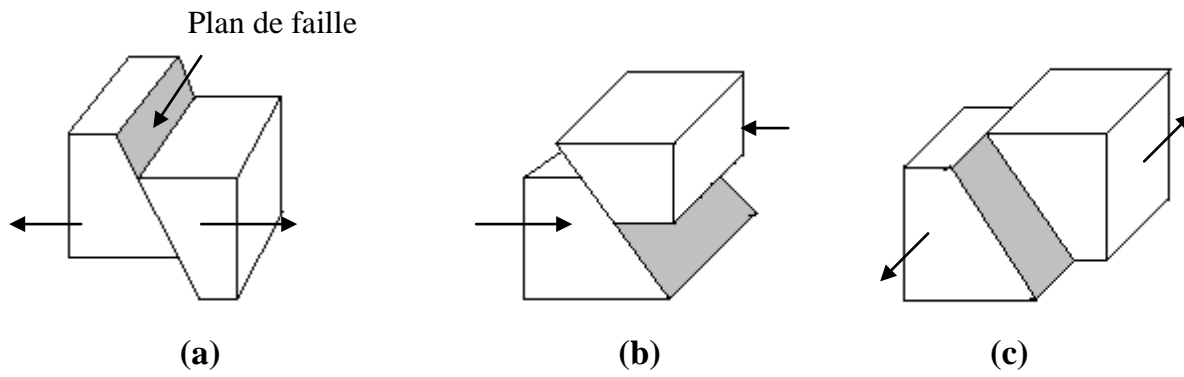


Figure (II-1) : Les différents types de failles

Une faille ou une cassure se produit au niveau des zones de fragilité accrue et s'accompagne d'une libération instantanée de quantités importantes d'énergie élastique lentement accumulée, cette énergie se dissipe sous forme de radiation d'ondes sismiques et d'énergie transformée en chaleur.

L'endroit où se produit le séisme s'appelle *foyer* ou *hypocentre* et le point de la surface du sol directement au dessus est appelé *épïcéntré*, la distance entre le lieu d'implantation d'une structure et l'épïcéntré est appelée *distance épïcéntrale*, elle est souvent utilisée pour estimer l'éloignement du site par rapport à la faille; on distingue des études en champ proche, intermédiaire et lointain (Figure II-2). L'hypocentre peut se situer à une profondeur très variable : de quelques kilomètres à plus de 100 km.

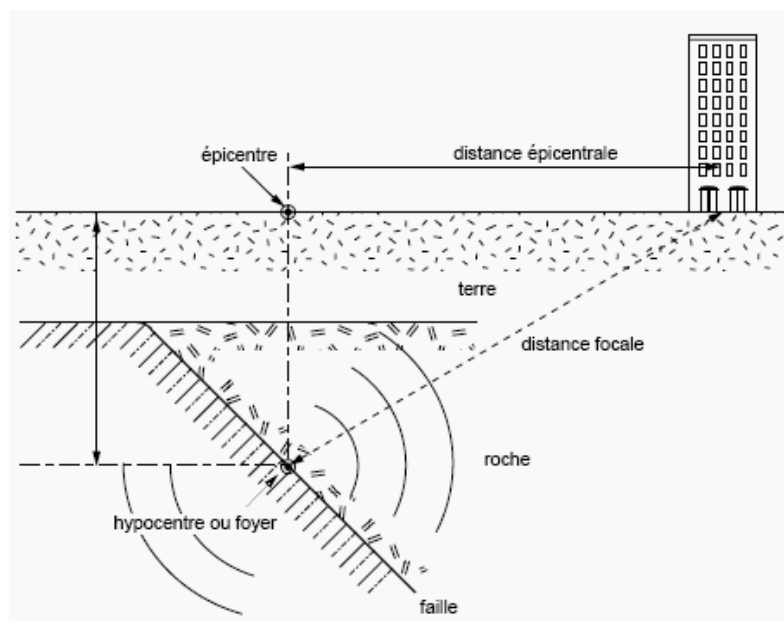


Figure (II-2) : Eléments caractéristiques d'un séisme.

II.1.2) Propagation des ondes sismiques :

A partir du foyer, la secousse sismique se propage sous forme d'ondes de divers types qui compte tenu de l'hétérogénéité du sol, engendrent en surface un mouvement complexe difficilement prédictible en un site donné. On distingue deux types d'ondes : les ondes de volume et les ondes de surface. (Figure II-3). [5]

II.1.2.a) Ondes de volume :

Elles prennent naissance au foyer et se propagent à l'intérieur du manteau terrestre sous deux formes :

- ***Ondes longitudinales ou ondes « P » :***

Ces ondes se propagent avec une vitesse de 7 à 8 Km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternée).

- ***Ondes transversales ou ondes « S » :***

Ces ondes se déplacent avec une vitesse de 4 à 5 KM/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume.

II.1.2.b) Ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface n'intéressant le sol que sur une profondeur extrêmement faible, on distingue :

- ***Ondes « R » ou ondes de Rayleigh :***

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation entraînant des compressions (tractions) ainsi que des cisaillements dans le sol.

- ***Ondes « Q » ou ondes de Love :***

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation ; elles n'engendrent que des contraintes de cisaillement.

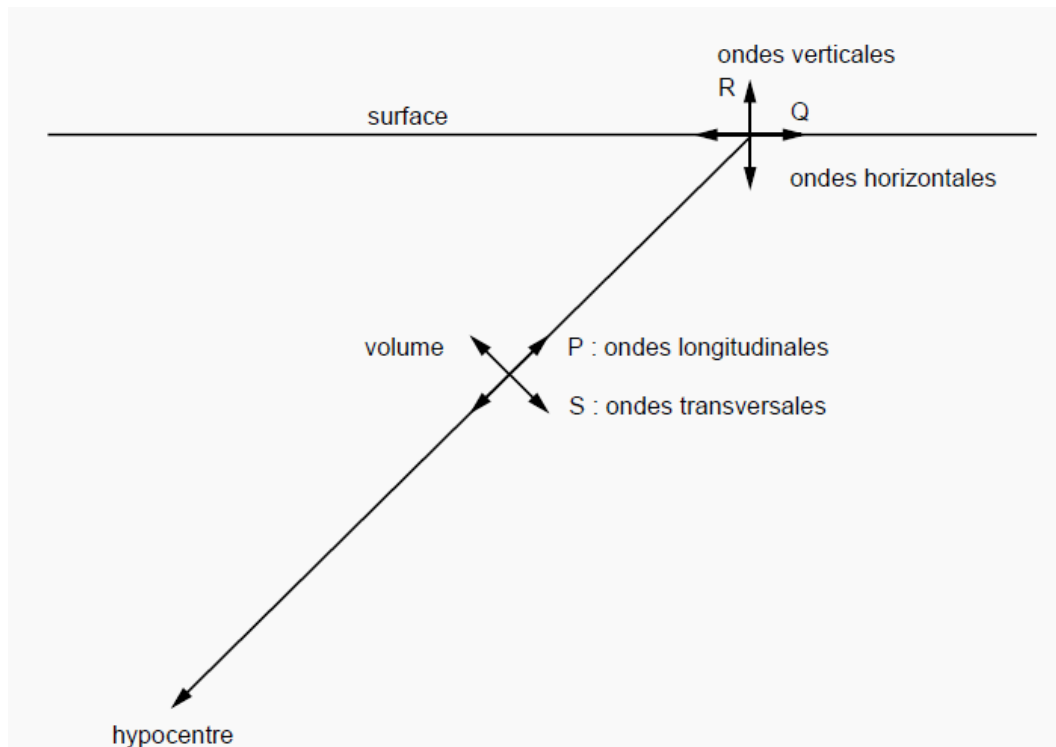


Figure (II-3) Les ondes sismiques de volume et de surface.

II.1.3) Mouvements à la surface du sol :

Lorsque les ondes et l'énergie qu'elles transportent atteignent un site à la surface de la terre, elles engendrent des vibrations dans trois directions : deux horizontales et une verticale.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un *accélérogramme* (Figure II-4) qui représente la variation de l'accélération du sol dans une direction donnée en fonction du temps, et ce grâce à des appareils appelés *accélérographes*.

Par intégration d'un accélérogramme, on peut obtenir les diagrammes de vitesse et de déplacement en fonction du temps.

On lit sur l'accélérogramme l'accélération maximale du sol (PGA), paramètre important pour la définition du risque sismique, on peut également distinguer dans un accélérogramme une phase initiale pendant laquelle les accélérations sont faibles, une phase forte, une phase modérée et une phase très faible de retour progressif au repos. Les accélérogrammes constituent une donnée d'action directement utilisable par la dynamique des structures d'action directement utilisable par la dynamique des structures. [22]

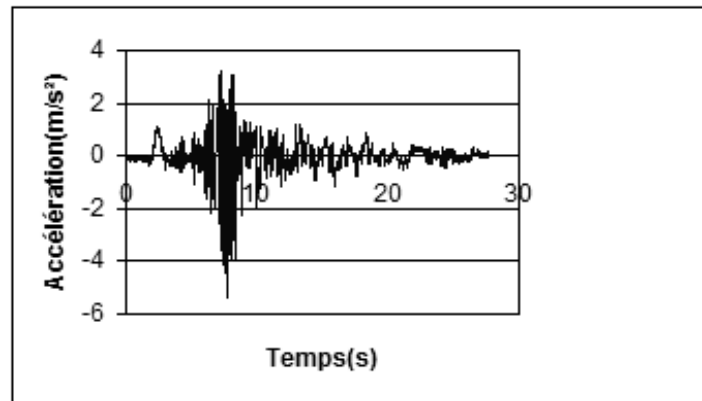


Figure (II-4) : Exemple d'accélérogramme.

II.1.4) Caractérisation des séismes :

Un tremblement de terre peut être caractérisé par plusieurs paramètres.

II.1.4.a) Intensité I :

L'intensité est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et des manifestations ressenties par la population dus à un séisme en un lieu donné, c'est la plus ancienne mesure de l'importance d'un tremblement de terre.

La première échelle d'intensité a été développée par de Rossi (Italie) et Forel (Suisse) en 1880. Cette échelle contient des valeurs de 1 à 10, elle a été employée pour étudier l'intensité du tremblement de terre de San Francisco en 1906.

Une échelle plus raffinée a été conçue en 1902 par le sismologue italien Mercalli avec une gamme de douze-degrés de I à XII. Il existe d'autres échelles telles que : Cancani– Sieberg (MCS); Mercalli Modifiée, Medvedev – Sponheur- Karnik (MSK)

L'attribution d'un degré d'intensité comporte une part subjective importante qui peut conduire, suivant les auteurs et les régions, à des écarts significatifs (un degré de plus). Certains organismes attribuent à un séisme l'intensité correspondant aux dommages les plus importants subis dans la localité, d'autres ont pour habitude de moyenner les dégâts observés.

En conclusion, l'intensité n'est pas un paramètre fiable en génie parasismique, car de nombreux facteurs interviennent : la densité et la répartition de la population dans la zone sismique, le type et la qualité de la construction, la durée du tremblement de terre..etc., ce qui rend difficile l'établissement d'une relation entre le mouvement du sol et les effets qu'il provoque, cependant, l'importance de la sismicité historique dans l'évaluation du potentiel

sismique d'une région impose de prendre en considération ce paramètre, malgré les fortes limitations qui lui sont afférentes. [3]

II.1.4.b) Magnitude :

La magnitude a été définie par Wadati (Japon) en 1931, et a été développée par Charles Richter en 1935 pour les séismes de Californie, elle est calculée comme le logarithme de l'amplitude des ondes sismiques d'une certaine fréquence enregistrées sur un sismographe. Ainsi, la magnitude locale est égale au logarithme de l'amplitude maximale enregistrée sur un sismographe de type Wood-Anderson, ayant une période propre de 0.8 seconde et un pourcentage d'amortissement critique de 80%, situé à 100 kilomètres de l'épicentre. [17]

De façon générale, la magnitude est calculée par la formule:

$$M = \log \frac{A}{T} + f(\Delta, h) + s \quad (2.1)$$

Où A et T représentent l'amplitude et la période de l'onde (lues sur l'enregistrement), f le facteur de correction fonction de la distance épacentrale Δ et de la profondeur focale h et s un facteur de site.

La magnitude locale est utilisée seulement dans le cas de distances épacentrales faibles, aujourd'hui, la magnitude a été élargie pour s'appliquer à un grand nombre de types de sismographes dans le monde entier. Par conséquent, d'autres magnitudes ont été définies :

- ***Magnitude des ondes de surface Ms :***

Les ondes de surface qui ont une période de 20s sont dominantes sur les enregistrements des sismographes éloignés (distances épacentrales supérieures à 2000Km), pour quantifier ces séismes, Gutenberg (1936) a défini une échelle de magnitude (Ms) basée sur le calcul de l'amplitude des ondes de surface de période 20s.

- ***Magnitude des ondes de volume mb :***

Les séismes profonds ont des ondes de surface à faible ou insignifiante amplitude, par conséquent, il est devenu courant en sismologie de mesurer l'amplitude de l'onde P, qui n'est pas affectée par la profondeur focale ce qui permet de calculer la magnitude de cette onde.

- **Magnitude moment M_w :**

Cette magnitude a été définie par Kananori en 1977 il a utilisé le paramètre le plus important qui est le moment sismique M_0 lié aux caractéristiques de la source :

$$M_w = \frac{(\log M_0)}{1.5} - 10.7 \quad (2.2)$$

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'observation situés à des distances quelconques de l'épicentre.

II.1.4.c) Accélération maximale du sol (PGA) :

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est *l'accélération maximale ag* du sol ou accélération de pointe, *PGA* (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0,4 g à 0,6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique (Belgique). L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction de masse m : $F = m ag$ si la construction est indéformable et bouge comme le sol. C'est en termes d'accélération maximale ag au niveau du rocher qu'on exprime les cartes de zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques. [22]

II.1.4.d) Durée d'un séisme :

La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Ceci est particulièrement vrai dans le cas des structures ductiles conçues pour supporter des déformations inélastiques lorsqu'elles sont soumises à de forts mouvements du sol. La réponse inélastique de telles structures est sensible au nombre de cycle du mouvement fort qu'elles subissent.

La durée de vibration est également essentielle dans la stabilité des sols cohérents et la performance des pentes et des remblais, elle est liée à la magnitude du séisme et augmente lorsque cette dernière augmente.

C'est un facteur de destruction important en zone épiscoptrale, la durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique. [22]

II.1.4.e) Spectre de réponse :

Le spectre de réponse représente la caractérisation des tremblements de terre la plus couramment utilisée dans la pratique de l'engineering, car il décrit les caractéristiques fréquentielles du mouvement du sol de sorte qu'il soit directement appliqué dans l'analyse et le dimensionnement des structures. Le spectre de réponse du sol est obtenu en appliquant les mouvements du sol à la base d'oscillateurs à un degré de liberté, pour un taux d'amortissement donné, et de représenter sur un graphe la réponse maximale de l'oscillateur en fonction de sa fréquence naturelle ou de sa période naturelle. C'est une représentation utile pour démontrer la période prédominante des mouvements sismiques.

II.1.5) Facteurs affectant les mouvements du sol :

Les caractéristiques du mouvement du sol dans un site particulier peuvent être affectées par plusieurs facteurs liés au processus de rupture, la propagation des ondes sismiques de la faille jusqu'au site, et les conditions locales du site.

II.1.5.a) Facteurs liés à la source :

L'effet de la source est fonction des dimensions de la zone de rupture, des valeurs des contraintes le long de la surface de rupture, le mécanisme de la rupture et de sa propagation le long de la faille. Un séisme est généralement engendré par un mécanisme de cisaillement pur duquel les déformations par dilatation ou compression sont absentes. Le mécanisme à la source peut être alors représenté par un ensemble de forces constituant le moment sismique

$$M_0 = G * S * A \quad (2.3)$$

Avec :

G : Module de cisaillement du milieu.

S : Déplacement moyen des deux blocs de la faille.

A : Surface de rupture.

II.1.5.b) Facteurs liés au chemin traversé :

Durant un tremblement de terre, les ondes sismiques se propagent dans un large rayon loin de la zone de rupture ce qui entraîne la modification de leurs caractéristiques en raison des réflexions et réfractions lorsqu'elles rencontrent des hétérogénéités, des surfaces de discontinuité et des barrières naturelles. Aussi, une partie de l'énergie transportée par ces ondes est absorbée dans les milieux traversés du fait de l'amortissement des matériaux.

En général, en s'éloignant de la source de rupture, l'amplitude du mouvement diminue (diminution des accélérations, vitesses et déplacements). La prise en compte de ces phénomènes est extrêmement complexe et impose en particulier de connaître la structure interne de la terre entre le foyer et le site. Il est même possible d'avoir, à grande distance, une intensité supérieure à celle obtenue à faible distance si le sol est favorable pour cela.

Tous ces phénomènes affectent la nature du mouvement sismique.

II.1.5.c) Facteurs liés aux conditions locales de site :

Les conditions de site (géologiques, topographiques) ont été reconnues comme des facteurs contribuant à la distribution géographique des ruptures du sol et des endommagements structuraux durant les tremblements de terre. En effet, les enregistrements des mouvements du sol, ont montré que les variations des conditions du sol peuvent avoir une influence majeure sur le mode d'endommagement ainsi que sur l'amplitude et les caractéristiques fréquentielles des mouvements du sol à la surface.

L'influence des conditions de site peut se manifester sous les formes suivantes :

- Déformation du signal vibratoire par effet géométrique (topographie, structure géologique) ou mécaniques (variation des propriétés des matériaux) : allongement de la vibration, amplification et modification du spectre.
- Propriétés dynamiques des sols : montée de la pression interstitielle, diminution de résistance, liquéfaction, tassement.
- Susceptibilité aux mouvements de terrains induits par la vibration : éboulement rocheux, glissement en terrain meuble.

Les enregistrements des mouvements des sols recueillis à partir de séismes passés ont contribué à la compréhension des effets de site pour une large variété de conditions géologiques. Ces enregistrements ont été utilisés comme une base d'études quantitatives de l'influence de la réponse du sol sur les caractéristiques des mouvements forts du sol. L'influence de la géologie locale est généralement mise en évidence à l'aide d'une classification sommaire de la nature du site. Seed et Al ont réalisé une étude statistique des spectres de réponse en accélération d'enregistrements de séismes en surface et ce pour différents types de sol repartis en quatre catégories (rocher, sols raides (rigides), sols pulvérulents profonds et sols mous).

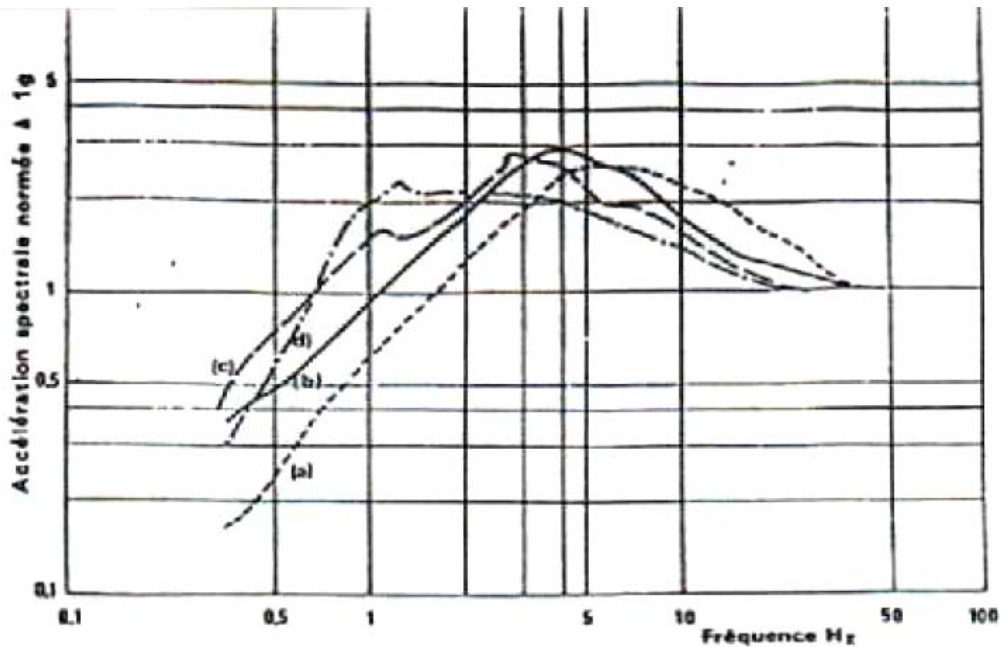


Figure (II-5) : Spectres de réponse moyens (Seed et al, 1976)

(a) Rocher

(b) Sols raides

(c) Sols pulvérulents profonds

(d) Sols mous

De cette étude, il en ressort que la fréquence prédominante du mouvement, correspondant au pic du spectre de réponse, diminue lorsque la rigidité du sol diminue. Autrement dit, plus le sol est mou plus il filtre les hautes fréquences contenues dans le mouvement incident. Une structure rigide sera donc plus vulnérable sur rocher que sur sol mou et vice versa. Aussi, la plage de fréquence où l'accélération spectrale reste élevée est plus étendue pour les sols à faible rigidité. [4]

II.1.6) Effets particuliers des séismes :

Les tremblements de terre peuvent endommager les structures de diverses manières telles que :

- Par les forces d'inertie produites par une secousse sévère.
- Par changement des propriétés physiques du sol de fondation (tassement, liquéfaction), entraînant l'inclinaison voir le renversement des bâtiments.
- par des éboulements, ou glissements de terrains.
- par les vagues sismiquement induites telles que les tsunamis ou les mouvements des liquides dans les réservoirs.

II.2) Spectre de réponse :

Il est bien connu qu'en génie civil, la représentation d'un séisme par un accélérogramme n'est pas couramment utilisée. Bien que cette représentation décrive complètement le mouvement sismique, l'analyse temporelle d'une structure par rapport à un séisme réel nécessite des moyens et un temps de calcul considérables, de plus, elle s'affranchit difficilement du caractère particulier du choix d'un accélérogramme. La notion la plus répandue pour représenter un séisme en ingénierie sismique est le spectre de réponse d'oscillateurs linéaires. Le spectre de réponse en accélération, vitesse ou déplacement met en évidence le contenu fréquentiel d'un mouvement sismique, car il fournit la réponse maximale d'oscillateurs linéaires élastiques soumis à un séisme.

Le spectre de réponse a été développé par Maurice A. Biot en 1932 et est resté dans la sphère de la recherche pendant environ 40 ans, gagnant finalement l'acceptation large de l'ingénierie pendant le début des années 70. Il y avait deux raisons principales pour ceci. D'abord, le calcul de la réponse structurale au mouvement irrégulier du sol a mené à certaines difficultés, et, deuxièmement il existait seulement quelques accélérogrammes qui pouvaient être utilisés pour le calcul de la réponse.

Tout ceci a commencé à changer au milieu des années 60 avec l'apparition des calculateurs numériques et avec la disponibilité des accélérographes. Avant, le calcul de la réponse était extrêmement long, et les résultats étaient ainsi incertains. Vers la fin des années 60 et au début des années 70, la numérisation des enregistrements, le calcul numérique du mouvement du sol et le spectre de réponse ont été développés complètement. Puis, en 1971, avec le tremblement de terre de San Fernando en Californie, l'ère moderne du spectre de réponse a été lancée. Ce tremblement de terre a été enregistré par 241 accélérographes, y compris plus de 175 dans la région de Los Angeles, où un grand nombre d'instruments ont été installés à divers niveaux dans les gratte-ciel.

Ainsi, pour pouvoir décrire les caractéristiques fréquentielles du mouvement du sol, il est nécessaire d'avoir un spectre de réponse ; du fait qu'il soit directement appliqué dans l'analyse et le dimensionnement des structures. Le spectre de réponse est obtenu en appliquant les mouvements du sol à la base d'oscillateurs à un degré de liberté, pour un taux d'amortissement donné, et représenter ensuite graphiquement la réponse maximale de l'oscillateur en fonction de sa fréquence naturelle ou de sa période naturelle. Cette réponse peut être représentée sous forme linéaire en utilisant l'accélération absolue, le déplacement et la vitesse relatifs, ou bien sous forme tripartite en utilisant les pseudos accélérations, pseudo

vitesses ou déplacements. De ce fait le spectre de réponse peut être considéré comme étant une information très pratique pour l'ingénieur concepteur. [26,27]

II.2.1) Principe d'établissement des spectres de réponse :

Pour un oscillateur de masse m , de raideur k , et d'amortissement c , soumis à sa base au mouvement du sol $D(t)$ variable avec le temps, le mouvement que prend la masse oscillante est un mouvement entièrement défini par le déplacement du centre de gravité de la masse au temps t , ce qui implique que le système dépend d'un seul degré de liberté qui est le déplacement relatif $d(t)$ de la masse par rapport au sol. (Figure II-6)

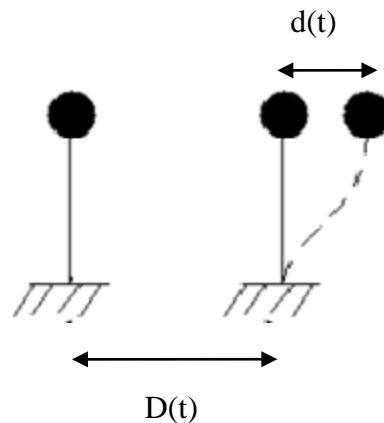


Figure (II-6) : oscillateur élastique à 1 degré de liberté

L'équation du mouvement de ce système s'écrit comme suit :

$$m a(t) + c v(t) + k d(t) = -m \gamma(t) \quad (2.4)$$

Avec :

$\gamma(t)$: Accélération du sol.

$v(t)$: vitesse relative du système.

$d(t)$: Déplacement de la masse.

$a(t)$: Accélération de la masse par rapport au sol.

L'équation (2.4) s'écrit également comme suit :

$$a(t) + 2\omega\xi v(t) + \omega^2 d(t) = -\gamma(t) \quad (2.5)$$

Avec :

ω : Pulsation propre du système.

ξ : Facteur d'amortissement critique.

La solution de l'équation (2.5) est fournie par l'intégrale de Duhamel :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (2.6)$$

Avec ω_D : pulsation des oscillations amorties.

A partir de l'équation (2.6), on obtient facilement la vitesse relative et l'accélération absolue.

Les structures ayant généralement un amortissement faible, on peut considérer que $\omega_D = \omega$, les composantes du mouvement sismique deviennent alors :

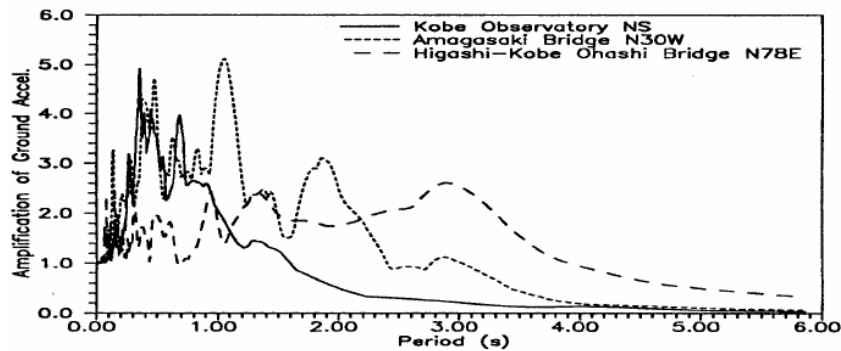
$$d(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (2.7)$$

$$v(t) = -\int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \omega(t-\tau) d\tau \quad (2.8)$$

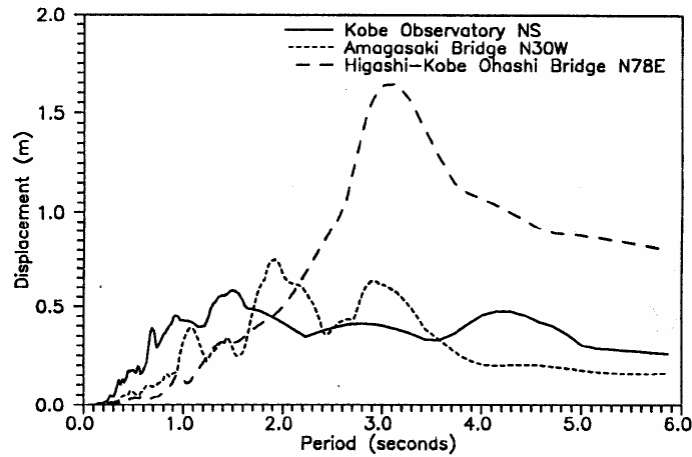
$$a(t) = -\omega \int_0^t \gamma(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau = -\omega^2 d(t) \quad (2.9)$$

Lorsque le déplacement, la vitesse et l'accélération sont calculés, les forces et efforts dans la structure sont déduits facilement.

Les formules (2.7) à (2.9) permettent à partir de l'enregistrement d'un séisme, de calculer systématiquement et pour toute la gamme de périodes et d'amortissements possibles les valeurs de la réponse maximale en termes de déplacement et tracer les graphiques correspondants en fonction de la période ou de la fréquence qui sont *les spectres de réponse en déplacement*. De même, on peut tracer les réponses maximales en termes de vitesse et accélération, des exemples de spectres de réponse en déplacement et accélération sont représentés sur les figures (II-7 a et b).



(a) Spectre de réponse en accélération



(b) spectre de réponse en déplacement

Figure (II-7) spectres de réponse du séisme de Kôbé 1995

L'intérêt du spectre est de permettre par une simple lecture d'évaluer le déplacement maximum d'un oscillateur quelconque donc les efforts maxima, par contre le spectre ne fournit pas le temps auquel se produit le déplacement maximum, donc pour certaines applications on doit recourir à l'emploi direct de l'accélérogramme. [25, 10, 5,15]

II.2.2) Spectre de réponse de calcul :

Lorsqu'il s'agit de déterminer le spectre de réponse à prendre en compte pour le calcul des ouvrages en un site donné, il est exclu d'utiliser un seul accélérogramme, même si par chance il a été enregistré au voisinage du site.

En effet, l'accélérogramme du séisme contre lequel on veut se prémunir n'est à priori pas prévisible. Il convient donc de déterminer un spectre de calcul (de projet) qui sera l'enveloppe de spectres correspondant à des accélérogrammes enregistrés dans des sites comparables du point de vue de la nature du sol.

Les accélérogrammes utilisés résultent de séismes d'importances différentes et les spectres de réponse déduits ne sont pas directement comparables. Il faut donc au préalable appliquer à chaque spectre une affinité pour qu'ils aient tous la même valeur d'intensité spectrale. Les spectres ainsi obtenus sont alors appelés *spectres normalisés*.

Housner a défini l'intensité spectrale comme étant l'aire du spectre de vitesse comprise entre l'axe T et les droites d'abscisses 0,1 et 2,5 secondes (figure II-8), cette plage de périodes couvre les structures courantes.

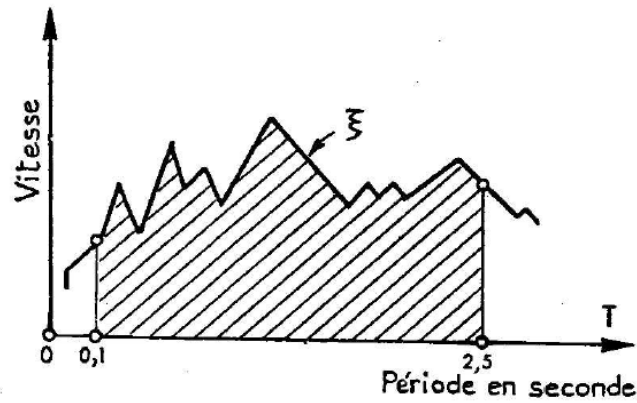


Figure (II-8) : intensité spectrale

L'intensité spectrale prend en compte la réponse de la majorité des constructions et constitue donc une mesure de l'importance de la secousse sismique.

On peut normaliser les spectres en prenant en compte l'accélération maximale du sol au lieu d'intensité spectrale.

II.2.3) Spectre de réponse réglementaire :

Le spectre de réponse permet d'évaluer la réponse maximale d'une structure afin de déterminer les efforts maximaux qui s'y développent, mais ce spectre correspond à un seul accélérogramme et ne peut pas bien représenter la sismicité du site, cependant, en calculant plusieurs spectres qui correspondent à plusieurs accélérogrammes, il est possible de définir un *spectre enveloppe* qui conduira aux efforts les plus élevés. Les spectres réglementaires sont généralement obtenus à partir de traitements statistiques en prenant la moyenne parfois augmentée d'un écart type sur un ensemble d'oscillateurs élastiques simples, soumis à une grande quantité de séismes compatibles avec une catégorie de sols préalablement définie. Le spectre des codes parasismiques est généralement établi pour une valeur standard d'amortissement égale à 5% de l'amortissement critique. Si une structure étudiée est caractérisée par une autre valeur d'amortissement, on modifie le spectre de base en introduisant une correction η .

II.2.4) Spectres des règlements parasismiques :

II.2.4.1) Règlement parasismique algérien RPA 99(version 2003) : [30, 2,23]

Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques dont les effets sont catastrophiques, ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 05 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur

l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels (ruine de constructions) et occasionné la perte de nombreuses vies humaines, à moins que celles-ci (constructions) ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur (RPA99/version 2003).

La réglementation parasismique est le document technique « DTR BC 2-48 » dit : « *REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99* ». La première version a été RPA81 qui fut suivie par le RPA81 version 1983. La troisième version RPA88 a été suivie par la version RPA99. Enfin le RPA99 version 2003, est en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003.

Le RPA99/2003 s'applique seulement aux structures courantes, par contre il n'est pas applicable à certaines constructions définies au paragraphe 1.3 du chapitre I du RPA99/2003.

Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (pages 12 et 13 du RPA99/2003) et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par communes (annexe 1 page 85 du RPA99/2003), dans le paragraphe 3.2, nous retrouvons la classification des ouvrages selon leur importance.

Dans le chapitre III, paragraphe 3.3.1, les sites sont classés en 4 catégories à savoir sol rocheux S1, sol ferme S2, sol meuble S3, et sol très meuble S4, ils sont classés en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Les paragraphes 3.4 et 3.5 nous renseignent sur la classification des ouvrages selon : leur système de contreventement en attribuant à chaque catégorie un coefficient de comportement R, et leur régularité en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non.

Les règles de calcul sismique sont énoncées au chapitre IV, suivant leurs conditions d'utilisation et leur principe d'application. Dans le paragraphe 4.3, la méthode dynamique modale spectrale est définie ainsi que les expressions du spectre de réponse de calcul, à ceci s'ajoute le principe de la méthode et les tableaux des paramètres inclus dans le spectre.

◆ **Spectre de calcul du RPA99/2003 :**

Le RPA99/2003 définit les expressions suivantes du spectre de calcul :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left[2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases} \quad (2.10)$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 du RPA99).

η : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi} \geq 0,7 \quad (2.11)$$

ξ : Facteur d'amortissement critique (tableau 4.2).

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).

Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

II.2.4.2) Eurocode 8 : [19,21]

L'EN 1998 (Euronorme) s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme :

- les vies humaines sont protégées ;
- les dommages sont limités ;
- les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

Les structures spéciales, telles que les centrales nucléaires, les structures en mer et les grands barrages, ne sont pas couvertes par l'EN1998.

En zone sismique, les structures doivent être conçues et construites de sorte que les exigences suivantes soient respectées, chacune avec un degré de fiabilité adéquat.

• **Exigence de non effondrement :**

La structure doit être conçue et construite pour résister sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'évènement sismique.

L'action sismique est définie à partir de :

- Action sismique de référence associée à une probabilité de référence de dépassement P_{NCR} en 50 ans égale à 10% ou à une période de retour de référence $T_{NCR}=475$ ans.

- Le coefficient d'importance γ_I afin de rendre compte de la différenciation de la fiabilité.

Les vérifications associées à cet objectif sont celles d'un état limite ultime (ELU).

• **Exigence de limitation des dommages :**

La structure doit être conçue et construite pour résister à des actions sismiques présentant une probabilité de se produire plus importante que les actions sismiques de calcul, sans qu'apparaissent des dommages et des limitations d'exploitation, dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure. L'action sismique à prendre en compte pour l'exigence de «limitation des dommages» présente une probabilité de dépassement, P_{DLR} , en 10 ans et une période de retour, T_{DLR} . En l'absence d'informations plus précises, le coefficient de réduction appliqué à l'action sismique de calcul peut être utilisé pour obtenir l'action sismique permettant de vérifier l'exigence de «limitation des dommages».

Les vérifications associées à cet objectif sont celles de l'Etat Limite de Service (ELS) et portent, par exemple, sur des valeurs maximales de déformations entre étages d/h .

a) **Spectre de réponse élastique de l'Eurocode 8 :**

Le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes et est représenté sur la figure (II-9) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0 \leq T \leq T_B & S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \eta - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C & S_e(T) = a_g S 2,5 \eta \\ T_C \leq T \leq T_D & S_e(T) = a_g S 2,5 \eta \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T & S_e(T) = a_g S 2,5 \eta \frac{T_C T_D}{T^2} \end{array} \right. \quad (2.12)$$

Avec :

T : Période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

a_g : Accélération de calcul pour un sol de classe A ($a_g = \gamma_I * a_g R$)

T_B : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_C : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_D : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

S : Paramètre du sol ;

η : Coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence $\eta = 1$ pour 5 % d'amortissement visqueux.

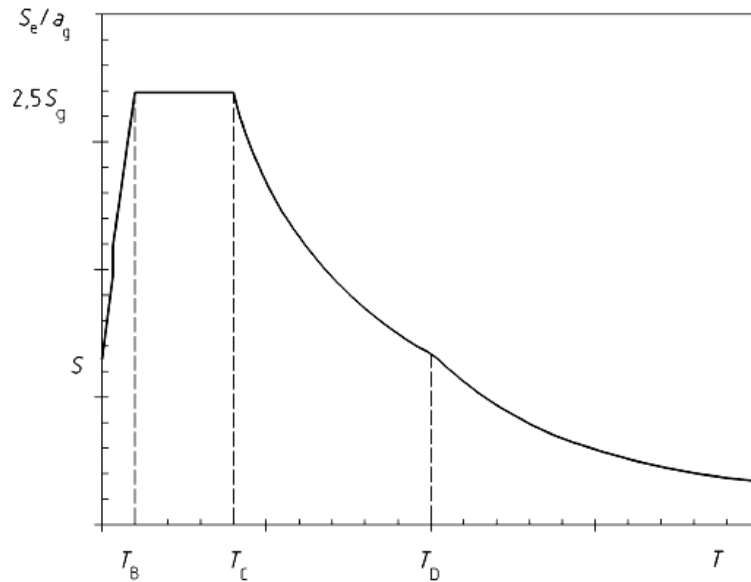


Figure (II-9) : spectre de réponse élastique en accélération de l'Eurocode 8.

b) Spectre de calcul de l'Eurocode 8 :

Le spectre de réponse de calcul de l'Eurocode 8 est défini par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T & \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{2.13}$$

β : est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

q : est le coefficient de comportement.

c) Définition des paramètres du spectre de réponse de l'Eurocode :

◆ La définition de l'accélération maximale « de calcul » a_g résulte d'un processus statistique et correspond à l'acceptation d'un certain niveau de risque. Dans l'Eurocode 8, on définit une accélération de référence $a_g R$ correspondant à un niveau standard de risque accepté ; $a_g R$ est compris entre 0,05 g (0,5 m/s²) dans les zones très faiblement sismiques et 0,4 g (4 m/s²) dans les zones très sismiques. L'accélération maximale de calcul a_g est trouvée en multipliant $a_g R$ par γ_I , « coefficient d'importance » de la structure considérée : $a_g = \gamma_I a_g R$

γ_I est égal à 1 pour les bâtiments courant et vaut jusqu'à 1,4 pour les structures dont l'intégrité est vitale en cas de séisme.

Le tableau (A-1) de l'annexe donne les valeurs du coefficient d'importance γ_I .

◆ Une accélération de pointe $a_g R$ donnée à un endroit donné peut être engendrée par différents types de séisme : un fort séisme dont l'épicentre est éloigné ou un séisme plus faible dont l'épicentre est proche. Le séisme réel affectant une zone est fonction de la géologie, proche et lointaine. Mais les spectres de réponse correspondant aux deux types de séisme mentionnés sont différents, parce que des ondes propagées de loin ou de près produisent des effets différents. Dans l'Eurocode 8, cette possibilité est considérée et des formes de spectres de types 1 et 2 sont définies.

Le type 1 correspond à des séismes lointains de magnitude suffisante ($M_S \geq 5,5$) pour engendrer au site de construction des accélérations significatives dont la contribution est prépondérante dans le risque sismique.

Le type 2 est à considérer si des tremblements de terre de magnitude $M_S < 5,5$ constituent le facteur prépondérant de risque.

Dans certaines régions, le spectre de calcul résulte d'une combinaison des spectres des types 1 et 2.

Les figures (II-10 (a) et (b)) représentent les spectres de réponse de l'Eurocode 8 pour les séismes de type 1 et 2 et pour différents types de sols 1, 2, 3, 4, 5 correspondants à A, B, C, D, E.

◆ Les sites sont classés selon l'Eurocode 8 en 5 types de sol principaux : A, B, C, D, E et deux types spéciaux S_1 et S_2 , selon des profils stratigraphiques et des valeurs de paramètres caractérisant les sols tels que la vitesse de propagation des ondes de cisaillement des 30m superficiels, l'essai de pénétration standard, de la force de compression non confinée et de la

densité relative. Les effets de site sont pris en compte dans l'Eurocode 8 par le coefficient de sol S .

Le tableau (A-2) de l'annexe définit les valeurs de S et les périodes T_B, T_C et T_D correspondant à chaque type de sol et pour chaque type de séisme.

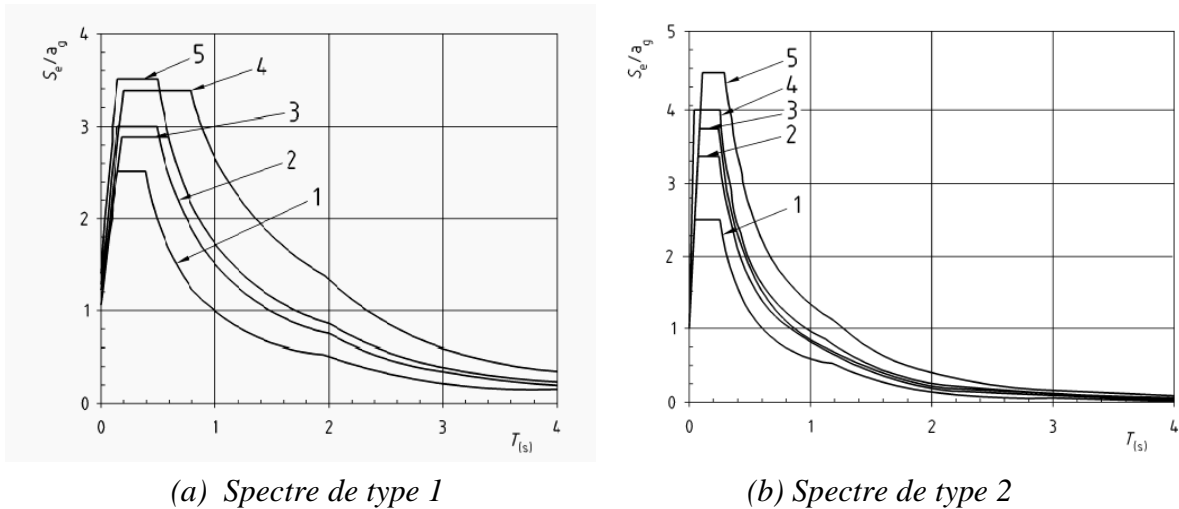


Figure (II-10) : Spectres de calcul de l'Eurocode 8 pour les séismes de type 1 et 2.

◆ Le coefficient q appelé coefficient de comportement est un paramètre qui dépend du type de structure résistante il traduit la capacité de la structure à se déformer plastiquement sans perte de résistance et il intervient comme réducteur du spectre élastique $S_e(T)$ lors de la définition du spectre de calcul $S_d(T)$. La réduction est comprise entre 1,5 pour les structures peu dissipatives et 6 pour les structures très dissipatives, enfin ce facteur permet de tenir compte de la capacité de déformation plastique d'une structure tout en effectuant une analyse purement élastique sous un spectre $S_d(T)$.

II.2.4.3) Règlements américains:

Les règlements américains comportent l'UBC (Uniform building code), et l'IBC (international building code), ce dernier a été développé à partir du programme national de recherche du risque sismique (NEHRP) de 1997, en vue d'apporter une uniformité au code national du bâtiment des Etats-Unis. Dans cette étude nous allons nous intéresser seulement à l'UBC.

a) UBC (Uniform Building Code) : [12,17,31]

L'UBC reconnaît l'importance des effets locaux de site et le concept de « facteur de site » fut introduit dans la procédure de calcul de la force sismique latérale dans l'édition de 1976.

En ce temps, le facteur de résonance sol-structure S faisait partie de l'équation de l'effort tranchant à la base, la valeur de ce coefficient S dépend du rapport T/T_S , où T est la période fondamentale de la structure et T_S période caractéristique du site. Dans l'édition de 1985, une deuxième méthode de détermination du coefficient S fut introduite, cette méthode ne dépendait pas du rapport T/T_S , au lieu de cela, le code a défini trois types de sols $S1, S2, S3$ et les valeurs du coefficient S pour ces trois types sont respectivement : 1, 1.2, 1.5, puis suite au séisme de Mexico, un quatrième type de sol $S4$ fut introduit avec un coefficient S valant 2.

La version UBC 97 a connu des modifications importantes par rapport aux versions antérieures, la différence importante est que l'UBC soit considéré comme règlement basé sur la résistance et ce à travers la version de 1994.

L'UBC 97 a essayé d'introduire une nouvelle compréhension de l'amplification du mouvement du sol et de tenir compte des effets de source proche, il contient un nombre important de changements concernant la conception des structures, il a incorporé des facteurs tenant compte des effets de source proche (N_a et N_v) pour les longues et courtes périodes respectivement dans la zone sismique 4, cette modification est destinée à reconnaître l'amplification du mouvement du sol qui s'opère à des distances proches de la source. Ceci se justifie par le fait que l'enregistrement de mouvements forts dans les récents tremblements de terre puissants tels que Northridge en 1994 et Kobé en 1995, avait montré que le mouvement du sol est significativement important à proximité de la source du séisme.

Ce code a été développé à partir de leçons tirées des tremblements de terre récents et d'avancées réalisées en matière de recherche dans d'autres domaines, il était destiné à fournir une parité avec les exigences précédentes exception faite des bâtiments ayant de longues périodes en champ proche ainsi que les systèmes structuraux avec une faible redondance .

b) Spectre de réponse de l'UBC 97 : [31]

L'UBC 97 considère les expressions suivantes du spectre de réponse de calcul et est représenté sur la figure (II-11) :

$$S_d = \begin{cases} C_a + \frac{1,5C_a T}{T_B} & T \leq T_B \\ 2,5C_a \frac{\gamma_l}{R} & T_B \leq T \leq T_C \\ C_v \frac{\gamma_l}{R} & T \geq T_C \end{cases} \quad (2.14)$$

Avec :

C_a et C_v sont les coefficients sismiques et les paramètres T_B et T_C sont définis par les formules : $T_C = \frac{C_v}{2,5C_a}$ et $T_B = 0,2T_C$.

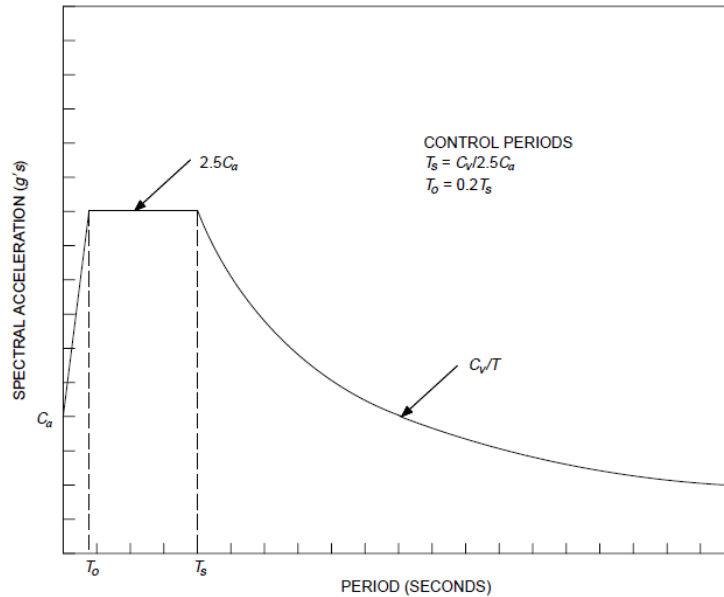


Figure (II-11) : spectre de réponse de l'UBC 97

c) Définition des paramètres du spectre de réponse :

- ◆ L'UBC 97 distingue six types de sols *SA*, *SB*, *SC*, *SD*, *SE* et *SF*, le tableau (A-3) de l'annexe donne ces différents types de sols ainsi que les vitesses de propagation des ondes de cisaillement pour les 30 mètres supérieurs.
- ◆ Les coefficients sismiques C_a et C_v sont donnés dans les tableaux (A-4) et (A-5) de l'annexe, ils sont fonction du type de sol et du facteur de zone sismique.
- ◆ R : coefficient de comportement, il est fonction du type de contreventement de la structure.

CHAPITRE III

METHODES DE CALCUL SISMIQUE

III.1) INTRODUCTION :

La littérature est riche en méthodes d'études sismiques de structures de génie civil : spectrale, transitoire, statique, linéaire, non linéaire.

Afin de réaliser le meilleur choix parmi elles, plusieurs critères entrent en compte ; le plus important concerne leur domaine de validité. Face aux structures régulières dont le comportement ne présente pas de singularité particulière, les méthodes les plus simples peuvent convenir, surtout s'il s'agit de la conception du neuf. Pour la réévaluation des bâtis existants et la conception de structures plus complexes, les méthodes simplifiées ne sont pas applicables. Dans ces cas il est plus prudent de recourir à des simulations complètes par la méthode des éléments finis, avec l'emploi d'algorithmes de résolution dynamique transitoires. En présence de non-linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique. Ces non-linéarités peuvent être liées au comportement des matériaux (fissuration et écrasement du béton, plastification des armatures, liaison acier-béton, amortissement, frottement, ...), ou géométrique (flambement, effet P- Δ , choc et collement ou contact unilatéral, câble, ...). Pour d'autres situations où il est intéressant d'évaluer au plus juste les marges de sécurité, il est également intéressant d'employer des méthodes plus complètes permettant de prendre en compte les diverses sources possibles d'atténuation des efforts sismiques. Pour simplifier l'analyse des différentes méthodes on peut les réunir sous deux catégories : les méthodes simplifiées, et les méthodes complètes.

Les méthodes simplifiées sont celles qui sont généralement pratiquées par les ingénieurs pour la conception des ouvrages réguliers. Plus on s'écarte des cas courants, avec des configurations architecturales irrégulières ou en présence de phénomènes non linéaires (matériau et/ou géométrique) moins ces méthodes sont applicables. Toutes ces méthodes visent à tenir compte des deux composants importants des études sismiques : le caractère aléatoire des séismes, et le comportement dissipatif des matériaux. Grâce à la généralisation des moyens informatiques, la recherche dans le domaine de la modélisation numérique a progressé de manière significative avec le développement d'une multitude d'algorithmes et de lois de comportement pour les matériaux. Le coût de ce type d'analyse n'est plus un frein à son utilisation pour des études courantes de conception et d'expertise de l'existant. Reste cependant le pré requis nécessaire à la maîtrise des outils numériques et des méthodologies d'étude par simulations dynamiques linéaires et non linéaires.

Enfin, la méthode d'analyse la plus adaptée ou la plus efficace dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non-linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée. [9, 28, 29,7]

III.2) Etat de l'art des méthodes de calcul :

Effectuer l'analyse sismique d'une structure consiste à calculer sa réponse à la sollicitation sismique imposée, décrite par un accélérogramme ou par un spectre de réponse d'oscillateurs.

La réponse est donnée sous forme de déplacement, contraintes, efforts dont les valeurs maximales combinées aux valeurs nominales ou éventuellement accidentelles, sont comparées aux valeurs limites.

Plusieurs méthodes de conception sismiques basées sur la théorie dynamique peuvent être définies :

- la méthode dynamique pas à pas (analyse temporelle)
- la méthode dynamique par recombinaison modale
- la méthode modale par spectre d'oscillateurs.

III.2.1) Méthode dynamique pas à pas (analyse temporelle) :

Il s'agit de loin de la méthode la plus lourde de mise en œuvre ; en contrepartie, c'est la méthode la plus générale. Elle consiste à intégrer pas à pas dans le temps les équations du mouvement. Symboliquement, la vitesse et le déplacement à l'instant t étant connus, le problème consiste à calculer le nouvel état d'équilibre à l'instant $t+\Delta t$.

L'analyse temporelle est applicable à tout type de comportement de la structure, qu'il soit linéaire ou non-linéaire, dans ce dernier cas, il peut être nécessaire de reformer la matrice de rigidité du système à chaque pas de temps.

L'application de cette méthode nécessite que la sollicitation soit décrite complètement au cours du temps, soit l'accélérogramme imposé, soit ce qui est équivalent, le déplacement. Cet accélérogramme est soit donné, soit calculé à partir des spectres d'oscillateurs, dans ce dernier cas, on cherche en général la réponse de la structure à un séisme moyen et non pas à un séisme particulier ; la méthode la plus simple pour réaliser cette moyenne consiste à utiliser différents signaux dont la moyenne des spectres correspond aux spectres donnés et à faire la moyenne des résultats obtenus. [20]

- **Notion de spectre de plancher :**

La méthode d'analyse dans le temps permet de calculer à tout instant le déplacement relatif d'un nœud quelconque d'une structure ; on en déduit la valeur de l'accélération absolue de ce nœud dans une direction donnée. L'accélérogramme ainsi obtenu permet de calculer un « *spectre de plancher* » qui représente la réponse d'un oscillateur simple lié au nœud considéré de la structure.

a) Avantages de la méthode :

- Le calcul exact des réponses, et en particulier des variables différentielles (comme les pressions) ou des variables non linéaires telles que les contraintes de Von Mises.
- Le calcul de champs à différents instants : ceci est utile par exemple pour les études de flambage.
- le calcul exact des maximums des réponses et des temps où ils apparaissent.
- la possibilité de généraliser la méthode à l'étude de comportements non linéaires (prise en compte de chocs, de glissement, de plastification ...)
- La connaissance des mouvements au cours du temps en tout point, qui peut donc servir pour faire l'analyse de matériel ou de composants légers. Ces mouvements seront imposés au matériel et leurs spectres sont appelés spectres de plancher.

b) Inconvénients de la méthode :

- Un calcul assez coûteux en temps de calcul si le nombre de points en temps est trop grand. Il faut donc choisir un pas qui donne des résultats corrects sans nécessiter trop de calculs sur la durée du séisme (pour un séisme de 10 secondes, si l'on veut représenter correctement les fréquences jusqu'à 10 Hz, il faut prendre un pas inférieur à $2,5 \cdot 10^{-2}$ secondes (4 points par période), ce qui conduit à 400 points de calcul ou plus).
- la nécessité de traiter un grand nombre d'informations pour calculer les maximums, les moyennes ...
- la nécessité de déterminer les signaux synthétiques.

III.2.2) Méthode dynamique par recombinaison modale :

La méthode la plus commune et la plus efficace pour l'analyse sismique des structures linéaires est la méthode de recombinaison modale.

Cette méthode consiste, une structure étant définie, à chercher à exprimer sa réponse dans la base des modes propres, l'avantage majeur réside dans le découplage des équations du mouvement, ce qui permet de ramener l'étude d'un système à N degrés de liberté à celle de n oscillateurs simples. La solution numérique de ces équations se fait en un temps considérablement réduit.

Il a été montré que les mouvements sismiques excitent seulement les fréquences les plus basses de la structure. Typiquement, les accélérations au sol lors du tremblement de terre sont enregistrées aux incréments de 200 points par seconde. Par conséquent, les données de base du chargement ne contiennent pas l'information à plus de 50 cycles par seconde, donc en négligeant les fréquences les plus élevées et les formes des modes du système n'induit pas normalement en erreurs.

La schématisation d'une structure réelle par un oscillateur simple, ne permet d'aborder valablement qu'un nombre réduit d'ouvrages, du type masse concentrée sur un support négligeable, pour une approche réaliste, l'étude du comportement dynamique des structures doit être élargie aux systèmes à plusieurs degrés de liberté.

En effet, il est possible d'interpréter le mouvement global d'une structure soumise à un chargement dynamique quelconque comme une combinaison des n déformées des modes de vibrations. [10,28]

III.2.2.a) Principe de la méthode :

L'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F(t) = -M\ddot{u}_s \quad (3.1)$$

Et sa solution s'écrit sous la forme :

$$U = \sum_{i=1}^n \Phi_i Y_i(t) \quad (3.2)$$

Où :

Φ_i est un vecteur modal normalisé et $Y_i(t)$ est une fonction du temps représentant la variation temporelle du mouvement.

Les vecteurs modaux satisfont le système suivant :

$$[K - \omega_i^2 M] \Phi_i = 0 \quad (3.3)$$

En remplaçant (3.2) dans (3.1), nous aurons :

$$M \sum \ddot{y}_i(t) \Phi_i + C \sum \dot{y}_i(t) \Phi_i + K \sum y_i(t) \Phi_i = -M \ddot{u}_s \quad (3.4)$$

En multipliant l'équation (3.4) par Φ_i^T qui est le transposé de Φ_i , nous obtenons :

$$\Phi_i^T M \Phi_i \ddot{y}_i(t) + \Phi_i^T C \Phi_i \dot{y}_i(t) + \Phi_i^T K \Phi_i y_i(t) = -\Phi_i^T M \ddot{u}_s \quad (3.5)$$

L'orthogonalité des modes conduit à :

$$\begin{cases} \Phi_j^T M \Phi_i = \Phi_j^T K \Phi_i = \Phi_j^T C \Phi_i = 0 & \text{si } i \neq j \\ \Phi_i^T K \Phi_i = \omega_i^2 \Phi_i^T M \Phi_i = \omega_i^2 m_i \\ \Phi_i^T C \Phi_i = 2 \xi_i \omega_i m_i \\ -\Phi_i^T M = F_i \end{cases} \quad (3.6)$$

Ce qui conduit à :

$$\ddot{y}_i(t) + 2 \xi_i \omega_i m_i \dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = \frac{F_i}{m_i} \ddot{u}_s \quad (3.7)$$

La solution de l'équation (3.7) est donnée par l'intégrale de Duhamel :

$$y_i(t) = \frac{F_i}{m_i \omega_{Di}} \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_{Di} (t-\tau)] d\tau \quad (3.8)$$

Avec :

$$\omega_{Di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (3.9)$$

La solution générale est alors donnée par l'équation (3.2).

◆ Matrice d'amortissement :

Lorsque les équations du mouvement sont découplées, il a été supposé que les vecteurs modaux possédaient la propriété d'orthogonalité vis-à-vis de la matrice d'amortissement.

En général, la structure de la matrice d'amortissement n'est pas connue et quasiment impossible à déterminer, seule la valeur du pourcentage d'amortissement critique ξ_i associée à un mode donné peut être mesurée.

La propriété d'orthogonalité est vérifiée lorsque la matrice d'amortissement est une combinaison linéaire des matrices masse et rigidité, et cet amortissement est appelé amortissement de *Rayleigh*.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.10)$$

Le pourcentage d'amortissement critique est alors donné par :

$$\xi = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right] \quad (3.11)$$

◆ La pratique de l'analyse des structures montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer tous les modes propres d'une structure, opération qui est longue dans le cas de structures à grand nombre de degrés de liberté ; en effet, la contribution des modes à la réponse globale est plus importante pour les premiers modes et tend à décroître avec les modes d'ordre plus élevé, donc le nombre de modes à prendre en compte est un paramètre important dans ce type de méthode.

Généralement on retient comme critère de choix du nombre de modes, un critère de « cumul de masse modale ». La masse modale associée à un mode donné est définie par :

$$m_i^* = \frac{p_i^2}{m_i} \quad (3.12)$$

On retient un nombre de modes N tel que :

$$\sum_{i=1}^N m_i^* \cong \alpha M \quad (3.13)$$

Il faut que la somme des masses modales soit égale au total des masses actives dans la direction étudiée. L'obtention d'une somme de masses modales d'au moins 90% de la masse totale est une vérification particulièrement efficace pour éviter de négliger un mode important.

Si à la fréquence de coupure (33Hz ou 25Hz), le critère donné par l'équation (3.13) n'est pas satisfait, on doit prendre en compte les modes négligés, appelés aussi modes résiduels ou « pseudo-modes ».

Le pseudo-mode correspond au défaut de masse dont la réponse est calculée par application statique de l'accélération maximale de sol, c'est-à-dire l'accélération de calage du spectre au droit de la fréquence de coupure, et alors la contribution de ce pseudo-mode est ajoutée à celle des autres modes.

En résumé, l'analyse modale comporte les étapes suivantes :

- Schématisation de la structure ; détermination des matrices K et M.
- Calcul des fréquences propres et des modes propres.
- Calcul du chargement généralisé F_i associé à chaque mode.
- Détermination de la solution réponse de chaque mode à l'aide de l'intégrale de Duhamel.
- Calcul de la réponse globale en termes de déplacement, en retenant un nombre de modes significatif respectant le critère (3.13).

- **Avantages de la méthode :**
 - Le calcul exact des réponses au cours du temps (valeurs maximales).
 - La connaissance des réponses et donc le calcul des spectres de plancher.
- **Inconvénients de la méthode :**
 - La limitation au comportement linéaire des matériaux.
 - La nécessité de calculer les signaux synthétiques.

III.2.3) Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode de superposition modale spectrale qui est limitée à l'analyse linéaire élastique, désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Comme la méthode dynamique par recombinaison modale, elle consiste à utiliser la décomposition sur la base modale et elle est caractérisée par :

- La sollicitation est décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

Lorsque l'on ne s'intéresse qu'aux maxima de la réponse d'une structure, il n'est pas nécessaire de calculer l'intégrale de Duhamel. En effet, l'expression sous le signe intégrale ne fait intervenir que la sollicitation $\ddot{u}_s(t)$, la période propre et l'amortissement de la structure. La valeur maximale de l'intégrale est donnée alors par le spectre de réponse de la sollicitation $\ddot{u}_s(t)$.

La méthode modale spectrale comporte les étapes suivantes :

- Recherche des modes propres.
- Sélection des modes utiles et prise en compte éventuellement du pseudo-mode.
- Combinaison des réponses modales.
- Cumul des effets des composantes du mouvement sismique.

Supposons que pour la sollicitation $\ddot{u}_s(t)$ on dispose du spectre de réponse en pseudo-accélération.

Pour un mode donné de pulsation ω_i et d'amortissement ξ_i , il est possible de lire sur le spectre de réponse le maximum de la pseudo-accélération, soit $y_i(t)_{max}$.

En multipliant cette valeur par le facteur de participation modale :

$$\alpha_i = \frac{F_i}{m_i} \quad (3.14)$$

On obtient la réponse maximale du mode. Si par exemple on s'intéresse aux efforts, les maxima de ceux-ci sont donnés pour le mode i par :

$$F_{imax} = \alpha_i y_{imax} M \Phi_i \quad (3.15)$$

Une telle relation peut être obtenue pour toute variable d'intérêt : déplacement, accélération, effort, contrainte,...

III.2.3.a) Combinaisons des réponses modales :

Les réponses modales (déplacements et efforts maximaux) calculées pour les différents modes retenus sont combinées de façon à reconstituer l'ensemble des effets du séisme réel.

Différentes méthodes peuvent être adoptées pour effectuer la combinaison des réponses pour une direction sismique donnée.

- *Combinaison arithmétique :*

Les différentes réponses modales passent toutes par leur valeur maximale, au même instant, et avec le signe le plus défavorable pour le dimensionnement : c'est la probabilité pour qu'elles atteignent simultanément leur amplitude maximale.

On serait ainsi amené à effectuer une addition pure et simple, dans le sens le plus défavorable des diverses composantes modales.

Sauf cas très particulier où un mode serait largement prédominant, une telle méthode est en fait impraticable car elle conduirait à des surdimensionnements très importants et pour une bonne part, injustifiés.

- *Combinaison quadratique (SRSS) :*

Les différents modes n'atteignant pas leur maximum au même instant, il serait pessimiste de faire l'hypothèse que la sollicitation maximale d'une structure soit égale à la somme des valeurs absolues des sollicitations sous chaque mode.

Si l'on postule l'absence de corrélation entre les différentes réponses modales, on suppose alors que ces réponses sont statistiquement indépendantes. Dans ces conditions, le maximum probable d'une réponse de la structure est la racine carrée de la somme des carrés des réponses correspondant aux différents modes :

$$X = \sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (3.16)$$

Cette méthode n'est valable que si deux modes consécutifs ont de fréquences suffisamment séparées ($\pm 10\%$). Dans le cas contraire, il convient d'additionner les valeurs absolues avant de combiner quadratiquement le résultat avec les réponses sur les autres modes:

$$X = \sqrt{(|x_1| + |x_2|)^2 + \sum_{i=3}^n x_i^2} \quad (3.17)$$

- *Combinaison quadratique complète (CQC) :*

Cette combinaison a été introduite en 1981, elle est basée sur la théorie des vibrations aléatoires, et a été largement acceptée par les ingénieurs, elle a également été incorporée dans la plupart des logiciels modernes d'analyse sismique.

Les réponses modales sont combinées en considérant systématiquement une corrélation entre deux réponses en fonction de l'écart existant entre les deux fréquences propres associées à ces réponses :

$$X = \sqrt{\sum_{i,j=1}^n \alpha_{i,j} x_i x_j} \quad (3.18)$$

$\alpha_{i,j}$ est égal à 1 pour $i=j$, et décroît rapidement lorsque le rapport ω_i/ω_j augmente à partir de 1 ; en prenant le même coefficient d'amortissement réduit pour tous les modes, on peut tracer $\alpha_{i,j}$ en fonction de ω_i/ω_j .

La combinaison quadratique habituelle n'est qu'un cas particulier de la CQC.

III.2.3.b) Avantages de la méthode :

- La simplicité de mise en œuvre.
- Son coût est assez réduit.
- Ne nécessitant que le spectre de réponse comme donnée.
- Obtention de la réponse d'une structure soumise à différents types de sollicitations.

III.2.3.c) Inconvénients de la méthode :

- L'approximation du calcul des maximums.
- le manque d'information sur des champs à différents instants.
- le manque d'information sur la variation temporelle des réponses ce qui nécessite, pour l'estimation des spectres de planchers, de développer des méthodes spécifiques.
- la limitation à l'analyse linéaire.
- La quasi – nécessité de faire un calcul d'effet de troncature ; il faut le considérer comme indispensable si la somme des masses modales ne représente pas 90% de la masse totale.

III.2.4) Méthode d'analyse en poussée progressive (Push-over) :

C'est la méthode la plus en vogue, elle est largement répandue à travers le monde où elle est admise par un certain nombre de règlements parasismiques. Par comparaison avec la méthode

modale, elle permet de mieux tenir compte des non-linéarités des matériaux, ainsi que ses effets de réduction sur le chargement sismique. Pour son application il faut disposer d'un modèle capable de fournir la courbe de comportement non linéaire de la structure sous un chargement statique équivalent. C'est généralement grâce à un modèle aux éléments finis de la structure et un algorithme de calcul non linéaire associé à une ou plusieurs lois de comportement qu'on parvient à obtenir cette courbe. Puis on détermine le point de fonctionnement de l'ensemble structure séisme.

Cette méthode est certainement plus évoluée que la méthode modale, où la ductilité de la structure intervient de manière couplée dans l'estimation de l'accélération sismique. Mais elle souffre des mêmes limitations concernant la régularité et de recombinaison des réponses modales de la structure. Par ailleurs sa mise en œuvre nécessite un certain savoir-faire, sans oublier qu'elle peut ne pas produire de résultat si la méthode itérative de recherche du point de fonctionnement échoue. [9]

III.3) Méthodes de calcul réglementaires :

Deux méthodes sont utilisées généralement pour déterminer les forces sismiques : la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale qui a été exposée précédemment.

Le calcul statique équivalent peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte, les masses modales négligées étant reportées sur ce mode.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques, et à une parabole pour les structures à voiles.

III.3.a) Calcul selon RPA99/2003:

◆ Principe de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Ces forces sont calculées à partir de formules empiriques qui ont été développées pour représenter d'une manière adéquate le comportement dynamique des structures appelées « structures régulières ».

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement

suyvant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. En général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

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

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

La méthode statique équivalente ne peut être appliquée que si la structure à étudier satisfait certaines conditions :

➤ Le bâtiment ou bloc étudié satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III (paragraphe 3.5 du RPA) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

➤ Le bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant outre les conditions de hauteur énoncées précédemment d'autres conditions citées au paragraphe 4.1.2 du RPA99/2003.

Les structures régulières ont une distribution raisonnable et uniforme de la masse et de la rigidité et la méthode statique équivalente est la mieux adaptée pour l'étude de ce type de structures.

Les structures irrégulières ne vérifient pas les conditions d'application de la méthode statique équivalente, dans ce cas une analyse dynamique modale est nécessaire pour déterminer les forces sismiques.

♦ **Calcul de la force sismique totale :**

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \tag{3.19}$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone selon la zone sismique et le groupe d'usage de la structure, donné par le tableau 4.1 (page 26 du RPA99/2003).

D : coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (3.20)$$

T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

η : Facteur de correction d'amortissement (lorsque l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi} \geq 0,7 \quad (3.21)$$

ξ : Facteur d'amortissement critique (tableau 4.2).

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).

Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad : W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (3.22)$$

Où :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5).

◆ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V, doit être distribuée sur toute la hauteur de la structure selon la formule :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (3.23)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle est déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 T V \quad (3.24)$$

Où T est la période fondamentale de la structure.

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n h_j} \quad (3.25)$$

Où :

F_i est l'effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j .

◆ **Distribution horizontale des forces sismiques :**

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

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (3.26)$$

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

III.3.b) Calcul selon l'Eurocode 8 :

Appelée « méthode d'analyse par forces latérales », elle peut être appliquée aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale, et les critères de régularité en plan et en élévation doivent être remplis (paragraphe 4.2.3.2 et 4.2.3.3 de l'EN 1998)

◆ **Effort tranchant à la base de la structure :**

L'effort tranchant sismique à la base F_b , doit être déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé, au moyen de l'expression suivante :

$$F_b = S_d(T_1). m. \lambda \quad (3.27)$$

Où :

$S_d(T_1)$ est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1 .

T_1 est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

m est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide.

λ est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à : $k = 0,85$ si $T1 \leq 2 TC$ et si le bâtiment a plus de deux étages, autrement $\lambda = 1$.

◆ **Distribution des forces sismiques horizontales :**

1) Les modes fondamentaux dans les directions d'analyse horizontales du bâtiment peuvent être calculés à l'aide de méthodes de dynamique des structures ou peuvent être déterminés approximativement en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur du bâtiment.

2) Les effets de l'action sismique doivent être déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales F_i à tous les étages.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (3.28)$$

Où :

F_i est la force horizontale agissant au niveau i .

F_b est l'effort tranchant à la base obtenu par la relation (3.27)

s_i, s_j sont les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental.

m_i, m_j sont les masses des niveaux.

• Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur, les forces horizontales F_i doivent être prises comme données par l'expression :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j} \quad (3.29)$$

z_i, z_j sont les hauteurs des masses m_i, m_j au-dessus du niveau d'application de l'action sismique.

III.3.c) Calcul selon l'UBC 97 :

L'UBC 97 préconise l'utilisation de la méthode statique équivalente dans le cas de structures régulières de hauteur inférieure à 74m et des structures irrégulières de 20m de hauteur au plus, dans le cas contraire (structure régulière de hauteur supérieure à 74m et structure irrégulière de hauteur supérieure à 20m), une analyse dynamique est requise ainsi que pour des structures fondées sur un sol de type S_F et ayant des périodes propres supérieures à 0,7 s.

L'effort tranchant sismique à la base dans une direction donnée est défini par la formule suivante :

$$V = \frac{C_v I}{RT} W \quad (3.30)$$

Avec :

I : Facteur d'importance sismique.

W : poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

C_v : Coefficient sismique dépendant de la catégorie de site et de la zone sismique.

T : Période propre de la structure dans la direction considérée.

L'effort sismique donné par l'équation (3.30) ne doit pas être supérieur à :

$$V = \frac{2,5C_a I}{RT} W \quad (3.31)$$

Et ne doit pas être inférieur à :

$$V = 0,11C_a IW \quad (3.32)$$

Où C_a est un coefficient sismique dépendant des conditions de site et de la zone sismique.

- Dans le cas de la zone sismique 4 (zone de forte sismicité), l'effort sismique doit être supérieur à :

$$V = \frac{0,8ZN_v I}{RT} W \quad (3.33)$$

Où Z est le facteur de zone sismique et N_v est un facteur de source proche qui dépend de la proximité et de l'activité des failles près de la structure, ce facteur est également utilisé pour déterminer le coefficient sismique C_v pour les structures situées en zone 4. [17]

CHAPITRE IV

DESCRIPTION DES OUVRAGES ETUDIÉS ET ANALYSE MODALE

IV.1) INTRODUCTION :

L'analyse dynamique des structures est relativement complexe, d'où la nécessité de créer des modèles de calcul représentant l'ouvrage. Ces modèles sont introduits ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

Le modèle doit tenir compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments de la structure de telle sorte que toutes les déformées significatives et les forces d'inertie soient représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées. Il doit tenir compte de la contribution des assemblages à la déformabilité du bâtiment, par exemple, aux extrémités des poutres ou des poteaux des ossatures, ainsi que des éléments non structuraux qui influencent la réponse du système structural primaire.

La modélisation d'une structure permet des simplifications importantes représentant une approximation suffisante, d'un point de vue pratique, de la solution exacte du problème et cela peut se faire par plusieurs méthodes.

a) Modélisation par éléments finis :

La modélisation par éléments finis est applicable à tous types de structures : structures en treillis, structures en état de contraintes planes et les corps tridimensionnels de forme quelconque. A la base de cette modélisation se trouve le principe de discrétisation ; donc avant toute application, le modèle à étudier doit être divisé en éléments et chaque élément est défini géométriquement par un nombre de nœuds bien déterminé qui constituent en général ses sommets.

L'analyse est limitée à un certain nombre de points (éléments) sélectionnés dans une structure dont les caractéristiques sont continûment réparties ; à l'intérieur des éléments, les inconnues varient selon des lois précises (constantes, linéaires...), [20,10]

b) Modélisation par masses concentrées :

Si la masse d'un système est répartie d'une manière continue, les déplacements et accélérations doivent être calculés en tout point, ce qui nécessite la formulation du problème par des équations aux dérivées partielles, car il faut alors prendre pour variables indépendantes à la fois le temps et la position le long de la masse, donc un système complexe à résoudre.

Si par contre la masse du système est considérée comme concentrée en un nombre de points séparés, le problème se trouve simplifié car les forces d'inertie n'existent qu'en ces points, et

dans ce cas, il n'est nécessaire de définir les déplacements et les accélérations qu'en ces points aussi.

Donc cette méthode est très utile pour les systèmes dans lesquels une grande partie de la masse est effectivement concentrée à certains emplacements, c'est le cas par exemple des bâtiments où la masse principale se situe au niveau des planchers. [7]

IV.2) Description du logiciel SAP2000 : [8]

Sap 2000 est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il comporte une interface utilisateur graphique puissante où la création, la modification du modèle, l'exécution de l'analyse, et la vérification de la conception et de la production du rendement sont toutes accomplies en utilisant cette interface.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, en utilisant les innombrables outils disponibles.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

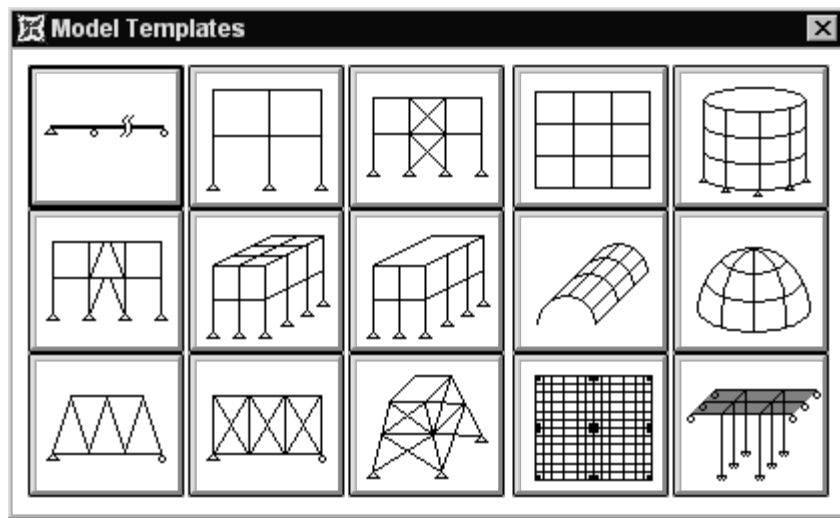


Figure (IV-1) : Bibliothèque des structures du SAP 2000

SAP 2000 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire et non linéaire.
- Analyse dynamique.
- Analyse P-Delta.

Toutes les données SAP2000, y compris les informations du modèle, résultats d'analyse, et résultats de conception, peuvent être consultées en utilisant une structure de données tabulaire. Ces données tabulaires peuvent être éditées et affichées dans l'interface, ou exportées vers un fichier de données de Microsoft Access ou Microsoft Excel, ou un simple fichier texte. Les données exportées peuvent être utilisées pour créer des rapports ou pour exécuter des calculs spécialisés. Ce logiciel offre la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, et les modes propres de vibration.

SAP 2000 permet la vérification des structures en béton armé et charpente métallique, c'est un logiciel complet qui peut être employé pour les problèmes les plus simples ou les projets les plus complexes.

IV.3) Caractéristiques des bâtiments étudiés :

Pour notre étude, nous avons choisi deux ouvrages en béton armé, le premier est un R+9 à usage de bureaux et le second est un R+4 à usage d'habitation. Ces bâtiments sont implantés à Alger classée selon le RPA99/2003 comme zone à forte sismicité (Zone III), ils sont à contreventement mixte (voiles-portiques), et sont classés réguliers selon les conditions d'application de la méthode statique équivalente citées dans le chapitre III paragraphe 3.5 du RPA99/2003. Les caractéristiques géométriques des deux ouvrages sont réunies dans le tableau suivant :

	Ouvrage 1 (R+9)	Ouvrage 2 (R+4)
Hauteur totale (m)	38,08	15,30
Hauteur du RDC (m)	4,08	3,06
Hauteur d'étage (m)	3,74	3,06
Largeur du bâtiment (m)	33,00	10,04
Longueur du bâtiment (m)	38,40	22,80

Tableau (IV-1) : caractéristiques géométriques des ouvrages

Les bâtiments ont été modélisés à l'aide du logiciel SAP2000 où les poteaux et les poutres sont modélisés avec des éléments poutres (frame), et les voiles en éléments plaque (shell). Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides, et les masses sont concentrées au nœud maître de chaque niveau et les nœuds de la base sont fixes (base encastrée).

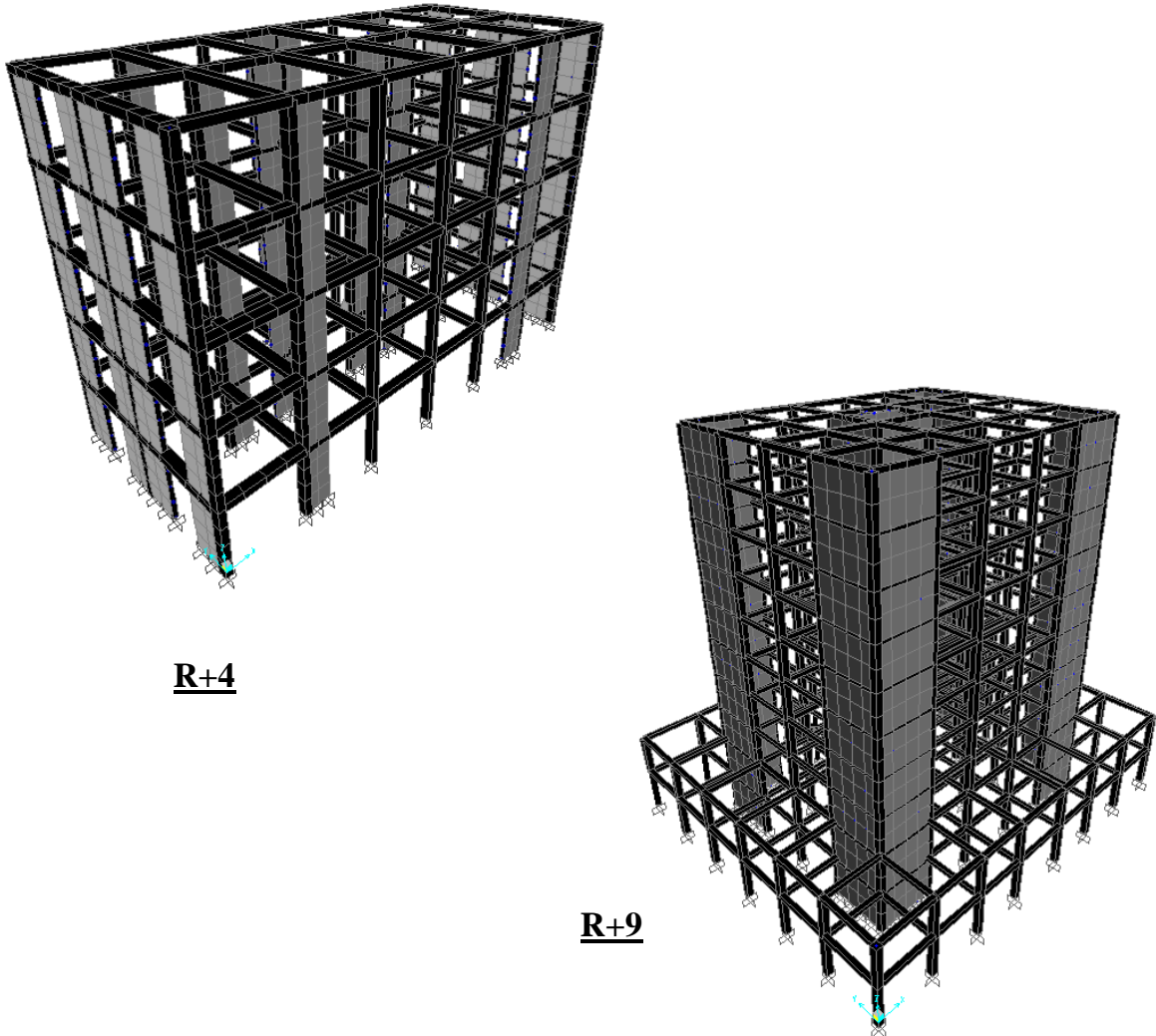


Figure (IV-2) : Vue en 3D des modèles éléments finis des bâtiments considérés.

IV.4) Analyse dynamique modale :

Après leur modélisation, les structures ont été soumises à une analyse dynamique modale pour vérifier les périodes propres et les pourcentages de participation modale, les résultats de cette analyse sont réunis dans les tableaux (IV-2 a et b).

IV. DESCRIPTION DES OUVRAGES ETUDIÉS ET ANALYSE MODALE

mode	Période	Individual mode (%)			Cumulative sum (%)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0,628774	60,757	0,002327	0	60,757	0,002327	0
2	0,612355	0,002335	61,07	0,021	60,759	61,072	0,021
3	0,470333	0,13	0,000007572	0	60,889	61,072	0,021
4	0,147303	24,469	0,0007029	0,000001151	85,359	61,073	0,021
5	0,146465	0,0006903	24,006	0,048	85,36	85,078	0,069
6	0,122867	0,024	0	0	85,384	85,078	0,069
7	0,072354	9,029	0,000001537	0	94,412	85,078	0,069
8	0,071793	0,000001322	9,076	0,014	94,412	94,155	0,084
9	0,066055	0,0006248	0	0	94,413	94,155	0,084
10	0,059162	0	0,00001094	16,588	94,413	94,155	16,672
11	0,058068	0,0001319	0	0	94,413	94,155	16,672
12	0,05733	0	0,002307	7,692	94,413	94,157	24,364

a) Résultats du R+9

mode	Période	Individual mode (%)			Cumulative sum (%)		
		Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
1	0,367176	72,323	0,241	1,28E-03	72,323	0,241	1,28E-03
2	0,324950	0,209	72,467	2,19E-06	72,532	72,708	0,00128019
3	0,228225	0,407	0,001133	1,10E-05	72,939	72,709133	0,00129122
4	0,099237	15,466	0,02	3,56E-03	88,405	72,729133	0,00485222
5	0,083931	0,026	16,337	8,95E-06	88,431	89,066133	0,00486117
6	0,057839	0,13	0,000145	3,72E-05	88,561	89,066278	0,00489839
7	0,045795	6,134	0,002326	1,83E-03	94,695	89,068604	0,00673039
8	0,038092	0,005929	6,133	1,37E-05	94,700929	95,201604	0,00674406
9	0,032693	0,0003755	8,505E-07	4,49E+00	94,7013045	95,2016049	4,49574406
10	0,029923	0,0001096	0,0003306	6,67E+00	94,7014141	95,2019355	11,1627441
11	0,028102	2,657	0,00003654	1,10E-02	97,3584141	95,201972	11,1737441
12	0,027286	0,023	1,086E-07	5,10E-02	97,3814141	95,2019721	11,2247441

b) Résultats du R+4

Tableau (IV-2) : Résumé des résultats de l'analyse modale

➤ **Analyse des résultats :**

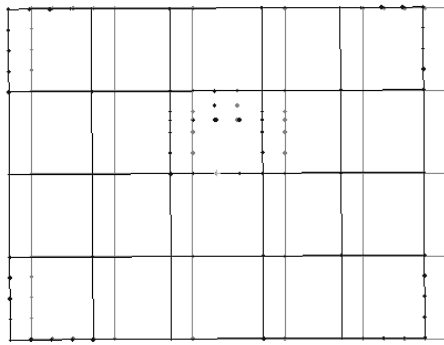
On remarque pour les deux ouvrages, que la participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ce qui donne un mode de translation suivant le sens x , et on constate que le deuxième mode est aussi un mode de translation selon le sens y , (Figure IV-3 a et b).

Le RPA99/2003 exige que les périodes calculées selon les formules empiriques [4-6 et 4-7 du RPA99/2003] majorée de 30% doivent être supérieures à celles déterminées numériquement et ce dans les deux sens, dans notre cas c'est vérifié car pour le premier ouvrage (R+9) nous avons :

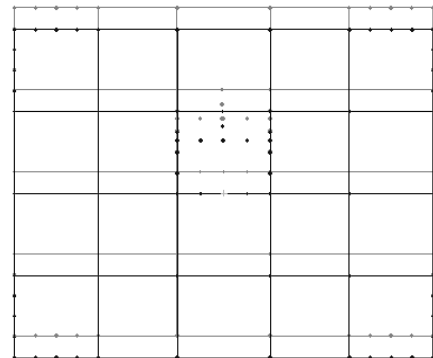
$$\begin{cases} T_x = 0,72 \text{ s} > 0,63 \text{ s} \\ T_y = 0,77 \text{ s} > 0,61 \text{ s} \end{cases} \quad (4.1)$$

Et pour le second (R+4) :

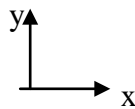
$$\begin{cases} T_x = 0,39 \text{ s} > 0,36 \text{ s} \\ T_y = 0,5 \text{ s} > 0,32 \text{ s} \end{cases} \quad (4.2)$$



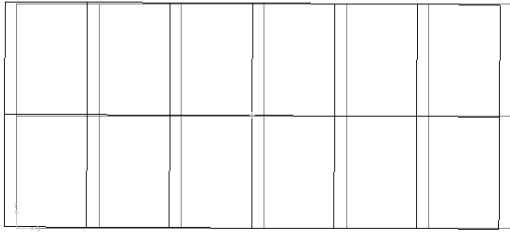
Mode 1 ; T=0,63 s



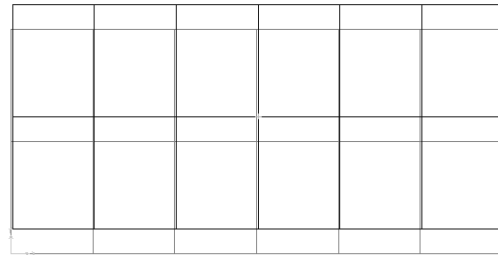
Mode 2 ; T=0,61 s



a) R+9



Mode 1 ; $T=0,37$ s



Mode 2 ; $T=0,32$ s

b) R+4

Figure (IV-3) : Les deux premiers modes des ouvrages.

D'après les résultats obtenus, nous avons pu remarquer que seuls les huit premiers modes des deux ouvrages suffisent pour avoir un pourcentage de participation supérieur à 90% dans les deux sens.

CHAPITRE V

ETUDE COMPARATIVE DES REPONSES
SISMIQUES REGLEMENTAIRES

V.1) INTRODUCTION :

La caractérisation de l'action sismique lors du calcul des structures et selon les codes parasismiques se fait en général par le spectre de calcul. Les vibrations induites par un séisme sont généralement représentées sous forme de spectres de réponse d'accélération ou de déplacement. Divers paramètres sismologiques et géophysiques affectent l'amplitude et la forme des spectres de réponse. Parmi ceux-ci, la magnitude du séisme, la distance entre la source et le site, la classification du site et le type de faille. La constante d'amortissement et la période de vibration de la structure sont d'autres paramètres affectant les spectres de réponse. La figure (V.1) donne la forme typique du spectre de calcul.

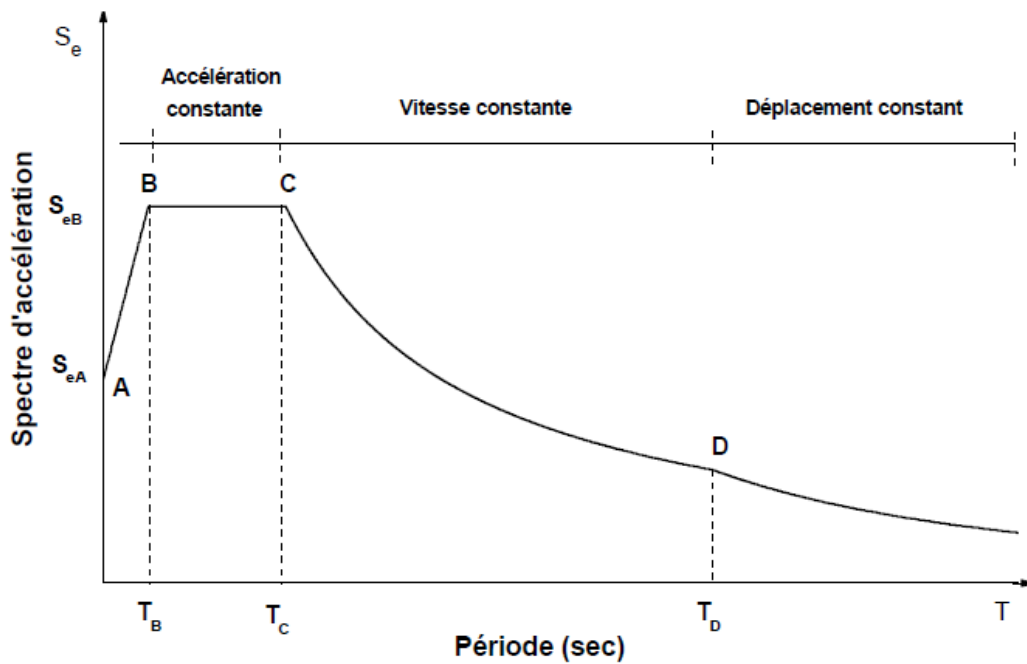


Figure (V-1) : Allure générale d'un spectre de calcul.

Les spectres de calcul des règles parasismiques Algériennes ont un rôle important dans la conception et le calcul des ouvrages vis à vis des séismes. De leurs performances à reproduire les actions sismiques effectives, dépendra le comportement des ouvrages vis à vis de ces actions.

Les codes parasismiques définissent généralement deux méthodes d'analyse sismique, il s'agit de la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale. Alors que l'utilisation de l'une ou de l'autre méthode est indépendante de l'action sismique (spectre de calcul), on remarque que les RPA 99 définissent deux spectres de calcul qui diffèrent d'un coefficient multiplicateur de 1.25. Ce coefficient, qui n'est pas défini, n'est pas un coefficient de site

puisque il est constant quelque soit le site, et majore l'action sismique dans le cas de l'utilisation de la méthode modale de 25% (Figure V-2). Il est utile de souligner que les codes EC8 et UBC97 ne font pas référence à ce coefficient. Les objectifs de ce chapitre sont, d'une part étudier les effets de ce coefficient sur les réponses sismiques des deux structures en utilisant les deux méthodes d'analyse selon les RPA99, et d'autre part comparer les résultats obtenus selon les codes RPA99, Eurocode8 et UBC97.

Le spectre de calcul associé à la méthode modale des RPA99, sans le coefficient 1,25, est défini comme suit :

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

Dans la suite de l'étude, le spectre avec le coefficient 1,25 est noté « modale » et le spectre sans 1,25 est noté « modale/1,25 ».

Les paramètres de la réponse dynamique des structures considérés pour le besoin de l'étude comparative sont :

- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements d'étages.

V.2) Etude des spectres élastiques

V.2.a) Comparaison des spectres de calcul du règlement parasismique algérien :

Nous avons tracé les spectres élastiques du RPA99/2003, associés à la méthode statique équivalente et à la méthode modale (modale et modale/1,25) et ce pour les 4 types de sols définis par le RPA et pour un amortissement de 5% (figure V-2).

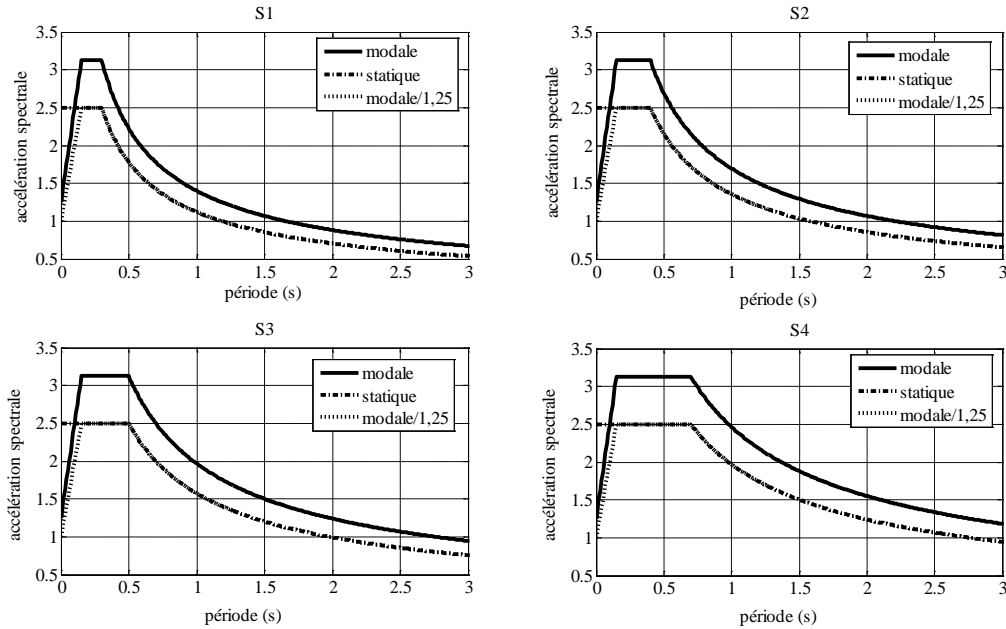


Figure (V-2) : Spectres élastiques d'accélération du RPA des 4 sites.

La figure précédente montre que pour les 4 types de sol, chacun des 3 spectres présente un palier à accélération constante qui s'élargit avec l'augmentation de la déformabilité du sol. Le spectre associé à la méthode modale donne des accélérations spectrales plus importantes de 25% comparées au spectre associé à la statique équivalente. En supprimant le coefficient 1,25, les deux spectres sont globalement confondus.

V.2.b) Comparaison des spectres du RPA avec les spectres élastiques européen (UBC97) et américain (Eurocode 8)

La comparaison entre les spectres élastiques de l'Eurocode 8 et de l'UBC 97 avec les spectres RPA99 est faite pour le rocher (figure V-3). Ce choix est justifié par le fait que l'EC8 et l'UBC 97 intègrent des coefficients de site ce qui n'est pas le cas pour les RPA99.

Des courbes tracées il ressort que les amplitudes maximales des paliers des spectres normalisés de l'EC8, de l'UBC97, des RPA99-Statique équivalente et des RPA99-Modale spectrale (sans 1.25) sont égales

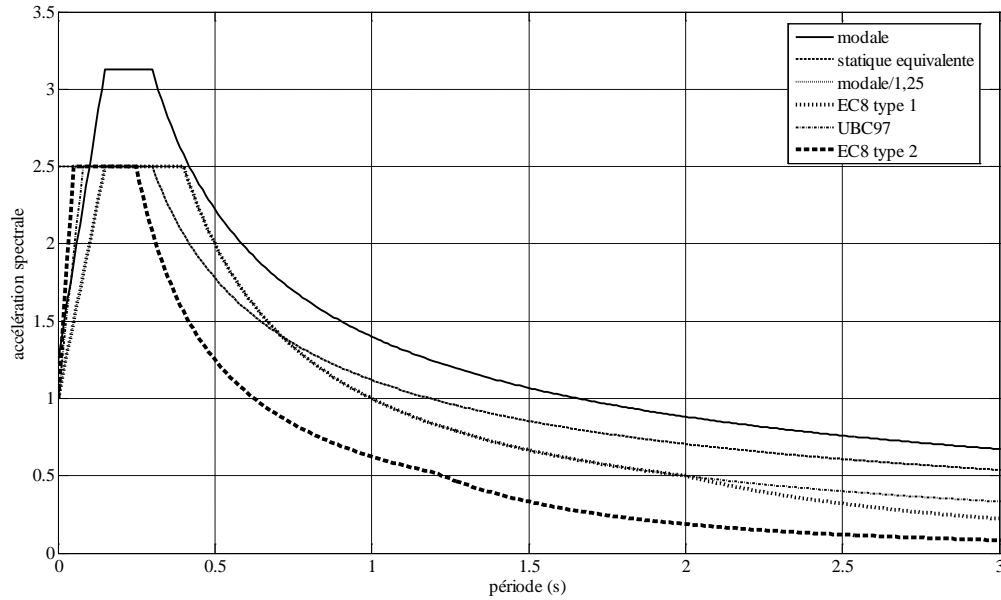


Figure (V-3) : Spectres élastiques au rocher des différents règlements parasismiques.

La figure (V-3) montre également une surestimation des accélérations spectrales par le spectre associé à la méthode modale de 25% comparé à l'UBC 97, l'EC8, et la méthode statique équivalente. Les courbes tracées mettent en évidence d'autres différences importantes telles que la forme spectrale, le contenu fréquentiel, et la prise en compte du champ proche et du champ lointain (EC8). Pour les autres types de sol, en plus de ces différences, il faut ajouter les coefficients de site qui sont définis dans l'EC8 et l'UBC97.

V.3) Définition des différents cas de chargements sismiques :

Dans le but de faire une étude comparative des réponses des structures, ces dernières ont été soumises aux chargements sismiques définis par les spectres de réponse suivants :

- Spectres de réponse d'accélération « modale » (sols : S1-S2-S3-S4).
- Spectres de réponse d'accélération « modale/1.25 » (sols : S1-S2-S3-S4).
- La méthode statique équivalente « statique » (S1-S2-S3-S4).
- Spectre de réponse d'accélération de l'Eurocode 8 type 1 et type 2 (sols : A-B-C-D).
- Spectre de réponse d'accélération de l'UBC97 (sols : SB-SC-SD-SE).

Les spectres de calcul anélastique sont obtenus en divisant les spectres élastiques par le coefficient de comportement. Dans notre cas, et pour les structures considérées, il est pris égal à 5 pour le RPA, 5,5 pour l'UBC et 3,9 pour l'EC8. L'implantation des deux bâtiments étant dans la zone III, l'accélération maximale recommandée par le RPA est de 0,25 g.

V.3.a) Paramètres pris en compte dans la définition des spectres des différents

codes :

◆ **RPA 99/2003 :**

Pour pouvoir appliquer la méthode statique équivalente, le bâtiment étudié doit satisfaire les conditions de régularité en plan et en élévation citées dans le RPA99/2003 (paragraphe 3.5), et dans notre cas c'est vérifié pour les deux ouvrages.

- L'accélération est représentée par le coefficient d'accélération de zone « A » qui est fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment :
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone III $\Rightarrow A=0,25$. *(RPA99/2003, tableau 4.1)*
- Le coefficient de comportement de la structure « R », dépend du système de contreventement, pour notre étude, les deux ouvrages ont un contreventement mixte portiques/voiles avec interaction, donc la valeur de R est de 5. *(RPA99/2003, tableau 4.3)*
- Le facteur de qualité « Q », est fonction des qualités de la structure qui sont :
 - La redondance et la géométrie des éléments qui constituent la structure.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \tag{5.1}$$

Où P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4 du RPA99/2003). Dans notre cas, le coefficient Q est égal à 1,15.

- Les valeurs des périodes caractéristiques des différents sites sont résumées dans le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

Tableau (V-1) périodes caractéristiques des sites du RPA

◆ **Eurocode 8 :**

Pour l’Eurocode 8, la valeur du coefficient de site dépend de la nature du sol, le tableau (V-2) donne les valeurs du facteur de site ainsi que les périodes caractéristiques des sols pour les deux types de spectres :

Sol et site	Séisme de type 1				Séisme de type 2			
	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
A: $V_s > 800$ m/s	1.0	0.15	0.4	2.0	1.0	0.05	0.25	1.2
B: $360 < V_s < 800$ m/s	1.2	0.15	0.5	2.0	1.35	0.05	0.25	1.2
C: $180 < V_s < 360$ m/s	1.15	0.2	0.6	2.0	1.5	0.10	0.25	1.2
D: $V_s < 180$ m/s	1.35	0.2	0.8	2.0	1.8	0.10	0.30	1.2

Tableau (V-2) Périodes caractéristiques et facteurs de sites de l’Eurocode 8

- Le coefficient de comportement de l’Eurocode est lié au matériau, au système structural et aux méthodes de dimensionnement, il est pris égal à 3.9.

◆ **UBC 97 :**

Les types de sol de l’UBC utilisés dans cette étude sont B-C-D-E et ce par souci de comparaison car ces types de sites sont caractérisés par des vitesses d’onde de cisaillement proches de celles des 4 sites du RPA et de l’EC8, ils sont définis comme suit :

Type de profil de sol	Description	Valeur moyenne de V_s dans les 30m supérieurs en m/s
SB	Roche	De 760 à 1500
SC	Sol très dense	De 360 à 760
SD	Sol raide	De 180 à 360
SE	Sol mou	<180

Tableau (V-3) Caractéristiques des sites définis par l’UBC 97

- Le coefficient de comportement défini par l’UBC 97 est de l’ordre de 5.5.
- Le spectre de l’UBC dépend des coefficients sismiques C_a et C_v , ces derniers dépendent du type de site et de la zone sismique. Selon l’UBC 97, le tableau (V-4) résume les valeurs des coefficients C_a et C_v :

Type de site	Ca	Cv
B	0,3	0,3
C	0,33	0,45
D	0,36	0,54
E	0,36	0,84

Tableau (V-4) valeurs des coefficients sismiques Ca et Cv.

Les différents spectres de calcul utilisés sont représentés sur les figures (V-4) à (V-6).

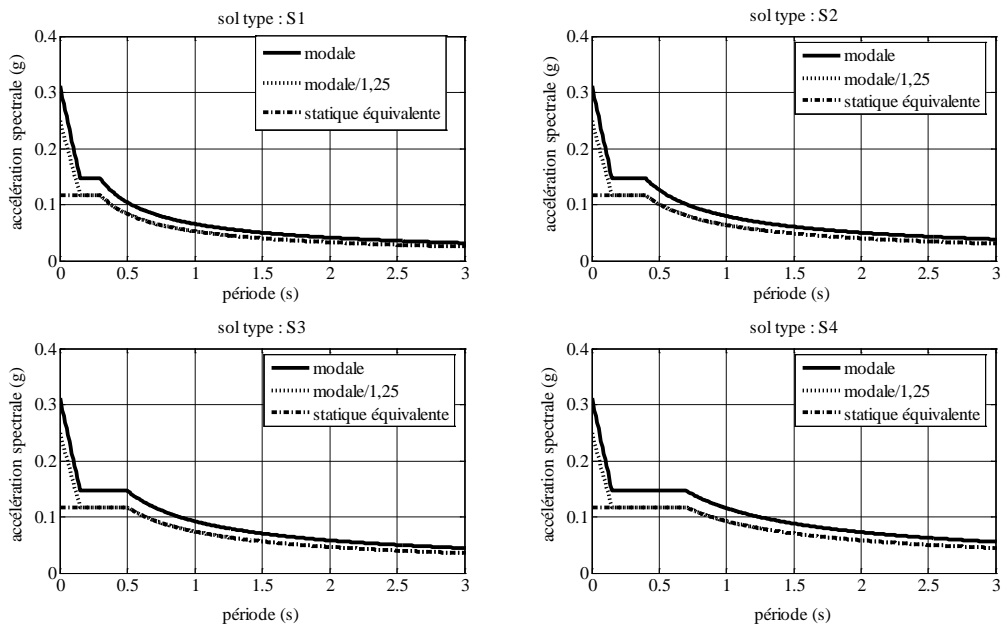


Figure (V-4) Spectres de calcul d'accélération du RPA.

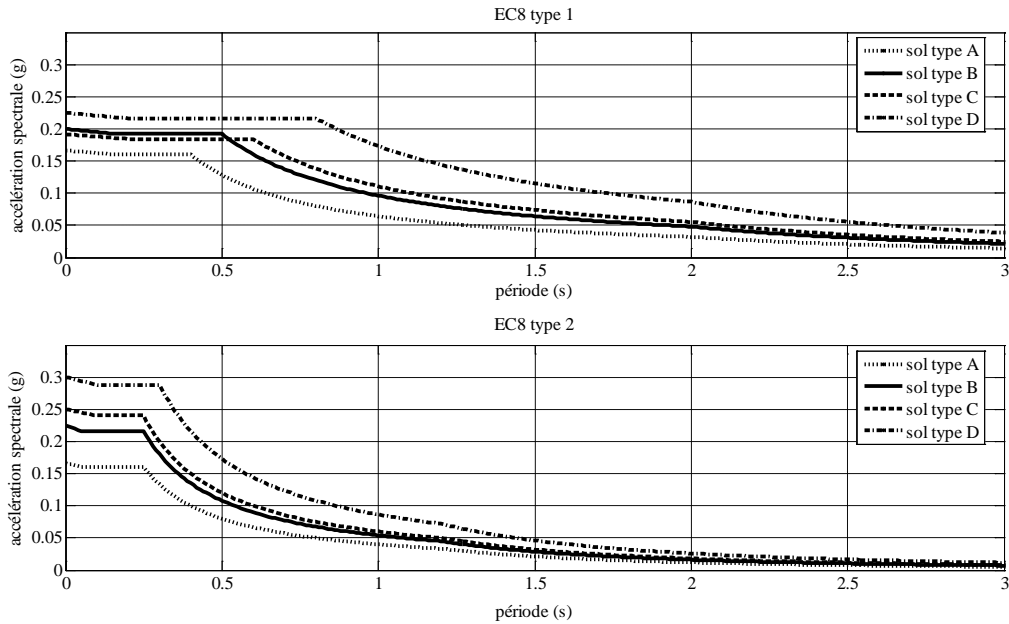


Figure (V-5) Spectres de calcul d'accélération de l'EC8 type 1 et type 2.

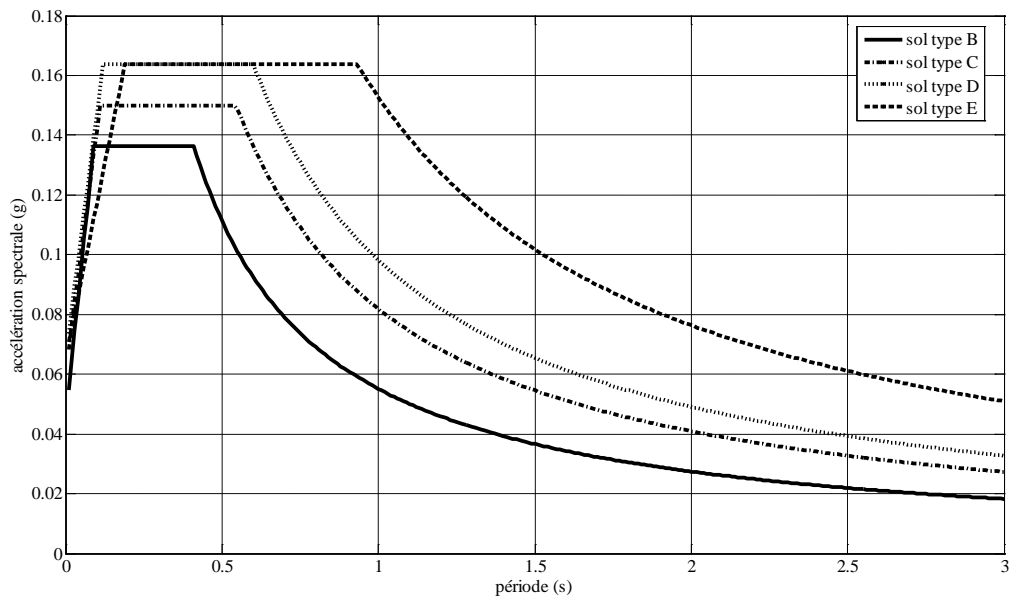


Figure (V-6) Spectres de calcul d'accélération de l'UBC 97.

V.4) Résultats de l'analyse sismique des structures :

Les bâtiments définis précédemment, ont été soumis aux différents cas de chargements, et nous avons tirés pour chaque cas les efforts tranchants à la base ainsi que les déplacements des différents niveaux.

a) Résultats du RPA :

a.1) Résultats du R+9 :

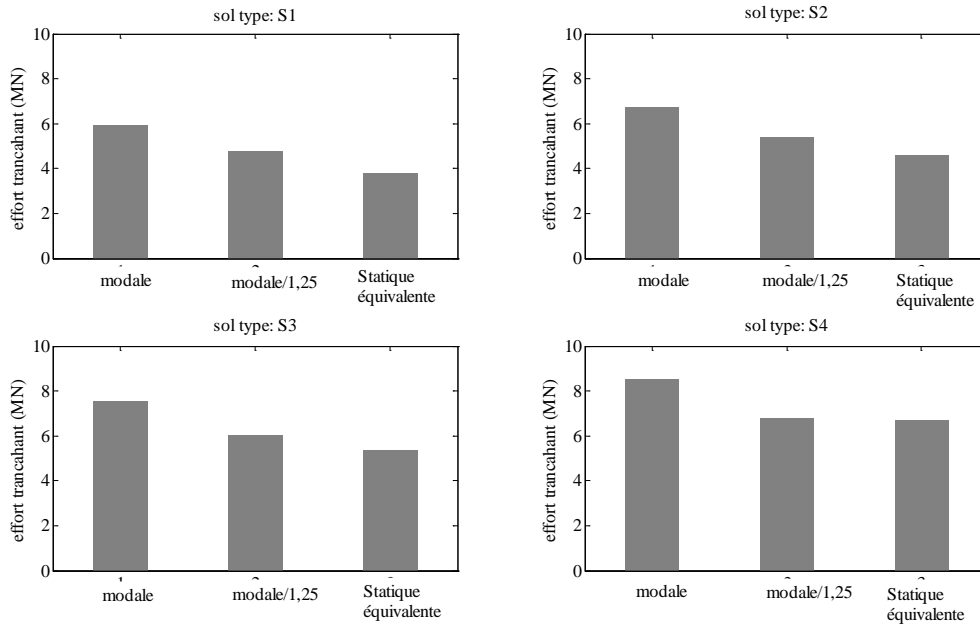


Figure (V-7) Efforts tranchants à la base du R+9

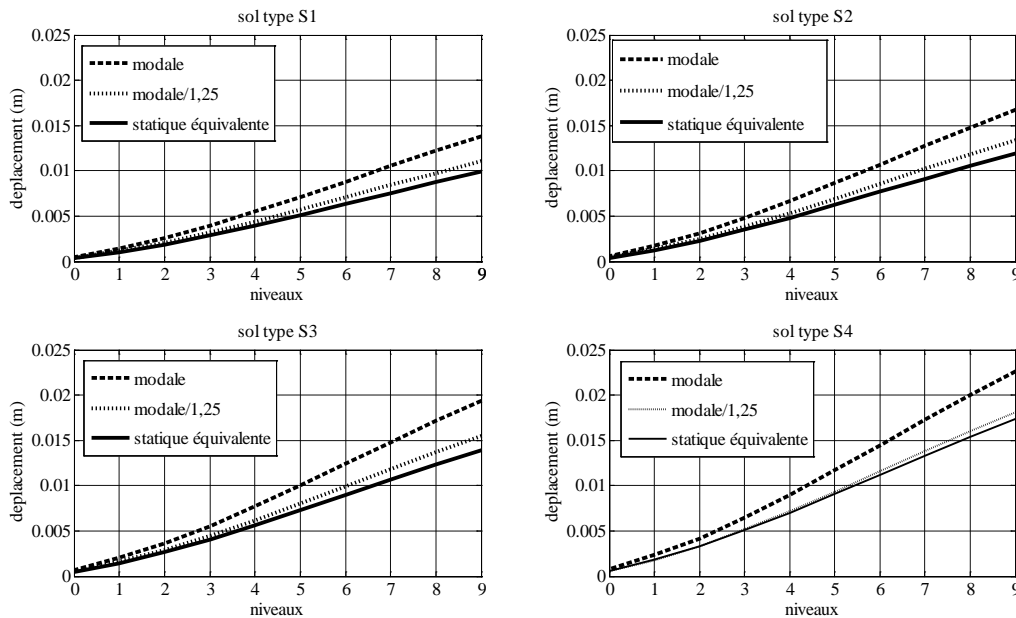


Figure (V-8) Déplacements d'étages des niveaux du R+9

On peut voir sur les figures (V-7) et (V-8) que l'effort tranchant et les déplacements d'étages augmentent avec la déformabilité du sol quelque soit la méthode choisie. Les efforts et les déplacements maximaux sont donnés dans le cas du spectre « modale » en comparaison avec

le cas spectre « modale/1.25 » et le cas spectre « statique » pour les 4 types de sites. On remarque aussi que même en supprimant le coefficient 1.25, le cas spectre « modale » donne des valeurs d'efforts et de déplacements supérieurs au cas spectre « statique ». Pour le bâtiment considéré, la méthode modale surestime les efforts et les déplacements par rapport à la statique équivalente.

a.2) Résultats du R+4 :

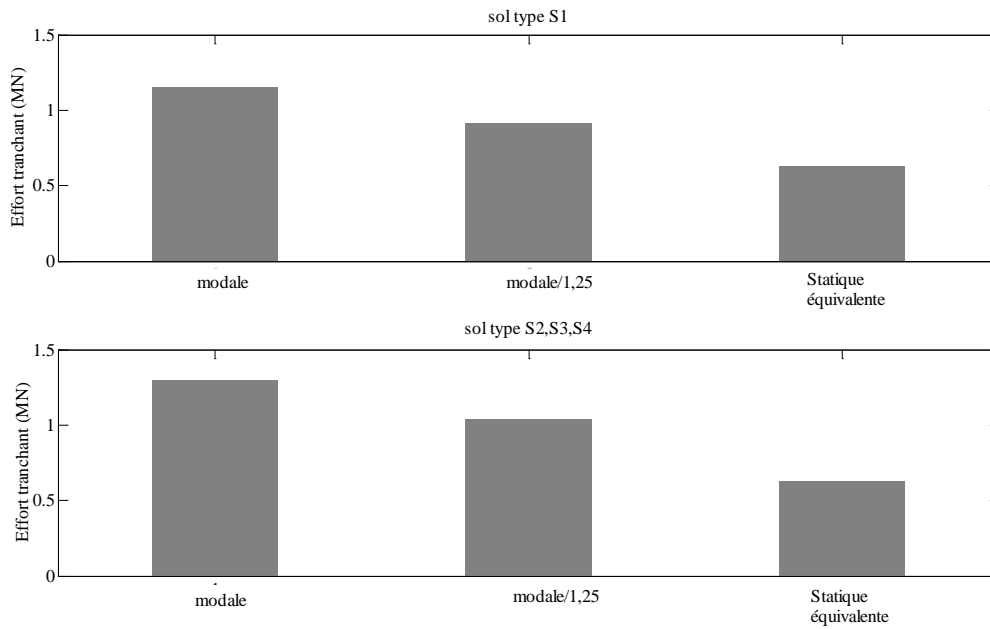


Figure (V-9) : Efforts tranchants à la base du R+4.

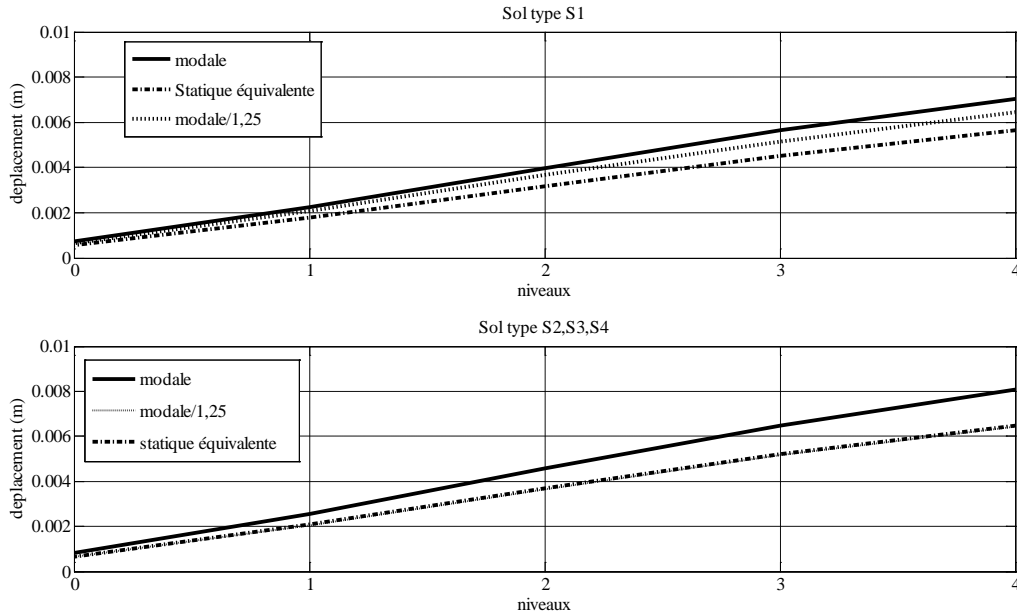


Figure (V-10) : Déplacements des niveaux du R+4

Pour cette structure, nous avons trouvé les mêmes résultats pour les sites S2, S3 et S4. Ceci s'explique par le fait que les différentes périodes des modes considérés (figure V-11) sont localisées dans un intervalle de période caractérisé par une égale accélération spectrale pour les 3 sites ce qui n'est pas le cas du R+9. Cela pose le problème fondamentale de la non prise en compte des coefficients de site par les RPA99.

Par ailleurs, les efforts et les déplacements maximaux sont donnés dans le cas du spectre « modale » en comparaison avec le cas spectre « modale/1.25 » et le cas spectre « statique » pour les 4 types de sites. Il est ainsi clair que le coefficient 1,25 défini dans l'expression du spectre conduit à des surestimations des efforts dans la structure.

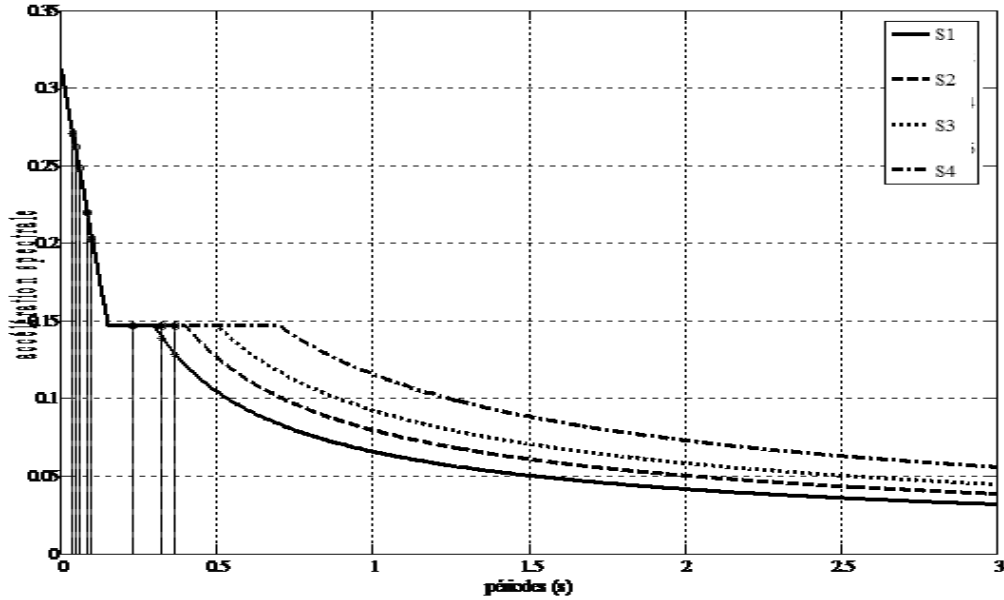


Figure (V-11) : Tracé des spectres du RPA et des modes du bâtiment à R+4

b) Comparaison des résultats du RPA avec l'Eurocode 8 et l'UBC97 :

Afin de mieux apprécier la comparaison entre les réponses issues des 3 codes, il y'a lieu d'énumérer les paramètres suivants qui présentent des différences au niveau des spectres de calcul inélastiques pour les 03 codes :

- Coefficient 1.25 (RPA99),
- Coefficients de sites (EC8 et UBC97),
- Contenu fréquentiel,
- Forme spectrale,
- Coefficient de comportement,
- Facteur de qualité (RPA99),
- Champ proche et champ lointain (EC8).

De ce fait, il est difficile d'associer les écarts entre les réponses obtenues avec tel ou tel autre paramètre. Si on considère les paramètres qui influent sur l'amplitude spectrale, une comparaison entre les RPA99 et l'EC8, pour le rocher, fait ressortir ce qui suit :

$$\text{RPA99} : (2.5 \times 1.25 \times 1.15) / (5.0) = 0.71$$

$$\text{EC8} : 2.5 / 3.9 = 0.64$$

L'écart relatif d'environ 10% permet de souligner que l'essentiel des écarts réside aussi dans l'écart entre les contenus fréquentiels des spectres des deux codes. Pour les autres types de sol, les coefficients de site influenceront les résultats d'une façon significative.

Les figures (V-12 à V-15) représentent les résultats de l'analyse sismique des bâtiments R+9 et R+4 en termes d'efforts tranchants et de déplacements d'étages.

Dans le cas du bâtiment R+9, comparé à l'EC8, les résultats associés au spectre RPA99 sous-estiment ceux obtenus à partir du spectre EC8 type 1 (séisme de type champ lointain et magnitude élevée) pour l'ensemble des sols, l'écart évolue depuis le sol S1 au sol S4.

Par ailleurs, comparé au cas du spectre EC8 type 2 (séisme de type champ proche et magnitude modérée), le RPA99 surestime les efforts pour le sol S1, donne des efforts équivalents pour les sols S2 et S3, et sous-estime les efforts pour le sol S4.

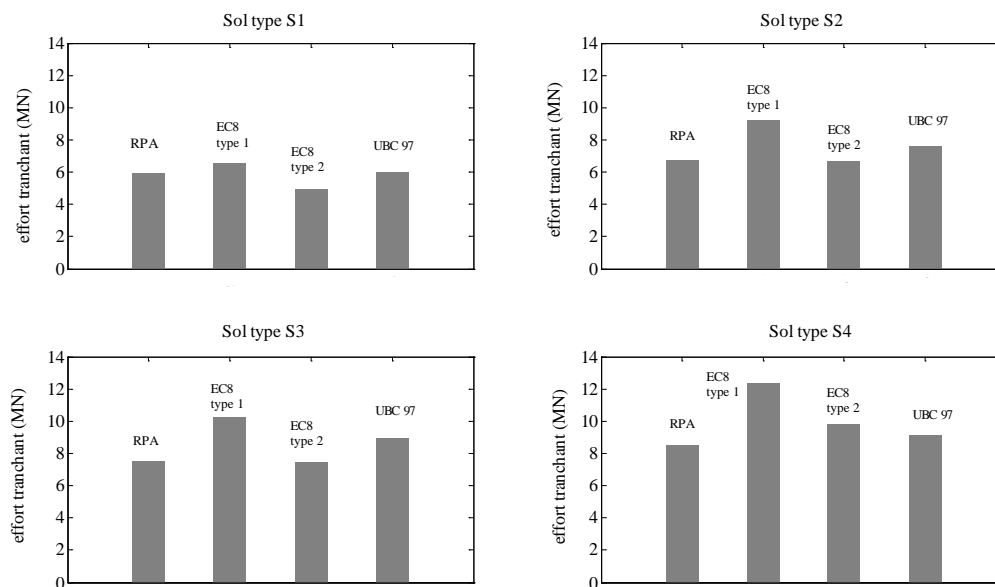


Figure (V-12) : Efforts tranchants à la base du R+9.

CHAPITRE VI

ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA MAGNITUDE ET DE LA DISTANCE HYPOCENTRALE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES

VI.1) INTRODUCTION

Lors d'un tremblement de terre, les vibrations induites peuvent endommager sévèrement les structures, lorsque l'accélération du sol, la vitesse et le déplacement sont transmis aux structures, ils sont souvent amplifiés. Cette amplification produit alors des forces et des déplacements, qui peuvent dépasser la capacité de la structure. Plusieurs facteurs influencent les séismes et leur amplification, donc une bonne compréhension de la façon dont ces facteurs amplifient la réponse des structures est importante pour une conception sûre et économique.

Les facteurs les plus importants sont :

- La magnitude du séisme.
- La distance à la source (distance épacentrale ou distance hypocentrale).
- Les conditions locales de site.
- La variation de la géologie et de la vitesse de propagation de la faille jusqu'au site.
- Les conditions et mécanismes de rupture.

Il est à noter que la plupart des effets de ces facteurs sont reliés entre eux, par conséquent, il est difficile de les étudier séparément sans introduire les autres.

Dans notre cas, nous allons nous intéresser seulement aux effets de la magnitude et de la distance à la source sur la réponse sismique des structures.

VI.2) Effets de la distance et de la magnitude sur le mouvement du sol et sur le spectre de réponse :

a) Distance

◆ La variation du mouvement du sol avec la distance à la source a été étudiée par plusieurs auteurs, généralement en représentant graphiquement le pic d'accélération du sol (PGA) en fonction de la distance. Des courbes basées sur la loi de régression et adaptées aux données sont utilisées pour représenter le mouvement du sol en fonction de la distance. Ces relations qui sont appelées lois d'atténuation, sont parfois représentées indépendamment de la magnitude du séisme, ceci était dans le cas d'études antérieures à cause du faible nombre d'enregistrements. Mais avec la disponibilité d'un large réseau d'enregistrements, et particulièrement depuis le séisme de San Fernando (1971), les données nécessaires aux études d'atténuation ont augmenté et de nombreux auteurs ont revu leurs études précédentes et ont modifié les relations déduites, ils ont donc inclus la magnitude du séisme. D'après Donovan, le tracé du pic d'accélération en fonction de la distance à la source pour différentes magnitudes, a montré que le pic d'accélération diminue lorsque la distance à la source

augmente [11]. Housner [13], Donovan [11], et Seed & Idriss [24], ont rapporté qu'à des distances éloignées de la source (champ lointain), la magnitude du tremblement de terre influence l'atténuation, tandis que près de la source, l'atténuation est influencée par des séismes de faibles magnitudes.

◆ De récentes études ont porté sur les effets de la distance sur l'allure et les amplitudes du spectre de réponse. Mohraz [18], a utilisé les enregistrements du séisme de Loma Prieta (17 octobre 1989), et les a divisé en trois groupes :

- Champ proche (distance inférieure à 20 Km).
- Champ moyen (distance variant de 20 à 50 Km).
- Champ lointain (distance supérieure à 50Km).

Les enregistrements montrent que l'augmentation de la distance à la source induit un effet de filtrage des hautes fréquences.

L'amplification de l'accélération normalisée (pseudo accélération divisée par le PGA) des enregistrements au rocher et aux alluvions est représentée sur la figure VI-1, où les graphes montrent que pour le rocher, les amplifications en champ proche sont inférieures à celles en champ moyen et lointain pour des périodes supérieures à 0.5 s. Cependant, pour des petites périodes, les amplifications sont plus importantes en champ proche.

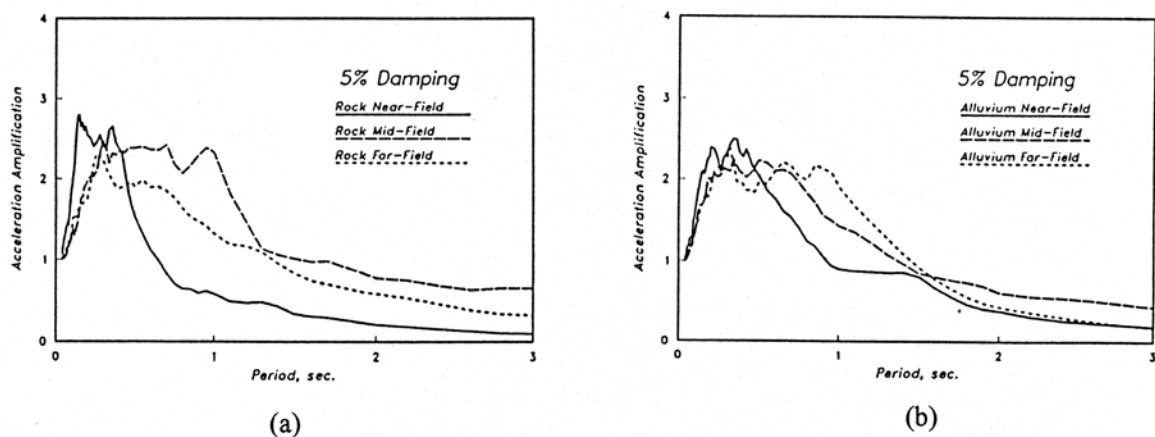


Figure (VI-1) : Amplification de l'accélération pour différentes distances du séisme de Loma Prieta dans le cas du rocher (a) et des alluvions (b)

b) Magnitude :

◆ Différents types de magnitudes sismiques ont été définis, les magnitudes les plus communes sont la magnitude locale M_L (Richter), la magnitude de surface M_s , et la magnitude moment M_w . L'effet de la magnitude sur le mouvement du sol (PGA), est généralement déterminé à travers l'extrapolation des données de séismes de magnitudes

inférieures à 7.5 à cause du manque de données de séismes de magnitudes importantes (supérieure à 7.5).

L'influence de la magnitude sur la durée d'un séisme a été étudiée par plusieurs auteurs, Housner [14] a présenté les valeurs de l'accélération maximale et la durée de la phase la plus forte de la secousse, à proximité d'une faille pour différentes magnitudes (Tableau VI-1).

Magnitude	Accélération maximale (%g)	Durée (sec)
5.0	9	2
5.5	15	6
6.0	22	12
6.5	29	18
7.0	37	24
7.5	45	30
8.0	50	34
8.5	50	37

Tableau (VI-1) : Accélérations maximales et durées de la phase la plus forte de la secousse

L'influence de la magnitude d'un tremblement de terre sur le spectre de réponse était généralement prise en compte en spécifiant l'accélération maximale du sol dans un site donné. Par conséquent, l'allure du spectre de réponse était obtenue indépendamment de la magnitude. Cependant, la magnitude d'un séisme influence à un certain degré l'allure du spectre de réponse. Une étude faite par Mohraz [18], portant sur l'effet de la magnitude sur l'amplification de la réponse dans le cas des alluvions a montré une amplification plus importante pour des enregistrements de séismes de magnitudes comprises entre 6 et 7 que pour des séismes de magnitude entre 5 et 6 (figure VI-2).

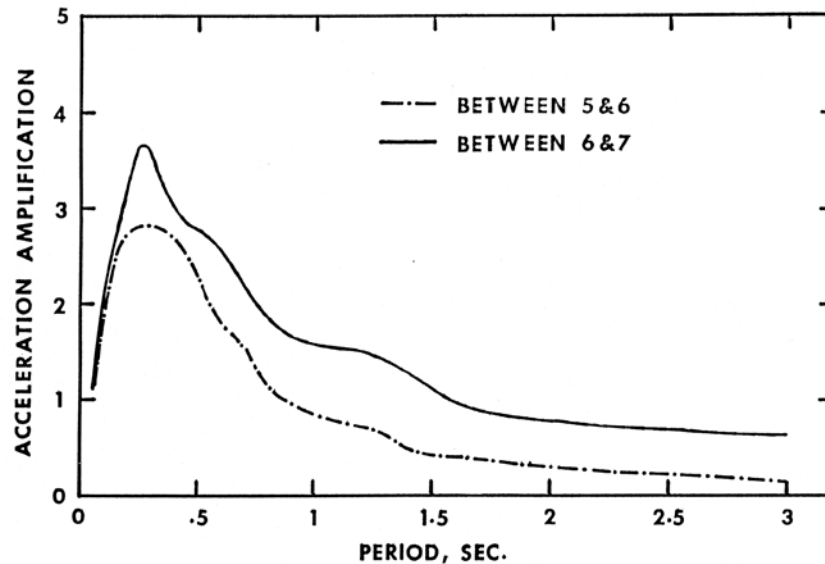


Figure (VI-2) : Effets de la magnitude sur l'allure du spectre de réponse

Bien qu'un nombre limité d'enregistrements aient été utilisé dans cette étude, la figure montre que la magnitude sismique peut influencer l'allure du spectre de réponse, et devra être considérée lors du développement du spectre de réponse d'un site donné. En général, l'augmentation de la magnitude induit la diminution de la fréquence coin.

VI.3) Effets des séismes sur les structures :

Lorsqu'un séisme affecte différentes structures, ces dernières ne répondent pas de la même manière. L'effet du tremblement de terre dépend des caractéristiques spécifiques de la structure. L'une des caractéristiques les plus importantes d'une structure est sa période fondamentale, elle dépend de sa rigidité, et de sa masse. Lorsque les ondes sismiques ont des périodes proches de celle de la structure, ceci cause la résonance et induit donc à l'amplification des forces sismiques auxquelles le bâtiment doit résister.

La forme d'un bâtiment est une autre caractéristique qui influence sa réponse sismique. Si la structure a une forme régulière, par exemple forme rectangulaire, la distribution des forces se fait uniformément. Dans le cas d'une forme plus complexe, en T ou en L, les forces se concentrent à l'intérieur des angles formés. Le problème de distribution des forces apparaît aussi lorsque le bâtiment a des planchers adjacents décalés verticalement, ou lorsque le premier niveau est plus haut ou plus flexible (étage souple) que les autres. Les structures à forme irrégulière, sont sujettes à des règles spécifiques de conception, autrement ces ouvrages subiront des dommages très importants lors d'un tremblement de terre. [6]

VI.4) Définition des différents cas de chargements :

- **Réseau national d'accélérographes et banque de données de mouvement forts :**

Le réseau national d'accélérographes Algérien est constitué de 335 stations et géré par le centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS) (Figure VI -3). L'acquisition du premier réseau d'accélérographes triaxiaux (90 accélérographes de type analogique SMA-1) a été effectué en 1982 et pris en charge à l'époque par le C.T.C. En 1991, un deuxième réseau (120 accélérographes triaxiaux dont 40 de type digital SSA-1 et 80 de type analogique SMA-1) est venu compléter le premier. Le troisième réseau a été acquis en 2001 – 2002 et comprend 125 accélérographes numériques de type ETNA (Laouami et al. 2008).

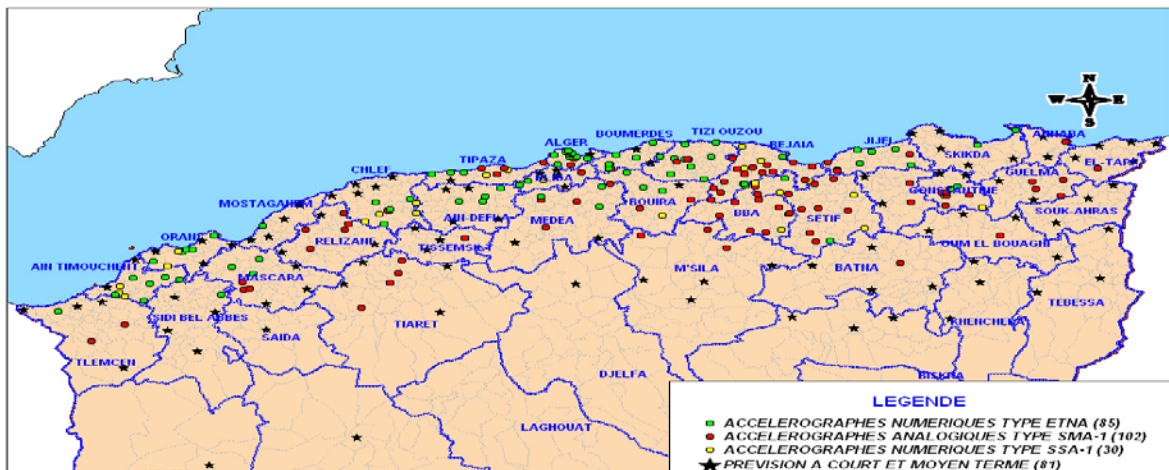


Figure VI-3 : Réseau national d'accélérographes géré par le centre national de recherche appliquée en génie parasismique (Laouami et al., 2008).

Une banque de données de mouvements forts est mise en place au CGS (Laouami et al. 2008) et consiste à préciser pour chaque enregistrement son origine avec l'ensemble des paramètres qui le caractérisent et qui sont :

- Le séisme : date, heure, épicentre, magnitude, distance hypocentrale, profondeur, choc principal ou réplique, ...etc.
- La station : Localisation par GPS, mesure du bruit de fond, fonction d'amplification, classification du sol, accélération temporelle, accélération spectrale, PGA, orientation des capteurs.

La banque de données de mouvements forts comprend l'ensemble des événements sismiques produits depuis le séisme d'El Asnam 10/10/1980 (répliques) jusqu'au séisme de M'sila 2010 (M=5.2).

La mise en place de la banque de données de mouvements forts a nécessité l'homogénéisation des critères suivants :

- la magnitude $M_s > 3$,
- la distance hypocentrale.
- le traitement du signal, filtre entre 0.25 Hz et 25 Hz.

Dans le cadre d'une récente étude statistique portant sur l'élaboration d'un spectre de calcul réglementaire basé sur la banque de données de mouvements forts (Laouami et al., 2008), les résultats ont montré l'influence de la distance à la source et de la magnitude du séisme sur le spectre de réponse. On se propose dans le cadre du présent travail, d'étudier l'influence de la distance à la source et de la magnitude sur la réponse sismique des deux bâtiments décrits précédemment.

Les deux bâtiments sont soumis aux différents spectres de réponse expérimentaux déduits de traitements statistiques. Ils sont représentés sur les figures (VI-4 et VI-5) où pour le premier cas, la magnitude est constante (5 à 6) et les distances à la source sont variables, et pour le deuxième cas, la distance à la source est constante (30 à 50 Km) et la magnitude est variable. Ces spectres ont été normalisés à un PGA de 0,25g.

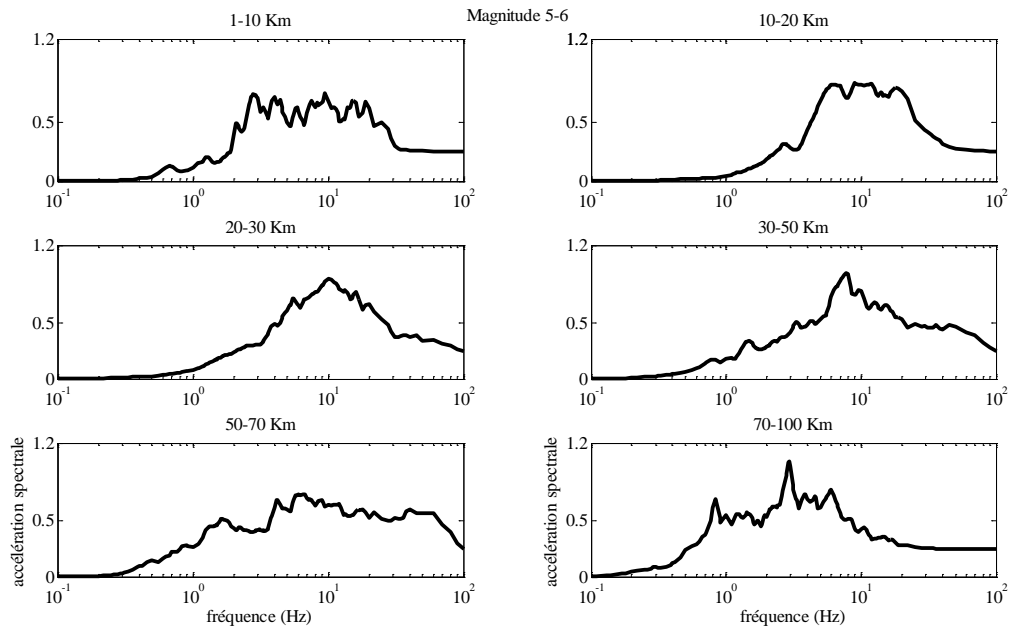


Figure (VI-4) Spectres d'accélération pour une magnitude 5 à 6 et des distances à la source variables. Le PGA est fixé à 0.25g.

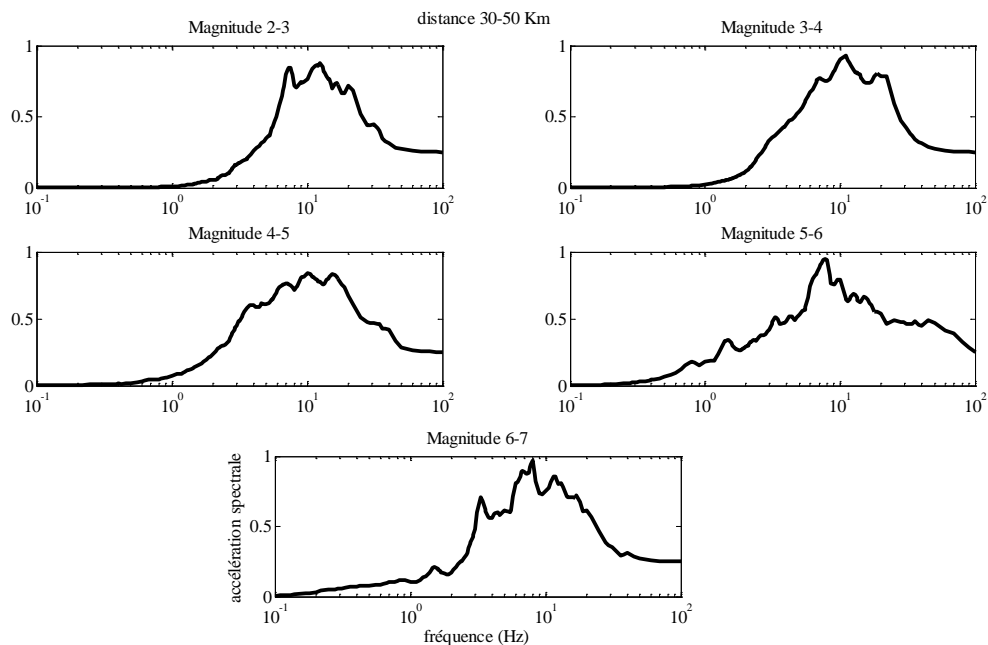


Figure (VI-5) Spectres d'accélération pour une distance de 30 à 50 Km et des magnitudes variables. Le PGA est fixé à 0.25g.

VI.5) Résultats obtenus :

Après avoir soumis les deux ouvrages aux spectres de réponses définis précédemment, nous avons tiré les efforts tranchants à la base des deux bâtiments ainsi que les déplacements des niveaux. Les résultats sont représentés comme suit :

a) Cas d'une magnitude de 5 à 6 et des distances variables

Les figures VI-6 et VI-7 montrent les efforts tranchants et les déplacements des niveaux obtenus en fonction de la distance à la source et pour un intervalle de magnitude 5 – 6, pour le cas du bâtiment flexible R+9 qui présente une fréquence fondamentale égale à 1.61 Hz, il est important de souligner l'importante influence de la distance à la source sur les réponses du bâtiment qui présentent des variations du simple (1 – 10 Km) au double (50 – 100 Km). Pour mieux comprendre l'effet de la distance, il y'a lieu de comparer le contenu fréquentiel du spectre de réponse avec la fréquence fondamentale du bâtiment considéré. Ceci explique la variation de la réponse du bâtiment avec la distance, puisque on remarque que l'effort tranchant à la base augmente avec l'augmentation de la distance, jusqu'à atteindre le maximum pour une distance variant entre (50 et 100 Km). Donc pour ce type de structure (souple) et pour cet intervalle de magnitude, plus le champ est lointain plus les efforts augmentent. L'effet du champ proche est minime.

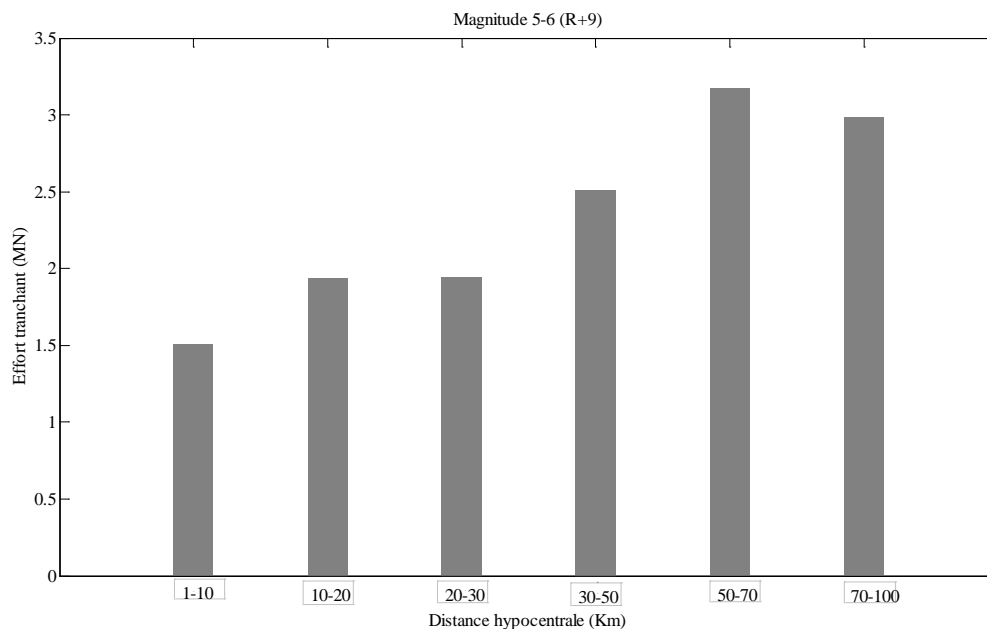


Figure (VI-6) : Efforts tranchants à la base du R+9

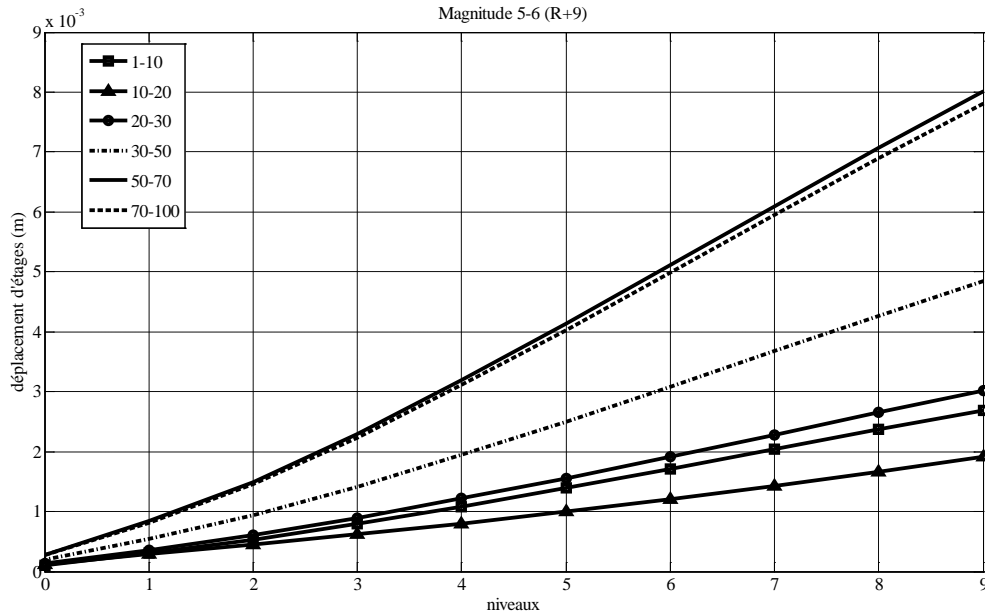


Figure (VI-7) : Déplacements des niveaux du R+9

Les figures VI-8 et VI-9 montrent les efforts tranchants et les déplacements des niveaux obtenus en fonction de la distance à la source et pour un intervalle de magnitude 5 – 6, pour le cas du bâtiment moyennement rigide R+4 qui présente une fréquence fondamentale égale à 2.70 Hz. Il ressort des courbes tracées des efforts maximaux dans le cas du champ proche 1 – 10 Km, et du champ lointain 70 – 100 Km. Dans l'intervalle 10 – 70 Km, la réponse du bâtiment est plus ou moins constante. A vue des courbes des spectres d'accélération pour une magnitude 5 à 6 et des distances variables, il ressort que le cas du champ lointain est très particulier puisque il y'a coïncidence entre la fréquence fondamentale du bâtiment et un pic isolé de la courbe du spectre. D'où l'intérêt de donner plus d'intérêt au cas du camp proche.

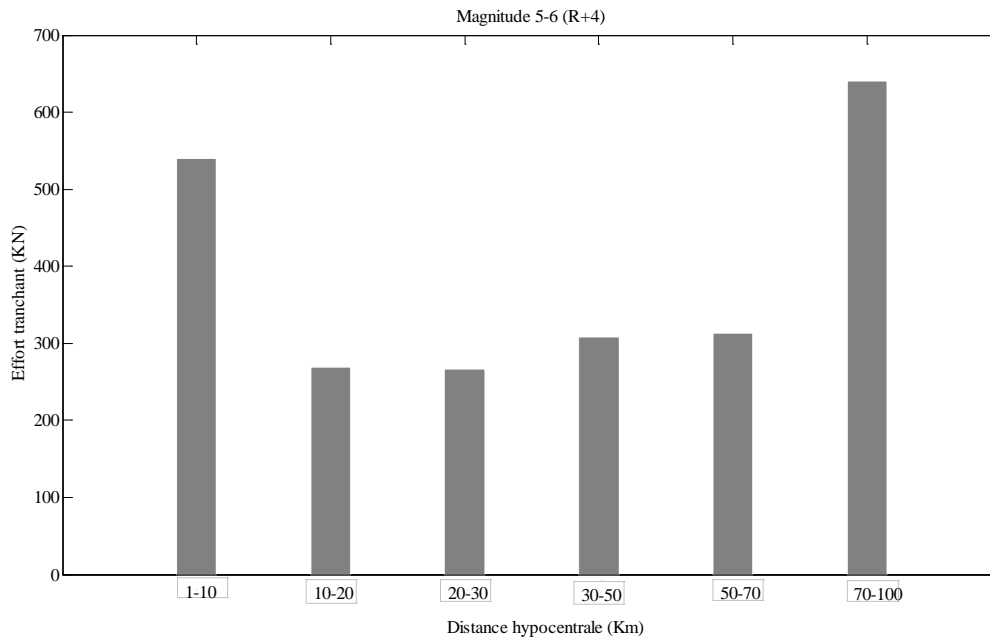


Figure (VI-8) : Efforts tranchants à la base du R+4

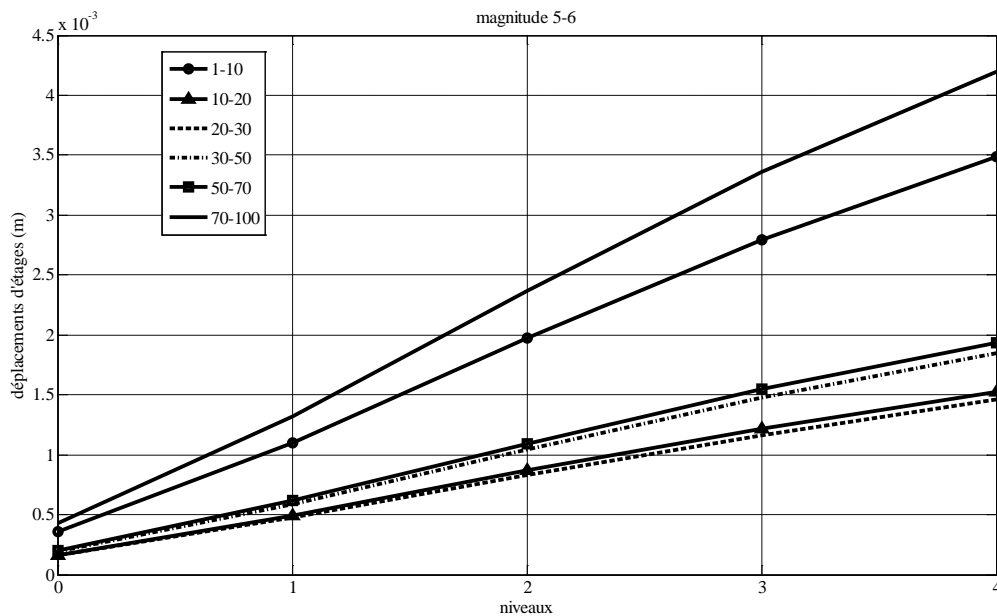


Figure (VI-9) Déplacements des niveaux du R+4

b) Cas d'une distance 30 à 50 Km et des magnitudes variables :

Nous avons montré précédemment que la magnitude d'un séisme influence la forme du spectre de réponse. Dans cette section, on s'intéresse à l'effet de cette variation sur la réponse des deux bâtiments. Pour cela, nous avons considéré une distance à la source dans l'intervalle 30 – 50 Km, c.-à-d. un champ intermédiaire, et des magnitudes variables de 2 à 7.

Pour le cas du bâtiment R+9, les résultats sont montrés sur les figures VI-10 et VI-11 respectivement pour les efforts tranchants et les déplacements d'étages. A vue des courbes tracées, il ressort que l'effet de la magnitude est globalement croissant avec la magnitude. Cependant, il est plus ou moins négligeable pour l'intervalle de magnitude 2 -5, et il est important au-delà avec un maximum atteint pour le cas de magnitude 5 – 6. Ceci s'explique par le fait que plus la magnitude augmente plus la fréquence coin diminue et plus les modes souples sont excités.

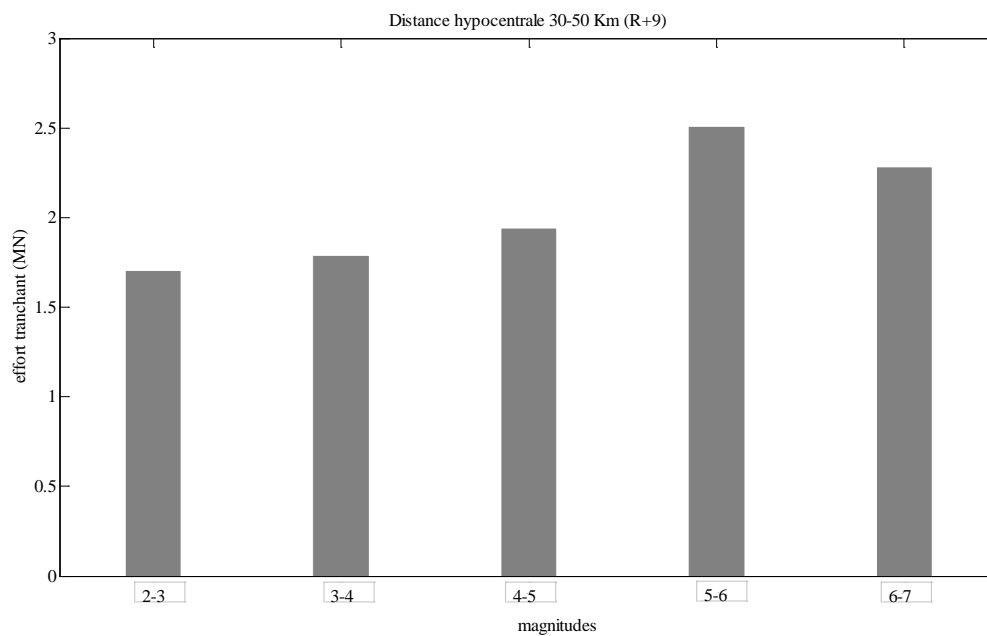


Figure (VI-10) : Efforts tranchants à la base du R+9

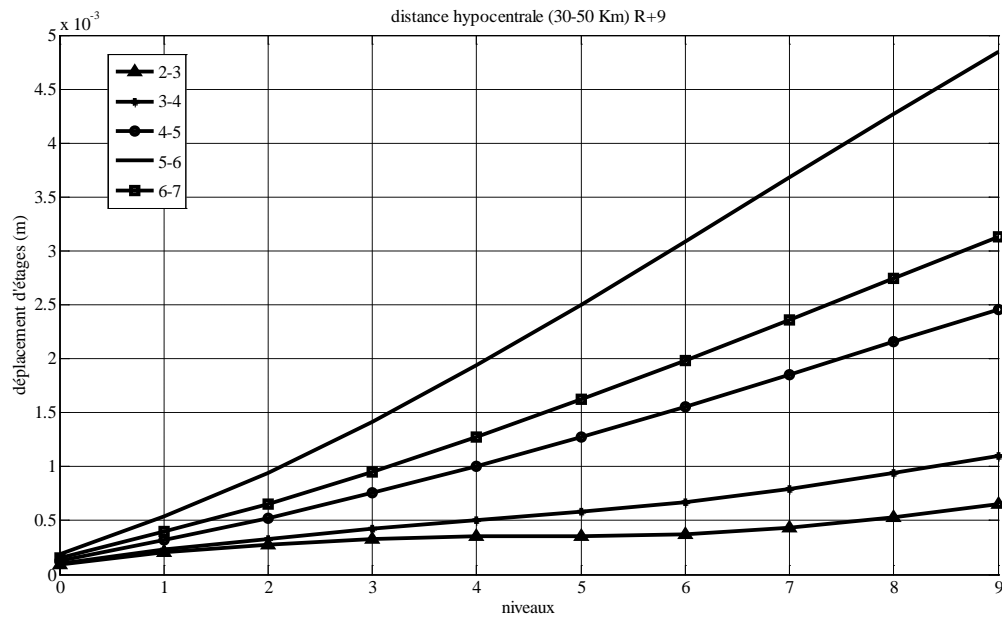


Figure (VI-11) Déplacements des niveaux du R+9

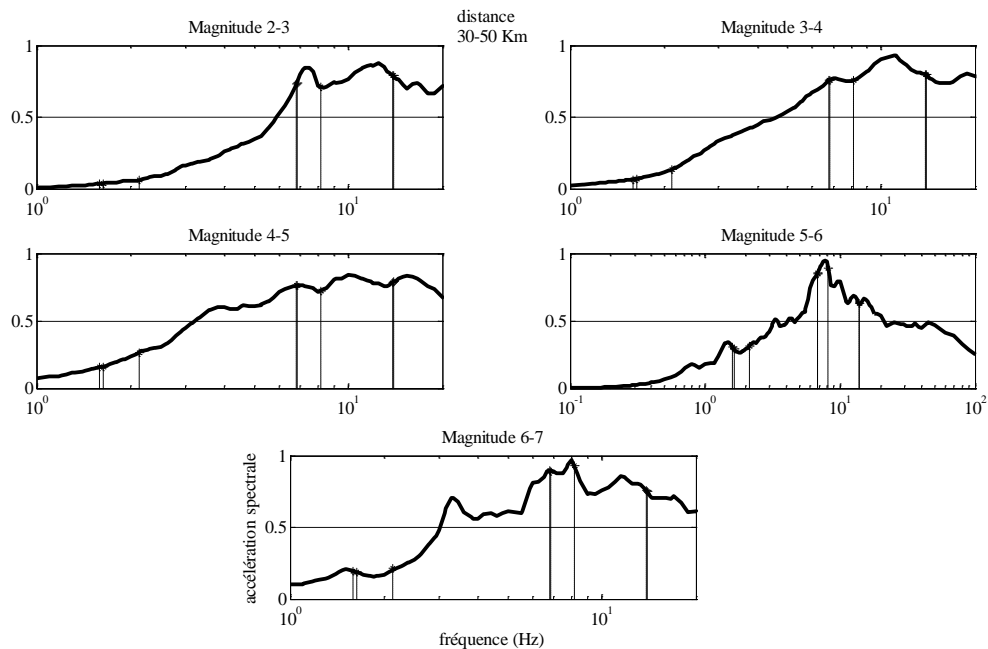


Figure (VI-12) : Tracé des spectres et des modes du R+9

Pour le cas du bâtiment R+4, les résultats sont montrés sur les figures VI-13 et VI-14 respectivement pour les efforts tranchants et les déplacements d'étages. Au vu des courbes tracées, il ressort que l'effet de la variation de la magnitude est nettement croissant avec la

VI. ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA MAGNITUDE ET DE LA DISTANCE HYPOCENTRALE SUR LA REPOSE SISMIQUE DES STRUCTURES

magnitude. Contrairement au cas R+9, l'effet est important pour l'intervalle de magnitude 2 - 5, avec un maximum atteint pour le cas de magnitude 4 – 7.

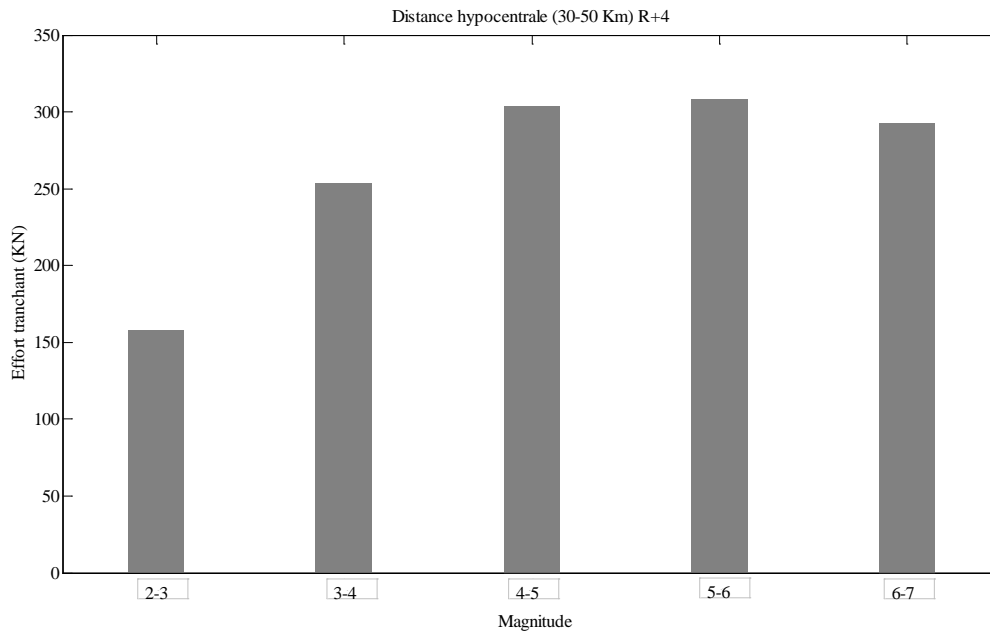


Figure (VI-13) : Efforts tranchants à la base du R+4

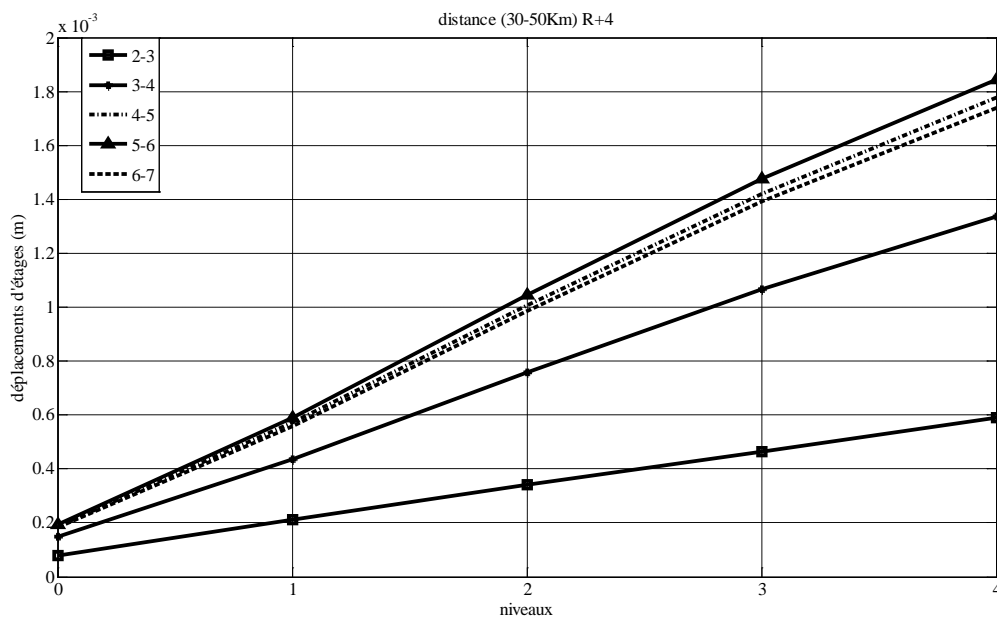


Figure (VI-14) : Déplacements des niveaux du R+4

VI.6) Conclusion :

Il ressort des applications faites pour les deux bâtiments tenant compte de la variation de la distance à la source et de la magnitude que les effets sur la réponse sismique sont importants. Evidemment, les résultats sont propres aux cas étudiés et une extension de cette étude à d'autres types de bâtiments et à d'autres intervalles de magnitudes et de distance en tenant compte aussi bien de la banque de données algériennes qu'étrangères est envisagée.

Il ressort enfin de ces résultats que la définition d'un seul spectre réglementaire quelque soit la distance à la source et quelque soit la sismicité du site est questionnable et mérite un approfondissement pour une meilleure définition de l'action sismique.

CHAPITRE VII

CONCLUSION GENERALE ET

RECOMMANDATIONS

VII) Conclusion générale et recommandations :

Dans le but de vérifier les dispositions des règles parasismiques Algériennes vis-à-vis de la définition du spectre de calcul, nous avons effectué dans une première phase une comparaison entre les spectres de calcul RPA99, Eurocode8 et UBC97. Les résultats obtenus montrent une surestimation des accélérations spectrales par le spectre associé à la méthode modale de 25% comparé à l'UBC 97, l'EC8, et la méthode statique équivalente. Les courbes tracées mettent en évidence d'autres différences importantes telles que la forme spectrale, le contenu fréquentiel, et la prise en compte du champ proche et du champ lointain (EC8). Pour les autres types de sol, en plus de ces différences, il faut ajouter les coefficients de site qui sont définis dans l'EC8 et l'UBC97.

Ensuite, nous avons effectué une étude comparative des réponses sismiques de structures afin de quantifier les effets de ces différences sur la réponse des ouvrages. Deux ouvrages en béton armé de 9 et 4 étages ont été considérés pour l'étude. Le système de contreventement des deux bâtiments est mixte (voiles-portiques) dans les deux directions horizontales, ils ont été modélisés en éléments finis à l'aide du logiciel SAP2000. Les méthodes de calcul sismique définies dans le RPA sont : la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, ces deux méthodes ont été utilisées dans notre étude, car l'un de nos objectifs est de comparer les réponses des structures sous l'effet de ces deux méthodes qui sont associés à des spectres de calcul différents.

Une analyse modale des deux bâtiments a été effectuée pour vérifier la période propre, et le pourcentage de participation modale, ce qui nous a permis de considérer les huit premiers modes qui ont suffi pour avoir un taux de participation modale supérieur à 90%. Les deux bâtiments ont été ensuite soumis à une analyse sismique sous l'effet des spectres de réponse réglementaires RPA99/2003 (méthode modale spectrale), et la méthode statique équivalente. Et enfin nous avons utilisé les spectres Américain UBC 97 et Européen EC8 type 1 et type 2 pour comparer les résultats. Les paramètres de la réponse dynamique pris en considération dans cette étude sont : l'effort tranchant à la base des structures et les déplacements des différents niveaux.

Les résultats comparatifs entre la méthode modale et la statique équivalente montrent que l'effort tranchant et les déplacements d'étages augmentent avec la déformabilité du sol quelque soit la méthode choisie. Les efforts et les déplacements maximaux sont donnés dans le cas du spectre « modale » en comparaison avec le cas spectre « modale/1.25 » et le cas spectre « statique » pour les 4 types de sites. On remarque aussi que même en supprimant le

coefficient 1.25, le cas spectre « modale » donne des valeurs d'efforts et de déplacements supérieurs au cas spectre « statique ». Pour le bâtiment considéré, la méthode modale surestime les efforts et les déplacements par rapport à la statique équivalente.

Par ailleurs, les résultats comparatifs entre les codes RPA99, EC8 et UBC97 montrent que dans le cas du bâtiment R+9, comparé à l'EC8, les résultats associés au spectre RPA99 sous estiment ceux obtenus à partir du spectre EC8 type 1 (séisme de type champ lointain et magnitude élevée) pour l'ensemble des sols, l'écart évolue depuis le sol S1 au sol S4.

Par ailleurs, comparé au cas du spectre EC8 type 2 (séisme de type champ proche et magnitude modérée), le RPA99 surestime les efforts pour le sol S1, donne des efforts équivalents pour les sols S2 et S3, et sous-estime les efforts pour le sol S4.

Dans le cas du bâtiment R+4, les résultats associés au spectre RPA99 sont comparables à ceux obtenus à partir du spectre EC8 type1, sauf dans le cas du sol très mou (S4) où ils sous estiment les deux type 1 et 2 à cause certainement des coefficients de site. Par ailleurs, on peut observer que globalement les efforts tranchants reste presque invariants quelque soit le type de sol car le RPA ne définit pas de coefficient de site et le contenu fréquentiel n'est pas adapté à la rigidité des différents types de sol.

Une dernière analyse sismique a consisté à étudier l'influence de la distance à la source et de la magnitude du séisme sur la réponse des deux bâtiments. Pour cela des spectres expérimentaux obtenus à partir de la banque de données de mouvements forts enregistrée par le réseau national d'accélérographes (CGS) à des distances et pour des magnitudes variables sont utilisés. Les résultats font ressortir ce qui suit :

- Une importante influence de la distance à la source sur les réponses du bâtiment qui présentent des variations du simple (1 – 10 Km) au double (50 – 100 Km) dans le cas du bâtiment flexible (R+9). Donc pour ce type de structure (souple), plus le champ est lointain plus les efforts augmentent. L'effet du champ proche est minime.
- Une importante influence du champ proche dans le cas du bâtiment R+4 (moyennement rigide).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] : Badaoui.M, *Influence de l'hétérogénéité géologique et mécanique sur la réponse des sols multicouches*, Thèse de doctorat ENP, 2008.
- [2] : Beneldjouzi.M, *Quantification des coefficients de site via des simulations numériques et confrontation avec les recommandations réglementaires*, Thèse de magistère, USTHB 2007.
- [3] : Bolt.A Bruce, *The nature of earthquake ground motion*, The seismic design handbook, second edition,2001.
- [4]: Bolton SEED .H, IDRIS.I.M, *Ground motion and liquefaction during earthquakes*, term paper, 2002.
- [5]: CAPRA Alain, DAVIDOVICI Victor, *Calcul dynamique des structures en zone sismique*, Editions EYROLLES, 1982.
- [6] Christopher Arnold, *The nature of ground motion and its effects on buildings*, NISEE, university of California, Berkeley, 1998.
- [7]:CLOUGH.R.W, PENZIEN.J, *Dynamique des structures, tome 1, principes fondamentaux*, Editions PLURALIS, 1980.
- [8]: Computers and Structures Inc, *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*, Berkeley, California,USA, 2005.
- [9]: Davenne Luc, Ghavamian Shahrokh, Mezher Nader, *Mise en application de quelques methodes d'analyse numérique pour la réévaluation d'un bâtiment en béton armé sous séisme*, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [10]: Davidovici Victor, *La construction en zone sismique*, Editions Le MONITEUR, Paris 1999.
- [11]Donovan, N. C., *Earthquake Hazards for Buildings*, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Building Research Services 46, 82-111, 1973.
- [12] : Erdey.K Charles, *Earthquake engineering: application to design*, by John Wiley & Sons, Inc,2007.
- [13]: Housner, G. W., *Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault*, Proc. 3rd.World Conf. Earthquake Eng., Vol. 1, III, 94-115, New Zealand, 1965

- [14]: Housner, G. W., *Strong Ground Motion*, Chapter 4 in Earthquake Engineering, R. L. Wiegel, Editor, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1970.
- [15] : Kadid Abdelkrim, *Analyse sismique tridimensionnelle des structures en béton armé*, Projet de recherche, Université de Batna, 2006.
- [16] : Module d'éducation à l'environnement, Revue du ministère de la formation et l'enseignement professionnel, 2003.
- [17] : Mohraz Bijan, SADEK Fahim, *Earthquake ground motion and response spectra*, The seismic design handbook, second edition, 2001.
- [18] Mohraz, B., *Recent Studies of Earthquake Ground Motion and Amplification*, Proc. 10th World Conf. Earthquake Eng., Madrid, Spain, 6695-6704, 1992.
- [19] : NF EN 1998-1, *Norme Européenne Eurocode 8*, Septembre 2005.
- [20] : Pecker Alain, *Dynamique des ouvrages et des structures*, www.enpc.fr/fr/formations/ecole.vite/cours/pecker, 2009.
- [21] : Plumier.A, DONEUX.C, JONGMANS.D, WATHELET.M, TEERLYNCK.H, GUYEN.F, CAMELBEECK.T, VAN ROMPAEY.H, *Seismic risk assessment and mitigation for Belgium in the frame of EUROCODE 8*, Publié en 2005 par la Politique scientifique fédérale.
- [22] : Plumier André, *Constructions en zone sismique*, Faculté des sciences appliquées, Département d'Architecture, Géologie, Environnement & Constructions, Edition 2007.
- [23]: Règles parasismique Algériennes RPA99 version 2003, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
- [24] Seed, H. B. and Idriss, I. M., *Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes*, Earthquake Engineering research Institute, Berkeley, California, 1982.
- [25]: Trifunac.M.D, *Early history of the response spectrum method*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28 (2008) 676–685.
- [26]: Trifunac.M.D, *Brief history of computation of earthquake response spectra*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2006) 501–508.
- [27] : Trifunac.M.D, *Biot response spectrum*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2006) 491–500.

- [28] : Wilson.L Edward, *Three dimensional Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures: A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering*, Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, USA, 2002.
- [29] : Xiyuan Zhou, Ruifang Yu, *Development of a seismic design method based on response spectra for building structures*, Front. Archit. Civ. Eng. China 2007, 1(2): 129–141.
- [30] : Zeghichi.L, Merzougui.A, Mezghiche.B, *Lecture dans le règlement parasismique Algérien*, Courrier du Savoir – N°06, Juin 2005, pp.67-69 .
- [31]: 1997 Uniform Building Code.

ANNEXES

Catégorie d'importance	Bâtiments	γ_1
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.	0,8
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	1,0
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.	1,2
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	1,4

Tableau (A-1) : Catégories d'importance de bâtiments et valeurs recommandées de γ_1 selon l'Eurocode 8

Sol et site	Séisme de type 1				Séisme de type 2			
	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
A: Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant. $V_s > 800$ m/s	1.0	0.15	0.4	2.0	1.0	0.05	0.25	1.2
B: Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur. $360 < V_s < 800$ m/s	1.2	0.15	0.5	2.0	1.35	0.05	0.25	1.2
C: Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres. $180 < V_s < 360$ m/s	1.15	0.2	0.6	2.0	1.5	0.10	0.25	1.2
D: Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes. $V_s < 180$ m/s	1.35	0.2	0.8	2.0	1.8	0.10	0.30	1.2
E: Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide $V_s > 800$ m/s	1.4	0.15	0.5	2.0	1.6	0.05	0.25	1.2
S1: Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante. $V_s < 100$ m/s	Etudes particulières							
S2: Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1.	Etudes particulières							

Tableau (A-2) Paramètres de l'Eurocode 8 tenant compte des conditions de sol et site

Type de profil de sol	Description	Valeur moyenne de Vs dans les 30m supérieurs en m/s
<i>SA</i>	Roche dure	≥ 1500
<i>SB</i>	Roche	De 760 à 1500
<i>SC</i>	Sol très dense	De 360 à 760
<i>SD</i>	Sol raide	De 180 à 360
<i>SE</i>	Sol mou	<180
<i>SF</i>	Sols nécessitant une évaluation spécifique*	

Tableau (A-3) : types de profils de sols selon l'UBC 97

*Sols nécessitant une évaluation spécifique de site dans le type de profil *SF* sont:

- Sol vulnérable à une rupture ou effondrement potentiels sous charges sismiques tels que les sols liquéfiables, argiles à sensibilité rapide et haute ou sols faiblement cimentés susceptibles d'effondrement.
- Tourbe et /ou argile hautement organique avec une épaisseur de couche $H > 3m$.
- Argiles hautement plastiques avec $H > 8m$ et $I_p > 75\%$.
- Argiles épaisses molles/moyennement denses avec $H > 40m$.

Type de profil de sol	Coefficient de zone sismique Z				
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,2	Z=0,3	Z=0,4
SA	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32Na
SB	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4Na
SC	0,09	0,18	0,24	0,33	0,4Na
SD	0,12	0,22	0,28	0,36	0,44Na
SE	0,19	0,3	0,34	0,36	0,36Na

Tableau (A-4) : valeurs du coefficient sismique Ca

Type de profil de sol	Coefficient de zone sismique Z				
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,2	Z=0,3	Z=0,4
SA	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32N _v
SB	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4N _v
SC	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56N _v
SD	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64N _v
SE	0,26	0,5	0,64	0,84	0,96N _v

Tableau (A-5) : valeurs du coefficient sismique C_v

Avec N_a et N_v : facteurs de source proche pour les courtes et longues périodes respectivement.