

[文章编号] 1002-8412(2008)06-0041-08

框架—剪力墙结构的静力弹塑性分析研究

缪志伟,叶列平,陆新征 (清华大学土木工程系 结构工程与振动教育部重点实验室,北京 100084)

[摘要] 静力弹塑性方法作为一种评价结构抗震性能和计算结构弹塑性变形的简化方法,近年来得到了广泛应用。但由于传统的定侧力模式的静力弹塑性方法只考虑第一振型,无法反映高层建筑结构的高阶振型影响。为考虑高阶振型的影响,Chopra 在振型分解反应谱组合法的基础上,提出了 MPA 方法。本文首先讨论了应用 MPA 方法需注意的问题,然后用一个 18 层钢筋混凝土框架—剪力墙结构为算例,以逐步增量弹性时程分析结果为基准,对传统定侧力模式静力弹塑性方法和 MPA 方法的分析结果进行了对比研究。结果表明,相比于定侧力模式静力弹塑性分析结果,MPA 方法的分析结果更接近弹性时程分析结果。

[关键词] 静力弹塑性分析;弹塑性时程;多模态推覆分析;钢筋混凝土;框架—剪力墙结构

[中图分类号] TU375; TU313 [文献标识码] A

Nonlinear Static Analysis for Frame-shear-wall Structures

Miao Zhi-wei, Ye Lie-ping, Lu Xin-zheng (Tsinghua University, Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Beijing 100084, China)

Abstract: Nonlinear static analysis (or pushover analysis) has been widely used recently as a simplified method to evaluate the structural seismic performance and estimate inelastic structural responses under severe ground motions. But most traditional pushover procedures, which have fixed lateral load patterns that are major based on first structural modal, can not reflect the effect of the higher modal on the structural dynamic response. To overcome this problem, Chopra et al. has proposed a new pushover procedure which is referred as modal pushover analysis (MPA) based on the modal decoupling response spectrum method to consider the effect of the higher mode. Currently, most MPA research is focused on frame structures. In this paper, the problem of MPA when it is implemented in frame-shear-wall structures is highlighted together with proposed solution method. An eighteen-story reinforced concrete frame-shear-wall structure is used as an example to benchmark the accuracy of traditional pushover method and MPA method. The structural responses with MPA method and traditional pushover methods are compared with the results of incremental nonlinear dynamic time history analysis, which shows that MPA procedure gives better prediction for inelastic responses of the structure.

Keywords: nonlinear static analysis; nonlinear time history analysis; Modal Pushover Analysis; reinforced concrete; frame-shear-wall structure

1 引言

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弹塑性变形,但却受到地震波输入不确定性和计算代价偏高的制约。在这种情况下,静力弹塑性分析方法(简称“Pushover 分析”)作为一种简化近似计算方法近年来被提了出来。该方法目前已被

美国的 ATC-40, FEMA273、274、356 正式采用^[1-2],并给出了具体规定。我国的《建筑结构抗震设计规范》GB50011-2001 也将该方法作为验算结构在罕遇地震下弹塑性变形的方 法之一^[3]。

现行的 Pushover 分析大都采用 ATC-40 中建议的方法^[1],采用单调增加沿结构高度呈一定分布模式的水平荷载,得到结构基底剪力和顶点位移的推覆关系曲线,并由等效单自由度体系确定强震下的目标位移,进而获得结构和构件在强震下的弹塑性变形需求。由于传统的定侧力模式 Pushover 分析只考虑了结构的第一振型,无法反映高层建筑结构高阶振型的影响,因此该方法主要适用于结构地震响

[收稿日期] 2008-06-30

[基金项目] 长江学者和创新团队发展计划资助
清华大学校基础研究基金(JC2007003)

应受第一振型控制的层数不多的框架结构^[3,5,6]。为考虑结构高阶振型的影响, Chopra 在振型分解反应谱组合法的基础上, 提出了模态推覆分析方法 (Modal Pushover Analysis, 以下简称 MPA 方法)^[7]。MPA 方法是按各阶振型侧力模式, 分别进行类似 Pushover 分析, 得到各阶振型的等效单自由度体系及其弹塑性地震响应, 忽略屈服后结构各阶振型间的耦合影响, 按类似振型组合方法得到结构弹塑性地震响应。然而, 现有 MPA 方法的研究仍主要集中于框架结构^[7~9], 无法体现 MPA 方法的优越性。目前, 高层建筑中框架—剪力墙结构应用广泛, 这类结构不仅高阶振型的影响较大, 而且结构变形中包含弯曲—剪切复合变形, 对于此类结构, MPA 方法适用性研究不多。本文以一个 18 层钢筋混凝土框架—剪力墙结构为例, 首先讨论了应用 MPA 方法需注意的问题, 然后以逐步增量时程分析方法 (incremental nonlinear dynamic time history analysis, 简称“IDA 方法”) 的计算结果为基准, 分别与传统的定

侧力模式 Pushover 方法和 MPA 方法的分析结果进行对比分析, 从而说明了对于弯剪型框架—剪力墙结构, MPA 方法比传统的定侧力模式 Pushover 分析方法更为合理。

2 框架—剪力墙结构计算模型

根据《抗震规范》^[3], 采用 PKPM 软件设计了一个 18 层钢筋混凝土框架—剪力墙结构。结构标准层平面如图 1 所示, 底层层高 4.5m, 其它层均为 3.6m, 总高度 65.7m, 设计地震烈度为 8 度, 地震分组为第一组, 类场地, 剪力墙和框架的抗震等级均为一级。各层均布恒载 8.0kN/m², 均布活载 2.0kN/m²。墙、柱混凝土强度等级, 1 层~9 层为 C40, 10 层~18 层为 C35; 梁混凝土强度等级均为 C30。框架梁、柱及剪力墙边缘约束构件纵筋均采用 HRB400 级, 剪力墙分布钢筋采用 HRB335 级, 箍筋采用 HPB235 级。结构前 3 阶周期分别为 2.20s、0.53s 和 0.22s, 第 1 阶振型参与质量占总质量的 68%, 前 2 阶占 85%, 前 3 阶占 92%。

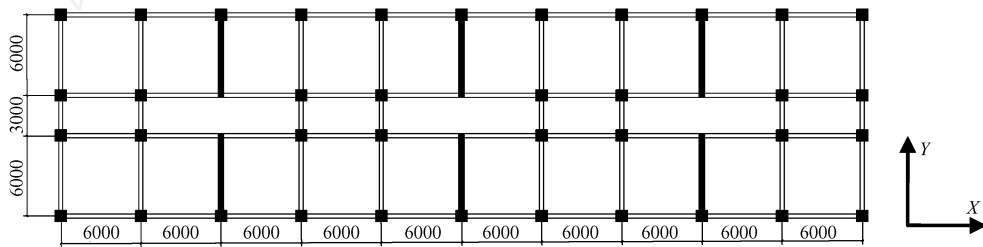


图 1 结构标准层平面图

为了简化分析便于研究, 该结构中剪力墙仅沿 Y 方向布置, 本文也只对 Y 方向进行分析研究, 并采用简化平面结构的有限元分析模型。结构 Y 方向, 共有 8 榀框架, 6 片剪力墙, 框—剪结构刚度特征值为 1.57, 按照保持该特征值不变的原则, 建立如图 2 所示的平面结构计算模型。由于各片墙之间无连梁, 剪力墙和框架部分通过楼板协同工作, 剪力墙和框架之间设置铰接连接, 计算模型各构件尺寸及配筋信息见表 1。

3 分析方法

本文的定侧力模式 Pushover 分析、MPA 分析和弹塑性动力时程分析采用基于通用有限元计算软件 MSC.MARC 开发的适用于钢筋混凝土杆系结构的纤维模型和适用于剪力墙的分层壳模型^[10]。所采用的混凝土本构和钢筋本构模型参见文献[10]。

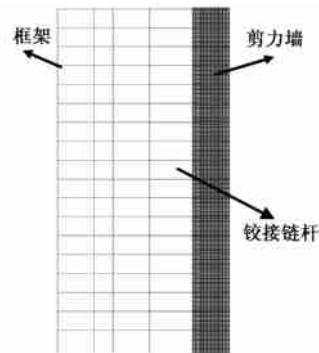


图 2 结构分析有限元模型

弹塑性动力时程分析时, 结构阻尼采用经典 Rayleigh 阻尼, 阻尼比取 5%。

在进行定侧力模式 Pushover 分析时, 选取了 2 种代表性侧力模式: (1) 第一振型比例型侧力模式; (2) 振型组合侧力模式 (简称“SRSS 侧力模式”)^[2],

表 1 计算模型构件尺寸及配筋面积表

层号	墙厚度 (mm)	墙端部 纵筋 (mm ²)	柱尺寸 (mm ×mm)	柱配筋(四边每侧 配筋面积 mm ²)		梁尺寸 (mm ×mm)	梁配筋(上下每侧配筋面积 mm ²)			
				中柱	边柱		中梁		边梁	
							上	下	上	下
1		3675		2281	1964		940	940	940	940
2		3675		1964	1884		940	940	940	940
3		3675		1964	1884		940	940	1256	940
4	300	1452	800 ×800	1964	1884	300 ×700	1140	1018	1256	940
5	(C40)	1452	(C40)	1964	1884	(C30)	1140	1018	1474	940
6		1452		1964	1884		1256	1140	1474	940
7		1452		1964	1884		1256	1140	1474	940
8		1452		1964	1884		1256	1140	1520	940
9		1452		1964	1884		1256	1140	1520	940
10		1452		1964	1884		1256	1140	1520	940
11		1452		1964	1884		1256	1140	1520	940
12		1452		1964	1884		1256	1018	1520	940
13	300	1452	800 ×800	1964	1884	300 ×700	1256	1018	1474	940
14	(C35)	1452	(C35)	1964	1884	(C30)	1140	940	1474	940
15		1452		1964	1884		1140	940	1474	940
16		1452		1964	1884		1018	940	1474	940
17		1452		1964	1884		1018	940	1474	940
18		1452		1964	1884		940	940	1256	940

并按侧力模式集中作用于各楼层进行 Pushover 分析,得到结构的弹塑性响应。

在进行 MPA 分析时,需注意以下问题:

按第 i 阶振型侧力模式进行第 i 阶 Pushover 分析,并按照一定关系对基底剪力—顶点位移关系曲线进行第 i 阶等效单自由度系统(以下简称 SDOF 系统)转换,从而得到第 i 阶 SDOF 系统的荷载—位移关系曲线,该曲线的初始斜率表示第 i 阶 SDOF 系统的初始弹性刚度,由此可以得到第 i 阶 SDOF 系统的弹性周期,记为 T_{pi} 。同时,对结构模型进行模态分析也可以得到第 i 阶 SDOF 系统的理论弹性周期,这里记为 T_i 。在 MPA 分析方法的理论体系中^[7],显然 T_{pi} 应该与 T_i 相等。但是本文实际分析结果却表明,按照第 1 阶振型进行推覆并转换单自由度系统时,满足 $T_{p1} = T_1$,但是按照第 2、3 阶振型进行推覆并转换时,所得到的 T_{p2} 、 T_{p3} 分别显著大于

模态分析得到的结果 T_2 、 T_3 。表 2 中列出了本文框架剪结构进行前 3 阶 MPA 分析时所得到的 T_{p1} 、 T_{p2} 、 T_{p3} 和 T_1 、 T_2 、 T_3 的数值对比。上述问题在文献[11]中也存在。在高阶推覆分析时, K_{pi} 和 K_i 之间的这种差异可能会使采用 MPA 方法的最终分析结果存在较大误差。

表 2 分布质量模型 MPA 分析等效单自由度系统的周期与理论周期的比较

推覆振型	理论周期 T_i (s)	MPA 推覆得到的等效单自由度系统的周期 T_{pi} (s)	误差 (%)
1	2.20	2.20	0.9
2	0.53	0.65	23
3	0.22	0.42	93

产生上述问题的原因是,MPA分析方法的理论是基于“层模型”而建立的。“层模型”本身是一种简化的结构分析模型,其中一个特点就是假定结构各层的质量集中于该层楼板处,因此“层模型”模态分析得到的第*i*阶的振型就是由各楼层处的模态位移 $\{\phi_i\}$ 组成。而MPA方法中,在进行第*i*阶推覆分析时,侧向分布力 L_i 采用式(1),其中, $[m]$ 为结构质量矩阵, s 为放大系数, $\{l_i\}$ 即为第*i*阶对应的侧力分布模式。由于在分析过程中,侧力都是作用于各层楼板的位置,而侧力分布模式又是根据各楼层处的模态位移确定,因此对于“层模型”,MPA方法的理论体系是严密的^[7],可以从理论上推导出各阶弹性周期 T_i 和 T_{p_i} 相等。

$$L_i = [m]\{\phi_i\}s = \{l_i\}s \quad (1)$$

本文在以上分析中,对框架—剪力墙结构进行有限元分析建模时,梁、柱和剪力墙的质量是按实际分布质量来考虑的,即每层的质量并不是只集中在该层楼板的高度处,而是沿整个高度方向上构件都有质量分布,是一种“分布质量模型”。但是在每一阶Pushover分析时,侧力仍然只作用于各层楼板的位置,且其侧力分布模式仍然采用式(1)来确定,而此时 $\{\phi_i\}$ 只是各楼层处的模态位移,并没有完全包含第*i*阶的振型信息,因为在楼层高度方向上其它有质量分布的位置都有一定的模态位移。所以,采用分布质量模型来进行MPA分析,分析模型与MPA方法的理论基础——“层模型”有较大出入,若仍完全按照“层模型”中的做法来进行推覆分析并转换单自由度体系,所得的SDOF系统初始周期 T_{p_i} 就有可能与模态分析得到的理论周期 T_i 产生较大的误差,正如表2中所示,在按第2、3阶振型进行推覆并转换时,所得到的 T_{p_2} 、 T_{p_3} 分别显著大于模态分析得到的结果 T_2 、 T_3 。

要解决这一问题,结构分析模型必须与MPA方法的理论基础——“层模型”的质量分布特性相一致,因此本文调整了原有的结构有限元模型,采用“集中层质量模型”,即将墙、柱等竖向构件的质量集中至楼板位置处。这样得到的结构模型再进行MPA分析,得到的各阶 T_{p_i} 和模态分析得到的各阶理论弹性周期 T_i 结果如表3所示,可见两者之间的误差比表2中采用“分布质量模型”的结果误差显著减小。

表3 集中层质量模型MPA分析等效单自由度系统的周期与理论周期的比较

推覆振型	理论周期 T_i (s)	MPA推覆得到的等效单自由度系统的周期 T_{p_i} (s)	误差 (%)
1	2.20	2.21	0.45
2	0.54	0.56	3.8
3	0.23	0.26	15

由于实际结构为分布质量,采用“集中层质量模型”进行简化,会产生一定的分析误差,因此还需要确认“集中层质量模型”用于结构弹塑性分析的有效性。首先,对比表2和表3中两种模型各阶理论周期 T_i ,可见两种模型的计算结果基本相同。而且,本文对“集中层质量模型”和“分布质量模型”进行了相应于规范大震作用下的弹塑性时程分析,结果表明这两种模型在各楼层处水平侧移的计算结果差别都很小,这说明,对于一般结构来说,采用“集中层质量模型”完全可以满足结构抗震计算的要求。因此,本文以下分析中,采用“集中层质量模型”进行定侧力模式Pushover分析、MPA分析和动力弹塑性时程分析,同时,各种分析方法均考虑了 P -效应。

4 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下的一系列弹塑性地震响应,该方法称为逐步增量弹塑性时程分析方法(Incremental Dynamic Analysis,简称“IDA方法”,也称为动力推覆分析(Dynamic Pushover)方法^[12])。IDA方法能够得到结构在同一地震的不同强度下的抗震性能,可对结构的抗震能力作出较为全面、真实的评价。因此,本文以IDA方法的分析结果为基准,对Pushover分析和MPA分析的准确性进行评价。

5 所用地震记录及其地震动强度

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和小于180m/s。本文分析的框剪结构所在的类场地土特性与S2

场地相似,故从 S2 场地选取了 10 条强震记录(见表 4)作为本文 IDA 分析用地震动输入。

由于选用了 10 条不同地震波输入,因此需要确定一个地震动强度指标作为不同地震波输入计算结果比较的依据。根据计算结果分析,若采用 PGA 作为地震动强度指标,则不同地震记录输入下的结构响应离散性很大,相同 PGA 的两条地震记录所得的时程位移结果相差可达近 10 倍。因此,本文根据文献[8,12]的建议,采用结构第一周期对应的谱加速度值 $S_a(T_1)$ 作为地震动强度指标,逐步增大第一周

期谱加速度 $S_a(T_1)$ 进行 IDA 分析。本文框剪结构的一阶周期 $T_1 = 2.20s$,由《抗震规范》反应谱计算得到,相应多遇烈度地震强度的 $S_a(T_1) = 0.36m/s^2$,相应设防烈度地震强度的 $S_a(T_1) = 1.01m/s^2$,相应罕遇烈度地震强度的 $S_a(T_1) = 2.01m/s^2$ 。因此,取第一周期谱加速度 $S_a(T_1)$ 从 $0.2m/s^2 \sim 2.01m/s^2$,每隔 $0.25m/s^2$ 计算一个工况。结果表明,采用这种地震动强度指标,可大大减低不同地震波作用下结构响应的离散性。

表 4 10 条强震记录及其地震动参数

场地类别	地震名称	记录站	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
S2	Friuli, Italy 1976/09/15 03:15	8014 Forgaria Comino	0.26	9.3	1.07
	Landers 1992/06/28 11:58	22170 Joshua Tree	0.274	27.5	9.82
	Livermore 1980/01/27 02:33	57T02 Livermore-Morgan Terr Park	0.252	9.8	1.3
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	58235 Saratoga-W Valley Coll.	0.255	42.4	19.55
	Morgan Hill 1984/04/24 21:15	57383 Gilroy Array # 6	0.292	36.7	6.12
	Northridge 1994/01/17 12:31	90009 N. Hollywood-Coldwater Can	0.271	22.2	11.69
	Parkfield 1966/06/28 04:26	1438 Temblor pre-1969	0.272	15.0	3.4
	San Fernando 1971/02/09 14:00	24278 Castaic-Old Ridge Route	0.268	25.9	4.67
	Victoria, Mexico 1980/06/09 03:28	6604 Cerro Prieto	0.621	31.6	13.2
	Whittier Narrows 1987/10/01 14:42	90009 N Hollywood-Coldwater Can	0.25	14.3	1.11

注:所有强震记录来源于 <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html> 提供的数据库。

6 主要计算结果

为较全面分析结构整体弹塑性响应和结构各部位弹塑性变形,本文以 10 条地震记录的逐步增量时程分析结果的平均值为基准(以下简称“时程分析结果”),分别计算结构各层层间位移最大值、层间剪力最大值和楼层位移最大值,分析比较 MPA 方法和定侧力模式 Pushover 方法的分析结果的准确性。

6.1 层间位移最大值

由于层间位移大小随楼层位置的变化而变化,需要对不同楼层位置分别讨论。由于篇幅所限,本文仅列出第 1,5,9,12,15,18 层的计算结果,见图 3,图中各种方法的分析结果均为 10 条地震波计算的平均值。此外,第一振型比例型侧力模式的 Pushover 分析结果即为 MPA 方法的一阶分析结果。

在结构底层(图 3(a)),Pushover 分析得到的层

间位移均小于时程分析结果,且第一振型比例分布 Pushover 分析得到的层间位移最小。而 MPA 方法分析结果,在地震动强度较小时大于时程分析结果,在地震动强度较大时则略小于时程分析结果。总的来说,MPA 方法更接近时程分析结果。此外,在结构底层,MPA 方法前两阶组合结果与前 3 阶组合结果相差很小。

在结构第 5 层(图 3(b)),按 SRSS 侧力分布 Pushover 分析得到的结果与时程分析结果最为接近,第一振型比例分布 Pushover 分析得到的层间位移比时程分析结果偏小最多。而 MPA 分析结果,在地震动强度较小时大于时程分析结果,但在地震动强度较大时则与时程分析结果吻合较好。同样,MPA 方法的前两阶组合结果与前 3 阶组合结果相差很小。

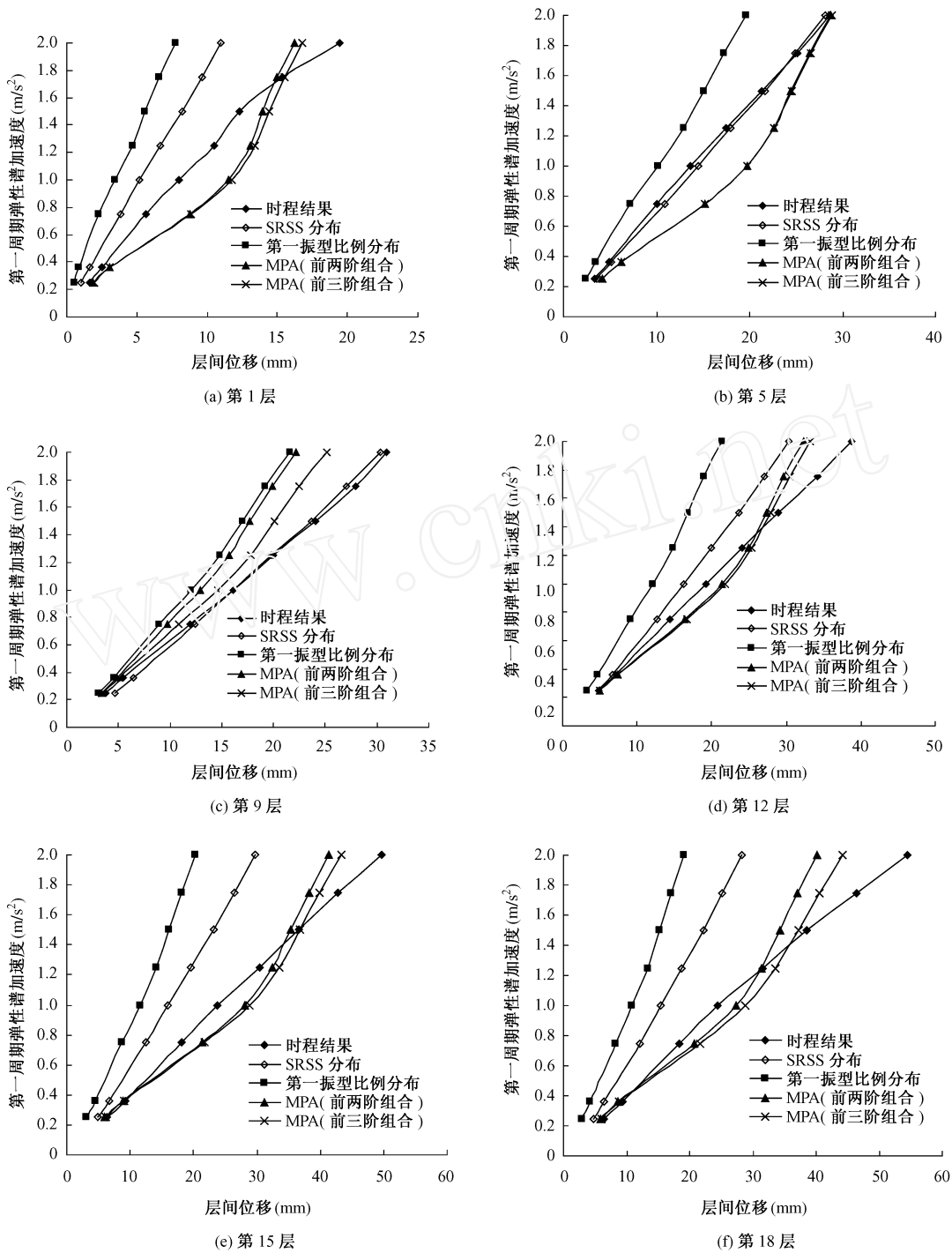


图 3 结构层间位移最大值与第一周期谱加速度关系曲线

在结构第 9 层(图 3(c)),按 SRSS 侧力分布 Pushover 分析得到的结果与时程分析结果最为接近,第一振型比例分布 Pushover 分析得到的层间位移比时程分析结果偏小最多。MPA 分析 3 阶组合结果比时程分析结果要偏小一些,但是差别并不大,

最大误差不超过 20%。在该层,MPA 方法前两阶组合结果与前 3 阶组合结果有一定差别,前 3 阶组合结果更接近时程分析结果。

在结构第 12 层(图 3(d)),Pushover 分析得到的层间位移均小于时程分析结果,第一振型比例分布

Pushover 分析结果偏小最多,SRSS 分布 Pushover 分析结果要稍大一些,最大误差将近 30%。MPA 方法分析结果,在地震动强度较低时,略大于时程分析结果,在地震动强度较高时,则小于时程分析结果,但最大误差只有约 18%。此外,在该层,MPA 方法的前两阶组合结果与前 3 阶组合结果相差很小。

对第 15 层和 18 层(图 3(e)和图 3(f)),各种分析结果的结果与时程分析结果的对比规律基本与第 12 层相同,MPA 方法分析结果与时程分析结果的最大误差不超过 20%,远小于 Pushover 分析结果与时程分析结果的误差。同时,在这两层,MPA 方法的前两阶组合与前 3 阶组合结果有一定差别,前 3 阶

组合结果更接近时程分析结果。

综上所述,对于高层框架—剪力墙弯剪型结构,MPA 分析与时程分析结果的吻合程度总体上好于 Pushover 分析结果,而且 MPA 分析前 3 阶组合的结果更接近时程分析结果。

6.2 最大层间位移沿楼层分布

根据《抗震规范》地震影响系数曲线^[3],当地震加速度峰值分别取 70gal、200gal、400gal(分别对应于小震、中震和大震),本结构一阶周期对应的弹性谱加速度值 $S_a(T_1)$ 分别为 0.36m/s^2 、 1.01m/s^2 、 2.01m/s^2 。图 4 给出了相应地震强度下结构最大层间位移平均值沿楼层高度的分布情况。

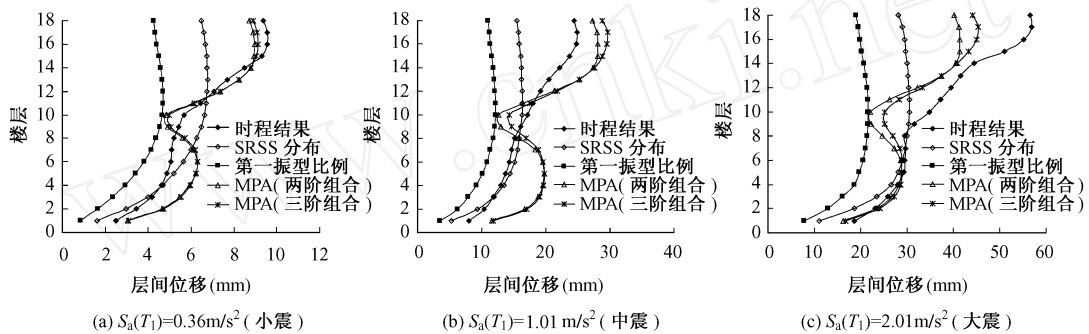


图 4 不同地震强度下最大层间位移沿楼层分布曲线

在 $S_a(T_1)$ 为 0.36m/s^2 (对应于规范小震)时,按第一振型比例侧力模式 Pushover 分析结果,在结构各个部位都比时程分析结果偏小。采用 SRSS 侧力模式 Pushover 分析得到的结果,在底部几层与时程分析结果相近,但在中部比时程分析结果偏大,在上部则又比时程分析结果偏小很多。MPA 分析结果,在结构底部比时程分析结果偏大,在中部时程结果则略偏小,在结构上部最接近时程分析结果。

在 $S_a(T_1)$ 为 1.01m/s^2 (对应于规范中震)时,按第一振型比例侧力模式 Pushover 分析结果,在结构各个部位都比时程分析结果偏小。采用 SRSS 侧力模式 Pushover 分析得到的结果,在结构中下部与时程分析结果相近,但在上部则又比时程分析结果偏小很多。MPA 分析结果,在结构底部比时程分析结果偏大,在中部时程结果则略偏小,在上部虽然比时程分析结果偏大,但是其误差比 Pushover 分析结果的误差要小很多。

在 $S_a(T_1)$ 为 2.01m/s^2 (对应于规范大震)时,按第一振型比例侧力模式 Pushover 分析结果,在结构

各个部位都比时程分析结果偏小。采用 SRSS 侧力模式 Pushover 分析结果,在结构下部与时程分析结果相近,但在上部则比时程结果偏小很多。MPA 方法的分析结果,在结构下部与时程结果相近,在中上部则偏小,但相比于 Pushover 分析结果,MPA 方法的分析结果最接近时程分析结果。

总体来说,在不同强度地震作用下,对于高层框架—剪力墙弯剪曲型结构,与 Pushover 分析结果相比,MPA 方法得到的结构最大层间位移与时程分析结果更为吻合。

6.3 最大楼层侧移沿楼层分布

图 5 给出了本文分析框架—剪力墙结构一阶周期弹性谱加速度 $S_a(T_1)$ 分别为 0.36m/s^2 、 1.01m/s^2 、 2.01m/s^2 时,结构最大楼层侧移沿楼层高度的分布情况。

在 $S_a(T_1)$ 为 0.36m/s^2 、 1.01m/s^2 (分别对应于规范小震、中震)时,在结构下部,按第一振型比例侧力模式 Pushover 分析结果略小于时程分析结果,而 MPA 分析结果则略大于时程分析结果;在结构上

部,两种方法与时程分析结果都比较接近。而采用 SRSS 侧力模式 Pushover 分析结果除了在底部与时程分析结果相近,在结构中上部则比时程分析结果偏大很多。

结构整个高度上,MPA 分析结果都与时程分析结果吻合很好,而 Pushover 分析结果与时程分析结果的差异规律和在小震,中震作用下表现出的差异规律基本相同。

在 $S_a(T_1)$ 为 2.01m/s^2 (对应于规范大震) 时,在

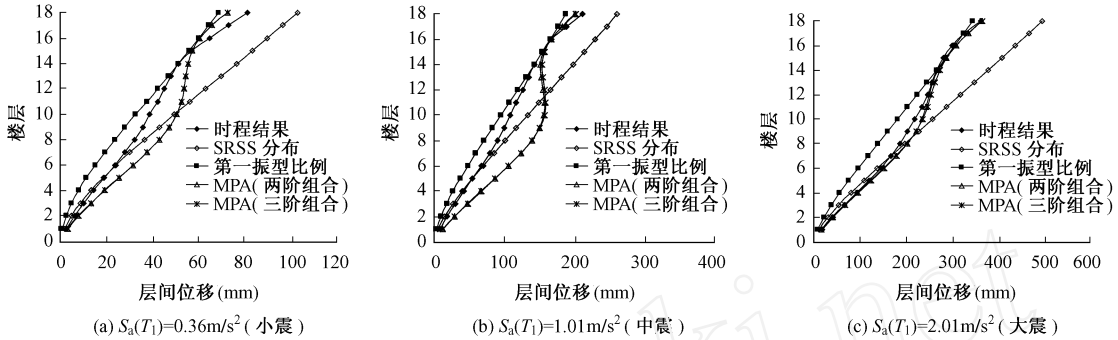


图 5 不同地震强度下最大楼层侧移沿楼层分布曲线

6.4 最大层间剪力沿楼层分布

图 6 给出本文分析框架—剪力墙结构—一阶周期弹性谱加速度值 $S_a(T_1)$ 分别为 0.36m/s^2 、 1.01m/s^2 、 2.01m/s^2 时,结构最大层间剪力沿楼层高度的分布。

由图可见,在不同强度地震作用下,Pushover 分析结果比时程分析结果偏小很多,MPA 分析 3 阶组合结果与时程分析的误差相对来说最小,但仍比时程分析结果偏小。

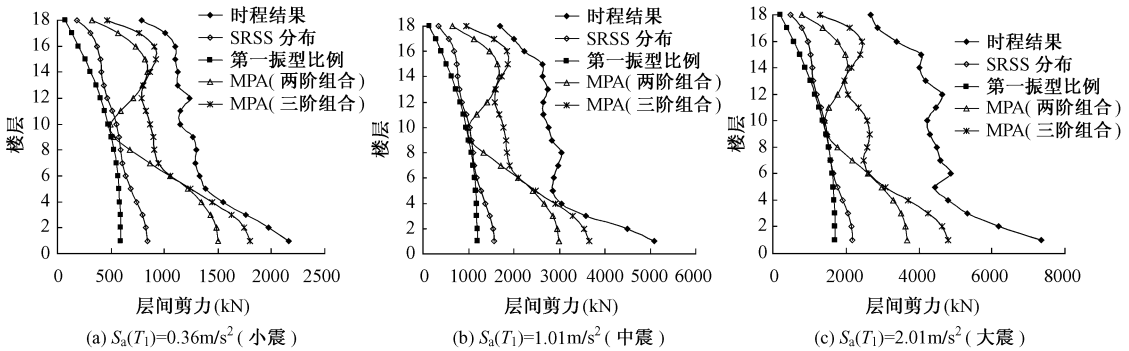


图 6 不同地震强度下最大层间剪力沿楼层分布曲线

7 结论

本文通过对一个 18 层钢筋混凝土框架—剪力墙结构在定侧力模式 Pushover 方法、MPA 方法及弹性时程分析等不同方法分析结果的对比,得到以下结论:

(1) MPA 方法考虑了结构高阶振型的影响,对于高阶振型影响较大的弯剪型框架—剪力墙结构,MPA 方法分析得到的最大层间位移和最大楼层侧移,比现有的定侧力模式 Pushover 方法分析结果更接近时程分析结果,且有一定的准确性。

结果虽然与时程分析结果仍有一定误差。但是相比于定侧力模式 Pushover 方法的分析结果,仍最接近时程分析结果。

(3) 在使用 MPA 方法时,应采用“集中层质量模型”。与弹性时程分析结果的对比表明,“集中层质量模型”与“分布质量模型”的计算结果差别很小。

(4) MPA 方法采用前两阶组合和前 3 阶组合得到的结果,在部分楼层有一定差别,采用前 3 阶组合的结果更接近时程分析结果。

(2) 对于结构最大层间剪力,MPA 方法的分析

(下转第 54 页)



统位移法通过位移插值函数建立二者间近似的联系,而各种简化的变刚度法通过不同的分段方法或假定单元变形分布,用解析式近似表达积分关系。

(3) 单元节点位移与单元变形间的积分联系可以用数值积分表达,概念清楚且精度有保障。当截面的抗力和刚度按网格化的截面计算时,即成为基于柔度法的纤维模型。

(4) 非线性分析时,截面本构关系的计算和利用有多种途径。空间结构和双向弯曲分析时,应将截面划分成网格计算。分段折线表达的本构关系更易于根据试验结果修正。要提高分析精度,应加强截面软化时的模拟和受力分析。

参考文献:

- [1] Spacone E, Ciampi V, Filippou F C. Mixed formulation of nonlinear beam finite element[J]. Computers & Structures, 1996, 58(1): 71~83
- [2] Menegotto M, Pinto P E. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behavior of elements under combined normal force and bending [C]. Proc. , IABSE Symp. on Resistance and Ultimate Deformability of Struct. Acted on by Well Defined Repeated Loads, 1973: 15~22

- [3] Spacone E, Filippou F C, Taucer F F. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of RC frames. I: Formulation [J]. Earthquake Engng. and Struct. Dyn. , 1996, 25(7): 711~725
- [4] Neuenhofer A, Filippou F C. Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models[J]. J. Struct. Eng. , 1997, 123(7): 958~966
- [5] Hjeltnad K D, Tziroglu E. Variational Basis of Nonlinear Flexibility Methods for Structural Analysis of Frames [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2005, 131(11): 1157~1169
- [6] 刘南科,周基岳,等. 钢筋混凝土框架的非线性全过程分析[J]. 土木工程学报, 1990, 23(4): 2~14
- [7] 徐伟良,吴德伦. 钢筋混凝土框架全过程分析的非线性简化单元及其应用[J]. 建筑结构学报, 1995, 16(3): 59~65
- [8] 汪梦甫. 钢筋混凝土空间杆件精细非线性分析模型[J]. 计算力学学报, 2005, 22(3): 339~365
- [9] 江卫国. 用碳纤维布加固混凝土框架的试验研究[D]. 南京:东南大学博士学位论文, 2007
- [10] Yr-Fei Wua, Deric J Oehlers, Michael C Griffith. Rational definition of the flexural deformation capacity of RC column sections[J]. Engineering Structures, 2004, 26: 641~650
- [11] 清华大学抗震工程研究室编. 钢筋混凝土结构的抗震性能[M]. 北京:清华大学出版社, 1981

[作者简介] 汪卫国(1969~),男,博士,讲师, wjyc@sina.com

(上接第48页)

参考文献:

- [1] ATC. ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [S]. Red Wood City, California: Applied Technology Council, 1996
- [2] FEMA273, FEMA274, FEMA356, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings[S]. Washington D. C.: Federal Emergency Management Agency, 1996
- [3] GB50011-2001, 建筑结构抗震设计规范[S]
- [4] 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
- [5] 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
- [6] 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

- [7] Anil K Chopra, Rakesh K Göl. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2002, 31(3): 561~582
- [8] Sang Whan Han, Anil K Chopra. Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure[J]. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2006, 35(15): 1853~1873
- [9] 毛建猛,谢礼立,翟长海. 模态 pushover 分析方法的研究和改进[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(6): 50~55
- [10] 叶列平,陆新征,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(z2): 131~140
- [11] 沈蒲生,龚胡广. 多模态静力推覆分析及其在高层混合结构体系抗震评估中的应用[J]. 工程力学, 2006, 23(8): 69~73
- [12] Dimitrios Vamvatsikos, C. Allin Cornell. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2002, 31(3): 491~514

[作者简介] 缪志伟(1981~),男,江苏人,博士研究生, E-mail: miaoziwei00@mails.thu.edu.cn