



**Ecole Nationale Polytechnique**  
Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique Des Structures

# THESE DE DOCTORAT D'ETAT

Présentée Par :

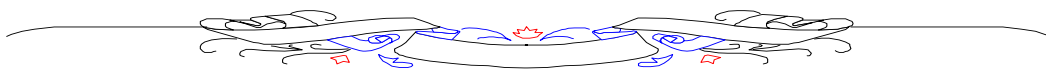
**M. BRANCI Taïeb**

*Magister et Ingénieur d'Etat en Génie Civil  
Diplômé de l'Ecole Nationale Polytechnique*

*En vue de l'obtention du Titre de Doctorat d'Etat en Génie Civil*



## **COMPORTEMENT SISMIQUE DES BATIMENTS IRREGULIERS**



Soutenue le 02 Juillet 2006

Devant le jury composé de :

<b>M. M. K. BERRAH</b>	<i>Professeur, ENP</i>	<i>Président</i>
<b>M. B. TILIOUINE</b>	<i>Professeur, ENP</i>	<i>Directeur de Thèse</i>
<b>M. D. BENOUAR</b>	<i>Professeur, USTHB</i>	<i>Examineur</i>
<b>M. S. BELKACEMI</b>	<i>Maître de Conférences, ENP</i>	<i>Examineur</i>
<b>M. M. HAMMOUTENE</b>	<i>Maître de Conférences, ENP</i>	<i>Examineur</i>
<b>M. M. BENSAIBI</b>	<i>Maître de Conférences, U. Blida</i>	<i>Invité</i>

## **REMERCIEMENTS**

J'exprime toute ma profonde reconnaissance à Monsieur le Professeur **B. TILIOUINE**, mon directeur de thèse, qui m'a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui, par son expérience et sa compétence, m'a transmis, pas à pas, sa passion pour la dynamique des structures. Il m'a laissé une grande liberté dans la recherche mais a été toujours disponible pour mes questions. Sans lui cette thèse n'aurait sûrement jamais vu le jour.

Il m'est particulièrement agréable d'adresser mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur **M. K. BERRAH**, pour l'honneur qu'il me fait de présider le jury.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à Monsieur le Professeur **D. BENOUAR**, d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je suis profondément reconnaissant envers Monsieur **M. HAMMOUTENE**, Maître de conférences, qui m'a fait l'honneur d'examiner ce travail.

Ma profonde reconnaissance va aussi à Monsieur **S. BELKACEMI**, Maître de conférences, d'avoir accepté de consacrer son temps précieux à examiner mon travail.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur **M. BENSAIBI**, Maître de conférences, d'avoir accepté de siéger dans le jury comme examinateur.

J'exprime enfin ma reconnaissance à mon entourage proche et à mes collègues qui m'ont aidé et soutenu tout au long de ce travail : que ceux-ci acceptent l'expression de ma profonde gratitude.



## *Notation*

$A_t$	= aire de la section en plan de la tour
$A_b$	= aire de la section en plan de la base
$a_j$	= facteur de participation modale associé au mode j
$C_{b,j}$	= coefficient de cisaillement de base associé au mode j
$C_k$	= coefficient de cisaillement du niveau k
$C_b$	= coefficient de cisaillement maximum de base
$[C]$	= matrice d'amortissement
$F_k$	= force sismique appliquée à l'étage k
$F_t$	= force sismique tenant compte de la contribution des modes supérieurs appliquée au sommet du bâtiment
$H$	= hauteur totale
$h_e$	= hauteur d'étage
$h$	= hauteur de la base
$I_p$	= moment d'inertie des poutres
$I_c$	= moment d'inertie des poteaux
$[K]$	= matrice de rigidité
$m_i$	= masse du $i^{\text{ème}}$ étage
$M$	= masse de chaque étage de la base
$M_t$	= masse de chaque étage de la tour
$[M]$	= matrice de masse
$M_y^+$	= moment élastique limite maximal
$M_y^-$	= moment élastique limite minimal
$M_k$	= moment de renversement à l'étage k
$N_{y+}$	= effort tranchant élastique limite maximal
$N_{y-}$	= effort tranchant élastique limite minimal
$R$	= facteur de comportement
$R_h$	= rapport des hauteurs (base/tout le bâtiment)
$R_a$	= rapport des aires (tour/base)
$R_d$	= $V_u/V_1$ = résistance résiduelle
$S_{a,j}$	= accélération spectrale associée au mode j
$S_j$	= accélération spectrale associée au mode j
$T_{\text{régl.}}$	= période du règlement applicable aux structures régulières
$T_{\text{ir}}$	= période des structures irrégulières
$(T_{\text{ir}})_{\text{régl.}}$	= période du règlement adaptée aux structures irrégulières
$T^*$	= $T_{\text{ir}}/T_r$ = rapport des périodes (irrégulière/régulière)
$V_e$	= effort tranchant de base élastique maximal
$V_u$	= effort tranchant de base ultime
$V_y$	= effort tranchant élastique limite de base

$V_1$	= effort tranchant de base associé à la formation de la 1 <sup>ère</sup> rotule plastique
$V_d$	= effort tranchant dynamique
$V_j$	= effort tranchant dynamique associé au mode j
$V_e/V_d$	= facteur de calibrage de l'effort tranchant dynamique de base
$V/W$	= rapport de l'effort tranchant de base au poids total
$W$	= poids total
$W_j$	= poids modal associé au mode j
$\delta_k$	= déplacement relatif inter-étage maximal
$\delta_{ek}$	= déplacement relatif élastique inter-étage
$\{\varphi\}_j$	= j <sup>ème</sup> vecteur modal de déplacement
$\sigma_y$	= limite élastique
$\theta_{max}$	= rotation maximale
$\theta_y$	= rotation élastique limite
$\mu$	= facteur de ductilité
$\theta_u$	= rotation ultime
$\Delta_k$	= borne supérieure du déplacement inter-étage
$\lambda$	= facteur de charge
$\lambda_e$	= facteur de charge élastique limite
$\lambda_r$	= facteur de charge de ruine
$\omega$	= pulsation de la structure irrégulière
$\omega_b$	= pulsation de la base
$\omega_t$	= pulsation de la tour
$\Omega_t$	= $\omega_t/\omega_b$ = rapport des pulsations (tour/base)
$\Omega$	= $\omega/\omega_b$ = rapport des pulsations de la structure irrégulière à celle de la base
$\mu$	= $M_t/M_b$ = rapport des masses (tour/base)
$\chi$	= facteur désignant le degré d'importance de la contribution des modes supérieurs

## *Liste des figures*

<b>Figure</b>	<b>Description</b>	<b>Page</b>
Figure 2.1	Différents types d'irrégularité en élévation	10
Figure 2.2	Différents types d'irrégularité en plan	12
Figure 2.3	Bâtiments irréguliers à étages en retraits	17
Figure 2.4	Modélisation d'une ossature irrégulière simple par éléments linéaires	22
Figure 2.5	Modèle structural d'une ossature irrégulière	22
Figure 2.6	Vues en élévation des modèles de portiques	33
Figure 2.7	Vues en plan de la section de la tour, At, par rapport à celle de la base, Ab	33
Figure 3.1	Influence du décrochement sur les périodes propres	40
Figure 3.2	Effets du décrochement sur les coefficients de cisaillement de base	42
Figure 4.1	Accélérogramme de la composante N-S du séisme de El Centro.	47
Figure 4.2	Correction du déséquilibre	48
Figure 4.3	Effets des paramètres Rh et Ra sur les déplacements Rh = 0.2 ; Rh = 0.4	55
Figure 4.4	Effets des paramètres Rh et Ra sur les déplacements Rh = 0.6 ; Rh = 0.8	56
Figure 4.5	Effets du décrochement sur les coefficients de cisaillement	57
Figure 4.6	Modélisation d'un élément pour la flexion inélastique	60
Figure 4.7	Type de modèles non linéaires	68
Figure 4.8	Comportement élasto-plastique des extrémités des éléments	71
Figure 4.9	Courbes d'interaction : (a) Poutres ; (b) Poteaux.	72
Figure 4.10	Effets du décrochement sur la réponse inélastique des structures: Rh = 0.2, Rh = 0.4	73
Figure 4.11	Effets du décrochement sur la réponse inélastique des structures : Rh = 0.6, Rh = 0.8	74
Figure 4.12	Comparaison des réponses élastiques et inélastiques, [Rh = 1.0] ; [Rh = 0.2], [Rh = 0.4]	76
Figure 4.13	Comparaison des réponses élastiques et inélastiques, [Rh = 0.6], [Rh = 0.8]	77
Figure 4.14	Effet de l'inélasticité sur la réponse maximale des structures irrégulières	78
Figure 4.15	Effets du décrochement sur les coefficients de cisaillement	79
Figure 4.16	Comparaison entre coefficients de cisaillement de base inélastiques	80
Figure 4.17	Comportement élasto-plastique parfait	82
Figure 4.18	Comportement cyclique d'une poutre en flexion	83
Figure 4.19	Définition du facteur de ductilité.	84
Figure 4.20	Comparaison des rapports de ductilité : Rh = 0.2 ; Rh = 0.4	86

Figure 4.21	Comparaison des rapports de ductilité : $R_h = 0.6$ ; $R_h = 0.8$	87
Figure 5.1	Comparaison des déplacements max. inter-étages ( $R_a=1/9$ )	95
Figure 5.2	Comparaison des déplacements max. inter-étages( $R_a=1/3$ )	96
Figure 6.1	Remplacement d'un comportement non linéaire	100
Figure 6.2	Divergence entre courbe exacte et approchée	101
Figure 6.3	Courbe contrainte-déformation.	101
Figure 6.4	Courbe d'interaction M-N	101
Figure 6.5	Analyse statique non linéaire	108
Figure 6.6	Effet du rapport de l'effort tranchant de base à la charge gravitaire	109
Figure 6.7	Analyse statique non linéaire,(Portique $R_h=0.6$ )	110
Figure 6.8	Analyse statique non linéaire, (Portique $R_h=0.2$ )	111
Figure 6.9	Evolution de la résistance résiduelle en fonction du niveau de décrochement $R_h$ .	111
Figure 7.1	Irrégularités structurales : (a) de masses ; (b) de rigidités.	113
Figure 7.2	Variation de masses aux 1er, 5ème, 10ème et 15ème étage de la structure	118
Figure 7.3	Variation décroissante de la rigidité ; Résistance constante	118
Figure 7.4	Evolution de la demande maximale de ductilité	124
Figure 7.5	Demande de ductilité maximale et rapport de déplacement inter-étages du premier étage des structures à rigidité irrégulière.	126
Figure 8.1	Modèle type d'un système à un seul degré de liberté	130
Figure 8.2	(a) bâtiment décroché, (b) modèle (système à deux degrés de liberté), (c) déformée du modèle.	138
Figure 8.3	Décomposition du mouvement de la structure décrochée : (a) Base ; (b) Tour	139
Figure 8.4	Relation entre les rapports de pulsations fondamentales $\Omega$ et $\Omega t$ du modèle analytique du système	142
Figure 8.5	Evolution du coefficient $T^*$ en fonction du rapport de décrochement $R_h$ sur la base du modèle à deux degrés de liberté.	145
Figure 8.6	Détermination du rapport $T^*$ en fonction du paramètre $R_h$ pour un rapport de section $R_a$ donné	146
Figure 8.7	Comparaison des efforts tranchants et moments de renversement	158
Figure 8.8	Incidence des contributions modales sur les déplacements, les efforts tranchants et les moments de renversement de niveaux.	160
Figure 8.9	Comparaison des efforts tranchants et moments de renversement	162









## *Liste des tableaux*

<b>Tableau</b>	<b>Description</b>	<b>Page</b>
Tableau 2.1	Caractéristiques géométriques du portique uniforme	32
Tableau 6.1	Valeurs maximales des sollicitations des éléments de la structure régulière	106
Tableau 6.2	Valeurs des rapports $V_y/V_1$ et limites des déplacements	108
Tableau 6.3	Valeurs des rapports $V_u/V_1$ et limites des déplacements	110
Tableau 7.1	Caractéristiques mécaniques et dynamiques des structures régulières	117
Tableau 7.2	Valeurs des rapports des efforts tranchants de base ( $V_{MSE}/V_{ADT}$ ) et des erreurs des structures à masses irrégulières	122
Tableau 7.3	Demande de ductilité relative au 10 <sup>ème</sup> étage pour un rapport de masses égale à 1.5 et une ductilité de conception égale à 6	125
Tableau 8.1	Détermination de $T^*$ pour des valeurs de $R_h$ particulières	144
Tableau 8.2	Valeurs de la pulsation fondamentale de la partie base	146
Tableau 8.3a	Caractéristiques dynamiques des structures analysées	154
Tableau 8.3b	Caractéristiques dynamiques des structures analysées	154
Tableau 8.4	Comparaison des rapports $V_e/V_d$ des structures analysées	155
Tableau 8.5	Résultats de calcul obtenus par les deux approches 1 et 2	157
Tableau 8.6	Caractéristiques dynamiques du bâtiment décroché ( $R_h = 0.6$ ; $R_a=1/9$ )	159

## SOMMAIRE

### CHAPITRE 1

#### INTRODUCTION GENERALE

1.1 OBJECTIFS DE LA THESE . . . . .	1
1.2 STRUCTURE DU DOCUMENT . . . . .	4

### CHAPITRE 2

#### ETAT DE LA QUESTION

2.1 INTRODUCTION . . . . .	7
2.2 CONFIGURATION . . . . .	7
2.2.1 Irrégularité verticale . . . . .	8
2.2.2 Irrégularité en plan . . . . .	10
2.3 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE . . . . .	13
2.4 APERCU SUR LA REGLEMENTATION . . . . .	15
2.4.1 Forme des bâtiments . . . . .	15
2.4.2 Symétrie des bâtiments . . . . .	16
2.4.2.1 Symétrie selon le plan horizontal. . . . .	16
2.4.2.2 Symétrie selon le plan vertical . . . . .	16
2.4.3 Hyperstaticité de la structure. . . . .	17
2.5 CHOIX DU TYPE DE CONFIGURATION . . . . .	17
2.6 ELEMENTS PRINCIPAUX DE RESISTANCE . . . . .	18
2.7 MODELISATION . . . . .	19
2.7.1 Généralités . . . . .	19
2.7.2 Principaux types d'approches de modélisation . . . . .	20
2.7.3 Type de modélisation considéré . . . . .	20
2.7.4 Nature des éléments principaux de résistance . . . . .	22
2.8 MODELES DE STRUCTURES UTILISES . . . . .	22
2.8.1 Spécificités des matériaux utilisés . . . . .	23
2.8.2 Dispositions constructives spécifiques aux ossatures ductiles . . . . .	23
2.8.3 Choix et conception des structures des bâtiments . . . . .	24
2.8.4 Principes de dimensionnement des structures . . . . .	25
2.8.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées . . . . .	26
2.8.6 Nature du chargement . . . . .	27
2.9 PARTICULARITE DE L'ANALYSE UTILISEE . . . . .	29

2.9.1 Hypothèses de modélisation des portiques de bâtiments . . . . .	29
2.9.2 Méthodes d'analyses . . . . .	30
2.10 CHOIX DES PARAMETRES D'IRREGULARITE . . . . .	31
2.11 CONCLUSION . . . . .	34

### **CHAPITRE 3**

#### **CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES DES BATIMENTS IRREGULIERS**

3.1 INTRODUCTION . . . . .	35
3.2 METHODE DE CALCUL ( <i>analyse modale</i> ) . . . . .	36
3.3 LOGICIEL DE CALCUL . . . . .	37
3.4 EFFETS DES PARAMETRES $R_h$ et $R_a$ SUR LES PERIODES PROPRES DES BATIMENTS IRREGULIERS . . . . .	39
3.4 EFFETS DES PARAMETRES $R_h$ et $R_a$ SUR LE COEFFICIENT DE CISAILLEMENT DE BASE . . . . .	40
3.5 CONCLUSIONS . . . . .	43

### **CHAPITRE 4**

#### **ANALYSE LINEAIRE ET NON LINEAIRE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DE BATIMENTS IRREGULIERS**

4.1 INTRODUCTION . . . . .	45
4.2 LOGICIEL DE CALCUL ET ACTION SISMIQUE . . . . .	46
4.2.1 Cas de l'analyse linéaire . . . . .	46
4.2.2 Cas de l'analyse non linéaire . . . . .	47
4.2.3 Aperçu sur le choix du pas de temps d'intégration . . . . .	50
4.3 ANALYSE LINEAIRE . . . . .	51
4.3.1 Détermination de la réponse en termes de déplacements et de cisaillements . . . . .	51
4.3.1.1 <i>Définition du facteur « déplacement »</i> (rôle et importance) . . . . .	51
4.3.1.2 <i>Définition du facteur « coefficient de cisaillement »</i> . . . . .	52
4.3.1.3 <i>Formulation et méthode d'analyse</i> . . . . .	52
4.3.1.4 <i>Résultats et analyses</i> . . . . .	54
4.3.1.4.1 <i>Déplacements</i> . . . . .	54
4.3.1.4.2 <i>Cisaillements</i> . . . . .	57
4.4 ANALYSE NON LINEAIRE . . . . .	58
4.4.1 Etapes de modélisation des structures pour l'analyse non linéaire . . . . .	59
4.4.2 Sources de non linéarités . . . . .	61
4.4.3 Modèles non linéaires . . . . .	62
4.4.3.1 <i>Modèles élasto-plastique bilinéaire</i> . . . . .	63

4.4.3.2	<i>Modèle de Clough</i>	64
4.4.3.3	<i>Modèle de Takeda</i>	65
4.4.3.4	<i>Modèle de Takeda Modifié</i>	66
4.4.3.5	<i>Modèle bilinéaire orienté vers le déplacement maximum</i>	66
4.4.4	Formulation et méthode d'analyse	67
4.4.4.1	<i>Principes de la méthode d'analyse</i>	67
4.4.4.2	<i>Algorithme incrémental de calcul</i>	68
4.4.4.3	<i>Loi de comportement adoptée : Modèle analytique</i>	70
4.4.5	Résultats et analyses	72
4.4.5.1	<i>Déplacements</i>	72
4.4.5.2	<i>Comparaison entre déplacements élastiques et inélastiques</i>	75
4.4.5.3	<i>Cisaillements</i>	78
4.4.5.4	<i>Demande de ductilité</i>	80
4.4.5.4.1	<i>Notion de ductilité</i>	81
4.4.5.4.2	<i>Demande de ductilité</i>	83
4.4.5.4.3	<i>Résultats et analyses</i>	85
4.5	CONCLUSIONS	88

## **CHAPITRE 5**

### **EVALUATION DES METHODES REGLEMENTAIRES DE DETERMINATION DES DEPLACEMENTS SISMIQUES PAR ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE**

5.1.	INTRODUCTION	90
5.2.	CALCUL DU DEPLACEMENT HORIZONTAL D'APRES LES REGLEMENTS PARASISMIQUES RPA 99 ET PS 92	91
5.2.1.	Règlement parasismique algérien	91
5.2.2.	Règlement parasismique français	92
5.3.	DISCUSSION DES RESULTATS	94
5.4.	CONCLUSIONS	97

## **CHAPITRE 6**

### **ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES IRREGULIERES**

6.1	INTRODUCTION	98
6.2	ALGORITHME DE LA METHODE STATIQUE "PAS A PAS"	99
6.3	ANALYSE PLASTIQUE NON LINEAIRE	101
6.4	EQUATION DE LA COURBE D'INTERACTION (M, N)	103
6.5	TRANSFORMATION DU CALCUL PLASTIQUE EN UNE SUCCESSION DE CALCULS ELASTIQUES	104
6.6	ANALYSE DES STRUCTURES PAR LA METHODE STATIQUE	

NON LINEAIRE : Applications . . . . .	105
6.7 RESULTATS ET COMMENTAIRES . . . . .	107
6.7.1 Cas de la structure régulière . . . . .	107
6.7.2 Cas des deux structures irrégulières . . . . .	109
6.8 CONCLUSION . . . . .	112

## **CHAPITRE 7**

### **EFFET DES IRREGULARITES DE MASSES ET DE RIGIDITES SUR LA REPONSE SISMIQUE**

7.1 INTRODUCTION . . . . .	113
7.2 CRITERES DE REGULARITE . . . . .	114
7.3 POSITION DU PROBLEME . . . . .	116
7.4 METHODES D'ANALYSES . . . . .	119
7.4.1 Approche dynamique temporelle . . . . .	119
7.4.2 Approche statique équivalente . . . . .	119
7.5 RESULTATS ET DISCUSSIONS . . . . .	121
7.5.1 Irrégularités de masses . . . . .	121
7.5.2 Irrégularités de rigidités . . . . .	125
7.6 CONCLUSIONS . . . . .	127

## **CHAPITRE 8**

### **ASPECT REGLEMENTAIRE ET MODELISATION**

8.1 INTRODUCTION . . . . .	128
8.2 ASPECT REGLEMENTAIRE . . . . .	128
8.3 MODELISATION . . . . .	130
8.3.1 Rappel des composants du modèle dynamique élémentaire . . . . .	130
8.3.2 Choix du modèle . . . . .	131
8.3.3 Méthode basée sur les déplacements généralisés . . . . .	131
8.3.4 Formulation du modèle : <i>Application aux structures irrégulières</i> . . . . .	133
8.3.4.1 <i>Etude de la partie "Base"</i> . . . . .	134
8.3.4.2 <i>Etude de la partie "Tour"</i> . . . . .	135
8.3.4.3 <i>Etude de l'ensemble "Base + Tour"</i> . . . . .	135
8.4 ETUDE PARAMETRIQUE . . . . .	140
8.5 ETUDE REGLEMENTAIRE . . . . .	142
8.5.1 Relation entre périodes de structures régulière et irrégulière en fonction des paramètres $R_h$ et $R_a$ . . . . .	142
8.5.2 Evolution du rapport des périodes $T^*$ en fonction des paramètres $R_h$ et $R_a$ . . . . .	144

8.5.3 Validité de la méthode proposée . . . . .	145
8.6 EVALUATION DE L'EFFORT TRANCHANT MAXIMUM DE BASE DES BATIMENTS IRREGULIERS EN TERMES DE POIDS MODAUX . . . . .	147
8.6.1 Position du problème . . . . .	147
8.6.2 Procédure d'analyse . . . . .	148
8.6.2.1 <i>Analyse dynamique</i> : méthode basée sur le spectre de réponse . . . . .	148
8.6.2.1.1 <i>Principes de calcul</i> . . . . .	148
8.6.2.1.2 <i>Calcul des réponses</i> : Efforts tranchant et Moments de renversement . . . . .	149
8.6.2.1.3 <i>Identification par rapport au règlement RPA 99</i> . . . . .	151
8.6.2.1.4 <i>Rapport entre efforts tranchants de base</i> (Elastique / Dynamique) . . . . .	152
8.6.2.2 <i>Applications numériques</i> . . . . .	154
8.6.2.2.1 <i>Choix des structures analysées</i> . . . . .	154
8.6.2.2.2 <i>Analyse des résultats</i> . . . . .	155
8.6.2.2.3 <i>Cas des structures irrégulières dont le</i> <i>poids modal supérieur prépondérant.</i> . . . . .	155
8.6.2.2.3.1 B ( $R_h = 0.6$ ; $R_a = 0.111$ ) . . . . .	156
8.6.2.2.3.2 <i>Première méthode</i> : (Méthode RPA) . . . . .	156
8.6.2.2.3.3 <i>Deuxième méthode</i> : (Méthode RPA ajustée) . . . . .	157
8.6.2.2.3.4 <i>Troisième méthode</i> : (Analyse modale spectrale) . . . . .	159
8.6.2.2.4 <i>Réajustement de la valeur de l'effort tranchant de base</i> . . . . .	161
8.7 CONCLUSIONS . . . . .	162

## **CHAPITRE 9**

### **CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES**

9.1 CONCLUSIONS . . . . .	164
9.2 PERSPECTIVES . . . . .	170
REFERENCES . . . . .	171
ANNEXE . . . . .	176







## **CHAPITRE 1**

### **INTRODUCTION GENERALE**

#### **1.1 OBJECTIFS DE LA THESE**

Le développement urbain dans les régions d'activité sismique reconnues, conjugué à l'amélioration constante des matériaux et technologies, a augmenté significativement à travers le monde. Ce développement est accompagné par une demande croissante en bâtiments à caractères esthétiques qui deviennent de plus en plus élancés et ont souvent des formes irrégulières. Il en résulte une sensibilité au séisme avec notamment un comportement dynamique marqué. Des dommages considérables ont été observés dans les bâtiments de grande hauteur de formes irrégulières lors des tremblements de terre survenus à travers le monde (Etats-Unis, Japon, Turquie et Taiwan).

La forme de la construction conditionne, ainsi, très fortement son comportement lors du tremblement de terre car l'intensité des charges sismiques dépend directement de la nature et de la conception de la structure. Cette forme d'irrégularité peut amplifier considérablement les sollicitations dues aux charges sismiques et peut créer des concentrations de contraintes dans la structure pouvant entraîner la ruine de la construction. Cependant, le risque d'effondrement sous l'influence des charges sismiques peut être considérablement atténué si les effets des irrégularités sont pris en considération et sont étudiés d'une manière plus approfondie.

Une large classe de hautes structures, classées comme irrégulières, exhibe un comportement complexe qui ne peut être étudié de façon fiable que quand les structures sont modélisées entièrement. Cela ne peut se faire qu'à l'aide d'un programme de calcul performant. Les bâtiments sont classés comme irréguliers lorsqu'un certain nombre de caractéristiques spéciales sont présentes dans leur conception. De telles caractéristiques renferment entre autres l'irrégularité de torsion en plan (ceci apparaît quand le centre de masse ne coïncident pas avec le centre de résistance, provoquant dans le bâtiment une significative composante supplémentaire de déformation "twisting component" dans sa réponse sous l'action des charges sismiques), de l'irrégularité du coin rentrant (les ailes du bâtiment en forme de L

tendent à provoquer des battements, engendrant un comportement de "twist" dans le bâtiment s'ils battent en phase et une concentration de contraintes dans les coins rentrants s'ils battent en déphasage), des discontinuités verticales de rigidités (quand la rigidité d'un étage donné est plus grande ou plus petite que celle d'un étage situé immédiatement en haut ou en bas), des discontinuités verticales de masses (grande différence de masse entre les étages consécutives), etc...

L'irrégularité verticale, correspondant à la forme irrégulière en élévation d'une structure, est justement l'un des éléments qui a retenu notre attention et fait l'objet de ce thème de recherche. Puisqu'une forme non uniforme dans le sens verticale de la structure peut entraîner une distribution irrégulière des charges ou des rigidités et peut affecter défavorablement le comportement d'une construction sous l'action d'un tremblement de terre. Les irrégularités dues à la torsion en plan et des coins rentrants ne sont pas considérées dans ce travail.

Les travaux que nous présentons ici sont focalisés sur la compréhension du comportement des structures des bâtiments irréguliers multi-étagés, dans le contexte de l'action sismique, en essayant d'analyser les résultats obtenus par la procédure de la charge statique équivalente et de la méthode d'analyse dynamique (élastique et inélastique). Nous essayons également de montrer les différences qui peuvent exister entre les réponses sismiques des structures irrégulières et régulières.

Les bâtiments comportant dix étages ou plus peuvent être classés dans la catégorie des hauts bâtiments. La période fondamentale de tels bâtiments varie généralement entre 0.8 secondes (environ 40 m de haut) pour un bâtiment de dix étages à 10-15 secondes (environ 400 m) pour un bâtiment de 100 étages. Suivant la forme traditionnelle de la construction, trois systèmes classiques de résistance aux charges latérales sont utilisés pour résister aux forces dues au vent et aux tremblements de terre dans les hauts bâtiments : système de portiques à moment, système de portiques en treillis et le système de mur à cisaillement. Dans les bâtiments de très grandes hauteurs (> 40 étages), la combinaison de deux de ces trois systèmes a été souvent utilisée avec succès. Le béton armé et l'acier ont été les matériaux les plus utilisés. Les principales caractéristiques du bâtiment qui dictent la performance de la structure durant un séisme sont au nombre de quatre : la résistance, la rigidité, la ductilité et l'amortissement.

Dans cette étude, ne sont traités que les bâtiments ayant quinze étages et dont le système structural principal est réalisé par une ossature en charpente métallique. D'après les évaluations sismiques existantes, on ne dispose jusqu'à présent que de peu de données sur les structures à ossature en charpente métallique, mais ces données indiquent un degré élevé de résistance aux séismes.

Généralement les constructions sont soumises aux effets du séisme et le constructeur doit connaître les effets engendrés dans les structures pour les dimensionner. Pour cela on dispose d'un certain nombre de moyens. Le premier est la réglementation et les codes des charges. Partout dans le monde, les règlements parasismiques sont très utilisés à cet effet et selon lesquels les constructions de génie civil, doivent être conforme à un certain nombre de prescriptions réglementaires. Toutefois, les règlements parasismiques étant conçus comme des « guides-orientations », ils ne devraient pas constituer des « guides-freins » à l'innovation. Le dimensionnement des bâtiments est ainsi souvent basé sur des règlements parasismiques standardisés ; les dispositions de ces règlements sont-elles-adéquates ?

Les méthodes de calcul actuelles de dimensionnement des structures utilisent, soit tout simplement l'élasticité linéaire, qui peut conduire à un surdimensionnement de la structure, soit réglementaire utilisant la notion « d'états limites ». Dans ce cas la vérification s'opère dans chaque section, sans que l'on tienne compte de l'évolution progressive des dégradations, ni des redistributions de contraintes qui en découlent.

Heureusement, l'accroissement vertigineux des performances des ordinateurs a permis l'essor de nombreuses disciplines scientifiques. C'est notamment le cas de la dynamique des structures dans son application au calcul des constructions de Génie Civil.

Ces énormes progrès de l'outil informatique ont rendu possible des analyses de structures plus précises pour les ouvrages, en tenant compte de lois de comportement linéaires et non linéaires des matériaux et d'une modélisation mécanique plus fine.

En effet, traditionnellement, les structures conçues pour résister aux tremblements de terre étaient calculées sur la base de schémas simplifiés qui considèrent l'action sismique comme équivalente à une charge statique latérale. La distribution et l'intensité de telles charges étaient fixées par les règlements de calcul de manière à simuler les effets dynamiques auxquels la construction serait soumise en cas de séisme d'intensité variable.

Aujourd'hui, les capacités de traitement numérique des calculateurs automatiques donnent la possibilité de traiter le calcul sismique de manière plus fine et moins éloignée de la réalité. Deux stratégies de calcul sont ainsi possibles : l'intégration directe de l'équation de mouvement ou l'analyse modale (problème aux valeurs propres).

Ces méthodes procèdent à l'idéalisation de la structure par un modèle mathématique représentatif qui puisse permettre la simulation du comportement réel. La qualité des résultats dépend, bien entendu, de la manière dont le modèle retenu décrit la réponse réelle.

Dans cette recherche nous nous proposons d'utiliser les méthodes analytiques et/ou numériques actuelles pour déterminer la réponse d'une structure élancée et irrégulière excitée

par l'action du tremblement de terre. Les propriétés et les réponses dynamiques à évaluer sont les périodes de vibration, les coefficients de cisaillement, les déplacements horizontaux, les efforts tranchants, les facteurs de ductilité et les moments de renversement. Les hypothèses de linéarités géométriques et linéarités des matériaux seront respectées, ainsi que l'hypothèse d'amortissement proportionnel.

Depuis quelques années, de nombreuses études théoriques et expérimentales ont été réalisées pour connaître le comportement dynamique des structures irrégulières sous l'effet des charges sismiques. L'objectif de notre travail est double. Nous voudrions d'une part contribuer à accroître la compréhension actuelle du comportement dynamique des structures irrégulières sous sollicitations sismiques. Nous voudrions d'autre part élaborer une méthode de calcul améliorée et des lignes directrices simplifiées pour leur conception par rapport à la charge sismique. On espère que le modèle soit raisonnablement simple afin qu'il permette de prévoir, de manière relativement exacte, les aspects importants de la réponse des structures courantes de génie civil et de rendre compte des effets globaux liés à la présence des actions sismiques. Son originalité consiste en la prise en compte des paramètres qui conditionnent l'irrégularité des structures en considérant un modèle de calcul, qui utiliserait les caractéristiques dynamiques de la structure étudiée. Il permettrait d'avoir une estimation plus réelle de la réponse de la structure.

## 1.2 STRUCTURE DU DOCUMENT

Nous avons choisi pour cela de travailler en **neuf étapes** présentées sous forme de neuf **chapitres** dans ce mémoire. La présente introduction représente le **chapitre 1**.

**Le chapitre 2** est consacré à la problématique des structures comportant des irrégularités. Après un bref rappel bibliographique se rapportant au comportement de ce type de structures sous sollicitation sismique, ce chapitre donne un aperçu réglementaire sur les problèmes liés à la conception des modèles structuraux de bâtiments irréguliers du point de vue formes et résistances structurales en plan et en élévation, et d'autre part, il décrit les paramètres d'irrégularité choisis qui devraient définir la configuration géométrique des structures irrégulières à étudier dans le cadre de ce document.

Dans le **chapitre 3**, nous nous sommes intéressés à l'effet du décrochement vertical sur les caractéristiques propres de bâtiments présentant une géométrie irrégulière en élévation dans le

domaine des vibrations libres. Il a pour but, d'une part, d'étudier l'influence de certains paramètres prédéfinis de décrochement sur le comportement dynamique des bâtiments considérés, notamment leur comportement en flexion plane, et d'autre part, de définir une référence de la déformation en termes de sollicitations en comparaison à la déformation d'un bâtiment régulier de même gabarit que les bâtiments décrochés. Les résultats présentés dans cette partie du travail sont obtenus sur la base d'une série de calculs automatiques sur des structures, réalisés au centre de calcul du Laboratoire de Dynamique des Structures et Génie Parasismique de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Dans le **chapitre 4**, nous donnons une méthode de calcul pour évaluer la réponse élastique linéaire et non linéaire générées par l'action sismique s'exerçant sur certaines structures irrégulières. Le problème est relativement complexe et toutes les situations ne peuvent être abordée. La méthode d'approche utilisée est basée sur l'expérimentation numérique. Les modélisations mécaniques ainsi que les algorithmes de résolution utilisés sont classiques et donc en dehors du domaine de recherche. Enfin nous nous sommes livrés à des études paramétriques pour déterminer l'influence de certains paramètres sur le comportement d'une structure élancée vis-à-vis des charges sismiques. Pour cela, nous considérons deux types de structures, régulière et irrégulières, une zone sismique, et un type d'accélérogramme historique couvrant une large gamme de fréquences.

Au **chapitre 5**, sur la base des résultats obtenus dans le chapitre 4, une étude est effectuée afin d'évaluer les méthodes de détermination des déplacements relatifs d'étages préconisées par les règlements parasismiques pour des structures irrégulières présentant une ossature métallique ductile autostable. L'évaluation tient compte d'une comparaison entre les déplacements horizontaux obtenus respectivement à partir des méthodes réglementaires et de l'analyse dynamique non linéaire des structures irrégulières et d'un bâtiment de référence à profil uniforme. L'étude du comportement dynamique doit conduire d'une part à une compréhension physique du comportement sismique de la structure et de vérifier d'autre part si les dispositions des codes parasismiques, notamment Algérien RPA 99 et Français PS 92, quant à la conception de ce système de structure, sont adéquates.

Le **chapitre 6** est consacré à l'estimation, d'une part, le degré de résistance des structures étudiées et à prédire, d'autre part, la formation des zones ou rotules plastiques ainsi que le mécanisme de ruine probable dans les structures irrégulières et régulière équivalente, sous

l'action d'un effort sismique latéral en utilisant la méthode de calcul incrémental ou pas à pas (push-over). L'utilisation de cette méthode de calcul pas à pas est qu'elle permet de connaître l'état de la structure à tout instant du chargement ainsi que la charge effective de ruine de la structure.

Dans le **chapitre 7**, nous avons procédé à l'évaluation des limites de masses et de rigidités des bâtiments réguliers comme cela est spécifié par le règlement parasismique R.P.A 99. L'évaluation est menée sur une structure de bâtiment en portiques à deux dimensions de 15 étages, où six périodes fondamentales sont considérées. Les irrégularités sont introduites en faisant varier les propriétés d'un étage. Des rapports de masses d'étages de 0.1 à 5.0, ainsi que des rapports de rigidités du 1<sup>er</sup> étage allant de 1.0 à 0.5 sont considérés. La réponse est calculée à partir d'un niveau de ductilité de conception égale à 1, 2, 6 et 10 pour un accélérogramme sismique donné. Les conclusions sont orientées vers les effets des irrégularités sur les efforts tranchants et les demandes de ductilités maximales.

Dans le **chapitre 8** et dernière partie, nous définissons un modèle de calcul que nous avons choisi pour caractériser le comportement de la structure irrégulière. C'est un modèle basé sur des considérations théoriques. Nous avons pris le soin de mettre en évidence les hypothèses requises par un tel modèle pour le calcul de la réponse des structures décrochées, à l'action sismique. Il s'agit là de résoudre des équations différentielles. Nous avons procédé à la résolution de telles équations par l'analyse modale spectrale. La solution de ces équations nous fait aboutir à la proposition d'une formule simplifiée approximative, plus adaptée au calcul de la période fondamentale des bâtiments irréguliers. Ensuite, nous avons procédé à une validation du modèle en comparant des résultats obtenus par ce même modèle à des résultats obtenus par une analyse dynamique et ceux pour un certain nombre de structures. Nous avons montré que l'effort tranchant de base, dans ce type de structures irrégulières, ne dépend pas toujours de la période des modes supérieurs même si le poids modal de l'un de ces derniers est plus important que celui du mode fondamentale.

Enfin, le **chapitre 9** rassemble les conclusions principales de ce travail et présente des perspectives de recherches futures dans le domaine.







## **CHAPITRE 2**

### **ETAT DE LA QUESTION**

#### **2.1 INTRODUCTION**

L'objet de ce chapitre est de donner, en premier lieu, un état actuel des connaissances sur les structures irrégulières de génie civil, en passant par un rappel sur leurs différentes formes de configurations et des études menées antérieurement sur leur comportement. On évoque quelques notions sur leurs éléments principaux de résistance, les matériaux utilisés, les différents types de modélisation et on décrit ensuite en détail le modèle de structures utilisé ainsi que les paramètres d'irrégularité, définis dans le cadre de ce travail.

#### **2.2 CONFIGURATION**

Comme on l'a mentionné auparavant, la configuration d'une structure peut affecter significativement sa performance durant un tremblement de terre sévère. D'une manière générale, la configuration d'une structure peut être présentée sous deux aspects : une configuration en plan et une configuration verticale. Dans leur globalité, les prévisions réglementaires ne concernent que les structures de configurations régulières.

La majorité des tremblements de terre passés ont montré à chaque fois que les constructions de formes irrégulières "souffrent" beaucoup plus que les constructions de formes régulières pour avoir subis plusieurs dommages et se sont ainsi montrés moins performants que ces derniers [1], [2]. Cette situation se retrouve même dans le cas de structures irrégulières de bonne conception et de meilleure qualité de réalisation.

Plusieurs raisons sont à la base du mauvais comportement des structures irrégulières. Dans une structure régulière, les demandes inélastiques produites par un fort tremblement de terre tendent à se distribuer de manière normale et uniforme à travers toute la structure, entraînant la dispersion de l'énergie de dissipation et des dommages. Tandis que, dans une structure irrégulière, le comportement inélastique peut se concentrer dans la zone d'irrégularité,

entraînant une rupture rapide des éléments structuraux situés dans ces zones. De plus, les méthodes d'analyses élastiques typiquement employées dans le calcul des structures, souvent, ne peuvent prédire la distribution de la demande d'un tremblement de terre dans une structure irrégulière de façon précise, entraînant ainsi un dimensionnement inadéquat dans les zones d'irrégularité.

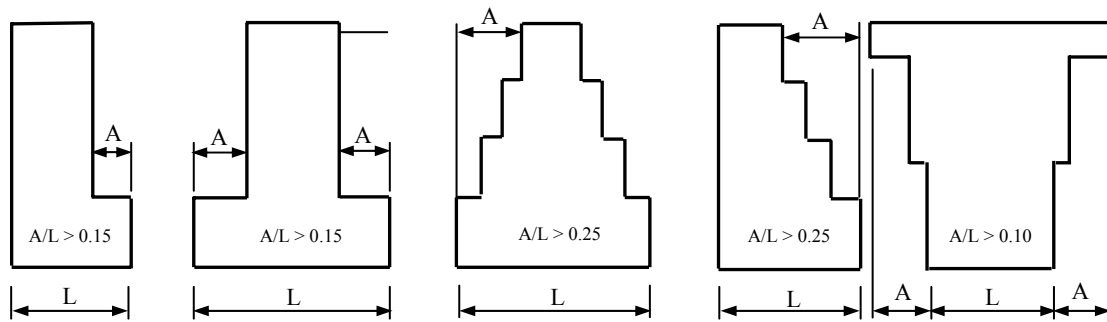
### 2.2.1 Irrégularité verticale

La configuration de type "irrégulière en élévation" affecte les réponses à divers niveaux et dans lesquels elle engendre des charges dont la distribution est différente de manière significative de celle déduite à partir de la méthode statique équivalente. Par définition, un bâtiment dont la structure est formée par des portiques à moments résistants, est classé irrégulier en élévation si l'un de ses étages est plus grand que les étages adjacents et si les dimensions ne compensent pas la diminution de la rigidité normalement produite. Les exemples d'irrégularités verticales possibles sont illustrés par la figure 2.1.

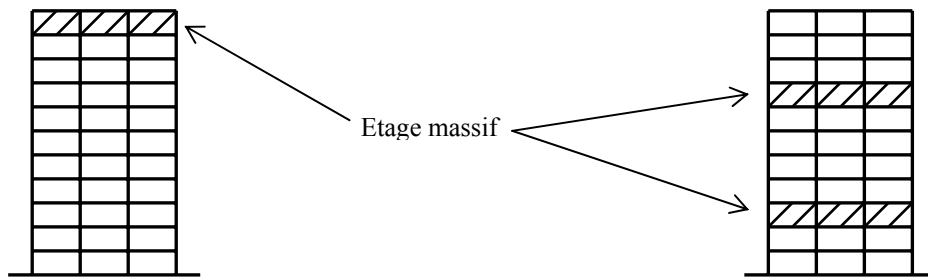
Un bâtiment est classé comme irrégulier si le rapport de la masse à la rigidité dans des étages adjacents diffère de façon significative. Ceci se produit lorsque une masse très importante, telle une piscine ou un parking, est placée dans un étage.

Un autre type d'irrégularité verticale peut être créé par une dissymétrie de géométrie par rapport à l'axe vertical du bâtiment. De même, un bâtiment possédant une symétrie de géométrie par rapport à l'axe vertical peut être également classé comme irrégulier à cause de significatifs retraits horizontaux, dans un ou plusieurs étages, de ses éléments verticaux de son système de résistance aux charges latérales. Un retrait d'étage est considéré significatif si le rapport de la plus grande dimension à la plus petite est supérieur à 130%. Egalement, un bâtiment peut être supposé irrégulier si la plus petite dimension se trouve au-dessous de la plus grande, créant ainsi l'effet de la pyramide inversée.

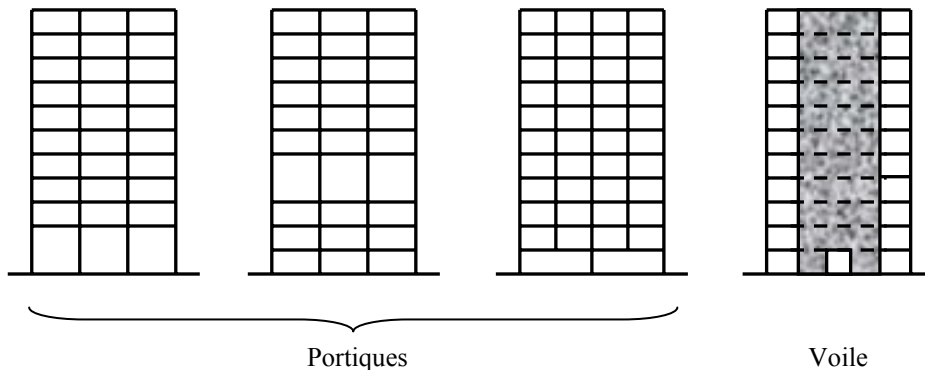
Les irrégularités dues aux étages faibles apparaissent lorsque la résistance d'un étage par rapport à la demande de la résistance latérale est significativement plus faible que celle de l'étage supérieur. Les bâtiments comportant ce type de configuration tendent à développer tout leur comportement inélastique dans l'étage faible. Il en résulte un changement significatif



(a) Irrégularité vis-à-vis de la forme



(b) Irrégularité vis-à-vis des masses



(c) Irrégularité vis-à-vis des rigidités

**Figure 2.1 :** Différents types d'irrégularité en élévation.

dans l'état de déformation du bâtiment dans lequel le tremblement de terre engendre des déplacements excessifs dans l'étage faible. Cela peut entraîner des dommages extrêmes dans cet étage allant même jusqu'à l'instabilité et la ruine totale du bâtiment.

D'après les règlements parasismiques, les irrégularités structurales verticales pouvant affecter de manière défavorable la résistance sismique d'un bâtiment sont classées en cinq types :

**1. Irrégularité de la rigidité (étage souple) :** cette irrégularité résulte lorsque un ou plusieurs étages sont significativement plus souples (soumis à de grandes déformations) que les étages situés juste au-dessus. Un étage souple est par définition celui dont la

rigidité latérale est moins que 70% de celle de l'étage situé juste au-dessus ou moins que 80% de la rigidité moyenne des trois étages situés au-dessus.

**2. Irrégularité du poids (masse) :** cette irrégularité existe quand la masse effective (poids divisé par l'accélération de la pesanteur) d'un étage est substantiellement plus grande (supérieure à 150%) que celle de l'étage adjacent. Le dernier étage (le toit) qui n'est pas aussi chargé que l'étage situé juste au-dessous n'a pas besoin d'être considéré.

**3. Discontinuité verticale de la capacité (étage faible) :** cette discontinuité se présente lorsque la résistance d'un étage est significativement plus faible (inférieure à 80%) que celle d'un étage situé juste au-dessus. La résistance d'un étage est définie comme étant la résistance totale de tous les éléments résistants aux actions sismiques qui participent à l'effort tranchant d'étage dans la direction considérée.

**4. Discontinuité en plan des éléments verticaux de résistance aux charges latérales :** cette discontinuité apparaît quand les éléments résistants aux forces latérales (portiques résistants aux moments, murs de cisaillement, portiques à palés) ne présentent pas une forme continue d'un étage à un autre ; ou lorsqu'un retrait en plan des éléments résistants au charge latérale est plus grand que la longueur de ces éléments.

**5. Irrégularité verticale de la géométrie :** celle-ci existe quand la dimension horizontale du système de résistance aux charges latérales à un étage donné est supérieure à plus de 130% de celle de l'étage adjacent.

Par ailleurs, les irrégularités de formes, de contreventement et de répartition de masses engendrent en plus des efforts de torsion des majorations d'efforts sismiques par le jeu du coefficient de comportement et par la prise en compte de la combinaison des efforts dans deux directions perpendiculaires.

### 2.2.2 Irrégularité en plan

Une construction ayant une forme géométrique symétrique sans parties rentrantes peut encore être classée comme irrégulière en plan à cause de sa distribution de masses ou de ses éléments résistants verticaux aux actions sismiques. Les effets de torsion causés par les actions

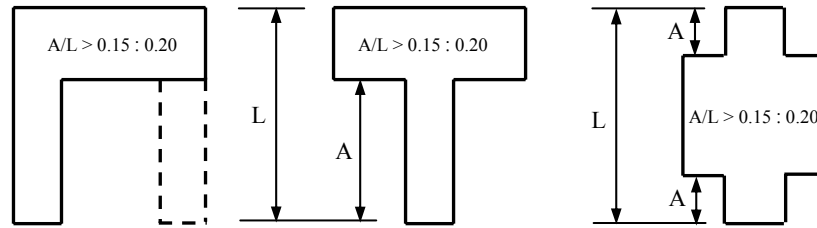
sismiques peuvent se manifester même quand les centres de masses et de résistances coïncident. A titre d'exemple, les ondes sismiques, s'exerçant de façon indirecte par rapport aux axes principaux de la construction peuvent causer de la torsion. Fissuration et plastification dans une configuration non symétrique peuvent provoquer également des torsions. Ces effets peuvent également amplifier la torsion due à l'excentricité existant entre les centres statiques. Pour cette raison, les bâtiments, dont l'excentricité entre le centre de masse et le centre statique de résistance dépasse de 10% la dimension du bâtiment se trouvant perpendiculaire à la direction de la force sismique, doivent être classés comme irréguliers.

Pour qu'un bâtiment soit de configuration régulière il faut que sa forme en plan soit carrée, rectangulaire ou circulaire. Un bâtiment de forme carrée ou rectangulaire comportant des coins rentrants moins importants peut encore être considéré comme régulier, mais si leur taille devient trop importante, de sorte que la forme du bâtiment s'apparente à une croix, celui-ci doit être considéré comme irrégulier. La réponse des ailes de ce type de bâtiment étant généralement différente de celle du bâtiment tout entier, ce qui provoque d'importantes forces locales. Il existe également d'autres configurations en plan, telle que la configuration en "H" de forme géométrique symétrique, qui doivent être classées encore comme irrégulières à cause de la réponse des ailes.

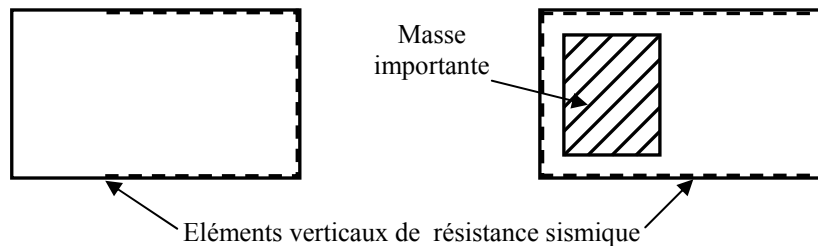
Les différences significatives de rigidité pouvant exister entre plusieurs parties d'un diaphragme d'un étage sont supposées irrégulières puisqu'elles sont capables de causer un changement dans la distribution des forces sismiques vis-à-vis des éléments résistants verticaux, et créent des forces de torsion qui ne sont pas présentes dans une distribution normale lors d'un calcul de bâtiments réguliers et dont on ne tient pas compte dans les calculs. Quelques irrégularités en plan sont représentées ci-dessous par la figure 2.2.

Là où des discontinuités dans la répartition des forces latérales de résistance sont présentes la structure peut ne pas être considérée comme régulière.

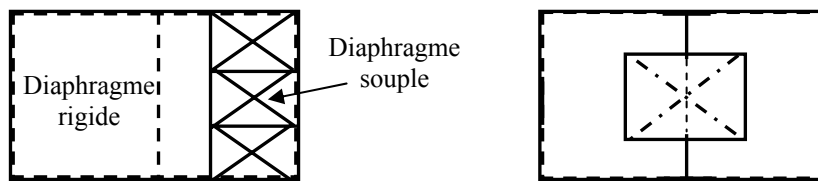
En génie parasismique, malgré le risque d'une catastrophe que peut entraîner un tremblement de terre sur des constructions de configurations irrégulières, les irrégularités ne sont pas incompatibles avec la construction parasismique, mais doivent être pris en compte dès la conception par une réflexion approfondie menée conjointement par les architectes et les ingénieurs.



(a) Irrégularité de forme géométrique



(b) Irrégularité sous forme d'excentricité de masse et de résistance



(c) Discontinuité de la rigidité du diaphragme

**Figure 2.2 :** Différents types d'irrégularité en plan.

Les règlements parasismiques classent les irrégularités structurales du plan en cinq types :

- 1. Irrégularité de torsion considérée quand les diaphragmes ne sont pas flexibles :** l'irrégularité de torsion existe quand le déplacement inter-étage maximal (drift), calculé en incluant la torsion accidentelle, à une extrémité de la structure vaut plus de 1.2 fois la moyenne des drifts des deux extrémités de la structure.
- 2. Coins ou angles rentrants :** les configurations en plan d'une structure et son système de résistance aux charges latérales contiennent des coins rentrants, où les deux projections de la structure à travers un coin rentrant sont plus grands de plus de 15% de la dimension en plan de la structure dans la direction donnée.



**3. Discontinuité du diaphragme :** les diaphragmes ayant des discontinuités abruptes ou des variations dans la rigidité, incluant ceux ayant des découpages ou des aires d'ouvertures plus grandes de 50% de l'aire totale du diaphragme, ou changement dans la rigidité effective du diaphragme de plus de 50% d'un étage à un autre.

**4. Retrait hors-plan :** discontinuité du trajet d'une force latérale, tel que les retraits hors-plan des éléments verticaux.

**5. Systèmes non parallèles :** les éléments verticaux résistants aux charges latérales ne sont pas parallèles ou symétriques aux axes principaux du système de contreventement.

## 2.3 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans la vie courante, beaucoup de bâtiments à plusieurs étages, constitués par une ossature en portiques métalliques, possèdent une ou deux dimensions en plan réduites au niveau de leur partie supérieure. Cette réduction divise le bâtiment en deux parties formant ainsi une section de tour et une section de base. De tels bâtiments sont appelés « irréguliers ou décrochés ». A cause d'un grand nombre de variables mises en cause, la réponse sismique de cette classe de bâtiments est très complexe et présente souvent de sérieux problème à l'ingénieur des structures. Des études analytiques offrent, cependant, la possibilité d'isoler un nombre important de paramètres qui peuvent avoir un impact sur la réponse sismique. Les résultats prometteurs de telles études permettront d'établir l'analyse dynamique en tant qu'instrument plus pratique pour le calcul sismique.

Le comportement des structures irrégulières sous action sismique constitue, par ailleurs, un thème récurrent en génie parasismique et a fait l'objet de plusieurs investigations de recherches antérieures [3-24]. Malgré la grande variété des études effectuées, on ne maîtrise pas encore les effets dynamiques qui se produisent lorsque des structures irrégulières en charpente métalliques semblables du point de vue conception aux structures régulières, sont soumises à des efforts dynamiques de cisaillement et de flexion dus à un séisme. La plupart de ces études ont été menées, souvent concentrées sur l'étude de la réponse de simples systèmes élastiques de structures non proportionnées et non représentatives, afin de satisfaire les exigences des règlements parasismiques en vigueur. Dans les toutes premières recherches dans ce domaine, certains auteurs [3] ont mené une étude exploratrice sur les effets des décrochements sur la réponse sismique de bâtiments à plusieurs étages en analysant le comportement d'une console

verticale de cisaillement de profil en forme dégradée (type escalier) soumise à la base par une excitation transversale. D'autres [4] ont présenté une méthode approximative pour le calcul de la réponse sismique de bâtiments surmontés par des masses relativement légères ou par des tours. Une étude similaire a été menée par [5]. Dans ces deux études, la tour a été traitée en tant que système à un seul degré de liberté ayant une masse très négligeable par rapport à celle du bâtiment sur lequel elle est montée. Ces études ont montré que la réponse de la tour s'accroît quand sa période fondamentale de vibration est plus proche de l'une des périodes des modes supérieurs de la base. Par la suite, cette méthode approximative a été complétée par d'autres travaux [7] afin d'analyser les bâtiments surmontés par des tours à plus d'un degré de liberté. Cependant, ces méthodes approximatives, qui sont présentées dans ces études, sont applicables seulement dans ces cas ou plus exactement quand la masse de la tour est très faible de sorte que la période fondamentale du bâtiment composé de la base et de la tour n'est pas tellement différente de celle de la base considérée seule.

Dans une autre recherche [6], afin de mieux comprendre le comportement des structures irrégulières, des bâtiments uniformes de plusieurs étages soumis à un tremblement de terre ont été analysés en utilisant deux modèles différents :

- Une console verticale de cisaillement de profil en forme dégradée, modèle déjà utilisé dans les recherches précédentes,
- Un système de plusieurs degrés de liberté à masses concentrées obtenu en supposant que les poutres des planchers ont une rigidité flexionnelle infinie.

Seule une étude [9] a présentée un nombre limité d'exemples d'analyses de la réponse inélastique de bâtiments irréguliers comportant des poutres flexibles.

Durant les dernières années, les recherches dans ce domaine se sont diversifiées en mettant en valeur les effets de certains paramètres d'irrégularité sur le comportement des structures. Dans l'une d'elles [19], le comportement non linéaire des bâtiments irréguliers multi-étagés a été simulé en tenant compte de la flexibilité des diaphragmes. Dans cette étude, le modèle structural de base consiste en un système symétrique de deux étages, lequel est supporté par sept éléments verticaux résistants aux charges latérales dont la rigidité est supposée dégradable. Les résultats ont montré que l'hypothèse de la rigidité du plancher conduit généralement à une conception conservatrice pour les bâtiments multi-étagés. Dans une autre recherche [22], une étude paramétrique a été menée sur plusieurs structures mixtes à cisaillement (voiles + portiques) comportant une importante irrégularité de torsion. Les résultats ont montré que les moments maximums des poutres et des poteaux les plus critiques

augmentent environ de 10% par rapport à ceux obtenus en tenant compte des 5% de l'excentricité accidentelle définie par le règlement.

## **2.4 APERCU SUR LA REGLEMENTATION**

Les règles actuelles, bien adaptées aux structures régulières, sont dans une moindre mesure applicables dans le cas des structures irrégulières. D'une part, elles tiennent compte des irrégularités et ne pénalisent pas particulièrement les bâtiments irréguliers, sauf prise en compte des efforts de torsion causés par les dissymétries de géométrie et de masse. D'autre part, du point de vue analyse, elles ne tiennent pas compte de cette irrégularité d'une manière plus explicite dans les formules de calcul sismique ; elles recommandent simplement l'utilisation de la méthode dynamique directe lorsque la structure à analyser comporte des irrégularités.

En règle générale, les codes parasismiques, en particulier le code RPA 99 [25], font la distinction entre bâtiments réguliers et irréguliers. Les structures régulières sont définies comme ayant une distribution uniforme de masses, de rigidités, de résistances d'étages et de géométrie en hauteur. Par contre, les structures irrégulières sont caractérisées par une réduction brusque des dimensions en plan des niveaux de leurs étages.

La réglementation parasismique s'appuie sur trois paramètres essentiels et nécessaires à une bonne conception et meilleure stabilité d'une structure, à savoir : la forme, la symétrie et l'hyperstaticité.

### **2.4.1 Forme des bâtiments**

La forme des bâtiments est incontestablement l'un des éléments architecturaux les plus importants. Dans les conditions courantes, elle est choisie principalement en fonction des contraintes d'implantation au site, des directives des plans d'occupation des sols, de la forme du terrain, du programme à respecter et des préférences personnelles de l'architecte ou du constructeur. Les impératifs de conception parasismique peuvent paraître, lors d'un premier examen, comme une contrainte architecturale appauvrissante. En effet, dans les régions sismiques, on devrait rechercher des formes de bâtiment aussi simples et symétriques que possible, tant en plan qu'en élévation. De nombreuses réalisations réussies sur le plan esthétique prouvent toutefois qu'une architecture parasismique de qualité est possible. La

résistance aux séismes n'est qu'une donnée supplémentaire à intégrer dès la conception. Les bâtiments doivent être de forme générale simple.

## **2.4.2 Symétrie des bâtiments**

### **2.4.2.1 Symétrie selon le plan horizontal**

Dans son plan, le bâtiment doit avoir une forme proche de la symétrie. La symétrie en plan selon deux axes ou plus tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical des constructions. Un plan circulaire ou carré apparaît donc de ce point de vue comme le plus avantageux. La résistance à la torsion des bâtiments dont la forme est irrégulière en plan est par contre très inférieure à celle des bâtiments symétriques et compacts.

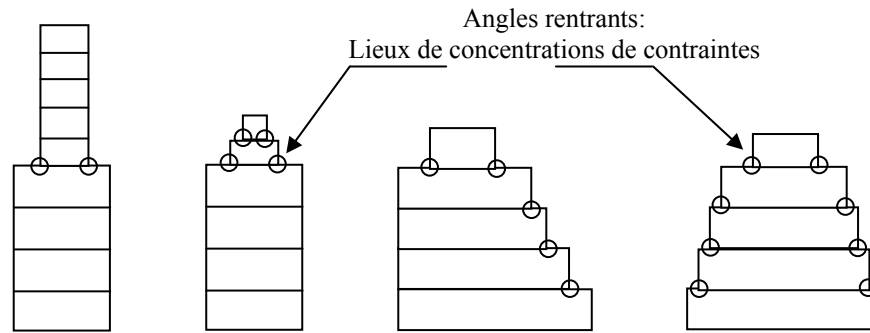
Toutefois, la symétrie géométrique parfaite des bâtiments selon deux axes ne garantit pas à elle seule l'absence de torsion. Elle permet de réaliser dans de bonnes conditions la symétrie du système porteur du contreventement, dont l'importance pour le comportement dynamique correct de la construction est déterminante.

Notons qu'une conception judicieuse de la structure peut quelquefois corriger les inconvénients d'une dissymétrie géométrique. La démarche consiste à faire coïncider le centre des masses avec le centre des rigidités en positionnant les éléments résistants rigides à des endroits adéquats. Le comportement dynamique de la construction sera alors symétrique.

### **2.4.2.2 Symétrie selon le plan vertical**

Les avantages des formes symétriques et les problèmes introduits par les configurations complexes des constructions se retrouvent également en élévation. Le bâtiment doit être régulier en élévation, sans variation brusque de sa section en plan. La présence d'étages en retraits est défavorable. Les angles rentrants formés par le retrait de la structure sont un lieu de concentration de contraintes (figure 2.3). Ces concentrations sont d'autant plus importantes que le retrait est profond. L'inconvénient représenté par les angles rentrants peut être supprimé en réalisant un retrait progressif de la structure porteuse. Afin de ne pas affaiblir la structure, la continuité verticale de l'ossature de l'étage en retrait est impérative.

En générale, les critères parasismiques interviennent dans le choix de la configuration en plan et en élévation de la structure, imposant ainsi des limites aux décrochements s'il y a lieu. Chaque bâtiment est classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier



**Figure 2.3:** Bâtiments irréguliers à étages en retraits.

ou non, selon des critères bien définis. Les critères de régularité se résument dans le respect du constructeur vis-à-vis de certains rapports de rigidités, de masses et de dimensions bien définis appliqués à la structure étudiée.

### 2.4.3 Hyperstaticité de la structure

Lorsque les structures sont sollicitées jusqu'à la limite ultime de leur résistance, comme c'est fréquemment le cas pendant les tremblements de terre majeurs, la réserve de résistance représentée par l'hyperstaticité est un avantage important. La rupture des liaisons et des éléments redondants dissipe une importante quantité d'énergie sans entraîner la ruine de la construction. Les différentes parties de la structure doivent être convenablement liées entre elles pour obtenir un comportement d'ensemble uniforme. L'abondance des liaisons rigides, typiques des structures monolithiques, augmente le degré d'hyperstaticité du système. Dans le cas général, le monolithisme des structures est donc favorable. A ce titre, il est nécessaire de réaliser des planchers rigides dans leur plan, car les planchers flexibles contribuent parfois au déversement de l'ossature qui les supporte.

Il convient donc, compte tenu des incertitudes qui subsistent encore, d'étudier les différentes caractéristiques du comportement de ce type de structure en choisissant un type de configuration bien spécifique.

## 2.5 CHOIX DU TYPE DE CONFIGURATION

En pratique, un bâtiment irrégulier peut être aussi bien symétrique qu'asymétrique. Dans cette présente étude, ne sont traités que les bâtiments irréguliers de forme rectangulaire en plan où la tour est positionnée de façon symétrique par rapport à la base. Le terme « tour » est utilisé

ici pour désigner la partie supérieure de la structure dont l'aire en plan est réduite, et la « base » la partie inférieure. Le pied de la tour coïncide avec le sommet de la base. Ceci suppose qu'un seul décrochement en élévation est considéré et la nature d'irrégularité est celle d'une configuration irrégulière en élévation et en plan. On suppose également que la tour et la base possède, en plus d'une symétrie géométrique, une symétrie à caractère dynamique ; ce qui implique que, leurs centres de masse et de rigidité doivent être localisés au centre de la vue en plan de la structure. Sinon une asymétrie géométrique ou dynamique engendrerait un couplage des modes de vibration latéraux et de torsion, rendant ainsi l'analyse encore plus complexe.

Par ailleurs, le choix de l'ossature d'une structure joue un rôle important et primordial pour la tenue d'une construction face aux charges latérales induites par un séisme sévère. Dans le paragraphe suivant quelques notions générales liées au rôle et à la fonction d'une ossature composée de portiques sont rappelées.

## **2.6 ELEMENTS PRINCIPAUX DE RESISTANCE**

A travers le monde, beaucoup d'immeubles d'habitation ou de bureaux à géométrie régulière sont construits en utilisant les portiques comme éléments principaux de résistance. Les portiques « ou structures de contreventement » peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres portiques ou par des voiles. Les éléments verticaux sont soumis à d'importantes forces de traction, de compression et de flexion. Les éléments horizontaux ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant et au moment de flexion. Ces structures, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, doivent résister et être stables sous l'action des forces sismiques suivant tous leurs axes principaux. Sous l'action sismique, ces structures devraient avoir un fonctionnement multi-fusible, résultant d'une ductilité répartie sur les différents éléments de la structure, générée par la limitation et l'optimisation de leur résistance mécanique. Ce type de comportement est assez différent d'une structure régulière qui ne possède pas dans sa configuration des parties réduites où la formation de rotules plastiques est importante.

Par conséquent, la résistance d'une structure aux sollicitations extérieures doit s'appuyer sur une modélisation bien appropriée.

## 2.7 MODELISATION

### 2.7.1 Généralités

Dans la réalité, le système structural est souvent trop complexe pour être traité sans passer par des procédures approchées de modélisation. La modélisation est l'établissement de modèles à partir de la structure réelle ; il s'agit ensuite par la modélisation de remonter à la structure d'origine. L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle, introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique. L'action sismique concerne l'ouvrage dans sa globalité, sans distinction artificielle entre les différentes parties de structures qui peuvent le composer ni les différents matériaux constitutifs ; sans distinction non plus de la manière dont été fait le modèle.

La détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, est donc une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme. Si le calcul des masses et de leur position peut être effectué avec une bonne précision, par contre celui des raideurs est souvent très approximatif. Dans le cas des constructions en béton armé, les inerties des sections sont modifiées par la fissuration et il existe une imprécision sur la valeur des modules et des largeurs des tables de compression. Pour les ossatures métalliques, le calcul des raideurs est plus précis mais, dans le cas des charpentes boulonnées, une erreur est introduite par le jeu dans les assemblages.

Néanmoins, l'utilisation de modèles très détaillés doit être évitée car ces modèles peuvent conduire : à accroître la complexité des calculs, en extrayant un nombre important de modes de caractère local qui, à cause d'éléments secondaires qui dégagent une forte énergie potentielle, masquent les modes principaux avec des masses participantes importantes, et sont sans intérêt pour le comportement général de l'ouvrage ; à une exploitation délicate des résultats justement à cause de leur grand nombre ; avec une précision convenable les modes principaux en deviennent plus difficiles d'accès.

### 2.7.2 Principaux types d'approches de modélisation

Pour plus de précisions, signalons que deux approches peuvent être adoptées, afin de modéliser le comportement de l'ossature d'une structure soumise à des chargements dynamiques de type sismique :

- modélisation par éléments finis;
- modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

**(a) Modélisation par éléments finis** : Le développement des logiciels d'une part et l'accroissement de la puissance de calcul des ordinateurs d'autre part permettent de constituer des modèles aux éléments finis à plusieurs milliers de nœuds. Si l'utilisation de ces modèles est assez aisée pour les calculs statiques, elle devient complexe pour les calculs dynamiques et cela pour plusieurs raisons : apparition de nombreux modes locaux ; cumul des réponses modales ; choix des modules de sol et du matériau, ...; donc plusieurs calculs dynamiques et autant de résultats à traiter.

**(b) Modélisation par masses concentrées** : La modélisation en brochette, par masses concentrées et raideurs équivalentes, consiste donc à représenter la structure complexe d'un bâtiment par un ensemble de poutres liées entre elles et qui reproduisent la déformabilité du bâtiment dont les nœuds correspondent aux planchers principaux du bâtiment (fig. 2.4b).

L'adoption de ce type de modélisation soulève plusieurs difficultés :

- décomposition de la structure en sous-ensembles de poutres ;
- calcul des raideurs affectées à chaque élément de poutre ;
- définition des masses concentrées ;
- redistribution des efforts obtenus par le calcul dynamique.

A ce modèle, on peut appliquer :

- soit une analyse dynamique, auquel cas il faut définir les paramètres de rigidité.
- soit une analyse équivalente pour des structures qui respectent des critères de régularité.

### 2.7.3 Type de modélisation considéré

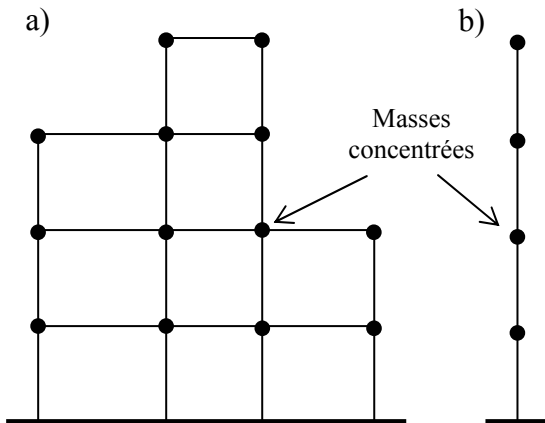
Le modèle le plus simple d'un portique est celui d'une structure modélisée à l'aide de barres (éléments de lignes) ou d'éléments finis et comportant une masse associée à chacun des nœuds. Lorsqu'une méthode de rigidité ou flexibilité est employée pour le calcul des structures, les éléments linéaires servent à faire la modélisation du bâtiment. Les lignes verticales représentent les poteaux et les lignes horizontales les poutres. Les masses réparties



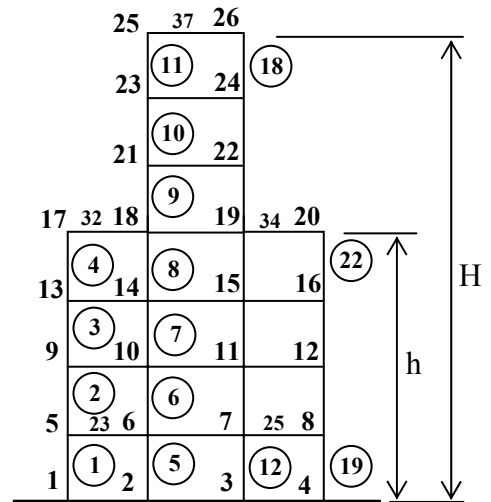
sur les barres sont dans ce cas supposées concentrées sur les nœuds les plus voisins. La figure 2.2a montre la modélisation d'une ossature irrégulière simple par éléments linéaires. Les structures sont constituées d'un certain nombre d'ossatures. Ainsi, le modèle structural comporte une combinaison de modèles d'ossatures, comme celle illustrées à la figure 2.4a. Il peut être possible de construire le modèle structural avec autant de modèles d'ossatures que le nombre d'ossatures dans la structure. Le fait de regrouper des ossatures semblables dans une ossature simple, réduit le nombre d'éléments et le temps requis pour l'analyse, et cela peut être nécessaire dans le cadre de notre présent travail où doit se faire une analyse poussée des structures. Il est plus souvent plus pratique de regrouper ensemble des ossatures identiques et de les représenter par un modèle d'ossature ayant les mêmes propriétés que les propriétés combinées des ossatures. Il est aussi pratique et moins long de modéliser une structure tridimensionnelle avec un modèle en deux dimensions, spécialement si l'analyse requise est une analyse de cadre bidimensionnelle. Cela peut se faire en prenant pour acquis que le bâtiment a des planchers rigides, ce qui fait que chaque ossature fléchit latéralement au même degré à chaque niveau de plancher. Le comportement des planchers rigides est modélisé par des connexions rigides reliant les ossatures. Les connexions ne transfèrent pas la flexion entre les ossatures mais transmettent des forces horizontales égales pour assurer des déplacements égaux entre les ossatures reliées. On assigne aux connexions une rigidité axiale infinie et une rigidité zéro en flexion. On doit assigner une masse d'étages totale à chaque niveau de plancher, car les ossatures regroupées doivent résister aux forces d'inertie associées à la structure entière.

Une approche simplifiée dans la modélisation des structures d'ossature est de modéliser une ossature représentative simple avec sa masse propre. Cela peut se faire si les ossatures possèdent des caractéristiques semblables de résistance et de rigidité et si la masse structurale propre à chaque ossature est approximativement la même.

Dans le présent travail on a adopté l'approche par éléments finis, et dans chaque cas une ossature simple a été modélisée (figure 2.5). Chaque joint et tout élément entre deux joints ont été numérotés pour la saisie des données dans le logiciel utilisé dans l'analyse. Les propriétés établies dans le calcul réalisé sur la base des dispositions parasismiques du code RPA 99, peuvent alors être assignées à chaque élément.



**Figure 2.4:** Modélisation d'une ossature irrégulière simple par éléments linéaires : a) Portique plan ; b) Console verticale.



**Figure 2.5:** Modèle structural d'une ossature irrégulière symétrique utilisé dans l'analyse dynamique.

### 2.7.4 Nature des éléments principaux de résistance

Les éléments (poutres et poteaux) du modèle sont composés de profils métalliques caractérisés par une forte ductilité. Le cas des bâtiments irréguliers contreventés par des portiques métalliques a été pratiquement peu abordé. Cependant, les bâtiments irréguliers en élévation de moyenne et de grande hauteur, représentent un type de construction largement employé à travers le monde. Les exigences fonctionnelles acoustiques, thermiques et d'étanchéité font que ce type de bâtiment est constitué de nombreux portiques irréguliers, souvent nombreux dans une même direction. Les contraintes sont donc élevées dans ce type de construction, surtout au niveau et autour de la zone de décrochement.

## 2.8 MODELES DE STRUCTURES UTILISES

Dans ce paragraphe, on donne, en premier lieu, un aperçu sur les spécificités des matériaux utilisés, suivis par les dispositions constructives des structures et leur dimensionnement. Ensuite, on présente en détails, la procédure d'identification des paramètres d'irrégularité sur la base du modèle de conception choisi, permettant ainsi d'établir de façon plus précise et plus concrète la configuration entreprise dans le cadre de ce travail.

### 2.8.1 Spécificités des matériaux utilisés

Les secousses sismiques étant cycliques et alternées, les efforts sollicitant les éléments structuraux peuvent être inversés. Il convient donc d'écartier toute structure incapable d'équilibrer ces efforts. Les matériaux des structures jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères. On peut néanmoins citer les propriétés qui favorisent leur résistance aux séismes :

- la résistance mécanique : il s'agit de la résistance à la traction, au cisaillement et à la compression,
- la rigidité : la rigidité des matériaux est requise afin de limiter les problèmes de stabilité de forme,
- la résilience : la résilience caractérise la quantité d'énergie qu'un matériau peut absorber avant rupture sous un choc,
- la ductilité : capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors des efforts élevés sans diminution significative de la résistance,
- la ténacité : la ténacité caractérise la dépense d'énergie nécessaire à la rupture du matériau,
- l'endurance : la résistance à la fatigue,
- la durabilité : la résistance ne doit pas être altérée ni par des agents atmosphériques ni par le feu,
- l'aptitude à la réalisation d'assemblages rigides, résistants et ductiles, et
- le rapport "résistance / masse" élevé.

L'acier est le seul matériau de structure courant à structure en acier qui possède toutes ces caractéristiques. Pour cette raison, il est systématiquement utilisé pour l'ossature des constructions parasismiques de très grande hauteur.

### 2.8.2 Dispositions constructives spécifiques aux ossatures ductiles

Dans ce type d'ossature, le comportement dissipatif est assuré par la formation de rotules plastiques dans les poutres, aux voisinages des nœuds, et l'énergie sismique est dissipée essentiellement sous forme hystérétique par flexion cyclique. Les dispositions constructives à même de garantir ce comportement sont les suivantes :

**a) Dispositions concernant l'ossature:** les poutres et les poteaux doivent satisfaire la condition donnée par la relation suivante :

$$\left( \frac{M_{Sd}}{M_{pl.Rd}} \right)_{poutre} > \left( \frac{M_{Sd}}{M_{el.Rd}} \right)_{poteau} \quad (2.1)$$

où  $M_{Sd}$ ,  $M_{pl.Rd}$  et  $M_{el.Rd}$  représentent respectivement le moment sollicitant de calcul, le moment plastique résistant de calcul et le moment élastique résistant de calcul.

**b) Dispositions concernant les poutres:** les parois comprimées et / ou fléchies des poutres des portiques, éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques, doivent être compactes, avoir un maintien latéral vis-à-vis du déversement et avoir un rapport largeur sur épaisseur suffisamment faibles pour prévenir les voilements locaux prématurés. Les poutres doivent donc satisfaire à la condition donnée par la relation suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{pl.Rd} \quad (2.2)$$

**c) Dispositions concernant les nœuds et les poteaux:** Les règlements ne tolèrent pas la formation des rotules plastiques dans les poteaux. Les panneaux d'âme des poteaux, à l'endroit des nœuds, doivent être suffisamment raidis. Les poteaux doivent alors satisfaire à la condition donnée par la relation suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{el.Rd} \quad (2.3)$$

**d) Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant**

Le calcul de la flexion doit être effectué en se basant sur le concept poteau fort - poutre faible. Par conséquent, on doit établir le cumul des résistances au moment de la poutre à chaque noeud pour qu'il soit au moins égal à 125% des moments des poteaux rattachés (Article 7.6.2, RPA 99). Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

### 2.8.3 Choix et conception des structures des bâtiments

Le chargement sismique impose à la structure de résister à plusieurs cycles de fortes amplitudes. Le modèle structural doit donc rendre compte des dégradations apportées par ce type de chargement et de bien représenter les phénomènes essentiels au niveau de chaque élément constitutif. Etant proportionnel à la masse de la construction, il engendre, pour une même accélération, des moments de renversement d'autant plus grands que les éléments lourds se situent à une hauteur plus élevée.

Dans cette étude, des portiques autostables en charpente métallique de bâtiments décrochés de quinze étages et trois travées chacun sont considérés. Comme cela est mentionné

précédemment, ces bâtiments dont l'ossature est en charpente métallique présentent de nombreux avantages par rapport aux structures en béton armé : diminution des sections (et par conséquent structures plus légères), rapidité d'exécution, meilleur comportement aux déformations sous l'effet des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, ductilité suffisante pour être capable de développer de grandes déformations post-élastiques.

On doit noter que ces bâtiments décrochés sont supposés classés comme structures régulières du moment qu'elles présentent une configuration en plan et en élévation symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien par la distribution des rigidités que par celle des masses. Il convient de rappeler que, les centres de masse et de rigidité de la tour et de la base sont supposés localisés au centre de la vue en plan de la structure.

Le but essentiel de la présente recherche est donc celui de mieux comprendre le fonctionnement des bâtiments décrochés en charpente métallique, dans une conception classique.

#### **2.8.4 Principes du dimensionnement des structures**

Les règlements, en particulier le code RPA 99, ont été généralement suivis dans leur philosophie de conception et de dimensionnement, en admettant que des déformations irréversibles localisées puissent se produire dans la structure au cours des séismes exceptionnels. Ainsi que nous l'avons mentionné auparavant, la dissipation d'énergie par les constructions pendant les tremblements de terre a pour effet de diminuer les charges sismiques. Dans le cas des structures ductiles ces charges restent plafonnées, à peu de choses près, à la limite d'élasticité même si leurs déformations se poursuivent. On peut raisonnablement admettre que les maxima des déformations des structures dissipatives sont égaux à ceux des structures de même type considérées comme parfaitement élastiques. Les constructions dissipatives peuvent donc être dimensionnées pour des forces approximativement  $R$  fois plus faibles que celles qui agiraient sur les structures similaires dont le comportement reste toujours élastique, où  $R$  désigne le facteur de comportement. La méthode de dimensionnement suivie est donc basée sur les principes de vérification proposée dans le code RPA 99 :

- L'action sismique est représentée par des forces statiques équivalentes appliquées à chaque niveau dans la direction horizontale. Ces forces sont déduites des forces d'inerties correspondantes au premier mode de vibration.

- Le facteur de comportement R est ensuite déduit d'un double principe de compatibilité : les déplacements (pour tous les niveaux) et l'énergie totale (somme des produits force x déplacement) sont supérieurs ou égaux aux déplacements et à l'énergie totale obtenus dans un calcul élastique. Les déplacements horizontaux des portiques au niveau des différents planchers et l'énergie totale sont ensuite calculés suivants les hypothèses et méthodes de la construction métallique.

Une fois le facteur de comportement R déterminé, toutes les forces sont connues et les différentes sections des éléments des portiques sont déduites à partir des calculs usuels de poutre sous flexion composée.

Il convient de noter que pour la conception des structures, on a appliqué les dispositions précédentes de calcul par capacité données dans le règlement RPA 99, en admettant des dommages structuraux dans les éléments tels que les poutres, mais surtout pas au niveau des poteaux sous peine d'effondrement. La solution "poteau fort – poutre faible" permet cette démarche. D'après la philosophie de cette conception, les poutres ont la particularité d'être plus faibles que les poteaux et sont par conséquent dimensionnées de façon qu'elles constituent des éléments critiques où naissent les déformations inélastiques.

Il y a lieu de noter également que d'après le règlement RPA 99, la méthode statique équivalente, sur laquelle repose la méthode de dimensionnement, est basée sur plusieurs hypothèses qui sont favorables pour la plupart des structures régulières, voire pour celles qui ne comportent pas de discontinuités majeures dans la masse, la rigidité et la résistance suivant leur hauteur. Par conséquent, dans la présente étude, la méthode statique équivalente a été adoptée pour toutes les structures considérées pour permettre l'obtention des forces et des déplacements.

### 2.8.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées

Les caractéristiques mécaniques des principaux matériaux adoptés dans l'analyse sont basées sur les codes en vigueur et sont dictées comme suit :

#### **(a) Béton:**

Module de Young :	$E_a = 32\ 000\ \text{Mpa},$
Coefficient de Poisson :	$\nu = 0.20,$
Résistance en compression :	$f_c = 25.0\ \text{Mpa},$
Résistance en traction :	$f_t = 2.1\ \text{Mpa},$
Déformation à rupture en compression :	$\epsilon_{uc} = 8.0 \times 10^{-3},$

Déformation à rupture en traction :  $\epsilon_{ut} = 1.7 \times 10^{-3}$

**(b) Acier:**

Module de Young :  $E_a = 200\,000 \text{ Mpa,}$

Limite d'élasticité :  $\sigma_e = 240 \text{ Mpa}$

Limite de rupture :  $\sigma_r = 300 \text{ Mpa}$

Déformation à la rupture en traction :  $\epsilon_u = 2.5\%$

### 2.8.6 Nature du chargement

Le chargement est composé du poids propre du bâtiment et des surcharges apportées par les dalles des planchers. Les forces verticales correspondant à la partie du poids propre de la structure et des surcharges sont appliquées à chaque étage. Les charges à prendre en compte sur les poutres longitudinales et transversales de l'ossature sont :

- leur poids propre,
- le poids des cloisons qu'elles reçoivent directement ou par l'intermédiaire du plancher,
- les charges provenant du plancher (charge permanent et surcharges),
- les charges dues aux paillasse des escaliers.

Les structures adoptées sont calculées sur la base d'une combinaison appropriée de charges permanentes et de charges sismiques conformément aux prescriptions du règlement RPA99 en vigueur. La charge permanente de chaque étage des bâtiments est supposée en moyenne égale à 6.06 kPa et la surcharge à 1.75 kPa. Il convient de noter que le coefficient d'accélération de zone sismique est fixé pour tous les bâtiments 0.25 correspondant ainsi à une zone de séismicité relativement forte.

Tel que mentionné dans le 2.4.8, les charges sismiques de calcul ont été établies d'après le règlement RPA99. Par conséquent, le cisaillement à la base selon le calcul élastique,  $V_e$ , a été établi grâce à l'équation 2.4, donnée ci-dessous.

$$V_e = \frac{ADQ}{R} W \quad (2.4)$$

**A** = Coefficient d'accélération de zone,

**D** = Coefficient d'amplification dynamique,

**Q** = Coefficient de qualité,

**R** = Facteur de comportement,

**W** = Poids de la structure.

Le cisaillement à la base selon le calcul élastique a été réduit pour prévoir la déformabilité inélastique de la structure et utilisé comme cisaillement à la base de calcul. La réduction a été introduite par le coefficient de comportement  $R$ . Le coefficient de réduction  $R$  doit représenter la ductilité du système de résistance parasismique. Les bâtiments ont été conçus pour  $R = 5.0$  et le plan détaillé est celui de bâtiments à ossature résistant aux moments complètement ductile. La période fondamentale,  $T$ , a été calculée à l'aide de la formule empirique précisée dans le règlement, qui tient compte indirectement de la présence d'éléments non porteurs. Le calcul pour les bâtiments a été effectué à l'aide du logiciel SAP90 [26].

Les structures, conçues en conformité avec les dispositions du règlement devraient être, en général, capables de :

1. Résister sans aucun dommage à un niveau minimal du tremblement de terre.
2. Résister sans dommage structural à un niveau modéré du tremblement de terre, tout en subissant des dommages possibles dans les éléments non structuraux.
3. Résister sans effondrement à un niveau majeur de tremblement de terre d'une intensité égale au tremblement de terre le plus sévère tout en subissant des dommages aussi bien structuraux que non structuraux.

Bien entendu les dommages structuraux, même dans le cas d'un niveau de dimensionnement à un tremblement de terre majeur, sont limités à un certain niveau de réparation pour la plupart des structures qui utilisent les dispositions du règlement. Dans plusieurs cas, les dommages sont économiquement irréparables. Le niveau de dommage dépend de plusieurs facteurs, à savoir l'intensité et la durée de la secousse, la configuration de la structure, le type du système de résistance aux charges latérales, les matériaux utilisés dans la construction et l'exécution de la construction.

Malheureusement, la conformité aux dispositions du règlement ne constitue nullement une garantie ou une assurance qu'un dommage structural significatif ne peut se produire lors d'un tremblement de terre d'un certain niveau. Afin de satisfaire les objectifs du règlement quant à la sécurité des vies humaines, il existe des recommandations pour la stabilité structurale dans le cas de déformations extrêmes et des recommandations pour protéger le système résistant aux charges verticales d'une rupture ou d'un flambement dans ces conditions extrêmes. Ceci est du ressort de la responsabilité de l'ingénieur qui doit interpréter et adapter ces principes de base à chaque structure en utilisant l'expérience et le bon jugement. A cause de la grande variabilité et la complexité des structures, il est presque impossible, et cela dépasse le domaine du règlement, pour pouvoir aller dans le moindre détail pour couvrir de manière précise toutes les variations possibles de la réponse de la structure. Les caractéristiques



dynamiques de la structure, le comportement des éléments structuraux, la variabilité du mouvement du sol, et les types de sol affectent tous la réponse du bâtiment. Ainsi, la liberté d'action et la responsabilité dans l'exercice du jugement sont données toutes les deux à l'ingénieur.

Là où le control du dommage est désiré, le concepteur ne doit non seulement prévoir une résistance suffisante capable de résister aux forces sismiques spécifiques, mais prévoir également une rigidité propre. Le control du dommage est très complexe. Certains éléments structuraux sont sensibles à l'accélération en faisant de sorte que l'accélération du plancher soit la clé de conception. Tandis que d'autres sont sensibles aux déformations inter-étages en faisant de sorte que le "drift" soit la clé de conception. Le dommage des éléments non structuraux peut être minimisé par la limitation des déformations et par une attention plus forte au ferrailage. Il a été reconnu qu'un séisme majeur peut causer des déformations inter-étages plusieurs fois supérieures à celles calculées par les forces sismiques de conception données par le règlement.

## **2.9 PARTICULARITE DE L'ANALYSE UTILISEE**

### **2.9.1 Hypothèses de modélisation des portiques de bâtiments**

Les portiques de bâtiments à plusieurs étages comportant des irrégularités sont considérés comme des systèmes continus mais qui présentent des distributions compliquées de masses et de rigidités. Une analyse exacte de tels systèmes est extrêmement laborieuse. Néanmoins, il est toujours possible d'effectuer une analyse fiable et d'aboutir ainsi à des résultats avec des précisions raisonnables grâce au choix d'hypothèses simplifications pour l'elaboration du modèle . Un certain nombre de ces hypothèses a été émis dans les analyses considérées dans ce travail. On doit estimer que ces hypothèses seront raisonnables pour le type de structures considérées, et que l'analyse basée sur ces hypothèses offrira une représentation satisfaisante du comportement de ce type de portique une fois soumis aux charges sismiques. Celles qui sont énumérées dans ce qui suit sont considérées parmi les hypothèses et les approximations les plus importantes.

- Les poutres et les poteaux ont une relation moment-courbure hystérétique stable de type élasto-plastique sous charge cyclique. Le but voulu à travers cette hypothèse est de restreindre l'effet d'inélasticité au niveau des éléments de la structure à des points de rotules.
- Les poutres et les poteaux ont une rigidité axiale infinie.

- Les liaisons au niveau de la jonction poutre - poteau sont infiniment rigides.
- Les déformations axiales ne doivent pas affecter la rigidité flexionnelle des éléments résistants et l'effet P- $\Delta$  est supposé absent.
- Les déformations des éléments résistants dues aux efforts tranchants sont négligées.
- Le voilement local et la torsion latérale hors plan ne sont pas tolérés.
- La masse de la structure du bâtiment est concentrée au niveau des étages. Les masses des poteaux étant rapportées à ces niveaux. Ceci implique, entre autres, que le nombre de degrés de liberté correspondant aux déplacements horizontaux des niveaux est égal au nombre de masses.
- Les distances entre les étages sont égales.
- Le bâtiment est supposé symétrique par rapport à ses axes principaux. Ceci permettra une modélisation simple,
- L'amortissement entre les différents niveaux est de type visqueux.

### 2.9.2 Méthodes d'analyses

Suite aux hypothèses et approximations retenues ci-dessus, un portique de bâtiment est donc réduit à un système dynamique ayant un nombre fini de degrés de liberté soumis à une force de vibration dans un seul plan. L'analyse d'un tel système requiert l'intégration numérique d'un certain nombre d'équations différentielles du second ordre linéaires ou non linéaires ; une équation pour chaque degré de liberté. Ces équations peuvent être résolues par des méthodes appropriées d'intégration numérique. Les détails des méthodes d'analyse et des programmes de calcul utilisés dans les analyses sont décrits plus loin dans les chapitres suivants. Les programmes utilisent comme donnée une excitation à la base des structures sous forme d'accélérogramme digitalisé et fournissent comme résultats : les fréquences et les modes propres ainsi que l'histoire complète de la réponse de la structure analysée. Les résultats comprennent, entre autres, les valeurs maximales atteintes par plusieurs paramètres importants de la réponse tels que les déplacements latéraux absolus d'étages, les déplacements relatifs inter-étages, les efforts de cisaillement d'étages, les efforts dans les éléments et les demandes de ductilité des éléments résistants.

En plus de la méthode statique équivalente, plusieurs types de méthodes d'analyses dynamiques sont utilisés dans la présente recherche :

- Méthode de superposition modale,
- Méthode d'analyse de la réponse modale spectrale,

- Méthode d'analyse linéaire de l'histoire de la réponse ou méthode d'analyse temporelle, et
- Méthode d'analyse non linéaire de la réponse.

A la base de ces méthodes d'analyse, les deux programmes de calcul automatiques : SAP90 [26] et DRAIN-2D [27], sont employés.

## 2.10 CHOIX DES PARAMETRES D'IRREGULARITE

La distribution des caractéristiques géométriques et mécaniques des structures considérées est typiquement illustrée dans la figure 2.5, pour un bâtiment régulier (ou uniforme) et un bâtiment irrégulier (ou décroché) [12], [23-24]. D'une manière générale, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'une structure sont les suivants :

- la hauteur totale de la structure et celles des étages,
- les caractéristiques géométriques des sections des éléments résistants : aires, moments d'inertie et type de profilés,
- le type et l'intensité du chargement.

Spécialement dans ce travail, deux paramètres principaux, caractérisant l'irrégularité de la structures en plan et en élévation, sont jugés importants et ont été choisis comme éléments de base dans cette étude: (1) le paramètre de décrochement en plan  $R_a$ , représentant le rapport des deux sections en plan de la tour et de la base et (2) le paramètre de décrochement en élévation,  $R_h$ , représentant le rapport de la hauteur de la base sur la hauteur totale de la structure. Différentes valeurs sont consignées pour chacun des deux paramètres :

- paramètre  $R_a$  : Quatre valeurs du paramètre  $R_a$ , sont considérées : 1.0, 1/9, 1/3, et 2/3. La première valeur correspond au bâtiment régulier servant de comparaison et les trois autres aux bâtiments irréguliers.
- paramètre  $R_h$  : Cinq valeurs sont attribuées au paramètre  $R_h$ : 1, 0.8, 0.6, 0.4 et 0.2. Elles correspondent respectivement au bâtiment régulier et aux bâtiments décrochés ayant une tour de trois, six, neuf et douze étages.

A ce niveau, Il convient de signaler que les vues en plan des portiques irréguliers de la figure 2.6(a) et 2.6(b) sont respectivement représentées par le portique irrégulier de la figure 2.5; ce qui n'est pas le cas pour le bâtiment irrégulier représenté par la figure 2.6(c). La structure qui pourrait convenir à celui-ci serait un portique décroché comportant à la base six travées égales et à la tour quatre travées égales. Comme les portées des travées sont égales et les poteaux

internes ont la même dimension et sont deux fois plus rigides que les poteaux de rive, le portique décroché à trois travées de la figure 2.5 aura donc la même réponse sismique que le bâtiment décroché de la figure 2.6(c). C'est pour cette raison que le portique décroché à trois travées est utilisé dans toute l'étude de la réponse des bâtiments décrochés.  $M$  et  $M_t$  sont respectivement les masses de chaque travée de la base et de la tour.

Les moments d'inertie des éléments du bâtiment régulier sont indiqués dans le tableau 2.1; d'où à l'aide de la figure 2.5 et 2.6 sont déduits les moments d'inertie des portiques irréguliers, où  $I_p$ ,  $I_c$  correspondent respectivement à ceux de la base et  $I_p'$ ,  $I_c'$  à ceux de la tour. On a choisi un plan symétrique de plancher pour minimiser l'effet de torsion.

**Tableau 2.1** : Caractéristiques géométriques du portique uniforme.

Etages	Poteaux				Poutres		
	File 1	File 2	File 3	File 4	Trav.1	Trav.2	Trav.3
15	-	-	-	-	4.11	4.11	4.11
14	2.62	5.24	5.24	2.62	4.31	4.31	4.31
13	3.07	6.14	6.14	3.07	4.48	4.48	4.48
12	3.49	6.98	6.98	3.49	4.67	4.67	4.67
11	3.93	7.86	7.86	3.93	4.86	4.86	4.86
10	4.38	8.76	8.76	4.38	5.05	5.05	5.05
9	4.82	9.64	9.64	4.82	5.24	5.24	5.24
8	5.26	10.5	10.5	5.26	5.43	5.43	5.43
7	5.71	11.4	11.4	5.71	5.61	5.61	5.61
6	6.15	12.3	12.3	6.15	5.81	5.81	5.81
5	6.61	13.2	13.2	6.61	6.01	6.01	6.01
4	7.04	14.1	14.1	7.04	6.18	6.18	6.18
3	7.48	15.0	15.0	7.48	6.36	6.36	6.36
2	7.93	16.0	16.0	7.93	6.55	6.55	6.55
1	8.37	17.0	17.0	8.37	6.74	6.74	6.74
0	8.82	18.0	18.0	8.82	-	-	-

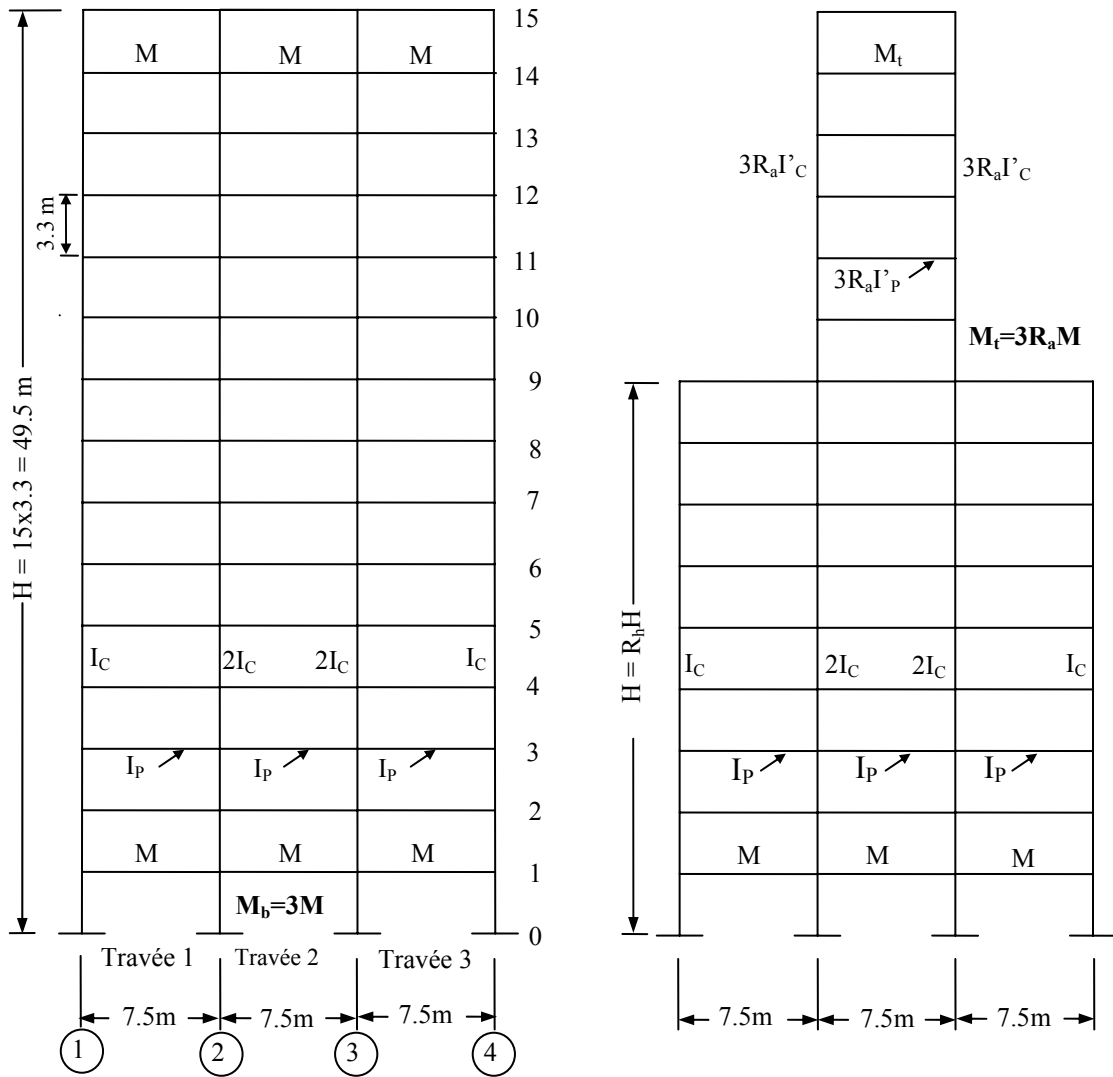


Fig. 2.5 : Vues en élévation des modèles de portiques d'un bâtiment uniforme et d'un bâtiment décroché.

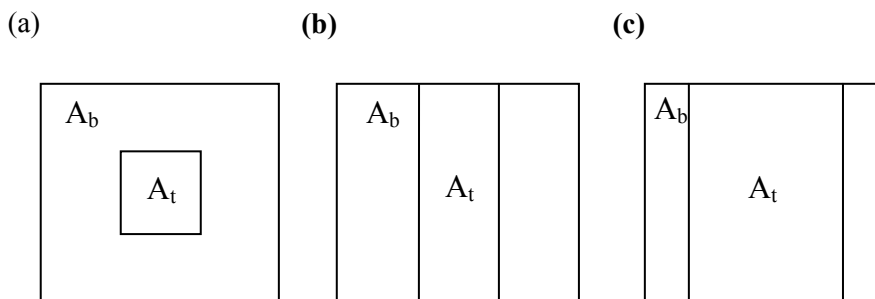


Fig. 2.6 : Vues en plan de la section de la tour,  $A_t$ , par rapport à celle de la base,  $A_b$ , des bâtiments décrochés : (a)  $R_a = 1/9$ , (b)  $R_a = 1/3$ , (c)  $R_a = 2/3$ .

## 2.11 CONCLUSION

Les irrégularités en élévation constituent, avant tout, une irrégularité très courante dans les constructions modernes. Ils consistent en une voire plusieurs réductions de la surface de l'étage sur la hauteur du bâtiment et sont introduits pour plusieurs raisons (éclairage, esthétique, exigences de programmation etc...). Ces discontinuités de géométrie, de masse et de rigidité peuvent, si elles sont importantes, donner naissance à de sérieuses concentrations de contraintes au niveau de la discontinuité.

Une revue des différentes considérations portant sur les dispositions constructives relatives aux formes géométriques, aux caractéristiques mécaniques, aux chargements et au dimensionnement de structures, a permis de constater la nécessité de considérer le choix d'une ossature métallique dans la construction des portiques de bâtiments à plusieurs étages de formes irrégulières comme élément dissipateur d'énergie dans l'éventualité d'un séisme. Ces structures, dont le comportement dynamique étant mal connu d'un point de vue sismique, ont fait l'objet d'une étude réglementaire préliminaire en leur octroyant de préférence un système structurel de contreventement ductile assuré par une ossature en acier pour résister aux charges sismiques. Dans ce contexte, un ensemble de bâtiments irréguliers et un bâtiment régulier de charpentes en acier résistantes au moment, conçus conformément aux dispositions du règlement parasismique algérien RPA 99, sont considérés en utilisant la philosophie de conception "poteau fort - poutre faible". Ces bâtiments de quinze étages supposés situés dans une région de risque sismique relativement fort sont sélectionnés sur la base de deux paramètres caractérisant leur irrégularité en plan et en élévation.

Dans cette analyse, plusieurs valeurs de ces paramètres sont proposées pour tenir compte de ces irrégularités géométriques, fixant ainsi la section et le niveau du décrochement de chaque bâtiment. La méthode statique équivalente du règlement a été suivie dans la conception et le dimensionnement de chacun de ces modèles de portiques.

Dans tous les exemples de calcul inclus dans les chapitres qui vont suivre, le principal matériau constitutif de l'ossature est l'acier. Il est utile de rappeler dans ce contexte que les structures latérales en acier ont fait l'objet d'une classification effectuée sur la base de leur fiabilité, de leur ductilité, de leur capacité à absorber et dissiper l'énergie sismique. Dans le règlement RPA 99, trois types simples de structures (cadres autostables ductiles, cadres autostables ordinaires et palées triangulaires concentriques) ont été répertoriés eu égard à leur fréquence d'emploi dans la pratique.







## **CHAPITRE 3**

# **CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES DES BATIMENTS IRREGULIERS**

### **3.1 INTRODUCTION**

Pour le respect des exigences fonctionnelles, les bâtiments à portiques autostables ductiles présentent souvent, comme on l'a souligné dans le chapitre précédent, un profil ayant une ou plusieurs sections différentes. Il convient donc, compte tenu de ces irrégularités existantes, d'étudier les différentes caractéristiques du comportement de ce type de structures. Toutefois, il nous semble qu'une analyse comparative plus détaillée des résultats obtenus par le biais des calculs numériques, peut apporter des éléments de compréhension supplémentaires sur le comportement de ce type de structure. Une étude plus détaillée des différents types de sollicitations possibles, particulièrement en termes d'efforts de cisaillement de base et de périodes sont autant de points délicats à traiter tant sur le plan de la conception qu'au niveau du calcul numérique.

Pour plus de précisions, il convient de rappeler que le comportement des constructions lors des tremblements de terre, c'est-à-dire leur réponse à l'excitation sismique, dépend d'une part des mouvements du sol et, d'autre part, de leurs propres caractéristiques [28]. Les bâtiments complexes et ceux qui comprennent plusieurs niveaux, tels que le cas des bâtiments irréguliers, se comportent comme des oscillateurs multiples (plusieurs masses en vibration). Les planchers des différents étages ou les diverses parties de la structure n'oscillent pas nécessairement en phase. Ce mouvement qui est très complexe, peut être décomposé en modes de vibration. En pratique, seule une partie de ces modes va apporter une contribution significative à la réponse de la structure. On distingue le mode fondamental (1<sup>er</sup> mode) et les modes supérieurs. Pour les bâtiments courants et réguliers, leur période fondamentale est proportionnelle à la hauteur totale du bâtiment puisque la hauteur des étages est sensiblement constante.

L'objectif de ce chapitre est donc consacré à l'étude de l'incidence du décrochement sur les caractéristiques dynamiques propres des structures irrégulières. Avant de présenter les

résultats proprement dits, dans le même esprit, on rappellera dans ce qui suit la méthodologie de l'analyse modale dans la mesure où, dans la pratique, elle constitue la méthode principale de calcul la mieux adaptée aux moyens actuels de bureaux d'études ; de plus, de manière plus ou moins explicite, elle se trouve à la base des méthodes simplifiées envisagées par le règlement RPA 99.

### 3.2 METHODE DE CALCUL (*analyse modale*)

La méthode d'analyse modale est une méthode d'investigation relativement récente, qui a été mise en œuvre pour établir et (ou) améliorer la connaissance du modèle dynamique des structures réelles. En effet, les paramètres significatifs permettant de représenter le comportement dynamique d'une structure linéaire quelle que soit sa complexité sont « concentrés » dans un nombre de paramètres modaux réduits : fréquences propres, amortissements et formes propres associés. Le comportement dynamique de la structure sous des conditions d'excitation particulières en l'absence de toute modélisation ne requiert que la seule connaissance de ces paramètres. C'est la raison pour laquelle l'analyse modale est devenue grâce aux progrès de l'informatique et de l'instrumentation, une méthode privilégiée d'investigation dans le domaine de la dynamique des structures.

L'analyse modale est donc une méthode applicable dans le calcul de la réponse linéaire des structures complexes à plusieurs degrés de liberté, dont le principe est basé sur le fait que la réponse n'est que la superposition des réponses individuelles des modes naturels de vibration, où chaque mode a sa propre forme de vibration (le mode propre), sa propre fréquence (la fréquence modale) et son propre amortissement modal.

D'un point de vue analytique, l'étude de vibration de toute structure en flexion plane, sollicitée par une action dynamique, passe automatiquement par une analyse modale permettant la détermination des fréquences propres de vibration et l'évaluation des déformées modales associées. Quand la structure se met à vibrer, il est montré que ce mouvement vibratoire complexe est la superposition des mouvements vibratoires découplés des différents modes propres de la structure, réagissant indépendamment les uns des autres à l'excitation initiale [29-31]. Les modes propres de vibration de la structure peuvent se calculer mathématiquement. Chacun d'eux est caractérisé par sa période propre et sa déformée propre (la déformée propre est donnée à un facteur multiplicateur près : c'est la forme qui compte). Un mode propre est donc une configuration particulière de vibration de la structure : si la

structure vibre selon son seul mode propre  $j$ , de période propre  $T_j$  et de déformée propre  $U_j$ , tous les points de la structure vont osciller horizontalement, selon un mouvement sinusoïdal de période  $T_j$ , entre deux positions extrêmes correspondant aux situations  $U_j$  et  $-U_j$ . En fait, chacun des modes propres d'une structure se comporte dynamiquement exactement comme un oscillateur simple : il possède une période d'oscillation invariable  $T$  et son mouvement est un mouvement périodique sinusoïdale du type  $U(t)=U_0\sin(\omega t + \theta)$ ,  $U_0$  représentant la déformée extrême du mode propre ( $\omega$  étant la pulsation du mode :  $\omega = 2\pi/T$ ). Dans ce cadre, on rappelle que l'analyse modale (recherche des modes propres de vibration du bâtiment) met en œuvre plusieurs méthodes de calcul itératives, décrites dans plusieurs ouvrages [29-31].

Le calcul débute par une déformée initiale aléatoire choisie par l'ordinateur ou par une déformée calculée précédemment. On va chercher les modes propres non amortis du système, c'est-à-dire les modes de déformation de la structure qui, en l'absence d'amortissement et d'excitation extérieure, correspondent à des efforts internes qui équilibrent exactement les forces d'inertie dues à une variation sinusoïdale de ces déformations. En ce qui concerne la précision de la détermination d'un mode donné, on estime généralement qu'elle est satisfaisante lorsque l'on retrouve les valeurs propres, exprimées en fréquence, de tous les modes calculés, dans au moins cinq chiffres significatifs inchangés.

Le comportement dynamique libre des structures peut être représenté par l'équation matricielle suivante :

$$[K - \omega^2 M]\Phi = 0 \quad [3.1]$$

$M$  représente la matrice de masse,  $K$  la matrice de raideur et  $\Phi$  le vecteur propre.

Dans les deux paragraphes qui suivent, nous nous intéressant tout particulièrement aux effets du décrochement sur les périodes propres de vibration ainsi que sur les coefficients de cisaillement de base des structures décrochés. L'étude numérique porte au total sur treize structures dont l'analyse est menée en utilisant le logiciel SAP 90. Les résultats seront présentés en comparaison avec ceux de la structure régulière équivalente.

### 3.3 LOGICIEL DE CALCUL

Le logiciel SAP90 dispose de plusieurs éléments, parmi lesquels l'élément poutre-colonne (FRAME Element), destiné à la modélisation de systèmes composés de portiques ou de treillis en deux et en trois dimensions. Ce logiciel dispose également de plusieurs options d'analyse

dynamique, parmi lesquelles celles qui correspondent à la détermination des fréquences et des modes propres de vibration de manière directe ou par la génération automatique des vecteurs de Ritz, utilisés dans l'analyse de superposition modale ou de réponse spectrale.

Le programme peut résoudre les structures planes statiquement indéterminées aussi bien que celles statiquement déterminées qui ont leurs liaisons soit articulées soit rigides. Les barres (poutres et poteaux) de la structure peuvent être prismatiques. Pour une charpente à nœuds rigides, les conditions d'appuis peuvent être soit articulées soit fixes soit mixtes. Plusieurs systèmes de charges peuvent être appliqués à la structure. Les données d'entrées comprennent les caractéristiques de base et géométriques de la structure et aussi les charges agissant sur la structure (sur les barres et sur les nœuds). Pour faciliter l'entrée des données, chaque barre et chaque nœud sont numérotés. A partir de la géométrie et des caractéristiques de la structure et moyennant l'analyse matricielle des structures, le logiciel construit la matrice de rigidité, la matrice de transformation des déplacements et la matrice des forces nodales de la structure. La masse de la structure est définie par une matrice diagonale représentant les masses bloquées aux nœuds correspondant aux déplacements nodaux. En général, les masses bloquées peuvent prendre la forme de masses linéaires ou de masses en rotation correspondant respectivement à des forces nodales ou à des moments nodaux. Le problème des vibrations libres des structures peut être ainsi simplifié en discrétisant la structure en éléments finis et en supposant la masse de la structure rassemblée aux nœuds et la structure réduit ainsi à l'état de squelette et sans poids. Puisque la présente étude est consacrée au problème des vibrations latérales de la structure, les déplacements des nœuds intéressés par le calcul des modes et ainsi par la pulsation des vibrations sont limités aux déplacements latéraux de chaque niveau.

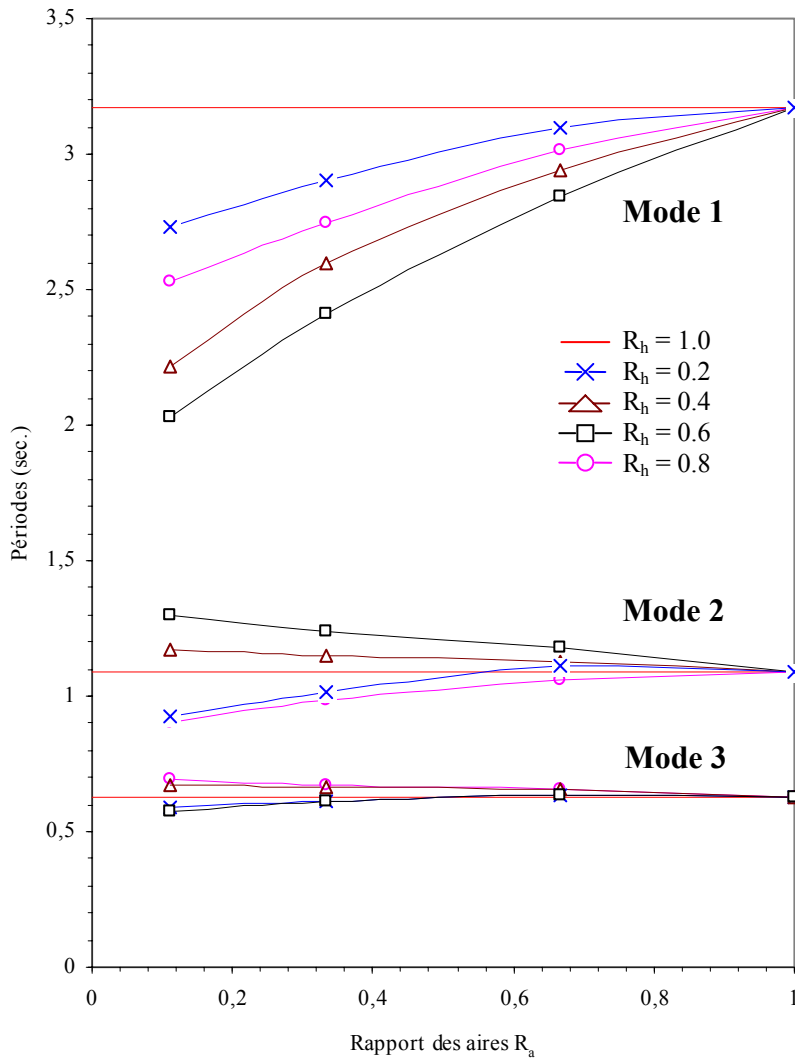
Le logiciel SAP90 résout le problème des pulsations propres et leurs vecteurs de déplacements correspondants en utilisant un algorithme basé sur un procédé d'itération de sous-espace. Durant la phase de résolution, le programme affiche la pulsation propre approchée après chaque itération. Une fois que les vecteurs des déplacements convergent, ceux-ci sont écartés et de nouveaux vecteurs de déplacements approchés sont introduits. Ainsi, le résultat final est obtenu quand, pour des approximations successives, les vecteurs de déplacements ne changent plus ou sont compris dans des limites convenables.

### 3.4 EFFETS DES PARAMETRES $R_h$ et $R_a$ SUR LES PERIODES PROPRES DES BATIMENTS IRREGULIERS

Afin de mieux évaluer l'influence des modes supérieurs sur le comportement dynamique, le calcul proposé est mené en tenant compte des trois premiers modes de vibration séparément. Ce choix est important vu qu'en pratique généralement le premier mode fondamental est pris en considération en négligeant les modes supérieurs, mais en réalité rien n'assure qu'une structure donnée peut être aussi bien excitée plus par l'un des modes supérieurs que par le mode fondamental, raison de plus lorsqu'elle présente une configuration géométrique irrégulière [32]. La figure 3.1, présentée ci-dessous, montre clairement les effets des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  sur les périodes propres de vibration de la structure décrochée.

D'après les résultats de cette figure, il en ressort les constatations suivantes :

- La période fondamentale (1<sup>er</sup> mode) diminue quand le rapport  $R_a$  diminue. Cette observation est valable pour tous les bâtiments décrochés. La diminution est d'autant plus accentuée que le niveau du décrochement est voisin de la mi-hauteur de la structure ( $R_h = 0.4$  et  $0.6$ )
- Pour un décrochement situé proche de la mi-hauteur du bâtiment, on constate une augmentation de la période du deuxième mode pour des valeurs décroissantes de  $R_a$ .
- D'une manière générale, les changements de périodes, par rapport à celle de la structure régulière, pour le deuxième et troisième mode de vibration, sont moins importants que pour le premier mode, montrant ainsi une faible sensibilité aux variations de  $R_a$ .
- Les valeurs des périodes fondamentales de vibration des structures envisagées correspondent globalement à la partie descendante du tracé du spectre de calcul du règlement algérien (RPA 99) dont la borne inférieure est fixée à 0.3 secondes, et diminuent toutes quand le rapport  $R_a$  diminue.



**Figure 3.1:** Influence du décrochement sur les périodes propres de vibration des structures décrochées.

### 3.5 EFFETS DE $R_h$ et $R_a$ SUR LE COEFFICIENT DE CISAILLEMENT DE BASE

L'une des particularités principales de l'analyse modale est que la réponse sismique d'une structure en vibration est considérée comme une combinaison des réponses indépendantes de chacun de ses modes importants.

En vue d'apprécier la contribution des différents modes de vibration, il est souvent utile de définir un coefficient de cisaillement modal de base, noté  $C_{b,j}$ , dans le  $j^{\text{ème}}$  mode de vibration pour une accélération spectrale de  $1.0g$  ;  $g$  étant l'accélération de la pesanteur. Dans le cas

présent, en posant  $U_j = a_j \phi_j$ , on peut montrer que le coefficient  $C_{b,j}$  est donné par l'expression suivante :

$$C_{b,j} = a_j \frac{\sum_{i=1}^N \{\phi\}_{i,j} m_i}{\sum_{i=1}^N m_i} \quad (3.2)$$

avec les notations suivantes :

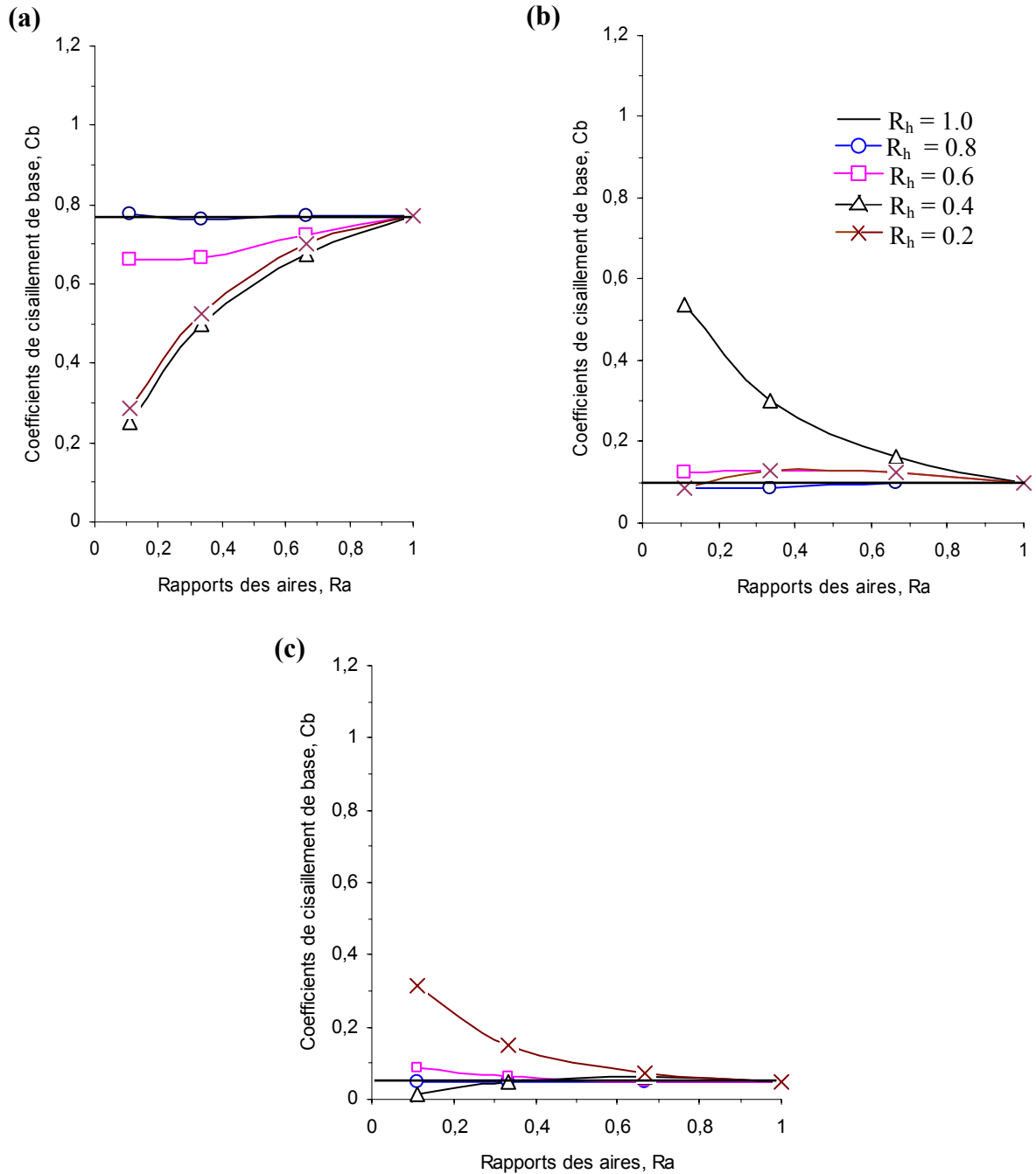
$m_i$  = masse du  $i^{\text{ème}}$  étage ;  $\{\phi\}_j = j^{\text{ème}}$  vecteur modal de déplacement ;  $N$  = nombre d'étages et  $a_j = \{\phi\}_j^T [M] \{1\} / \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j$  représente le facteur de participation modal associé au mode  $j$  où  $[M]$  est la matrice de masse de toute la structure. Le coefficient de cisaillement de base est un terme adimensionnel indépendant du type d'excitation de base ; il dépend uniquement des caractéristiques de la structure à savoir ses distributions de masses et de raideurs. La détermination des valeurs de  $C_{b,j}$  permettent de mettre en évidence la contribution des modes de vibration à la réponse totale de la structure. Par ailleurs, le coefficient de cisaillement sismique  $C_k$  au niveau  $k$  d'un bâtiment est défini comme étant le cisaillement sismique maximum du niveau  $k$  divisé par le poids total du bâtiment au-dessus du niveau  $k$ . En particulier, le coefficient de cisaillement de base  $C_b$  représente le cisaillement maximum de base divisé par le poids total du bâtiment. Pour une structure à plusieurs étages, l'effort de cisaillement de base peut être obtenu par une superposition modale des modes de vibration les plus importants. Par conséquent, la contribution du  $j^{\text{ème}}$  mode de vibration à l'effort de cisaillement de base est donnée par :

$$V_{b,j} = (C_{b,j}) (S_{a,j}) (W) \quad (3.3)$$

où :  $S_{a,j}$  est l'accélération spectrale, exprimée comme une fraction de l'accélération de la pesanteur  $g$ , du mouvement de sol considéré ;  $W$  est le poids total du bâtiment.

Dans le cas où l'on considère l'influence des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  due au décrochement, la situation du coefficient de cisaillement de base modal,  $C_{b,j}$ , des différentes structures considérées, calculé séparément pour les trois premiers modes de vibration, peut être aisément illustrée comme indiquée dans la figure 3.2 présentée ci-dessous. D'après les tracés de cette figure on constate que, pour les bâtiments décrochés, la contribution des modes supérieurs au cisaillement de base augmente généralement quand le rapport  $R_a$  diminue ou plus précisément quand la tour devient plus mince. Pour le bâtiment régulier, les valeurs du coefficient  $C_{b,j}$  dues respectivement aux trois premiers modes de vibration sont 0.776, 0.1045 et 0.0403. Par

conséquent, il est intéressant de remarquer à travers ces résultats que les contributions réunies des trois premiers modes de vibration tournent autour de 92% du cisaillement total de base, ce qui veut dire que tous les modes sont excités de façon équitable et directement superposables.



**Figure 3.2 :** Effets du décrochement sur les coefficients de cisaillement de base des structures irrégulières : (a) 1<sup>er</sup> Mode, (b) 2<sup>ème</sup> Mode, (c) 3<sup>ème</sup> Mode.

Par ailleurs, il est important de noter que la comparaison des valeurs des cisaillements de base modaux de certains bâtiments irréguliers ayant un paramètre  $R_a$  constant et un rapport  $R_h$



variable s'avère nécessaire pour comprendre l'influence du décrochement sur la réponse du bâtiment. Pour le bâtiment décroché ( $R_h = 0.4$  ;  $R_a = 0.111$ ), dont le niveau de décrochement avoisine le milieu de la hauteur du bâtiment, les valeurs des coefficients de cisaillement de base pour les trois premiers modes de vibration sont respectivement 0.258, 0.547 et 0.0216. La somme des trois contributions avoisine donc les 83% du cisaillement total de base. Par contre, pour le bâtiment décroché ( $R_h = 0.2$  ;  $R_a = 0.111$ ), dont la tour est de hauteur très grande, la valeur respective de chacun des trois contributions est de 0.278, 0.095 et 0.3165 conduisant à un total de 69% du cisaillement total de base. D'après ces résultats, on peut ainsi conclure que dans le cas où la section en plan de la tour est relativement petite par rapport à celle de la base, l'influence des modes supérieurs vis-à-vis du coefficient de cisaillement de base devient plus importante au fur et à mesure que la tour devient plus haute et élancée. Il en résulte que les bâtiments irréguliers de ce type seront plus vulnérables en cas de séisme majeur.

Dans le chapitre 4, une étude est consacrée à l'aspect réglementaire et modélisation dans le but d'établir une relation entre le comportement dynamique d'une structure régulière et celui d'une structure irrégulière en termes de période et de cisaillement.

### 3.6 CONCLUSIONS

Nous avons présenté dans ce chapitre les notions de base et les phases essentielles du calcul dynamique qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour prévoir correctement les conséquences d'une conception donnée sur le comportement sismique de l'ouvrage. Le mode de vibration, caractéristique intrinsèque de la structure, est un mouvement naturel (libre), pour lequel il n'y a pas de forces appliquées et qui peut être étudié au préalable. L'intérêt a été de quantifier et d'identifier numériquement les modifications qu'apportent les paramètres d'irrégularité sur les caractéristiques dynamiques propres d'une structure régulière donnée. Les bâtiments sont traités en utilisant une modélisation en éléments finis à masse concentrée (modélisation que nous avons pris en compte dans le chapitre précédent) et sont caractérisés par leur matrice de masse, de rigidité et d'amortissement. Ces matrices permettent de calculer les modes propres sur base fixe. Ces modes constituent la base de décomposition du mouvement de la structure analysée. Cette dernière a été traitée en utilisant la méthode de décomposition modale. Ces calculs s'effectuent dans le cadre de la linéarité tant du point de vue géométrique que du point de vue du comportement des matériaux qui composent les éléments de la structure.

Les figures obtenues dans ce chapitre représentent les résultats du calcul effectué sur les structures irrégulières considérées. Ces résultats nous ont permis, dans un premier temps de mettre en évidence les mécanismes du comportement dynamique des structures irrégulières conçus selon les règles algériennes RPA 99 et de nous montrer, dans un deuxième temps, l'importance de la prise en considération la variation des paramètres de décrochement. En effet, cela a été possible grâce à une comparaison des caractéristiques propres des structures irrégulières considérées. De cette comparaison présentée, quatre remarques principales peuvent être retenues :

1- Etant inférieure dans tous les cas à celle de la structure régulière équivalente ou similaire, la période fondamentale des structures irrégulières diminue quand le rapport des sections en plan (tour/base) diminue. Cette diminution est d'autant plus prononcée que le niveau du décrochement se trouve à proximité de la mi-hauteur de la structure.

2- La chute de période de la structure décrochée est moins importante dans les modes supérieurs vis-à-vis du paramètre  $R_a$ . L'analyse comparative de l'évolution de la période en fonction de ce paramètre dans le premier mode de vibration montre nettement la différence importante entre les valeurs d'une structure irrégulière et régulière. De ce point de vue, elle peut servir comme référence pour les études paramétriques.

3- Contrairement au mode fondamental, le second mode est caractérisé par une augmentation de la période pour les structures ayant un niveau de décrochement proche de leur mi-hauteur et cela pour un paramètre de sections  $R_a$  plus faible.

4- Lorsque la section en plan de la tour est relativement petite par rapport à celle de la base, l'influence des modes supérieurs vis-à-vis du coefficient de cisaillement de base devient plus importante au fur et à mesure que la hauteur de la tour devient plus grande.





## **CHAPITRE 4**

### **ANALYSE LINEAIRE ET NON LINEAIRE DE LA REPOSE SISMIQUE DE BATIMENTS IRREGULIERS**

#### **4.1 INTRODUCTION**

Fondamentalement, ce chapitre a pour but d'étudier dans quelle mesure l'effet des irrégularités en plan et en élévation affecte la réponse sismique des structures dans le domaine linéaire et non linéaire.

L'évaluation classique de l'histoire de la réponse en termes de déplacements et d'efforts de cisaillement est effectuée selon la méthode basée sur la méthode des déplacements (ou des rigidités). Connue pour son utilisation facile et immédiate, cette méthode est susceptible d'estimer les efforts et les déformations réelles que pourrait subir une structure lors d'un séisme. Elle tient compte de l'effet de l'histoire de la charge sismique ainsi que du nombre de cycles de déformation dans le domaine plastique dont il est utile pour évaluer les dommages réels qui s'accumulent à la suite d'un tremblement de terre majeur.

Dans ce chapitre, on s'intéresse au problème direct. Celui-ci consiste à analyser la réponse forcée d'un certain nombre de portiques irréguliers pour des paramètres d'irrégularité donnés. La réponse est représentée par les déplacements relatifs et absolus ainsi que par des coefficients de cisaillement.

Il est à noter qu'en pratique, d'un point de vue dimensionnement, on accorde en général plus d'intérêt aux déplacements relatifs des différents étages qu'aux déplacements absolus. Les déplacements relatifs maximaux conduisent en effet à la distribution d'efforts tranchants à appliquer à la structure de manière statique afin de calculer ses sollicitations maximales de type sismique.

Le calcul des périodes et des modes propres ainsi que celui des coefficients de cisaillement modaux dépend complètement des caractéristiques du bâtiment, lesquelles sont définies par le rapport masse-rigidité et la distribution de la rigidité et de la masse. Cependant, la réponse

sismique dans le cas de l'analyse temporelle dépend non seulement des caractéristiques du bâtiment mais également de celles du mouvement du sol.

Dans ce contexte, les effets des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  sur la réponse sismique sont étudiés en analysant le comportement des modèles de bâtiments irréguliers, considérés dans les chapitres précédents, soumis au tremblement de terre d'El Centro, décrit ci-après.

Il convient de rappeler que les structures étudiées sont des structures planes à quinze niveaux dont les degrés de liberté par nœud sont tous retenus, c'est-à-dire que chaque nœud peut se déplacer horizontalement, verticalement et peut tourner autour d'un axe perpendiculaire au plan de la structure. La limite élastique  $\sigma_y$  en traction est égale à  $2400 \text{ daN/cm}^2$  et à  $1550 \text{ daN/cm}^2$  en compression ( $\approx 0.7\sigma_y$ ), pour tenir compte du flambement. Plus loin dans ce chapitre, la loi de comportement du matériau est celle décrite dans le paragraphe 5.4.4.3 et représentée à la figure 4.7.

Les calculs de la réponse sismique sont menés seulement sur les huit premières secondes de l'accélérogramme correspondant à la phase des mouvements forts. Au départ, cet accélérogramme a été utilisé sans modification. Après un certain nombre d'analyses, on remarque que les maxima de déformations sont atteints pendant la période 0 à 8 secondes. Cette constatation a permis de réduire considérablement les temps de calcul en utilisant uniquement un accélérogramme dont la durée est de 8 secondes. Les valeurs digitalisées de l'accélérogramme utilisé dans ce sens sont enregistrées à intervalles de 0.02 seconde. La valeur de 0.01 seconde qui sera utilisée dans l'intégration numérique sera donc plus qu'adéquate pour obtenir une vraie représentation de l'enregistrement de l'accélérogramme.

Il est à noter toutefois que seule la valeur maximale de la réponse en déplacement revêt un intérêt particulier pour la présente étude.

## **4.2 LOGICIELS DE CALCUL ET ACTION SISMIQUE**

Les deux paragraphes suivants présentent la nature des logiciels de calcul et le type d'action sismique employés pour conduire les deux analyses linéaire et non linéaire considérées.

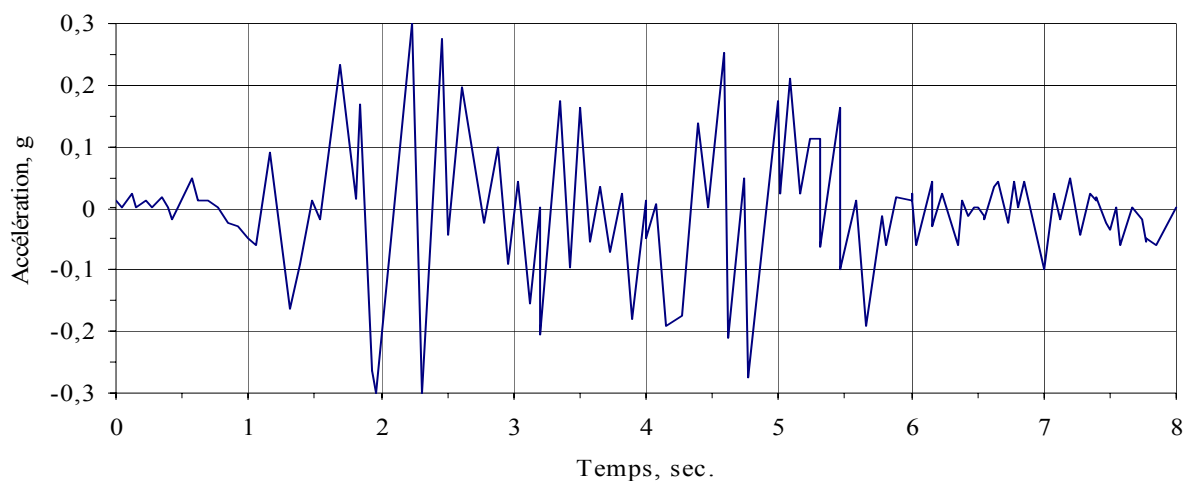
### **4.2.1 Cas de l'analyse linéaire**

Compte tenu des hypothèses précédentes sur lesquelles est basée la présente étude (voir chapitre 2, sous-paragraphe 2.9.1), l'ossature de chaque bâtiment considérée est réduite à un

système ayant un nombre fini de degrés de liberté et soumise à une vibration forcée limitée à un seul plan.

Comme on l'a précisé précédemment, l'analyse dynamique linéaire d'un tel système est effectuée en appliquant les méthodes de la théorie d'élasticité par l'intégration d'équations différentielles linéaires du second ordre non homogènes et couplées. Ces équations, exprimées à partir d'une formulation matricielle de la méthode des déplacements, peuvent être résolues par des méthodes appropriées d'intégration numérique. Il en résulte la nécessité d'un instrument de calcul automatique, à portée générale, pour pouvoir effectuer une analyse dynamique plus exacte sous l'action des charges sismiques. Cet instrument constitue donc une référence utile pour l'évaluation des sollicitations internes. Le logiciel SAP 90 est utilisé dans ce sens pour le calcul de la réponse dynamique élastique des structures considérées soumises à l'action sismique définie par la composante nord-sud de l'accélérogramme du séisme d'El Centro du 18 mai 1940 (Imperial Valley, Californie) (figure 4.1).

La réponse de la structure est obtenue, dans ce cas, grâce à la méthode de superposition modale en passant par l'intégration numérique de la réponse de chaque mode de vibration. Le logiciel SAP 90 génère automatiquement les charges sismiques sur les structures modélisées avec le module SAP Force. Dans ces systèmes structuraux, toutes les charges sont ramenées sur des éléments plans disposés parallèlement.



**Figure 4.1 :** Accélérogramme de la composante N-S du séisme de El Centro (18 Mai 1940).

#### 4.2.2 Cas de l'analyse non linéaire

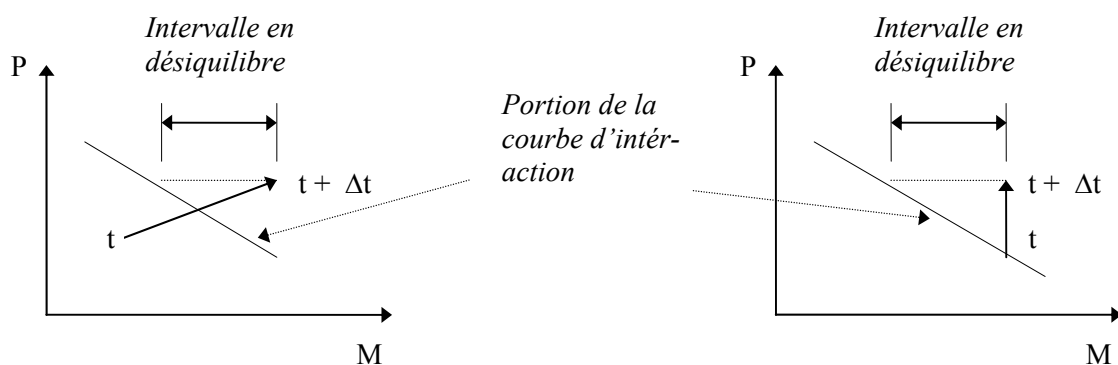
Les analyses dynamiques inélastiques sont effectuées à l'aide de la version PC du logiciel de calcul Drain-2D [27]. Ce logiciel de calcul est développé par Kannan A. E. et Powell G. H. à l'université de Berkeley (Californie). Il dispose des éléments suivants :

- a- un élément poutre qui se plastifie par flexion.
- b- un élément poutre-colonne qui se plastifie par formation de rotules plastiques à ses extrémités.
- c- un élément d'assemblage rigide.
- d- un élément de voile de cisaillement qui possède une rigidité à l'effet tranchant uniquement.
- e- un élément barre qui se plastifie en traction et flambe élastiquement en compression.

Dans cette présente étude, seul l'élément (b) est utilisé.

Le logiciel de calcul, destiné principalement aux calculs non linéaires des structures planes, utilise la procédure d'analyse pas-à-pas, dont le principe est basé sur " la méthode de la constante d'accélération moyenne de Newmark", connue habituellement sous le nom de " la méthode de Newmark  $\beta = 1/4$ ".

Par ailleurs, afin de surmonter le problème des forces en déséquilibre qui peuvent se produire durant un pas du temps, quand un ou plusieurs éléments ont atteint leurs limites de résistance et qui peuvent mener à la divergence de la réponse calculée de la vraie solution, le logiciel de calcul Drain-2D utilise une procédure de "forces modifiées" pour corriger approximativement les erreurs d'équilibre (figure 4.2). L'incrément du déplacement incorrecte est supposé être le vrai déplacement et l'équilibre est satisfait en ajoutant une force correctrice au vecteur de charge durant le pas de temps antérieure. Cette charge correctrice est présente seulement pour la durée du pas de temps dans lequel est appliquée.



a ) Saut de  $M$  et  $P$  pendant un intervalle de temps  $\Delta t$ .

b ) Saut de  $P$  pendant un intervalle de temps  $\Delta t$ .

**Figure 4.2 :** Correction du déséquilibre causée par une combinaison de « force-moment » lorsqu'elle dépasse la limite de la surface d'écoulement.



Les diagrammes d'évolution des grandeurs de réponses sont calculés par intégrations numériques avec un pas de temps de 0.01 s. Le logiciel peut effectuer l'intégration pas à pas soit en utilisant une accélération constante ou une accélération variable pour chaque pas de temps. Il calcule une mesure d'erreur à chaque pas. Si cette mesure excède la limite supérieure de tolérance dans un pas, le pas de temps est réduit et le pas est répété. Si la mesure est moindre que la limite inférieure de tolérance pour un nombre de pas précis, le pas de temps est augmenté dans le pas suivant. Le logiciel peut considérer aussi les effets P- $\Delta$ . Cela se fait en ajoutant une matrice de rigidité géométrique à la matrice de rigidité pour chaque élément, et en tenant compte des effets P- $\Delta$  dans le calcul de la force de résistance.

La réponse sismique d'une structure dépend des caractéristiques du mouvement du sol. Les caractéristiques du mouvement du sol dû à un tremblement de terre qui sont les plus importantes dans les applications de génie parasismique sont :

- 1- L'amplitude du mouvement de sol (pic de l'accélération, pic de la vitesse et pic du déplacement de sol);
- 2- Le contenu fréquentiel;
- 3- La durée du mouvement du sol.

Chacun de ces paramètres influence la réponse d'une structure. L'amplitude du mouvement de sol est un des paramètres qui caractérisent le potentiel de dommage d'un séisme. Dans un comportement non linéaire, le nombre de cycles de déformation inélastique induit dans les zones dissipatives d'une structure est lié à l'amplitude du tremblement de terre. De même, la dégradation de résistance et de capacité de dissipation hystérétique d'énergie de la structure par le phénomène de fatigue est régie par l'amplitude du mouvement.

Ainsi, pour tenir compte de ce paramètre "amplitude" dans notre étude, l'accélérogramme considéré est la même composante N-S du tremblement de terre d'El Centro (figure 4.1).

Chacun des portiques des structures considérées est soumis donc à cet accélérogramme. Ce célèbre tremblement de terre est caractérisé par un important pic d'accélération de 0.34g ; g étant l'accélération de la pesanteur. Néanmoins, l'intensité de la secousse a été amplifiée dans le but d'obtenir une excitation plus importante permettant ainsi d'atteindre un niveau de réponse pour lequel l'effet de plastification peut être considéré comme critique. Le tremblement de terre d'El Centro est de taille modérée et son intensité est souvent amplifiée pour représenter un événement majeur. Par conséquent, dans la présente étude les analyses non linéaires sont menées sur la base de 1.5 fois El Centro pour toutes les structures. Avec une telle amplification, le pic d'accélération du sol de cet accélérogramme devient

approximativement égal à 0.5g. Il est à noter que l'accélérogramme d'El Centro est caractéristique des tremblements de terre de longue durée, dits de type multichoc.

Le calcul de structures en zone sismique à l'aide d'un seul accélérogramme est critiquable car trop dépendant du contenu en fréquence de ce seul accélérogramme. Cette approche n'est d'ailleurs pas admise par les règlements lorsqu'il s'agit d'un projet de construction réelle. La présente étude est une approche qualitative. Compte tenu du nombre déjà élevé de simulations sur ordinateur nécessaire à l'obtention des résultats, on s'est limité au seul accélérogramme décrit.

### 4.2.3 Aperçu sur le choix du pas de temps d'intégration

Suivant la méthode numérique d'intégration, entre deux points successifs de l'accélérogramme sismique, la variation de l'accélération du sol étant supposée linéaire ; par conséquent, chaque segment linéaire intègre en considération une longueur constante pour le pas d'intégration (étant entendu que le segment est divisé en un nombre pair d'intervalles). Les calculs seront beaucoup plus simplifiés en utilisant une longueur constante de pas qui s'adapte facilement et sans difficulté à l'allure de l'accélérogramme. La précision dépend directement de la longueur de pas.

L'expérience a montré qu'une bonne approximation est atteinte si le pas de temps est choisi en tant qu'une fraction de la plus petite période du système. Pour les structures à comportement élastique, les meilleurs résultats sont obtenus si ce pas de temps est égal à  $T/10$ , où  $T$  est la plus petite période. Dans le cas des structures à comportement inélastique, des restrictions sur la taille du pas de temps sont plus strictes à cause de la contribution des modes supérieurs qui peut avoir normalement une influence non négligeable sur la réponse. Des erreurs accumulées peuvent devenir très importantes. Certains auteurs ont recommandé de fixer le pas de temps à  $T/20$  [33] et d'autres à  $T/50$  [34]. La sélection du pas de temps est cependant critique pour le succès de l'analyse, surtout non linéaire. D'une part, il doit être assez court pour éviter l'instabilité, et d'autre part il ne doit pas être très court pour que le volume de calcul ne soit pas très important. En général, le choix d'une longueur de pas inférieur à  $T/10$ , permet d'assurer une représentation suffisamment précise des fonctions trigonométriques de la méthode numérique d'intégration utilisée et fournit des résultats satisfaisants. Dans cette étude, comme cela été prévu, un pas de temps égal à 0.01 secondes paraît satisfaisant.

### 4.3 ANALYSE LINEAIRE

L'essentiel de ce paragraphe est consacré à l'analyse dynamique élastique linéaire. Les réponses visées dans ce paragraphe sont les déplacements latéraux absolus, les déplacements relatifs inter-étages et les coefficients de cisaillement de chaque étage. Afin de mieux estimer l'effet d'irrégularité sur la réponse dynamique, l'analyse est basée sur une comparaison de chacune des sollicitations à l'aide des paramètres  $R_h$  et  $R_a$ .

#### 4.3.1 Détermination de la réponse en termes de déplacements et de cisaillements

##### 4.3.1.1 Définition du facteur « déplacement » (rôle et importance)

La réponse structurale aux séismes dépend de la rigidité relative du système de contreventement, de la capacité de ce dernier à dissiper de l'énergie induite par le séisme et de sa ductilité. Il existe une différence entre une structure rigide qui attire les charges au cours d'un séisme qu'une structure plus souple qui développe des charges sismiques plus faibles.

Cependant, le degré de flexibilité acceptable est limité par les effets des grands déplacements latéraux qui peuvent avoir une conséquence sur la flexibilité. Dans plusieurs situations, les dommages dus aux déplacements se sont avérés très importants. C'est pour cette raison que les règlements parasismiques ont définis des limites de déformations acceptables afin d'assurer à la structure une résistance structurale minimale en essayant de limiter les dégâts matériels et les pertes en vies humaines. Ces limitations sont surtout destinées au déplacement relatif latéral inter-étage qui a généralement un grand impact sur les dimensions des éléments, spécialement sur les portiques autostables ductils. Les structures métalliques sont plus sensibles aux déplacements relatifs que les structures en béton armé.

Du point de vue définition, le déplacement latéral ou "flèche" qu'engendre un séisme donné sur une structure de bâtiment donnée représente le déplacement absolu de l'étage par rapport à la base considérée fixe, tandis que le déplacement relatif est défini comme étant le déplacement latéral d'un étage considéré par rapport à l'étage immédiatement inférieur. D'une manière générale, ce dernier représente du point de vue physique la résistance sismique de la construction supposée comme encastree à sa base et soumise aux forces latérales provoquée par l'action sismique. Il convient de noter à ce stade que, le déplacement latéral absolu ne devrait pas être utilisé en tant que paramètre de contrôle de déformation ou de stabilité car il pourrait donner une mauvaise impression des effets des étages critiques.

Néanmoins, il joue un rôle important lorsqu'il s'agit de considérer l'évaluation des joints sismiques de séparation [35,36].

Il existe diverses raisons dans le contrôle du déplacement relatif inter-étage; l'une des plus importantes réside dans le contrôle de la déformation inélastique des éléments structuraux. Bien que l'utilisation de limitation des déplacements relatifs inter-étages pourrait être considérée comme un critère imprécis et extrêmement variable dans le contrôle des déformations, il n'en demeure pas moins qu'il soit imposé par l'état actuel des connaissances dans le domaine des limitations des déformations. Dans le chapitre 5, une étude particulière est consacrée, dans ce sens, à l'évaluation des méthodes règlementaires de détermination des déplacements sismiques par analyse dynamique non linéaire.

#### **4.3.1.2 Définition du facteur « coefficient de cisaillement »**

Les efforts tranchants d'étages des différentes structures considérées sont également calculés. Ces efforts tranchants sont mieux exprimés lorsqu'ils sont présentés en terme de coefficients de cisaillement d'étages, comme pour les coefficients de base définis dans l'étude précédente (voir chapitre 4). Par définition, le coefficient de cisaillement,  $C_k$ , d'un étage  $k$  d'une structure quelconque est défini comme étant l'effort tranchant maximal,  $T_k$ , à cet étage divisé par la somme du poids de cet étage et de ceux de tous les étages situés au dessus de l'étage considéré, conformément à la formule suivante :

$$C_k = \frac{T_k}{\sum_{i=k}^N W_i} \quad (4.1)$$

où  $N$  et  $W_i$  désignent respectivement le nombre total des étages et le poids de l'étage  $i$  considéré. Le programme utilisé permet de procéder à l'analyse de la réponse élastique linéaire dynamique en termes de coefficients de cisaillement pour chacun des niveaux des modèles de structures étudiés.

#### **4.3.1.3 Formulation et méthode d'analyse**

L'analyse de l'histoire de la réponse linéaire, ou analyse temporelle, est une technique numérique dans laquelle la réponse d'un modèle structural soumis à l'action d'un accélérogramme d'un séisme spécifique est déterminée à travers un processus d'intégrations numériques d'équations de mouvement.

Lors des analyses en dynamiques, le logiciel de calcul offre plusieurs options pour les problèmes linéaires. Néanmoins, comme il s'agit de systèmes purement élastiques (système linéaire à plusieurs degrés de liberté), la méthode, basée sur les modes propres du système dite "analyse modale", est choisie, car elle est plus pratique et plus rapide que la méthode d'intégration directe (voir chapitre 3). Elle présente l'avantage de réduire de manière importante le nombre d'équations à intégrer en limitant la réponse de la structure aux premiers modes propres. Son principe consiste à décomposer le système initial sur une base de vecteurs de déplacements linéairement indépendants, chaque composante se comportant comme un système à un seul degré de liberté ; à tout instant, la réponse dynamique du système est alors donnée comme une combinaison linéaire des réponses des systèmes de base. L'équation dynamique de la structure soumise à un mouvement  $v_g(t)$  du sol s'écrit :

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = -[M]\{1\}\ddot{v}_g(t) \quad (4.2)$$

où  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  sont respectivement la matrice de masse (diagonale), d'amortissement visqueux et de rigidité (tridiagonale) ;  $\{Y\}$  est le vecteur déplacement relatif de la masse par rapport au déplacement du sol  $v_g(t)$ . L'équation (4.2) représente l'équation différentielle linéaire couplée du second ordre régissant le comportement élastique linéaire dynamique du bâtiment ; le découplage du système amorti nécessite l'introduction de la coordonnée normale  $y$ , de façon que  $\{Y\} = [\varphi]\{y\}$ , et l'hypothèse d'amortissement proportionnel ; où  $[\varphi]$  représente la matrice modale du système non amorti. L'équation relative au mode  $j$  s'écrit :

$$\ddot{y}_j + 2\xi_j\omega_j\dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = -a_j \ddot{v}_g \quad (4.3)$$

La solution peut être obtenue par intégration directe de l'équation de Duhamel :

$$y_j = \frac{a_j}{\omega_d} \int_0^t \ddot{v}(\tau) e^{-\omega_j \xi_j (t-\tau)} \sin(\omega_d (t-\tau)) d\tau \quad (4.4)$$

$\omega_j$  et  $\xi_j$  étant la pulsation naturelle et le pourcentage d'amortissement critique relatif au mode  $j$  ;  $a_j$  et  $\omega_d$  sont respectivement le facteur de participation du mode  $j$  et la pulsation amortie. Le déplacement relatif pour chaque mode est obtenu par superposition modale :

$$\{Y\} = \sum_{j=1}^N \{\varphi_j\} \{y_j\} \quad (4.5)$$

où  $\{\varphi_j\}$  représente le vecteur colonne de la matrice modale  $[\varphi]$  et  $N$  le nombre de mode considérés dans l'analyse.

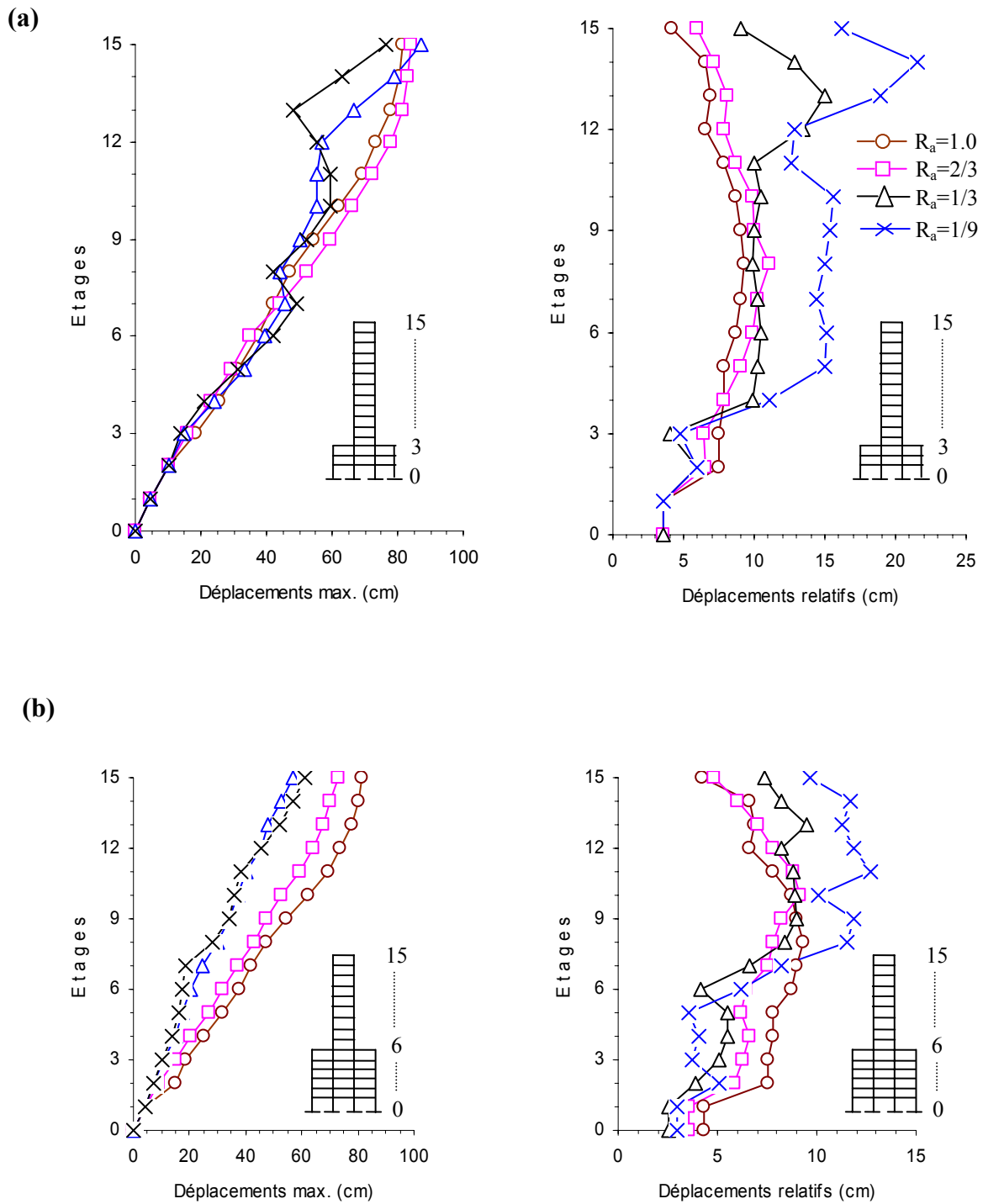
Cette méthode qui aboutit à cumuler les réponses dynamiques de  $n$  oscillateurs à un degré de liberté, n'exclue pas la possibilité d'une utilisation des spectres de réponse pour estimer la réponse maximale de la structure.

#### 4.3.1.4 Résultats et analyses

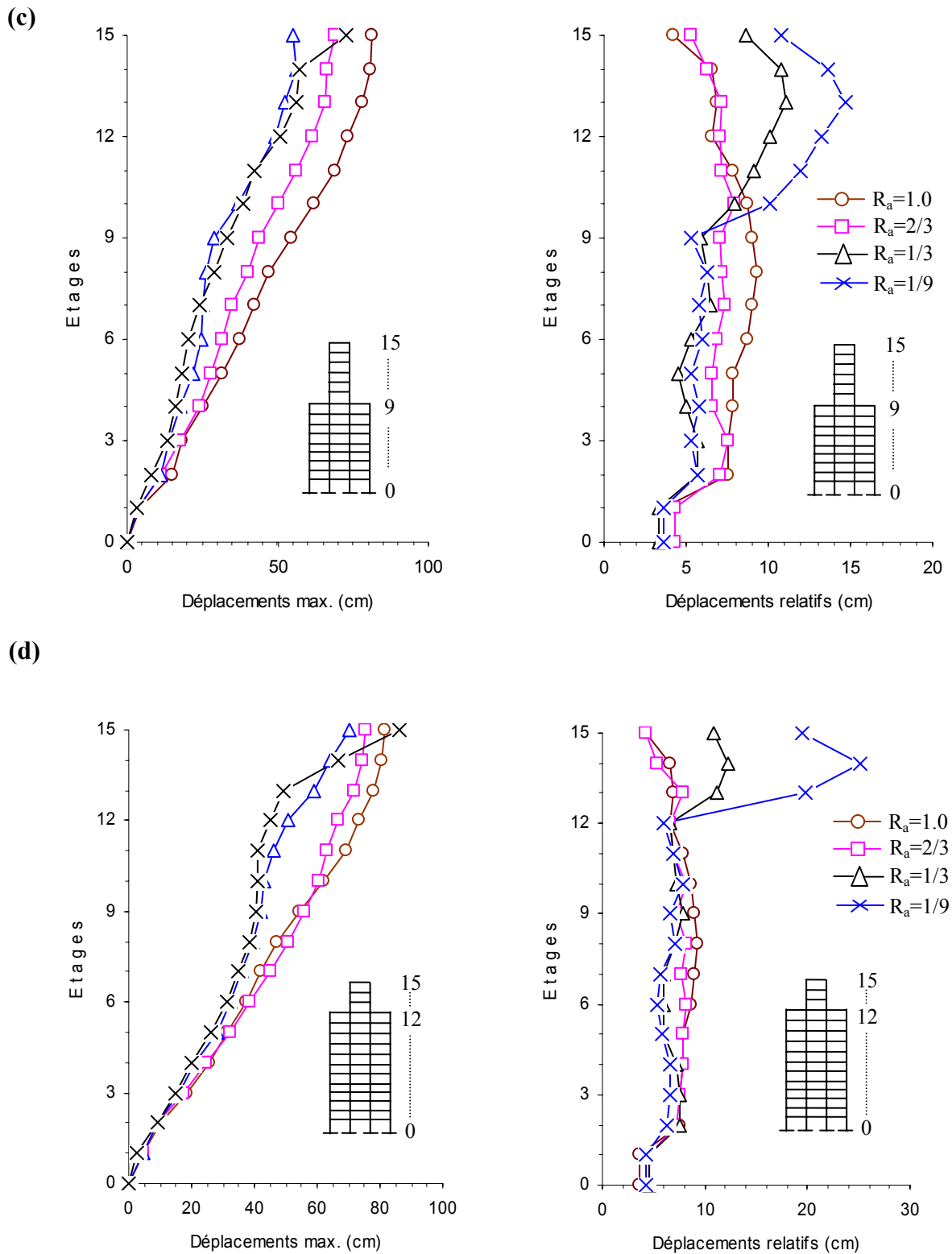
##### 4.3.1.4.1 Déplacements

Les figures 4.3 et 4.4, indiquées ci-dessous, présentent l'effet des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  sur les déplacements horizontaux maximaux d'étages et sur les déplacements relatifs horizontaux maximaux d'étages des différentes structures considérées soumises au séisme d'El-Centro. A titre de comparaison, dans chaque et même figure, les déplacements de la structure régulière similaire ( $R_h = 1.0$ ) sont également indiqués. Suite à la comparaison des courbes de chaque figure, les conclusions suivantes sont tirées (en notant que l'interprétation avec les déplacements relatifs maximaux est également transposable aux efforts tranchants maximaux développés aux niveaux des étages) :

- Les déplacements horizontaux maximaux d'étages du bâtiment décroché sont inférieurs à ceux du bâtiment régulier ; la diminution du paramètre  $R_a$  entraîne une diminution du déplacement horizontal maximal, quelque soit la valeur du paramètre  $R_h$ .
- Les déplacements relatifs maximaux d'étages dans la partie "base" des bâtiments considérés sont plus faibles que ceux du bâtiment régulier similaire, et d'une manière générale diminuent quand le paramètre  $R_a$  décroît. Cette diminution est d'autant plus importante que le niveau de décrochement est situé à mi-hauteur du bâtiment.
- Par contre dans la partie "tour", les déplacements maximaux inter-étages sont plus importants que ceux du bâtiment régulier et sont d'autant plus importants que le rapport  $R_a$  est plus petit.
- La rigidité latérale de la partie base étant identique pour tous les modèles de bâtiments décrochés analysés, le moindre déplacement relatif d'étage engendre un effort de cisaillement d'étage.



**Figure 4.3 :** Effets des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  sur les déplacements latéraux maximums et relatifs inter-étages des différentes structures considérées, (a)  $R_h = 0.2$  ; (b)  $R_h = 0.4$ .

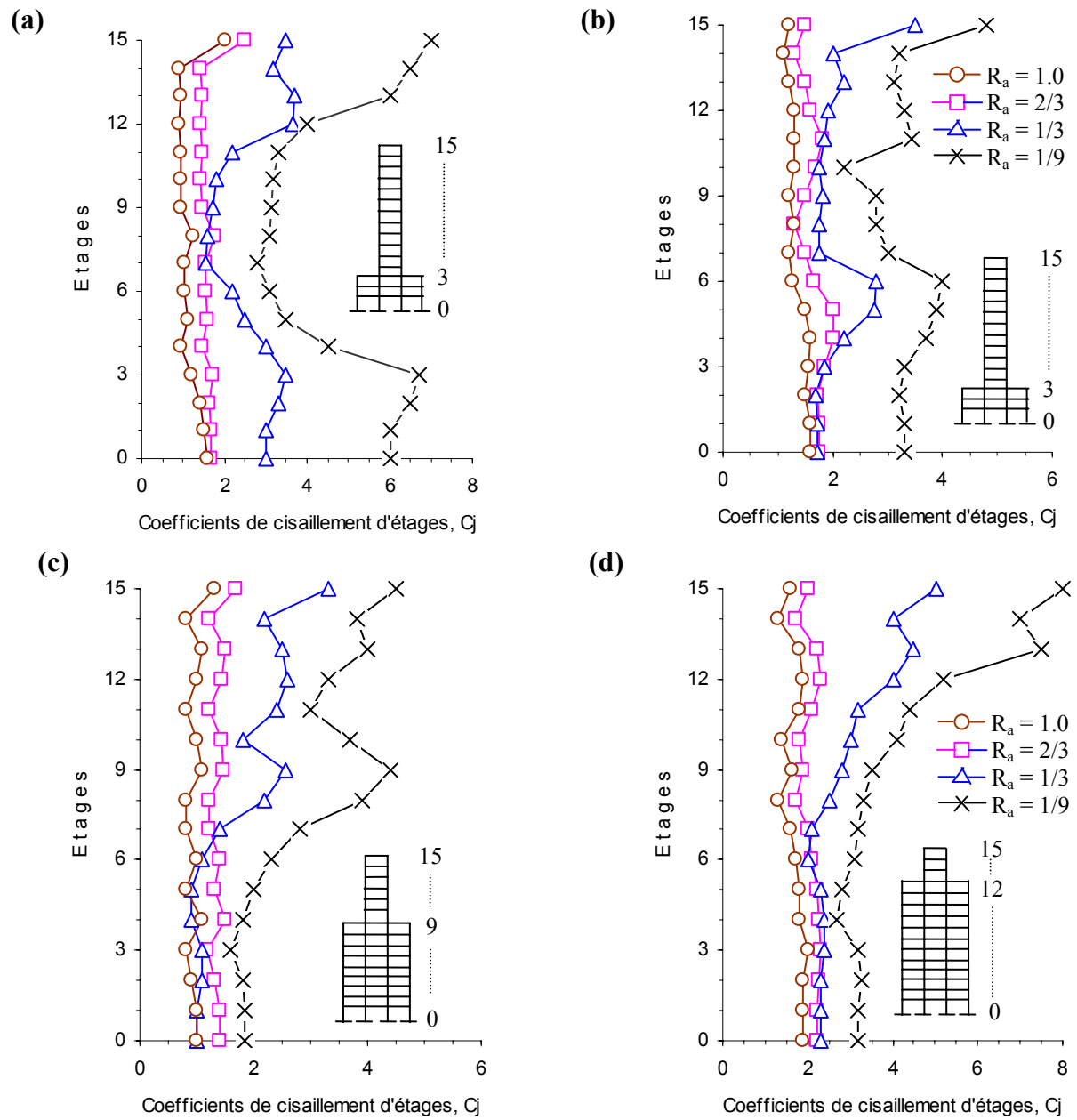


**Figure 4.4 :** Effets des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  sur les déplacements latéraux maximums et relatifs inter-étages des différentes structures considérées, (c)  $R_h = 0.6$ ; (d)  $R_h = 0.8$ .



4.3.1.4.2 Cisaillements

On peut remarquer sur la figure 4.5 donnée ci-dessous que :



**Figure 4.5 :** Effets du décrochement sur les coefficients de cisaillement d'étages des structures :  
 (a)  $R_h = 0.2$ , (b)  $R_h = 0.4$ , (c)  $R_h = 0.6$ , (d)  $R_h = 0.8$ .

- Les coefficients de cisaillement du bâtiment régulier présentent un aspect presque uniforme le long de sa hauteur.
- les coefficients de cisaillement dans tous les niveaux des bâtiments irréguliers étudiés sont plus importants que ceux des niveaux correspondants du bâtiment régulier similaire.

- Les coefficients de cisaillement augmentent quand le paramètre  $R_a$  diminue.
- De même, les coefficients de cisaillement des bâtiments irréguliers des niveaux supérieurs, proches du sommet de la structure, accusent une forte augmentation par rapport à ceux des étages inférieurs. Cette augmentation est due principalement à l'effet des modes supérieurs de vibration sur la réponse dynamique de la structure.
- Le coefficient de cisaillement des structures dont le paramètre  $R_a$  est relativement faible, affiche une augmentation soudaine et marquée au niveau de la région de transition entre la tour et la base. Ce comportement s'identifie au phénomène communément appelé "effet de coup de fouet".

#### 4.4 ANALYSE NON LINEAIRE

La méthode de l'histoire de la réponse non linéaire est très similaire à celle de la réponse linéaire excepté que le modèle mathématique est formulé d'une manière telle que la rigidité et même la liaison des éléments peut être directement modifiée sur la base de l'état de déformation de la structure. Ce qui permettra, durant l'analyse, de pouvoir tenir compte directement de plusieurs phénomènes, tels que la plastification des éléments, le voilement ainsi que d'autres comportements sur la réponse structurale.

La réponse dynamique non linéaire des bâtiments irréguliers en charpente métallique étant largement inexplorée. D'une manière générale, l'analyse non linéaire de telles structures est difficile puisque la déformation inélastique n'est pas limitée à des sections critiques, mais s'étant à travers la structure et parce que la rigidité du matériau qu'est l'acier, dans ce cas, dépend d'une histoire de déformation unitaire.

Dans ce qui précède on a supposé que les structures étaient linéaires, c'est-à-dire que leurs forces dynamiques résistantes étaient liées aux vecteurs d'accélération, de vitesse ou de déplacement par des coefficients d'influence linéaires. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. Par contre, dans les structures non linéaires les caractéristiques physiques ne peuvent pas être assimilées à des constantes lors de la réponse dynamique. Les coefficients d'influence de rigidité peuvent subir l'effet de la plastification des matériaux, ou de modifications sensibles des forces axiales dans les éléments de la structure (provoquant une évolution des coefficients de rigidité géométrique). Il est encore possible que les coefficients, soit de masse, soit d'amortissement, subissent une évolution lors de la réponse dynamique. Toute évolution de ce type modifiera les caractéristiques des vibrations du système (et en fait la notion même de vibrations libres

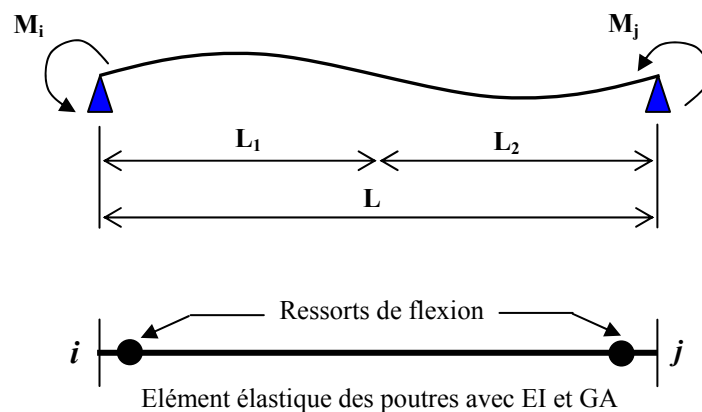
n'est plus applicable à un système non linéaire), et le découplage des équations de mouvement à l'aide des coordonnées principales n'est pas possible. Plus précisément, l'analyse qui traduit le comportement non linéaire d'un matériau (comportement élasto-plastique parfait, bilinéaire ...) composant une structure est l'analyse élasto-plastique. Cette analyse permet de redistribuer les efforts internes dans toute la structure par la création virtuelle de rotules plastiques.

L'essentiel de ce paragraphe est consacré à l'analyse dynamique non linéaire. Comme pour l'analyse linéaire, les réponses visées à travers ce paragraphe sont les déplacements latéraux absolus, les déplacements relatifs inter-étages, les coefficients de cisaillement de chaque étage et en dernier lieu les demandes de ductilité des éléments résistants. De même, afin de mieux estimer l'effet d'irrégularité sur la réponse dynamique, l'analyse a été basée sur une comparaison de chacune des sollicitations moyennant les paramètres d'irrégularité  $R_h$  et  $R_a$ .

#### **4.4.1 Etapes de modélisation des structures pour l'analyse non linéaire**

Le calcul sismique des ouvrages dans le domaine non linéaire est particulièrement complexe. Des modèles simplifiés sont développés pour rendre ce type de calculs plus aisé grâce à des modèles adaptés. Un analyste doit passer par trois stades de modélisation avant de pouvoir faire l'analyse dynamique d'inélasticité. Comme pour l'analyse élastique, le premier stade comporte la représentation de la structure entière par éléments de lignes ou éléments finis. Une fois terminée la modélisation structurale, la seconde étape consiste à modéliser les éléments individuels dans la structure afin de simuler l'action inélastique. Cela se fait souvent en introduisant des ressorts aux extrémités des éléments, là où se trouvent probablement des rotules plastiques. Les rotules permettent aux éléments de fléchir et de développer des déformations inélastiques, alors que les éléments linéaires simulent le comportement élastique avec des rigidités appropriées à la flexion, à la déformation axiale et au cisaillement (soit  $EI$ ,  $AE$  et  $GA$  respectivement). Selon le type d'inélasticité considéré, il peut y avoir un, deux ou trois ressorts à chaque extrémité, simulant différents types de déformation inélastique. Dans une structure de bâtiment en charpente métallique, le type prédominant de déformation inélastique est causé par la flexion. Ainsi, le ressort de flexion a été considéré dans la modélisation des éléments individuels pour l'analyse d'inélasticité réalisée dans le cadre du présent travail. La figure 4.6 illustre un modèle d'élément avec un ressort de flexion aux extrémités de l'élément. La troisième étape de la modélisation analytique porte sur la simulation des relations d'hystérésis "force-déplacement". Cette information est nécessaire

pour effectuer l'analyse dynamique des antécédents de la réponse inélastique. Durant la réponse sismique, les éléments d'une structure sont soumis aux inversions de déformation inélastique. Les antécédents de chargement deviennent importants, car les éléments réagissent différemment selon leur antécédent de chargement. Par exemple, le comportement d'un élément qui fléchit pour la première fois est très différent de celui d'un élément qui a déjà subi un grand nombre de cycles de déformation inélastique. Cela est particulièrement vrai pour les structures en charpente métallique, où la résistance et la rigidité des structures se dégradent avec le nombre ainsi que l'ampleur des inversions des déformations inélastiques. Le comportement inélastique des éléments individuels soumis aux chargements cycliques inversés est modélisé à l'aide de modèles d'hystérésis dont quelques uns, parmi les plus connus et plus utilisés en pratique, sont exposés plus loin. Ces modèles définissent le chemin de force-déformation que l'élément doit suivre pour des antécédents particuliers de chargement, et sont assignés aux ressorts inélastiques placés aux extrémités des éléments linéaires. Le modèle d'hystérésis représente la courbe maîtresse (squelette) et un ensemble de mesures linéaires définissant divers embranchements de déchargements et de rechargements durant la réponse sismique. Les mesures linéaires sont définies à l'intérieur du modèle, alors que la courbe maîtresse doit être calculée pour chaque élément. Cela s'effectue par une analyse moment-courbure basée sur les caractéristiques géométriques et mécaniques des sections des éléments. L'analyse moment-courbure fournit la rigidité en flexion  $EI$  utilisée dans la définition de la rigidité élastique de l'élément linéaire et le moment de limite élastique correspondante, qui sont utilisés dans la définition des propriétés des rotules inélastiques.



**Figure 4.6 :** Modélisation d'un élément pour la flexion inélastique.

#### 4.4.2 Sources de non linéarités

Ce paragraphe rappelle les diverses sources de non linéarités connues qu'une structure pourrait développer lorsqu'elle est confrontée à un système de chargement d'une certaine intensité. Diverses causes de non linéarités peuvent intervenir lorsqu'une structure est soumise à des séismes destructifs. La plus importante est la possibilité laissée aux structures de sortir du domaine élastique. On peut rencontrer deux types de non linéarités :

- *des non linéarités matérielles* liées au caractère dissipatif des phénomènes sismiques. Les frottements de diverses natures autres que les frottements visqueux vont dans le même sens. La non linéarité matérielle la plus communément rencontrée est due à des relations contraintes- déformation non linéaire dans le matériau ;

- *des non linéarités géométriques* : cette forme de non linéarité est rencontrée lorsque la géométrie subit des modifications durant le chargement, elle peut aussi provenir d'une dissymétrie de comportement en compression et traction. Dans ce genre de problème, l'équation d'équilibre doit être écrite en référence de la configuration déformée.

En effet, dans le cas de l'analyse statique qui ne fait intervenir ni inertie ni amortissement, la source de la non linéarité est liée seulement aux changements de propriétés géométriques ou mécaniques de la structure, tandis que dans le cas de l'analyse dynamique, la non linéarité peut apparaître dans la masse, l'amortissement et la rigidité du système. Ce sont les caractéristiques gouvernant l'équation d'équilibre dynamique de la structure.

En général, la masse de la structure ne varie pas de manière considérable au cours des cycles de chargement, la non linéarité due à la variation de la masse peut donc être négligée sans perte de rigueur dans la procédure d'analyse dynamique.

Dans les systèmes linéaires, l'amortissement visqueux est, en général, utilisé comme une source équivalente de non linéarité pour prendre en compte de manière globale toutes les sources de dissipation du système structurel (amortissement matériel, amortissement de frottement, etc...). Par contre, si la réponse non linéaire est explicitement considérée, l'amortissement visqueux doit référer à d'autres sources de dissipation d'énergie, ce qui est sujet à de larges incertitudes. L'amortissement est donc un paramètre de dissipation très complexe, mais pour simplifier la résolution des équations d'équilibre dynamique, il est pris visqueux ; proportionnel à la vitesse.

Les grandes déformations que peut subir une structure soumise à un fort mouvement du sol conduisent à un changement global de la rigidité du système. La non linéarité due à la variation de la rigidité provient principalement des changements des propriétés géométriques

ou mécaniques des éléments de la structure. La rigidité change continuellement au cours d'une excitation dynamique assez sévère, une décroissance irréversible peut entraîner une perte considérable de la rigidité globale par rapport à la rigidité initiale.

En pratique, si l'on considère, par exemple, un élément en béton armé soumis à une excitation sismique, après un certain nombre de cycles de chargement apparaît une dégradation considérable de l'élément, elle peut être attribuée à :

- Une réduction de la résistance à la compression du béton causée par de fortes contraintes de cisaillement ;
- Des fissurations dues aux charges répétées et pouvant se développer dans l'élément ;
- La possibilité de flambement locale des armatures ou de perte d'adhérence avec le béton.

Dans les réponses sismiques des bâtiments, les non linéarités de rigidité et d'amortissement sont les plus significatives et plus importantes.

Le comportement dynamique d'une structure soumise à un mouvement du sol dépend aussi bien de l'amplitude du mouvement d'excitation que des caractéristiques physiques de la structure. Il est donc nécessaire d'en tenir compte lors de la modélisation du comportement qui constitue une étape importante dans l'analyse de la réponse dynamique des structures.

#### 4.4.3 Modèles non linéaires

Le comportement post-élastique des structures est en général accompagné d'une dégradation de la rigidité. La nature réelle de cette dégradation dépend de la nature du système structurel et de l'intensité de l'action sismique. A cause de la complexité de la modélisation analytique, les diagrammes hystérétiques "force-déplacement" obtenus expérimentalement sont trop difficiles pour être utilisés dans des études analytiques. Ainsi, dans la pratique, les chercheurs ont défini différents diagrammes hystérétiques idéalisés où les non linéarités courantes sont de comportement ou de nature géométrique. Ces modèles sont classés en deux groupes, en fonction de leur capacité d'absorption d'énergie d'hystérésis :

- Les modèles dont les boucles d'hystérésis a une grande capacité d'absorption d'énergie (exemple: modèles élasto-plastique parfait et bilinéaire).
- Les modèles dans lesquels on observe une dégradation de la rigidité quand les déplacements plastiques augmentent mais dont la capacité d'absorption de l'énergie d'hystérésis est assez stable (exemple : les modèles de Takeda et de dégradation de rigidité).

En général, les structures ont un comportement élastique lorsqu'elles sont soumises à des mouvements de faibles intensités, mais il est bien reconnu que les structures destinées à

résister à de forts mouvements du sol doivent être capables de supporter des déformations inélastiques induisant un comportement non linéaire (ductile). Plusieurs modèles hystérétiques induisant un comportement non linéaire, variant de modèle relativement simples à des modèles plus compliqués ont été proposés pour prédire la réponse des structures ou d'éléments structuraux soumis à un chargement cyclique.

Des études expérimentales, simulant les conditions de chargement cyclique que peut engendrer une excitation sismique, ont été réalisées sur des éléments structuraux, des assemblages d'éléments, des modèles réduits de structures et sur des prototypes de structures relativement simples à échelle réelle. Les résultats ont indiqué que les courbes "force-déplacement" présentent des boucles d'hystérésis en raison du comportement inélastique. L'allure de ces boucles dépend du système structurel et du matériau.

Pour avoir la réponse à une excitation sismique de système à un degré de liberté, on considère une relation "force-déplacement" définie par une idéalisation des courbes expérimentales. L'approche utilisée pour la modélisation du comportement post-élastique consiste à localiser la déformation non linéaire en certains points et idéaliser la courbe "force-déplacement" du matériau par des segments de droites. L'aire délimitée par les courbes d'hystérésis est une mesure de l'énergie dissipée par le phénomène de plasticité.

Dans ce qui suit nous allons présenter et décrire les modèles de comportement non linéaire les plus connus et les plus utilisés dans l'analyse dynamique des structures. Nous présenterons par la suite la procédure adoptée pour le calcul non linéaire de l'étude proposée.

#### **4.4.3.1 Modèles élasto-plastique bilinéaire**

Comme son nom l'indique, ce modèle est constitué de deux segments de droites, l'un décrit la phase élastique où la pente de la droite représente la rigidité initiale  $K$  de la structure, et l'autre décrit la phase inélastique. Cette dernière est en réalité une courbe idéalisée par une droite dont la pente est la rigidité plastique  $K_p$ .

L'expression de la force de rappel en fonction du déplacement est donnée par :

$$F(u) = \begin{cases} Kv & \text{si } -v_y \leq v \leq v_y \\ K[pv + (1-p)v_y] & \text{si } v \geq v_y \\ K[pv - (1-p)v_y] & \text{si } v \leq -v_y \end{cases}$$

où  $F$  est la force de rappel;  $K$  la rigidité initiale de la structure;  $k$  le rapport de rigidité, tel que  $p=K_p/K$

Vu la simplicité de ce modèle, nous pouvons décrire le comportement en tout point de l'histoire du chargement. Le chemin parcouru par un point sur le diagramme Force-déplacement représenté sur la figure 4.7a durant un cycle de chargement est constitué de :

- Point O : la structure est considérée au repos, le déplacement et la vitesse initiale sont nuls.
- Segment OA : décrit un comportement élastique en compression avec une rigidité initiale  $K$ , la force de rappel s'exprime par  $F=K \cdot v$ .
- Point A : est le point où le déplacement atteint sa valeur élastique limite  $v_y$  au-delà de laquelle le comportement entre en phase plastique. La force de rappel en ce point est appelée force élastique limite  $F_y$ .
- Segment AB : dans ce segment, le comportement est plastique avec une rigidité  $K_p$  où  $K_p=p.K$  ;  $p$  variant de 0 à 10%. Dans le cas où  $p=0$  le comportement est dit élasto-plastique parfait. Lorsque la vitesse s'annule le déplacement aura atteint sa valeur plastique ultime  $v_{max}$  au point B.
- Segment BD : le déplacement redevient élastique avec la même rigidité  $K$ , mais avec un déplacement plastique résiduel irréversible  $v_{max}$ .

Le modèle élasto-plastique bilinéaire est un modèle non dégradable ; la rigidité ne change pas durant les cycles de chargement, il présente des boucles d'hystérésis stables. Ce modèle est souvent utilisé pour représenter le comportement des éléments métalliques ayant une grande capacité de déformation et celui des poutres en béton armé simplement fléchies.

#### **4.4.3.2 Modèle de Clough**

Le modèle de Clough prend en compte la dégradation de la rigidité au cours des cycles de chargement. Le comportement représenté sur la figure 4.7b, est élastique au début du chargement avec une rigidité initiale  $K$  (segment 0). Au delà du déplacement élastique limite, il devient inélastique avec une force de rappel constante donc une rigidité nulle (segment 1) jusqu'à ce que la vitesse s'annule (point B), le déplacement atteint alors sa limite inélastique. A partir de ce point le comportement entre de nouveau en phase élastique avec la même rigidité initiale  $K$  (segment 2). Lorsque le déplacement atteint le point X où la structure possède les mêmes caractéristiques qu'au point de repos mais avec un déplacement inélastique permanent, la rigidité subit une autre altération et le comportement est alors représenté par une droite se dirigeant vers le déplacement maximum dans la direction opposée. La pente de cette droite peut être calculée connaissant les caractéristiques de ses deux extrémités (segment 3). Si la vitesse change de signe, la structure entre à nouveau en phase élastique avec la même



rigidité initiale (segment 8). Jusqu'à la fin de la réponse, la rigidité continue à changer d'un segment à un autre, selon que le comportement soit élastique ou inélastique. Il faut juste noter que le passage d'une direction à une autre est toujours orienté vers le déplacement maximal déjà atteint dans la direction opposée.

A part les deux passages de changement de rigidité (segment : 2-3 et 5-6) qui sont conditionnés par la valeur du déplacement, tous les autres passages se font lorsque la vitesse change de signe. Les pentes des segments (0-2-7-8) sont égales à la rigidité initiales, les pentes (1-4) sont nulles, par contre, les pentes (3-6) sont calculées connaissant le déplacement actuel et les déplacements maximaux dans les deux directions.

Le modèle de Clough représente une bonne approche pour caractériser le comportement des éléments en Béton Armés. Il est utilisé comme une simple représentation de la dégradation de rigidité.

#### **4.4.3.3 Modèle de Takeda**

L'analyse de la réponse des structures en béton armé soumises à de forts mouvements du sol requiert un modèle conceptuel réaliste qui reconnaît la variation continue de la rigidité et des caractéristiques d'absorption d'énergie de la structure. Takeda et al ont proposé un modèle dont l'applicabilité au béton armé a été testée expérimentalement en utilisant des spécimens soumis à un mouvement dynamique à la base.

Dans ce modèle, il y a deux points de changement de rigidité :

- Un point de fissuration caractérisé par une force de rappel élastique  $F_{cr}$  et un point de limite élastique qui correspond à la force de rappel  $F_y$ . La réponse obtenue à partir des tests statiques a permis d'avoir la courbe primaire représentée sur la figure 4.7c Cette courbe fait apparaître les deux points de changement de rigidité. Les divers chemins possibles de l'histoire du chargement sont représentés et décrits dans la référence.

Le modèle de Takeda est le modèle qui se rapproche le plus du comportement réel des structures ou des éléments structuraux en béton armé, en raison du développement des fissurations, micro-fissurations et de la dégradation de l'adhérence acier-béton. Il est souvent utilisé pour l'analyse de la flexion dans le béton armé. Cependant, vu la complexité du modèle de Takeda, plusieurs chercheurs ont fait des modifications simplificatrices pour mieux l'adapter à des cas plus généraux.

#### 4.4.3.4 *Modèle de Takeda Modifié*

Le modèle Takeda a été testé expérimentalement dans le but d'analyser le comportement dynamique des murs porteurs en béton armé sous charge sismique. Sur la figure 4.7c on a représenté le diagramme "force-déplacement". Il est à remarquer qu'il ne présente pas de point de fissuration ce qui signifie une grande simplification lors de l'interprétation des résultats sans toutefois trop s'éloigner du comportement réel des structures. Par ailleurs, un autre paramètre de dégradation de rigidité  $\beta$  est considéré, ce paramètre est compris entre 0 et 1. Le diagramme "force-déplacement" correspondant est représenté sur la figure 4.5d, le comportement est décrit comme suit :

A partir du point de repos, le comportement est élastique avec une rigidité initiale  $K$  (segment 0). Après avoir atteint le déplacement élastique limite, le comportement devient plastique avec une rigidité  $K_p$ , tel que  $K_p = p.K$  (segment 1). Une fois le déplacement maximal atteint, le comportement entre de nouveau en phase élastique, la dégradation de la rigidité est prise en compte lors du déchargement  $K_r$  (segment 2) selon l'expression suivante :

$$K_r = K_y \left( \frac{u_y}{u_{\max}} \right)^a \quad (4.6)$$

où  $a$  est le paramètre de dégradation de la rigidité du déchargement. Lorsque le point X est atteint, le comportement est orienté vers le déplacement maximal déjà atteint dans la direction opposée (segment 3). La pente de ce segment est calculée connaissant le déplacement actuel et le déplacement maximal. La rigidité change continuellement, elle est conditionnée par le déplacement et la direction de la vitesse.

Les segments (2-4-6-9-11-13) ont la même pente calculée à partir de l'équation (4.6). Les pentes des segments (3-5-10-12) sont calculées connaissant la valeur du déplacement maximal dans les deux directions. Les pentes des segments (7-14) sont calculées connaissant la valeur du déplacement actuel et les valeurs des déplacements aux points Y et Z respectivement. Les segments (1-8) ont une pente égale à la rigidité plastique  $K_p$ .

#### 4.4.3.5 *Modèle bilinéaire orienté vers le déplacement maximum*

Dans le modèle bilinéaire orienté vers le déplacement maximal représenté sur la figure 4.7e, le déplacement dans une direction présente la particularité de toujours s'orienter vers le

déplacement maximal déjà atteint dans la direction opposée. Le chemin dans le diagramme " force – déplacement" est décrit comme suit :

- A partir du point O représentant le point de repos, le chargement se fait selon une droite décrivant un comportement élastique avec une pente égale à la rigidité initiale  $K$ . Au-delà du déplacement élastique limite  $v_y$ , le comportement devient inélastique avec une rigidité nulle.
- Ensuite, lorsque le déplacement plastique maximum  $v_{\max}$  est atteint, le comportement redevient élastique mais avec une rigidité  $K_n$  différente de la rigidité initiale, car à chaque fois que le déplacement plastique maximum est atteint dans une direction, le segment qui suit se dirige vers le déplacement maximum déjà atteint dans la direction opposée. L'expression de  $K_n$  est la suivante :

$$K_n = \frac{2R_y}{v_{\max}} \quad (4.7)$$

Ce modèle présente un comportement où apparaît une dégradation de la rigidité de l'élément après plusieurs cycles de chargement. Ce type de comportement peut être rencontré dans les poteaux courts en béton armé et en maçonnerie, sous l'effet de cisaillement.

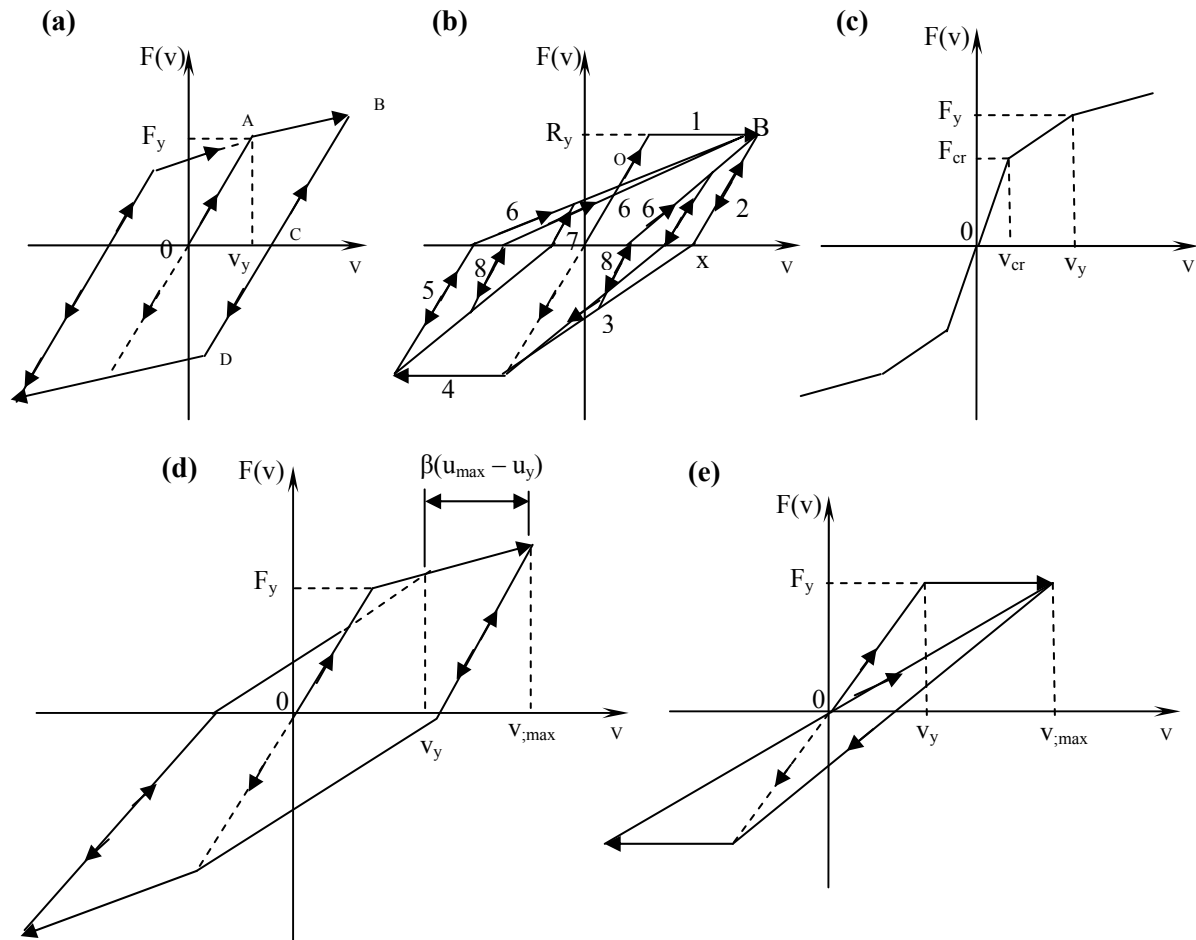
#### 4.4.4 Formulation et méthode d'analyse

Dans ce paragraphe, on présente successivement les principes de base de la méthode d'analyse utilisée, son algorithme incrémental de calcul et la loi de comportement adoptée.

##### 4.4.4.1 Principes de la méthode d'analyse

Pour des systèmes non linéaires, seulement une technique d'intégration *pas à pas* peut permettre une analyse fine des phénomènes en régime dynamique transitoire. On rappelle ici quelques principes de cette technique. La réponse dynamique de la structure est évaluée au cours d'une suite d'accroissements successifs de pas de temps, généralement de même longueur  $\Delta t$  pour la commodité des calculs. L'équation d'équilibre dynamique est respectée au début et à la fin de chaque pas, le mouvement du système durant le pas étant évalué approximativement par l'utilisation d'une hypothèse d'interpolation (amenant à ignorer partiellement l'équilibre du système pendant le pas). Les caractéristiques mécaniques du système sont considérées constantes sur chaque pas, le caractère non linéaire du problème n'étant pris en compte dans le calcul que lors d'une nouvelle détermination des

caractéristiques mécaniques (en fonction de l'état déformée de la structure), au début du pas suivant.



**Figure 4.7 :** Type de modèles non linéaires : (a) Elasto-plastique bilinéaire ; (b) Clough ; (c) Takéda primaire ; (d) Takéda modifié ; (e) Bilineaire orienté vers le déplacement maximum.

La réponse complète est obtenue en prenant la vitesse et le déplacement relatifs à la fin d'un intervalle pour conditions initiales de l'intervalle suivant ; le processus peut être poursuivi pas à pas depuis le début du chargement jusqu'à n'importe quel instant, approchant ainsi un comportement non linéaire au moyen d'une séquence de systèmes linéaires successifs.

#### 4.4.4.2 Algorithme incrémental de calcul

L'algorithme utilisé ici a été développé et étudié du point de vue performances numériques par Kannan et Powell [27]. L'équation exprimant l'équilibre des incréments de force qui se produisent lors d'un incrément de temps  $\Delta t$  peut être obtenue sous la forme d'un équivalent matriciel de l'équation incrémentale du mouvement d'un système à un degré de liberté. La

différence entre les équations d'équilibre définies pour les instants  $t$  et  $\Delta t$  donne l'équation incrémentale de l'équilibre, basée sur la loi fondamentale de la dynamique, reliant les forces aux accélérations :

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t) \quad (4.8)$$

où :  $\Delta f_I(t)$ ,  $\Delta f_D(t)$ ,  $\Delta f_S(t)$  et  $\Delta p(t)$  sont respectivement l'incrément des forces d'inerties, d'amortissement, élastiques de rappel, et des forces extérieures, donnés par :

$$\Delta f_I(t) = m \Delta \ddot{u}(t) \quad (4.9a)$$

$$\Delta f_D(t) = c(t) \Delta \dot{u}(t) \quad (4.9b)$$

$$\Delta f_S(t) = k(t) \Delta v(t) \quad (4.9c)$$

Où : les termes  $c(t)$  et  $k(t)$  représentent les caractéristiques d'amortissement et de rigidité tangents correspondants à la vitesse et au déplacement relatifs à cet intervalle où il est implicitement admis que la masse  $m$  reste constante.

L'hypothèse d'interpolation propre à cet algorithme consiste à admettre que l'accélération  $\ddot{v}(t)$  varie linéairement sur chaque pas de temps, alors que la rigidité  $k(t)$  est gardée constante.

Il en résulte des variations respectivement quadratique et cubique de la vitesse et du déplacement, permettant d'exprimer  $\Delta \dot{v}(t)$  et  $\Delta \ddot{v}(t)$  en fonction de l'accroissement de déplacement  $\Delta v(t)$  choisi comme l'inconnue principale :

$$\Delta \dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \quad (4.10)$$

$$\Delta \ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \quad (4.11)$$

L'équation incrémentale peut alors se mettre sous la forme :

$$\tilde{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \tilde{p}(t) \quad (4.12)$$

en posant :

$$\tilde{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c \quad (4.13)$$

et 
$$\Delta \tilde{p}(t) = -m \Delta \ddot{v}_g(t) + m \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c \left[ 3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] \quad (4.14)$$

On constate que l'équation incrémentale (4.12) est équivalente à une équation d'équilibre statique; elle se résout immédiatement par rapport à l'accroissement  $\Delta v(t)$  de déplacement, en divisant la quantité  $\Delta \tilde{p}(t)$  (qui s'apparente à un accroissement de charge) par la rigidité fictive  $\tilde{k}(t)$ . Ces deux dernières quantités sont effectivement connues lorsqu'on dispose de la vitesse  $\dot{v}(t)$  et de l'accélération  $\ddot{v}(t)$  au début de l'intervalle  $\Delta t$ . Ayant calculé l'accroissement  $\Delta v(t)$

de déplacement, les accroissements  $\Delta\dot{v}(t)$  de vitesse et  $\Delta\ddot{v}(t)$  d'accélération sont respectivement évaluées à l'aide des relations (4.10) et (4.11). En ajoutant  $\Delta v(t)$ ,  $\Delta\dot{v}(t)$  et  $\Delta\ddot{v}(t)$  aux valeurs initiales de déplacement, de vitesse et d'accélération au début du pas, on obtient ainsi les conditions initiales du pas suivant.

La technique d'intégration numérique utilisée ici pour la résolution des équations du mouvement est la méthode de *la constante d'accélération moyenne de Newmark* (voir détails en Annexe). Le schéma employé est celui d'un schéma implicite (*les valeurs à l'instant  $t + \Delta t$  sont calculées à partir de celles du temps  $t$* ) utilisant un opérateur de différence centrée conditionnellement stable.

#### **4.4.4.3 Loi de comportement adoptée : Modèle analytique**

L'analyse dynamique du comportement non linéaire des structures est en générale un domaine de recherche très vaste et en particulier celui des structures irrégulières qui présentent un comportement complexe. L'analyse nécessite une connaissance de la loi de comportement de l'élément structural. En effet, les résultats des tests effectués sur l'acier ont montré que ce matériau présente un degré de ductilité très élevé lorsque l'élément structural est soumis à une sollicitation de chargements cycliques.

La courbe enveloppe des boucles hystérésis obtenue expérimentalement est idéalisée par une courbe bilinéaire classique représentant les caractéristiques de résistance et de déformation ainsi que la détérioration de la rigidité de l'élément structural.

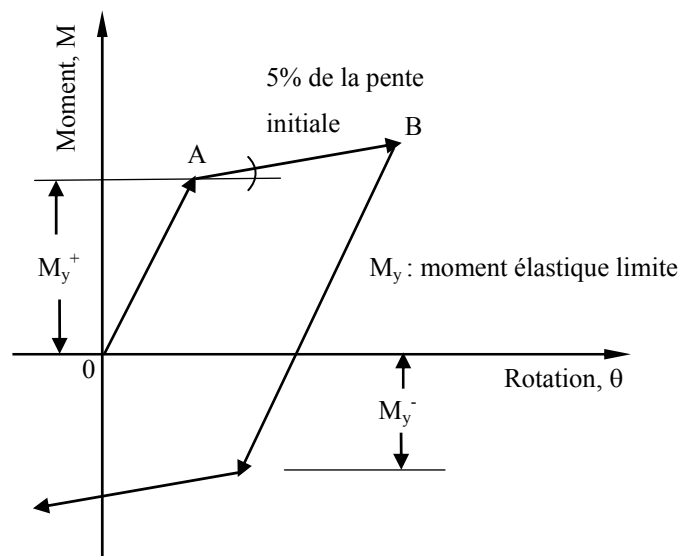
Par ailleurs, il est postulé que, pour la conception parasismique, le comportement ductile des composantes résistant aux forces latérales, les éléments et le système tout entier d'ailleurs, peut être simulé de façon satisfaisante par un modèle bilinéaire force-déplacement. Ceci permet d'établir des relations entre le déplacement du système et ces composantes à un état limite particulier facilement établi.

Ainsi, dans cette partie du travail, l'analyse dynamique non linéaire est effectuée en supposant que le comportement des éléments de la structure peut être défini par un modèle analytique de type élasto-plastique [37-39]. Chaque élément de structure est traité comme un élément élastique combiné à un élément élasto-plastique idéal en parallèle. Ce modèle, typiquement représenté dans la figure 4.8, est caractérisé par un écrouissage de 5% pour tous les éléments de la structure. Le point A représente la limite inférieure et caractérise l'état limite du comportement élastique linéaire. Le point B représente la limite supérieure et caractérise l'état

ultime de déformation ; en d'autre terme il symbolise la limite au-delà de laquelle on observe la ruine de l'élément structural. La rigidité entre le point 0 et le point A représente la rigidité élastique initiale de l'élément. L'effet de la détérioration de la rigidité est considéré au-delà de la limite élastique, les déformations que subit l'élément entre les deux limites découlent de la capacité de celui-ci à développer les déformations post-élastiques sans se rompre.

Les structures furent donc modélisées en tant qu'assemblages bidimensionnels d'éléments non linéaires. On a déterminé les coordonnées des nœuds pour les structures modèles. Trois degrés de liberté sont prévus à chaque nœud, comportant les axes de translation X et Y et de rotation R autour de l'axe Z. Tel que mentionné ci-dessus (paragraphe 4.4.2.1), le modèle d'hystérésis élasto-plastique a été utilisé pour décrire les rigidités des éléments au cours de nombreux cycles de chargement, déchargement et rechargement.

La masse des structures a été regroupée au niveau des nœuds, ce qui donne une matrice de masse diagonale. L'amortissement a été déterminé comme un amortissement visqueux subordonné à la masse et à la rigidité.



**Figure 4.8 :** Comportement élasto-plastique des extrémités des éléments résistants des structures considérées (type: moment-rotation bilinéaire).

Le comportement élasto-plastique des éléments de la structure est défini par la courbe d'interaction M-N, caractérisée par deux points pour les poutres, à savoir les moments maximum et minimum, au-delà desquels il y'a plastification et par quatre points pour les poteaux à l'extérieur desquels la plastification survient (inclus dans le du programme DRAIN-2D), (figure 4.9).

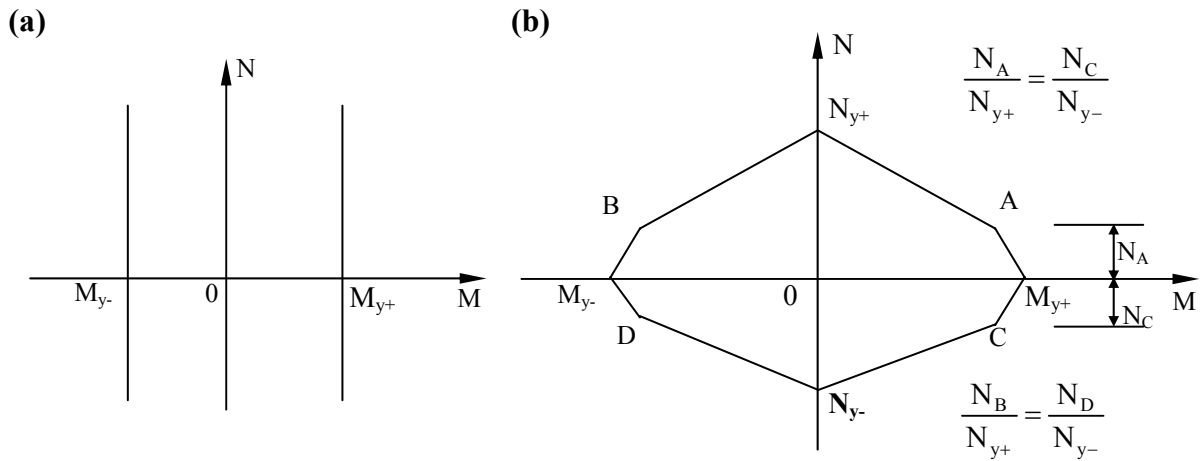


Figure 4.9 : Courbes d'interaction : (a) Poutres ; (b) Poteaux.

#### 4.4.5 Résultats et analyses

##### 4.4.5.1 Déplacements

Les figures 4.10 et 4.11, indiquées ci-dessous, présentent l'allure des déplacements latéraux d'étages et des déplacements relatifs maximums d'étages des mêmes structures irrégulières considérées dans l'analyse élastique, en tenant compte de leur comportement inélastique.

Il est à noter que les réponses obtenues dans ce cadre de travail présentent des différences substantielles par rapport à celles obtenues dans le domaine élastique et sont de surcroît plus faibles. Par ailleurs, il convient de signaler que les effets des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  sur la réponse des bâtiments irréguliers sont très similaires à ceux de l'analyse dynamique élastique.



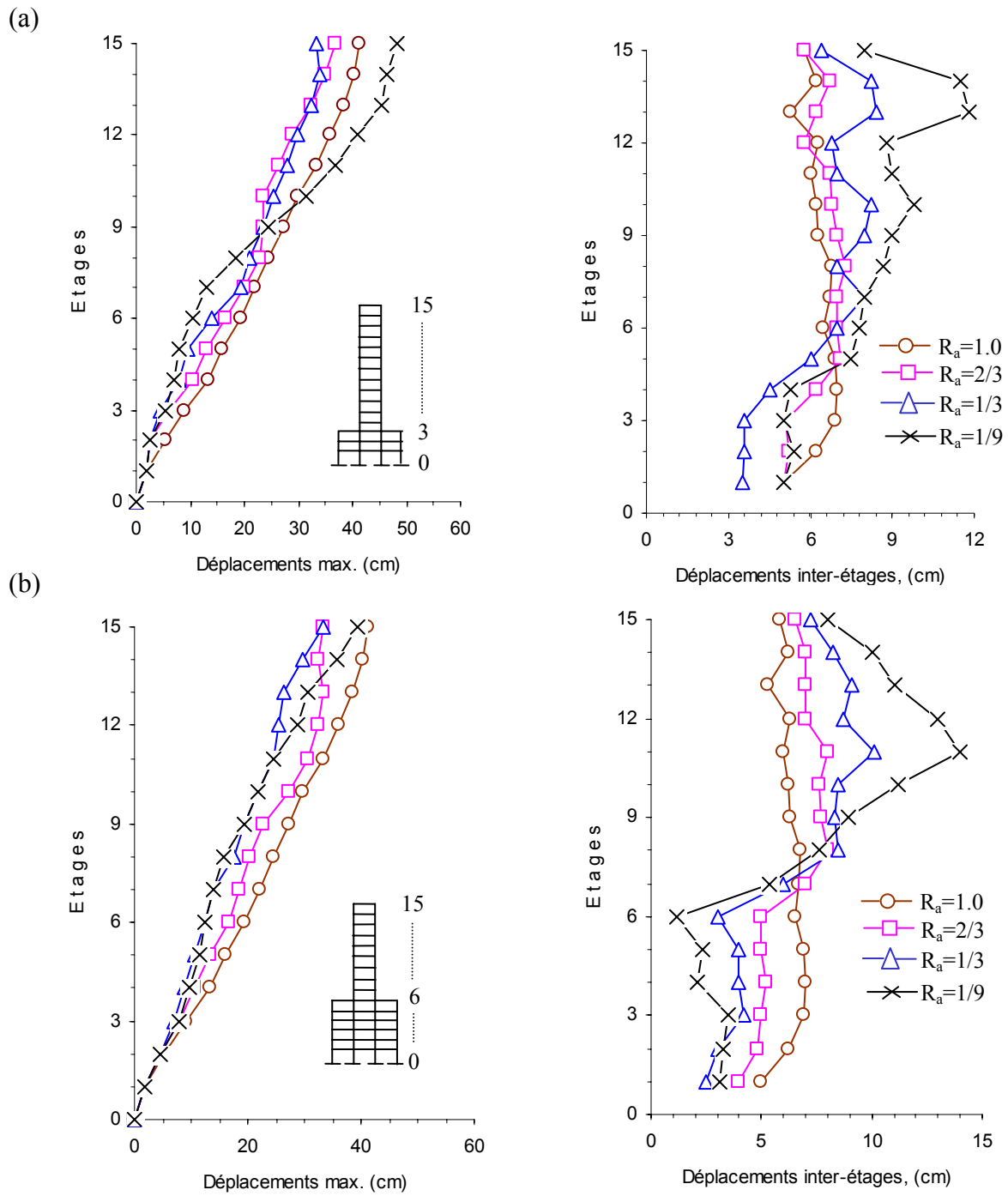


Figure 4.10 : Effets du décrochement sur la réponse inélastique des structures : (a)  $R_h = 0.2$ , (b)  $R_h = 0.4$ .

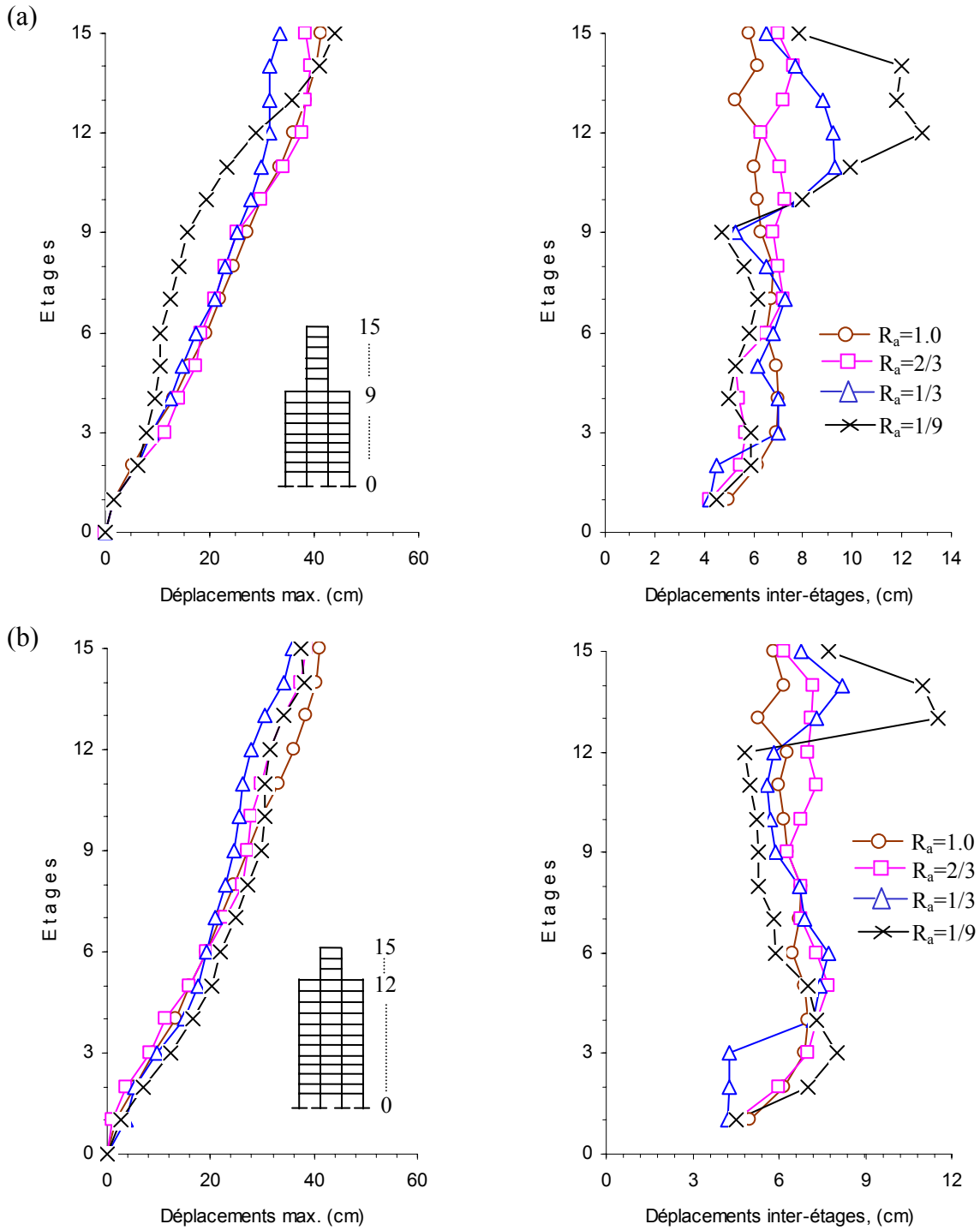


Figure 4.11 : Effets du décrochement sur la réponse inélastique des structures : (a)  $R_h = 0.6$ , (b)  $R_h = 0.8$ .

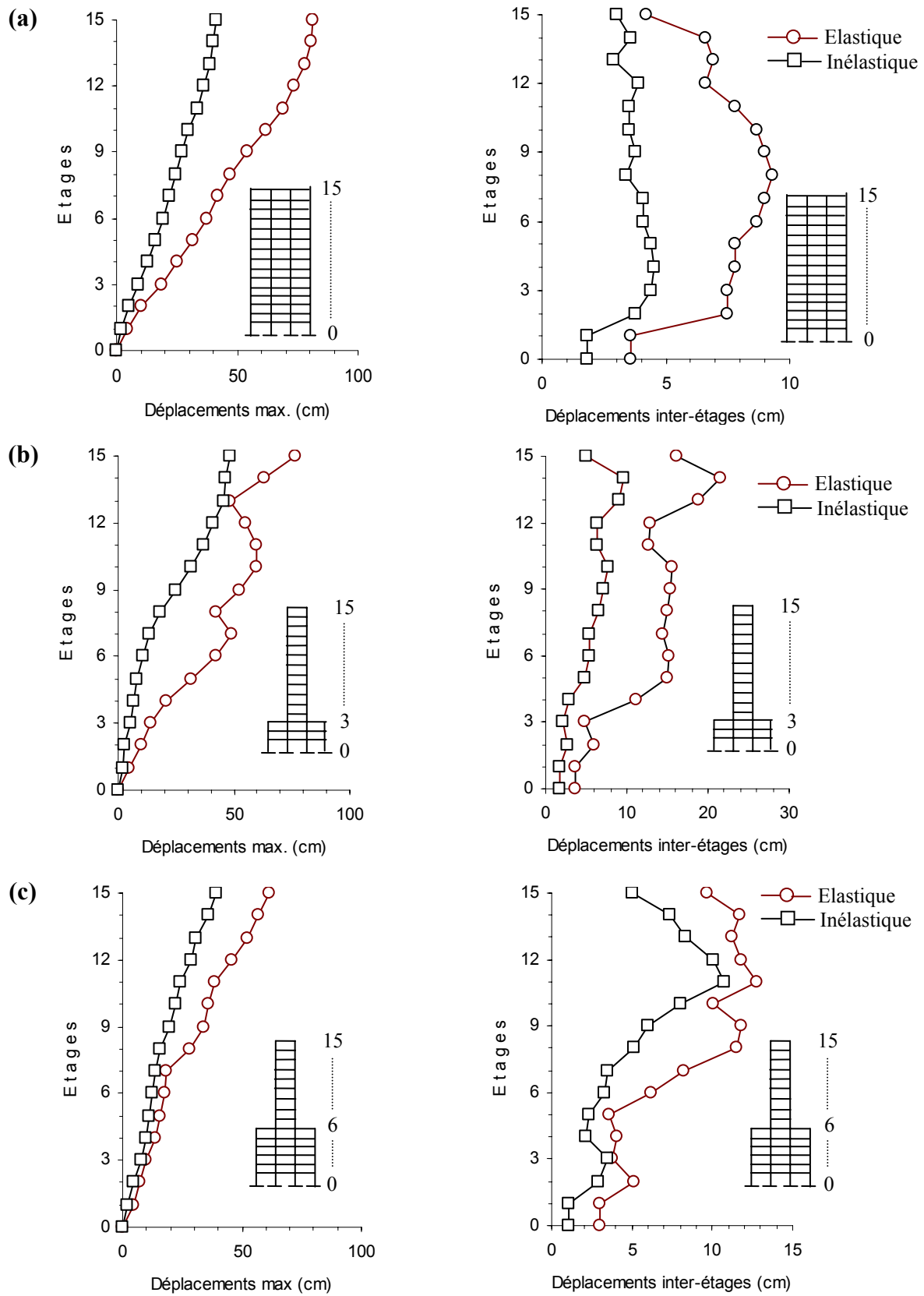
#### 4.4.5.2 Comparaison entre déplacements élastiques et inélastiques

Pour une meilleur comparaison des réponses élastiques et inélastiques, les résultats relatifs aux déplacements maximums d'étages et inter-étages des bâtiments considérés sont regroupés dans les figures 4.12 et 4.13 pour un  $R_h$  variable et un  $R_a$  constant. Ces deux dernières figures montrent clairement que l'écart entre la réponse élastique et inélastique, due principalement à la présence du phénomène d'inélasticité, semble évident. D'autre part, il y a lieu d'observer qu'il existe, par définition, une similitude qualitative à peu près complète entre la réponse élastique et inélastique. Cela permet de suggérer que dans le cas d'étude d'un comportement inélastique, il est possible d'utiliser la réponse élastique, sans passer par une analyse non linéaire, moyennant un facteur de réduction approprié.

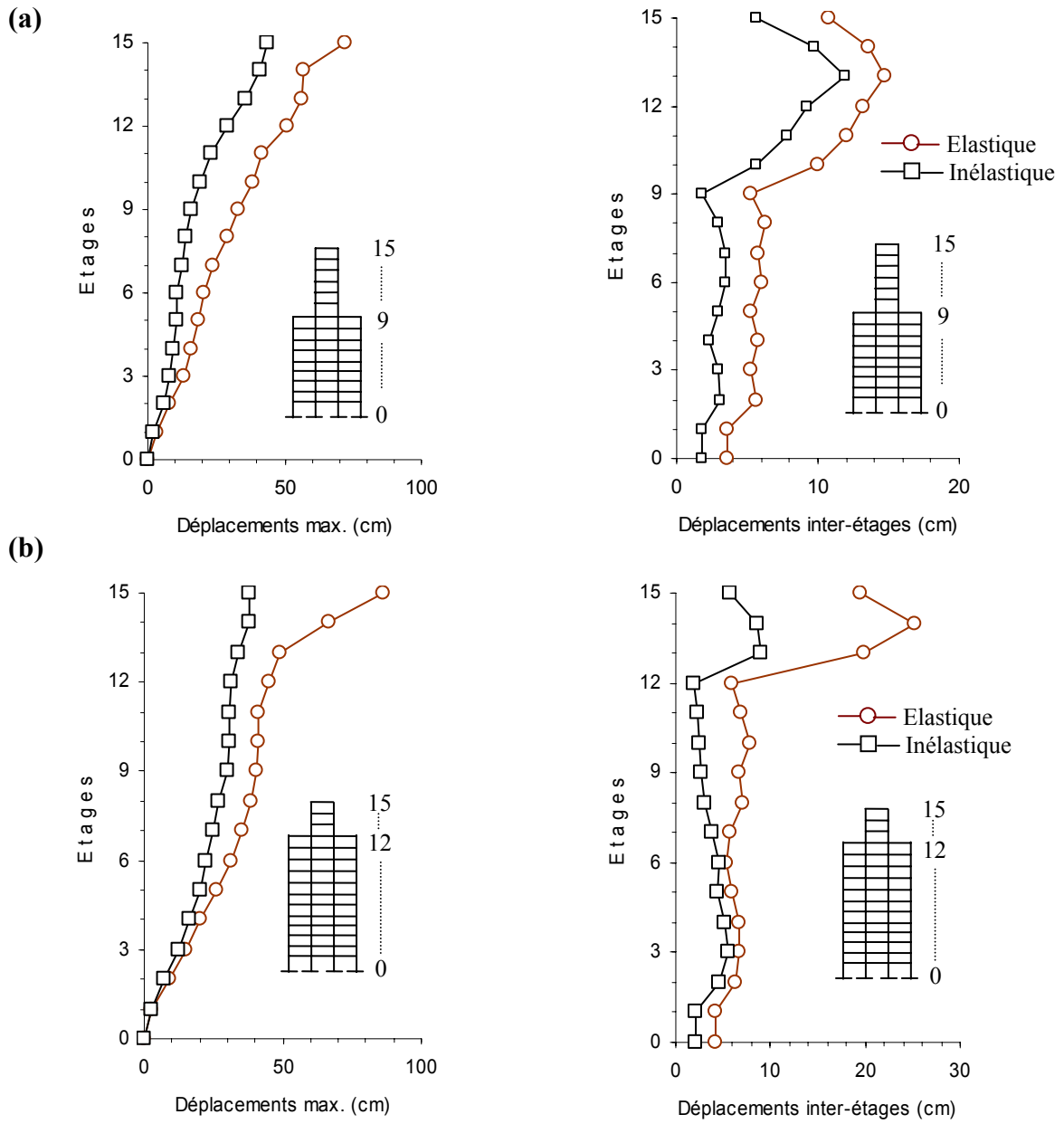
D'après la figure 4.14, donnée ci-dessous et représentant le rapport des réponses maximales inélastiques et élastiques, on constate que :

- le déplacement inélastique inter-étage maximal est prévu directement par une analyse élastique pour n'importe quel paramètre  $R_h$  lorsque la section en plan de la tour est relativement importante ( $R_a > 0.667$ ). La portion "Tour" de faible hauteur et de faible section en plan ( $R_h > 0.6$  et  $R_a < 0.667$ ) est soumise à des déplacements importants en domaine inélastique.
- le calcul jusqu'à la rupture dans le domaine élastique permet de prévoir une réponse importante dans un bâtiment décroché comportant une tour de faible hauteur ( $R_h = 0.8$  et  $R_a < 0.667$ ).

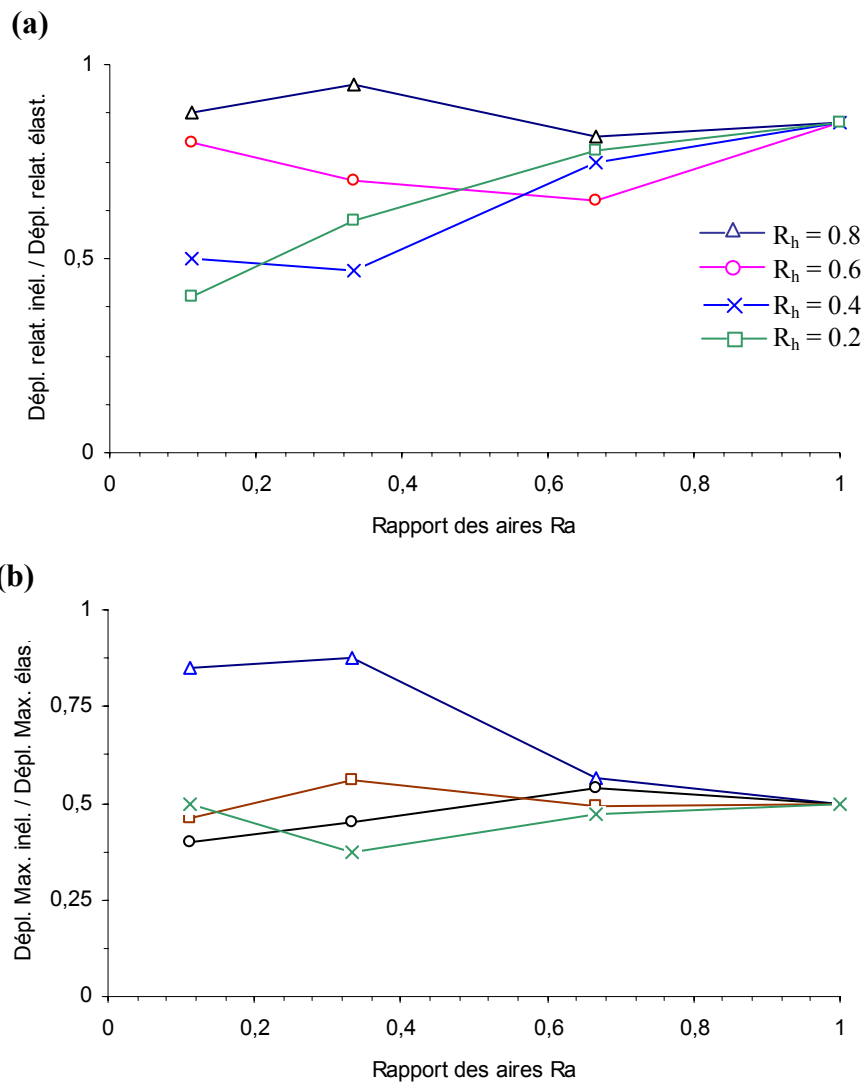
Ainsi, d'après cette étude on constate qu'il existe une partie de paramètres de décrochement où l'influence de l'inélasticité et des irrégularités géométriques n'ont aucune influence significative sur la réponse. Particulièrement, quand la valeur du degré du décrochement  $R_a$  devient supérieure à 0.667, la présence du décrochement a peu d'effet. Il faut signaler également que la partie tour de la structure décrochée contribue d'une manière accentuée au développement d'une réponse relativement sévère.



**Figure 4.12 :** Comparaison des réponses élastiques et inélastiques, (a)  $[R_h = 1.0]$  ; (b)  $[R_h = 0.2 ; R_a = 0.111]$ , (c)  $[R_h = 0.4 ; R_a = 0.111]$ .



**Figure 4.13 :** Comparaison des réponses élastiques et inélastiques, (a)  $[R_h = 0.6 ; R_a = 0.111]$ , (b)  $[R_h = 0.8 ; R_a = 0.111]$ .



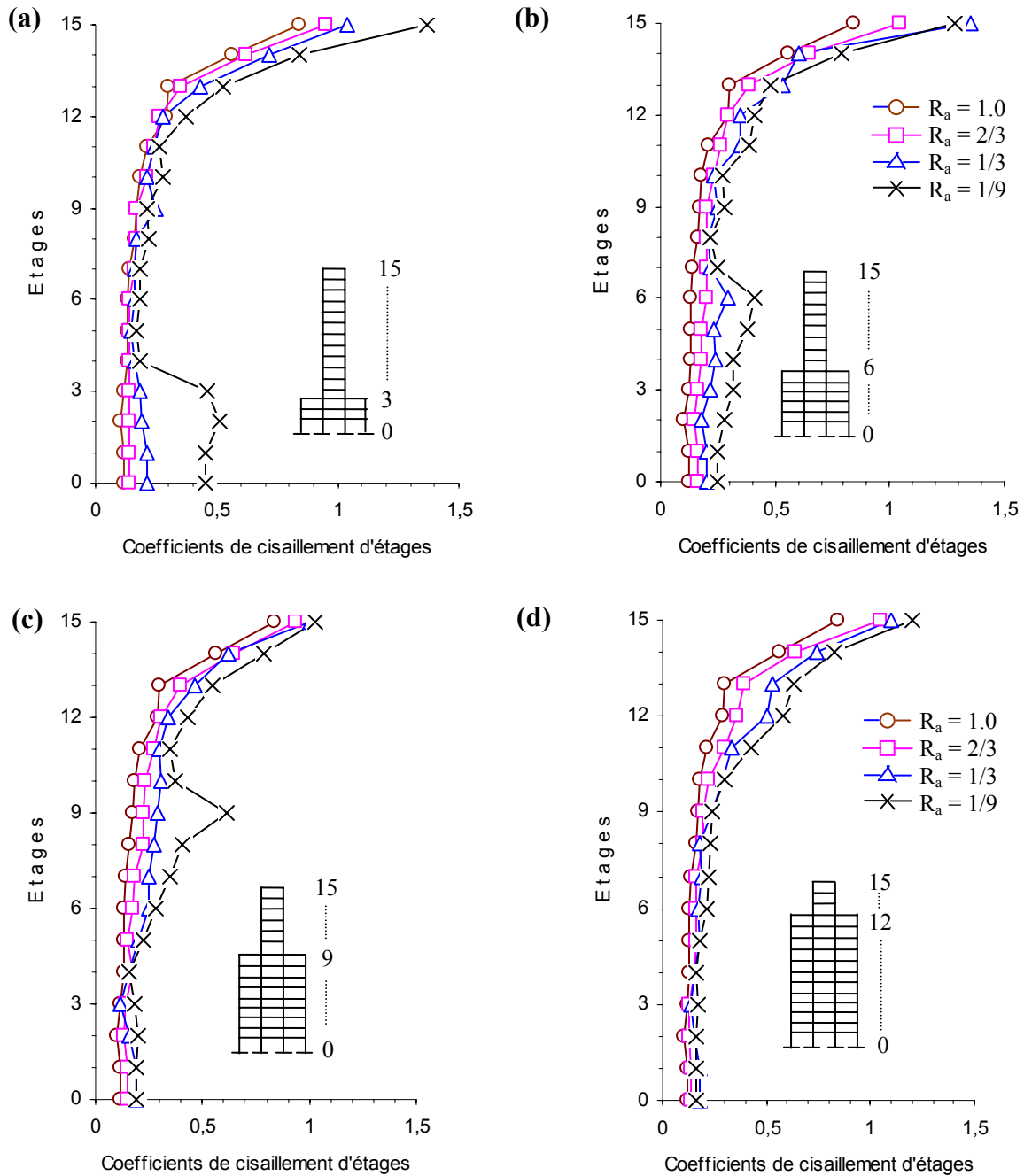
**Figure 4.14 :** Effet de l'inélasticité sur la réponse maximale des structures irrégulières : (a) Déplacement relatif inter-étages ; (b) Déplacement absolu Maximal.

#### 4.4.5.3 Cisaillements

Dans le calcul de la résistance des ossatures de bâtiments soumises à l'action d'un tremblement de terre, les efforts sismiques des différents niveaux d'un bâtiment constituent la partie la plus importante de la réponse dynamique. Dans ce qui suit et à titre de simplification, les efforts sismiques sont exprimés, comme précédemment, en termes de coefficients de cisaillement d'étages.

Aux fins d'illustrer la répartition de ces efforts, la figure 4.15 représente les tracés des coefficients de cisaillement d'étages obtenus par une analyse dynamique non linéaire de bâtiments décrochés soumis à l'action du séisme d'El Centro. Les tracés montrent les aspects

importants et sévères du comportement structural des bâtiments. Ainsi, en identifiant chaque allure du tracé nous constatons que :



**Figure 4.15 :** Effets du décrochement sur les coefficients de cisailment d'étages des structures : (a)  $R_h = 0.2$ , (b)  $R_h = 0.4$ , (c)  $R_h = 0.6$ , (d)  $R_h = 0.8$ .

- dans le cas du bâtiment régulier, les coefficients de cisailment augmentent avec sa hauteur et cette augmentation est d'autant plus prononcée qu'on s'approche des étages supérieurs du

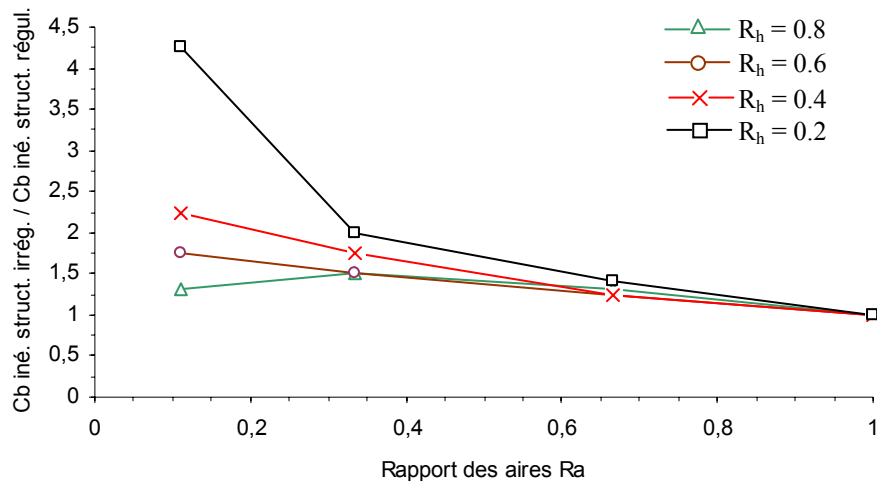
bâtiment. Ceci peut s'expliquer vraisemblablement par l'effet de la contribution des modes supérieurs.

- les coefficients de cisaillement d'étages des bâtiments décrochés étudiés sont plus importants que ceux du bâtiment uniforme similaire et augmentent tous quand le paramètre  $R_a$  diminue.

- l'effet des modes supérieurs sur la réponse de la tour est visible suite aux valeurs assez importantes des coefficients de cisaillement des étages supérieurs.

- dans le cas de bâtiments irréguliers ayant un rapport  $R_a$  relativement faible, le coefficient de cisaillement affiche une augmentation soudaine et marquée dans la région de transition entre la base et la tour. Ce comportement est communément appelé "coup de fouet".

- pour des niveaux de décrochement élevés ( $R_h > 0.6$ ), les coefficients de cisaillement de base d'une structure irrégulière et régulière similaire tendent à être les mêmes (figure 4.16).



**Figure 4.16 :** Comparaison entre coefficients de cisaillement de base inélastiques de structures régulières et régulières similaires.

#### 4.4.5.4 Demande de ductilité

Dans ce paragraphe, avant d'exposer les résultats correspondant à la demande en ductilité des éléments résistants des structures analysées, on rappelle quelques notions liées à la définition de la ductilité et de ses paramètres d'identification et on décrit la méthodologie permettant d'obtenir la capacité de ductilité d'une structure .



#### 4.4.5.4.1 Notion de ductilité

Avant, en général, les structures métalliques sont dimensionnées dans le domaine élastique vis-à-vis de tous les efforts auxquels elles sont soumises, y compris les efforts sismiques. Or on a constaté que les dommages causés sur de telles structures montrent que celles-ci ont résisté convenablement à des séismes de magnitudes plus élevées que celle du séisme pour lequel elles ont été calculées. Cette apparente contradiction ne peut s'expliquer que par les diverses propriétés que possèdent les éléments structuraux de l'ouvrage métallique. Le bon comportement de la structure tient en premier lieu à la caractéristique essentielle que possède l'acier : *sa ductilité*. La ductilité d'une structure est définie comme étant la capacité de cette structure à absorber de l'énergie de déformation dans la phase inélastique précédant la rupture. En d'autres termes, la ductilité est la capacité de dissiper des quantités importantes d'énergie sous formes de déformations inélastiques et cycliques de grande amplitude sans perte significative de résistance. Les propriétés d'isotropie et d'homogénéité du matériau contribuent aussi pour une part à son bon comportement. D'autres raisons permettent encore d'expliquer le bon comportement des structures métalliques lors des divers tremblements de terre, par exemple :

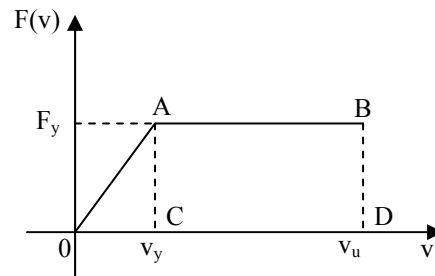
- Le rapport élevé de la " résistance par la masse " d'un élément de type métallique.
- L'avantage de la fabrication des éléments en atelier, qui minimise pour une grande part les risques de la construction sur chantier.

Lorsque l'on parle de ductilité, on peut se référer à trois natures de constituants :

- Le matériau de base, dont le coefficient de ductilité marque l'aptitude du matériau à subir des déformations plastiques plus ou moins grandes.
- L'élément de structure (une poutre, un poteau, un assemblage, ...) dont le coefficient de ductilité caractérise ses performances en flexion et aussi son aptitude à transmettre les efforts sans perte de résistance et de rigidité dans le domaine inélastique.
- La structure dans son ensemble dont le coefficient de ductilité caractérise le comportement ductile global de la structure (généralement sous un effort latéral).

##### **a) Exemple de comportement ductile sous chargement statique**

La ductilité est représentée dans les calculs par le facteur de ductilité, ce dernier représente le rapport de la déformation maximale à la déformation élastique limite. Pour illustrer cette définition, considérons l'exemple d'un comportement ductile (élasto-plastique parfait) sous chargement statique d'une poutre soumise à la flexion (charge appliquée en son milieu), dont le schéma est représenté par la figure 4.17, représentée ci-dessous.



**Figure 4.17 :** Comportement élasto-plastique parfait.

Les points A et B représentent, respectivement, la limite élastique et la limite ultime du déplacement. L'énergie nécessaire à la ruine est représentée par l'aire du trapèze OABD, et l'énergie nécessaire pour atteindre la limite élastique est représentée par l'aire du triangle OAC. La partie ABCD correspond à l'énergie maximale absorbée, dans le domaine plastique ; elle sera dissipée sous forme de déformation qui persistera après déchargement. Par ailleurs, la poutre peut entrer dans le domaine de ruine avant d'avoir atteint le point A limite du domaine plastique. Cette ruine peut se produire dans le cas de la flexion selon trois modes principaux :

- Par épuisement de la résistance (après formation d'une rotule plastique).
- Par instabilité de la poutre (déversement).
- Par instabilité locale d'une paroi du profil (voilement local de la semelle comprimée pour une section en I).

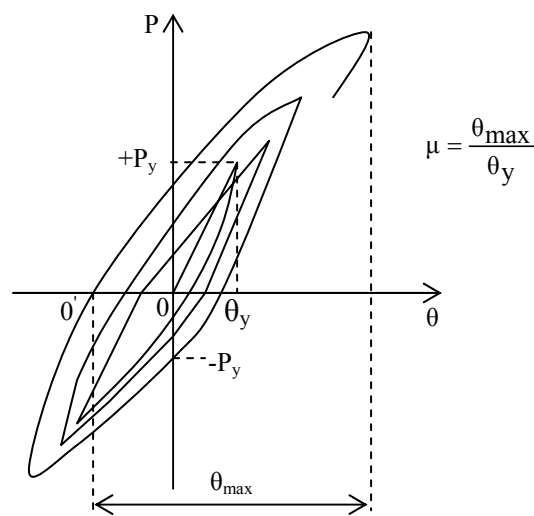
Les deux valeurs, OABD et OAC, peuvent être utilisées pour caractériser la ductilité, néanmoins, la prise en compte des déformations est plus facile d'emploi. Ainsi, on définit la ductilité comme le rapport entre la déformation de ruine et la déformation de fin de phase élastique. Compte tenu de cette définition, la ductilité maximale d'un système à comportement tel que représenté sur la figure 4.17, est donnée par :

$$\mu_{\max} = \frac{\overline{OD}}{\overline{OC}} = \frac{v_u}{v_y} \quad (4.15)$$

Il convient de rappeler ici que la première forme d'instabilité qui peut affecter la ductilité d'une poutre en flexion est le déversement. Cependant, il faut savoir que le déversement ne peut produire une diminution de résistance aussi brusque que le voilement local d'une paroi.

**b) Exemple de comportement ductile sous chargement cyclique**

La figure 4.18 représente un exemple de comportement "effort-déformation" d'une poutre soumise à des cycles de chargement en flexion alternée. Cette sollicitation pourrait être associée à un degré de liberté quelconque de la structure (la flexion d'un pied de poteau par exemple). Les cycles proviennent du mouvement du sol. Ces boucles ont un comportement non linéaire plus accentué que dans le cas d'un chargement statique. Ceci provient en particulier du cumul de déformation plastique, là où se forme des rotules, ainsi que de la modification de la loi de "contrainte-déformation". Le seuil au-delà duquel les boucles ne se superposent plus est caractérisé par divers modes de ruines. La valeur de  $\theta_{\max}$  sur la figure 4.18 correspond à la déformation inélastique maximale.



**Figure 4.18 :** Comportement cyclique d'une poutre en flexion.

#### 4.4.5.4.2 Demande de ductilité

En plus des déplacements et des coefficients de cisaillement d'étages, déjà établis, des investigations sur les déformations inélastiques maximales de chaque élément (poutre et poteau), exprimées en termes de rapport de ductilité d'élément, sont également menées.

Comme il vient d'être souligné, la capacité de ductilité d'une structure dépend en grande partie de celles de ses éléments structuraux qui la constituent. La ductilité peut être exprimé en terme de divers paramètres liés à la déformation ; elle peut être une ductilité en déplacement, en rotation, ou même en courbure [40-41]. Dans l'analyse dynamique, on peut avoir recours au facteur de ductilité de rotation d'un élément de la structure considérée (une poutre, un poteau, un assemblage...). L'une des procédures utilisées pour quantifier la ductilité est basée sur les déformations, notamment la capacité de rotation plastique. Il faut

connaître la capacité de rotation plastique de certaines parties de la structure afin de pouvoir effectuer une analyse plastique ou une analyse linéaire avec une redistribution des moments.

Dans cette étude, le rapport de ductilité d'élément,  $\mu$ , est défini comme étant le rapport de la rotation maximale totale (élastique plus plastique),  $\theta_u$ , de l'extrémité de l'élément à la rotation élastique limite,  $\theta_y$ , selon la relation suivante :

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y}, \quad (4.16)$$

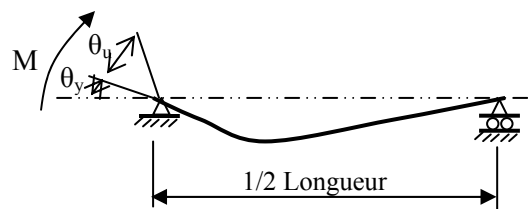
où :  $\theta_p = \theta_u - \theta_y$  et  $\theta_y = \frac{M_y L}{3EI}$  avec  $M_y$  est le moment plastique de résistance de la section de l'élément,  $L$  est la longueur de l'élément,  $E$  est le module d'élasticité, et  $I$  est le moment d'inertie de la section de l'élément. D'après la définition de  $\theta_y$ , la relation (4.16) peut s'écrire sous la forme :

$$\mu = 1 + \frac{3EI\theta_p}{M_y L} \quad (4.17)$$

Dans la présente étude, le point d'inflexion (moment nul) est supposé situer à mi-longueur de l'élément. Par conséquent, l'expression (5.17) devient :

$$\mu = 1 + \frac{6EI\theta_p}{M_y L} \quad (4.21)$$

La rotation élastique limite résulte donc de l'application d'un moment à l'extrémité d'un simple demi-élément de poutre (figure 4.19), et la réponse élastique maximale de l'élément est exprimée en terme de rapport de moments : le rapport du moment maximal au moment limite de l'élément. Ce rapport est l'équivalent élastique du rapport de ductilité par lequel la réponse non linéaire de l'élément est exprimée.



**Figure 4.19 :** Définition du facteur de ductilité.

Il est très important de faire la différence entre la ductilité disponible (capacité) dans le système et la demande de ductilité, qui elle est imposée au système par l'action sismique. La conception parasismique consiste à estimer la capacité de ductilité pour ensuite déduire la

résistance requise pour laquelle, en présence de mouvements sévères, les demandes de ductilité n'excéderont pas les capacités de ductilités disponibles dans le système.

La demande de ductilité, varie en générale entre 1 pour les structures répondant élastiquement, à 6 pour les structures ductiles. Il est à considérer qu'une structure ductile permet de dissiper plus d'énergie hystérétique, durant sa déformation cyclique, qu'une structure moins ductile.

#### **4.4.5.4.3 Résultats et analyses**

Les principaux résultats obtenus sont résumés dans les figures 4.20 et 4.21 à partir desquelles les observations suivantes peuvent être signalées :

Une forte demande de ductilité est observée dans les éléments de la partie « tour » des bâtiments décrochés. Cette demande de ductilité est d'autant plus importante, que le rapport des sections  $R_a$  est plus faible. Ainsi, les bâtiments irréguliers comportant des tours plus minces sont susceptibles de développer des rotules plastiques dans les poutres et les poteaux de leur partie « tour ». Par conséquent, il est évident que de tels bâtiments, conçus avec les règlements envisagés dans cette étude, peuvent subir de sérieux dégâts lors d'un séisme important. Il est à noter, également, que les rapports de ductilité des poutres dans la partie "tour" ne sont pas distribués d'une manière uniforme dans tous les éléments de la structure et sont nettement plus importants que ceux du bâtiment régulier similaire. D'une manière générale, on considère que le niveau de ductilité jugé acceptable dans les poutres pour ce type de construction doit être limité entre les valeurs 4 et 6 environ et il est vivement recommandé d'éviter la présence des déformations inélastiques dans les poteaux. Cette recommandation s'avère nécessaire à cause des dommages que peuvent subir les constructions suite à la rupture d'un ou plusieurs poteaux.

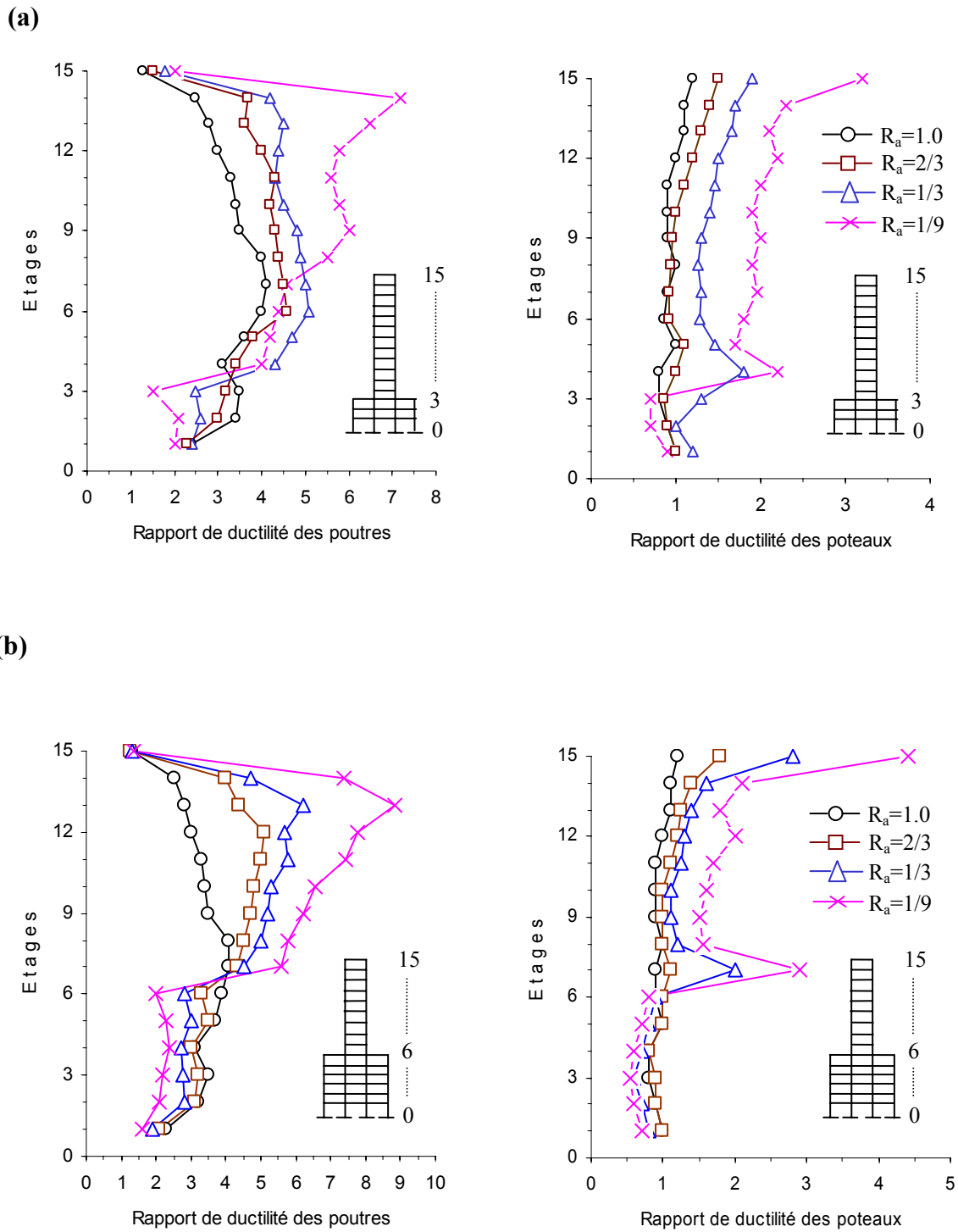
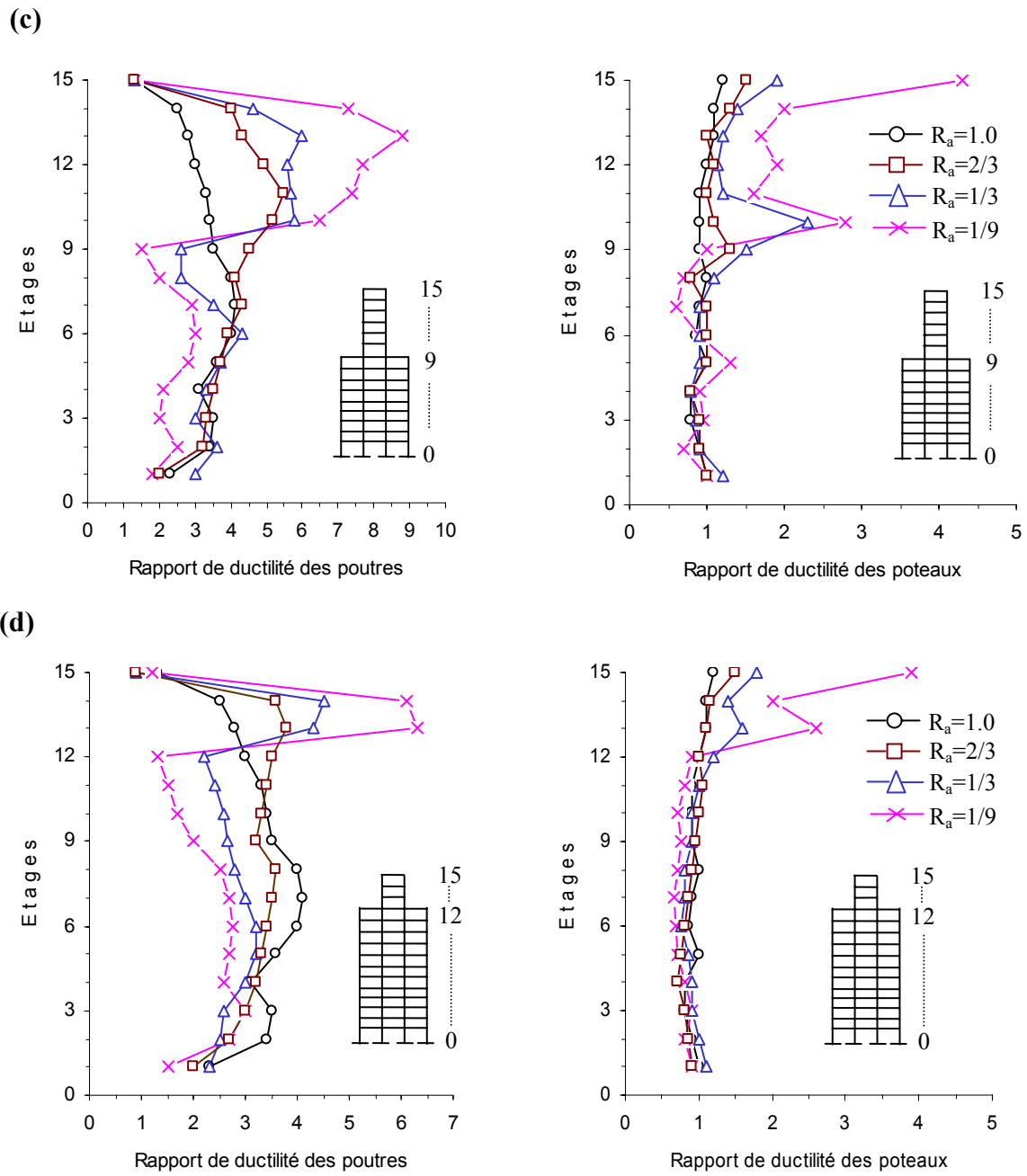


Figure 4.20 : Comparaison des rapports de ductilité dans les poutres et dans les poteaux obtenus par analyse dynamique non linéaire : (a)  $R_h = 0.2$  ; (b)  $R_h = 0.4$ .



**Figure 4.21 :** Comparaison des rapports de ductilité dans les poutres et dans les poteaux obtenus par analyse dynamique non linéaire : (c)  $R_h = 0.6$  ; (d)  $R_h = 0.8$ .

## 4.5 CONCLUSIONS

Dans une première étape, une étude analytique du comportement dynamique élastique linéaire d'une série de structures irrégulières multi-étagées soumises au tremblement de terre d'El Centro de 1940 (composante N-S) a été menée. Les structures sont modélisées en tant que systèmes dynamiques ayant un nombre fini de degrés de liberté avec la masse supposée concentrée au niveau des planchers. Seule la réponse en termes de déplacements horizontaux et de coefficients de cisaillement a revêtu un intérêt particulier et a fait l'objet de cette investigation. Les principales conclusions tirées de cette étude résumées comme suit :

- Les déplacements horizontaux maximums de niveaux d'un bâtiment décroché ne sont pas aussi différents que ceux d'un bâtiment régulier ayant la même hauteur et la même conception. D'une manière générale, ces déplacements diminuent quand le rapport des aires  $R_a$  diminue.
- Dans la partie tour du bâtiment décroché, les déplacements relatifs sont nettement plus importants que ceux du bâtiment régulier. A moins que la tour soit conçue de manière adéquate pour pouvoir résister à de fortes réponses, il est évident que dans ce cas là, de sévères désordres peuvent se produire sous l'action d'un séisme d'intensité importante.
- Les structures irrégulières développent au niveau de leurs étages des efforts de cisaillement beaucoup plus prononcés que ceux d'une structure irrégulière similaire.
- La région de transition entre la tour et la base de structures irrégulières, dont le paramètre  $R_a$  est relativement faible, est sujette à de fortes contraintes de cisaillement.
- L'action sismique engendre dans la tour des efforts de cisaillement beaucoup plus importants que dans la base. L'effet des modes supérieurs à la réponse dynamique est non négligeable dans ce cas et peut avoir des conséquences sévères à la structure.

Dans une deuxième étape, la demande en déplacements, en cisaillements et en ductilité a été calculée à l'aide d'une analyse temporelle non linéaire dans un contexte d'évaluation du comportement sismique de structures irrégulières. Le logiciel Drain-2d a été utilisé pour la modélisation de chacune des structures à l'étude. Une courbe contrainte-déformation bilinéaire a été supposée. Le tremblement de terre El Centro (Impérial Valley) à 0.5g a été sélectionné pour cette analyse comparative. Par ailleurs, il a été présenté dans ce chapitre quelques connaissances actuelles sur la résistance et la stabilité des éléments de structure métallique en accordant une attention particulière aux diagrammes de comportement effort-déformation, sous chargements cycliques répétés. Les notions de ductilité et de dissipation ont été précisées dans ce même sens. L'évaluation de la ductilité des éléments résistants est très



importante, puisque cette donnée est essentielle afin d'éviter un effondrement fragile de la structure en assurant une déformation adéquate à l'état-limite ultime. Les résultats sont exprimés en fonction des paramètres de décrochement  $R_h$  et  $R_a$ . De cette analyse, il en découle les conclusions intéressantes suivantes :

- l'effet des paramètres  $R_h$  et  $R_a$  sur la réponse des bâtiments irréguliers est très similaire à celui de l'analyse dynamique élastique.
- une similitude qualitative presque totale entre les réponses élastiques et inélastiques.
- les coefficients de cisaillement de tous les niveaux des bâtiments décrochés considérés sont plus importants que ceux des niveaux correspondants du bâtiment régulier similaire.
- les coefficients de cisaillement augmentent quand le rapport  $R_a$  diminue.
- l'effet des modes supérieurs sur la réponse de la tour est visible suite aux valeurs assez importantes des coefficients de cisaillement au niveau des étages supérieurs.
- la zone de transition entre la "base" et la "tour" de bâtiments, définis par un paramètre  $R_a$  relativement faible, est soumise à un effort de cisaillement très important.
- les éléments de la partie « tour » des bâtiments décrochés sont sollicités par une forte demande de ductilité, spécialement dans les tours minces.
- les rapports de ductilité des poutres dans la partie "tour" ne sont pas distribués d'une manière uniforme dans tous les éléments de la structure et sont nettement plus importants que ceux du bâtiment régulier similaire.
- d'une manière générale, les rapports de ductilité des éléments de la partie « tour » des bâtiments décrochés augmentent quand le rapport des sections (tour/base)  $R_a$  diminue ; entraînant ainsi la formation de plusieurs rotules plastiques, plus particulièrement dans les poteaux, qui peuvent être le siège d'endommagements graves en cas de séismes sévères.

De cette analyse, une fourchette de rapports de ductilité, limitée par les valeurs 4 et 6, est proposée pour tenir compte du comportement sismique des bâtiments irréguliers dans une procédure d'évaluation sismique.



## **CHAPITRE 5**

### **EVALUATION DES METHODES REGLEMENTAIRES DE DETERMINATION DES DEPLACEMENTS SISMIQUES PAR ANALYSE DYNAMIQUE NON LINEAIRE**

#### **5.1 INTRODUCTION**

L'objectif de ce chapitre est de comparer et vérifier la validité des méthodes des deux règlements RPA 99 et PS 92 [42] concernant le calcul du déplacement latéral sismique d'étage. Une évaluation est ainsi effectuée pour la même série de bâtiments irréguliers, contreventés par des portiques métalliques autostables ductiles et comportant chacun quinze étages et trois travées (voir chapitre 4). Le même bâtiment régulier, utilisé précédemment, sert de comparaison. La vérification est basée sur une comparaison des déplacements sismiques horizontaux calculés à partir des méthodes réglementaires avec ceux obtenus par l'analyse dynamique non linéaire (voir chapitre 4) [43-45]. La méthode statique équivalente correspondant à chaque règlement est utilisée comme méthode réglementaire.

En zone sismique, dans le calcul d'une structure de bâtiment, en particulier irrégulière, on doit absolument tenir compte des déformations maximales prévues pour le bâtiment et ses éléments structuraux. Cet examen est nécessaire pour prévoir des espaces de joint suffisant entre les structures de bâtiments et même entre les éléments structuraux et les équipements dans le cas de bâtiments industriels, ce qui entraîne une réduction importante des dommages causés par les séismes tant aux éléments structuraux qu'aux équipements.

Par conséquent, le déplacement horizontal sismique d'étage ou déformation latérale de la structure d'un bâtiment est un paramètre important permettant d'indiquer le niveau de dommages structuraux voir non structuraux dans le calcul de la résistance des bâtiments sous l'action d'un tremblement de terre. Selon le règlement parasismique RPA 99, la déformation latérale maximale doit se calculer en multipliant les déformations obtenues par l'analyse des

déformations élastiques de la structure (sous les charges de calcul) par le coefficient R de réduction des forces. Une fois les déformations maximales déterminées, on peut calculer les glissements entre les étages, ce qui est essentiel dans la conception des cloisons et pour éviter l'entrechoquement entre bâtiments. Afin d'éviter une déformation excessive des éléments structuraux et de la structure tout entière, les règlements parasismiques limitent le glissement entre les étages à quelques pourcentages de la hauteur d'étage pour tous les bâtiments du dispositif de protection civile ou non. Pour cela, les règlements parasismiques fixent en général une limite supérieure aux déplacements relatifs horizontaux d'étages de bâtiments en vue de prévenir leur ruine éventuelle et de réduire l'importance des dommages induits. Ainsi, l'évaluation du déplacement horizontal sismique d'étage constitue une étape importante dans la conception et le calcul des bâtiments implantés dans des zones sismiques [46].

Dans le paragraphe suivant, on procède à la présentation des deux règlements RPA99 et PS92 du point de vue comparaison de leur méthodologie dans le calcul du déplacement latéral et des charges sismiques respectivement.

## 5.2 CALCUL DU DEPLACEMENT HORIZONTAL D'APRES LES REGLEMENTS PARASISMIQUES RPA 99 ET PS 92

### 5.2.1 Règlement parasismique algérien

Le règlement parasismique algérien (RPA 99) précise la formule suivante pour le calcul du déplacement horizontal à chaque niveau  $k$ ,  $\delta_k$ , de la structure du bâtiment :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (5.1)$$

où  $\delta_{ek}$  est le déplacement élastique résultant des forces sismiques de calcul et R est le coefficient de modification de la force, représentatif de la sur-résistance inhérente et du coefficient de ductilité globale du système de résistance à la charge latérale, variant de 2 à 6 (tableau 4.3, RPA 99). La limite supérieure indiquée par le RPA 99 vis-à-vis du déplacement relatif horizontal d'un étage  $k$  par rapport à l'étage qui lui est adjacent  $k-1$  est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 0.01h_k \quad (5.2)$$

où  $h_k$  est la hauteur de l'étage  $k$ . En d'autres termes,  $\Delta_k$  représente le glissement maximal entre les étages de la structure du bâtiment. Le rapport entre glissement et la hauteur d'étage

représente le ratio de glissement (ou drift). Le coefficient, R, est utilisé dans la formule de l'effort tranchant sismique de base :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (5.3)$$

afin de réduire la force sismique élastique de calcul permettant ainsi d'introduire un niveau limite de déformation inélastique dans un bâtiment soumis à un tremblement de terre d'intensité importante. Les coefficients A, D, Q et W désignent respectivement l'accélération de zone, l'amplification dynamique, la qualité et le poids total de la structure. Plusieurs valeurs de R sont spécifiées par le règlement pour différents systèmes structuraux.

L'effort tranchant sismique de base, donné par l'équation (5.2), doit être subdivisé en deux parties : une charge concentrée  $F_t$ , ne dépassant pas le quart de la valeur de V, appliquée au sommet de la structure (pour simuler l'effet des modes supérieurs de vibration) pour les bâtiments ayant une période au moins égale à 0.7 sec (bâtiments de plus de trois étages environ), et la force restante  $(V-F_t)$  à distribuer sur la hauteur de la structure, généralement comme charges concentrées aux différents niveaux k, suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) W h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (5.4)$$

où  $W_i$  représente la partie du poids W correspondant respectivement au niveau i;  $h_k, h_i$  : représentent la hauteur au dessus de la base correspondant respectivement au niveau k ou i; n : désigne le niveau maximum de la structure.

La force statique équivalente d'étage donnée par la relation (5.4) est répartie triangulairement (distribution correspondant essentiellement au mode fondamental de vibration) avec une valeur nulle à la base et maximum au sommet. La force concentrée au sommet,  $F_t$ , doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0.07TV \quad (5.5)$$

où T est la période fondamentale de vibration de la structure. La valeur de  $F_t$  est prise égale à zéro lorsque la période T est plus petite ou égale à 0.7 secondes.

### 5.2.2 Règlement parasismique français

Dans le règlement français PS 92, comme pour le règlement précédent, le déplacement horizontal de niveau peut être déterminé selon la relation (5.1) et la limite supérieure entre deux étages adjacents peut être également donnée par la relation (5.2).

Par ailleurs, les règles parasismiques françaises PS 92 préconisent de remplacer l'effet de l'action sismique sur une structure par celui d'une force statique équivalente d'intensité égale à :

$$F = \sigma W \quad (5.6)$$

où  $W$  est le poids total de la structure,  $\sigma$  est le coefficient sismique égal à  $\sigma_h$  pour une direction horizontale et  $\sigma_v$  pour une direction verticale.

Les forces statiques équivalentes, s'appliquant à chaque niveau  $k$  et correspondant au mode fondamental de vibration, s'expriment par la relation suivante :

$$F_k = W_k \sigma_h \quad (5.7)$$

$$\text{où : } \sigma_h = \rho \frac{R(T)}{R} \gamma \quad \text{et} \quad \gamma = u_k \frac{\sum_{i=1}^n W_i u_i}{\sum_{i=1}^n W_i u_i^2}$$

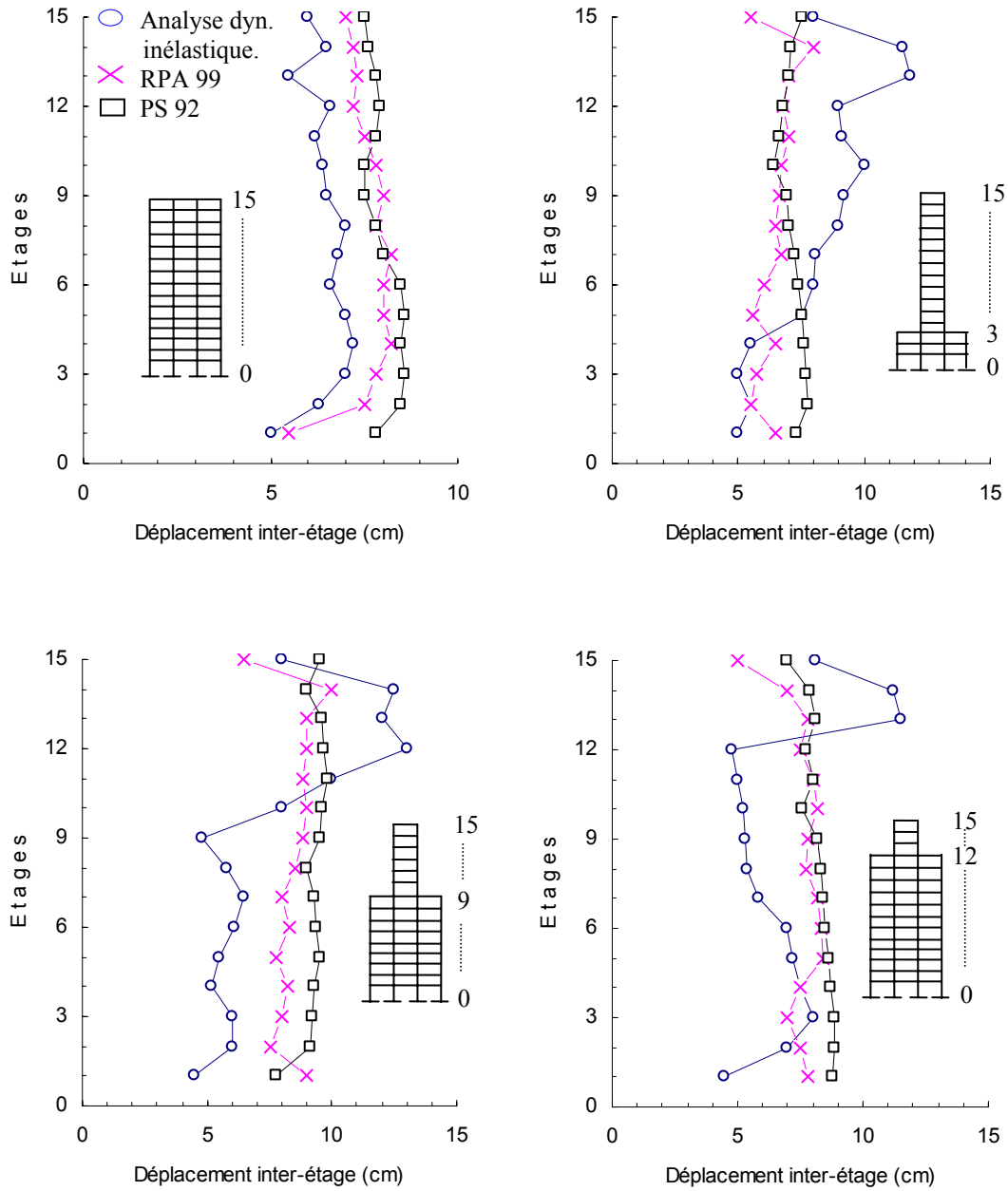
Les paramètres  $u$ ,  $R$  et  $R(T)$  désignent respectivement le déplacement latéral de niveau, le coefficient de comportement et le spectre de calcul (exprimé en termes d'accélération en fonction de la période). Le terme  $\rho$ , censé tenir compte des modes négligés, est un coefficient de majoration.

Selon les deux règlements envisagés, le coefficient de comportement,  $R$ , regroupe les effets de plusieurs paramètres tels que les combinaisons d'actions, la déformabilité de la structure, les critères de ductilité locale, les critères de régularité, le coefficient d'amortissement et les types de structures que l'on classe en coefficient de  $R$  croissant en fonction de leur aptitude à développer localement de la ductilité dans des zones localisées dites critiques et en fonction du nombre croissant de ces zones. Par conséquent, par les résultats d'essais connus et les diverses approches numériques effectuées ont permis aux deux règlements considérés (RPA 99 et PS 92) de fixer un ordre de grandeur de  $R=5$  pour les bâtiments à ossatures dont l'étendue des valeurs est comprise entre 2 et 5 pour le règlement RPA 99 et entre 1 et 5 pour le règlement PS 92. D'une manière générale, les valeurs minimales et maximales correspondent respectivement, dans les deux cas, à des portiques en console verticale et des portiques autostables ductiles, et entre lesquelles s'échelonnent les valeurs de  $R$  correspondant aux autres types de systèmes de contreventement.

### 5.3 DISCUSSION DES RESULTATS

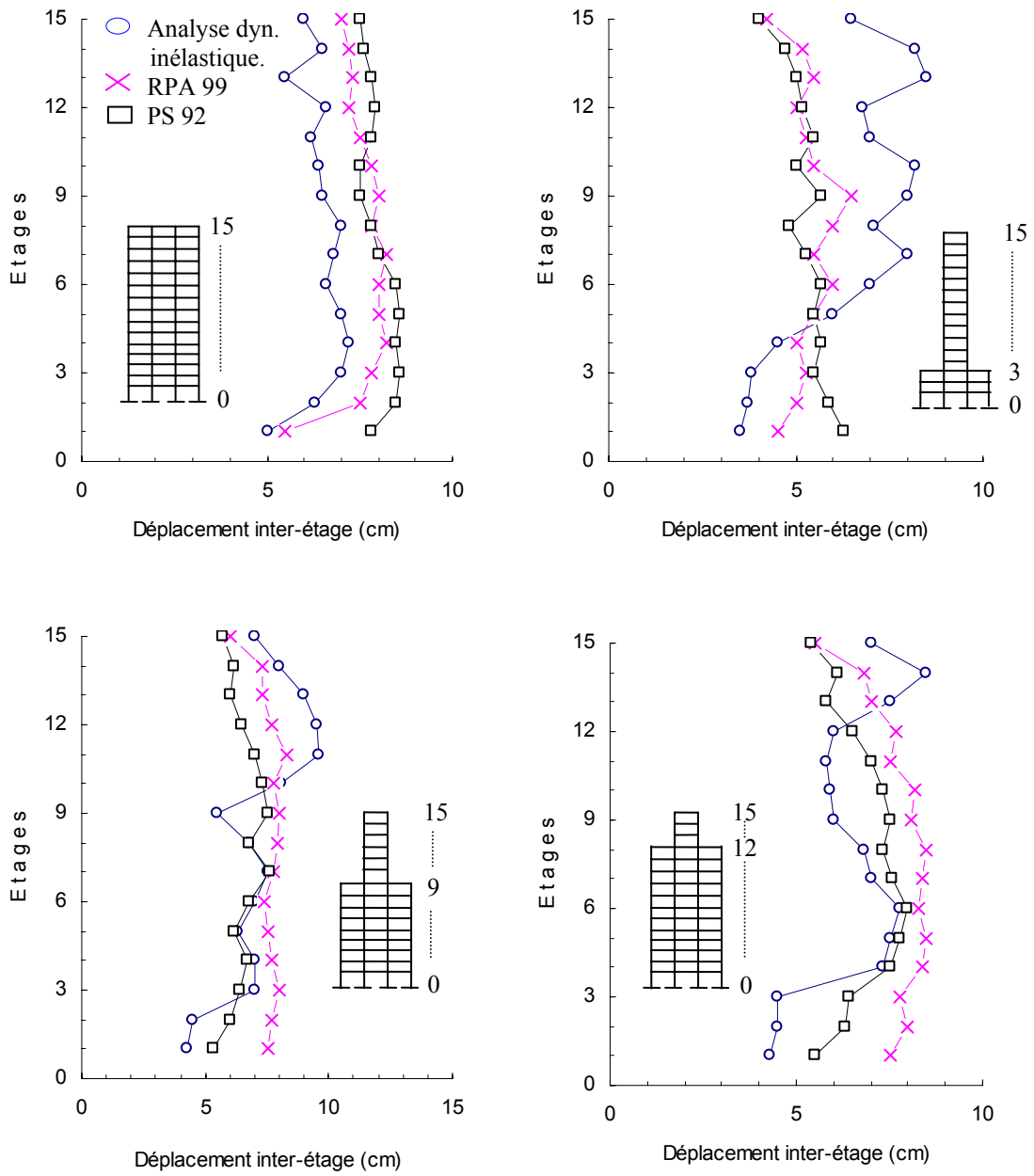
Les réponses inélastiques des portiques considérés sont déterminées en utilisant les données et la méthodologie présentées dans le chapitre 5, précédent. Les principaux résultats obtenus sont résumés dans les figures 6.1 et 6.2 à partir desquelles les observations suivantes peuvent être effectuées :

- Les déplacements relatifs d'étages du bâtiment uniforme issus à partir de l'application des deux règlements parasismiques demeurent supérieurs à ceux obtenus par l'analyse dynamique non linéaire.
- La zone de transition entre la base et la tour peut être sujette à de brusques variations de déplacements pour certaines valeurs des paramètres caractéristiques de décrochement. En outre, on observe que, contrairement au portique à profil uniforme, les structures décrochées présentent des entortillements dans les distributions des déplacements inter-étages.
- Les résultats de l'analyse dynamique montrent en général, que l'application des méthodes réglementaires RPA 99 et PS 92 conduit généralement à une sous-estimation des déplacements relatifs d'étages de la partie « tour » mais permet néanmoins d'obtenir une légère surestimation de ceux de la partie « base ». Cette observation est confirmée indépendamment des caractéristiques de décrochements  $R_a$  et  $R_h$  utilisées.
- D'une manière générale, les valeurs des déplacements latéraux inter-étages, obtenues par les deux règlements RPA 99 et PS 92 et par l'analyse dynamique non linéaire, dépassent les limites imposées par ces mêmes règlements. Ce dépassement est dû, peut-être, dans le cas des règlements, aux effets conjugués des modes supérieurs de vibration et à la configuration géométrique, un peu particulière, des bâtiments considérés, dont les méthodes de calcul respectives de ces règlements, basées toutes sur une analyse élastique avec un mode fondamental de vibration prédominant, ne tiennent pas compte totalement de ces phénomènes; et dans le cas de l'analyse non linéaire, aux déformations inélastiques alternées, engendrées par une secousse fortement amplifiée, qui ont généralement pour effet d'accroître la déformabilité de la structure.



**Figure 5.1 :** Comparaison des déplacements max. inter-étages obtenus respectivement par l'analyse dynamique non linéaire et par les codes RPA 99 et PS 92 pour  $R_a=1/9$  : (a)  $R_h=1.0$ , (b)  $R_h=0.2$ , (c)  $R_h=0.6$ , (d)  $R_h=0.8$ .





**Figure 5.2 :** Comparaison des déplacements max. inter-étages obtenus respectivement par l'analyse dynamique non linéaire et par les codes RPA 99 et PS 92 pour  $R_a = 1/3$  : (a)  $R_n=1.0$ , (b)  $R_n=0.2$ , (c)  $R_n=0.6$ , (d)  $R_n=0.8$ .

## 5.4 CONCLUSIONS

Dans le but de mieux comprendre le comportement sismique des structures décrochées, une étude approfondie des déplacements inter-étages sous actions sismiques est effectuée dans ce chapitre. Dans ce cadre, les méthodes de détermination des déplacements horizontaux relatifs d'étages préconisées par les règlements parasismiques algérien RPA 99 et français PS 92 sont évaluées pour une série de portiques métalliques autostables présentant des irrégularités en élévation. Les réponses calculées en utilisant les procédures des deux règlements sont comparées à la réponse sismique obtenue à partir d'une analyse dynamique non linéaire d'un bâtiment de référence à profil uniforme, et des bâtiments décrochés correspondants.

L'examen des principaux résultats analytiques obtenus montre, entre autres, que les déplacements horizontaux inter-étages des portiques décrochés, obtenus par l'analyse dynamique non linéaire, présentent, contrairement à ceux déduits des règlements RPA 99 et PS 92, une répartition dont la forme en élévation paraît très sensible aux irrégularités des distributions de rigidité et de masse. En particulier, de brusques variations des déplacements relatifs inter-étages par suite d'efforts de cisaillement au voisinage des niveaux de décrochements ont été mises en évidence. En outre, les méthodes de détermination des déplacements horizontaux relatifs d'étages préconisées par les règlements parasismiques RPA 99 et PS 92 conduisent à des résultats contraires à la sécurité pour les niveaux d'étages situés au dessus de la zone de transition base-tour.

Dans cette étude, l'influence des éléments non-structuraux a été ignorée. Afin de mieux appréhender la problématique de l'évaluation des déplacements sismiques d'étages, dans une perspective de réglementation technique, il serait souhaitable d'inclure dans le cadre de futures études d'autres types de systèmes structuraux et d'examiner l'effet des éléments non-structuraux sur la réponse sismique de tels systèmes. Il faut noter, par ailleurs, que l'utilisation d'un seul enregistrement dans l'analyse non linéaire est insuffisant et que les résultats obtenus dans cette étude sont supposés provisoires et qu'ils devraient être confirmés par d'autres analyses futures

## **CHAPITRE 6**

### **ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES IRREGULIERES**

#### **6.1 INTRODUCTION**

Dans ce chapitre, nous appliquons la méthodologie d'analyse statique non linéaire, connue sous le nom "push-over", sur un certain nombre de structures irrégulières et une structure régulière similaire afin de simuler leur comportement vis-à-vis des charges sismiques latérales et voir comment évoluent les déformations inélastiques au niveau de leurs éléments résistants au cours du chargement.

D'un point de vue structurel, une conception parasismique optimale, consiste à imposer la propagation ou la concentration des dommages dans une structure soumise à une sollicitation sismique, de manière à éviter la formation prématurée d'un mécanisme dans la structure portante et de différer le plus possible l'état de ruine. Ce comportement donne à la structure un champ de ductilité suffisant pour dissiper le maximum d'énergie et d'augmenter sa capacité de résistance et de stabilité.

La propagation des zones plastiques dans une structure sous l'action d'une excitation sismique est un processus non linéaire complexe. La procédure d'optimisation devient donc une tâche très difficile. Le travail du présent chapitre se limite à prédire la formation des zones ou rotules plastiques et le mécanisme de ruine probable dans des structures irrégulières et régulière équivalente sous l'action d'un effort sismique en utilisant la méthode de calcul incrémental ou pas à pas (push-over). Cette méthode d'analyse s'est révélée efficace. Elle permet d'évaluer le niveau de sollicitation et d'endommagement. Elle apparaît aujourd'hui comme une alternative intéressante aussi bien à la méthode modale spectrale qu'à l'analyse temporelle non linéaire. Elle a fait l'objet de nombreuses publications, notamment dans les recommandations américaines relatives au diagnostic sismique et au renforcement d'ouvrages existants [47], [48]. L'intérêt de cette méthode de calcul pas à pas est qu'elle permet de

connaître l'état de la structure à tout instant du chargement ainsi que la charge effective de ruine de la structure.

Le développement récent dans le domaine de la conception parasismique des systèmes structurels a donné un statut pour la procédure de l'analyse push-over qui est devenu un moyen assez simple et rapide pour tester la performance d'un système structurel vis à vis d'une analyse dynamique non linéaire. L'analyse push-over est un calcul statique non linéaire, dans laquelle l'amplitude d'un système de forces est augmentée d'une manière incrémentale. Avec l'incrément progressif de ce système de forces on peut détecter les régions faibles qui peuvent subir des déformations plastiques excessives ou les modes de ruine. L'analyse push-over est une tentative dans la phase de conception pour évaluer la capacité réelle d'un système structurel dans le cas des grandes déformations. Le concepteur peut ainsi intervenir dans cette phase pour éviter tout risque de rupture fragile ou de ruine prématuré.

Afin de faciliter la compréhension de ce chapitre, on a cru utile de faire quelques rappels théoriques, illustrant étape par étape la méthode statique non linéaire.

## 6.2 ALGORITHME DE LA METHODE STATIQUE "PAS A PAS"

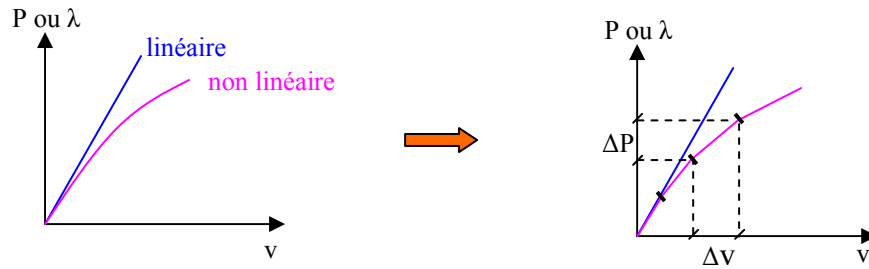
La grande majorité des programmes d'analyse de structures est basée sur la méthode dite "des déplacements" [49]. Dans cette méthode, les inconnues du problème sont les déplacements  $v$  des nœuds de la structure, celle-ci étant soumise à un état de chargement donné  $P$ . Le développement de la théorie du second ordre conduit à la relation suivante entre charges  $P$  et déplacements  $v$  :

$$P = f(P, v) \quad (6.1)$$

La fonction  $f$  est implicite en  $P$  et  $v$ , ce qui rend la résolution du problème inaccessible de façon directe. Il existe plusieurs méthodes pour traiter ceci [50]. Celle qui est retenue dans cette étude est une méthode d'analyse explicite du comportement de la structure : l'extrapolation linéaire tangente ou méthode "pas à pas".

Cette analyse explicite du comportement nécessite le choix d'un trajet de chargement. On a opté dans cette étude pour un chargement "proportionnel". On suppose que toutes les charges appliquées sur la structure restent proportionnelles à un même paramètre  $\lambda$ , appelé "facteur de charges" ou "multiplicateur de charges", qui varie de 0 à une valeur déterminée.

Le trajet du chargement étant choisi, la méthode "pas à pas" consiste à appliquer les charges par incréments, c'est-à-dire que l'on remplace le comportement non linéaire par une succession de comportements linéaires élémentaires (figure 6.1).



**Figure 6.1:** Remplacement d'un comportement non linéaire par une succession de comportements linéaires.

On substitue ainsi à la relation (6.1), la loi de comportement incrémentale :

$$|\Delta P| = [R(P, v, \mathfrak{S})] |\Delta v| \quad (6.2)$$

Cette relation lie les variations  $|\Delta P|$  du vecteur charges  $P$ , appliqué à la structure, et  $|\Delta v|$  du vecteur déplacements des nœuds  $v$ .

$R(P, v, \mathfrak{S})$  est la matrice de rigidité différentielle de la structure. Les termes  $R(P, v, \mathfrak{S})$ , fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments de la structure, dépendent également des états de charge  $P$ , de déplacement  $v$  et de plastification  $\mathfrak{S}$  actuels et, de ce fait, évolue tout au long du chargement (d'où la variation de pente de la loi de comportement à chaque pas). Ainsi, le  $n^{\text{ième}}$  comportement linéaire élémentaire ou le  $n^{\text{ième}}$  pas de chargement, caractérisé par un accroissement  $|\Delta P^n|$  connu des charges et  $|\Delta v^n|$  inconnu des déplacements, satisfait à la relation :

$$|\Delta P| = [R(P^{n-1}, v^{n-1}, \mathfrak{S}^{n-1})] |\Delta v^n| \quad (6.3)$$

où  $P^{n-1}$  est l'état de charge existant à la fin du pas  $n-1$  :

$$|P^{n-1}| = \sum_{i=1}^{n-1} |\Delta P^i| \quad (6.4)$$

$v^{n-1}$  est l'état de déplacement existant à la fin du pas  $n-1$  :

$$|v^{n-1}| = \sum_{i=1}^{n-1} |\Delta v^i| \quad (6.5)$$

$\mathfrak{S}^{n-1}$  est l'état de plastification existant à la fin du pas  $n-1$ .

De la relation (6.3) il vient :

$$|\Delta v^n| = [R(P^{n-1}, v^{n-1}, \mathfrak{S}^{n-1})]^{-1} |\Delta P^n| \quad (6.6)$$

Cet algorithme permet de décrire "pas à pas" la courbe de comportement non linéaire mais la courbe anguleuse obtenue diverge lentement de la courbe exacte (figure 6.2). On comprend

facilement que cet effet de divergence est d'autant plus faible que les incréments de charges sont petits.

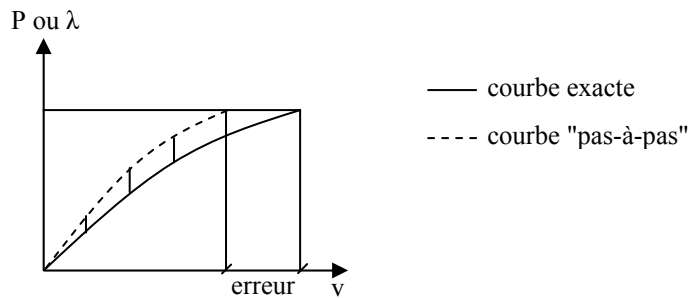


Figure 6.2 : Divergence entre courbe exacte et approchée.

### 6.3 ANALYSE PLASTIQUE NON LINEAIRE

Le matériau est supposé élasto-plastique parfait. La relation contrainte-déformation qui le caractérise apparaît à la figure 6.3. La matrice de rigidité différentielle  $[R]$  n'est fonction que des caractéristiques des éléments de la structure et de son état de plastification  $\mathfrak{S}$ . Cet état de plastification  $\mathfrak{S}$  évolue par apparitions successives de plastifications ponctuelles ou "rotules plastiques" dans les éléments. Une rotule plastique apparaît dans une section lorsque les sollicitations dans cette section satisfont à un critère de plasticité. Une section est entièrement plastifiée lorsque le point représentatif des sollicitations normale  $N$  (traction ou compression) et de flexion  $M$  atteint la frontière d'écoulement plastique définie à la figure 6.4. Ce point ne peut, en aucun cas, sortir du domaine ainsi défini. Les sollicitations dans une section plastifiée évoluent de telle manière que le point représentatif se déplace sur la frontière d'écoulement plastique. Il est facile de calculer et de tracer les courbes d'interaction  $(M, N)$  ou courbes d'écoulement pour chaque type de section. Ces courbes ne dépendent que de la géométrie de la section et présentent deux axes de symétrie (figure 6.4).

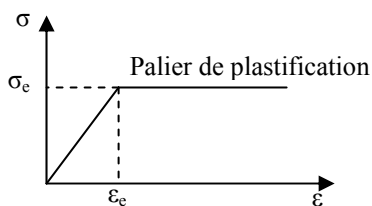


Figure 6.3 : Courbe contrainte-déformation.

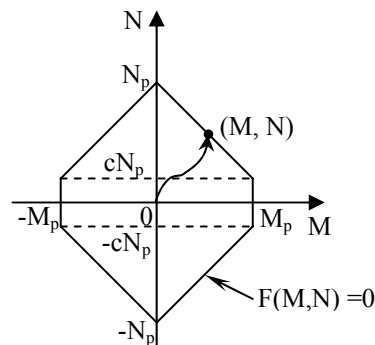


Figure 6.4 : Courbe d'interaction  $M-N$ .

Soient  $\theta_p$  et  $l_p$  les déformations plastiques de rotation et d'allongement existant dans une rotule plastique. Les taux de variations :

$$\dot{\theta}_p = \frac{d\theta_p}{dt} \quad \text{et} \quad \dot{l}_p = \frac{dl_p}{dt} \quad (6.7)$$

( $t$  : paramètre de chronologie) des déformations plastiques engendrées par un accroissement infinitésimal des sollicitations  $M$  et  $N$  satisfont à la loi de normalité :

$$\dot{\theta}_p = \mu \frac{\partial F}{\partial M} \quad \text{et} \quad \dot{l}_p = \mu \frac{\partial F}{\partial N} \quad (6.8)$$

( $\mu$  : scalaire positif ou nul). On néglige ici les déformations plastiques de cisaillement dû à un effort tranchant  $T$ . La fonction  $F$  définit la frontière d'écoulement plastique :

$$F(S) = 0 \quad \text{avec} \quad S = \begin{vmatrix} N \\ T \\ M \end{vmatrix} \quad (6.9)$$

L'évolution de l'état de plastification  $\mathfrak{S}$  s'établit comme suit. Dans chaque section d'élément dans laquelle agissent des sollicitations  $S$ , le bilan suivant est fait :

- Si  $F(S) = 0$  et  $\left| \frac{\partial F}{\partial S} \right| | \dot{S} | = 0$ , la section est plastifiée et le point  $(M, N)$  se déplace sur la frontière d'écoulement ;  $\mu$  est alors positif.
- Si  $F(S) = 0$  et  $\left| \frac{\partial F}{\partial S} \right| | \dot{S} | < 0$ , le point  $(M, N)$  quitte la frontière d'écoulement plastique pour retourner dans le domaine élastique. Il y'a "retour élastique" de la section, avec déformations plastiques résiduelles ;  $\mu$  est nul.

On suppose ici que le comportement de la structure est non linéaire. L'influence des effets du second ordre dus à la présence de  $P$  et  $v$  et l'influence de l'apparition successive de plastifications sont prises en compte. Le chargement évolue par incréments de charges  $|\Delta P|$  engendrant des incréments  $|\Delta v|$  de déplacements des noeuds. A chaque pas, la matrice de rigidité  $[R]$  est fonction des caractéristiques des barres de la structure, des états de chargement  $P$  et de déplacement  $v$  existant à la fin du pas précédent. Au cours d'un  $n^{\text{ième}}$  pas compris entre la  $(n-1)^{\text{ième}}$  et la  $n^{\text{ième}}$  rotule plastique, le système linéaire suivant est résolu :

$$\left[ R(P^{n-1}, v^{n-1}, \mathfrak{S}^{n-1}) \right] \Delta v^n = \Delta P^n \quad (6.10)$$

L'état de déplacement après le  $n^{\text{ième}}$  pas est donné par :  $\left| \Delta v^n \right| = \sum_{i=1}^n \left| \Delta v^i \right|$

pour un état de charge :  $\left| \Delta P^n \right| = \sum_{i=1}^n \left| \Delta P^i \right|$

correspondant à un facteur de charge :  $\lambda^n = \sum_{i=1}^n (\Delta\lambda^i)$

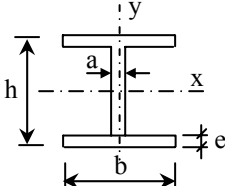
Les apparitions successives de plastifications dans la structure dégradent la rigidité de celle-ci (pente décroissante de la tangente à la courbe de comportement au cours du chargement). La rigidité de la structure décroît au fil des itérations. Pour un facteur de charge  $\lambda_p$ , le déterminant de la matrice de rigidité différentielle [R] s'annule et il n'est plus possible de résoudre le système ci-dessus. La ruine de la structure est déclarée. Cette ruine peut être due :

- soit à la formation d'un mécanisme à un degré de liberté dans la structure,
- soit à une perte excessive de rigidité qui fait que la structure ne peut plus supporter les charges qui lui sont appliquées (flambement, instabilité globale).

Il convient de rappeler, à ce stade que, d'une manière générale, la ruine de la structure peut être causée par l'un des phénomènes suivants : voilement local, flambement individuel des éléments, flambement de masse de la structure, rupture par effort tranchant, ou encore par des déplacements excessifs qui entraînent une détérioration de la structure (ex. : fissurations, ruptures de cloisons).

#### 6.4 EQUATION DE LA COURBE D'INTERACTION (M, N)

L'équation générale paramétrique de la courbe d'interaction est donnée par :

$$\begin{cases} N = 2\sigma_e \int_0^{x_0} y(x) dx \\ M = 2\sigma_e \int_0^{h/2} xy(x) dx \end{cases} \quad \text{avec} \quad -\frac{h}{2} \leq x_0 \leq \frac{h}{2}$$


où  $\sigma_e$  est la contrainte élastique limite (seuil de plasticité). Pour les sections qui nous intéressent en construction métallique, les sections en I ou en H, l'équation de la courbe d'interaction est pour la flexion autour de l'axe x-x :

En posant  $N_p =$  effort normal de plastification

$M_p =$  moment de plastification ;  $M_p = \sigma_e(b-a)e(h-e)$

$$y = [2be + (h - 2e)a] \frac{N}{N_p}$$

$$\text{si } 0 \leq y \leq h - 2e \quad \frac{M_x}{M_{px}} = \frac{4be(h-e) + a[(h-2e)^2 - y^2]}{4be(h-e) + a(h-2e)^2}$$



$$\text{si } y \geq h-2e \quad \frac{M_x}{M_{px}} = \frac{4be(h-e) - 2a[(h-2e + \frac{a}{2b}(y-h+2e)][y-h+2e]}{4be(h-e) + a(h-2e)^2}$$

Les règlements de calcul en plasticité [4] adoptent l'approximation suivante :

$$\text{si } 0 \leq \frac{N}{N_p} \leq t \quad \Rightarrow \quad M_x = M_p \quad ; \quad \text{si } t \leq \frac{N}{N_p} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad M_x = M_p \frac{1 - \frac{N}{N_p}}{1 - t}$$

Dans plusieurs règlements,  $t$  a été choisi égal à 0.15.

## 6.5 TRANSFORMATION DU CALCUL PLASTIQUE EN UNE SUCCESSION DE CALCULS ELASTIQUES

Considérons une structure soumise à un système de charges connues ( $P_j^0$ ) dont  $j$  désigne l'état de la section de l'élément (élastique ou plastique). Faisons augmenter toutes ces charges proportionnellement. Elles ont pour valeur, à l'instant donné ( $P_j$ ) =  $\lambda.(P_j^0)$  où  $\lambda$  est le multiplicateur de charges. Ce paramètre  $\lambda$  varie de 0 à  $\lambda_r$  ;  $\lambda_r$  étant le multiplicateur de ruine. Lorsque  $\lambda$  augmente de 0 à  $\lambda_e$  ; la structure reste dans le domaine élastique puis; quand  $\lambda$  varie de  $\lambda_e$  à  $\lambda_r$ , un certain nombre de sections de la structure se plastifient. Si entre deux valeurs  $\lambda_i$  et  $\lambda_{i'}$  de  $\lambda_i$  ; aucune section ne change d'état, alors la rigidité de la structure ne varie pas dans cet intervalle.

La structure se comporte linéairement entre deux modifications d'état de sections, et l'on peut calculer par un calcul de type élastique la variation des efforts, déplacements et déformations entre deux modifications successives d'état de sections.

Le calcul se déroule de la façon suivante :

On effectue un premier calcul élastique de structure soumise aux charges données  $P_j^0$ , et on recherche le plus petit multiplicateur de charges  $\lambda_1$ , pour lequel une section se plastifie. On obtient alors facilement les efforts et les déplacements à l'instant de cette première plastification, c'est-à-dire sous charges  $\lambda_1 P_j^0$ .

On modifie la matrice de rigidité de la structure, pour tenir compte de cette première plastification, et avec cette nouvelle matrice on effectue un deuxième calcul élastique de la structure, ce qui nous indique les variations des efforts et déplacements au-delà de la première plastification. On recherche l'augmentation  $\Delta\lambda_2$ , du multiplicateur pour laquelle une deuxième

section se plastifie. On obtient immédiatement les efforts et déplacements sous les charges  $(\lambda_1 + \Delta\lambda_2) P_j^0$ .

On continue par ce procédé jusqu'à ce que suffisamment de section soient plastifiées pour former un mécanisme. La structure ne peut plus alors supporter des charges supplémentaires. La matrice de rigidité de la structure doit être modifiée chaque fois qu'une section qui était dans le domaine élastique se plastifie, mais aussi lorsqu'une section qui était plastifiée dans l'état  $i$  passe à une plastification de type  $j \neq i$ , ou encore retourne dans le domaine élastique.

## **6.6 ANALYSE DES STRUCTURES PAR LA METHODE STATIQUE NON LINEAIRE : Applications.**

La résistance d'une construction dépend fortement du système structurel, des propriétés du matériau, des combinaisons de charges ainsi que du critère employé lorsque la résistance latérale ultime est atteinte. Le critère de résistance ultime peut être la flèche transversale limite, le mécanisme de ruine structurel ou la capacité de ductilité locale (d'un élément). Afin d'évaluer la capacité de résistance associée à la redistribution des sollicitations internes qui peut être présente dans les bâtiments contreventés par des portiques autostables, une série de bâtiments en charpentes métalliques à profil irrégulier, définis tous par un même coefficient de comportement égale à 6 et un module d'écrouissage de 5%, est analysée sous l'action d'une combinaison de forces gravitaires et sismiques.

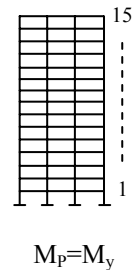
Trois structures sont soumises à un effort de cisaillement de base monotone croissant, distribué le long de leur hauteur selon la forme du mode fondamental de vibration. L'objectif est d'évaluer la résistance élastique et la résistance ultime. L'évaluation de la résistance limite des portiques a été déterminée grâce au tracé du diagramme de la relation de l'effort tranchant de base en fonction du déplacement latéral du sommet de chaque portique. Une analyse statique non linéaire de déplacement latéral «analyse push-over» est employée dans les analyses. Un bâtiment régulier sans décrochement et deux bâtiments irréguliers ( $R_h = 0.2$  et  $0.6$ ), définis tous les deux par un même paramètre de décrochement en plan ( $R_a=1/9$ ), sont analysés sachant que la résistance aux charges latérales est totalement assurée par les portiques. Du point de vue résistance, les poutres et les poteaux des différents portiques sont dimensionnés de manière à supporter la totalité des charges gravitaires et latérales. Par conséquent, l'analyse des portiques est effectuée selon les prescriptions du code R.P.A. 99. La charge permanente de chaque étage du bâtiment régulier est supposée en moyenne égale à 606

daN/m<sup>2</sup> et la surcharge à 175 daN/m<sup>2</sup>; tandis que la charge permanente et la surcharge de chaque étage de la tour des bâtiments décrochés sont estimées respectivement :  $G_{\text{tour}}=202$  daN/m<sup>2</sup> et  $Q_{\text{tour}}=58.3$  daN/m<sup>2</sup>. Les bâtiments sont supposés implantés en zone II (groupe d'usage 3 correspondant à un coefficient d'accélération de zone égale à 0.10). La contrainte élastique limite et le module d'élasticité des éléments structuraux sont respectivement fixés à 235 Mpa et  $2.1 \times 10^5$  Mpa pour toutes les structures considérées.

Les caractéristiques de résistance de chaque élément (poutre et poteau) sont résumées dans le tableau 6.1 donné ci-dessous :

**Tableau 6.1** : valeurs maximales des sollicitations des éléments de la structure régulière.

Etages	Poteaux intérieurs		Poteaux extérieurs		Poutres	
	$M_{p+} = -M_{p-}$ (kN.m)	$N_{p+} = -N_{p-}$ (kN)	$M_{p+} = -M_{p-}$ (kN.m)	$N_{p+} = -N_{p-}$ (kN)	$M_{p+} = -M_{p-}$ (kN.m)	$N_{p+} = -N_{p-}$ (kN)
15	250	2255	338	1998	158	1192
14	284	2473	415	2473	161	1214
13	319	3626	503	3626	163	1615
12	354	5192	590	5192	200	1870
11	450	6336	694	6336	237	2279
10	545	7352	797	7656	274	2561
9	671	8237	893	9416	289	2825
8	797	8976	989	10956	304	3067
7	893	9812	1076	11616	319	3265
6	989	10780	1164	12056	359	3538
5	1045	11770	1265	13297	399	3780
4	1102	12514	1378	14542	439	4000
3	1169	13442	1480	16025	464	4264
2	1249	14260	1559	17296	488	4440
1	1339	15149	1644	17842	512	4616



Les trois structures sont soumises à une analyse statique non linéaire de déplacement latéral sous l'action des forces gravitaires et sismiques. Les charges gravitaires sont maintenues constantes. Les forces sismiques latérales sont supposées réparties sur la hauteur des bâtiments conformément aux prescriptions réglementaires du code R.P.A. 99, et elles sont augmentées graduellement jusqu'à la formation d'un mécanisme de ruine ou jusqu'à ce que les déplacements latéraux inter-étages dépassent la flèche horizontale limite de 2.0% de la hauteur d'étage. Dans la présente analyse, on suppose que les rotules plastiques se forment uniquement aux extrémités des poutres et des poteaux. La relation moment-rotation permettant la formation d'une rotule potentielle est considérée comme étant bilinéaire ou élasto-plastique. L'analyse est effectuée grâce au programme automatique Drain-2D dans lequel les poutres et les poteaux sont modélisés par l'élément à deux dimensions « poutre-poteau » possédant une rigidité axiale et flexionnelle.

Dans le processus incrémental de la méthode statique non linéaire, les premières rotules plastiques se forment sous l'action des forces sismiques de dimensionnement. Si la structure considérée n'est soumise à aucune charge gravitaire, ces rotules plastiques seraient suffisantes pour créer un mécanisme et, dans ce cas, la structure n'aurait aucune réserve de résistance disponible au-delà de la première limite élastique. Mais puisque d'une part, les portiques sont tous dimensionnés sous la combinaison simultanée de forces gravitaires et sismiques et d'autre part, les poutres et les poteaux présentent tous une section uniforme et constante le long de leur longueur respective, la formation des premières rotules plastiques ne serait donc pas assez suffisante pour former un mécanisme. Par conséquent, la structure continue donc à résister à des forces latérales supplémentaires.

## 6.7 RESULTATS ET COMMENTAIRES

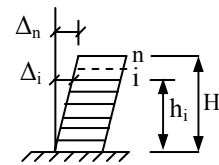
### 6.7.1 Cas de la structure régulière

La figure 6.5 montre la manière dont la distribution des charges latérales appliquées peut influencer la réponse structurale. La relation entre l'effort tranchant de base et la flèche horizontale du sommet du bâtiment est représentée par la figure 6.5(b). La valeur de l'effort tranchant de base,  $V_u$ , au point où l'un des déplacements inter-étages atteint la limite imposée (égale ici à 2% de la hauteur d'étage) est également indiquée (rotule 41). Elle correspond à la résistance ultime de la structure. A la formation de la 41<sup>ème</sup> rotule plastique, le déplacement relatif inter-étage du 5<sup>ème</sup> étage par rapport au sommet de la structure atteint la limite spécifiée de 66 cm et à la formation de la 69<sup>ème</sup> rotule plastique le déplacement latéral total du sommet atteint la limite de 2% de la hauteur totale de la structure, estimée à 99 cm. Le rapport,  $V_u/V_1$ , de l'effort tranchant de base ultime,  $V_u$ , à l'effort tranchant de base correspondant à la formation de la première rotule plastique,  $V_1$ , est égal à 2.25, dans ce cas. Ce rapport correspond à la résistance de réserve ou résiduelle de la structure. Un nombre de 41 rotules plastiques s'est formé lorsque l'effort tranchant de base ultime  $V_u$  est atteint. La valeur de l'effort tranchant élastique maximal  $V_e$  étant également indiquée, ainsi que celle de l'effort tranchant de base  $V_{RPA}$ . L'ordre dans lequel les différentes rotules plastiques se sont formées est indiqué sur la figure 6.5(a). Il est à remarquer, que des rotules se sont formées également à la base des poteaux du premier étage, au niveau de l'encastrement. Ce qui est attendu, car ce mode de déformation est équivalent à celui de la déformation élastique. Quelques rotules se sont formées, également, en d'autres emplacements dans les poteaux, bien que la somme de la

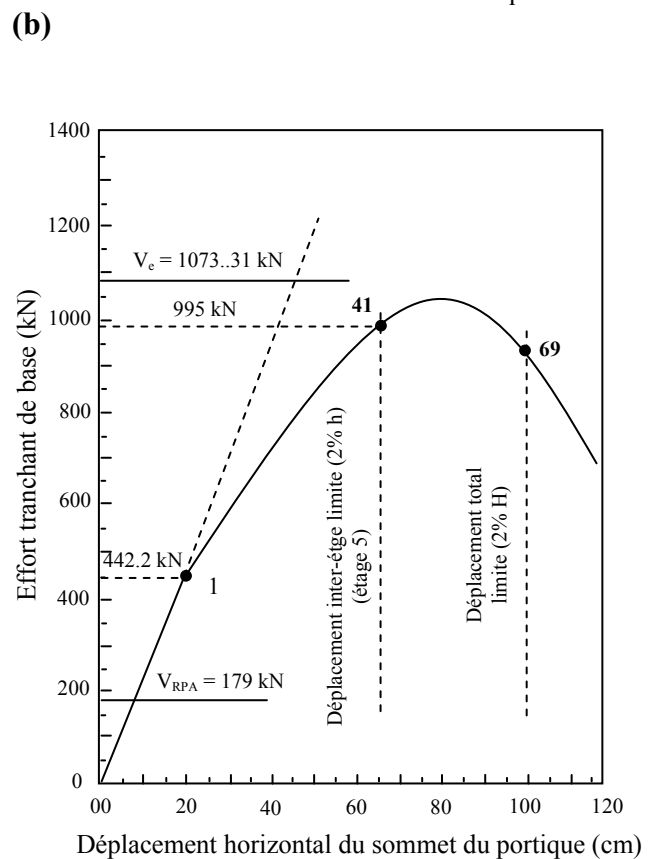
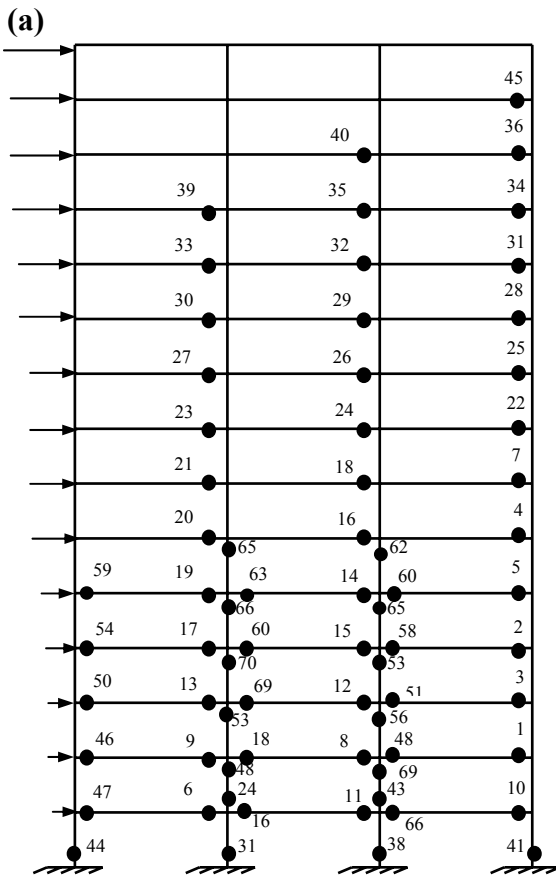
résistance des poteaux d'un même nœud soit supérieure à celle des poutres aboutissant à ce même nœud. Les rotules plastiques des poteaux, autres que ceux appartenant à la base, se sont développées après que l'effort de cisaillement ultime a été atteint et, par conséquent, n'ont pas eu d'effet sur la valeur de la résistance de réserve calculée. D'après les figure 6.5a et 6.5b, la présence de la résistance de réserve est clairement affichée au-delà de la première plastification et dont la cause peut être attribuée à la redistribution. Il convient de noter que la 1<sup>ère</sup> rotule plastique s'est formée dans une poutre sous un effort tranchant supérieur à celui pour lequel la structure à été calculée et dont l'intensité est de 442.2 kN (tableau 6.2). Ceci montre clairement que la résistance de la structure est beaucoup plus importante que celle due à l'effort tranchant de base du règlement RPA.

**Tableau 6.2:** Valeurs des rapports  $V_u/V_1$  et limites des déplacements.

$R_h$	$V_1$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_e$ (kN)	$V_u/V_1$	Etage	Déplacement 2%(H-h <sub>i</sub> ), cm
1.0	442.2	995	1073..31	2.25	5 <td>66.0</td>	66.0

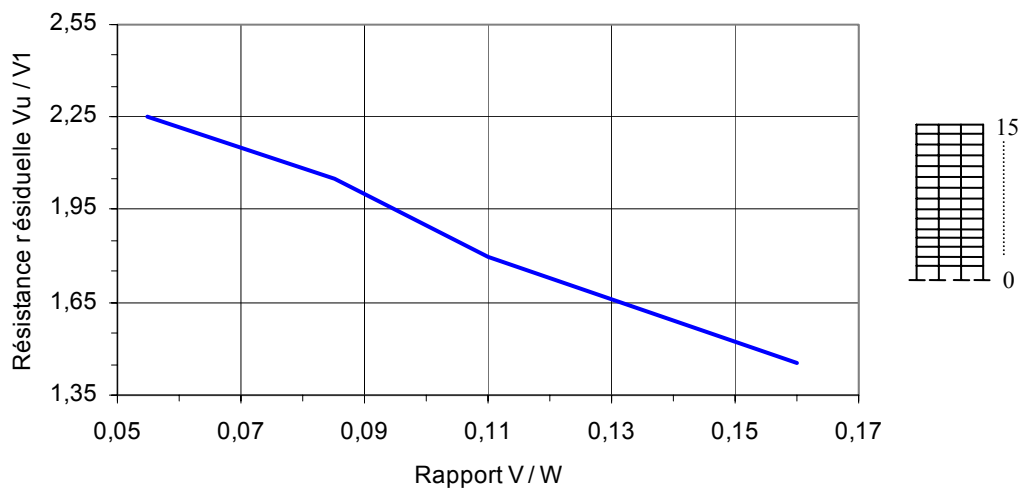


$$h = H - h_i ; \quad \frac{\Delta_n - \Delta_i}{H - h_i} \leq 2\%$$



**Figure 6.5 :** Analyse statique non linéaire : (a) Séquence de formation des rotules plastiques, (b) Courbe effort tranchant – déplacement.

Il faut noter que l'intensité de la résistance de réserve dépend à la fois de la valeur relative de la charge de gravité et de celle de la charge sismique. Par conséquent, elle diminue lorsque le rapport,  $V/W$ , de l'effort tranchant sismique de base,  $V$ , à la charge gravitaire totale,  $W$ , augmente. A la limite, si les charges gravitaires ne sont pas prises en compte dans la résistance interne de la structure, la résistance de réserve est pratiquement inexistante. La variation de la résistance de réserve de la structure régulière obtenue en fonction du rapport,  $V/W$ , est illustrée par la figure 7.6. Comme on pourrait s'y attendre la résistance de réserve décroît lorsque le rapport  $V/W$  croît.



**Figure 6.6 :** Effet du rapport de l'effort tranchant de base à la charge gravitaire,  $V/W$ , sur la résistance résiduelle de la structure régulière.

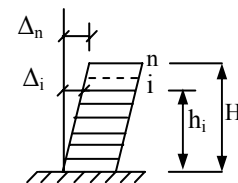
### 6.7.2 Cas des deux structures irrégulières :

Les résultats correspondant à l'ordre dans lequel les différentes rotules plastiques se sont formées ainsi que la relation entre l'effort tranchant de base et la flèche horizontale du sommet des deux structures irrégulières sont indiqués respectivement par les figures 6.7 et 6.8. La première rotule plastique est apparue pour les deux structures ( $R_h = 0.6$  et  $0.2$ ) au niveau du 2<sup>ème</sup> étage et du 1<sup>er</sup> étage respectivement pour des charges supérieures aux efforts tranchants de base de calcul. Pour la structure ( $R_h = 0.6$ ), à la formation de la 40<sup>ème</sup> rotule plastique, le déplacement relatif inter-étage du 4<sup>ème</sup> étage par rapport au sommet de la structure atteint la limite spécifiée de 73 cm et à la formation de la 60<sup>ème</sup> rotule plastique le déplacement latéral total du sommet atteint la limite de 2% de la hauteur totale de la structure, estimée également à 99 cm. Pour la structure ( $R_h = 0.2$ ), à la formation de la 23<sup>ème</sup> rotule

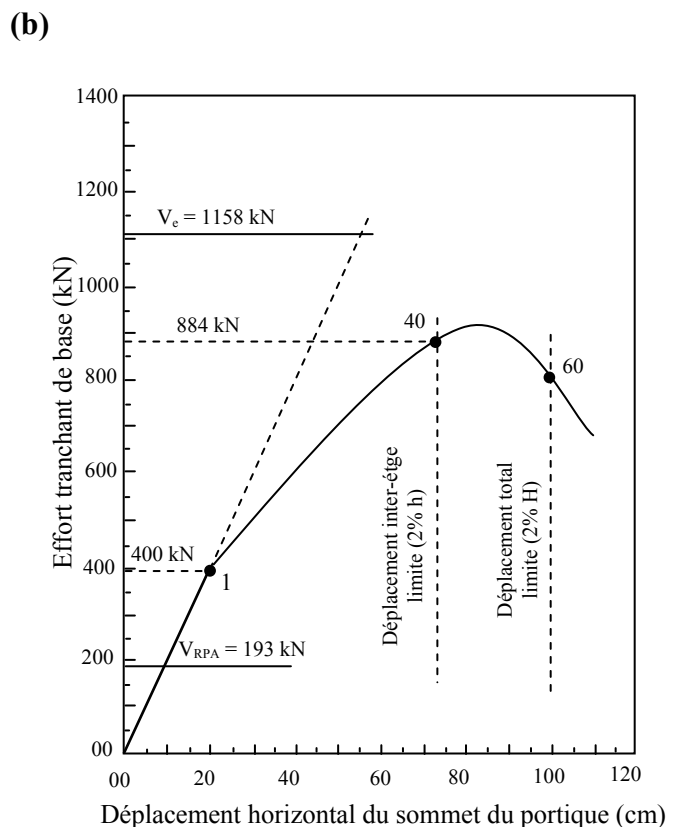
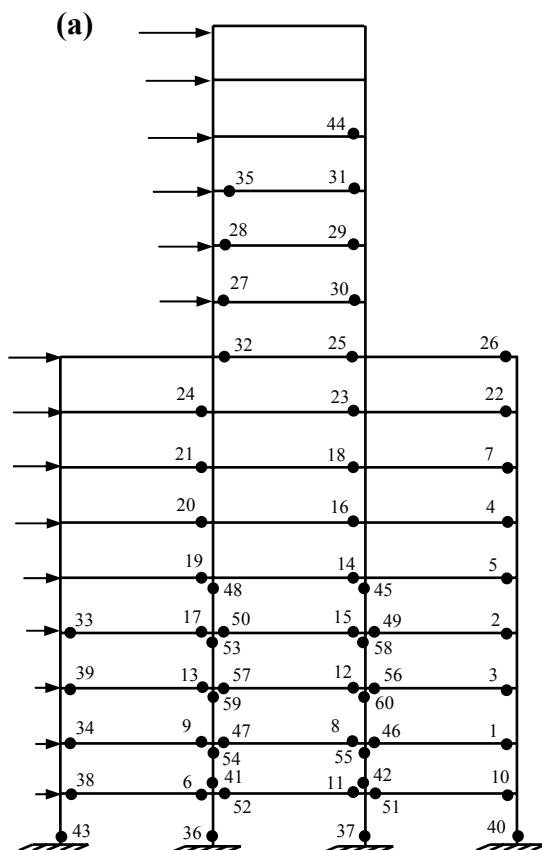
plastique, le déplacement relatif inter-étage du 3<sup>ème</sup> étage par rapport au sommet de la structure atteint la limite spécifiée de 79.2 cm et à la formation de la 46<sup>ème</sup> rotule plastique le déplacement latéral total du sommet atteint la limite de 2% de la hauteur totale de la structure. Les rapports,  $V_u/V_l$ , de l'effort tranchant de base ultime,  $V_u$ , à l'effort tranchant correspondant à la formation de la première rotule plastique,  $V_l$ , sont résumés dans le tableau 6.3 indiqué ci-dessous. Ces rapports sont des termes sans dimension et représentent dans chaque cas l'effet du décrochement sur les cisaillements engendrés par l'action sismique sur les deux structures irrégulières considérées selon les dispositions du règlement parasismique RPA 99. Il est à remarquer que, d'une façon générale, ces rapports augmentent quand le rapport des hauteurs  $R_h$  augmente. Il convient de remarquer également, qu'au niveau du décrochement de la structure irrégulière ( $R_h = 0.2$ ), la plastification a envahi toute la zone de jonction entre base et tour. Il en découle que cette zone peut être le siège à d'importantes contraintes en cas de séismes majeurs.

**Tableau 6.3:** Valeurs des rapports  $V_u/V_l$  et limites des déplacements.

$R_h$	$V_l$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_e$ (kN)	$V_u/V_l$	Etage	Déplacement $2\%(H-h_i)$ , cm
0.2	351	638	715	1.82	4	73.0
0.6	400	884	1158	2.21	3	79.2



$$h = H - h_i \quad ; \quad \frac{\Delta_n - \Delta_i}{h} \leq 2\%$$



**Figure 6.7:** Analyse statique non linéaire, (Portique  $R_h=0.6$ ) : (a) Séquence de formation des rotules plastiques, (b) Courbe effort tranchant – déplacement.

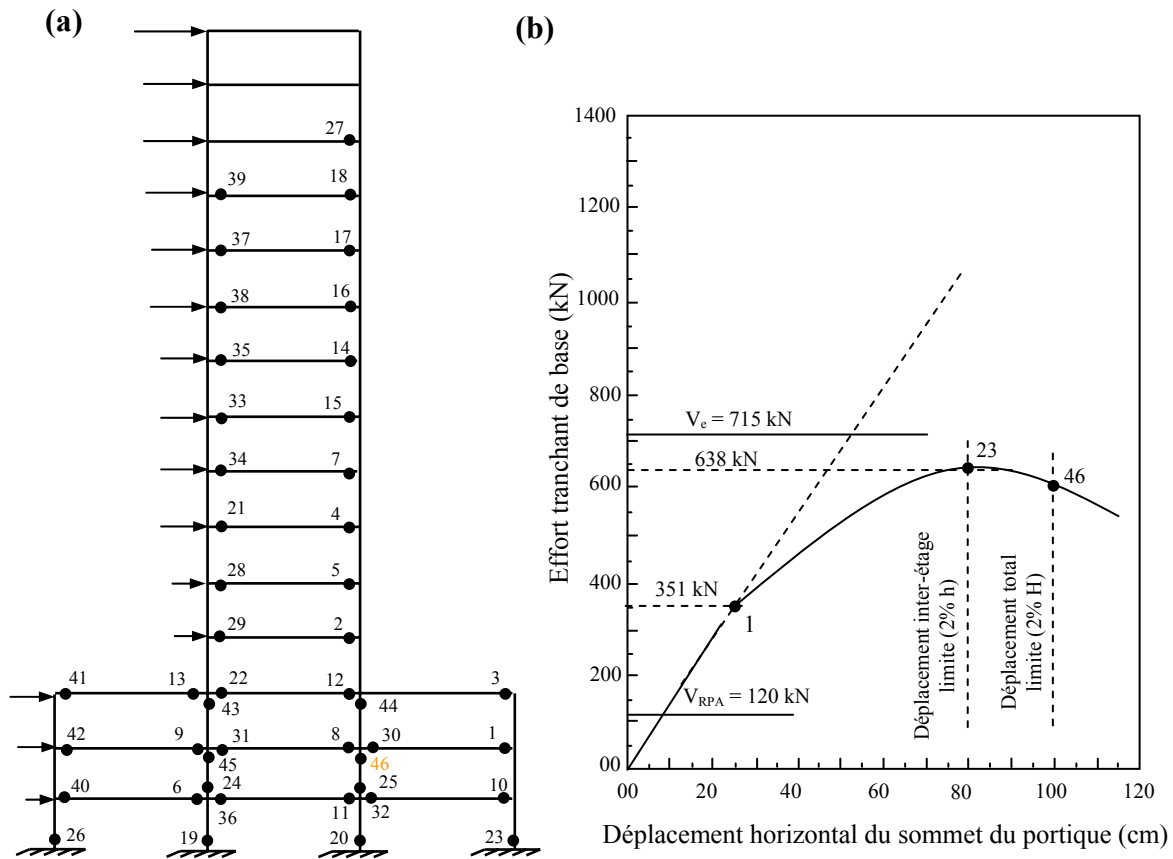


Figure 6.8: Analyse statique non linéaire, (Portique  $R_h=0.2$ ) : (a) Séquence de formation des rotules plastiques, (b) Courbe effort tranchant – déplacement.

Par ailleurs, la figure 6.9 représente l'évolution de la résistance résiduelle en fonction du niveau de décrochement  $R_h$ . En générale, la résistance résiduelle augmente lorsque le paramètre  $R_h$  augmente. Cependant, cette augmentation n'est pas assez significative car dans cette étude seule la résistance résiduelle due à la redistribution est prise en compte. En moyenne une valeur de 2.04 pour la résistance résiduelle peut être retenue pour l'ensemble des structures étudiées.

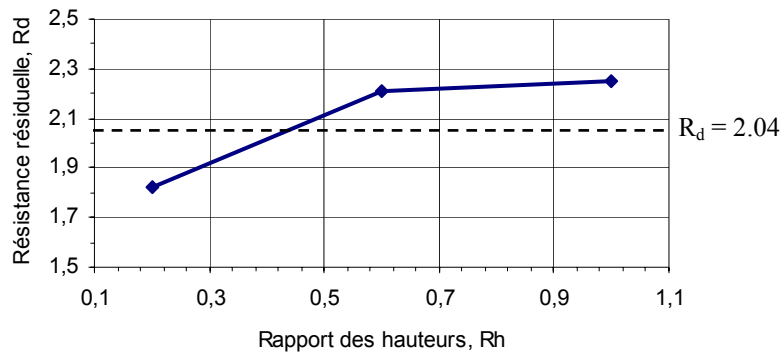


Figure 6.9 : Evolution de la résistance résiduelle en fonction du niveau de décrochement  $R_h$ .



## 6.8 CONCLUSION

Afin d'évaluer l'ampleur de la capacité de résistance du système structural causée par la redistribution, trois structures (dont 1 régulière et 2 irrégulières) de 15 étages ont été étudiées en considérant leurs réponses à un chargement latéral. A travers cette étude, les aspects les plus importants du comportement non linéaire et ses influences sur la résistance ont été passés en revue. En utilisant le programme d'analyse non linéaire Drain-2D, une analyse statique non linéaire de déplacement latéral (push-over) est employée dans laquelle les charges de gravité demeurent constantes pendant que les charges sismiques sont augmentées graduellement jusqu'à la formation d'un mécanisme de ruine, ou jusqu'au dépassement de la flèche transversale limite spécifiée. Pour chaque type de structure analysé la courbe définissant la relation effort-déplacement ainsi que la séquence de formation des rotules plastiques jusqu'à la formation d'un mécanisme ont été mises en évidence.

Il est noté que la capacité de résistance pour les trois structures en terme de résistance résiduelle décroît avec le niveau de forces sismiques considéré durant la conception. La résistance résiduelle due à la redistribution varie considérablement et dépend de la méthode de conception utilisée, du rapport de l'action sismique aux charges gravitaires et de la configuration géométrique de la structure (niveau du décrochement). D'une manière générale, la résistance résiduelle augmente lorsque la configuration de la structure tend vers une configuration régulière.

Il est à signaler, que l'estimation de résistance résiduelle présentée dans cette étude est applicable uniquement pour ce type de structures. Des études complémentaires sont supposées nécessaires pour évaluer la réserve de résistance pour d'autres types de systèmes structuraux différents.

Pour terminer, il y'a lieu de noter que les applications numériques ont été effectuées sur des structures travaillant uniquement à des efforts tranchants horizontaux; les conclusions précédentes seraient éventuellement à confirmer sur des modélisations plus élaborées avec par exemple, des degrés de liberté également en rotations (traduisant une certaine souplesse des planchers), le comportement tridimensionnel des structures elles-mêmes soumises à des actions sismiques multi-directionnelles, l'interaction avec le sol, ... etc. Les résultats acquis offrent cependant une certaine garantie dans la mesure où ils ont été établis avec des charges proportionnelles et relativement sévères.



## **CHAPITRE 7**

### **EFFET DES IRREGULARITES DE MASSES ET DE RIGIDITES SUR LA REPONSE SISMIQUE**

#### **7.1 INTRODUCTION**

Dans ce paragraphe, on cherche à obtenir une estimation de la sensibilité des paramètres correspondants aux irrégularités de masse et de rigidité sur la hauteur des structures.

Dans la plupart des règlements parasismiques, la méthode statique équivalente est utilisée pour établir les forces de calcul. Comme on l'a précisé antérieurement, la méthode statique équivalente est basée sur plusieurs hypothèses qui sont favorables pour la plupart des structures régulières, voire pour celles qui ne comportent pas de discontinuités majeures dans la masse, la rigidité et la résistance suivant leur hauteur. Il s'avère, par conséquent, nécessaire de développer un critère pour déterminer quand la méthode statique équivalente peut être appliquée aux structures irrégulières, sans pour autant réduire le coefficient de sécurité. Bien que ces conditions sont connues depuis plusieurs années, ce n'est que récemment que les règlements ont fixés des limites maximales sur les irrégularités pour qu'une structure puisse avoir comme base dans sa conception par la méthode statique équivalente. Ces limites sont en quelque sorte arbitraires et ont été introduites pour compléter le règlement.

D'une façon plus précise, l'objectif de ce chapitre est d'évaluer la notion de définition de structures régulières et irrégulières par rapport aux deux irrégularités verticales en l'occurrence la masse et la rigidité. Cet objectif sera accompli en faisant une comparaison des demandes de ductilité obtenues à partir de l'analyse non linéaire avec les ductilités de conception considérées. Pour cela, on considère quatre structures correspondant respectivement aux facteurs de comportement (ou ductilités de conception) suivants : 1(élastique), 2, 6, et 10.

## 7.2 CRITERES DE REGULARITE

La méthode statique équivalente est basée sur deux hypothèses principales : (1) elle est supposée basée sur une analyse linéaire, dont les effets de plastification sont remplacés par un spectre d'accélération élastique réduit par un facteur de modification. (2) il est supposé que la distribution linéaire des forces latérales est une représentation raisonnable et conservative de la réponse dynamique. Ces hypothèses sont valables uniquement pour des structures régulières. Pour les structures comportant des configurations verticales irrégulières, ces hypothèses (particulièrement la seconde) ne peuvent être appliquées car les déformations et les charges peuvent être sensiblement différentes de celles prévues par la méthode statique équivalente. Par conséquent, la méthode statique équivalente est strictement applicable uniquement aux structures régulières, et il est nécessaire de développer des règles pour déterminer quand elle doit être appliquée. Selon le règlement RPA 99, la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les cas suivants :

- toutes structures, régulière et irrégulière, ayant moins de cinq étages ou une hauteur moins de 17 m.
- toutes structures régulières ayant une hauteur inférieure à 65 m.

Sauf quelques exceptions, l'analyse dynamique doit être appliquée pour les bâtiments réguliers et irréguliers dont la hauteur dépasse 65 m. Selon les conditions données antérieurement, une structure est considérée irrégulière si elle possède des discontinuités physiques significatives dans sa configuration ou dans son système de résistance aux forces latérales. Il convient de rappeler que, selon la réglementation parasismique en vigueur, les structures comportant des irrégularités de masses, de rigidités et de résistances sont définies comme suit:

- Irrégularité des masses : une masse est considérée irrégulière quand la masse d'un étage est supérieure à 150% de celle de l'étage adjacent.
- Irrégularité des rigidités : (1) Rigidité entre étages : la distribution de la rigidité est considérée irrégulière le long de la hauteur quand la variation de rigidité entre deux étages successifs dépasse les 25%. (2) Rez-de-chaussée flexible (soft story) : un rez-de-chaussée flexible est un étage dans lequel la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage supérieur ou à 80% de la rigidité moyenne des trois étages supérieurs. (3) Etages supérieurs flexibles : un étage supérieur flexible est un étage dans lequel la résistance est inférieure à 80% de celle de l'étage supérieur. La résistance d'un étage est la résistance totale de tous les éléments de résistance sismique qui participent à l'effort tranchant d'étage. De nombreux

effondrements de bâtiments lors des tremblements de terre sont à mettre sur le compte d'éléments de stabilisation présents dans les étages supérieurs, mais absents au rez-de-chaussée où seules des colonnes relativement minces subsistent. Cela entraîne un rez-de-chaussée flexible horizontalement et conduit au dangereux mécanisme de colonnes (mécanisme d'étage). De même lorsqu'à un étage supérieur la stabilité horizontale est affaiblie ou même totalement absente, cela entraîne un étage flexible et par conséquent un mécanisme de colonnes dangereux (mécanisme d'étage).

Le but de la présente étude est de mener une investigation à propos de la convenance des limites de ces définitions (limites des rigidités et des masses). En d'autres termes, on voudrait par exemple vérifier si la répartition réelle des forces d'étages d'une structure ayant une discontinuité de masses présente une différence marquée par rapport à celle prévue par la méthode statique équivalente ? Et est ce que les limites spécifiées pour les discontinuités de masses et de rigidités produisent dans la réponse des changements comparables à celles des structures régulières ? Des exemples d'irrégularités de masses et de rigidités sont montrés dans la figure 1, indiquée ci-dessous. La masse de chaque étage n'est autre que la somme de la charge permanente et d'une portion appropriée de la surcharge. Comme la masse d'un étage est due en grande partie au poids mort des éléments structuraux du plancher, la discontinuité est souvent due à la différence du choix de destination d'un plancher par rapport aux autres planchers de la structure (plancher pour parking, industriel, etc...). Bien que les critères de masses et de rigidités, spécifiés par le règlement, sont considérés indépendants pour déterminer si une structure est régulière, néanmoins il est important de noter que dans la plupart des cas la masse change avec la rigidité. A titre d'exemple, la diminution du moment d'inerte d'un élément conduit à la réduction de sa rigidité et de sa masse simultanément. En réduisant le nombre d'éléments, comme cela est indiqué par la figure 7.1(b1), où un poteau est arrêté au premier niveau, peut également réduire à la fois la masse et la rigidité. De même, la masse et la rigidité peuvent également augmenter d'une manière indirecte grâce aux éléments non-structuraux.

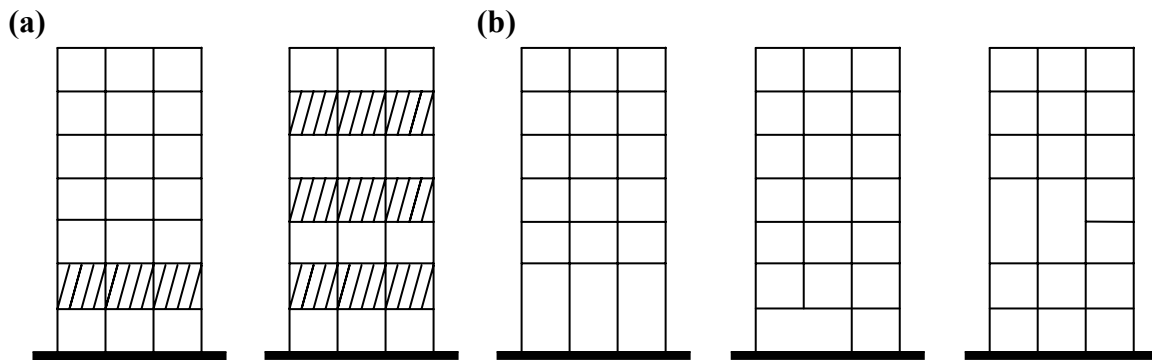


Figure 7.1 : Irrégularités structurales : (a) de masses ; (b) de rigidités.

### 7.3 POSITION DU PROBLEME

La structure considérée dans cette partie du travail est un bâtiment en portiques de 15 étages. Il est à remarquer que les constructions en portiques ne sont pas appropriées pour les bâtiments ayant plus de 10 étages, spécialement dans les zones à hauts risques sismiques. Actuellement, le système structural de résistance aux charges latérales de beaucoup de bâtiments modernes appartenant à cette catégorie de hauteurs est conçu en voiles. Dans la présente étude, comme pour les études précédentes, les paramètres et les modèles structuraux utilisés ne correspondent pas aux bâtiments en voiles. Les portiques plans sont idéalisés comme étant des systèmes à masses concentrées avec un degré de liberté par étage, représentant ainsi le modèle le plus simplifié que les règlements autorisent. Dans cette étude, les poutres sont considérées plus rigides que les poteaux. Ce modèle simplifié à deux dimensions a été adopté dans le but de mener une étude paramétrique approfondie. Six structures régulières, comportant chacune une masse et une rigidité constante à chaque étage, sont considérées. Dans la majorité des conceptions, la rigidité et la masse diminuent avec la hauteur. Par conséquent, dans cette investigation, comme dans les chapitres précédents, le bâtiment régulier représente un cas de référence pour l'étude paramétrique. Par exemple, pour juger l'exactitude de la méthode statique équivalente sur un bâtiment irrégulier, les résultats sont comparés à ceux du bâtiment régulier. La masse de chaque étage des bâtiments réguliers est estimée à 30 tonnes ; par contre les rigidités sont calculées en fonction des périodes désirées. Une hauteur moyenne de 3.5 m est fixée pour tous les étages et les périodes fondamentales du bâtiment régulier sont limitées comme suit [20-21] :

$$0.05H^{3/4} \leq T \leq 0.085H^{3/4} \quad (7.1)$$

où H, en mètre, est la hauteur totale du bâtiment. Les deux bornes (de gauche et de droite) correspondent respectivement aux cas de portiques autostables en acier avec et sans remplissage en maçonnerie. Les propriétés des structures régulières considérées dans cette étude sont résumées dans le tableau 7.1. Afin de s'assurer que les rigidités sont adaptées à la classe de bâtiments considérés, les rapports des déplacements relatifs inter-étages ont été évalués conformément aux prescriptions du règlement RPA 99, pour des conditions sismiques modérées. Ces rapports sont calculés pour un coefficient d'accélération de zone A = 0.25, un type de sol ferme ( $T_1 = 0.15$  sec. ;  $T_2 = 0.40$  sec.), un facteur de qualité Q = 1 et un facteur de comportement R = 6. Dans ce cas, le rapport maximal de déplacements relatifs inter-étages des structures régulières, calculé sous l'action des forces de calcul de conception, est égale à 0.0028 pour une période fondamentale de 2.6 sec. Ainsi, tous les rapports des déplacements relatifs inter-étages des structures régulières sont situés en dessous de la limite fixée par le règlement RPA 99 qui est de l'ordre de 0.01.

**Tableau 7.1 :** Caractéristiques mécaniques et dynamiques des structures régulières.

Paramètres	Structure 1	Structure 2	Structure 3	Structure 4	Structure 5	Structure 6
Masses (t)	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
Rigidités (MN/m)	70.0	46.0	33.0	25.0	19.0	15.0
Périodes (sec.)	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8

Dans le but d'évaluer l'effet de la résistance sur la réponse inélastique des structures irrégulières, plusieurs niveaux de résistance (ou limites élastiques) ont été considérés. A cet effet, les limites élastiques d'étages ont été déterminées de manière à pouvoir sélectionner des ductilités maximales de l'ordre de 2, 6 et 10. En procédant par tâtonnement, il est possible d'aboutir aux limites élastiques de ces ductilités, en faisant varier la limite élastique jusqu'à ce que les calculs inélastiques révèlent que le déplacement maximal inélastique vaut, par exemple, deux fois la limite élastique. A titre d'exemple, supposons que le niveau élastique limite de tous les étages de la structure régulière de 15 étages est  $u_y = 28.6$  mm ; et que cette structure, caractérisée par une période fondamentale  $T = 2.6$  sec, est soumise à un enregistrement sismique. Puis l'analyse inélastique révèle que la déformation maximale inélastique se produit au niveau du premier étage :  $u_u = 57.2$  mm. Dans ce cas, la ductilité aura comme valeur  $\mu = 57.2 / 28.6 = 2$ .

Par ailleurs, l'effet d'irrégularité de la masse est considéré en faisant varier la masse d'un étage tout en gardant les masses des autres étages constantes. Les rapports de masses considérés sont 0.1, 0.5, 1.5, 2 et 5 fois la masse d'étage du bâtiment régulier. L'effet de la variation de la masse des différents étages a été évalué. Pour la réponse élastique, les masses du 10<sup>ème</sup> et du 15<sup>ème</sup> étage ont été variées. Pour la réponse inélastique, ce sont les masses du 1<sup>er</sup>, du 10<sup>ème</sup> et du 15<sup>ème</sup> étage qui ont subies des variations. La figure 7.2, présentée ci-dessous, illustre cette variation de masses.

L'effet d'irrégularité de la rigidité a été considéré en faisant varier uniquement la rigidité du premier étage, puisqu'il représente, en pratique, la partie la plus vulnérable de la structure.

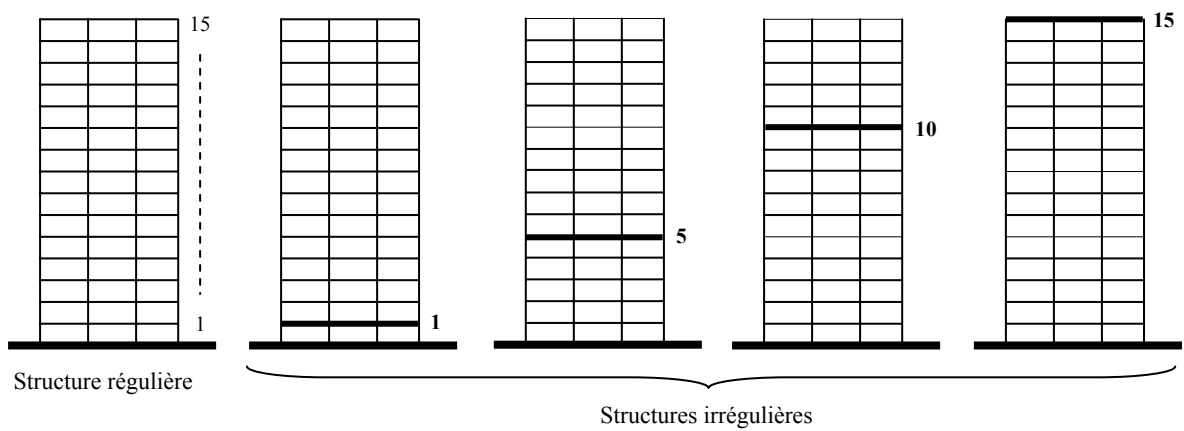


Figure 7.2 : Variation de masses aux 1<sup>er</sup>, 5<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage de la structure.

Pour cela, la rigidité du premier étage fut réduite successivement à 90, 80, 70, 60 et 50% de la rigidité du premier étage du bâtiment régulier tout en gardant la résistance constante. Cette façon de concevoir est illustrée par la figure 7.3 ; où  $k_{\text{rég.}}$  et  $k_{\text{irrég.}}$  représentent respectivement la rigidité du premier étage du bâtiment régulier et irrégulier.

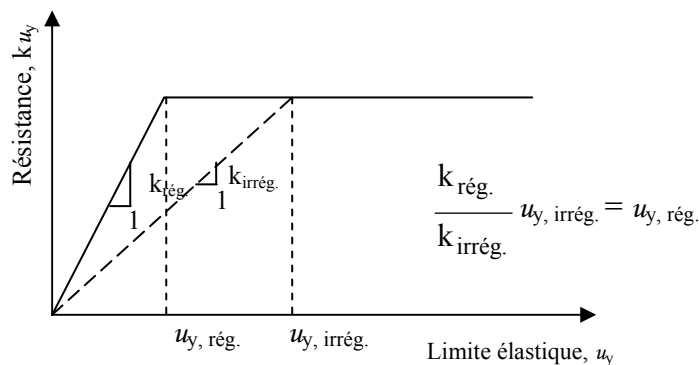


Figure 7.3 : Variation décroissante de la rigidité ; Résistance constante.



Afin de pouvoir déterminer si la conception de chacune des structures irrégulières est conforme aux prescriptions du règlement RPA 99, les rapports des déplacements relatifs inter-étages ont été évalués pour chacun des rapports de masses et de rigidités considérés précédemment. Pour cela, les forces latérales obtenues à partir de la méthode statique équivalente du règlement RPA 99, en fonction des paramètres de conception prévus pour les structures régulières, ont été utilisées. Les résultats obtenus montrent que le rapport de déplacements inter-étages maximal pour n'importe quelle structure, comportant un rapport de masses de 5.0, est égale à 0.0041. Pour les plus faibles rapports de rigidités (50% et 60%), cependant, les rapports de déplacements relatifs dépassent la limite imposée par le règlement RPA, ainsi le rapport maximal de déplacements relatifs pour un rapport de rigidité de 0.5 est égale à 0.014. Puisque ces rapports de déplacements dépassent la limite de 0.01, il convient de noter que les rapports de rigidités de 50% et 60% sont très en dessous de la limite de 80% que le règlement RPA fixe pour les structures régulières.

Toutes les structures considérées dans cette étude ont été soumises à la composante N-S du séisme d'El Centro du 18 Mai 1940.

## **7.4 METHODES D'ANALYSE**

Dans le but de mener une investigation de l'effet des irrégularités sur le comportement dynamique des structures, la réponse a été calculée en utilisant la méthode statique équivalente et l'analyse dynamique temporaire. Les résultats des deux analyses sont comparés.

### **7.4.1 Approche dynamique temporelle**

L'approche dynamique temporaire est basée sur un calcul d'intégration directe de la réponse par l'utilisation de l'accélérogramme considéré, dont il est supposé adapter aux structures étudiées. Les résultats obtenus par cette analyse sont considérés comme "exacts" puisque les déplacements et les forces sont calculés en tenant compte de leur histoire en fonction du temps.

### **7.4.2 Approches statique équivalente**

La méthode statique équivalente est utilisée pour calculer les forces sismiques en supposant que la forme du premier mode est linéaire, que l'accélération spectrale  $S_a$  utilisée correspond à

la période réelle et que la masse effective est égale à la masse réelle. Elle a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique. La force statique équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du bâtiment et elle est supposée répartie sur sa hauteur depuis sa base où elle est nulle jusqu'au sommet. Pour le  $i^{\text{ème}}$  étage, la force d'inertie maximale est donnée par :

$$f_i = S_a \frac{m_i h_i}{\sum_{i=1}^N m_i h_i} M \quad (7.2)$$

où  $m_i$  est la masse du  $i^{\text{ème}}$  étage ;  $M$  est la masse totale réelle ;  $h_i = ih$  est la hauteur de l'étage  $i$  : les hauteurs d'étages sont égales , et  $S_a$  est l'accélération pseudo-spectrale.

La force sismique latérale équivalente représentant la réponse élastique où l'effort tranchant de base  $V$  est :

$$V = \sum_{i=1}^N f_i = S_a M = \omega S_v M = \frac{2\pi}{T} S_v M \quad (7.3)$$

où :  $\omega$ ,  $S_v$  et  $T$  représentent respectivement la pulsation propre, la vitesse pseudo-spectrale et la période fondamentale.

Il convient de rappeler à ce stade que, les prescriptions du règlement RPA ainsi que celles de la plupart des codes parasismiques à travers le monde, au sujet de la force latérale équivalente, sont basées sur la formule (7.3).

Pour les calculs élastiques, les irrégularités de masses et de rigidités considérées pourront affectées les forces sismiques et les déplacements d'étages. Pour les structures inélastiques, les efforts tranchants de base ne pourront pas changer, puisque une relation force-déplacement est considérée. Par conséquent, l'intensité des forces de cisaillement d'étages dans les étages supérieurs, qui typiquement restent dans le domaine élastique, pourrait changer quelque peu. Pour calculs les inélastiques, les effets d'irrégularités peuvent produire des changements dans les déplacements et par conséquent, des changements dans les demandes de ductilité. L'objectif est donc d'évaluer la valeur du changement de la réponse que les différentes irrégularités produisent.

## 7.5 RESULTATS ET DISCUSSIONS

### 7.5.1 Irrégularités de masses

Le rapport des efforts tranchants de base calculés par la méthode statique équivalente,  $V_{MSE}$ , et la méthode dynamique temporaire,  $V_{ADT}$ , a été déterminé. Ce rapport permet de mesurer l'exactitude de la méthode statique équivalente par rapport aux résultats de l'analyse dynamique temporaire. L'effort tranchant de base  $V_{MSE}$  s'exprime par :

$$V_{MSE} = V_{ADT} + \Delta V(V_{ADT}) \quad (7.4)$$

où  $\Delta V$  désigne l'erreur relative de  $V_{MSE}$  par rapport à  $V_{ADT}$  ; elle peut être positive ou négative. Enfin, l'erreur qu'on peut commettre en utilisant la méthode statique équivalente s'obtient par la relation suivante :

$$\text{Erreur}(\%) = \Delta V = \frac{(V_{MSE} - V_{ADT})}{V_{ADT}} * 100\% \quad (7.5)$$

où :  $V_{MSE}$  = effort tranchant de base calculé par la Méthode Statique Equivalente et  $V_{ADT}$  = effort tranchant calculé par l'Analyse Dynamique Temporaire ;  $V_{MSE}$  représente la valeur approchée et  $V_{ADT}$  la valeur exacte.

Selon le même principe, l'erreur minimale de la force sismique dans chaque étage est également déterminée pour la méthode statique équivalente. Cette erreur minimale permet de mettre en évidence le taux de sous-estimation de la force sismique réelle d'étage par la méthode statique équivalente.

En ce qui concerne les résultats des calculs élastiques, les rapports des efforts tranchants de base obtenus par la méthode statique équivalente à ceux de la méthode dynamique temporaire, ainsi que les erreurs engendrées par la première méthode sont présentés dans le tableau 7.2. La liste des périodes fondamentales présentée correspond à celle des structures régulières. Les erreurs positives et négatives représentent respectivement les sur-estimations et les sous-estimations.

Dans le cas de structures régulières (rapport de masses = 1), la détermination de l'effort tranchant de base est tout à fait exacte. La méthode statique équivalente surestime l'effort tranchant de base par 7% en moyenne et l'erreur minimale moyenne de -22%. Les résultats montrent également que la diminution de la masse du dernier niveau a peu d'effet sur le rapport moyen de l'effort tranchant de base. Quand le rapport de masses du dernier niveau augmente, le taux de surestimation de l'effort tranchant augmente également. Le taux de

croissance du rapport de masses jusqu'à 1.5 n'a presque aucun effet ; mais par contre au-delà de 1.5 on constate que le taux de surestimation augmente visiblement.

**Tableau 7.2** : Valeurs des rapports des efforts tranchants de base ( $V_{MSE}/V_{ADT}$ ) et des erreurs des structures à masses irrégulières.

Période (s)	Rapport des masses					
	0.1	0.5	1.0	1.5	2.0	5.0
<b>(a) Rapport de masses du 15<sup>ème</sup> étage</b>						
1.3	1.23	0.97	1.09	1.11	1.27	1.45
1.6	0.94	1.03	1.06	1.08	1.12	1.29
1.9	0.95	1.03	1.06	1.08	1.13	1.31
2.2	1.01	1.12	1.08	1.07	1.18	1.36
2.5	1.02	0.99	1.07	1.11	1.23	1.41
2.8	0.91	1.04	1.06	1.21	1.21	1.39
$\Sigma$	6.06	6,18	6.42	6.66	7.14	8,21
Moyenne= $\Sigma/6$	1.01	1.03	1.07	1.11	1.19	1.37
Ecart= $(\Sigma/6)-1$	0.01	0.03	0.07	0.11	0.19	0.37
Erreur moyenne (%)	1	3	7	11	19	37
Erreur minimale (%)	-25	-23	-22	-21	-20	-4
<b>(b) Rapport de masses du 10<sup>ème</sup> étage</b>						
1.3	1.06	0.98	1.08	1.10	1.25	1.42
1.6	0.98	1.04	1.07	1.07	1.10	1.25
1.9	0.97	1.04	1.04	1.07	1.11	1.25
2.2	1.05	1.13	1.10	1.06	1.16	1.32
2.5	1.06	0.99	1.05	1.10	1.21	1.27
2.8	0.94	1.06	1.08	1.20	1.19	1.35
$\Sigma$	6.06	6,24	6.42	6.60	7.02	7.86
Moyenne= $\Sigma/6$	1.01	1.04	1.07	1.10	1.17	1.31
Ecart= $(\Sigma/6)-1$	0.01	0.04	0.07	0.10	0.17	0.31
Erreur moyenne (%)	1	4	7	10	17	31
Erreur minimale (%)	-22	-21	-22	-21	-18	-19
<b>(c) Rapport de masses du 5<sup>ème</sup> étage</b>						
1.3	1.04	0.99	1.01	1.11	1.22	1,33
1.6	1.03	1.05	1.07	1.08	1.07	1.17
1.9	1.02	1.05	1.07	1.08	1.08	1.16
2.2	1.03	1.14	1.16	1.07	1.13	1.25
2.5	1.03	0.99	1.01	1.11	1.18	1.19
2.8	1.03	1.08	1.10	1.21	1.16	1.28
$\Sigma$	6.18	6,30	6.42	6.54	6.84	7.38
Moyenne= $\Sigma/6$	1.03	1.05	1.07	1.09	1.14	1.23
Ecart= $(\Sigma/6)-1$	0.03	0.05	0.07	0.09	0.14	0.23
Erreur moyenne (%)	3	5	7	9	14	23
Erreur minimale (%)	-19	-17	-15	-14	-13	-15

**Note** : Erreur minimale (%) = Erreur moyenne minimale de la force de cisaillement d'étage (%).

Le même effet est observé lorsqu'on fait varier la masse du 10<sup>ème</sup> étage. Par ailleurs, on constate que les forces de cisaillement d'étages, calculées par la méthode statique équivalente, développent de grandes variations d'erreurs sur la hauteur de la structure. Ceci implique que

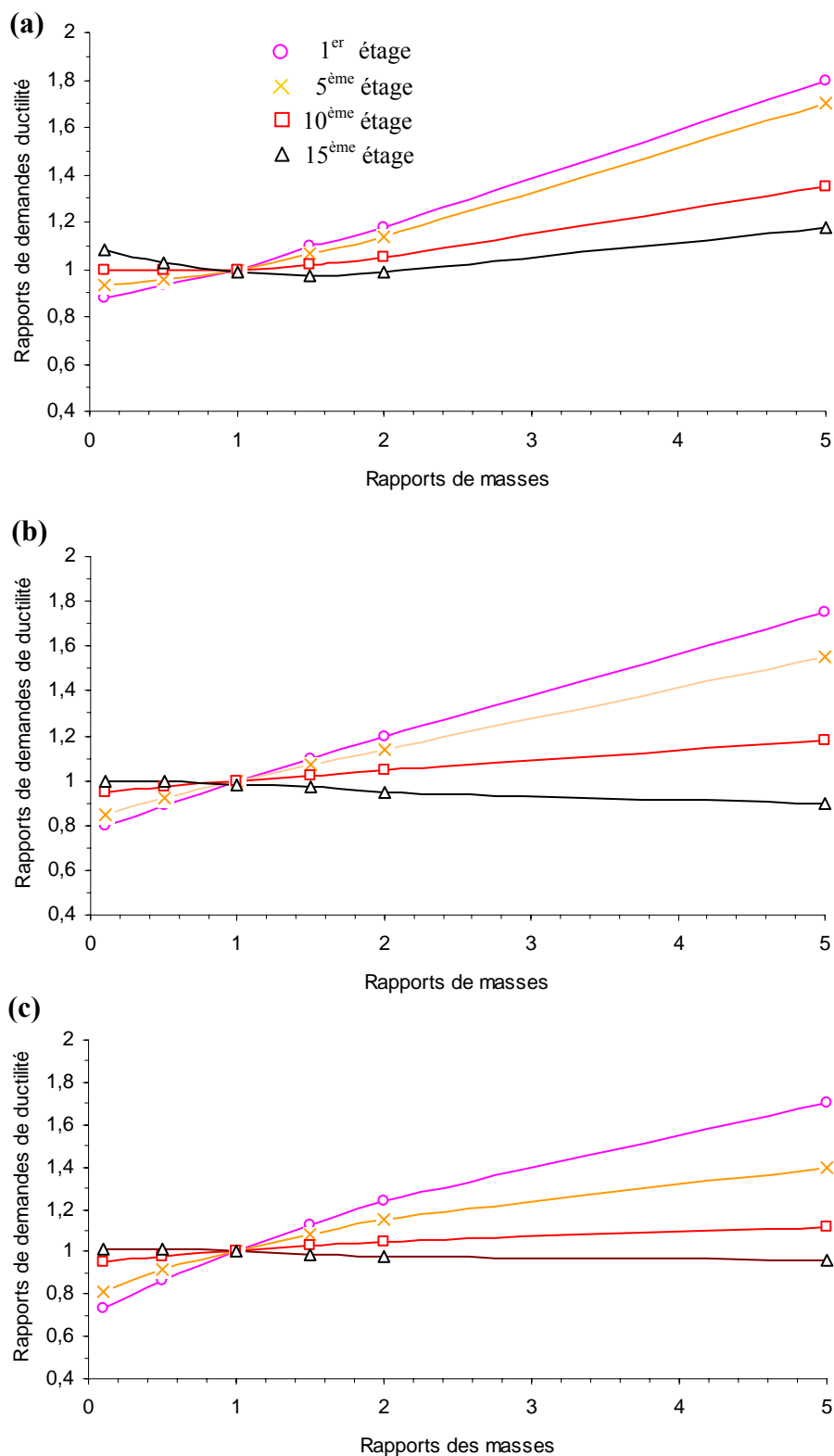
cette méthode ne reproduit pas de manière exacte la distribution réelle de la force et que les modes supérieurs contribuent beaucoup plus à la réponse. De plus, cela implique également que la distribution de la force n'est pas linéaire sur la hauteur de la structure.

Les résultats des calculs inélastiques, correspondants aux ductilités de conception 2, 6 et 10, sont illustrés par la figure 7.4. Chaque tracé décrit l'effet que produit le changement de la masse du 1<sup>er</sup>, 5<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup> et 15<sup>ème</sup> étage sur la demande de ductilité. Les résultats sont présentés en tant que rapports de demande de ductilité de la structure irrégulière à la ductilité de conception de la structure régulière. Comme mentionné précédemment, les calculs sont menés en déterminant les limites élastiques requises au calcul des ductilités de conception de la structure régulière. L'irrégularité est ensuite introduite et la demande de ductilité est ensuite calculée à partir des analyses inélastiques en utilisant le déplacement limite élastique de la structure régulière. A titre d'exemple, le tableau 7.3 montre les résultats d'une des structures considérée, ayant pour ductilité de conception une valeur égale à 6 et comportant à son 10<sup>ème</sup> étage un rapport de masses égale à 1.5. La demande de ductilité de chaque étage, calculée pour les six périodes, est indiquée. Une demande de ductilité maximale de chaque structure est déduite. Ensuite, une demande de ductilité moyenne est déterminée pour toutes les périodes. La demande de ductilité est donc 6.12, et le rapport de demandes de ductilité est  $6.12/6 = 1.02$ . Sur la figure 9.4, les résultats relatifs aux structures régulières correspondent aux points ayant pour rapport de masses 1 et rapport de demandes de ductilité 1 également.

Quand le rapport de masses du dernier niveau est égale à 0.1, la réponse moyenne, relative à l'effort tranchant de base, obtenue par la méthode statique équivalente, décroît d'environ 6% par rapport à celle de la structure régulière. Quand le rapport de masses du dernier niveau est supérieur à 1.0, le taux de surestimation de la méthode statique augmente. A titre d'exemple, pour un rapport de masses égales à 5.0, la méthode statique équivalente surestime l'effort de cisaillement de 37%. La même tendance est observée quand la masse du 5<sup>ème</sup> et du 10<sup>ème</sup> étage varie, comme cela est montré dans le tableau 2, mais les effets ne sont pas aussi grands que ceux de la variation de masse du dernier niveau. Sur la base de ces résultats, il a été décidé de ne pas faire varier la masse du 1<sup>er</sup> étage.

La variation du rapport de masses du dernier niveau (15<sup>ème</sup> étage) n'a provoqué aucun effet appréciable sur la demande de ductilité maximale. A ce stade, il convient de noter que la variation du rapport de masses des étages supérieurs change la demande de ductilité de plusieurs étages inférieurs, mais par contre elle n'a aucun effet sur la demande de ductilité maximale, qui souvent se manifeste au niveau du 1<sup>er</sup> étage.

A partir des tracés de la figure 7.4, il convient de noter que la demande de ductilité change d'une manière importante quand la masse du 1<sup>er</sup> niveau varie, et la relation entre le rapport de masses et la demande de ductilité est approximativement linéaire.



**Figure 7.4 :** Evolution de la demande maximale de ductilité des structures en fonction de la variation de masses : (a)  $\mu = 2$  ; (b)  $\mu = 6$  ; (c)  $\mu = 10$ .

Quand le rapport de masses du 1<sup>er</sup> niveau est égal à 1.5, la demande de ductilité maximale augmente de presque 10%, et elle est complètement indépendante de la ductilité de conception. Par ailleurs, il convient de noter également, que pour obtenir une augmentation similaire de la demande de ductilité en faisant varier la masse du 10<sup>ème</sup> étage, un rapport de masses supérieur à 3 est nécessaire pour des ductilités de conception allant jusqu'à la valeur 6. A partir de ces résultats, il est à remarquer que la réponse élastique est fortement affectée par une discontinuité de masses localisée dans la partie du milieu du bâtiment, tandis que la réponse inélastique est plutôt influencée par les discontinuités de masses situées dans les étages inférieurs.

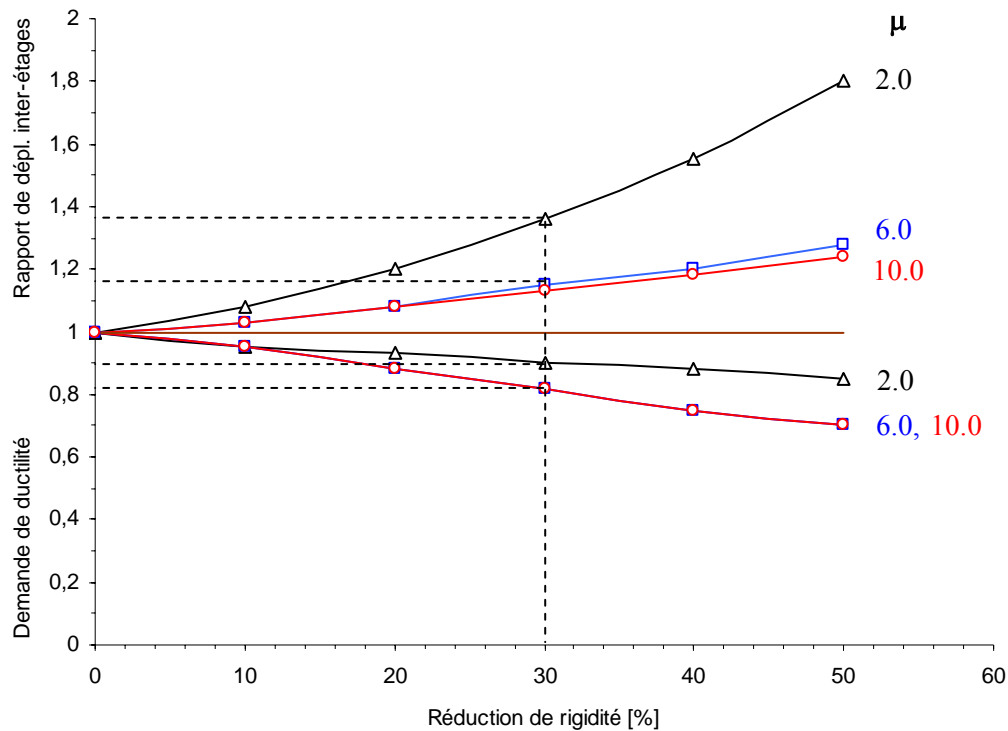
**Tableau 7.3 :** Demande de ductilité relative au 10<sup>ème</sup> étage pour un rapport de masses égale à 1.5 et une ductilité de conception égale à 6.

	Structure					
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
<b>Période (s)</b>	<b>1.3</b>	<b>1.6</b>	<b>1.9</b>	<b>2.2</b>	<b>2.5</b>	<b>2.8</b>
<b>Etage</b>	7.01	4.50	4.03	7.04	7.08	7.06
<b>1</b>	3.85	3.35	3.06	4.54	4.23	4.62
<b>2</b>	3.51	3.21	3.35	4.48	4.42	4.52
<b>3</b>	3.42	3.02	2.99	4.12	4.12	4.08
<b>4</b>	3.11	2.74	2.73	3.79	3.80	3.75
<b>5</b>	2.96	2.36	2.33	3.38	3.39	3.36
<b>6</b>	2.92	2.25	2.12	3.33	3.35	3.21
<b>7</b>	2.66	1.99	1.95	3.01	3.03	2.95
<b>8</b>	2.43	1.75	1.71	2.77	2.78	2.74
<b>9</b>	2.25	1.46	1.41	2.54	2.57	2.53
<b>10</b>	2.13	1.38	1.35	2.41	2.42	2.38
<b>11</b>	1.95	1.05	1.01	2.10	2.15	2.08
<b>12</b>	1.85	0.98	0.96	1.99	2.01	1.97
<b>13</b>	1.73	0.84	0.82	1.88	1.89	1.87
<b>14</b>	1.46	0.52	0.50	1.53	1.54	1.51
<b>15</b>	1.05	0.21	0.19	1.24	1.26	1.21
<b>Valeur maximale</b>	7.01	4.50	4.03	7.04	7.08	7.06
<b>Valeur moyenne</b>	<b>6.12</b>					

### 7.5.2 Irrégularité des rigidités

L'objectif de ce paragraphe est d'évaluer la définition de structures régulières et irrégulières du point de vue rigidité. La figure 7.5, représentée ci-après, montre le taux de variation moyenne de la demande maximale de ductilité, ainsi que le rapport du déplacement relatif inter-étage du 1<sup>er</sup> niveau lorsque la rigidité est réduite. Les résultats de l'analyse sont présentés sous forme de rapports de déplacements relatifs inter-étages et de rapports de ductilités de la

structure irrégulière à ceux de la structure régulière. Dans tous les cas, la demande de ductilité et les déplacements diminuent lorsque la rigidité est réduite. Pour une réduction de 30% de la rigidité, le rapport de déplacements relatifs inter-étages augmente en moyenne de 30%, et la demande de ductilité diminue environ de 20%. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que lorsque la structure devient plus souple, les rapports de déplacements relatifs inter-étages augmentent et en plus comme la résistance reste constante le déplacement élastique limite augmente. Par conséquent, la demande de ductilité diminue. Par ailleurs, l'augmentation du rapport de déplacements relatifs inter-étages est plus significatif pour une structure conçue avec une ductilité égale à 2, que pour une structure conçue avec une ductilité de 6 ou 10. Par contre, la diminution de la ductilité n'est pas aussi importante. Ce résultat est probablement dû au fait que comme la ductilité augmente, la réponse maximale est atteinte plus loin dans la branche inélastique de la courbe force-déplacement, et est par conséquent insensible à la pente de la portion élastique. Il n'y a pas également de différence significative dans le changement de la réponse des structures conçues avec une ductilité de 6 et de 10, indiquant que la réponse maximale de ces structures est essentiellement indépendante de la rigidité élastique.



**Figure 7.5 :** Demande de ductilité maximale et rapport de déplacement inter-étages du premier étage des structures à rigidité irrégulière.



## 7.6 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, la réponse sismique de structures en portiques comportant des irrégularités dans les distributions de masses et de rigidités ont été évaluées. Les structures ont été modélisées en tant que systèmes à deux dimensions, résistants aux effets de cisaillement. La réponse calculée par l'analyse dynamique temporaire a été comparée avec celle prévue par la méthode statique équivalente du règlement RPA 99. Basé sur cette comparaison, l'objectif est d'évaluer les prescriptions réglementaires pour lesquelles une structure peut être considérée comme régulière, et les prévisions de la méthode statique équivalente applicable. A partir des résultats de l'étude paramétrique effectuée, les conclusions suivantes peuvent être énumérées :

- Quand le rapport de la masse d'un étage à celle de l'étage suivant est égale à 1.5, la sur-estimation des forces de cisaillement de base obtenue par la méthode statique équivalente du règlement RPA est d'environ 10%, comparée aux structures avec une distribution uniforme de masses. L'analyse inélastique indique que le taux d'augmentation de demande de ductilité ne dépasse pas les 20%.
- En réduisant la rigidité du 1<sup>er</sup> étage de 30%, tout en gardant la résistance constante, conduit à l'augmentation du rapport de déplacement inter-étage du 1<sup>er</sup> étage de 20 jusqu'à 40%, dépendant de la ductilité de conception. L'augmentation étant importante pour une ductilité de conception égale à 2. Les demandes de ductilités sont réduites, mais d'une manière non significative.
- Le critère d'«étage faible», établi par les recommandations de la méthode statique équivalente du règlement RPA permettant à une structure dont le 1<sup>er</sup> niveau est 20% plus faible que l'étage situé juste au-dessus d'être considérée comme régulière, n'est pas cohérent avec les conditions de masses et de rigidités. Ceci est important, puisqu'en pratique, l'incertitude dans la détermination de la résistance réelle d'un étage est habituellement de 10 à 20%. A cause de la variation de la résistance des éléments structuraux et de la possibilité de la contribution des éléments non-structuraux, il est difficile de déterminer la résistance de manière exacte. Suite à cette étude, le critère devrait exiger que le 1<sup>er</sup> étage ne doit pas être plus faible que l'étage de dessus pour que la structure soit considérée comme régulière.









## CHAPITRE 8

### ASPECT REGLEMENTAIRE ET MODELISATION

#### 8.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on procède à l'établissement d'une formule approximative plus adaptée au calcul de la période fondamentale des bâtiments comportant un décrochement vertical, à l'aide d'un modèle dynamique à deux degrés de liberté ; et on montre, par ailleurs, qu'il n'est pas toujours évident d'utiliser la période des modes supérieurs, pour la détermination de l'effort tranchant total de base, lorsque le poids modal de l'un des modes supérieurs est plus important que celui du premier mode.

#### 8.2 ASPECT REGLEMENTAIRE

En général, il est préférable que la période fondamentale soit déterminée à l'aide de méthodes d'analyse modale et de mécanique des structures. Cependant, les méthodes de mécanique des structures ne peuvent être employées pour calculer la période de vibration avant que le bâtiment ne soit dimensionné. Par conséquent, une méthode approximative doit être disponible pour pouvoir estimer la période de vibration et avoir ainsi un minimum d'informations sur le dimensionnement de la structure.

La réglementation parasismique algérienne (RPA 99) présente une formule empirique pour le calcul de la période fondamentale de vibration des structures régulières, exprimée, selon les cas, par la relation suivante :

$$T_{\text{règl.}} = C_t H^{0.75} \quad (8.1)$$

où  $H$  et  $C_t$  indiquent respectivement la hauteur totale (en mètres) du bâtiment et le type de contreventement ( $C_t=0.05$  pour un portique autostable en acier).  $C$  est une expression simple qui comporte une description générale du type de bâtiment (portique en béton à moments, portique en acier à moments, système de murs de cisaillement, portique à palés) et des

dimensions globales du bâtiment (hauteur et dimensions en plan). Elle permet donc d'estimer la période de vibration pour pouvoir calculer, par la suite, l'effort tranchant de base initial et procéder à un dimensionnement préliminaire.

Cette formule a été développée en utilisant les données obtenues pour un certain nombre de bâtiments ayant des formes géométriques simples et une distribution uniforme de rigidité et de masse. En considérant que l'effort tranchant sismique de base varie selon l'inverse de la période ( $1/T$ ), que les forces latérales sont distribuées linéairement sur la hauteur  $H$  et que les déflexions sont contrôlées par les déplacements relatifs limites, une simple analyse de la période de vibration par la méthode de Rayleigh a menée à la conclusion que la période fondamentale de vibration des structures résistants aux moments varie approximativement en  $H^{0.75}$  [49]. Selon le règlement RPA99, la valeur de la période fondamentale de la structure peut être limitée par les deux bornes suivantes :

$$0.05H^{0.75} \leq T_{\text{régl.}} \leq 0.085H^{0.75} \quad (8.2)$$

La borne inférieure correspond, à la fois, à la période fondamentale des structures en portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, et à la période des structures dont le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palés triangulées et des murs en maçonnerie. La borne supérieure correspond à la période des structures en portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie. Entre les deux bornes s'échelonnent les valeurs des périodes des structures composées par d'autres systèmes de contreventement, telles que les structures en portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie ( $C_t = 0.075$ ). Mais il n'est pas tout à fait sûr qu'elle soit applicable pour les bâtiments irréguliers, du moment qu'il existe peu de données sur les périodes naturelles des bâtiments ayant des irrégularités importantes [50].

Le règlement RPA 99 suggère que des analyses plus poussées doivent être menées pour une détermination plus précise de la période fondamentale, soit par l'utilisation de la méthode de Rayleigh ou soit par d'autres méthodes plus rationnelles. Cependant, malgré cette recommandation, le règlement ne permet pas l'utilisation directe de la période obtenue par ces méthodes pour le calcul de l'effort tranchant élastique de base, parce que les modèles mathématiques utilisés dans l'établissement de ces méthodes ne tiennent souvent pas compte de la contribution de la rigidité des éléments non-structuraux du bâtiment ; ce qui conduit finalement à un effort tranchant de base inférieur à l'effort tranchant élastique. Afin d'éviter que l'effort tranchant de base de calcul ne soit pas sensiblement inférieur à celui du règlement, ce dernier impose la restriction qui stipule que la période utilisée dans le calcul de

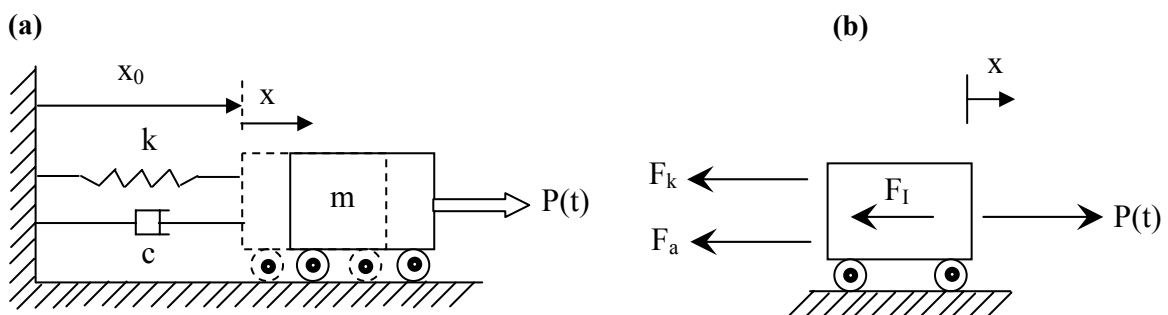
l'effort tranchant élastique, ne doit pas dépasser  $1.3T_{\text{régl.}}$ . Avec cette restriction, on se trouve devant une difficulté majeure qui consiste à se demander qu'elle est la valeur réelle de  $T_{\text{régl.}}$  qui soit plus appropriée pour les bâtiments irréguliers ? Ayant à la disposition de l'ingénieur de structures une formule appropriée au calcul des structures irrégulières s'avère utile et nécessaire.

Dans ce qui suit, avant de passer à la mise au point du modèle proprement dit, on essaye tout d'abord de faire passer en revue les bases théoriques nécessaires à la modélisation du comportement dynamique des structures.

## 8.3 MODELISATION

### 8.3.1 Rappel des composants du modèle dynamique élémentaire

Les caractéristiques physiques essentielles de toute structure élastique linéaire soumise à des charges de nature dynamique sont sa masse, ses propriétés élastiques (souplesse ou rigidité), son mécanisme de déperdition d'énergie, ou amortissement, et la source extérieure d'excitation, ou chargement. Dans le modèle le plus simple de système à un degré de liberté, chacune de ces caractéristiques est supposée condensée dans un élément physique unique : la figure 4.1 montre un schéma d'un tel système.



**Figure 8.1:** Modèle type d'un système à un seul degré de liberté : (a) composants élémentaires ; (b) forces d'équilibre.

Toute la masse  $m$  de ce modèle simple est localisée dans le bloc rigide. Des rouleaux contraignent son déplacement de manière qu'il ne puisse se produire que suivant une translation simple ; l'unique coordonnée de déplacement  $x$  définit donc complètement sa position. La résistance élastique au déplacement est représentée par le ressort sans masse de rigidité  $k$ , et le mécanisme de déperdition d'énergie par l'amortisseur  $c$ . Le mécanisme de



chargement externe qui provoque la réponse dynamique du système est la charge  $p(t)$  variable dans le temps.

### 8.3.2 Choix du modèle

Le calcul dynamique des structures nécessite une représentation adéquate des structures réelles par un modèle mathématique. On distingue généralement deux catégories de modèles : les modèles discrets et les modèles continus. Le premier modèle, dans lequel la masse de la structure est considérée comme concentrée en un certain nombre de points séparés (ou discrets), peut être utilisé pour des études préliminaires ou pour y déterminer le comportement approximatif général de la structure. Par contre le deuxième modèle, où la masse du système est répartie partout de manière pratiquement uniforme, donne le comportement précis de la structure. Dans ce dernier cas, le système complet des forces d'inertie agissant sur une structure peut être déterminé seulement après évaluation des accélérations et par conséquent des déplacements de chaque particule. Ceci signifie que les déplacements sont déterminés pour chaque point de la structure ce qui demande un travail gigantesque. Néanmoins, l'analyse peut être simplifiée si les déplacements de la structure peuvent être adéquatement spécifiés à un nombre limité de points. Cette manière de spécifier la déformée de la structure est appelée approche par des déplacements généralisés, basée sur la représentation des séries de Fourier.

### 8.3.3 Méthode basée sur les déplacements généralisés

Les propriétés essentielles de la structure sont sa raideur en flexion  $EI(x)$  et sa masse linéique  $m(x)$ . On suppose qu'elle est soumise à une excitation communiquée par une secousse sismique du sol  $v_g(t)$ . Pour approcher le mouvement de ce système au moyen d'un seul degré de liberté, il est nécessaire de supposer qu'il ne peut fléchir que suivant une allure prédéterminée. La fonction de déformation sera désignée par  $\Psi(x)$ , et l'amplitude du mouvement sera représentée par la coordonnée généralisée  $Y(t)$  ; nous aurons ainsi :

$$v(x, t) = \psi(x)Y(t) \quad (8.3)$$

Ainsi, la connaissance à tout instant  $t$  du déplacement généralisé  $Y(t)$  d'un point de référence appartenant au système, comme le sommet dans le cas de notre structure, permet de déterminer pour une configuration spatiale donnée, le déplacement  $v(x,t)$  du système réel en tout point d'abscisse  $x$  et à tout instant  $t$ .

L'utilisation du principe de Hamilton par l'intermédiaire des principes énergétiques permet de formuler les équations de mouvement. Plus précisément, le principe de Hamilton, exprime les effets des forces d'inerties ou conservatrices agissant sur le système par des variations de l'énergie cinétique et potentielle du système sous la forme suivante :

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{nc} dt = 0 \quad (8.4)$$

où  $T$ ,  $V$  et  $W_{nc}$  indiquent respectivement l'énergie cinétique totale du système, l'énergie potentielle du système (comprenant à la fois l'énergie de déformation et le potentiel de toutes les forces conservatives extérieures) et le travail effectué par les forces non conservatives sur le système (forces d'amortissement et autres charges extérieures).  $\delta$  indique la variation subie pendant l'intervalle de temps considéré. L'énergie cinétique de la structure est donnée par :

$$T = \frac{1}{2} \int_0^L m(x) \left[ \frac{d}{dt} v(x, t) \right]^2 dx = \frac{1}{2} \int_0^L m(x) [\psi(x) \dot{Y}(t)]^2 dx \quad (8.5)$$

et l'énergie potentielle des déformations en flexion par :

$$V = \frac{1}{2} \int_0^L EI(x) \left[ \frac{d^2}{dx^2} v(x, t) \right]^2 dx = \frac{1}{2} \int_0^L EI(x) [\psi''(x) Y(t)]^2 dx \quad (8.6)$$

Lorsqu'il n'y a pas de charges dynamiques directement appliquées sur le système et que l'on a négligé l'amortissement, l'équation (8.3) prend la forme :

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V)dt = 0 \quad (8.7)$$

En reportant les équations (8.5) et (8.6) dans l'équation précédente (8.7) et en prenant la variation du premier terme, on parvient à l'équation suivante :

$$\int_{t_1}^{t_2} \left[ \int_0^L m(x) \dot{v}_{tot}(x, t) \delta \dot{v}_{tot}(x, t) dx - \int_0^L EI(x) v''(x, t) \delta v''(x, t) dx \right] dt = 0 \quad (8.8)$$

dans laquelle on a utilisé les égalités :

$$\begin{aligned} v_{tot}(x, t) &= v(x, t) + v_g(t), & \dot{v}_{tot}(x, t) &= \dot{v}(x, t) + \dot{v}_g(t) \\ \dot{v}(x, t) &= \frac{d(v(x, t))}{dt} = \psi(x) \dot{Y}(t), & \delta \dot{v}(x, t) &= \frac{d(\delta v(x, t))}{dt} = \psi(x) \delta \dot{Y}(t), \\ v''(x, t) &= \frac{d^2(v(x, t))}{dx^2} = \psi''(x) Y(t) \quad \text{et} & \delta v''(x, t) &= \frac{d^2(\delta v(x, t))}{dx^2} = \psi''(x) \delta Y(t) \end{aligned}$$

L'équation (8.7) peut encore s'écrire :

$$\int_{t_1}^{t_2} \left[ \int_0^L m(x)(\psi(x))^2 \dot{Y}(t) \delta Y(t) dx + \int_0^L m(x) \psi(x) \delta \dot{Y}(t) \dot{v}_g(t) dx - \int_0^L EI(x)(\psi''(x))^2 Y(t) \delta Y(t) dx \right] dt = 0 \quad (8.9)$$

où encore :

$$\begin{aligned} \int_0^L m(x)(\psi(x))^2 dx \int_{t_1}^{t_2} \dot{Y}(t) \delta Y(t) dt + \int_0^L m(x) \psi(x) dx \int_{t_1}^{t_2} \delta \dot{Y}(t) \dot{v}_g(t) dt - \\ \int_0^L EI(x)(\psi''(x))^2 dx \int_{t_1}^{t_2} Y(t) \delta Y(t) dt = 0 \end{aligned} \quad (8.10)$$

En considérant l'une des hypothèses du principe de Hamilton est que la variation  $\delta v(x,t)$  s'annule aux bornes d'intégration  $t_1$  et  $t_2$ , l'intégration par parties des deux facteurs suivants de l'équation (8.9) conduit à :

$$\begin{aligned} \int_{t_1}^{t_2} \dot{Y}(t) \delta Y(t) dt = \dot{Y}(t) \delta Y(t) \Big|_{t_1}^{t_2} - \int_{t_1}^{t_2} \ddot{Y}(t) \delta Y(t) dt = - \int_{t_1}^{t_2} \ddot{Y}(t) \delta Y(t) dt \quad \text{et} \\ \int_{t_1}^{t_2} \delta \dot{Y}(t) \dot{v}_g(t) dt = \delta Y(t) \dot{v}_g(t) \Big|_{t_1}^{t_2} - \int_{t_1}^{t_2} \delta Y(t) \ddot{v}_g(t) dt = - \int_{t_1}^{t_2} \delta Y(t) \ddot{v}_g(t) dt \end{aligned}$$

En posant :

$$\begin{aligned} m^*(x) &= \int_0^L m(x)(\psi(x))^2 dx, \\ k^*(x) &= \int_0^L EI(x)(\psi''(x))^2 dx, \\ P_{\text{eff}}^*(t) &= -\ddot{v}_g \int_0^L m(x) \psi(x) dx, \end{aligned}$$

L'équation (8.8) prend la forme :

$$\int_{t_1}^{t_2} \left[ m^*(x) \ddot{Y}(t) + k^*(x) Y(t) - P_{\text{eff}}^*(t) \right] \delta Y(t) dt = 0 \quad (8.11)$$

Mais comme la variation  $\delta Y(t)$  est arbitraire, le terme entre crochets dans l'équation (8.11) doit s'annuler ; l'équation du mouvement peut donc finalement s'écrire :

$$m^*(x) \ddot{Y}(t) + k^*(x) Y(t) - P_{\text{eff}}^*(t) = 0 \quad (8.12)$$

où  $m^*(x)$ ,  $k^*(x)$  et  $P_{\text{eff}}^*(t)$  sont respectivement la masse généralisée, la rigidité généralisée et la charge effective généralisée.

### 8.3.4 Formulation du modèle : Application aux structures irrégulières

En traitant la tour et la base du bâtiment à l'aide de systèmes généralisés à un seul degré de liberté, le bâtiment irrégulier peut être modélisé par un système à deux degrés de liberté [17],

[7], [51-52]. Le modèle analytique, utilisé pour représenter un bâtiment comportant un seul niveau de décrochement, est indiqué sur la figure 8.2, dans laquelle  $H_b$ ,  $H_t$  et  $H$  sont respectivement la hauteur de la base, de la tour et du bâtiment tout entier. La répartition de la masse de la tour est  $m_t(x_t)$ , où  $x_t$  est la distance verticale mesurée à partir du pied de la tour. La déflexion de la tour mesurée à partir du pied de la tour à l'instant  $t$  est décrite par la fonction  $v_t(x_t, t)$  et la flèche relative au sommet de la tour est désignée par  $Y_t(t)$ . De même, la base est caractérisée par les mêmes paramètres où l'indice  $t$  est remplacé par l'indice  $b$ . En supposant qu'à la fois la tour et la base vibrent seulement selon leur mode fondamental, les réponses dynamiques de ce modèle peuvent être décrites par un système à deux degrés de liberté en faisant intervenir les deux coordonnées généralisées  $Y_b(t)$  et  $Y_t(t)$  représentant respectivement le déplacement du sommet de la base et de celui de la tour à l'instant  $t$ . Celui de la tour est mesuré à partir du sommet de la portion "base".

#### 8.3.4.1 Etude de la partie "Base"

Illustrons l'utilisation de la méthode des systèmes généralisés [29] à un seul degré de liberté avec les modèles décrits par la figure 8.3, donnée ci-dessous. La partie "base" supportera simultanément sa propre charge représentée par sa masse linéique  $m_b(x_b)$  (charge uniformément répartie) et celle de la tour  $M_t$  supposée concentrée à son sommet et oscillera sous l'action du mouvement de translation  $v_g(t)$  de son point d'appui (figure 8.3a). Par conséquent, l'équation du mouvement de la base sera définie par l'équation suivante, conformément à l'équation généralisée (11) précédente du système à un seul degré de liberté :

$$m_b^*(x_b)\ddot{Y}_b(t) + k_b^*(x_b)Y_b(t) - P_{\text{eff}b}^*(t) = 0 \quad (8.13)$$

$$\text{où : } m_b^*(x_b) = \int_0^L m_b(x_b)(\psi(x_b))^2 dx_b, \quad k_b^*(x_b) = \int_0^L EI(x_b)(\psi''(x_b))^2 dx_b$$

et comme la base est soumise au effets simultanés du mouvement de translation de son appui et à la force perturbatrice générée par l'action dynamique de la tour au niveau de son sommet, sa charge effective correspondante sera donc :

$$P_{\text{eff}b}^* = P_{\text{eff}tour}^* + P_{\text{eff}sol}^* = -\ddot{Y}_t(t) \int_0^{H_t} m_t(x_t)\psi(x_t)dx_t - \ddot{v}_g(t) \left( M_t + \int_0^{H_b} m_b(x_b)\psi(x_b)dx_b \right)$$

### 8.3.4.2 Etude de la partie "Tour"

Le modèle à un seul degré de liberté de la base n'étant soumis qu'au déplacement du sol  $v_g$ . Par contre, l'excitation par déplacement d'appui du même modèle permettant d'étudier le comportement vibratoire de la tour, dont la structure propre est supposée indépendante de celle de la partie "base", résulte de la considération, en plus du déplacement du sol, de celui du sommet de la base  $Y_b(t)$ , (figure 8.3b). Ainsi, le calcul dynamique de la tour doit tenir compte de l'influence des oscillations propres de la base. Par conséquent, l'équation du mouvement de la tour sera donnée par :

$$m_t^*(x_t)\ddot{Y}_t(t) + k_t^*(x_t)Y_t(t) - P_{eff_t}^*(t) = 0 \quad (8.14)$$

où :  $m_t^*(x_t) = \int_0^{H_t} m_t(x_t)(\psi(x_t))^2 dx_t$ ,  $k_t^*(x_t) = \int_0^{H_t} EI(x_t)(\psi''(x_t))^2 dx_t$  et

$$P_{eff_t}^* = -(\ddot{v}_g(t) + \ddot{Y}_b(t)) \int_0^{H_t} m_t(x_t)\psi(x_t)dx_t$$

### 8.3.4.3 Etude de l'ensemble "Base + Tour"

Si on pose, à titre de simplification :

$$M_b = \int_0^{H_b} m_b(x_b)dx_b, \quad A_b = \frac{\int_0^{H_b} m_b(x_b)(\psi(x_b))^2 dx_b}{M_b} \quad \text{et} \quad B_b = \frac{\int_0^{H_b} m_b(x_b)\psi(x_b)dx_b}{A_b M_b},$$

également :  $M_t = \int_0^{H_t} m_t(x_t)dx_t, \quad A_t = \frac{\int_0^{H_t} m_t(x_t)(\psi(x_t))^2 dx_t}{M_t} \quad \text{et}$

$$B_t = \frac{\int_0^{H_t} m_t(x_t)\psi(x_t)dx_t}{A_t M_t}, \quad \text{les équations (8.13) et (8.14) des mouvements des deux systèmes}$$

à un seul degré de liberté définissant respectivement le comportement vibratoire de la base et de la tour peuvent s'écrire de la façon suivante [49] :

$$(A_b M_b + M_t)\ddot{Y}_b(t) + k_b^*(x_b)Y_b(t) + (A_b B_b M_b + M_t)\ddot{v}_g(t) + A_t B_t M_t \ddot{Y}_t(t) = 0 \quad (8.15)$$

$$A_t M_t \ddot{Y}_t(t) + k_t^*(x_t)Y_t(t) + A_t B_t M_t (\ddot{Y}_b(t) + \ddot{v}_g(t)) = 0 \quad (8.16)$$

Par conséquent, le mouvement du système à deux degrés de liberté représentant la structure décrochée tout entière (base + tour) sera défini, finalement, par l'équation matricielle globale suivante [51, 53-54] :

$$\begin{bmatrix} A_t M_t & A_t B_t M_t \\ A_t B_t M_t & A_b M_b + M_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Y}_t(t) \\ \ddot{Y}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_t^* & 0 \\ 0 & k_b^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_t(t) \\ Y_b(t) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} A_t B_t M_t \\ A_b B_b M_b + M_t \end{Bmatrix} \ddot{y}_g(t) \quad (8.17)$$

Par ailleurs, à titre de simplification, il est supposé, d'une part, que la base et la tour vibrent, toutes deux, suivant une forme linéaire de sorte que  $\Psi(x_t) = x_t/H_t$  et  $\Psi(x_b) = x_b/H_b$  et, d'autre part, les masses par unité de hauteur de la tour et de la base sont constantes, soit :  $m_t(x_t) = M_t/H_t = \text{Cte}$  et  $m_b(x_b) = M_b/H_b = \text{Cte}$ .

Sur la base de ces hypothèses, les expressions des couples de coefficients  $\{A_b, B_b\}$  et  $\{A_t, B_t\}$  se simplifient et prennent les valeurs suivantes :

$$A_b = A_t = \frac{1}{3} \quad \text{et} \quad B_b = B_t = \frac{3}{2}$$

Le système d'équations précédent devient :

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{3}M_t & \frac{1}{2}M_t \\ \frac{1}{2}M_t & \frac{1}{3}M_b + M_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Y}_t(t) \\ \ddot{Y}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_t^* & 0 \\ 0 & k_b^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_t(t) \\ Y_b(t) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} \frac{1}{2}M_t \\ \frac{1}{2}M_b + M_t \end{Bmatrix} \ddot{y}_g(t) \quad (8.18)$$

La solution du système d'équations précédent (8.18) sera obtenue en considérant d'abord le système d'équations homogènes obtenues en annulant les seconds membres :

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{3}M_t & \frac{1}{2}M_t \\ \frac{1}{2}M_t & \frac{1}{3}M_b + M_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Y}_t(t) \\ \ddot{Y}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_t^* & 0 \\ 0 & k_b^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_t(t) \\ Y_b(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (8.19)$$

La solution du système en oscillations libres en l'absence de chargements s'écrit :

$$\begin{Bmatrix} Y_t(t) \\ Y_b(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Y_t \\ Y_b \end{Bmatrix} e^{i\omega t} \quad (8.20)$$

$\omega$  étant la pulsation fondamentale du mouvement du système à deux degrés de liberté et  $\{Y_b, Y_t\}$  représentent les amplitudes maximales du mouvement de la base et de la tour. En substituant cette expression dans le système d'équations (8.17) on obtient :

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{3}M_t & \frac{1}{2}M_t \\ \frac{1}{2}M_t & \frac{1}{3}M_b + M_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -Y_t \omega^2 \\ -Y_b \omega^2 \end{Bmatrix} e^{i\omega t} + \begin{bmatrix} k_t^*(x_t) & 0 \\ 0 & k_b^*(x_b) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_t \\ Y_b \end{Bmatrix} e^{i\omega t} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (8.21)$$

Après développement, ce système d'équations, devient :

$$\begin{cases} \left(-\frac{1}{3}M_t \omega^2 + k_t^*(x_t)\right) Y_t - \frac{1}{2}M_t \omega^2 Y_b = 0 \\ -\frac{1}{2}M_t \omega^2 Y_t + \left[-\left(\frac{1}{3}M_b + M_t\right) \omega^2 + k_b^*(x_b)\right] Y_b = 0 \end{cases} \quad (8.22)$$

La solution la plus évidente pour ce système d'équations est  $Y_t = Y_b = 0$  ; elle correspond à la position d'équilibre du modèle mais elle ne permet pas de rendre compte de son mode de vibration. Le système d'équations (21) aura par conséquent des solutions non nulles sauf si le déterminant des amplitudes  $Y_b$  et  $Y_t$  est nul :

$$\begin{vmatrix} -\frac{1}{3}M_t\omega^2 + k_t^*(x_t) & -\frac{1}{2}M_t\omega^2 \\ -\frac{1}{2}M_t\omega^2 & -\left(\frac{1}{3}M_b + M_t\right)\omega^2 + k_b^*(x_b) \end{vmatrix} = 0 \quad (8.23)$$

Le développement du déterminant conduit à l'équation caractéristique suivante en  $\omega^2$  :

$$\left(\frac{1}{3}M_tM_b + \frac{1}{4}M_t^2\right)\omega^4 - \left[k_t^*(x_t)M_b + 3k_t^*(x_t)M_t + k_b^*(x_b)M_t\right]\omega^2 + 3k_t^*k_b^* = 0 \quad (8.24)$$

L'équation caractéristique a deux solutions, données par la formule quadratique suivante :

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{-b \mp \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (8.25)$$

où :  $a = \frac{1}{3}M_tM_b + \frac{1}{4}M_t^2$  ,  $b = -\left[k_t^*(x_t)M_b + 3k_t^*(x_t)M_t + k_b^*(x_b)M_t\right]$  ,  $c = 3k_t^*k_b^*$

Comme le signe de l'expression contenue sous le radical de l'équation (8.25) est toujours positif, les racines  $\omega_1^2$  et  $\omega_2^2$  sont donc réelles. Il est également visible que le terme de la racine carrée est inférieur à  $-b$  et les racines sont positives. Par ailleurs, l'équation (8.25) est écrite de sorte que  $\omega_1 < \omega_2$ . Ainsi, l'équation caractéristique aura deux pulsations naturelles de vibration dépendant uniquement des constantes physiques du système.

Dans le but d'obtenir une formule plus simple de la pulsation du modèle, les trois coefficients précédents a, b et c peuvent s'écrire de la façon suivante :

$$b = -M_tk_b^* \left[ \frac{k_t}{M_t} \frac{M_b}{k_b^*} + 3 \frac{k_t}{M_t} \frac{M_b}{k_b^*} \frac{M_t}{M_b} + 1 \right], \quad 4ac = \frac{2}{3}M_tM_b \left[ 2 + \frac{3}{2} \frac{M_t}{M_b} \right] 3k_t^*k_b^*,$$

$$2a = \frac{M_tM_b}{3} \left[ 2 + \frac{3}{2} \frac{M_t}{M_b} \right]$$

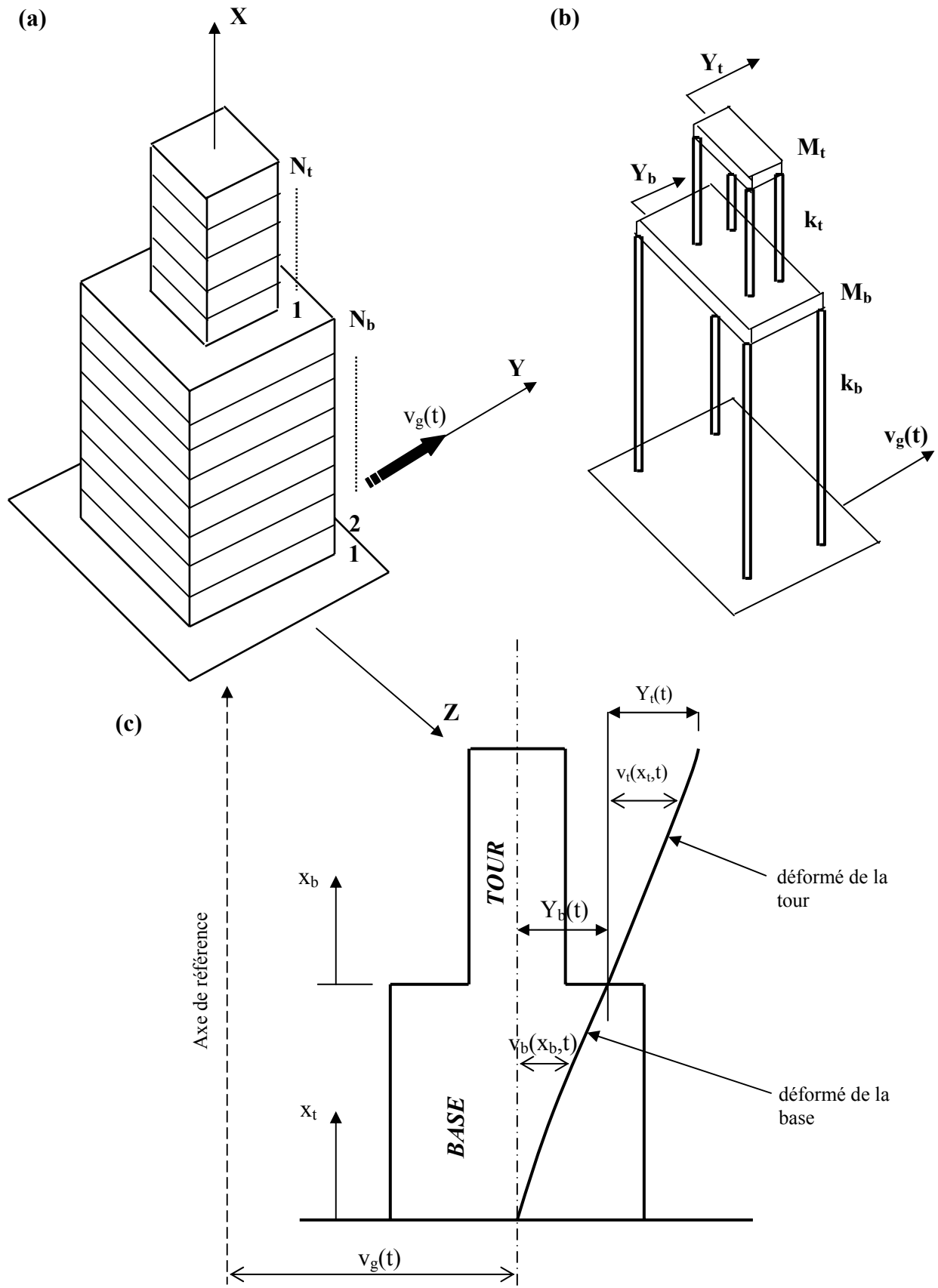
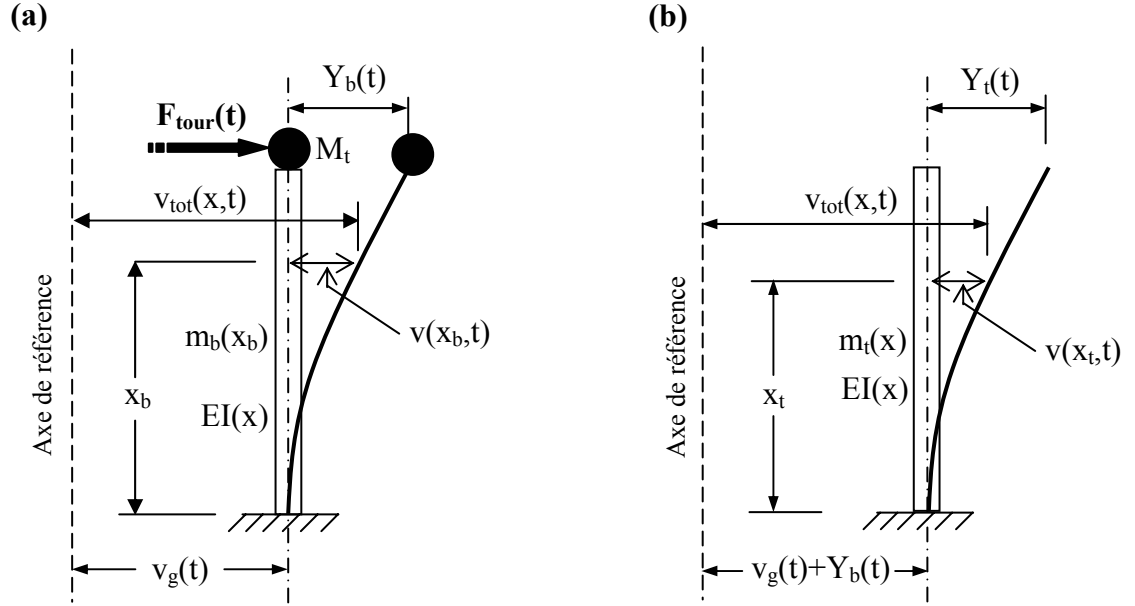


Figure 8.2 : (a) bâtiment décroché, (b) modèle (système à deux degrés de liberté), (c) déformée du modèle.





**Figure 8.3 :** Décomposition du mouvement de la structure décrochée : (a) Base ; (b) Tour.

Sachant que :  $\omega_t^2 = \frac{k_t^*}{M_t}$  ,  $\omega_b^2 = \frac{k_b^*}{M_b}$  représentent respectivement les pulsations fondamentales propres de la tour et de la base, considérées comme séparées et encastrées à leur base. En posant :  $\Omega = \frac{\omega}{\omega_b}$  ,  $\Omega_t = \frac{\omega_t}{\omega_b}$  et  $\mu = \frac{M_t}{M_b}$ , les expressions précédentes deviennent :

$$b = -\omega_b^2 M_t k_b^* [1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2] , \quad 4ac = M_t^2 (k_b^*)^2 (4 + 3\mu)\Omega_t^2 ,$$

$$2a = \frac{M_t M_b}{3} [2 + 1.5\mu] . \text{ Après simplification, le rapport } \Omega \text{ de la pulsation fondamentale du}$$

mouvement de la structure tout entière (base + tour) sera donné finalement par :

$$\Omega^2 = \frac{1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2 - \sqrt{[1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2]^2 - \Omega_t^2(4 + 3\mu)}}{2 + 1.5\mu} \quad (8.26)$$

Par conséquent, on remarque que si on connaît à la fois le rapport  $\Omega_t$  des pulsations fondamentales (base/tour) et celui des masses,  $\mu$ , on peut obtenir aisément, à l'aide de l'expression précédente (8.26), la pulsation fondamentale  $\omega$  du bâtiment décroché.

#### 8.4 ETUDE PARAMETRIQUE

Une étude paramétrique est menée pour mettre en évidence l'effet des paramètres  $\mu$  et  $\Omega_t$  sur la pulsation fondamentale et pour avoir une idée sur le mouvement oscillatoire du modèle considéré. En mettant l'expression (8.26) sous une forme logarithmique,

$$\text{Log}\Omega = \frac{1}{2} \text{Log} \left[ 1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2 - \sqrt{1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2} - \Omega_t^2(4 + 3\mu) \right] - \frac{1}{2} \text{Log}(2 + 1.5\mu)$$

on obtient, après simplification, l'expression finale suivante :

$$\text{Log}\Omega = \text{Log}\Omega_t - \frac{1}{4} \text{Log}768\mu \quad (8.27)$$

Ainsi on peut repérer les valeurs  $\log \Omega$ ,  $\log \Omega_t$  et  $(\log 768\mu)/4$  sur le même graphique en utilisant la première et la deuxième bissectrice comme axes de coordonnées. Par conséquent, le rapport de la pulsation fondamentale,  $\Omega$ , du modèle analytique a été tracé en fonction du rapport des pulsations (base/tour),  $\Omega_t$ , et représenté par la figure 4.4, pour des rapports de masses,  $\mu$ , égales à 0.1, 0.5 et 1.0.

En supposant, à titre de simplification, que les pulsations fondamentales de la tour et de la base  $\{\omega_t, \omega_b\}$  sont proportionnelles à leur hauteurs respectives  $\{H_t, H_b\}$ , la valeur minimale du rapport,  $\Omega_t$ , correspond à une hauteur  $H_t$  très grande par rapport à celle de la base  $H_b$ , ( $H_t \gg H_b$ ). Pour une telle valeur de  $\Omega_t$ , les trois courbes décrites par la variation de  $\Omega$  en fonction de  $\Omega_t$  tendent toutes les trois, au voisinage de l'origine, vers la bissectrice du repère orthonormé formé par les deux axes  $\{\Omega, \Omega_t\}$ . Il en découle, dans ce cas, que la période fondamentale du bâtiment décroché est approximativement égale à celle de la tour. Par ailleurs, quand la valeur de  $\Omega_t$  dépasse de loin la valeur unité ( $\Omega_t \gg 1$ ), ce qui correspond dans ce cas précis à une tour courte par rapport à une base très élancée, on voit facilement que les trois courbes peuvent être approchées asymptotiquement vers la valeur limite,  $\Omega_{\max}$ , dont la formule est obtenue, à partir de l'expression (8.24), par le raisonnement mathématique suivant :

$$\Omega_{\max}^2 = \lim_{\Omega_t \rightarrow +\infty} \Omega^2 = \lim_{\Omega_t \rightarrow +\infty} \left\{ \frac{1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2 - \sqrt{[1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2]^2 - \Omega_t^2(4 + 3\mu)}}{2 + 1.5\mu} \right\} \text{ En utilisant,}$$

pour le numérateur, la relation  $(\alpha - \beta) = (\alpha^2 - \beta^2) / (\alpha + \beta)$  où  $\alpha = 1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2$  et  $\beta = [1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2]^2 - \Omega_t^2(4 + 3\mu)]^{1/2}$ , et sachant que le dénominateur  $(2 + 1.5\mu)$  peut s'écrire  $(4 + 3\mu)/2$ , l'expression précédente devient :

$$\Omega_{\max}^2 = \lim_{\Omega_t \rightarrow +\infty} \Omega^2 = \lim_{\Omega_t \rightarrow +\infty} \left\{ \frac{2\Omega_t^2}{1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2 + \sqrt{[1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2]^2 - \Omega_t^2(4 + 3\mu)}} \right\}$$

En mettant  $\Omega_t^2$  en facteur et en annulant les termes ayant  $\Omega_t^2$  comme diviseur lorsque  $\Omega_t$  tend vers l'infini, on obtient finalement :

$$\Omega_{\max}^2 = \frac{1}{1 + 3\mu}$$

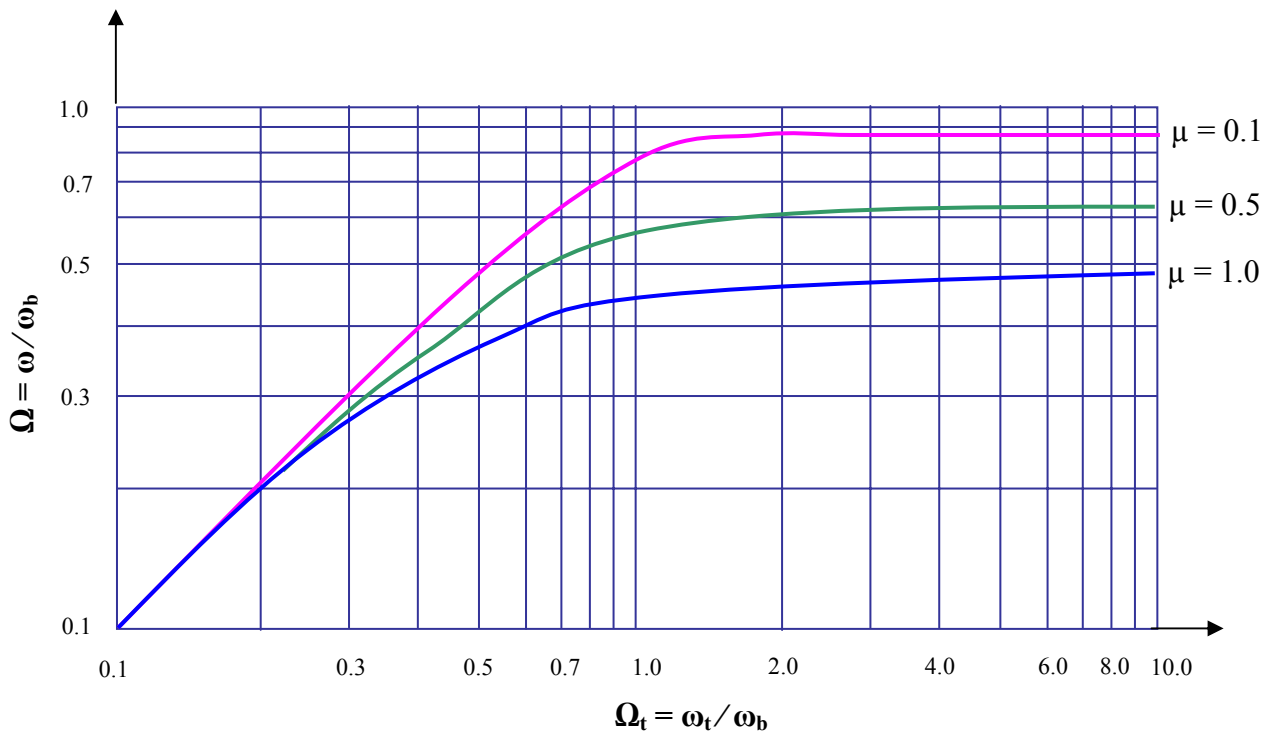
Sachant par ailleurs que  $\mu = M_t/M_b$ , la valeur de  $\Omega_{\max}^2$  devient :

$$\Omega_{\max}^2 = \frac{1}{1 + 3 M_t/M_b} = \frac{M_b/3}{M_b/3 + M_t}$$

d'où approximativement :

$$\Omega_{\max} = \sqrt{\frac{0.33 M_b}{0.33 M_b + M_t}} \tag{8.28}$$

Dans cette expression le facteur  $0.33 M_b$  du numérateur, situé sous la racine carrée, désigne la masse effective de la base et celui du dénominateur  $0.33M_b + M_t$  désigne la masse effective de la base combinée à la masse réelle de la tour. Il est à remarqué que la courbe asymptotique  $\Omega_{\max}$  implique que, pour un bâtiment décroché ayant une tour beaucoup plus courte que la base, la pulsation fondamentale du bâtiment décroché peut être supposée égale à celle d'une structure constituée par une base surmontée par la masse concentrée d'une tour. De plus, ceci démontre que la tour se comporte essentiellement comme un corps rigide. D'autre part, les courbes de la pulsation sont plus utiles dans la région où  $\Omega_t = 1$  ou quand la tour et la base possèdent la même hauteur, c'est-à-dire quand le niveau de décrochement est à mi-hauteur de la structure.



**Figure 8.4** : Relation entre les rapports de pulsations fondamentales  $\Omega$  et  $\Omega_t$  du modèle analytique du système.

## 8.5 ETUDE REGLEMENTAIRE

### 8.5.1 Relation entre périodes de structure régulière et irrégulière en fonction des paramètres d'irrégularité $R_h$ et $R_a$

Dans le but de mettre à la disposition du règlement parasismique une formule simple pour la détermination de la pulsation fondamentale de bâtiments irréguliers, il convient d'exprimer, dans l'expression (8.25), les deux paramètres  $\mu$  et  $\Omega_t$ , respectivement rapports de masses et de pulsations, en termes d'éléments de géométrie de la structure irrégulière, à savoir le rapport des aires planes,  $R_a = A_t / A_b$ , et le rapport des hauteurs,  $R_h = H_t / H$ . En supposant que la masse par unité d'aire plane est répartie de manière uniforme à travers le bâtiment tout entier, le paramètre de masse  $\mu$  peut être exprimé par :

$$\mu = \frac{M_t}{M_b} = \frac{A_t H_t}{A_b H_b} = R_a \frac{H_t}{H - H_t} = R_a \frac{H_t}{H(1 - H_t/H)} = \frac{R_a R_h}{1 - R_h} \quad (8.29)$$

D'autre part, si les pulsations fondamentales de la tour et de la base sont considérées comme étant inversement proportionnelles à leur hauteur respective, alors on a :

$$\Omega_t = \frac{\omega_t}{\omega_b} \equiv \frac{H_b}{H_t} = \frac{H - H_t}{H_t} = \frac{H(1 - H_t/H)}{H_t} = \frac{1 - R_h}{R_h} \quad (8.30)$$

De même, si on suppose par ailleurs que le rapport des périodes,  $T_b/T_r$ , de la base à celle du bâtiment similaire (bâtiment régulier) est égale approximativement au rapport de leur hauteur respective,  $H_b/H$ , il s'ensuit que :

$$\frac{T_b}{T_r} = \frac{H_b}{H} \Rightarrow T_r = T_b \frac{H}{H_b}, \text{ sachant que } T^* = \frac{T_{ir}}{T_r} = \frac{T_{ir}}{T_b} \frac{H_b}{H} \quad \text{et} \quad \Omega = \frac{\omega_{ir}}{\omega_b} = \frac{T_b}{T_{ir}},$$

Alors, on peut en déduire que le rapport des périodes,  $T_{ir}/T_r$ , du bâtiment irrégulier à celle du bâtiment régulier similaire peut s'écrire sous la forme suivante :

$$T^* = \frac{T_{ir}}{T_r} = \frac{1}{\Omega} \frac{H_b}{H} \quad (8.31)$$

où  $\omega_{ir}$  représente la pulsation fondamentale du bâtiment irrégulier.

Finalement, il s'avère que la spécificité du comportement dynamique, en termes de périodes fondamentales, des structures avec et sans décrochements peut être prise en considération simplement en comparant la période,  $T_{ir}$ , d'un bâtiment irrégulier avec celle,  $T_r$ , d'un bâtiment régulier ayant la même hauteur et comportant les mêmes distributions de rigidité et de masse que celles de la partie «base» du bâtiment irrégulier. Ainsi, le rapport  $T_{ir}/T_r$  dépend simultanément de la réduction de l'aire de la tour et de la position du niveau du décrochement. Par conséquent, le rapport  $T_{ir}/T_r$  joue alors le rôle de facteur de modification de la période fondamentale  $T_{r\text{égl.}}$  du bâtiment régulier. Il s'ensuit alors qu'à partir de la formule (8.1) du bâtiment régulier, on peut facilement établir la période du bâtiment irrégulier par la relation suivante :

$$(T_{ir})_{r\text{égl.}} = T_{r\text{égl.}} \frac{T_{ir}}{T_r} = (C_t H^{0.75})_{T^*} \quad (8.32)$$

Il est par ailleurs intéressant de remarquer que bien que du fait de l'hypothèse de la relation entre les périodes fondamentales et leurs hauteurs paraît anormale, l'erreur encourue se situe dans les limites acceptables, puisque c'est le rapport qui est considéré et non pas la période individuelle de la tour ou celle de la base. En posant donc :

$$X = 1 + (1 + 3\mu)\Omega_t^2, \quad Y = \Omega_t^2(4 + 3\mu) \quad ; \quad \text{soit donc} \quad \Omega_t^2 = \frac{Y - X + 1}{3} \quad \text{et}$$

$$\Omega^2 = \frac{2}{3} \left( \frac{Y - X + 1}{Y} \right) \left( X - \sqrt{X^2 - Y} \right) \quad \text{et en remplaçant dans l'expression (30), } \Omega \text{ par sa valeur}$$

donnée par la formule juste ci-dessus, on obtient finalement :

$$T^* = \left[ \frac{1.5Y}{(Y-X+1)(X-\sqrt{X^2-Y})} \right] \frac{H_b}{H} \quad (8.33)$$

En conséquence, on voit bien qu'en utilisant les expressions (8.26), (8.29) à (8.31), il est possible de calculer le rapport,  $T^*$ , en fonction de  $R_h$  et de  $R_a$ .

### 8.5.2 Evolution du rapport des périodes $T^*$ en fonction des paramètres $R_h$ et $R_a$

Dans ce qui suit, une étude comparative est effectuée en vue d'illustrer l'évolution du rapport,  $T^*$ , en fonction du rapport des hauteurs,  $R_h$ , pour un certain nombre de rapports des aires  $R_a$ , à savoir 1/9, 1/3 et 2/3, caractérisant chacun la section de la tour par rapport à celle de la base. D'après la relation (8.31) on constate que, pour certaines valeurs spécifiques de  $R_h$ , il en découle les valeurs suivantes de  $T^*$  données par le tableau 1 suivant :

**Tableau 8.1** : Détermination de  $T^*$  pour des valeurs de  $R_h$  particulières.

$R_h$	$R_a$	$\mu$	$\Omega_t$	$\Omega$	$T^*=(1/\Omega)(H_b/H)$
0.0	0.111, 0.333 et 0.667	0.000	$+\infty$	1.00	1.000
0.5	0.111	0.111	1.0	0.65	0.651
	0.333	0.333	1.0	0.79	0.790
	0.667	0.667	1.0	0.95	0.947
1.0	0.111, 0.333 et 0.667	$+\infty$	0.0	1.00	1.000

**Nota :** 1) Pour  $R_h = 0.5$ ,  $H_t = H_b = H/2$ ,  $\Omega^2 = \frac{2+3R_a - \sqrt{(2+3R_a)^2 - (4+3R_a)}}{2+1.5R_a}$

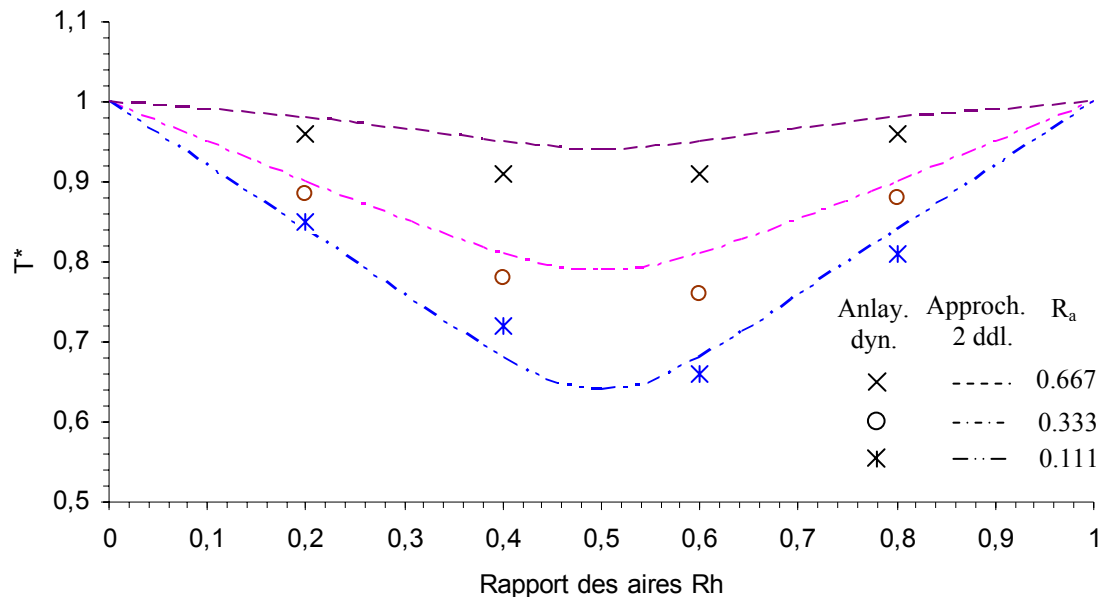
2) Pour  $R_h = 1.0$ ,  $H_t = H$ ,  $\rightarrow \begin{cases} \mu = +\infty \\ \Omega_t = 0.0 \end{cases} \rightarrow \lim_{\mu \rightarrow +\infty} \Omega^2 = 1.0$

D'après les résultats de la figure 8.5, donnée ci-dessous, il est à remarquer que pour un  $R_a$  donné, la valeur du rapport,  $T^*$ , par rapport à la valeur unité est une conséquence de l'effet du décrochement sur la période fondamentale du bâtiment. La valeur de  $T^*$  est d'autant plus importante que le niveau de décrochement est situé plus près de la mi-hauteur du bâtiment, c'est-à-dire pour un rapport  $R_h \approx 1/2$ . Par ailleurs, une plus petite valeur du rapport  $R_a$ , conduit à une grande déviation du rapport,  $T^*$ , par rapport à l'unité. Il est utile de noter, à ce stade,

que d'un point de vue conception, pour des structures décrochées comportant des tours de tailles à sections réduites, la correction devant être apportée à la formule,  $T_{\text{régl.}}=C_t H^{0.75}$ , du règlement doit être appliquée pour un niveau de décrochement situé autour de la mi-hauteur du bâtiment.

En revanche, comme le rapport,  $T^*$ , est toujours inférieur ou égal à la valeur unité, la période fondamentale d'un bâtiment décroché est en général plus faible que celle d'un bâtiment similaire sans décrochement.

En résumé, on peut conclure qu'en d'autres termes, l'utilisation de la formule,  $T_{\text{régl.}}=C_t H^{0.75}$ , en tant que période réglementaire pour les bâtiments décrochés, ne constitue nullement une méthode conservative pour le calcul l'effort tranchant de base pour ce type de structures.



**Figure 8.5 :** Evolution du coefficient  $T^*$  en fonction du rapport de décrochement  $R_h$  sur la base du modèle à deux degrés de liberté.

### 8.5.3 Validité de la méthode proposée

Dans le but de vérifier la validité de la méthode proposée, définie par l'expression (8.30), les résultats des périodes fondamentales des bâtiments décrochés obtenus lors de l'étude de la réponse dynamique, sont comparés à ceux du modèle à deux degrés de liberté dont les valeurs de la pulsation fondamentale de chaque base des bâtiments décrochés considérés sont consignées dans le tableau 8.2 suivant :

Tableau 8.2 : Valeurs de la pulsation fondamentale de la partie base.

$R_a$ \ $R_h$	0.2	0.4	0.6	0.8	$\omega_b$ (rd/sec)
2/3	22.71	27.11	42.00	93.44	
1/3	19.10	29.50	30.95	80.13	
1/9	16.88	15.31	23.00	69.41	

Ces deux types de réponses sont établis et présentés sur la même figure 8.5 précédente. Ainsi, d'après celle-ci on voit que la concordance entre les courbes basées sur la formule (8.31) et les résultats de l'étude dynamique entraîne la fiabilité de l'utilisation du modèle à deux degrés de liberté pour calculer les périodes fondamentales des bâtiments décrochés contreventés par des portiques autostables à nœuds rigides. Afin de faciliter l'utilisation de la méthode basée sur le modèle à deux degrés de liberté, des courbes correspondantes au facteur de périodes,  $T^*$ , sont développées et indiquées sur la figure 8.6. Grâce à ces courbes et en moyennant l'expression (8.2), il en découle que la période fondamentale modifiée, notée  $(T_{ir})_{\text{règl.}}$ , peut être facilement obtenue pour les bâtiments autostables comportant des décrochements.

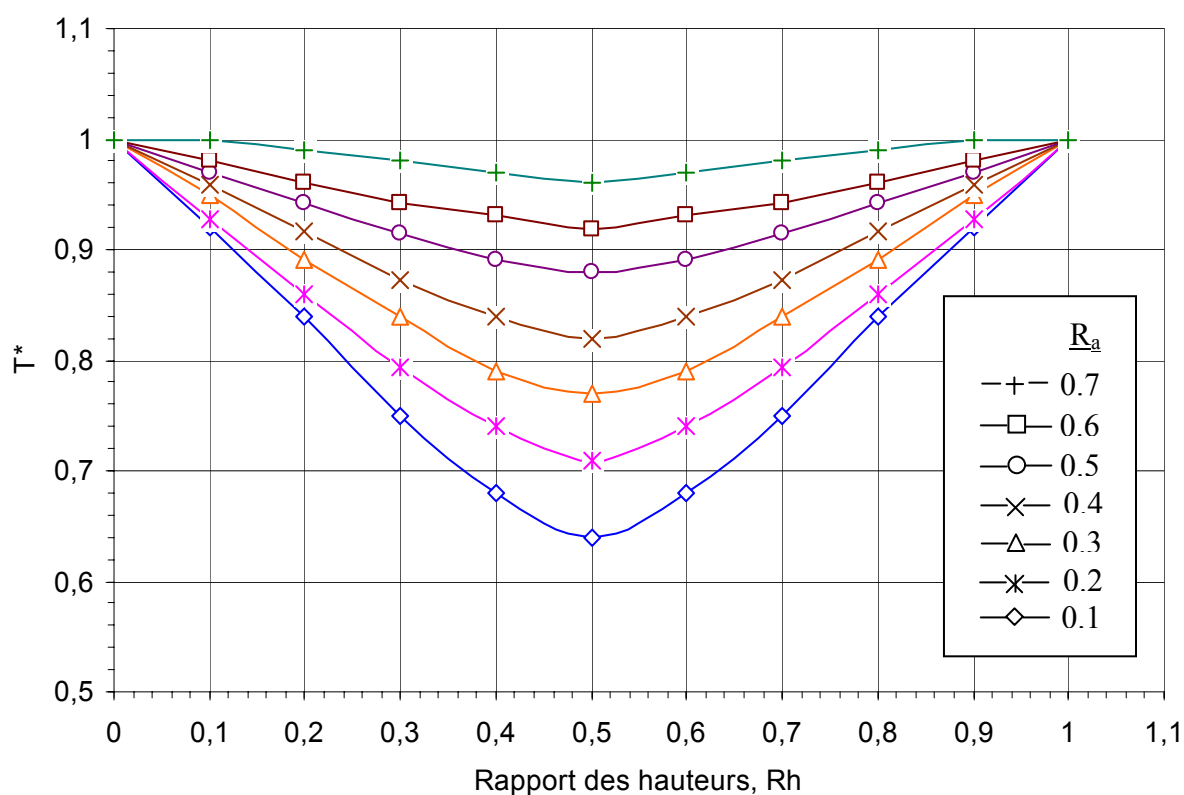


Figure 8.6 : Détermination du rapport  $T^*$  en fonction du paramètre  $R_h$  pour un rapport de section  $R_a$  donné.



## 8.6 EVALUATION DE L'EFFORT TRANCHANT MAXIMUM DE BASE DES BATIMENTS IRREGULIERS EN TERMES DE POIDS MODAUX

### 8.6.1 Position du problème

Dans la plupart des analyses dynamiques la réponse de bâtiments réguliers, calculée en se basant uniquement sur l'effet du mode fondamental de vibration, constitue la contribution la plus importante à l'effort tranchant total de base. C'est pour cette raison que la période du premier mode est couramment employée dans la formule de l'effort tranchant de base du règlement. Par contre, dans le calcul des bâtiments décrochés, la contribution du mode supérieur à l'effort tranchant de base est souvent plus importante que celle du mode fondamental. Dans ces circonstances, il est tout à fait inexact que la période fondamentale soit la période appropriée pour le calcul de l'effort tranchant de base. La réglementation exige que les résultats obtenus par toute analyse dynamique doivent être alignés à ceux obtenus par la méthode statique équivalente, de sorte que l'effort tranchant dynamique de base soit toujours supérieur à l'effort tranchant minimal de base du règlement.

L'objectif principal de cette partie du travail est d'examiner la manière de pratiquer et d'utiliser la période la plus élevée du mode autre que le mode fondamental et d'essayer de résoudre quelques unes des incertitudes liées à ce type de problèmes pouvant se rencontrer dans l'application de l'analyse dynamique de bâtiments décrochés.

Comme la réponse dynamique du bâtiment décroché dépend inéluctablement de la taille et de la rigidité de la tour par rapport à la base, il est possible de rencontrer des situations où le mode supérieur contribue beaucoup plus à l'effort tranchant de base que le mode fondamental. Dans le but de déterminer lequel des deux modes: mode fondamental ou mode supérieur est déterminant, une comparaison entre l'effort tranchant de base,  $V_d$ , obtenu par une analyse dynamique et l'effort tranchant statique élastique de base,  $V_e$ , déduit à partir de la formule du règlement, est faite pour trois bâtiments, dont un est régulier et les deux autres décrochés ayant le poids modal des modes supérieurs plus élevé que celui du mode fondamental.

Le rapport  $V_e/V_d$  représente, dans ce cas, le coefficient avec lequel doit être multiplier tout résultat obtenu par l'analyse dynamique.

## 8.6.2 Procédure d'analyse

### 8.6.2.1 Analyse dynamique : méthode basée sur le spectre de réponse

En plus de ce qu'a été rappelé dans l'un des chapitres précédents (chapitre 3, §3.2), l'analyse dynamique modale consiste en la superposition des réponses obtenues à partir d'un spectre spécifique. Cette méthode dont l'idée est de réduire un système ayant un nombre de degrés de liberté géométriques important en un système de coordonnées généralisées de taille beaucoup moindre appelées amplitudes des modes normaux de vibration est très utilisée pour la détermination de la réponse sismique. Bien qu'elle a été établie initialement pour les systèmes linéaires à un seul degré de liberté, son utilisation a été vite étendue aux systèmes linéaires et même non linéaires à plusieurs degrés de liberté en modélisant chaque mode de vibration par la réponse d'un système à un seul degré de liberté. Pour un système linéaire à un seul degré de liberté défini par sa fréquence et son degré d'amortissement, un point sur le spectre de réponse peut être obtenu en soumettant le système à un accélérogramme spécifique. La valeur maximum du paramètre d'intérêt (réponse, accélération, vitesse ou déplacement) durant l'excitation ainsi que la fréquence (ou période) associée et pour un amortissement donné, définit par un point du spectre. Les autres points sont obtenus en variant la fréquence (ou la période). En utilisant un tel spectre élastique pour l'analyse des systèmes à plusieurs degrés de liberté ; la seule source d'erreur peut être due à la manière dont les contributions modales sont combinées, il va sans dire que pour les systèmes à un seul degré de liberté la méthode est parfaitement rigoureuse.

#### 8.6.2.1.1 Principes de calcul

D'une manière générale, les équations d'équilibre d'un système à plusieurs degrés de liberté soumis à une excitation par déplacement d'appui (*cas du séisme horizontal où les masses se déplacent uniquement à l'horizontale, le déplacement vertical étant négligé*) peuvent s'écrire sous la forme matricielle :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g = \{P_{\text{eff}}\} \quad (8.34)$$

$[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  et  $\{U\}$  est la matrice de masses, d'amortissement, de rigidité et le vecteur de déplacements.

Si on remplace le vecteur déplacement  $\{U\}$  par une combinaison linéaire de la totalité ou d'une partie des modes propres :

$$\{U\} = [\varphi]\{u\} = \sum_{j=1}^n \{\varphi\}_j u_j(t) \quad (8.35)$$

où  $[\varphi]$  est la matrice de tous les modes et  $\{u\}$  est le vecteur de déplacements relatifs des niveaux dont la composante  $u_j(t)$  pour un niveau donné  $k$ , correspondant au mode  $j$  de vibration, est donnée par l'intégrale de Duhamel :

$$u_{k,j}(t) = -\frac{1}{\omega_j} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \sin \omega_j (t-\tau) d\tau$$

Après transformation, on trouve autant d'équations découplées que de modes propres considérés. Ces équations se présentent sous la forme :

$$m_j^* \ddot{u} + c_j^* \dot{u} + k_j^* u = p_j^*(t) \quad (8.36)$$

où les termes suivants :

$$\begin{aligned} m_j^* &= \{\varphi\}_j^T [M] \{\varphi\}_j, \\ c_j^* &= \{\varphi\}_j^T [C] \{\varphi\}_j = 2\xi_j \omega_j m_j^* \\ k_j^* &= \{\varphi\}_j^T [K] \{\varphi\}_j = \omega_j^2 m_j^* \end{aligned} \quad (8.37)$$

représentent respectivement la masse, l'amortissement et la rigidité généralisé associées au mode de vibration  $j$ . La coordonnée  $u_j$  est l'amplitude de la réponse dans ce mode  $j$ . La charge  $p_j^*(t) = \{\varphi\}_j^T \{P_{\text{eff}}(t)\} = -\{\varphi\}_j^T [M] \{1\} \ddot{u}_g(t) = -\gamma_j \ddot{u}_g(t)$  est la force généralisée associée à l'excitation sismique.

En d'autres termes, la quantité  $\frac{\gamma_j}{m_j^*} = \frac{\{\varphi\}_j^T [M] \{1\}}{\{\varphi\}_j^T [M] \{\varphi\}_j}$  qui représente la fraction de la masse totale

répondant à l'excitation dans le mode  $j$  est appelée masse modale effective. Il convient de souligner que la somme de toutes les masses modales effectives est égale à la masse totale de la structure.

#### 8.6.2.1.2 Calcul des réponses : Efforts tranchants et Moments de renversement

Le vecteur des déplacements relatifs maximaux du au mode  $j$  pour la structure entière peut être exprimé à partir du spectre de réponse par :

$$\{U\}_j = \{\varphi\}_j \frac{\gamma_j}{m_j \omega_j} S_v(\xi_j, T_j) = \{\varphi\}_j \frac{\gamma_j}{m_j} S_d(\xi_j, T_j) \quad (8.38)$$

De même, le vecteur des forces élastiques maximales  $F_k$  de tous les niveaux dans le mode  $j$  de vibration peut s'écrire :

$$\{F\}_j = \begin{Bmatrix} F_1 \\ \vdots \\ F_k \\ \vdots \\ F_N \end{Bmatrix}_j = [M] \{\varphi\}_j \frac{\gamma_j}{m_j} \omega_j S_v(\xi_j, T_j) = [M] \{\varphi\}_j \frac{\gamma_j}{m_j} S_a(\xi_j, T_j) \quad (8.39)$$

$$\text{Avec: } [M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ 0 & \ddots & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & 0 & m_k & 0 & \vdots \\ \vdots & \vdots & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & m_N \end{bmatrix} \quad \{\varphi\}_j = \begin{Bmatrix} \varphi_1 \\ \vdots \\ \varphi_k \\ \vdots \\ \varphi_N \end{Bmatrix}_j \quad \text{et} \quad F_{k,j} = m_k \varphi_k \frac{\gamma_j}{m_j} S_a(\xi_j, T_j)$$

L'effort tranchant maximal de base pour un mode  $j$  de vibration est la somme des forces sismiques de niveau  $k$  [55], [56]:

$$V_j = \sum_{k=1}^N F_{k,j} = \sum_{k=1}^N \left( m_k \varphi_k \frac{\gamma_j}{m_j} S_a(\xi_j, T_j) \right) = (\gamma_j) \frac{\gamma_j}{m_j} S_a(\xi_j, T_j) = \frac{\gamma_j^2}{m_j} S_a(\xi_j, T_j) \quad (8.40)$$

Il en résulte que le moment de renversement est :

$$M_j = \sum_{k=1}^N h_k F_{k,j} = \sum_{k=1}^N h_k m_k \varphi_k \frac{\gamma_j}{m_j} S_a(\xi_j, T_j) = \sum_{k=1}^N h_k \frac{\gamma_j^2}{m_j} S_a(\xi_j, T_j)$$

Avec  $h_k, F_{k,j}$  : hauteur au dessus de la base et force du niveau  $k$ .

Si on utilise un spectre d'accélération, le vecteur  $\{\Gamma\}_j$  des pseudo-accélérations maximales à appliquer aux masses est donné par :

$$\{\Gamma\}_j = \{\varphi\}_j S_a(\xi_j, T_j)$$

où  $S_a(\xi_j, T_j)$  représente la valeur lue sur le spectre, reliée à celle du paramètre  $u_j$  par la relation :

$$S_a(\xi_j, T_j) = \omega_j^2 u_j(t)$$

Les relations (8.37) et (8.38) donnent les réponses maximales pour un mode donné  $j$ . La difficulté vient du fait que les différents modes atteignent leur maximum à des instants différents de sorte que la somme des réponses maximales données par les équations (8.38) et (8.39) ne donnent pas obligatoirement le maximum de la réponse totale. En effet la simple superposition des maxima nodaux constitue une borne supérieure de la réponse totale. La plus

utilisée cependant reste la norme quadratique. Cette règle est souvent appelée SRSS en anglais (Square Root of the Sum of the Squares). Ainsi, si  $U_j^{(i)}$ ,  $F_j^{(i)}$  représente la réponse et la force élastique associées au degré de liberté  $i$ , alors,

$$U_{\max}^{(i)} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (U_j^{(i)})^2} \quad (8.41) \quad F_{\max}^{(i)} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (F_j^{(i)})^2} \quad (8.42)$$

D'une manière similaire, l'effort tranchant maximum et le moment maximum à la base pour les différents modes de vibration sont donnés par :

$$V_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n V_j^2} \quad (8.43) \quad M_{\max} = \sqrt{\sum_{j=1}^n M_j^2} \quad (8.44)$$

### 8.6.2.1.3 Identification par rapport au règlement RPA 99

Dans le règlement RPA 99, l'intensité effective des forces induites par un tremblement de terre est définie par la relation de l'effort tranchant élastique maximum à la base de la structure, soit :

$$V_e = ADQW \quad (8.45)$$

où  $A$ ,  $D$ ,  $Q$  et  $W$  désignent respectivement le coefficient d'accélération de zone, le facteur d'amplification dynamique moyen, le facteur de qualité de la structure et le poids total de la structure. L'équation (8.42) peut être écrite sous la forme :

$$V_e = A^* DW \quad (8.46)$$

avec  $A^* = AQ$ . Une expression analytique correspondant à la formule donnée par le RPA peut être dérivée de l'équation (8.40) en considérant le mode fondamental, soit :

$$V_e = \frac{\gamma_1^2 S_a(\xi_1, T_1)}{m_1} \quad (8.47)$$

En comparant l'équation (8.45) et l'équation (8.46) les correspondances suivantes peuvent être dégagées :

$$D = \frac{S_a(\xi_1, T_1)}{g} = S_1 \quad \text{et} \quad W = \frac{\gamma_1^2}{m_1} g$$

Ainsi  $D$  est l'accélération spectrale exprimée dans l'unité  $g$  et le poids total  $W$  est supposé être équivalent au poids effectif dans le premier mode. Finalement l'effort tranchant élastique maximal de base est donné par :

$$V_e = A^* S_1 W = A Q S_1 W \quad (8.48)$$

#### 8.6.2.1.4 Rapport entre efforts tranchants de base (Elastique / Dynamique)

En tenant compte du règlement RPA, l'effort tranchant dynamique de base, noté  $V_d$ , calculé en utilisant l'analyse dynamique modale spectrale s'écrit de la manière suivante :

$$V_d = A Q V_{\max} = A Q \sqrt{\sum_{j=1}^n V_j^2} \quad (8.49)$$

où  $V_j$  représente l'effort tranchant de base du  $j^{\text{ème}}$  mode de vibration. Il est supposé dans cette comparaison, comme c'est indiqué auparavant, que les périodes des modes sont indépendantes, ainsi la règle de combinaison quadratique est applicable. En utilisant la relation (8.39), laquelle permettant d'exprimer l'effort tranchant de base associé à chaque mode  $j$  en fonction du poids modal  $W_j$ , on peut écrire :

$$V_j = W_j S_j \quad (8.50)$$

$$\text{où } W_j = \frac{\gamma_j^2}{m_j} = \frac{[\{\phi\}_j^T [M]]^2}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} = \frac{\{\phi\}_j^T [M]}{\{\phi\}_j} g \text{ et } S_j = S_a(\xi_j, T_j) \text{ désignent respectivement le } j^{\text{ème}}$$

poids modal et le  $j^{\text{ème}}$  spectre d'accélération associés au mode  $j$ . Par conséquent, l'effort tranchant dynamique de base associé à chaque mode de vibration  $j$  est donné par :

$$\{V_d\}_j = A Q W_j S_j$$

Utilisons la courbe  $S$  (courbe  $S_2$ ) définie dans le règlement R.P.A.99 comme étant le spectre de réponse de calcul approprié (correspondant dans ce cas au facteur d'amplification dynamique moyen  $D$ ) :

$$S_j = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_j} \right)^{2/3} \quad (8.51)$$

avec :  $T_2 \leq T_j \leq 3.0 \text{ sec}$

où :  $T_j$ ,  $T_2$  et  $\eta$  représentent la période fondamentale de la structure associée au mode  $j$ , la période caractéristique associée à la catégorie du site et le facteur de correction d'amortissement ( $\eta = 1$  pour  $\xi = 5\%$ ). Pour un sol ferme  $T_2 = 0.40 \text{ sec}$ . la formule précédente devient :

$$S_j = \frac{1.4}{(T_j)^{2/3}} \approx \frac{1.4}{\sqrt{T_j}} \quad (8.52)$$

A titre de simplification, on suppose que la relation (8.51) est également vraie pour  $T_j < 0.4$  sec. Cette hypothèse permet de mettre en phase la contribution des modes supérieurs. En substituant la relation (8.50) et (8.52) dans (8.49), nous avons :

$$V_d = A Q \sqrt{\sum_{j=1}^n W_j^2 S_j^2} = A Q \sqrt{W_1^2 S_1^2 + W_2^2 S_2^2 + \dots + W_n^2 S_n^2}$$

et en mettant le terme  $W_1^2 S_1^2$  en facteur, on obtient :

$$V_d = A Q W_1 S_1 \sqrt{1 + \frac{W_2^2 S_2^2}{W_1^2 S_1^2} + \dots + \frac{W_n^2 S_n^2}{W_1^2 S_1^2}}$$

ou

$$V_d = A Q W_1 S_1 \sqrt{1 + \left(\frac{W_2}{W_1}\right)^2 \left(\frac{T_1}{T_2}\right) + \dots + \left(\frac{W_n}{W_1}\right)^2 \left(\frac{T_1}{T_n}\right)} \quad (8.53)$$

Finalement, l'effort tranchant dynamique de base,  $V_d$ , s'écrit :

$$V_d = A Q W_1 S_1 \chi \quad (8.54)$$

Avec :

$$\chi = \sqrt{1 + \left(\frac{W_2}{W_1}\right)^2 \left(\frac{T_1}{T_2}\right) + \left(\frac{W_3}{W_1}\right)^2 \left(\frac{T_1}{T_3}\right) + \dots + \left(\frac{W_n}{W_1}\right)^2 \left(\frac{T_1}{T_n}\right)}$$

Ou enfin

$$\chi = \sqrt{1 + \sum_{j=1}^{n-1} \left[ \left(\frac{W_{j+1}}{W_1}\right)^2 \frac{T_1}{T_{j+1}} \right]} \quad (8.55)$$

Le rapport de l'effort tranchant élastique de base à celui de dynamique,  $V_e/V_d$ , considéré également comme facteur de calibrage pour les résultats de l'analyse dynamique, peut s'écrire donc simplement sous la forme suivante :

$$\frac{V_e}{V_d} = \frac{W}{\chi W_1} \quad (8.56)$$

Ce rapport dépend donc uniquement du poids total de la structure et du poids modal du mode fondamental.

### 8.6.2.2 Applications numériques

#### 8.6.2.2.1 Choix des structures analysées

Dans ce qui suit, à l'aide de la méthode de l'analyse dynamique modale, le rapport de l'effort tranchant élastique de base à celui de dynamique  $V_e/V_d$  est déterminé pour trois structures, prises parmi les structures analysées auparavant, dont un est régulier (A) et deux décrochées (B et C). Les paramètres géométriques décrivant le décrochement de chaque portique et leurs caractéristiques dynamiques pour les trois premiers modes de vibration, telles que les fréquences propres, les périodes et les facteurs de participation modale, sont résumés dans les tableaux 8.3a et 8.3b, donnés ci-dessous. Dans le même tableau 8.4, sont consignés les résultats de calcul relatifs aux rapports des poids modaux  $W_i$ , des périodes  $T_i/T_1$ , au paramètre  $\chi$  et aux rapports de l'effort tranchant élastique à celui de dynamique  $V_e/V_d$ .

**Tableau 8.3a :** Caractéristiques dynamiques des structures analysées.

Structure	Configuration	Pulsation $\omega_j$ (rd/sec)			Fact. de part. mod. $a_j$		
		Mode			Mode		
		1	2	3	1	2	3
A	Régulier	2.00	6.0	10.0	1.17	-0.28	0.05
B	$R_h=0.6$ ; $R_a=1/9$	2.83	5.4	9.40	0.32	0.75	-0.25
C	$R_h=0.8$ ; $R_a=1/9$	2.30	7.0	11.0	0.33	-0.12	0.63

**Tableau 8.3b :** Caractéristiques dynamiques des structures analysées.

Structure	Poids total W (kN)	Période T (sec.)			Poids modal $W_j$ (kN)		
		Mode			Mode		
		1	2	3	1	2	3
A	10750	3.17	1.09	0.63	8342.0	1126.2	434.0
B	6450	2.22	1.17	0.67	1664.1	3528.0	140.0
C	9321	2.73	0.93	0.58	9321.0	2591.3	886.2



**Tableau 8.4** : Comparaison des rapports  $V_e/V_d$  des structures analysées.

Structure	$W_1/W$	$W_2/W_1$	$W_3/W_1$	$T_1/T_2$	$T_1/T_3$	$\chi$	$V_e/V_d$
<b>A</b>	0.776	0.135	0.052	2.91	5.03	1.03	1.251
<b>B</b>	0.258	2.120	0.084	1.90	3.31	3.09	1.254
<b>C</b>	0.278	0.342	1.140	2.94	4.71	2.73	1.071

#### 8.6.2.2.2 Analyse des résultats

D'après les résultats du tableau 8.4, il y a lieu de noter que pour la structure régulière A, c'est le poids modal du premier mode qui domine ; ce qui conduit à une valeur de  $\chi$  proche de l'unité du moment que  $\chi$  est prise comme une mesure de l'importance de la contribution du mode supérieur à l'effort tranchant dynamique de base. Pour la structure irrégulière B, c'est le poids modal du second mode qui domine ; par contre pour la structure irrégulière C la dominance revient au poids modal du troisième mode. Par ailleurs, les valeurs de  $\chi$  des structures B et C sont sensiblement différentes de l'unité ; ce qui implique que la valeur de l'effort tranchant dynamique de base aurait été incorrecte si uniquement la contribution du premier mode aurait été considérée. Cependant, si on suit la méthode d'analyse spectrale, les valeurs qui en résultent de  $V_d$  pour ces deux structures auront des rapports similaires par rapport à  $V_e$  de la même façon que pour la structure A. Si on choisit d'utiliser la période du mode qui donne le poids modal le plus élevé afin de calculer  $V_e$ , les valeurs de  $V_e$  correspondant aux structures irrégulières B et C seront plus significatives ; entraînant ainsi un facteur de calibrage inutilement nécessaire.

Finalement, à travers cette comparaison, il est intéressant de montrer qu'on peut obtenir un facteur de calibrage conséquent pour les résultats de l'analyse dynamique en utilisant la période du premier mode dans la formule de l'effort tranchant statique de base indépendamment des distributions du poids modal.

#### 8.6.2.2.3 Cas des structures irrégulières dont le poids modal supérieur est prépondérant

D'après le tableau 8.4, on remarque que le poids modal associé au second mode de la structure irrégulière B est sensiblement plus grand que celui de son premier mode ; plus du double ( $W_2 = 2.12W_1$ ). Cette structure irrégulière dont le décrochement est situé au niveau du sixième étage et comportant une tour dont la section en plan est très rétrécie ( $R_a = 0.111$ ), sera choisie

pour illustrer la méthode qui pratique la période de vibration  $(T_{ir})_{règl.}$ . Son étude servira également comme exemple pour illustrer l'impact de telles situations sur l'effort de cisaillement d'étage et sur la distribution du moment de renversement à travers la hauteur du bâtiment.

Trois méthodes d'approches sont utilisées pour obtenir : (a) l'effort tranchant de base, (b) le cisaillement d'étage et (c) la distribution du moment de renversement de cette structure. **La première méthode**, désignée sous le nom de "méthode RPA", est la méthode statique équivalente donnée par le règlement RPA, en considérant la période du règlement  $T_{règl.} = C_T H^{0.75}$  exprimée par la formule (1). **La deuxième méthode**, désignée par "méthode RPA ajustée", est identique à la première, mais en utilisant cette fois-ci la période  $(T_{ir})_{règl.}$ , définie par la **formule (2)**, comme une période appropriée du règlement. **La troisième méthode** est celle de l'analyse modale spectrale.

La normalisation des charges dynamiques se fait par un effort tranchant  $V_e^*$  obtenu en utilisant la période  $(T_{ir})_{règl.}$  en tant que période appropriée du règlement. Une comparaison des résultats obtenus par ces trois approches illustrera l'implication d'adopter la formule  $(T_{ir})_{règl.}$  pour les bâtiments irréguliers, ainsi que l'impact de l'utilisation de l'analyse dynamique dans les situations où la contribution du premier mode à l'effort tranchant de base n'est pas assez prédominante.

#### 8.6.2.2.3. 1 Analyse de la structure irrégulière B ( $R_h = 0.6$ ; $R_a = 0.111$ )

Il est supposé que la structure est localisée dans un site tel que le produit  $AQ = 0.165$ . L'effort tranchant élastique de base s'écrit donc :

$$V_e = AQDW = 0.165DW \quad (8.57)$$

Le poids de la structure,  $W$ , est supposé égal à 6450 kN.

#### 8.6.2.2.3. 2 Première méthode : ( Méthode RPA )

Dans la première approche, la période du règlement est donnée par  $T_1 = T_{règl.} = C_T H^{0.75} = 0.05(3.3)^{0.75} = 0.933$  sec. et le facteur  $D$  est égal à 1.4. Par conséquent :

$$(V_e)_{RPA99} = AQDW = 1490 \text{ kN} \quad (8.58)$$

La partie de l'effort tranchant de base,  $F_t$ , force concentrée au sommet de la structure, est déterminée par la formule générale :  $F_t = 0.07TV$  ; elle est égale dans ce cas à 97.31 kN.

### 8.6.2.2.3. 3. Deuxième méthode : ( Méthode RPA ajustée )

Dans la deuxième approche, la période du règlement est supposée être  $T_2 = (T_{ir})_{\text{règl.}} = (T_{\text{règl.}})T^*$ . A partir des courbes de la figure 6, on en déduit la valeur du facteur de modification  $T^* = 0.68$  en prenant en compte pour la structure considérée les deux paramètres  $R_h = 0.6$  et  $R_a = 1/9$ , qui définissent la géométrie du décrochement de la structure en question. Par conséquent,

$$T_2 = (T_d)_{\text{règl.}} = (0.933)(0.68) = 0.634 \text{ sec.} \xrightarrow{\text{Courbe S}} D = 1.83$$

L'effort tranchant élastique maximal de base de la structure décrochée correspondante est donné par :

$$(V_e)_{\text{décr.}} = (0.165)(1.83)(6450) = 1948 \text{ kN} \quad (8.59)$$

La valeur de  $F_t$  étant égale à 86.5 kN.

Les valeurs des résultats obtenus par les deux approches sont résumées dans le tableau 4.5, donné ci-dessous :

**Tableau 8.5:** Résultats de calcul obtenus par les deux approches 1 et 2.

	Facteur $T^*$	Période T (sec)	Accélération spectrale D (g)	$F_t$ (kN)	$V_e$ (kN)
<b>1<sup>ère</sup> Approche</b>	-	0.933	1.40	97.31	1490
<b>2<sup>ème</sup> Approche</b>	0.68	0.634	1.83	86.50	1948

L'effort tranchant élastique de base  $V_e$ , obtenu par les deux approches et dont les valeurs sont données respectivement par l'équation (8.58) et (8.59), est distribué sur la hauteur de la structure en charges statiques concentrées aux différents niveaux selon la formule du règlement RPA suivante :

$$F_k = \frac{(V_* - F_t)W_k h_k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \quad (8.60)$$

où :  $W_k, W_i$  = partie du poids  $W$  correspondant au niveau  $k$  ou  $i$  respectivement.

$h_k, h_i$  = hauteur au dessus de la base du niveau  $k$  ou  $i$  respectivement.

$N$  = niveau maximum de la structure.

$V_* = (V_e)_{\text{RPA 99}} \text{ ou } (V_e)_{\text{décr.}}$

La force  $F_t$  est appliquée au sommet du bâtiment et l'effort tranchant à chaque niveau  $k$  est obtenu comme suit :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^N F_i \quad (8.61)$$

Le moment de renversement à chaque niveau  $k$  est déterminé selon la relation suivante :

$$M_k = F_t(H - h_k) + \sum_{i=k}^N F_i(h_i - h_k) \quad (8.62)$$

où :  $F_k, F_i$  = force au dessus de la base du niveau  $k$  ou  $i$  respectivement.

$H$  = hauteur totale du bâtiment.

La figure 4.7, présentée ci-dessous, montre les distributions de l'effort de cisaillement d'étage et du moment de renversement, obtenus par les deux approches précédentes.

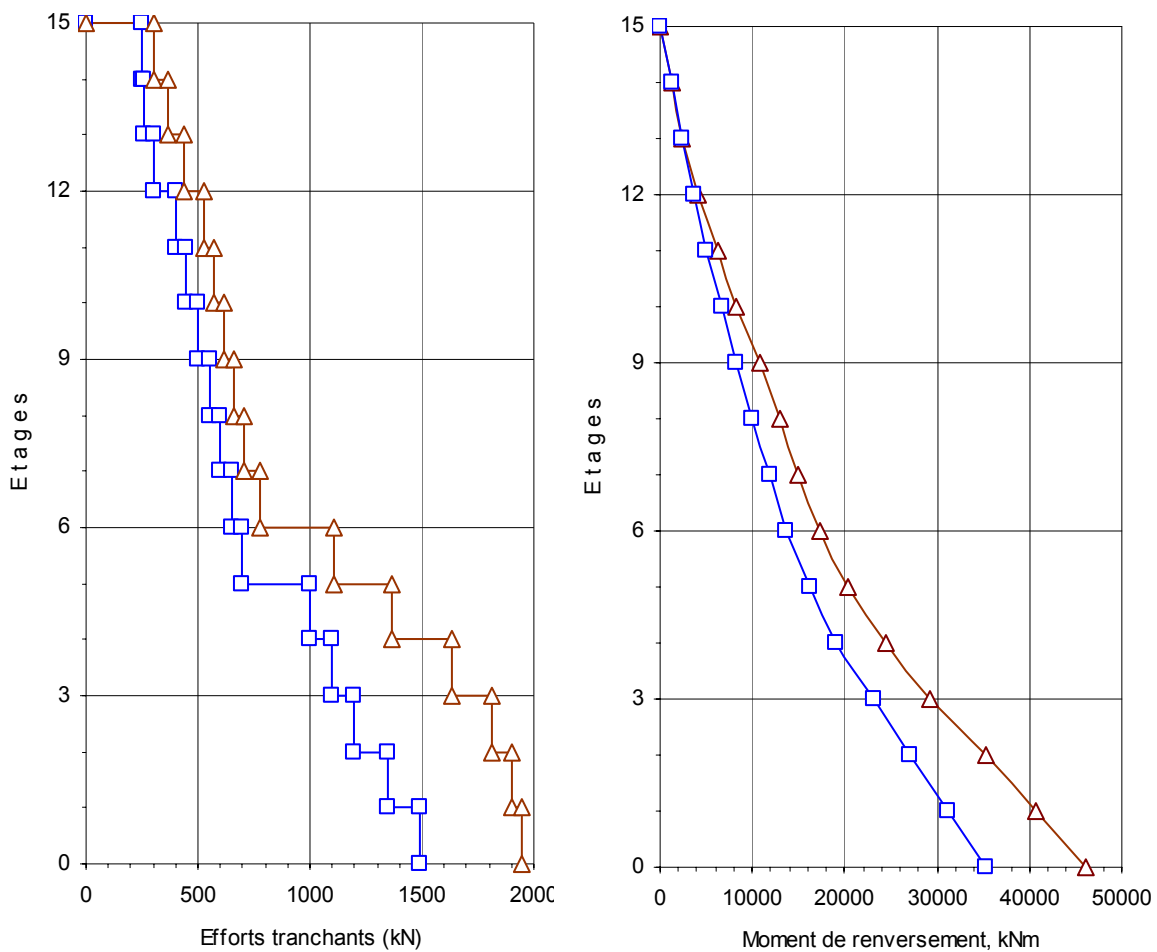


Figure 8.7 : Comparaison des efforts tranchants et moments de renversement :

—□— Méth. RPA , —△— Méth. RPA ajustée

#### 8.6.2.2.3. 4 Troisième méthode : (Analyse modale spectrale)

Conformément aux principes de l'analyse dynamique modale, dont les résultats sont basés sur l'utilisation du spectre de réponse, sont résumés dans le tableau 8.6 suivant :

**Tableau 8.6** : Caractéristiques dynamiques du bâtiment décroché ( $R_h = 0.6$  ;  $R_a = 1/9$ ).

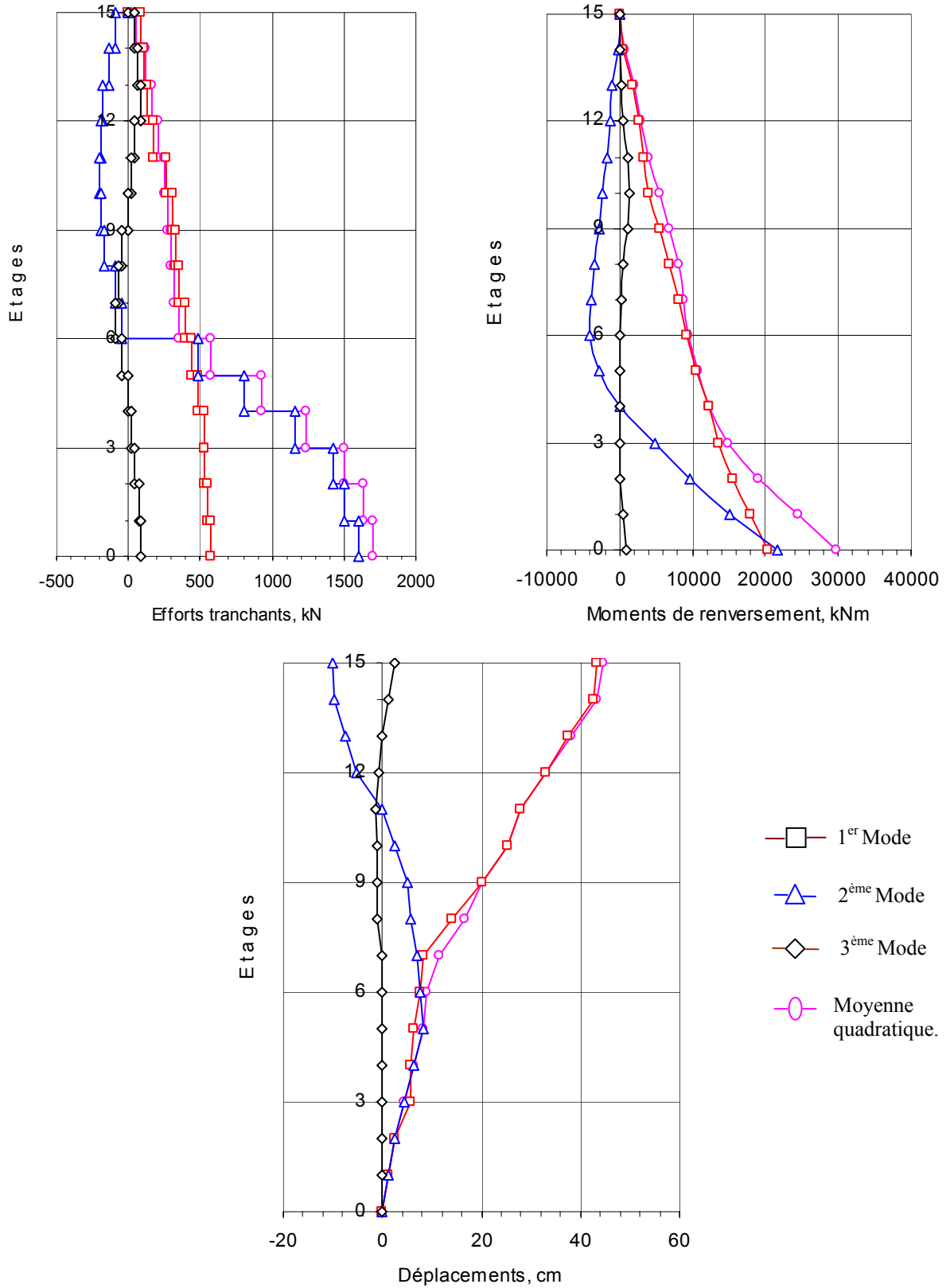
Mode	Période (s)	Poids modal $W_i$ (kN)	Rapp. poids modaux, $W_i/W$	Accél. Spect. (g)	Eff. Tranch. de base $V_d$ (kN)
1	2.22	1664.1	0.257	0.80	219.7
2	1.17	3528.0	0.546	1.25	727.7
3	0.67	140.0	0.021	1.77	41.0
$\Sigma$	-	-	-	-	761.25

$\Sigma$  : racine carrée de la somme des carrés (SRSS).

Ce tableau contient les périodes modales, les rapports des poids modaux, les valeurs de l'accélération spectrale et les contributions modales à l'effort tranchant de base pour les trois premiers modes. Il est intéressant de remarquer que la contribution du second mode à l'effort tranchant dynamique de base est presque trois fois plus grande que celle du premier mode. Cela est du vraisemblablement à la minceur de la partie tour de ce bâtiment. D'autre part, l'effort tranchant dynamique de base total,  $V_d = 761.25$  kN, obtenu en utilisant la règle de la moyenne carrée, est sensiblement plus petit que l'effort tranchant élastique de base obtenu par les deux approches statiques, en l'occurrence  $(V_e)_{RPA99}$ , et  $(V_e)_{decr.}$ . Cette différence s'explique par le fait que le calcul de  $V_d$  a été basé sur une période fondamentale plus importante que celles des autres efforts tranchants de base, dont la valeur est de l'ordre de 2.22 secondes, alors que celles des autres périodes sont estimées respectivement à 0.933 et 0.634 secondes.

Au terme de cette approche, la figure 8.8, présentée ci-dessous, illustre l'effet des contributions modales vis à vis des déplacements horizontaux d'étages, des efforts de cisaillement d'étages et des moments de renversement de la même structure considérée. D'après ces résultats, il convient de noter que malgré la nette prépondérance de l'effort tranchant de base du second mode par rapport à celui du premier mode, la contribution de ce dernier au déplacement et au moment de renversement reste prédominante. De même, on

constate que le mode fondamental constitue une contribution majeure au cisaillement d'étage de la partie tour du bâtiment et pourrait être seul conservé en pratique [37].



**Figure 8.8 :** Incidence des contributions modales sur les déplacements, les efforts tranchants et les moments de renversement de niveaux.

#### 8.6.2.2.4 Réajustement de la valeur de l'effort tranchant de base

Les résultats de calcul obtenus par l'analyse spectrale doivent être normalisés de sorte que l'effort tranchant de base soit égale à celui du règlement,  $V_e^*$ , établi comme suit :

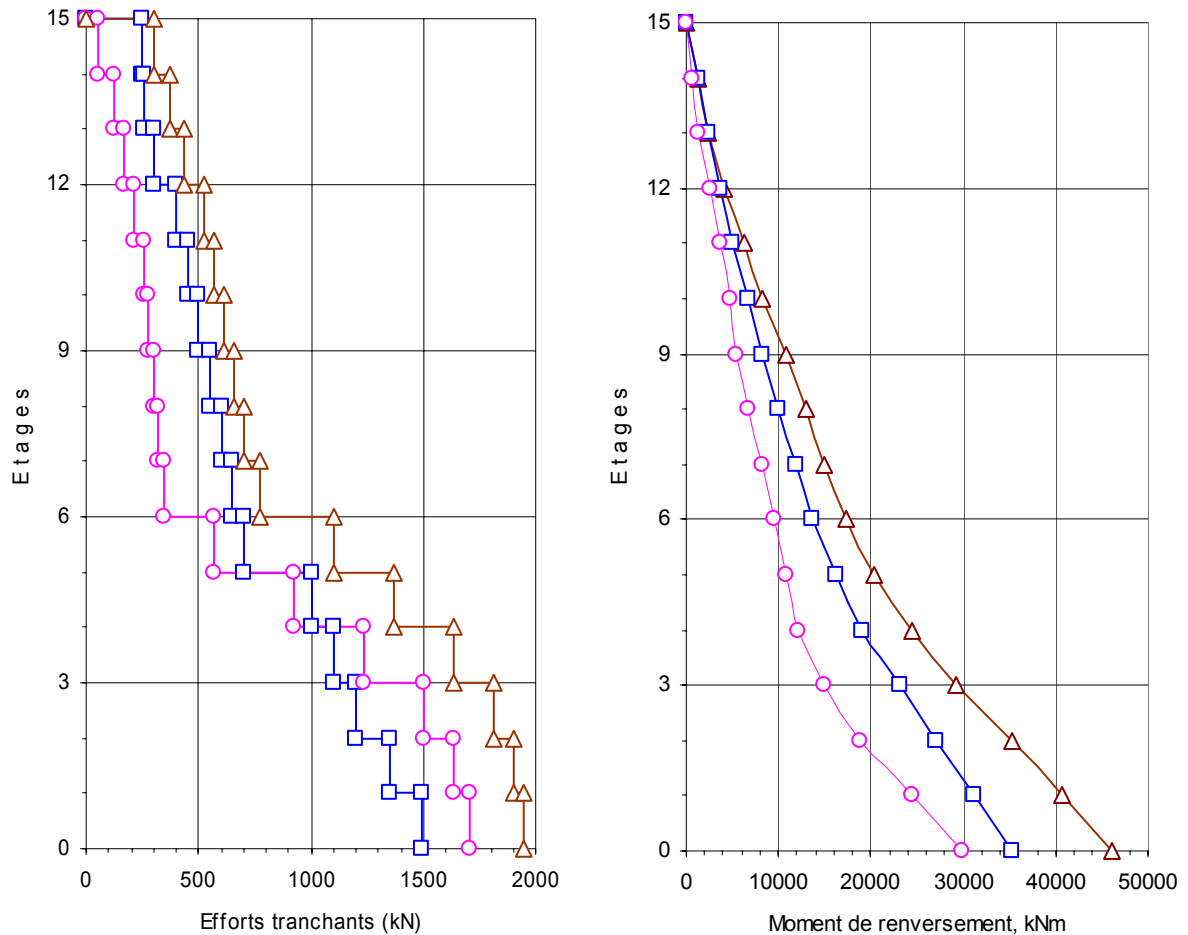
Initialement, la période  $(T_d)_{\text{règl.}}$  est considérée comme " période du règlement " du bâtiment décroché. Comme la période fondamentale  $T_d = 2.22$  secondes, obtenue sur la base de l'analyse dynamique modale, est sensiblement plus grande que la période ajustée  $(T_d)_{\text{règl.}} = 0.634$  secondes, le règlement permet d'appliquer, dans ce cas, la période maximale, qui pourrait être utilisée dans l'évaluation de l'effort tranchant de base, donnée donc par  $1.3(T_d)_{\text{règl.}} = 1.3(0.634) = 0.824$  secondes et dont la valeur de l'accélération spectrale  $S$  correspondante est égale à 1.6. En conséquence, l'effort tranchant de base permettant de faire le calibrage est  $V_e^* = 0.165(1.6)(6450) = 1703$  kN. La valeur de cet effort tranchant de base est plus grande que celle qui a été calculée par la 1<sup>ère</sup> approche (méthode RPA), mais inférieure à celle de la 2<sup>ème</sup> approche (méthode RPA ajustée). La valeur du rapport  $V_e^*/V_d = 1703/761.25 = 2.24$  servira comme facteur de calibrage pour réajuster celles des efforts tranchants d'étage et des moments de renversement qui sont déterminées à partir de l'analyse dynamique modale spectrale. La figure 4.9, présentée ci-dessous, illustre à juste titre la distribution de l'effort tranchant et du moment de renversement dont les valeurs ont été calibrées en comparaison avec la distribution de ceux des deux autres approches.

D'après la confrontation des courbes de la figure 8.9, il en découle que la première méthode (RPA) sous-estime le cisaillement d'étage près du pied du bâtiment mais elle le surestime dans la partie haute de la portion "base" et sur toute la hauteur de la tour. Mais on remarque, par ailleurs, que cette méthode surestime, par contre, le moment de renversement dans tout le bâtiment. Par conséquent, Il en ressort, d'après cette constatation, que cette surestimation des efforts tranchants d'étages et des moments de renversement survient parce que le facteur  $F_t$ , correspondant à la force appliquée au sommet du bâtiment prévu dans le règlement RPA99, est destiné spécialement pour le calcul des bâtiments sans décrochement.

La deuxième méthode (RPA ajustée) est une approche considérée comme hybride car elle s'appuie sur un principe de calcul basé sur deux éléments différents. Vis-à-vis du calcul de l'effort tranchant maximal de base, cette méthode utilise, d'une part, une valeur remaniée pour le calcul de la période fondamentale à l'aide de la relation (8.1) établie précédemment et d'autre part, elle utilise la méthode statique équivalente du règlement RPA pour la distribution des charges sismiques dans la structure. Il en découle que, les résultats concernant les efforts

tranchants d'étage et les moments de renversement auxquels elle fait aboutir représentent des estimations conservatrices.

En résumé, il apparaît que le choix pour utiliser l'une des trois méthodes présentées, dépendra essentiellement de la complexité du système dynamique étudié.



**Figure 8.9 :** Comparaison des efforts tranchants et moments de renversement :

—□— Méth. RPA,      —△— Méth. RPA ajustée,      —○— Analy. Spectrale.

## 8.7 CONCLUSIONS

Pour accommoder à la pratique la variété de configurations de bâtiments à ossatures autostables comportant des irrégularités, on pense de toute évidence que la méthode d'analyse modale basée sur le spectre de réponse constitue le moyen le plus crédible pour évaluer les charges sismiques élastiques. L'étude menée dans ce contexte s'est focalisée sur l'examen de deux problèmes liés à l'utilisation de cette méthode, à savoir la période appropriée du règlement utilisée dans le calcul de l'effort tranchant statique de base afin de réajuster ou de calibrer les résultats obtenus à partir de l'analyse dynamique d'une part, et de prendre en



considération l'intervention des poids modaux des modes supérieurs dans des configurations spéciales de décrochement, d'autre part. Toutefois, les résultats obtenus dans cette partie du travail ont permis d'aboutir sans ambiguïtés aux conclusions suivantes :

- La période d'un bâtiment comportant un décrochement est, en général, plus faible que celle d'un bâtiment similaire sans décrochement. Par conséquent, l'application de la formule de la période du règlement RPA " $T = C_t H^{0.75}$ ", aux bâtiments irréguliers, tend à surestimer la période entraînant ainsi une sous-estimation de l'effort tranchant sismique de base.

- La modification de la période  $T$  du règlement RPA par le facteur de modification  $T^*$ , proposé au cours de cette étude, assure une meilleure estimation des périodes pour les bâtiments irréguliers dont l'ossature est contreventée par des portiques autostables. Il s'avère, par conséquent, recommandable d'utiliser la période modifiée  $(T_{ir})_{\text{règl.}}$ , déduite de  $T_{ir}$ , grâce au facteur  $T^*$ , comme une "période du règlement" pour calibrer les résultats obtenus par l'analyse dynamique.

- Lorsque la partie "tour" d'un bâtiment irrégulier devient plus mince, il est fort probable que le poids modal du second ou du troisième mode devient plus important que celui du premier mode. Toutefois, le calibrage des résultats obtenus par l'analyse dynamique pourrait être encore basé sur l'effort tranchant élastique de base calculé en utilisant la période fondamentale ou celle du règlement modifiée. Néanmoins, il est utile de mentionner, qu'à des fins de calibrage, l'utilisation de la période de l'un des modes supérieurs ayant le poids modal plus important conduirait à des résultats moins conservateurs.

- A partir de certaines formes de configurations de décrochement il en résulte que les poids modaux de certains modes supérieurs sont plus importants que celui du mode fondamental et peuvent mener à des charges sismiques dont la distribution est sensiblement différente de celle obtenue à partir de la méthode statique équivalente du règlement. Dans de telles situations, la méthode statique équivalente du règlement peut conduire à des estimations extrêmement conservatrices des efforts tranchants d'étages et des moments de renversement. Ainsi, la méthode d'analyse modale basée sur le spectre de réponse ne constitue pas seulement une alternative en soi, mais une alternative fondamentale pour pouvoir obtenir une meilleure distribution des charges sismiques.

Finalement, on peut donc conclure, d'une manière générale, que la réponse dynamique des structures irrégulières, soumises à l'action d'un séisme, est mieux estimée par le modèle à deux degrés de liberté considéré dans cette étude.







## CHAPITRE 9

### CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

#### 9.1 CONCLUSIONS

Notre étude est une contribution à l'évaluation et la modélisation du comportement des structures irrégulières sous les sollicitations sismiques, contreventées par des portiques en charpentes métalliques.

Le travail que nous avons présenté fournit de nombreux résultats sur le comportement dynamique de structures irrégulières soumises à un chargement sismique. Ces résultats numériques obtenus ont permis de mettre en évidence les phénomènes importants qui régissent le comportement des structures irrégulières étudiées. Dans ce sens, il nous semble utile de donner un résumé des principaux aspects du problème et de rappeler quelques conclusions importantes obtenues au cours de ce travail. Le travail a comporté cinq parties essentielles :

**Dans la première partie de cette thèse**, et après une évaluation des caractéristiques propres des structures irrégulières, nous avons mené une étude de l'effet des irrégularités des structures sur leur comportement dans le domaine élastique et post-élastique sous l'effet des charges sismiques. A cet effet, dans un contexte d'évaluation sismique une étude analytique a été effectuée comportant une série d'analyses sur des portiques métalliques multi-étagés qui ont été identifiés selon certains paramètres prédéfinis. Chaque portique comporte un décrochement en élévation, caractérisé à l'un de ses niveaux, de chaque côté, par un retrait de même dimension. Ces analyses ont permis, d'une part, d'étudier l'influence du décrochement sur le comportement sismique de la structure, notamment son comportement dans le plan, et, d'autre part,

d'évaluer sa résistance aux charges sismiques en comparaison à celle d'une structure régulière similaire. Pour chaque portique analysé, les déplacements latéraux maximaux, les déplacements relatifs inter-étages maximaux, les coefficients de cisaillements et les demandes en ductilité ont été calculés. Les deux réponses (linéaire et non linéaire) ont été ainsi comparées. Les réponses non linéaires ont été calculées à l'aide d'une analyse temporelle non linéaire. Le logiciel Drain-2d a été utilisé pour la modélisation de chacune des structures à l'étude. Une courbe contrainte-déformation bi-linéaire a été supposée. La rigidité structurale initiale a été calculée selon les résultats de l'analyse statique pour un coefficient de ductilité de conception  $\mu = 5$ . Une valeur d'amortissement visqueux  $\xi = 5\%$  a été considérée. Le tremblement de terre El Centro (Imperial Valley) à 0.35g a été sélectionné pour ces analyses comparatives.

**Dans la deuxième partie**, des investigations ont été effectuées sur les mêmes modèles de bâtiments décrochés, considérés dans la première partie, afin d'évaluer les méthodes de détermination des déplacements relatifs d'étages préconisées par les règlements parasismiques algérien (RPA 99) et français (PS 92). L'évaluation tient compte d'une comparaison entre les déplacements horizontaux obtenus respectivement à partir des méthodes des règlements et de l'analyse dynamique non linéaire des bâtiments décrochés et d'un bâtiment de référence à profil uniforme.

**La troisième partie de cette thèse** étudie le comportement statique de manière progressive en phase élastique et post-élastique d'un ensemble de bâtiments irréguliers ainsi que celui d'un bâtiment régulier similaire en parallèle vis-à-vis des charges sismiques latérales et voir comment évoluent les déformations inélastiques au niveau de leurs éléments résistants au cours du chargement. Les résultats obtenus permettent d'évaluer la capacité réelle de résistance élastique et celle de la résistance ultime du système structural des bâtiments analysés.

**Dans la quatrième partie**, la réponse sismique de structures en portiques comportant des irrégularités dans les distributions de masses et de rigidités a été évaluée. Les structures, de configuration uniforme et sans retraits apparents contrairement aux cas précédents, ont été conçues, calculées et détaillées en respectant le code RPA 99, et ont été modélisées en tant que systèmes à deux dimensions, résistants aux effets de

cisaillement. La réponse calculée par l'analyse dynamique temporaire a été comparée avec celle prévue par la méthode statique équivalente du règlement RPA 99. Basé sur cette comparaison, l'objectif a été d'évaluer les prescriptions réglementaires pour lesquelles une structure peut être considérée comme régulière, et les dispositions de la méthode statique équivalente comme applicable. Les irrégularités sont introduites en modifiant les propriétés (masse ou rigidité) de l'un des étages de la structure considérée. Plusieurs rapports de masses et de ductilité ont été considérés. Les conclusions tirées de cette étude ont concerné les effets de ces irrégularités sur les forces de cisaillements et les demandes maximales en ductilité.

**Dans la cinquième et dernière partie**, nous avons proposé une modélisation basée sur un système d'oscillation à deux degrés de liberté, afin de décrire le comportement dynamique de la structure irrégulière. Compte tenu que dans la plupart des situations, les règlements parasismiques présentent l'analyse dynamique directe comme procédé de calcul préférentiel afin de déterminer d'une manière plus exacte les forces de conception sismiques et les déflexions le long des bâtiments irréguliers, tout en maintenant la méthode de force statique équivalente pour les régions à faible sismicité et pour les bâtiments ayant certaines limitations en hauteur. Les procédures d'analyse dynamique sont catégorisées comme étant linéaire (élastique) avec des méthodes de spectre de réponse modale élastique et des méthodes temporelles d'intégration numérique linéaire, ou des méthodes temporelles non linéaires (inélastiques). Mais, selon la majorité des règlements en vigueur la valeur minimale de la résultante des forces sismiques à la base des bâtiments, obtenue par l'analyse dynamique, est limitée par la valeur obtenue par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Dans le cas du règlement RPA 99, cette limite est fixée à 80% de la valeur de la force sismique à la base, déterminée par la méthode statique équivalente. Dans le cas de l'étude de bâtiments irréguliers, le cisaillement statique à la base ne peut être appliqué, puisque d'une part, la période de vibration de calcul établie par le règlement n'est applicable qu'aux bâtiments réguliers sans décrochements, et d'autre part, il est incertain que la période du mode plus élevé soit utilisée dans le calcul du cisaillement à la base lorsque son poids modal correspondant est supérieur à celui du mode fondamental. En se basant sur un modèle rationnel à deux degrés de liberté, on a essayé, dans cette partie du travail, de proposer une formule approximative plus adaptée au calcul de la

période fondamentale des bâtiments comportant un décrochement vertical et de montrer, par ailleurs, qu'il n'est pas toujours évident d'utiliser la période des modes supérieurs, pour la détermination de l'effort tranchant de base, lorsque le poids modal du mode supérieur est plus important que celui du premier mode.

Dans ce contexte, la complexité de la géométrie et du nombre élevé de paramètres nous a conduit à simplifier le problème. Il est supposé que la déformation de la structure est induite par les déformations de sa partie inférieure « la base » et de sa partie supérieure « la tour » respectivement sous l'effet du chargement sismique. Les deux parties sont ainsi séparées où dans chacune d'elles les paramètres de couplage sont pris en compte. Le modèle à deux degrés de liberté est un moyen d'études complémentaire aux calculs directs. A l'aide de ce modèle, il a été possible d'ajuster la formule de période du règlement de manière à obtenir une estimation plus raisonnable de la période des structures irrégulières sensibles à l'action du séisme. Ainsi, nous obtenons un modèle complet décrivant les principaux aspects du comportement de la structure irrégulière. Les comparaisons effectuées entre les résultats du modèle à deux degrés de liberté et de l'analyse dynamique des exemples de structures irrégulières a montré que l'approche utilisée est suffisante pour décrire le comportement de telles structures soumises à des chargements sismiques.

De l'ensemble des développements effectués, on peut tirer, selon chaque partie, les conclusions principales suivantes :

**A/ Dans le cas de la première partie :** *(Caractéristiques propres et analyses dynamiques linéaire et non linéaire)*

**A.1.** La période d'un bâtiment comportant un décrochement est, en général, plus faible que celle d'un bâtiment similaire sans décrochement. En plus, plus la partie "tour" est mince plus la période du mode fondamentale de toute structure irrégulière affiche une diminution par rapport à celle d'une structure régulière similaire et elle est d'autant plus faible que le niveau du décrochement est situé plus près de la mi-hauteur de la structure. Par contre, on observe un effet inverse lorsqu'il s'agit du deuxième mode. Quant aux autres modes supérieurs, la variation est très faible.

**A.2.** Les résultats indiquent que les procédures de calcul (analyses dynamiques linéaire et non linéaire) fournissent des réponses similaires qualitatives, en termes de



déplacements latéraux, quelque soit la configuration géométrique adoptée par la structure irrégulière (effet de la variation des paramètres de décrochement  $R_h$  et  $R_a$ ).

**A.3.** La réaction sismique des modèles de structures analysés, vis-à-vis des coefficients de cisaillement d'étages, augmente seulement lorsque le degré de décrochement  $R_a$  décroît, ou plus précisément lorsque la tour devient plus mince. De plus, dans ces conditions la zone de transition entre la base et la tour est marquée par une importante réaction. Elle a été aussi la plus grande que celle d'une structure régulière équivalente.

**A.4.** Le facteur de ductilité en déplacement maximal s'accroît de manière sensible au niveau des éléments de la tour, surtout lorsque celle-ci est mince, et il est en général supérieur à celui du bâtiment régulier similaire. Ceci implique que des rotules plastiques peuvent se former au niveau des poteaux qui peuvent être le siège d'endommagements graves sous l'effet de déformations latérales généralement très grandes. Dans ce sens, une fourchette de rapports de ductilité comprise entre les valeurs 4 et 6 est suggérée afin d'améliorer la performance sismique de tels bâtiments. Toutefois, cette investigation montre qu'une procédure de calcul par capacité est recommandée pour fournir une résistance adéquate aux éléments structuraux.

**B/ Dans le cas de la deuxième partie :** (*Analyse dynamique non linéaire et méthodes réglementaires*)

Les résultats provenant des analyses dynamiques indiquent que les méthodes respectives de construction parasismique à charge statique équivalente spécifiées par les des deux règlements RPA 99 et PS 92 du bâtiment sous-estiment la valeur du mouvement latéral maximal inter-étage, pour les étages situés au dessus du niveau de décrochement ; ce qui prouve que la flexibilité de la tour influence le comportement dynamique de la structure irrégulière de manière considérable.

**C/ Dans le cas de la troisième partie :** (*Analyse statique non linéaire*)

Pour chaque type de structure analysée la courbe définissant la relation effort-déplacement ainsi que la séquence de formation des rotules plastiques jusqu'à la formation d'un mécanisme ont été mises en évidence. Il a été montré, d'une part, que la capacité de résistance, en terme de résistance résiduelle, pour les différentes structures analysées, décroît avec le niveau de forces sismiques considérées et que

d'autre part, la résistance résiduelle augmente lorsque la configuration de la structure tend vers une configuration régulière.

**D/ Dans le cas de la quatrième partie :** (*Irrégularité de masses et de rigidités dans le cas de structures ne comportant pas de retrait d'étage*)

Des analyses dynamiques statique linéaire et historique non linéaire sont effectuées sur un modèle analytique simplifié de structures ne reconnaissant que les déformations en cisaillement afin d'évaluer les recommandations du code RPA pour l'étude de la stabilité dynamique des bâtiments irréguliers, contreventés par des portiques, soumis à des secousses sismiques. D'après ces investigations, il est conclu que les critères de masse et de rigidité du règlement RPA fournissent une augmentation modérée dans l'estimation de la réponse des structures irrégulières par rapport aux structures régulières. Le déplacement latéral du dernier étage se comporte comme un paramètre stable qui ne semble pas affecté par les irrégularités verticales.

**E/ Dans le cas de la cinquième et dernière partie** (*Aspect réglementaire et modélisation*)

**E.1.** L'estimation de la période fondamentale d'une structure irrégulière par la formule empirique du règlement RPA " $T = C_t H^{0.75}$ " tend à la surestimer ; ce qui pourrait entraîner une sous-estimation de l'effort tranchant sismique de base utilisé pour le dimensionnement en cisaillement. Par conséquent, cela pourrait sous-estimer, évidemment, la résistance au cisaillement et résulter en une rupture par cisaillement.

**E.2.** Un facteur de modification de période  $T^*$ , incluant les deux périodes  $T_r$  et  $T_{ir}$ , respectivement celle de la structure régulière et irrégulière, comme suit :  $T^* = T_{ir}/T_r$  a été proposé pour assurer une meilleure estimation des périodes pour les bâtiments irréguliers. Ce facteur est suggéré pour servir à calibrer la période fondamentale de la structure irrégulière calculée par l'analyse dynamique.

**E.3.** Lorsque le poids modal du mode plus élevé est supérieur à celui du mode fondamental (conséquence d'une structure irrégulière comportant une tour très mince), les résultats ont montré que l'utilisation de la période des modes plus élevée dans le calcul du cisaillement à la base des structures irrégulières, par la méthode statique équivalente, se traduira par une conception inutilement prudente. Par conséquent, pour pouvoir obtenir une meilleure distribution des charges sismiques, le

long de la hauteur de la structure, l'analyse dynamique du spectre de réponse demeure la meilleure alternative possible.

## 9.2 PERSPECTIVES

Le comportement des structures irrégulières de génie civil est un champ d'investigation très vaste, et nous sommes conscient de n'avoir abordé dans notre travail qu'un domaine restreint. Cependant, dans le domaine qui traite du cas du comportement sismique, nous avons apporté une contribution qui ouvre des perspectives de travail immédiates, tant sur le plan modélisation, que sur le plan réglementaire. Au delà des résultats encourageants que nous avons obtenus, il convient de mentionner certaines perspectives futures, qui permettront de mieux appréhender, dans le futur, le comportement de structures irrégulières. Le décrochement de configuration symétrique ayant été traité, il serait donc intéressant pour la suite des travaux d'envisager une modélisation d'un décrochement dissymétrique qui est une autre configuration où les effets de torsion jouent un rôle non négligeable. Les déplacements horizontaux produisent également des oscillations de torsion des constructions, couplées avec leurs oscillations latérales. Les effets des oscillations de torsion sont importants dans le cas des bâtiments de forme irrégulière ou possédant un contreventement excentré, c'est-à-dire dans le cas où le centre de gravité des bâtiments ne coïncide pas avec leur centre de rigidité (qui est le centre de résistance aux charges latérales). En effet, lorsque les éléments verticaux rigides, qui assurent le contreventement ne sont pas symétriques par rapport au centre de gravité de la construction (par lequel passe la résultante des actions sismiques), la structure est soumise à un couple de torsion horizontal. Le centre de rigidité agit alors comme centre de rotation et sa distance au centre de gravité représente le bras de levier du couple.

Nous pensons avoir ainsi contribué à une meilleure connaissance du comportement dynamique des structures irrégulières sous chargement sismique.

**REFERENCES**

- [1] Arnold C. "Building configuration: Characteristics for seismic design." *Proc., Seventh World Conf. on Earthquake Engrg.*, 4, pp. 589-592, Istanbul, Turkey, 1980.
- [2] Arnold C. and Elessor E. "Building configuration: Problems and solutions." *Proc., Seventh World Conf. on Earthquake Engrg.*, 4, pp. 153-160, Istanbul, Turkey, 1980.
- [3] Berg G. V. "Earthquake stresses in tall buildings with set-backs." *Proc. 2<sup>nd</sup> Symp. Earthq. Engng.*, Univ. of Roorkee, India, 1962.
- [4] Penzien J. and Chopra A. "Earthquake response of appendage on a multi-story buildings" *Proceedings of the third World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. II, PP. 476-486, New Zealand, 1965.
- [5] Skinner R. O, Skilton, D. Z. C. and Laws D. A. "Unbalanced buildings and buildings with light tozers under earthquake forces." *Proc. 3<sup>rd</sup> World Conf. Earthq. Engng.*, II, New Zealand, 1965.
- [6] Jhaveri, D.P. "Earthquake forces in tall building with setbacks." *Thesis presented to the university of Michigan*, at Ann Arbor, Mich., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of philosophy, 1967.
- [7] Penzien J. "Earthquake of response of irregularly shaped buildings" *Proceedings of the fourth World Conference On Earthquake Engineering*, Vol. II, PP. 75-89, Santiago, Chile, 1969.
- [8] Blume J. A. and Jhaveri D. P. "Time-history response of buildings with unusual configurations" *Proceedings of the fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, Vol. III, pp. 155-170, 1969.
- [9] Pekau O. A. "Inelastic behavior of frame structures under static earthquake forces." *Ph.D. Thesis*, Univ. of Waterloo, Canada, 1970.
- [10] Otani S. and Sozen M.A. "Behaviour of multistory reinforced concrete frames during earthquakes." *Civil Engineering Studies Structural Research Series N° 392*, Univ. of Illinois, Urbana, November, 1972.
- [11] Pekau, O.A. and Green R. "Inelastic structures with setbacks." *Proceedings of the Forth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2, PP. 1744-1747, Rome, Italy, 1973.

- [12] Humar J.L. and Wright E.W. "Earthquake response of steel-framed multistorey buildings with set-backs." *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, 5:15-39, 1977.
- [13] Rafael G. and Aranda H. "Ductility demands for R/C frames irregular in elevation." *Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 4, PP. 559-566, California, 1984.
- [14] Moehle J. "Seismic response of vertically irregular structures" *J. of Struct. Engrg. (ASCE)*, 110(9), pp. 2002-2014, 1985.
- [15] Wood S.L. "Experiments to study the earthquake response of reinforced concrete frames with setbacks." *Thesis submitted to the University of Illinois*, at Urbana, Ill., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 1986.
- [16] Anibal G. C., Carlos S. O. and Ricardo T. D. "Influence of vertical irregularities on seismic response of buildings" *Proceedings of ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. V, August 2-9, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.
- [17] Shahrooz, B.M. and Moehle, J.P. "Seismic response and design of setback buildings.", *ASCE Journal of Structural Engineering*, 116(5): 1423-1439, 1990.
- [18] Wood S.L. "Seismic response of R/C frames with irregular profiles." *ASCE Journal of Structural Engineering*, 118(2): 545-566, February, 1992.
- [19] Masi M. D. F. and Caterina F. "Seismic response of irregular multi-storey buildings with flexible inelastic diaphragms." *The Structural Design of Tall Buildings*, Volume 6, Issue 2, pp. 99-124, John Wiley & Sons, Ltd., 1997.
- [20] Al-Ali A. A. K. and Krawinkler H. "Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures." *Rep. No. 130, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford Univ.*, Stanford, Calif., 198, 1998.
- [21] Das S. and Nau J. M. "Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings." *Earthquake Spectra*, 19(3), pp. 455-477, 2003.
- [22] Gülay G. F. and Calim G. "A comparative study of torsionally unbalanced multi-storey structures under seismic loading." *Turkish J. Eng. Env. Sci.*, Volume 27, pp. 11-19, 2003.
- [23] Dinh T. V., Ichinose T. and Marubashi N. "Collapse control of irregular wall buildings using story-safety factor." *13<sup>th</sup> World Conf. on Earthquake Engrg.*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, paper No. 1340, 2004.
- [24] Chatpan C. and Chopra A. K. "Seismic response of vertically irregular frames: Response history and modal pushover analyses." *J. Struct. Eng.* 130(8), 1177-1185, 2004.

- [25] RPA.1999 "Règles parasismiques algériennes" *Centre national de recherche appliqué en génie-parasismique*, Alger, Algérie.
- [26] Wilson E.L. and Habibulah A. "SAP90, a series of computer program for the static and dynamic finite element analysis of structures, user's manual", *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, California, 1989.
- [27] Kannan A.E. and Powell G.H. "Drain-2d, A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures." *Reports N° EERC 73-6 and EERC 73-22. Earthquake Engineering Research center*, University of California, Berkeley, 1973.
- [28] Tiliouine B. et Branci T. "A simplified method for determination of fundamental vibration periods of buildings with vertical setbacks." *Actes du 3ème Colloque International AFPS 93: Génie Parasismique et Aspects Vibratoires dans le Génie Civil*, Vol. 1, 24-26 mars, Paris, 1993.
- [29] Clough, R. W. and Penzien J. "Dynamics of structures" *2<sup>e</sup> éd. McGraw-Hill, Inc.*, New York, 1993.
- [30] Tiliouine B. "Dynamique des structures : aspects vibratoires" *GECOTEC*, 2000.
- [31] Timosnenko S. P., Young D. H. and Weaver W. J. R. "Vibration problems in engineering" *4<sup>th</sup> Edition*.
- [32] Capra A. et Davidovici V. "Calcul dynamique des structures en zone sismique" *Editions Eyrolles*, 1984.
- [33] Otani S. "Inelastic analysis of R/C frames structures." *Journal structural Div. ASCE*, Vol. 100, ST7, pp. 1433-1449, 1979.
- [34] Saiidi M. and Hodson J. K. E. "Analytical study of irregular R/C structures subjected to in-plan earthquake loads" *College of Engineering*, N° 59, University of Nevada Reno, Reno, Nevada, 1982.
- [35] Moehle J. P. and Alarcon L. F. "Seismic analysis methods for irregular buildings" *Journ. of Struct. Engrg. (ASCE)*, 112(1), pp. 35-52, 1986.
- [36] Hidalgo P. A. and Arias A. Cruz E. F. "Influence of vertical structural irregularity on the selection of the method of seismic analysis." *Proc. of Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Inst., Vol. I, pp. 293-302, Oakland, California, 1994.
- [37] Clough R.W. and Benuska K.L. "Nonlinear earthquake behavior of tall buildings" *Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, pp. 129-146, 1967.
- [38] De Stefano M. and Pintucchi B. "A model for analyzing inelastic seismic response of plan-irregular building structures", *15<sup>th</sup> ASCE Engineering Mechanics Conference*, Columbia University, New York, June 2-5, 2002.

- [39] Rutenberg A. "Behaviour of irregular and complex structures – State of the art report: seismic nonlinear response of code-designed asymmetric structures" *Proceedings of the Eleventh European Conference of Earthquake Engineering*, A. A., Balkemam, Rotterdam 1998.
- [40] Vayas I. and Sophokleous A. "Influence of structural irregularities on the ductility of steel moment frames" *Bauingenieur*, Vol. 71, pp. 329-340, 1996.
- [41] Aranda H. G. R. "Ductility demands for R/C frames irregular in elevation." *Proc., Eighth World Conf. on Earthquake Engrg.*, IV, pp. 559-566, San Francisco, California, 1984.
- [42] PS 92 " Règles parasismiques françaises " **Groupe de coordination des textes techniques**, Paris, France, 1992.
- [43] Miranda E. "Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness." *J. of Struct. Engrg. (ASCE)*, 128(7), pp. 840-849, 2002.
- [44] Zhu T.J. "Seismic storey drift estimation." *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 21(6), pp: 1081-1083, 1994.
- [45] Branci T. et Tiliouine B. "Evaluation des méthodes réglementaires de détermination des déplacements sismiques par analyse dynamique non linéaire" *Revue Canadienne de Génie Civil*, Vol. 31, pp. 453-462, 2004.
- [46] Davidovici V. "La construction en zone sismique" *Editions Le Moniteur*, Paris, 1999.
- [47] ATC 40 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings." *Applied Technology Council*, Volume 1, 1996.
- [48] FEMA 273 "NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings." *Federal Emergency Management Agency*, Washington DC, 1997.
- [49] Goel G. K., Chopra A. K. "Vibration properties of buildings determined from recorded earthquake motions" *Report n° USB/EERC-97/14, Earthquake Engineering Research Center*, University of California, 1997.
- [50] Shahrooz, B.M. and Moehle, J.P. "Experimental study of seismic response of R.C. setback buildings." *Report No. UCB/EERC-87/16, Earhquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of California*, Berkeley, Oct., 1987.
- [51] Wang. P. C. "Calcul des structures par les méthodes numériques et matricielles" *Editions Dunod*, 1969.
- [52] Branci T. et Tiliouine B. "Analyse sismique des structures irrégulières en élévation : Aspect réglementaire et dynamique." *Colloque International : Risque, Vulnérabilité et fiabilité dans la construction*, Alger, 11 et 12 Octobre 2003.
- [53] Gachon H. et Galéa Y. "Modèle d'analyse non linéaire des structures à barres.-Méthodes d'approches de bifurcation d'équilibre." *Construction Métallique*, N°4, 1978.

- [54] Milan Zacek "Construction parasismique" *Editions Parenthèses*, Paris, 2000.
- [55] Branci T et Tiliouine B. "Méthode simplifiée de détermination des forces sismiques latérales des structures irrégulières." *Colloque International*, Chlef, Algérie, 11 & 12 Sep., 2005.
- [56] Branci T. et Tiliouine B. "Distribution des forces sismiques dans les structures irrégulières." *Le 4<sup>ème</sup> Symposium International sur la Construction*, Univ. H. Benbouali, Chlef, Algérie, 22-24 Nov., 2005.
- [57] Newmark N. M. "A method of computation for structural dynamics." *Proceedings, ASCE*, Journal of the Engineering Mechanics Division, July 1959.
- [58] Farhoomand I. "Nonlinear dynamic stress analysis of two dimensional solids." *Ph.D. Thesis*, Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1971.
- [59] Wilson E. L., Farhoomand I. and Bathe K. J. "Nonlinear dynamic analysis of complex structures." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, pp. 241-252, 1973.
- [60] Wilson E. L. "A method of analysis for the evaluation of foundation-structure interaction." *Proceedings Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, pp. A-6, 87-46, 99, Santiago, Chile, Jan. 1969.



## **ANNEXE**

### **AI ANALYSE PAS A PAS**

#### **AI.1 Equations incrémentales de l'équilibre dynamique**

L'équation exprimant l'équilibre des incréments de force qui se produisent lors d'un incrément de temps  $\Delta t$  peut être obtenue sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\Delta\ddot{v}\} + [C]\{\Delta\dot{v}\} + [K]\{\Delta v\} = \{\Delta P\} \quad (A1)$$

où  $\{\Delta\ddot{v}\}$ ,  $\{\Delta\dot{v}\}$  et  $\{\Delta v\}$  sont les incréments d'accélération, de vitesse et de déplacement respectivement ;  $\{\Delta P\}$  est l'incrément de force ;  $[M]$  est la matrice de masse ;  $[C]$  et  $[K]$  sont les matrices d'amortissement et de rigidité tangents correspondants à l'état de la structure au début de chaque intervalle de temps.

Comme des changements dans l'état de la structure pourront se produire au cours d'un intervalle de temps, le nouvel état à la fin de l'intervalle, obtenu en résolvant l'équation (A1), peut ne pas satisfaire l'équilibre d'une manière exacte. La procédure utilisée par le programme DRAIN-2D est de résoudre l'équation (A1), de déterminer les erreurs pouvant se produire et de les supprimer en appliquant des charges de correction durant l'intervalle suivant.

En général des erreurs se produiront donc dans l'équation d'équilibre incrémentale, et ces erreurs sont susceptibles de s'accumuler avec le temps ; cette accumulation doit être évitée en imposant la condition d'équilibre global à chaque étape de calcul. Cela peut se faire de manière commode en exprimant les accélérations au début de l'incrément de temps en fonction de la charge externe totale, moins les forces totales d'amortissement et de rappel élastique.

#### **AI.2 Intégration pas à pas : méthode de la constante d'accélération moyenne de Newmark**

##### **AI.2.1 Algorithme incrémental adopté par le programme DRAIN-2D**

Diverses méthodes d'intégration basées sur des variations d'accélérations nodales au cours d'un intervalle de temps ont été développées et largement utilisées [26], [46-48], [53]. La

technique pas à pas décrite dans le *chapitre 5* utilise l'hypothèse que la rigidité  $k(t)$  du système reste constante sur chaque pas de temps. Dans le cas général, cette approximation induit, de toute évidence, une erreur sur le résultat numérique. Néanmoins, avec le schéma de comportement élasto-plastique par segments linéaires qui a été adopté dans le programme DRAIN-2D, il est possible de supprimer totalement cette erreur. A chaque fois qu'une plastification se produit ou disparaît, il y'a un changement brusque de rigidité, d'une valeur constante à une autre. Pour conserver au calcul toute sa précision, il suffit de diviser l'intervalle de temps  $\Delta t$  au cours duquel se produit un tel changement, en deux intervalles adjacents  $\Delta t_1$  et  $\Delta t_2$  de manière que la rigidité soit rigoureusement constante sur chacun de ces intervalles réduits.

Cette disposition nécessite toutefois une procédure itérative pour déterminer les intervalles  $\Delta t_1$  et  $\Delta t_2$  ; le programme procède par dichotomie. L'intervalle concerné est divisé en deux incréments égaux à  $\Delta t/2$ . Les calculs sont effectués, de nouveaux, sur ces deux incréments et on repère celui des deux pendant lequel la rigidité change de valeur. Cet incrément est divisé, à son tour, en deux incréments de longueurs égales  $\Delta t/4$ , et le procédé est poursuivi de manière à ce que le point de changement de rigidité soit cerné avec une précision suffisante.

Une autre hypothèse adoptée dans l'algorithme décrit dans le *chapitre 5* est le choix d'une variation linéaire de l'accélération au cours d'un intervalle de temps qui peut introduire des erreurs numériques si l'intervalle n'est pas suffisamment court. En outre, ces erreurs tendent à s'accumuler au fur et à mesure de la poursuite des calculs. Cette accumulation d'erreurs qui pourraient avoir un effet significatif sur la réponse maximale de la structure, peut être réduite en s'assurant de l'équilibre du système de la fin de chaque pas de temps. Il suffit pour cela de calculer l'accélération relative de la structure  $\ddot{v}(t + \Delta t)$  à la fin du pas, non pas par la relation incrémentale (5.17) (voir chapitre 5) et la relation  $\Delta \ddot{v}(t) = \ddot{v}(t + \Delta t) - \ddot{v}(t)$ , mais à l'aide de l'équation générale d'équilibre (5.12) (voir chapitre 5), une fois déterminés le déplacement et la vitesse à la fin du pas. A remarquer que les erreurs numériques sont plus importantes sur l'accélération que sur les quantités intégrales que sont la vitesse et le déplacement, ce qui justifie d'effectuer cette correction sur la valeur de l'accélération. En résumé, la méthode d'intégration pas à pas, utilisée ici comporte également une correction globale d'équilibre dynamique à chaque pas d'intégration.

### ***AI.2.2 Longueur de pas***

D'une manière générale, trois facteurs peuvent influencer le choix de la valeur  $\Delta t$  :

- l'allure de la variation de l'accélération du sol;
- le caractère non linéaire du comportement de la structure;
- la période propre de la structure linéaire associée.

L'accélérogramme de séisme, dans la plus part des cas, ne pose pas de problème particulier; son effet sur le choix de la longueur de pas n'est significatif que pour les structures souples présentant des périodes propres de vibration élevées. La caractérisation de l'accélérogramme sismique n'exige donc pas, en général, une longueur très courte de pas.

Le schéma élasto-plastique, admis pour le comportement du système, est particulièrement simple à décrire numériquement et n'impose aucune limitation sur la longueur de pas. Ceci sous réserve que les modifications de rigidité, au commencement ou à la fin d'une plastification, aient été soigneusement repérées par le procédé itératif indiqué précédemment. Par conséquent, le choix de  $\Delta t$  est essentiellement fonction de la période propre  $T$  de l'oscillateur linéaire associé. L'algorithme d'intégration basé sur une variation linéaire de l'accélération au cours du pas est reconnue d'être particulièrement instable en présence de modes de vibration dont les périodes excèdent d'environ 1/3 le pas d'intégration [57]. Des modifications ont été proposées pour éviter de tels obstacles [58,59], mais elle a l'inconvénient d'introduire l'amortissement dans le système. Pour conserver au calcul toute sa précision, l'algorithme d'intégration basé sur une la constante d'accélération moyenne dans chaque pas d'intégration a été adoptée par le programme DRAIN-2D. La méthode de la constante d'accélération moyenne présente l'avantage d'être stable pour toutes les périodes et pour tous les pas d'intégration, et n'introduit pas l'amortissement dans le système.

Lorsque les périodes des modes de vibration sont plus courtes que l'intervalle d'intégration, la réponse calculée de ces modes serait largement imprécise au sein de l'incrément du temps, mais ses amplitudes, du point de vue intensité, sont dans un ordre correcte [59]. Par contre, lorsque les périodes des modes de vibration sont plus grandes que l'intervalle d'intégration, la réponse calculée de ces modes par la méthode de la constante d'accélération peut être moins précise que celle obtenue par la méthode d'accélération linéaire, mais, néanmoins, elle est suffisamment précise pour des cas pratiques.

Dans chaque analyse, une plus grande précision peut être obtenue si le pas d'intégration est suffisamment réduit. Cependant, afin de pouvoir minimiser la durée du calcul, il est important de sélectionner le pas d'intégration aussi long que possible. Dans ce cas, l'expérience et

l'expérimentation s'avèrent nécessaires dans la détermination du pas de temps le plus approprié.

Les équations de base de la méthode de la constante d'accélération sont exposées vers la fin de la présente annexe (paragraphe AI.2.4). Il est supposé que l'amortissement visqueux résulte d'une combinaison des effets de masse et de rigidité de la forme :

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (A2)$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes arbitraires.

L'équation (9) donnée en annexe peut s'écrire sous la forme :

$$\left[ \left( \frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t} \right) M + \left( \frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) K \right] \{\Delta v\} = \{\Delta P\} + [M] \left\{ 2\ddot{v}_o + \frac{4}{\Delta t} \dot{v}_o + 2\alpha \dot{v}_o \right\} + \beta [K] \{2\dot{v}_o\} \quad (A3)$$

Afin d'éviter d'avoir recours à l'évaluation du terme  $\beta[K]\{2\dot{v}_o\}$  la transformation suivante, établie par Wilson [60], a été considérée :

$$\{\Delta x\} = \{\Delta v\} + \beta \{\Delta \dot{v}\} = \left( \frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) \{\Delta v\} - 2\beta \{\dot{v}_o\} \quad (A4)$$

L'équation (A3) peut donc s'écrire sous la forme suivante :

$$[\gamma M + K] \{\Delta v\} = \{\Delta P\} + [M] \left\{ 2\ddot{v}_o + \frac{4}{\Delta t} \dot{v}_o + 2\alpha \dot{v}_o + 2\beta \gamma \dot{v}_o \right\} \quad (A5)$$

dans laquelle :

$$\gamma = \frac{\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t}}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1}$$

Une fois l'incrément  $\{\Delta x\}$  déterminé, l'incrément de déplacement est obtenu par l'expression suivante :

$$\{\Delta v\} = \frac{1}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1} \{\Delta v + 2\beta \dot{v}_o\} \quad (A6)$$

et enfin les incréments de vitesse et d'accélération s'obtiennent respectivement à partir des équations (A22) et (A23) données par le paragraphe suivant décrivant le schéma de la méthode de la constante d'accélération moyenne de *Newmark*.

### AI.2.3 Coefficient d'amortissement

La procédure suivante [29, 60] peut être utilisée pour pouvoir sélectionner les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  de l'équation (A2). Si le système a été découplé selon les modes normaux, la relation entre l'amortissement généralisé, la masse généralisée et la rigidité généralisée pour le  $n^{\text{ième}}$  mode s'écrit :

$$C_n^* = \alpha M_n^* + \beta K_n^* \quad (\text{A7})$$

Ainsi, à partir des relations suivantes :

$$C_n^* = 2\xi_n \omega_n M_n^* \quad (\text{A8})$$

et 
$$K_n^* = \omega_n^2 M_n^* \quad (\text{A9})$$

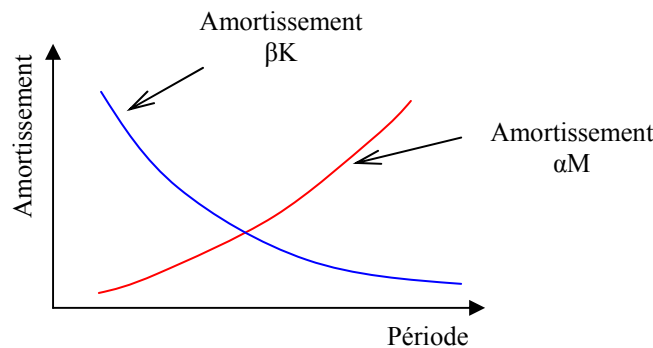
où  $\xi_n$  et  $\omega_n$  désignent respectivement le rapport d'amortissement critique et la fréquence circulaire correspondants au  $n^{\text{ième}}$  mode de vibration. Il s'ensuit qu'une fois les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  sont connues l'amortissement correspondant au  $n^{\text{ième}}$  mode est donné par :

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (\text{A10})$$

ou 
$$\xi_n = \frac{\alpha T_n}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{n} \quad (\text{A11})$$

où  $T_n =$  période du  $n^{\text{ième}}$  mode.

La figure A1 montre l'influence de  $\xi$  sur chacun des deux termes de l'équation (A11). Lorsque l'amortissement dépend de la rigidité, l'amortissement décroît avec la période et lorsque l'amortissement dépend de la masse l'effet inverse est observé.



**Figure A1:** Effets de la masse et de la rigidité sur l'amortissement.

Dans le cas où l'amortissement est exprimé en fonction uniquement de la masse, l'amortissement  $\xi_i$  correspondant au mode  $i$  de période  $T_i$  peut être obtenu par :

$$\alpha = \frac{4\pi\xi_i}{T_i} \quad (\text{A12})$$

De même, si l'amortissement est exprimé seulement en fonction de la rigidité, l'amortissement est obtenu par l'expression suivante :

$$\beta = \frac{\xi_i T_i}{\pi} \quad (\text{A13})$$

Dans les deux cas, l'amortissement pour toutes les valeurs de  $T$  est déterminé en fonction de  $\alpha$  ou de  $\beta$ .

Dans le cas où  $\alpha$  et  $\beta$  sont spécifiés en même temps, l'amortissement critique maximal peut être défini pour deux périodes différentes :

$$\xi_i = \frac{\alpha T_i}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_i} \quad (\text{A14})$$

et

$$\xi_j = \frac{\alpha T_j}{4\pi} + \frac{\beta\pi}{T_j} \quad (\text{A15})$$

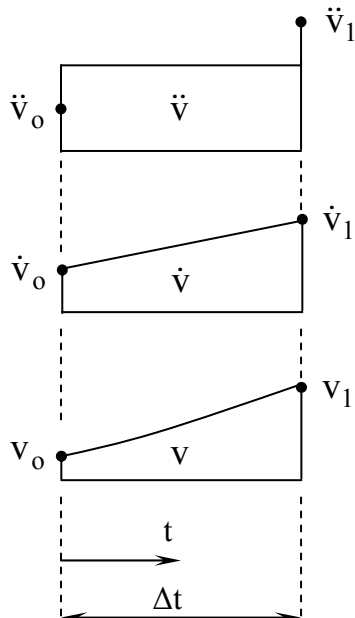
Ainsi,

$$\alpha = \frac{4\pi(T_j \xi_j - T_i \xi_i)}{T_j^2 - T_i^2} \quad (\text{A16a})$$

$$\beta = \frac{T_i T_j (T_j \xi_i - T_i \xi_j)}{\pi(T_j^2 - T_i^2)} \quad (\text{A16b})$$

Pour des analyses pratiques, les valeurs correspondants à  $T$  et  $\xi$  doivent être sélectionnées, et les valeurs de  $\alpha$  et (ou) de  $\beta$  pourront être déterminées en utilisant les équations (A12), (A13), ou (A16). Il convient de noter que l'amortissement qui est proportionnel à la rigidité paraît le plus raisonnable, car l'amortissement est directement proportionnel à la fréquence et les modes les plus élevés seront alors très amortis.

#### AI.2.4 Schéma de la méthode de la constante d'accélération moyenne de Newmark



(a) L'accélération,  $\ddot{v}_1$ , est une inconnue.

$$\ddot{v} = \frac{1}{2}(\ddot{r}_0 + \ddot{r}_1) \quad (\text{A17})$$

$$\dot{v} = \dot{v}_0 + \int_0^t \ddot{v} dt \quad (\text{A18})$$

$$\dot{v}_1 = \dot{v}_0 + \ddot{v}_0 \frac{\Delta t}{2} + \ddot{v}_1 \frac{\Delta t}{2} \quad (\text{A19})$$

$$v = v_0 + \int_0^t \dot{v} dt \quad (\text{A20})$$

$$v_1 = v_0 + \dot{v}_0 \Delta t + \ddot{v}_0 \frac{\Delta t^2}{4} + \ddot{v}_1 \frac{\Delta t^2}{4} \quad (\text{A21})$$

**(b) Arrangement en terme  $\Delta v$  :**

$$\Delta \dot{v} = 2\dot{v}_o + \Delta v \frac{2}{\Delta t} \quad (\text{A22})$$

$$\Delta \ddot{v} = 2\ddot{v}_o + \dot{v}_o \frac{4}{\Delta t} + \Delta v \frac{4}{\Delta t^2} \quad (\text{A23})$$

**(c) Equation de l'équilibre dynamique :**

$$[M]\{\Delta \ddot{v}\} + [C]\{\Delta \dot{v}\} + [K]\{\Delta v\} = \{\Delta P\} \quad (\text{A24})$$

d'où :

$$\left[ \frac{4}{\Delta t^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C] + [K] \right] \{\Delta v\} = \{\Delta P\} + [M]\{2\ddot{v}_o + \dot{v}_o \frac{4}{\Delta t}\} + [C]\{2\dot{v}_o\} \quad (\text{A25})$$

**الكلمات المفتاحية:** التحريك، الزلزالي، الغير المنتظم، القانون، الدينامك، المرونة، الجواب.

**Mots clés :** comportement, sismique, irrégulier, règlement, dynamique, ductilité, réponse.

**Key words :** behavior, seismic, irregular, code, dynamic, ductility, response.