

文章编号: 1004- 4574(2010) 06- 0112- 07

近场地震下已建钢筋混凝土框架结构抗震性能分析

易伟建, 马会杰

(湖南大学 湖南省工程结构损伤诊断重点实验室, 湖南 长沙 410082)

摘 要: 选取前方向效应近场地震波、滑冲效应近场地震波和远场地震波, 对按《工业与民用建筑抗震设计规范》(TJ11- 78) 设计的 4 层钢筋混凝土框架结构进行了弹塑性时程分析。结果表明: 前方向效应近场地震动和滑冲效应近场地震动对结构反应有很强的放大作用, 当结构为弹性时对基底剪力影响较大, 进入塑性后, 对位移的影响更显著。综合弹塑性时程分析和 Pushover 分析两种方法对结构的抗震性能进行了评估, 发现结构在小震下的整体变形超出了我国现有规范的限值, 而在大震时发生了倒塌, 从而从计算的角度解释了汶川地震中那部分 20 世纪 80 年代建造的结构倒塌的原因。

关键词: 已建结构; 抗震规范; 近场地震; 钢筋混凝土框架结构; 静力弹塑性分析

中图分类号: P315.69

文献标识码: A

Seismic analysis of existing RC frame structures under near-field ground motions

YI Wei-jian, MA Hui-jie

(Key Laboratory of Engineering Structure Damage Assessment of Hunan Province, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract With the method of nonlinear time history analysis, the behaviors of a four-story reinforced concrete frame designed according to TJ11- 78 edition seismic code for industrial and civil buildings was studied under the action of near-field ground motions with forward directivity and fling-step and far-field ground motions. The results indicate that the seismic responses are magnified much when the structure is subjected to near-field ground motions with forward directivity and fling-step. When the structure is elastic, the amplification effect on base shear is remarkable; after the structure enters inelastic stage, the amplification effect on displacement becomes larger than that of base shear. The methods of nonlinear time history analysis and pushover analysis were applied to estimate the seismic performance of the structure. It is found that the global deformation of the structure exceeds the limited value from edition of 2001 of seismic code for buildings and collapses under rare strong earthquake. This work explains the phenomena quantitatively that most structures designed in 1980's collapsed during Wenchuan earthquake.

Key words existing structures; seismic design codes; near-field earthquake; RC frame structures; pushover analysis

2008 年 5 月 12 日 14 时 28 分, 我国四川省汶川县爆发了 8 级大地震, 受灾面积达 12.5 万 km^2 , 死亡人数为

收稿日期: 2009- 06- 15 修订日期: 2010- 05- 21

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (90815002)

作者简介: 易伟建 (1954-), 男, 教授, 主要从事结构抗震和结构健康诊断研究。E-mail: wjy@hnu.cn

87 148人,房屋倒塌 778 91万所,直接经济损失 8 500亿,是继 1976年唐山地震后发生的震害最为严重的一次。经统计分析,这次汶川地震中倒塌的结构中相当一部分是 20世纪 80年代经正规设计的建筑或更早的未考虑抗震设计的结构^[1]。因此,本文用弹塑性时程分析和 pushover分析两种方法对按《工业与民用建筑抗震设计规范》(TJ 11- 78)^[2](以下简称为“78规范”)设计的已建结构进行抗震性能评估,以解释这一现象。

近年来几次著名的大地震和 2008年的汶川地震(M 8. 0),近场地震的破坏作用都非常明显。近场地震动最主要的特点是前方向性效应和滑冲效应引起的脉冲型地面运动。Bertero^[3]较早对这一问题进行了研究,1978年他通过对圣费尔南多地震中奥利弗眼科医院破坏的研究,证实医院建筑的破坏是由于长周期的脉冲引起的。近年来,很多国内外学者对近场脉冲地震动的破坏作用进行了研究^[4-10],但基本上都未对脉冲型地震动进行区分。2006年 Kalkan和 Kunnath^[11]将近场脉冲型地震动区分为前方向效应和滑冲效应两种,并选取相应的地震记录对钢框架进行弹塑性时程分析,发现滑冲效应和前方向效应的近场地震同样对结构有很强的破坏作用,二者的区别是前方向效应会激发结构的高阶模态,而滑冲效应会激发结构的基本模态。Kalkan和 Kunnath的研究对象为钢框架,比较了结构的层间位移角反应,但未考虑地震动强度的影响。同年,Kalkan和 Kunnath^[12]还选取前方向效应、滑冲效应近场脉冲地震动和远场地震动对 6层、13层钢框架和 7层、20层的钢筋混凝土框架进行弹塑性时程分析,重点是为了验证各种静力非线性(pushover)方法。

本文选取前方向效应近场地震波、滑冲效应近场地震波和远场地震波,对按“78规范”设计的钢筋混凝土框架进行弹塑性时程分析和静力弹塑性分析(pushover),地震动强度在 0. 1g和 0. 4g之间变化,考察结构的顶点位移、层间位移角、基底剪力和层间剪力等反应,以进一步探究前方向效应近场地震波、滑冲效应近场地震波和远场地震波作用下结构反应的差别。

1 结构模型和地震记录的选取

参考文献 [13]中的算例,本文的模型为一幢 4层 3跨钢筋混凝土平面框架结构,底层层高 6. 6m,其它各层层高均为 4. 2m,计算简图如图 1所示。抗震设防烈度为 8度,II类场地,板为预制-现浇空心板;纵向受力钢筋采用 II级钢,箍筋采用 I级钢;柱的混凝土强度等级为 C30,梁的混凝土等级为 C20,采用手算进行结构配筋计算,按《工业与民用建筑抗震设计规范》(TJ 11- 78)设计,梁柱截面及纵向受力钢筋面积分别见表 1。

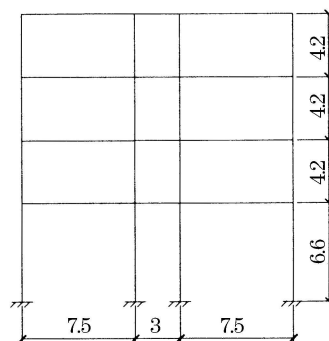


图 1 框架结构计算简图(单位: m)

Fig 1 Sketch of frame structure analysis

表 1 4层框架梁柱截面以及配筋

Table 1 Dimensions and reinforcement details of four-story frame structure

楼层	柱截面 /mm × mm	梁截面 /mm × mm	柱配筋 /mm ²		梁配筋 /mm ²	
			边	中	底	顶
4层	450 × 450	250 × 800	1 256	1 140	942	1 140
3层	450 × 450	250 × 800	1 140	1 140	1 473	1 140
2层	450 × 450	250 × 800	1 140	1 140	1 884	1 473
1层	450 × 450	250 × 800	1 847	2 661	2 945	2 281

2 弹塑性时程分析

所选地震波见表 2。前方向性效应近震脉冲记录选取原则如下: (1)断层距在 20km 以内; (2)明显高出的脉冲峰值,即 PGV /PGA > 0. 2; (3)速度时程曲线包含两个方向(正负方向)的脉冲; (4)台站在断层前方。所选滑冲效应近震脉冲记录选取原则如下: (1)断层距在 20km 以内; (2)明显高出的脉冲峰值,即 PGV /PGA > 0. 2; (3)具有滑冲效应,即速度时程中出现单方向半脉冲,位移时程末端出现阶跳式的永久性位移。需要指出的是由于地震网站数据已滤掉永久位移特征,故本文先从台湾中央气象局下载原始数据,然后根据文献^[14]用 matlab 编程对地震波原始数据进行基线校正。所选远震无脉冲记录选择原则如下: (1)速度时程为

非脉冲型; (2)断层距 85~ 110km; (3)峰值加速度 > 50cm/s²。

采用 SAP 2000对两个框架结构进行非线性动力时程分析, 采取自定义塑性铰, 用多伦多大学开发的 RESPONSE 2000计算塑性铰参数^[15], 积分方法采用 Wilson-θ法 (θ= 1.4)。

图 2(a), 图 2(b)和图 2(c)分别给出了前方向效应近场脉冲地震、滑冲效应近场脉冲地震和远场地震对结构顶点位移最大值、层间位移角最大值和基底剪力最大值的影响情况。可以看到, 无论是在前方向效应近场脉冲地震作用下、滑冲效应近场脉冲地震作用下, 还是在远场地震作用下, 结构的反应均随地震动峰值的增加而增大, 且这种增大的速率在前方向效应近场脉冲地震和滑冲效应近场脉冲地震作用时较快, 表现为前者对应曲线的斜率大于后者。当地震动峰值相同时, 前方向效应近场脉冲地震和滑冲效应近场脉冲地震作用下结构反应的平均曲线均位于远场地震曲线的上方, 说明前方向效应近场脉冲地震和滑冲效应近场脉冲地震作用引起的结构反应大于远场地震动引起的反应。而且地震动峰值较小时三者引起的结构反应接近, 此时前两者作用下的反应稍大于后者, 但随着地震动峰值的增加这种差距逐渐增大。

表 2 地震波数据

Table 2 Ground motion database

地震名称	站点	PGA /g	RCV/(cm·s ⁻¹)	震级	断层距 /m	场地类别	RCV/PGA
前方向效应近场脉冲地震波 (数据来源: http://peer.berkeley.edu/smcat)							
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU087-N	0.122	37.1	7.6	3.18	I	0.31
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	CHY101-N	0.44	115	7.6	11.14	II	0.27
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU136-N	0.177	47.5	7.6	8.97	I	0.27
Imperial Valley 1979/10/15	H-EMO270	0.296	90.5	6.5	0.5	II	0.31
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	CHY024-N	0.175	48.9	7.6	9.06	II	0.29
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU101-W	0.202	67.9	7.6	2.94	II	0.34
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU102-W	0.298	112.4	7.6	1.79	II	0.38
滑冲效应近场脉冲地震波 (数据来源: http://san.owb.gov.tw/eqv5/special/19990921/pga.asp)							
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU068-N	0.316	295.5	7.6	1.09	II	0.95
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU068-W	0.510	289.5	7.6	1.09	II	0.58
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU082-W	0.164	51.5	7.6	5.73	II	0.32
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU052-W	0.357	172.0	7.6	0.24	II	0.51
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU052-N	0.447	219.1	7.6	0.24	II	0.50
Chi-Chi Taiwan 1999/09/20	TCU075-W	0.233	116.2	7.6	1.49	II	0.51
Chi-Chi Taiwan 1999/09/21	TCU075-N	0.363	97.5	7.6	1.49	II	0.27
远场地震波 (数据来源: http://peer.berkeley.edu/smcat)							
Northridge 1994/01/17	HOS090	0.085	5.9	6.7	108.1	-	0.07
Northridge 1994/01/17	HOS180	0.096	6.5	6.7	108.1	-	0.07
Northridge 1994/01/17	SBG000	0.078	7	6.7	111.3	-	0.09
Northridge 1994/01/17	SBG090	0.069	6.7	6.7	111.3	-	0.10
Kobe 1995/01/16	HK000	0.141	15.6	6.9	94.2	-	0.11
Kobe 1995/01/16	HK090	0.148	15.4	6.9	94.2	-	0.11
Kobe 1995/01/16	OKA000	0.081	4.8	6.9	89.3	-	0.06

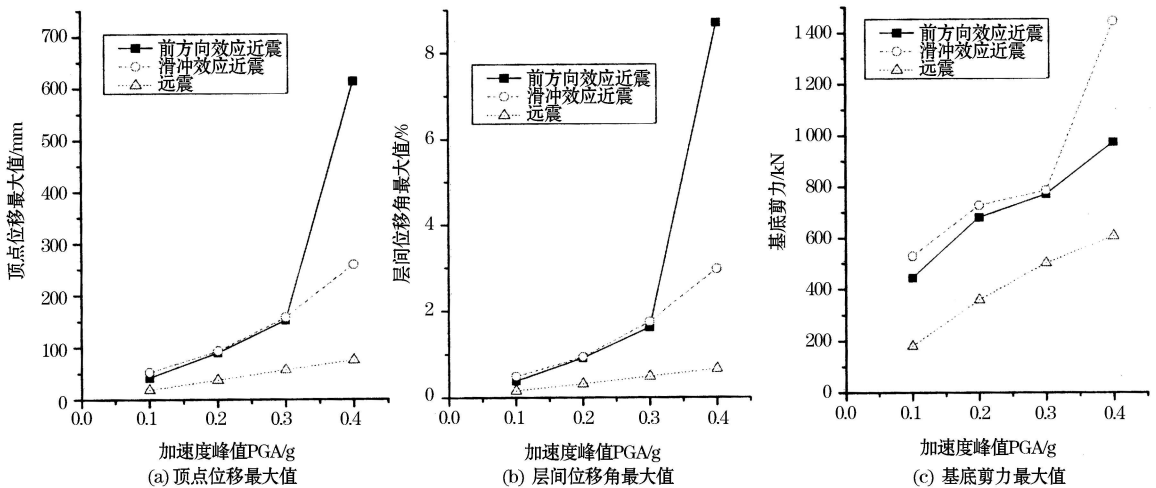


图 2 不同加速度峰值作用下结构的反应

Fig 2 Seismic responses of structure at different peak acceleration

从图 2(b)还可以看到,在加速度峰值为 0.4g(相当于 8 度罕遇地震)时,结构在前方向效应近场地震和滑冲效应近场地震作用下的层间位移角最大值分别为 8.7% 和 2.97%,已远远超出我国现有规范—建筑抗震设计规范(GB 50011-2001)^[15](以下简称为“01 规范”)规定的位移角限值 2%。也就是说,结构在遭遇高于本地区设防烈度的地震时会发生倒塌。

由以上分析可以看出,结构在前方向效应近场脉冲地震动、滑冲效应近场脉冲地震动和远场地震动作用下的反应存在很大的差异。为了能更明显更直观地看出这种差异,我们分别给出前方向效应近场脉冲地震动、滑冲效应近场脉冲地震动相对于远场地震动对结构顶点最大位移、层间最大位移角和基底最大剪力的放大系数(即前方向效应近场脉冲地震动下结构的反应除以远场地震动下结构的反应,滑冲效应近场脉冲地震动下结构的反应除以远场地震动下结构的反应),结果见表 3。

表 3 前方向效应近场地震动和滑冲效应近场地震动作用下结构反应的放大系数

Table 3 Magnification factors of the seismic responses of the structures subjected to near-field ground motions with forward directivity and fling-step effects

地震动 峰值	顶点最大位移		层间最大位移角		基底最大剪力前方向	
	滑冲	前方向	滑冲	前方向	滑冲	前方向
0.1g	2.23	2.76	2.44	3.06	2.46	2.93
0.2g	2.37	2.46	2.88	2.94	1.90	2.02
0.3g	2.65	2.75	3.31	3.57	1.53	1.56
0.4g	8.10	3.42	13.18	4.50	1.60	2.38

从表 3 中可以看出,在地震动峰值相同的情况下,前方向效应近场脉冲地震动、滑冲效应近场脉冲地震动相对远场地震动而言对结构反应有很强的放大作用,结构顶点最大位移的放大系数范围为 2.23~8.10,层间最大位移角的放大系数范围为 2.44~13.18,基底最大剪力的放大系数范围为 1.53~2.93。地震动峰值为 0.2g 到 0.4g 时,相同地震动峰值作用下,对顶点位移和层间位移角的放大要大于对基底剪力(加速度)的放大,这说明前方向效应近场脉冲地震动和滑冲效应近场脉冲地震动对结构位移反应的影响更显著;对基底剪力的影响在弹性段时更明显,主要表现为地震动峰值为 0.1g 时基底剪力的放大系数比较大。分别比较前方向效应近场脉冲地震动和滑冲效应近场脉冲地震动作用下的反应,可以看到大部分情况下滑冲效应近场地震动对结构反应的放大作用大于前方向效应近场地震动的放大作用。

3 Pushover 分析

静力弹塑性分析(pushover)方法是基于性能评估现有结构和设计新结构的一种方法。能力谱法是把 pushover 分析得到的荷载—位移曲线转化为承载力谱线(亦称能力谱线),以及由规范设计反应谱转化为 ADRS 谱(亦称需求谱线)放在同一图中,两条曲线的交点定为“目标位移”(或“结构抗震性能点”),再同位移容许值比较,确定是否满足抗震要求。能力谱法现已广泛应用于结构抗震性能的近似的评估,也是基于性能的抗震设计方法中发展较为成熟的方法。本文对先结构进行 pushover 分析,然后用能力谱法对结构的抗震性能进行评估。

薛彦涛,徐培福等^[16]提出较低的结构可采用倒三角形加载和侧向振型加载方式中的一种,与均布加载组成两种加载方式。本文的结构为四层框架,属中低层结构,故本文选择倒三角形加载与均布加载两种加载方式对结构进行 pushover 分析。SAP2000 程序提供了自定义分布、均匀加速度分布和振型荷载分布 3 种加载方式。其中,均匀加速度方法相当于均匀分布;振型荷载分布方法,当取第 1 振型时,相当于倒三角分布。本文中采用的两种 pushover 方法——倒三角形加载与均布加载都能在 SAP 2000 实现,控制节点选择在顶层角点,推覆的控制位移是顶层位移达到 4% 的结构总高。

SAP 2000 中集成了 ATC-40 的需求谱,能够自动将 pushover 分析得到的曲线转换成能力谱,并由此对标准需求谱进行等效从而自动求解性能点。由于 pushover 分析中使用的反应谱均为国外反应谱曲线,对照 ATC-40 中规定的反应谱曲线与我国“01 规范”的反应谱曲线,依据两个规范谱线相关性,当阻尼比为 0.05 时,可以近似得到如下的参数转换关系:

$$C_a = 0.4\alpha_{max} \tag{1}$$

$$C_v = T_g \alpha_{max} \tag{2}$$

式中 α_{max} 为我国“01规范”的地震影响系数; C_a, C_v 为 ATC-40 的谱参数。

设计分组为第一组(近震), II类场地对应的特征周期 $T_g = 0.35$, 8度多遇地震作用时 $\alpha_{max} = 0.16$ 代入式(1)和式(2)算得 $C_a = 0.064, C_v = 0.056$ 8度罕遇地震作用时 $\alpha_{max} = 0.90$ 代入式(1)和式(2)算得 $C_a = 0.36, C_v = 0.315$ 。

ATC-40 还给出了梁、柱等构件在上述几种相应状态下的塑性限值, 无论何种类型铰, 都可以表示为 A-B-C-D-E 折线形式的弯矩曲率关系, 其中 B 点代表屈服, C 点表示开始失去承载力, B 点和 C 点之间分布着代表铰能力水平的点 IO (immediate occupancy), LS (life safety) 和 CP (collapse prevention), 分别对应“直接使用”, “生命安全”和“防止倒塌”。

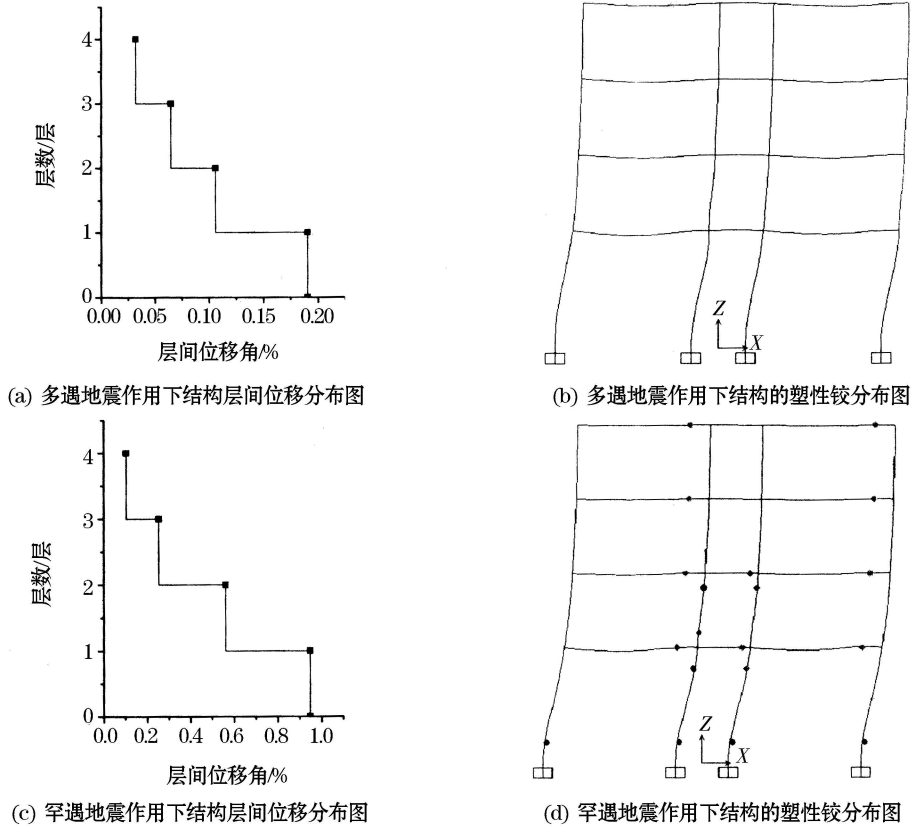


图 3 倒三角形加载下结构的变形

Fig 3 Deformation of structure under inverted triangular distributive loading

倒三角形加载条件下得到的多遇地震和罕遇地震作用下结构的性能点分别为 (204.150kN, 0.021m) 和 (603.495kN, 0.101m)。对结构输入性能点的目标位移, 再次进行 Pushover 分析, 得到性能点处的层间位移角图和塑性铰分布情况如图 3 所示。从图 3(a) 可以看到, 结构的薄弱层在底层, 多遇地震作用下结构的最大层间位移角却达到 1/525, 略超出我国“01规范”规定的弹性层间位移角限值 1/550 不符合我国“01规范”的要求。从图 3(b) 可以看到, 结构在多遇地震作用下无塑性铰出现, 说明结构均处于弹性阶段, 即能保证“小震不坏”。从图 3(c) 可以看到, 结构的薄弱层仍在底层, 罕遇地震作用下结构最大层间位移角为 1/105, 小于我国“01规范”规定的弹塑性层间位移角限值 1/50, 即满足我国“01规范”的要求。由图 3(d) 可知, 各层的梁端和 1, 2 层的柱端均出现了塑性铰, 且梁端的塑性铰主要为 B 区段, 柱端的塑性铰主要为 D 区段, 仍属于可尽快修复使用的范畴。从 Pushover 的分析过程来看, 结构梁端的塑性铰出现相对较早, 而柱端塑性铰出现较迟, 均符合我国“01规范”所要求的“梁-柱铰”屈服机制。

均布加载条件下得到的多遇地震和罕遇地震作用下结构的性能点分别为 (209.743kN, 0.020m) 和 (622.813kN, 0.097m)。对结构输入性能点的目标位移, 再次进行 pushover 分析, 得到性能点处的层间位移角

图和塑性铰分布情况如图 4 所示。与倒三角加载的情况类似,结构的薄弱层均出现在底层,多遇地震作用下结构的最大层间位移角 ($1/528$),略超出了我国“01规范”规定的弹性层间位移角限值。结构在多遇地震作用下处于弹性阶段。罕遇地震作用下结构最大层间位移角为 $1/104$ 小于我国“01规范”规定的弹塑性层间位移角限值。

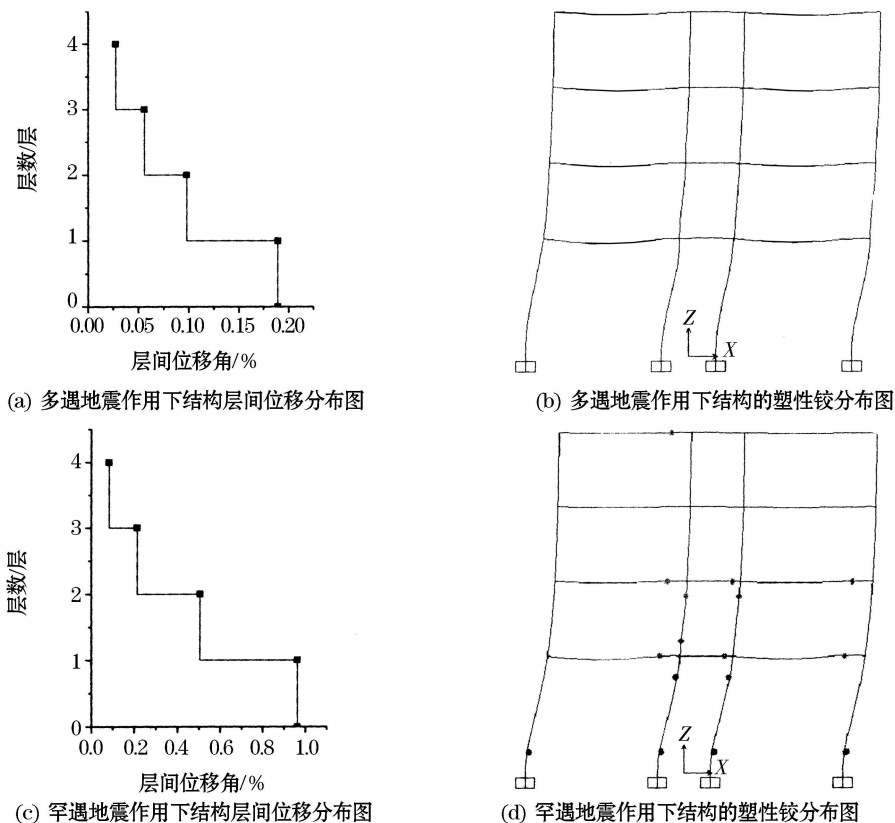


图 4 均布加载下结构的变形

Fig 4 Deformation of structure under uniform distributive loading

4 抗震性能评估

从 pushover 分析的结果来看,倒三角形加载和均布加载的分析结果差别不大。小震时(多遇地震作用下),结构处于弹性;大震时(罕遇地震作用下),结构进入了塑性,但整体变形仍满足我国“01规范”的弹塑性极限变形要求,塑性铰的产生顺序也符合规范所要求的“梁-柱铰”屈服机制。似乎表明按“78规范”设计的多层钢筋混凝土框架结构可以满足“小震不坏,大震不倒”的要求,但这和近场地震作用下弹塑性时程分析的结果有出入,常规 pushover 分析方法大大低估了结构抵御近场地震作用的能力^[9]。主要原因在于基于设计规范反应谱的需求谱没有考虑脉冲型近场地震动的特点,本文的 pushover 分析实际上对近场地震和中远场地震加以区分。

结合 pushover 分析和弹塑性时程分析的结果来看,按“78规范”设计的钢筋混凝土多层框架结构,在小震下的变形超过了“01规范”的规定,而大震下达到倒塌状态,这从计算角度解释了汶川地震中 20 世纪 80 年代建造的结构大量倒塌的原因。实际上,“78规范”未考虑对近场地震的设防,设防思想为单一水准设防,整体安全度偏低。

5 结论

对按“78规范”设计的 4 层钢筋混凝土框架结构输入前方向效应近场地震波、滑冲效应近场地震波和远场地震波进行弹塑性时程分析和 pushover 分析,得出以下结论:

(1) 地震动峰值相同时,前方向效应近场脉冲地震和滑冲效应近场脉冲地震作用引起的结构顶点位移、

层间位移角和基底剪力的反应都大于远场地震动引起的反应,且随着地震动峰值的增加,顶点位移、层间位移角的这种差距越来越大;

(2)与远场地震动相比,前方向效应近场地震动和滑冲效应近场地震动对结构反应有很强的放大作用,且大部分情况下滑冲效应近场地震动的放大作用大于前方向效应近场地震动的放大作用。

(3)前方向效应近场脉冲地震动和滑冲效应近场脉冲地震动对结构位移反应的影响更显著,相同地震动峰值作用下,对顶点位移和层间位移角的放大要大于对基底剪力(加速度)的放大,而对基底剪力的影响在结构的弹性段时更明显;

(4)从 pushover 分析来看,小震时结构的整体变形超过了“01 规范”的限值,大震时却能保证“大震不倒”;但从弹塑性时程分析可以发现,在近场地震作用下,结构在大震时发生倒塌;常规的 pushover 方法有可能低估近震下结构的反应。

参考文献:

- [1] 张敏政. 汶川地震中都江堰市的房屋震害 [J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(3): 1- 6
- [2] 中华人民共和国国家标准. 工业与民用建筑抗震设计规范 (TJ 11- 78) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1979. 1- 45
- [3] Bertero V V, Mahin S A, Herrera R A. A seismic design implications of near fault San Fernando earthquake records [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1978, 6(1): 34- 42.
- [4] Anderson J C, Bertero V V. Uncertainties in establishing design earthquakes [J]. Journal of Structural Engineering, 1987, 113(8): 1709- 1724
- [5] Ching- Tung Huang. Considerations of multi mode structural response for near- field earthquakes [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2003, 129(4): 458- 467.
- [6] Alavi B, Krawinkler H. Behavior of moment- resisting frame structures subjected to near- fault ground motions [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2004, 33(1): 687- 706
- [7] 韦韬. 近断层速度脉冲对钢筋混凝土框架结构影响的研究 [D]. 北京: 中国地震局地球物理研究所, 2005. 1- 113.
- [8] 李爽. 近场脉冲型地震动对钢筋混凝土框架结构影响 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2005. 1- 134
- [9] 张冰. 近场地震作用下框架与桥梁结构抗震分析 [D]. 长沙: 湖南大学, 2006. 1- 53
- [10] 唐玉红, 张敏政, 戴君武. 钢筋混凝土结构在近场脉冲型地震作用下的试验分析 [J]. 世界地震工程, 2007, 23(3): 41- 46.
- [11] Kalkan E, Kunnath S K. Effects of fling- step and forward-rupture directivity on the seismic response of buildings [J]. Earthquake Spectra, 2006, 22(2): 367- 390
- [12] Kalkan E, Kunnath S K. Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings [J]. Engineering Structures, 2007, 29(3): 305- 316.
- [13] 郭继武, 倪吉昌. 钢筋混凝土框架结构抗震设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1986. 163- 201.
- [14] 王国权. 921 台湾集集地震断层地面运动特征 [D]. 北京: 中国地震局地质研究所, 2001. 35- 44
- [15] Response2000. <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/home/shtm> 2009- 06- 07.
- [16] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 (GB50011- 2001) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001. 6- 40.
- [17] 薛彦涛, 徐培福, 肖从真, 等. 静力弹塑性分析 (PUSH- OVER) 方法及其工程应用 [J]. 建筑科学, 2005, 21(6): 1- 6.