

文章编号: 1000-6869(2008)02-0132-09

# 采用逐步增量弹塑性时程方法 对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究

马千里, 叶列平, 陆新征, 缪志伟  
(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

**摘要:**以两个普通六层和十层钢筋混凝土框架结构为例,采用基于纤维模型的逐步增量弹塑性时程方法得到的层间剪力-位移关系曲线,与不同侧力模式的推覆分析结果进行了对比,研究了推覆分析结果的可靠程度。通过与不同场地的大量地震记录的弹塑性时程计算结果进行比较分析,建议采用多种合理的侧力模式进行推覆分析,对结构不同楼层的抗震性能进行全面的评价,即均布侧力模式适合于底部楼层的评价;考虑高度影响分布力模式适合于结构中楼层的评价;而对结构上部楼层特别是顶层,可以采用 SRSS 侧力模式或规范侧力模式进行评价。分析研究表明,采用本文建议的侧力模式进行推覆分析,可在统计意义上可对钢筋混凝土规则框架结构的抗震能力作出偏于安全的估计。

**关键词:**钢筋混凝土框架结构;纤维模型;推覆分析;逐步增量弹塑性时程分析;层间剪力-位移关系  
**中图分类号:** TU375.402 **文献标识码:** A

## Study on lateral load patterns of pushover analysis using incremental dynamical analysis for RC frame structures

MA Qianli, YE Lieping, LU Xinzheng, MIAO Zhiwei

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** In this research, the nonlinear static procedures with different lateral load patterns were compared by using incremental dynamical analysis method based on a six-storey and a ten-storey RC frame fiber model. For each story of different frames, the inter-story shear force vs drift curves computed by pushover analysis by using different lateral load patterns and time history analysis with a series of earthquake records on the design site have been compared to give a rational lateral load pattern of pushover analysis. Finally, for a whole frame structure, the lateral load pattern choice was suggested, that is, uniform load pattern was better for the stories near foundation; load pattern with the story heights taken into consideration was suitable for the mid stories and the SRSS pattern or Chinese Code pattern was suitable for upper stories. It is also shown that the nonlinear static procedure gives a safe estimation of the inelastic seismic response statistically for regular RC frames with good numerical stability.

**Keywords:** RC frame; fiber model; pushover analysis; incremental dynamic analysis; inter-storey shear force and drift relation

## 0 引言

除需确定结构的抗震承载力需求外,基于性能/位移抗震设计方法的一个重要工作,是确定强震作用下结构及其构件的弹塑性变形。弹塑性时程分析虽然可以准确预测结构在强震作用下的受力和变形性能,但却受到地震波输入不确定和计算代价偏高的制约。在这种

情况下,一种简化近似的结构弹塑性地震响应计算方法——静力弹塑性分析方法(nonlinear static pushover analysis procedure,简称“推覆分析方法”)被提了出来。该方法已被美国的 ATC-40, FEMA273、274、356 正式采用<sup>[1-2]</sup>,并给出了具体规定。我国的《建筑抗震设计规

基金项目:国家十一五科技支撑计划(2006BAJ03A02),清华大学基础研究基金(JC2007003)资助。

作者简介:马千里(1983—),男,江苏人,博士研究生。

收稿日期:2007年7月

范》(GB 50011—2001)<sup>[3]</sup>也将该方法作为验算结构在罕遇地震下弹塑性变形的的方法之一,但未给出具体规定。由于推覆分析方法是一种简化近似方法,其作为预测结构弹塑性动力响应的理论基础不严密,预测结果与结构实际弹塑性响应势必存在一定差异。在推覆分析方法中,所采用的侧力模式是影响分析结果准确性的主要因素,但如何评价不同侧力模式推覆分析结果的准确性,一直没有参考依据。本文以逐步增量弹塑性时程方法(incremental dynamic analysis,简称 DA方法)得到层间剪力-位移关系曲线为基准,通过对两个普通六层和十层钢筋混凝土框架结构在不同侧力模式下的推覆分析结果对比,研究了现有各种侧力模式推覆分析结果的可靠性。

## 1 推覆分析方法

推覆分析方法是符合水平地震力分布规律的侧力模式,采用逐步增加水平侧力的静力弹塑性分析方法,得到结构的弹塑性承载力-位移关系全过程,并由等效单自由度体系(如能力谱方法<sup>[4]</sup>)确定强震下的目标位移,进而获得强震作用下的结构弹塑性地震响应。

目前针对推覆分析方法的研究主要集中在以下几方面:侧力模式、结构目标位移的确定、结构层间变形的评估以及考虑高阶模态的影响。众多学者的研究表明,推覆分析方法对中低层规则结构的弹塑性地震响应预测相当好<sup>[5-9]</sup>。而对于不规则结构,继 Kilar V 和 Fajfar P<sup>[10]</sup>首先采用推覆分析方法对其进行研究后,很多学者也做了大量工作,如 Chopra 等提出的多模态推覆分析方法(MPA方法)<sup>[11]</sup>等。此外,很多学者也研究了采用推覆分析方法评估结构在强震下滞回耗能的需求和分布情况<sup>[6-7,12]</sup>,使得推覆分析方法的应用和研究更加深入广泛。

由于推覆分析方法在预测结构弹塑性地震响应的简便性和对结构抗震性能评价的直观性,使得该方法的应用越来越广泛。但由于该方法的理论基础不严密,相对于目前公认的较为精确的弹塑性时程分析方法,推覆分析方法的准确程度一直都是令人关注和研究的问题。

推覆分析方法中,不同侧力模式对分析结果有直接的影响,已有很多学者对此进行过深入研究<sup>[14-15]</sup>。FEMA 356<sup>[2]</sup>建议至少从下面两组侧力模式中分别选取一种侧力模式对结构进行推覆分析。

第 1 组是振型相关的侧力模式,包括:

(1) 考虑楼层高度影响的侧力分布(简称“考虑高度影响侧力模式”)

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V_b \quad (1)$$

式中,  $F_i$  为结构第  $i$  层的侧力增量;  $V_b$  为结构基底剪力增量;  $w_i, w_j$  分别为第  $i$  层和第  $j$  层的重量,  $h_i, h_j$  分别为第  $i$  层和第  $j$  层距基底的高度;  $n$  为结构总层数;  $T$  为第一振型周期,  $k$  为楼层高度修正指数,  $T < 0.5$  s 时,  $k = 1.0$ ,  $T > 2.0$  s 时,  $k = 2.0$ ,  $T$  在  $0.5 \sim 2.5$  s 之间时,  $k$  在  $1.0 \sim 2.0$  之间线性插值。

该侧力模式可以考虑层高影响,当  $k = 1.0$  时即为倒三角分布模式(简称“倒三角侧力模式”)。FEMA 建议在第一振型质量超过总质量的 75% 时采用该侧力模式,并且同时要采用均布侧力模式进行分析。

(2) 第一振型比例型侧力分布(简称“第一振型侧力模式”)

$$F_i = \delta_{1i} V_b \quad (2)$$

式中,  $\delta_{1i}$  为第一振型在第  $i$  层的相对位移。FEMA 建议采用该分布时第一振型参与质量应超过总质量的 75%。

(3) 振型组合侧力分布(简称“SRSS侧力模式”)

首先根据振型分析方法求得各阶振型的反应谱值,再通过以 SRSS 方法计算结构各层层间剪力

$$V_i = \sqrt{\sum_{s=1}^m \left( \sum_{j=1}^n \delta_{js} w_j A_s \right)^2} \quad (3)$$

式中,  $V_i$  为结构第  $i$  层的层间剪力;  $m$  为考虑参与组合的结构振型数;  $\delta_{js}$  为第  $s$  振型的振型参与系数,  $\delta_{js}$  为第  $s$  振型在第  $j$  层的相对位移;  $A_s$  为第  $s$  振型的结构弹性加速度反应谱值。根据计算出的层间剪力可以求得各层所加侧力。FEMA 建议所考虑振型数的参与质量需达到总质量的 90%,并选用合适的地震动反应谱,同时结构第一振型周期应该大于  $1.0$  s。本文的 SRSS 侧力模式采用我国《建筑抗震设计规范》反应谱计算。

第 2 组侧力模式包括:

(1) 质量比例型侧力模式(简称“均布侧力模式”)

$$F_i = \frac{w_i}{\sum_{j=1}^n w_j} V_b \quad (4)$$

该侧力模式在结构各层侧力大小与该层质量成正比。如果结构各层质量相等,则该侧力模式为均匀分布。

(2) 自适应侧力模式

一般在推覆分析中,通常采用不变的定侧力模式,无法体现结构进入塑性后振动特性的改变对结构地震力变化的影响,于是有研究者提出了根据结构侧移发展情况和振型变化对侧力模式进行调整的自适应侧力模式<sup>[19,17]</sup>。这种自适应侧力模式的推覆分析方法虽然改进了原有方法,但是仍然属于近似分析方法,且分析过程比较复杂,不具备工程应用的简便性,故本文以下分析中不考虑。

除以上文献中列出的侧力模式外,按我国抗震规范<sup>[3]</sup>规定的底部剪力法,水平地震作用可采用倒三角分

布加顶部附加水平地震作用,这也是一种侧力模式,以下简称“规范侧力模式”,即

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} (1 - \alpha_n) V_b, \text{ 并且 } F_n = \alpha_n V_b \quad (5)$$

式中,  $F_n$  为顶部附加侧向力;  $\alpha_n$  为顶部附加侧力系数,可按规范取值;  $G_i$ 、 $G_j$  分别为结构第  $i$  和  $j$  层的重力荷载代表值;  $H_i$ 、 $H_j$  分别为结构第  $i$  和  $j$  层的高度。

此外,为考虑高阶振型的影响, Chopra 提出了 MPA 方法<sup>[16]</sup>。对于地震响应受控于第一振型的一般规则结构,MPA 方法的分析结果与采用合适定侧力模式的推覆分析结果相差不大,因此本文以下分析中也不考虑。

## 2 逐步增量弹塑性时程分析方法

对于一条特定地震动输入,通过设定一系列单调递增的地震强度指标,并对每个地震强度指标进行结构弹塑性时程分析,可得到结构在不同地震强度作用下的一系列弹塑性地震响应,称为逐步增量弹塑性时程分析方法 (incremental dynamic analysis),简称“DA 方法”,也可称为动力推覆分析 (dynamic pushover) 方法<sup>[18]</sup>。该方法能够反映结构在同一地震的不同强度作用下的抗震性能,可对结构的抗震能力作出较为全面的、真实的评价。

本文通过单调增加地震峰值加速度 (PGA) 进行 DA 分析,分析得出的结构恢复力-位移关系曲线,如结构基底剪力-顶点位移曲线或层间剪力-层间位移曲线等,称为结构的 DA 曲线。由于 DA 曲线来自结构的弹塑性时程分析结果,最接近结构实际抗震性能,是目前作为判别推覆分析结果准确性的最好依据。而采用多条地震记录的 DA 曲线与推覆分析结果进行对比,可以在统计意义上的评价推覆分析结果的可靠性。本文采用这一对比方法,研究钢筋混凝土框架结构不同侧力模式推覆分析结果的准确性和可靠性。

## 3 结构分析模型

根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001),采用 PKPM 软件 (2005 年 4 月版) 分别设计了一个六层和十层钢筋混凝土框架结构。两个框架结构的平面尺寸如图 1,底层层高 4.2m,其他层均为 3.6m,设计地震烈度为 8 度,地震分组为第一组,类场地。

六层框架顶层恒荷载  $8.5 \text{ kN/m}^2$ ,活荷载  $2.0 \text{ kN/m}^2$ ,其余层恒荷载  $8.0 \text{ kN/m}^2$ ,活荷载  $2.0 \text{ kN/m}^2$ ,梁、柱混凝土强度等级都为 C30,纵筋 HRB335 级,箍筋 HPB235 级。前三阶周期分别为 1.05s、0.34s 和 0.19s,一阶振型参与质量达总质量的 83%,前三阶占 97%。

十层框架顶层恒荷载  $9.0 \text{ kN/m}^2$ ,活荷载  $0.5 \text{ kN/m}^2$ ,

其余层恒荷载  $8.0 \text{ kN/m}^2$ ,活荷载  $2.0 \text{ kN/m}^2$ ,除了 1、2 层柱混凝土强度等级为 C40 外,其余结构构件的材料强度同六层框架。前三阶周期分别为 1.60s、0.52s 和 0.29s,一阶振型参与质量达总质量的 80%,前三阶占 96%。

由于结构平面规则,分析时取图 1 所示一榀平面框架进行建模,楼层重量按 (1.0 恒载 + 0.5 活载) 折算,并参照 PKPM 程序荷载导出结果等效为梁上均布荷载和柱顶集中荷载。框架受力简图如图 2,其中六层框架顶层荷载近似简化为与其他层相同,梁、柱尺寸和 PKPM 配筋面积计算结果见表 1。

为了保证分析结果的准确性,有必要采取合适的结构模型和弹塑性恢复力模型。对于长细比较大的杆系结构,基于杆系结构力学和一维材料本构发展出的纤维模型,是目前分析钢筋混凝土框架结构非线性行为较好的数值方法。本文采用基于纤维模型编制的 THUBER 程序<sup>[12]</sup>,对上述六层和十层钢筋混凝土框架结构进行推覆分析和 DA 弹塑性时程分析。结构模型中的混凝土本构和钢筋本构模型参见文献 [13]。已有的分析表明,所采用的分析模型可较好模拟钢筋混凝土结构的抗震性能。

推覆分析时,所有侧力集中作用在每层一侧的梁柱节点上,并采用弧长法进行侧力单调加载的迭代计算。推覆分析和时程分析均考虑了  $P$ - 效应。

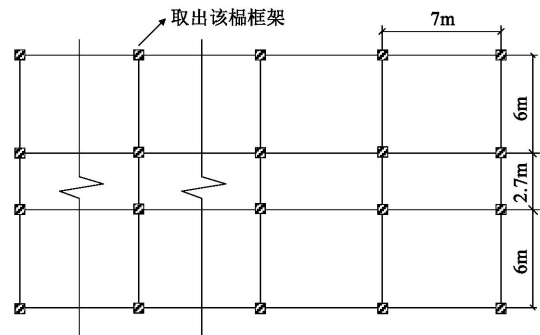


图 1 框架平面示意图

Fig 1 Plan of the RC frames

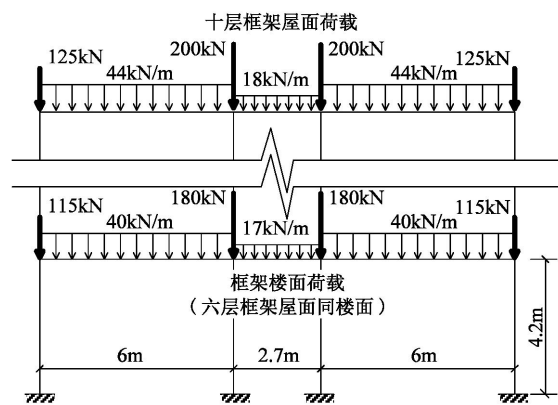


图 2 框架受力简图

Fig 2 Load and dimension of the RC frames

表 1 框架梁柱尺寸及配筋面积表

Table 1 Dimensions and steel ratios of columns and beams

框架名称	层号	柱尺寸 mm ×mm	柱配筋 (四边每侧 配筋面积) / mm <sup>2</sup>		梁尺寸 mm ×mm	梁配筋 (上下每侧配筋面积) / mm <sup>2</sup>			
			中柱	边柱		中梁		边梁	
						上	下	上	下
六层	1	550 ×550	2418	1847	300 ×550	3217	3054	3770	1964
	2		1847	1017		3217	3054	3770	1964
	3		1520	1017		2463	1847	3770	1964
	4		1520	1017		1520	1140	2463	1017
	5		1017	1017		941	603	1964	1017
	6		1017	1017		603	603	1140	1140
十层	1	600 ×600	2945	2281	300 ×600	3217	2661	3217	2036
	2	(C40)	1964	1256		3217	2661	3217	2036
	3		1964	1256		2463	2281	3217	1964
	4		1964	1256		2463	2281	3217	1964
	5		1473	1256		1780	1520	3217	1964
	6	600 ×600	1473	1256		1780	1520	2661	1473
	7	(C30)	1473	1256		1256	1017	2661	1473
	8		1256	1256		1256	1017	1847	941
	9		1256	1256		804	804	1847	941
	10		1256	1256		804	804	1140	804

见,在顶点位移相同的情况下,均布侧力模式所得基底剪力最大,但侧向极限承载力对应的顶点位移最小。这是由于在均布侧力作用下,结构顶点位移主要是由结构中下部分的变形贡献,结构上部的侧向变形对结构顶点位移贡献比其他侧力模式要小。考虑高度影响的侧力模式所得基底剪力最小。此外,除了均布侧力模式推覆曲线的侧向刚度明显偏大外,其余 5 种侧力模式所得结果都较为接近,当顶点位移角达到 1/100 时,这 5 条推覆曲线的基底剪力相差不超过 15%。

5.2 最大层间剪力 最大层间位移关系对比分析

由于推覆曲线上基底剪力和顶点位移是同时达到最大,而弹塑性时程分析得到的最大基底剪力和最大顶点位移的时间通常是不一致,因此基底剪力-顶点位移关系的推覆曲线与 DA 曲线之间无可比性。但是,对于结构层间剪力-层间位移的 DA 曲线与推覆曲线则具有可比性,因为弹塑性时程分析中某层最大层间剪力和最大层间位移是在同一时刻达到。同样,对于各结构构件的恢复力-变形(如杆端塑性铰弯矩-转角)的 DA 曲线与推覆曲线也具有可比性。注意到结构弹塑性地震响应分析的最终目标,是要确定结构各部位的弹塑性变形,因此针对结构各部位恢复力-变形关系的 DA 曲线与推覆曲线的对比分析更具有实际意义。由于对结构所有部位的全面对比数据量太大,本文主要以层间剪力-层间位移关系的“层间 DA 曲线”与“层间推覆曲线”进行对比,研究不同侧力模式推覆分析结果的准确性和可靠

4 DA 分析的地震动输入

按照美国地质勘测中心 (United States Geological Survey, USGS)对场地土的划分,将地震记录分为 4 组,记为 S1、S2、S3、S4。场地土剪切波速分别为大于 750m/s、360~750m/s、180~360m/s 以及小于 180m/s。本文分析的框架结构所在的 II 类场地土特性,与 S2 场地相似,因此从 S2 场地选取了 10 条峰值加速度在 0.1g~2g 之间的强震记录(见表 2)作为本文弹塑性时程分析用地震动输入,选择时尽量避开同次地震得到的记录。

计算弹塑性地震时程响应时,结构阻尼采用经典 Rayleigh 阻尼,阻尼比为 5%。DA 曲线主要通过变化 10 条地震波的峰值加速度 (PGA)按弹塑性时程分析得到,PGA 分别取 0.7m/s<sup>2</sup>、1m/s<sup>2</sup>、1.5m/s<sup>2</sup>、2m/s<sup>2</sup>、2.5m/s<sup>2</sup>、3m/s<sup>2</sup>、3.5m/s<sup>2</sup>、4m/s<sup>2</sup>、5m/s<sup>2</sup>、6m/s<sup>2</sup>、7m/s<sup>2</sup>、8m/s<sup>2</sup>、9m/s<sup>2</sup> 及 10m/s<sup>2</sup>。

表 2 10 条强震记录及其地震动参数  
Table 2 Properties of 10 earthquake records

场地类别	地震名称	记录站	PGA	PGV cm · s <sup>-1</sup>	PGD cm
S2	Friuli, Italy 1976/09/15 03: 15	8014 Forgaria Comino	0.260 g	9.3	1.07
	Landers 1992/06/28 11: 58	22170 Joshua Tree	0.274 g	27.5	9.82
	Livemore 1980/01/27 02: 33	57T02 Livemore -Morgan Terr Park	0.252 g	9.8	1.30
	Loma Prieta 1989/10/18 00: 05	58235 Saratoga -W Valley Coll	0.255 g	42.4	19.55
	Morgan Hill 1984/04/24 21: 15	57383 Gilroy Array #6	0.292 g	36.7	6.12
	Northridge 1994/01/17 12: 31	90009 N. Hollywood - Coldwater Can	0.271 g	22.2	11.69
	Parkfield 1966/06/28 04: 26	1438 Temblor pre-1969	0.272 g	15.0	3.40
	San Fernando 1971/02/09 14: 00	24278 Castaic - Old Ridge Route	0.268 g	25.9	4.67
	Victoria, Mexico 1980/06/09 03: 28	6604 Cerro Prieto	0.621 g	31.6	13.20
	Whittier Narrows 1987/10/01 14: 42	90009 N Hollywood - Coldwater Can	0.250 g	14.3	1.11

注:所有强震记录来源于文献 [19] 提供的数据库。

5 结果分析

5.1 静力推覆分析结果

六层和十层框架在 6 种侧力模式下推覆分析得到的基底剪力-顶点位移关系曲线(简称“推覆曲线”)分别见图 3 和图 4。由图可

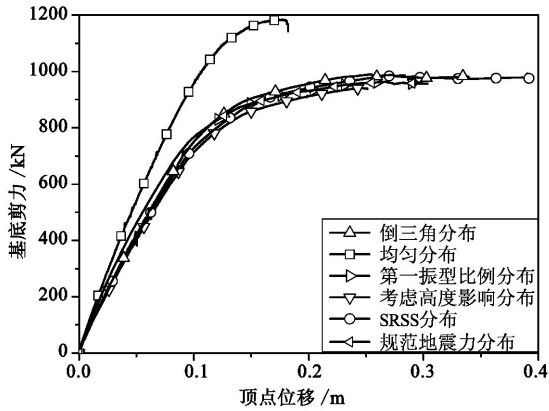


图 3 六层框架的推覆曲线

Fig 3 Relationship between base shear and roof displacement of six-story frame

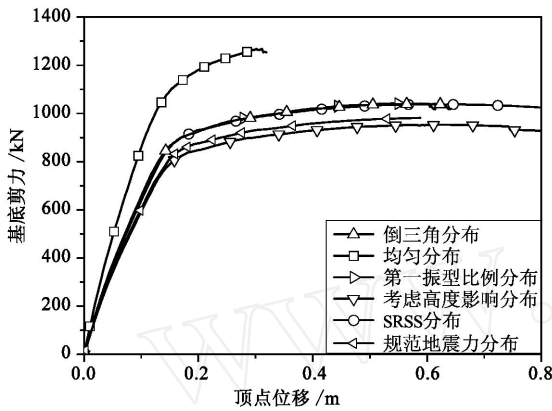


图 4 十层框架的推覆曲线

Fig 4 Relationship between base shear and roof displacement of ten-story frame

性。不同侧力模式推覆分析时,当基底剪力达到最大后结构进入软化下降阶段,结构整体抗侧力能力逐渐丧失,在重力和侧力的共同作用下已经产生整体或局部破坏,因此本文将基底剪力最大的情况作为推覆曲线的极限点,而在不同层间推覆曲线中,则取基底剪力最大时所对应的层间位移作为不同侧力模式所对应的层间推覆极限位移,记为  $u_p$  (见表 3)。需要说明的是,由于不同侧力模式推覆分析得到结构各楼层层间位移对结构顶点位移贡献有较大差异,因此层间推覆曲线的终点并

不一定代表该层层间抗侧能力极限,仅是在相应侧力分布模式作用下,结构整体或局部达到抗侧能力极限时该层所对应的点。

层间 DA 曲线则是对表 2 中 10 条地震记录,通过逐步增大 PGA 的方法,分别计算不同地震强度下各楼层的最大层间剪力和最大层间位移的反应点,按 PGA 增大顺序连接各反应点后得到的一条与推覆曲线类似的层间剪力-层间位移曲线,其终点对应于结构破坏工况前的最大 PGA 或 PGA 的上限 ( $10m/s^2$ )。同时,在某层层间剪力一定的条件下,取 10 条地震记录下层间 DA 曲线的位移平均值作为该层的平均层间 DA 曲线。

由表 2 中 10 条地震记录计算得到 6 层和 10 层框架结构的“层间 DA 曲线”与“层间推覆曲线”的比较分别见图 5 和图 6 (限于篇幅,10 层框架只给出了部分层的计算结果)。由图可见,在地震强度较小时,框架基本处于弹性状态时,不同地震作用下的层间 DA 曲线的离散性较小;随着地震强度的增加,结构塑性程度不断发展,不同地震作用下的层间 DA 曲线逐渐趋于发散,且上部楼层比下部楼层的离散性大。这表明结构塑性程度越大,结构地震响应的预测准确性就越差,结构的抗震性能也越难以把握。

由图 5 和图 6 还可见,不同侧力模式的层间推覆曲线与平均层间 DA 曲线之间的差异情况随楼层位置的变化而变化,下文就对不同楼层的情况分别讨论。层间位移结果都列于表 3 中,其中弹塑性时程计算结果是在 PGA400gal 的强震作用下,得到的两个框架结构各层平均位移  $u_{400gal}$  及其均方差  $\sigma_{400gal}$ ,并同时给出了不同侧力模式推覆所得  $u_p$  作为比较结果。

### (1) 六层框架结构

第 1 层:不同侧力模式的层间推覆曲线的初始刚度相差很小,与平均层间 DA 曲线的初始刚度也比较接近。但随着层间变形的增大,均布侧力模式的层间推覆曲线与平均层间 DA 曲线较为接近,结果较为准确;而其他 5 种侧力模式的层间推覆曲线相近,基本为层间 DA 曲线的偏下限。均布侧力模式所得最大层间剪力比其他 5 种侧力模式约高 20%,而其他 5 种侧力模式的

表 3 框架各层弹塑性层间位移汇总表 (单位:m)

Table 3 Story drifts of RC frames (Unit m)

		六层框架					十层框架				
		1层	2层	3层	4层	5层	6层	1层	4层	7层	10层
时程分析	400gal	0.022	0.028	0.032	0.038	0.044	0.043	0.014	0.023	0.030	0.026
	400gal + 400gal	0.037	0.046	0.055	0.065	0.072	0.071	0.022	0.038	0.051	0.042
推覆分析	均匀	0.031	0.040	0.035	0.027	0.020	0.012	0.027	0.054	0.024	0.007
	倒三角	0.025	0.042	0.049	0.050	0.046	0.033	0.026	0.090	0.073	0.022
	SRSS	0.026	0.043	0.052	0.055	0.053	0.043	0.022	0.075	0.076	0.041
	考虑高度影响	0.023	0.039	0.048	0.051	0.049	0.036	0.025	0.081	0.062	0.017
	第一振型比例	0.028	0.048	0.057	0.058	0.052	0.036	0.026	0.088	0.068	0.019
	规范地震力	0.024	0.040	0.050	0.054	0.054	0.045	0.020	0.074	0.074	0.038

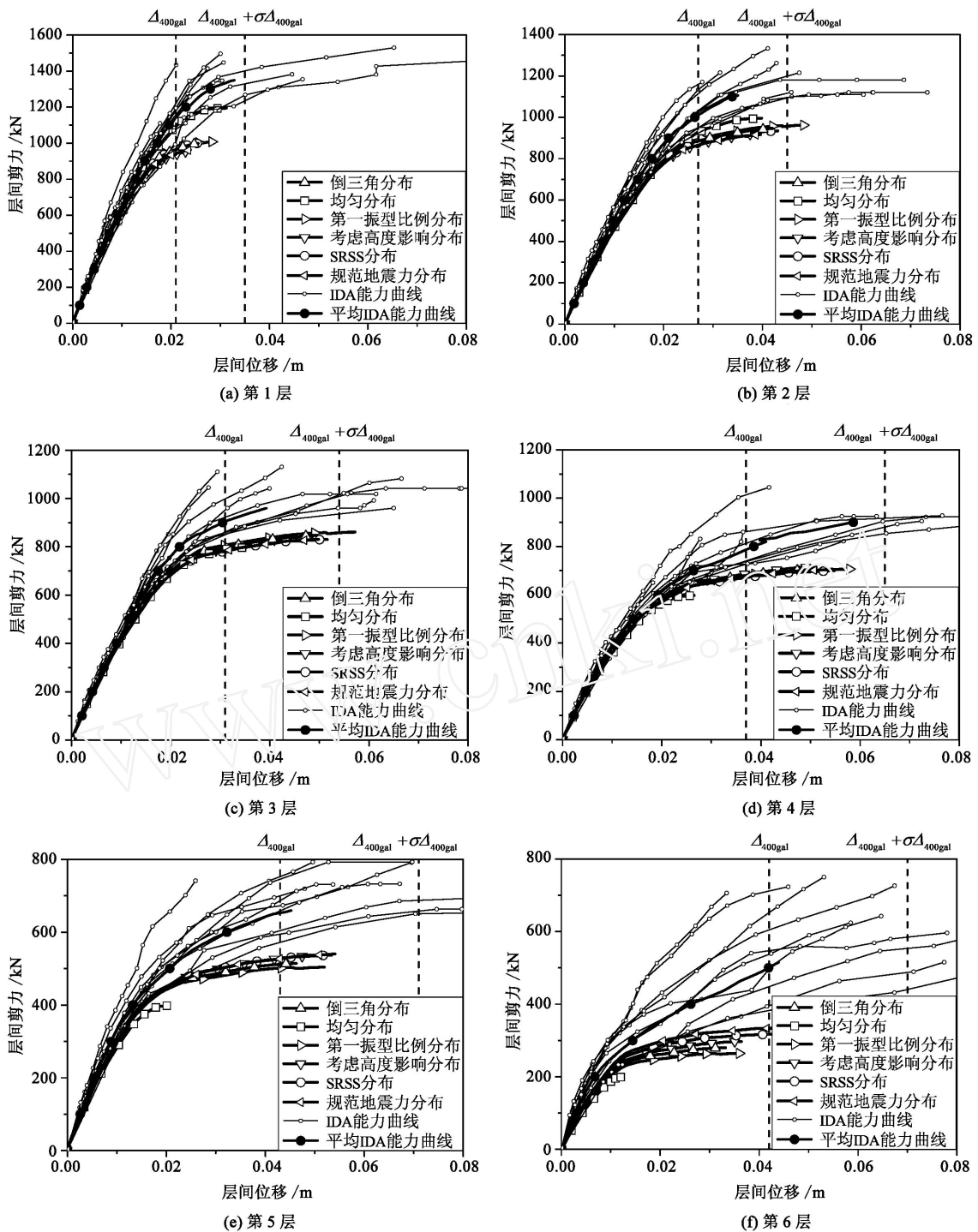


图 5 六层框架推覆分析与 DA 分析的层间剪力 位移曲线比较

Fig 5 Story shear vs drift curves of DA and pushover analysis for six-story frame

最大层间剪力相差不超过 7%。各条层间推覆曲线中最大层间剪力对应的层间位移角约为 1/160 (层间位移约 0.026m) 左右, 随后随层间位移的增大层间剪力都出现不同程度的下降, 这是由于框架底层受压侧框架柱的设计轴压比较高, 在侧力和重力的共同作用下发生严重屈服而软化, 导致结构底层局部破坏。6 种侧力模式所得极限层间位移  $u$  都相差不大, 均大于  $u_{400gal}$ , 但小于  $(u_{400gal} + \sigma u_{400gal})$ 。

第 2 层: 在层间位移角小于 1/500 (层间位移 0.007m) 时, 所有侧力模式层间推覆曲线的初始刚度与平均层间 IDA 曲线相近, 随层间位移增大, 层间推覆曲线逐渐小于平均层间 IDA 曲线, 偏于层间 IDA 曲线的下限, 其中均布侧力模式的层间推覆曲线更接近平均层间 IDA 曲线, 且比其他侧力模式的最大层间剪力约高 10%, 但相差程度比第 1 层减小。6 种侧力模式所得  $u$  的值相差不多, 且都较为接近  $(u_{400gal} + \sigma u_{400gal})$  的值。

第3层:层间推覆曲线的刚度及层间剪力随层间位移变化情况与第2层情况相似,各侧力模式的层间推覆曲线均偏于层间IDA曲线的下限,均布侧力模式的层间推覆曲线与其他侧力模式的相差程度进一步减小,在层间位移达到 $\Delta_{400gal}$ 时,各侧力模式推覆曲线的层间剪力相差不超过4%,但均布侧力模式所得 $u$ 较其他侧力模式小30%左右。

第4层:各侧力模式所得层间推覆曲线都十分相近,也偏于层间IDA曲线的下限;但均布侧力模式的 $u$ 明显小于其他各侧力模式的 $u$ ,只有其他各侧力模式 $u$ 的50%左右,且未达到 $\Delta_{400gal}$ 。

第5层:均布侧力模式的层间推覆曲线和极限位移 $u$ 都明显小于其他侧力模式的结果,未达到 $\Delta_{400gal}$ ;而其他5种侧力模式的层间推覆曲线比较相近,但相近程度不如第3、4层;当达到 $\Delta_{400gal}$ 时,其他5种层间推覆曲线的层间剪力最大相差不到8%;除均布侧力模式外的其他5种侧力模式的层间推覆曲线也都偏于层间IDA曲线的下限,其中SRSS、考虑高振型和规范的3种侧力模式的层间推覆曲线更接近层间IDA曲线。

第6层:除均布侧力模式的层间推覆曲线明显偏小

外,其他5种侧力模式的层间推覆曲线仍都处于IDA曲线的偏下限,其中SRSS、考虑高振型和规范的3种侧力模式的层间推覆曲线比第一振型比例侧力模式和倒三角侧力模式的层间推覆曲线要高,其中又以规范侧力模式的层间推覆曲线为最高;但在层间位移较小时,规范侧力模式层间推覆曲线高于部分地震波的IDA曲线。在除均布侧力模式外的其他5种侧力模式中,仅有规范和SRSS侧力模式的极限位移 $u$ 超过了 $\Delta_{400gal}$ ,另外3种侧力模式所得 $u$ 都稍小于 $\Delta_{400gal}$ 。

综合以上对比结果,对于六层框架结构底部一、二两层,均布侧力模式推覆分析结果与平均IDA曲线相近,其他侧力模式偏于IDA曲线的下限;而其他楼层,均布侧力模式推覆分析结果与IDA曲线的偏差明显偏大,SRSS侧力模式推覆分析相对最好,且在各层均偏于IDA曲线的下限。

### (2) 十层框架结构

十层框架的层间推覆曲线随楼层位置的变化情况与六层框架类似,底层的层间推覆曲线与IDA曲线的关系基本与六层框架情况相似(见图6a);中间各楼层,考虑高度影响侧力模式的层间推覆曲线在结构没有整体

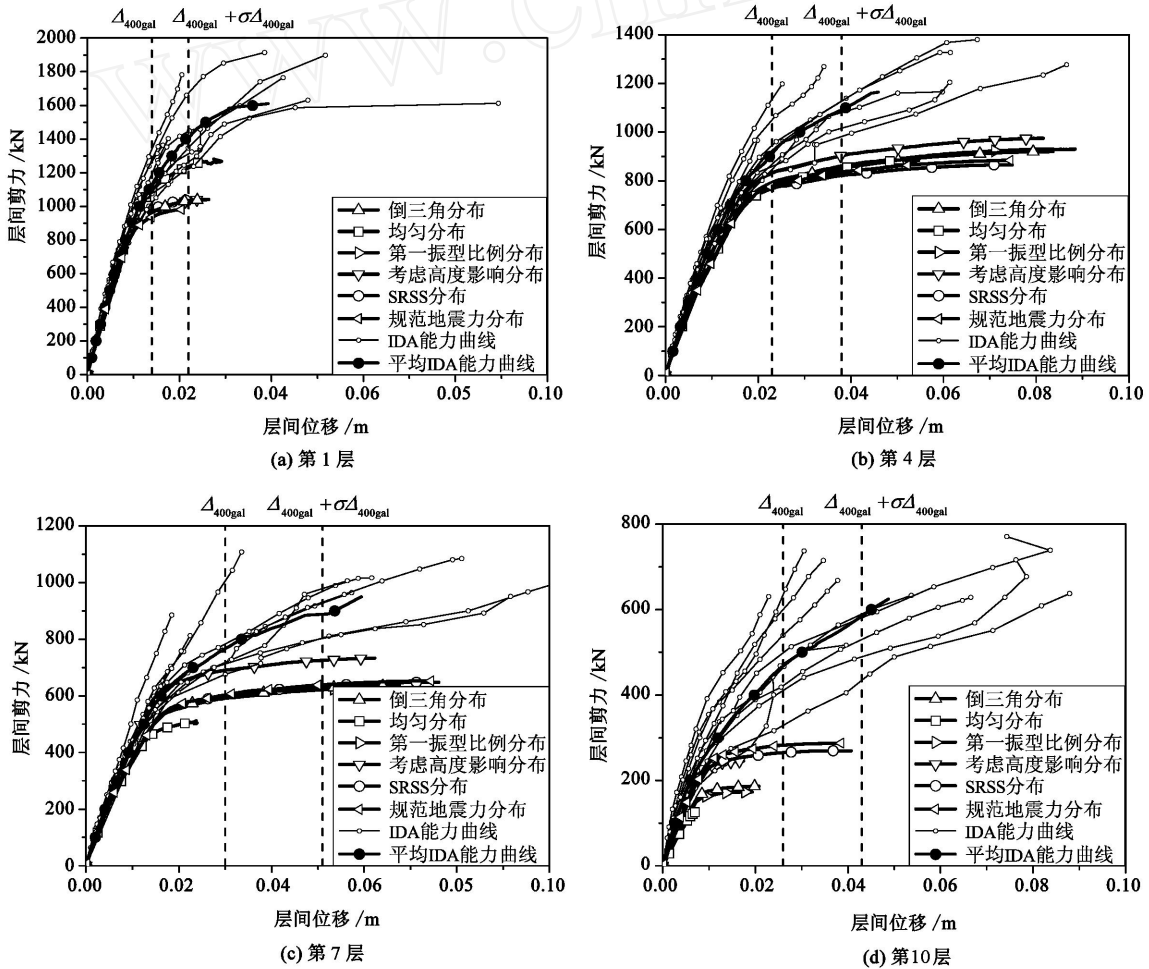


图6 十层框架推覆分析与IDA分析的层间剪力-位移曲线比较

Fig 6 Story shear vs. drift curves of DA and pushover analysis for ten-story frame

屈服前与平均层间 DA 曲线最接近,结构整体屈服后,偏于 DA 曲线的下限;均布侧力模式的层间推覆曲线随着楼层位置的升高,其变化趋势与六层框架十分相似,最大层间剪力和极限位移均小于其他侧力模式的结果,其他 4 种侧力模式的推覆曲线在层间位移较小时与 DA 曲线较为接近,并随着层间位移的增大,逐渐偏于 DA 曲线的下限(见图 6b,图 6c);顶层,除均匀分布外,倒三角侧力模式和第一振型比例型侧力模式的层间推覆曲线也明显比层间 DA 曲线偏小,而考虑了高振型影响的另外 3 种侧力模式在结构进入屈服后与层间 DA 曲线偏下限更为接近,其中以 SRSS 侧力模式推覆分析相对最好(见图 6d)。

综上对比分析结果,均布侧力模式对于结构底部楼层预测较好,而对结构中上部楼层的层间剪力-位移关系估计明显偏低。

除均布侧力模式,其他侧力模式的分析结果在中部楼层相近,且偏于层间 DA 曲线下限;而对于较高楼层,则规范侧力模式和 SRSS 侧力模式的结果与 DA 分析结果较为接近,且偏于层间 DA 曲线的下限。

因此,对以第一振型为主的中低层结构宜采用 SRSS 侧力模式与均布侧力模式相结合的推覆分析,以获得对结构抗震性能作较为全面的评价;对于高振型影响较大的高层结构,SRSS 侧力模式对中部楼层的层间剪力预测分析结果偏低,宜再补充考虑高度影响的侧力模式进行分析。

### 5.3 按《建筑抗震设计规范》设计的 RC 框架抗震性能评价

表 4 给出了六层与十层框架在 10 个地震输入下时程分析得到的结构各层层间位移平均值与最大值,其中 PGA 为 70gal 与 400gal 分别对应于规范的多遇地震和罕遇地震。由表 4 可知,在多遇地震烈度下,两个框架的平均层间位移角都满足规范规定,但是最大层间位移角都发生了超限情况,而且中部楼层超限情况比底层和顶层严重;在罕遇地震作用下,两个框架的平均层间位移角也都满足规范规定,而最大层间位移角在六层框架的上部三层出现了超限情况;十层框架都满足规范要求,但上部楼层也都已较为接近规范限值。由

此可知,按照我国现行抗震规范设计的钢筋混凝土框架基本满足二阶段抗震设防目标的要求,但是在某些不利地震作用下,会不满足规范要求。

## 6 结论

本文通过对一个六层和一个十层钢筋混凝土框架结构的逐步增量弹塑性时程分析(DA)结果与静力推覆分析结果的对比,得到以下结论:

(1) DA 曲线来自于结构的弹塑性时程分析结果,最接近结构的实际抗震性能,也是目前作为判别推覆分析结果准确性的最好依据。虽然弹塑性时程分析结果受所选地震记录特性的影响较大,但是采用较多条地震记录进行 DA 分析,将大量结果与推覆分析结果进行对比,可有效地减少特定地震记录特性对计算结果的影响,取得具有共性的结论,因此能够在统计意义上评价推覆分析结果的合理性。

表 4 框架结构弹塑性时程层间位移

Table 4 Story drifts of RC frames by nonlinear time history analysis

框架	地震烈度	层数	时程平均层间位移 /m	层间位移变异系数	时程平均层间位移角	时程最大层间位移 /m	时程最大层间位移角	规范限值
六层	小震 (PGA: 70gal)	1	0.005	0.557	1/840	0.010	1/420	
		2	0.006	0.613	1/600	0.013	1/277	
		3	0.006	0.647	1/600	0.013	1/277	[e]
		4	0.006	0.636	1/600	0.013	1/277	1/550
		5	0.006	0.582	1/600	0.012	1/300	
		6	0.004	0.525	1/900	0.008	1/450	
	大震 (PGA: 400gal)	1	0.022	0.616	1/191	0.047	1/89	
		2	0.028	0.626	1/129	0.060	1/60	
		3	0.032	0.704	1/113	0.067	1/54	[p]
		4	0.038	0.676	1/95	0.081	1/44	1/50
		5	0.044	0.615	1/82	0.095	1/38	
		6	0.043	0.624	1/84	0.096	1/38	
十层	小震 (PGA: 70gal)	1	0.003	0.851	1/1400	0.009	1/467	
		2	0.004	0.860	1/900	0.012	1/300	
		3	0.005	0.823	1/720	0.012	1/300	
		4	0.005	0.793	1/720	0.012	1/300	
		5	0.005	0.788	1/720	0.012	1/300	[e]
		6	0.005	0.804	1/720	0.014	1/257	1/550
		7	0.005	0.797	1/720	0.014	1/257	
		8	0.005	0.745	1/720	0.013	1/277	
		9	0.005	0.677	1/720	0.010	1/360	
		10	0.003	0.645	1/1200	0.008	1/450	
	大震 (PGA: 400gal)	1	0.014	0.560	1/300	0.030	1/140	
		2	0.021	0.591	1/171	0.041	1/88	
		3	0.023	0.635	1/157	0.047	1/77	
		4	0.023	0.655	1/157	0.050	1/72	
		5	0.025	0.650	1/144	0.052	1/69	[p]
		6	0.028	0.683	1/129	0.053	1/68	1/50
		7	0.030	0.696	1/120	0.062	1/58	
		8	0.031	0.648	1/116	0.068	1/53	
9	0.030	0.619	1/120	0.066	1/55			
10	0.026	0.622	1/138	0.058	1/62			

(2)结构进入塑性阶段后,层间 DA 曲线的离散性随着地震动强度的增加逐渐增大,这种离散性与结构的塑性程度和地震波的特性有很大关系,通常难以准确预测。为更好地控制结构的抗震性能及其在强震作用下结构地震响应的离散性,应采取有效措施控制结构在强震作用下的塑性发展程度。

(3)采用一种侧力模式进行推覆分析很难全面评价结构在强震作用下的性能,本文建议宜采用多种合理的侧力模式进行推覆分析,对结构不同楼层的抗震性能进行全面的评价。根据本文分析结果,均布侧力模式适合于底部楼层的评价;考虑高度影响分布力模式适合于结构中部楼层的评价;而对结构上部楼层特别是顶层,可以采用 SRSS侧力模式或规范侧力模式进行评价。

(4)按照现行规范设计的混凝土框架基本满足结构的二阶段设计要求,但是对于某些不利地震作用,结构响应可能会不满足规范要求,因此有必要进行进一步深入全面的研究。

### 参 考 文 献

- [1] ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings[S]. Applied Technology Council, 1996
- [2] FEMA 273, FEMA 274, FEMA 356 NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings[S]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 1996
- [3] GB 50011—2001 建筑结构抗震设计规范[S].
- [4] Fajfar P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra[J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1999, 28(9): 979-993.
- [5] Saiidi M, Sozen M A. Simple non-linear seismic analysis of RC structures[J]. Journal of Structural Division, ASCE, 1981, 107(ST5): 937-951.
- [6] Lawson R S, Vance V, Krawinkler H. Nonlinear static pushover analysis—why, when and how? [C] // Proceedings of the 5th U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1. Chicago, L, USA: EER I, 1994: 283-292
- [7] Fajfar P, Gaspercic P. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25(1): 31-46
- [8] Gupta A, Krawinkler H. Estimation of seismic drift demands for frame structures[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29(9): 1287-1305.
- [9] 钱稼茹,罗文斌. 静力弹塑性分析——基于性能位移抗震设计的分析工具[J]. 建筑结构, 2000, 30(6): 23-26
- [10] Kilar V, Fajfar P. Simple push-over analysis of asymmetric buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997, 26(2): 233-249.
- [11] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2004, 33(8): 903-927.
- [12] Chou Chung-Che, Uang Chia-Ming. A procedure for evaluating seismic energy demand of framed structures[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003, 32(2): 229-244.
- [13] 叶列平,陆新征,马千里等. 混凝土结构抗震非线性分析模型、方法及算例[J]. 工程力学, 2006, 23(sup. 2): 131-140
- [14] 熊向阳,戚震华. 侧向荷载分布方式对静力弹塑性分析结果的影响[J]. 建筑科学, 2001, 17(5): 8-13.
- [15] 侯爽,欧进萍. 结构 Pushover分析的侧向力分布及高阶振型影响[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(3): 89-97.
- [16] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561-582
- [17] Gupta B, Kunnath S K. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures [J]. Earthquake Spectra, 2000, 16(2): 367-391.
- [18] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [18] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong motion database [DB/OL]. California: Berkley, 2005 [2005-9]. <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>