

文章编号: 1000-4750(2015)02-0139-08

阶梯墙框架结构体系的抗震性能分析

许卫晓, 孙景江, 杜 轲, 杨伟松

(中国地震局工程力学研究所, 中国地震局地震工程与工程振动重点实验室, 哈尔滨 150080)

摘 要: 针对历次地震中框架结构广泛出现的底部薄弱的破坏模式, 提出了增设阶梯墙的损伤控制措施, 即在框架结构中增加若干片等厚度, 变截面高度的落地钢筋混凝土墙体。通过 IDA 分析和一个振动台对比试验论证了阶梯墙体系的优越性, 结果表明阶梯墙体系能够有效控制结构的变形和损伤模式, 实现结构各层变形的平均化, 抑制薄弱层的出现, 并且经济实用, 构造简单, 适合大规模推广应用。最后提出了基于静力弹塑性分析的阶梯墙设计方法。

关键词: 框架结构; 阶梯墙; 损伤模式; IDA 分析; 振动台试验

中图分类号: TU352.1; TU375.4 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.08.0778

SEISMIC PERFORMANCE ANALYSIS OF STEPPED WALL-FRAME STRUCTURE

XU Wei-xiao, SUN Jing-jiang, DU Ke, YANG Wei-song

(Key Laboratory of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Institute of Engineering Mechanics, CEA, Harbin 150080, China)

Abstract: As previous earthquakes have highlighted that the bottom story in RC frames is always damaged more seriously than the upper stories, an innovative seismic passive control system of stepped walls was introduced. Stepped wall systems add reinforced concrete walls of the same thickness but different widths into the frames. The advantage of stepped wall-frame structure was demonstrated by IDA analysis and a shake table comparison test. Results showed that the stepped wall system can effectively control the structural deformation and damage distribution, suppress emergence of the bottom yielding mechanism, and is simple, economical, and practical for large scale application. Finally, a design procedure based on the nonlinear static analysis was proposed.

Key words: RC frame; stepped wall; damage mechanism; IDA analysis; shaking table test

钢筋混凝土框架结构具有传力路径清晰、整体性好、结构自重轻、建筑平面布置灵活等优点, 在我国建筑结构中所占比例正在逐年增加, 尤其在抗震设防地区, 框架结构更是成为承担重要社会职能的多层公共建筑的首选结构形式。传统意义上普遍认为框架结构具有较好的抗震性能, 但汶川地震的震害调查突出地显示框架结构出现了大量的“强梁弱柱”, “薄弱层, 尤其是底层成为薄弱层”等与

设计预期不相符的震害特点。根据课题组的震害调查结果, RC 框架结构在老北川县城和映秀镇两个极震区的倒塌率高于了砌体结构, 仅次于倒塌率最高的底框砌体结构。

如何经济有效地提高房屋建筑的抗震能力一直是学者和结构工程师们追求的目标。为改善框架结构在地震中的表现, 众多研究者做了大量工作, 一方面基于震害和工程经验的总结以及抗震设计

收稿日期: 2013-08-26; 修改日期: 2014-04-14

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划项目(91315301); 国家科技支撑计划项目(2012BAK15B05)

通讯作者: 孙景江(1953—), 男, 山东人, 研究员, 博士, 博导, 主要从事高层结构抗震和结构非线性地震反应分析研究(E-mail: jingjiangsun@sina.com).

作者简介: 许卫晓(1988—), 男, 山东人, 博士生, 主要从事结构抗震和防灾减灾研究(E-mail: wxgodspeed@163.com);

杜 轲(1985—), 男, 河南人, 助理研究员, 博士, 主要从事高层抗震弹塑性分析研究(E-mail: duke.iem@gmail.com);

杨伟松(1986—), 女, 山东人, 博士生, 主要从事结构抗震和损伤识别研究(E-mail: yang_wei_song@126.com).

理论的发展, 框架结构的抗震设计已形成了较为系统的科学方法, 并体现于各类抗震设计技术标准。另一方面通过附加一定的措施以改变原结构体系, 实现具有更加合理的损伤机制和更好的抗震性能的结构体系是另外一条能够有效降低框架结构在地震中破坏程度的途径。现阶段最为常见的应用于框架结构的措施有基础隔震, 消能减震, 摇摆体系等。从本质上来讲, 这些措施都是对结构在地震下的损伤分布进行合理的控制。消能支撑框架结构体系是希望在地震中仅通过消能支撑来耗散地震能量, 使得主体结构能够保持弹性状态。摇摆墙框架结构体系是希望通过贯穿结构全高的大刚度摇摆墙使得损伤能够均匀分布在各楼层^[1], 而隔震结构体系恰巧相反, 是通过将变形和损伤集中控制在特定部位以保护其他部位免受破坏^[2]。

基于经济方面的限制, 上述措施目前还无法在我国每个新建和现存的框架结构中实施。可是, 当我们面对汶川地震灾区的惨状和触目惊心的伤亡数字, 寻求一种经济实用, 构造简单, 适合大规模工程应用的损伤控制措施显得尤为重要。为此, 本文基于框架结构的损伤分布特点, 提出了一种经济实用、构造简单的改善措施-阶梯墙体系, 即在框架结构中增加若干片等厚度, 变截面高度的落地钢筋混凝土墙体。文中将阐述阶梯墙对框架结构损伤机制控制的基本原理, 并通过 IDA 分析和一个振动台对比试验论证了阶梯墙体系的优越性, 最后提出了相应的设计方法。

1 阶梯墙体系的损伤控制原理

总结历次地震中规则框架结构的震害特征发现其典型破坏模式为下重上轻, 底层薄弱, 破坏与倒塌均起始于底层。图 1 所示的在玉树地震中遭受严重破坏的玉树武警支队二中队营房就是一个典型案例, 结构底层柱端混凝土压碎, 钢筋曲屈, 并产生较大层间侧移, 濒临倒塌。由于底层的严重破坏消耗了大量地震能量, 上部三层破坏较为轻微。结构呈现出典型的下重上轻, 底层薄弱的层屈服机制。在其他地震中也有大量的该种破坏案例, 图 2(a) 为汶川地震中都江堰某框架结构底部两层完全倒塌^[3], 图 2(b) 为 1989 年美国 Loma Prieta 地震中底层坍塌的框架结构, 图 2(c) 为 1999 年台湾集集地震中框架结构底层跪倒, 图 2(d) 为 1995 年日本阪神地震中底层完全坍塌的框架结构。



(a) 底层严重破坏 (b) 底层柱端破坏

图 1 玉树武警支队二中队营房底层严重破坏

Fig.1 Bottom story of Yushu Armed Police Detachment barracks, seriously damaged in Yushu earthquake



(a) 汶川地震

(b) 美国 Loma Prieta 地震



(c) 集集地震

(d) 日本阪神地震

图 2 历次地震中框架结构底层薄弱的典型震害案例

Fig.2 Bottom stories of RC frames damaged in previous earthquakes

形成上述破坏模式的原因主要有三点: 一是框架结构主要呈现出剪切型变形, 越往底层, 层间变形越大; 二是由于惯性力从上向下传递, 导致底层地震剪力最大; 另外由于使用功能的要求, 框架结构底层的层高往往比其他层大些, 而且填充墙较少, 形成底层空旷, 刚度降低, 更加大了底层成为薄弱层的可能。以一个四层典型框架结构为例, 上述原因可形象地表现如图 3 所示。假设水平地震作用呈倒三角形分布, 除底层外各层刚度相同, 均为 k , 考虑到由于使用功能要求导致的底层刚度降低, 设底层刚度为 $k - \Delta k$, 则:

$$d_4 = F_4 / k_4 = 4V / 10k \quad (1)$$

$$d_3 = (F_3 + F_4) / k_3 = 7V / 10k \quad (2)$$

$$d_2 = (F_2 + F_3 + F_4) / k_2 = 9V / 10k \quad (3)$$

$$d_1 = V / k_1 = V / (k - \Delta k) \quad (4)$$

式中: $d_1 \sim d_4$ 分别为各层层间位移; $F_1 \sim F_4$ 分别为各层水平地震作用; V 为地震总剪力。

从上述方程中可见, 底层层间变形最大, 一旦底层率先出现损伤, 将会成为耗能的主要部位, 使底层发生更大的塑性变形, 形成底层薄弱的层屈服机制。针对框架结构底层薄弱现象, 我们希望通过

某种控制措施,使得损伤能够均匀分布在结构各楼层,阻止薄弱层的产生。国内外规范大都通过限定层间位移角来控制结构的破坏程度。针对图3所示的四层框架结构,理想的损伤机制是在地震力作用下,各层的层间位移相同(假设层高相同),即:

$$d_1 = d_2 = d_3 = d_4 \quad (5)$$

此时,就需要对结构每层额外增加一定的刚度,来实现式(5)的控制目标。假设各层增加的刚度分别为 k_1^* 、 k_2^* 、 k_3^* 、 k_4^* 。将式(1)~式(4)代入式(5),可求得:

$$k_1^* = \frac{V}{d} - k + \Delta k \quad (6)$$

$$k_2^* = \frac{9V}{10d} - k \quad (7)$$

$$k_3^* = \frac{7V}{10d} - k \quad (8)$$

$$k_4^* = \frac{4V}{10d} - k \quad (9)$$

k_1^* 、 k_2^* 、 k_3^* 、 k_4^* 通过在框架结构中附加若干片等厚度,变截面高度的落地钢筋混凝土墙体来实现,经济实用,构造简单,即形成了图4所示的阶梯墙框架结构体系。该种结构体系是一种类似于框架-剪力墙结构的体系,不同之处在于框剪结构中,剪力墙一般会在整跨加满,而阶梯墙在整跨不加满,并且在结构高度方向上呈阶梯型分布。

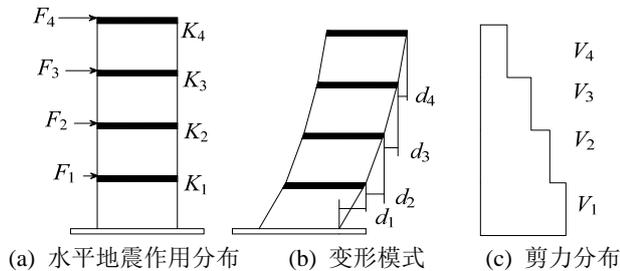


图3 四层典型框架结构在地震作用下的变形情况
Fig.3 The deformation of a typical four story RC frame structure under earthquake motion

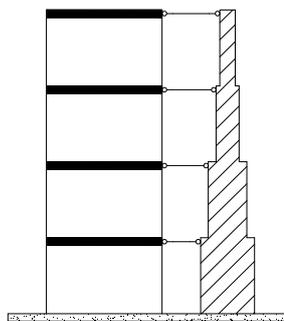


图4 阶梯墙框架结构体系
Fig.4 Stepped wall-frame structure

2 基于 IDA 方法的阶梯墙框架结构抗地震倒塌能力分析

IDA 方法^[4-5],又称为逐步增量时程分析方法,是通过输入逐步增大强度的地震记录对结构进行弹塑性时程分析,得到结构在不同强度地面运动下的破坏情况,从而对结构的抗震性能进行全面评价。但由于一次 IDA 分析只是针对一条地震动进行,所以分析结果与选用的地震记录有很大的相关性。为此 ATC-63 计划建议采用不少于 20 条地震记录进行计算分析,并给出了地震动选择原则和一个推荐的地震记录数据库。对选用的地震记录(总数记为 N_t 条)逐步增大地震动强度(ATC-63 建议以结构基本周期 T_1 的谱加速度 $S_a(T_1)$ 作为强度指标),假如在某一地震动强度下,有 N_c 条地震记录发生倒塌,则 N_c/N_t 为该地震动强度下结构的倒塌率。随着地震动强度的逐步增大,结构的倒塌率也在逐步提高,由此可以得到结构的倒塌率与地震动强度之间的关系曲线,称之为结构的地震易损性曲线。如果在某一地震强度下,结构倒塌率为 50%,则将该地震动强度($S_a(T_1)_{50\%}$)和结构设计大震的地震动强度($S_a(T_1)_{大震}$)之比定义为结构的倒塌储备系数 CMR 。

为研究阶梯墙对框架结构抗地震倒塌能力的提高作用,采用 IDARC 分析软件^[6-7]建立了一个纯框架结构(简称结构 F)和一个阶梯墙框架结构(简称结构 SF)进行 IDA 分析。课题组在现场科考中获得了玉树武警支队二中队营房(图 1)的相关图纸资料,其为四层钢筋混凝土框架结构,于 2009 年设计,主要横向柱距为 5.7m、7.8m,主要纵向柱距为 7.2m、3.6m;房屋总长度 50.4m,总宽度 13.5m,建筑面积约为 2700m²,层高均为 3.6m。设防类别为丙类,设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度值为 0.15g,设计使用年限为 50 年,图 5 为其平面图。由于 IDA 分析需要进行几百次的弹塑性时程分析,计算量非常庞大,因此结构 F 仅选取结构中的三榀框架进行建模,结构 SF 在结构 F 的中间榀(即轴线 5,CG 跨中)加了一道 200mm 厚钢筋混凝土阶梯墙,一层~四层截面高度分别为 2500mm、2000mm、1500mm、1000mm。

采用 FEMA P695^[8]附表 A-4A 推荐的 22 条地震记录(表 1)对结构 F 和结构 SF 进行 IDA 分析,对每一条地震动以 0.05g 为步长逐步增加地震动强度,直至结构最大层间位移角达到 1/20 为止,再根据结

构自振周期将 PGA 强度转化为结构基本周期 T_1 的谱加速度 $S_a(T_1)$, 从而得到两个结构的 IDA 曲线(见图 6), 进一步可以获得两个结构的倒塌率与地震动强度之间的关系曲线, 即地震易损性曲线(见图 7)。在分析中, 以结构最大层间位移角达到 1/50 作为判定结构发生倒塌的标准。从图 7 可见, 结构 F 的 CMR 约为 1.67, 而结构 SF 的 CMR 约为 2.33。与

结构 F 相比, 结构 SF 倒塌率达到 50% 的地震强度提高约 0.2g。可见, 通过设置阶梯墙使框架结构的抗地震倒塌能力获得了较大幅度的提高。

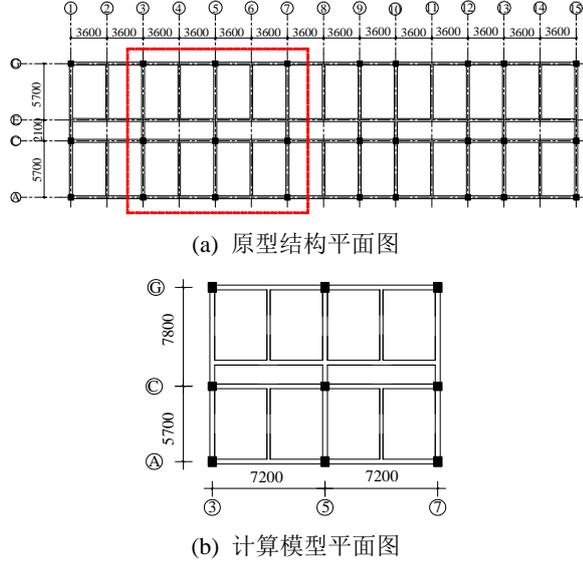


图 5 玉树武警支队二中队营房平面图 /mm

Fig.5 Plan of Yushu Armed Police Detachment barracks

表 1 IDA 分析选用的地震记录

Table 1 Ground motions selected for IDA analysis

序号	震级	年份	地震事件	台站名称
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station
12	7.3	1992	Landers	Coolwater
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)
18	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045
21	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo

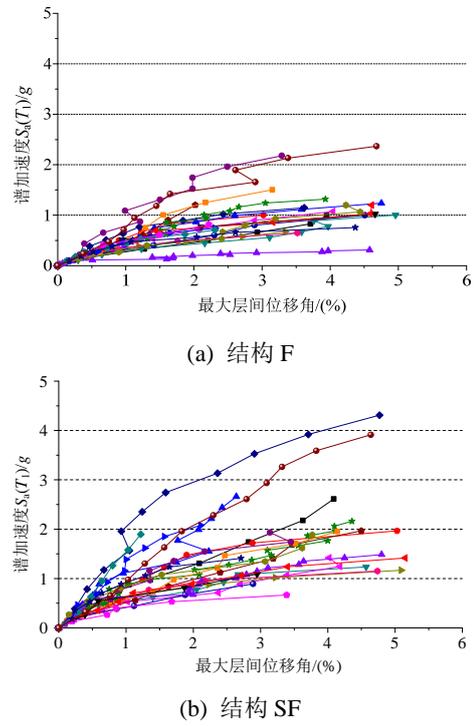


图 6 两个结构 IDA 曲线

Fig.6 IDA curves of both structures

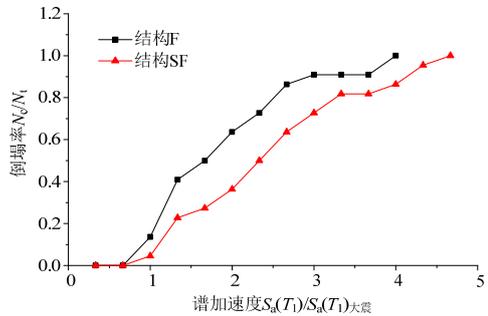


图 7 两个结构地震易损性曲线比较

Fig.7 Comparison of fragility curves of both structures

3 阶梯墙框架结构振动台对比试验

3.1 试验设计

通过 IDA 方法论证了阶梯墙改善框架结构抗震性能的可行性后, 进行了一个振动台对比试验来检验阶梯墙体系的实际效果。试验在中国地震局地震工程与工程振动重点实验室中进行, 采用电液伺服驱动三向振动台, 其台面尺寸为 5.0m×5.0m, 最大承载重量为 30t, 最大倾覆力矩为 750kN·m, 满负荷时台面水平向最大加速度为 1.0g, 最大位移为 80mm, 台面竖向最大加速度为 0.7g, 最大位移为 50mm。

原型结构采用图 5(b)所示的玉树武警支队二中队营房中的三榀框架, 考虑到振动台的台面尺寸及承载能力的限制, 采用 1:5 的缩尺比例设计了两个模型, 同时放在台面上进行地震模拟试验。模型 A 为前文所述的纯框架结构 F 缩尺而来, 模型 B 为前文所述的阶梯墙框架结构 SF 缩尺而来, 见图 8。



图 8 试验模型

Fig.8 Test models

模型采用微粒混凝土和镀锌铁丝制成。在模型浇筑过程中, 预留了 4 组微粒混凝土立方体和棱柱体试块。实测得到的微粒混凝土轴心抗压强度为 13.9MPa, 弹性模量为 15600MPa。模型混凝土的弹性模量相似比为 1/2, 而模型钢筋与原型钢筋的弹性模量较为接近, 无法达到理想钢筋材料的弹性模量需求。不少学者^[9-11]已对这一问题做了较为细致深入的分析, 研究表明对于钢筋混凝土框架结构缩尺模型, 按照承载力相似原则进行配筋设计能够基本准确预测原型的动力响应; 而按照等面积配筋率的模型将会高估原型的地震响应。因此, 本文按照承载力相似原则对模型进行了配筋设计, 梁柱纵筋采用 $\phi 4$ 铁丝, 箍筋及钢筋混凝土阶梯墙分布钢筋采用 $\phi 2$ 铁丝, 得到了模型施工图见图 9。

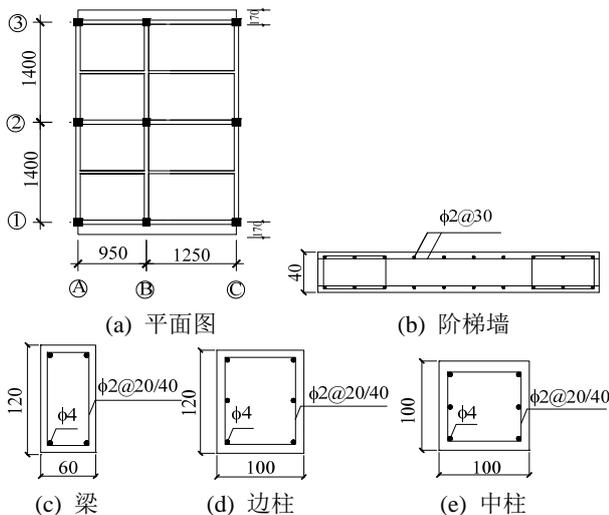


图 9 模型施工图 /mm

Fig.9 Construction drawings of models

根据地震模拟试验一致相似率^[12], 选取长度、弹性模量和等效质量密度作为三个独立变量, 其余相似系数均可由这 3 个参数推导而得。根据台面尺寸为 5.0m×5.0m, 确定了模型长度相似系数为 1/5; 根据微粒混凝土材料试验确定了弹性模量相似系数为 1/2; 单个模型和底板总重 8t, 考虑到台面最大承重重量为 30t, 对每个模型施加 6t 的人工质量, 总计 28t, 从而获得了等效质量密度为 1.56, 属欠人工质量模型。其余的相似系数即可相应推导而出, 见表 2。

表 2 模型主要相似关系

Table 2 Similitude ratios of models

物理量	相似关系	计算结果
长度	l_r	0.20
弹性模量	E_r	0.50
等效密度	$\bar{\rho} = \frac{m_m + m_a + m_{om}}{l_r^3(m_p + m_{op})}$	1.56
应力	E_r	0.50
时间	$l_r \sqrt{\bar{\rho}_r / E_r}$	0.33
变位	l_r	0.20
速度	$\sqrt{E_r / \bar{\rho}}$	0.60
加速度	$E_r / (l_r \bar{\rho}_r)$	1.60
频率	$\sqrt{E_r / \bar{\rho}_r} / l_r$	3.00

选用的地震动输入为 El-Centro 波, 1940 年美国 Imperial 山谷地震记录, 持时 53.73s, 南北向加速度峰值为 341.7cm/s²。按照时间相似关系, 压缩为原波的 1/3 时长。地震动输入方向为单向水平输入。由于原型结构设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.15g, 故试验输入地震动加速度峰值调整为《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)规定的 7 度小震、中震、大震以及更高强度的峰值进行输入。具体地震动输入工况如表 3 所示。

表 3 地震动输入工况

Table 3 Test program

工况	输入 PGA/g	折合原型/g	备注
T1	0.08	0.05	7 度小震
T2	0.26	0.16	7 度中震
T3	0.46	0.29	7 度大震
T4	0.59	0.37	—
T5	0.66	0.41	—
T6	0.91	0.57	—

3.2 宏观破坏现象

在输入 7 度多遇地震动后, 模型 A(最大层间位移角 $\theta_{max}=1/417$)和模型 B($\theta_{max}=1/556$)表面均未发现可见裂缝。而在 7 度基本地震动激励下, 模型

A($\theta_{max}=1/112$)多数柱端出现较细微裂缝；模型 B($\theta_{max}=1/154$)在底部两层阶梯墙与框架梁交接处出现细微裂缝，框架柱端未发现可见裂缝。

在 7 度罕遇地震动输入后，模型 A($\theta_{max}=1/34$)绝大多数柱端已出现明显可见裂缝，底层个别框架柱出现柱端混凝土剥落或柱底混凝土压坏现象。模型 B($\theta_{max}=1/64$)仅个别框架柱出现细微裂缝，破坏主要体现在底层阶梯墙脚部混凝土压碎，钢筋外露。

在 T5 工况后，模型 A($\theta_{max}=1/21$)底部两层框架柱已出现严重破坏，部分柱两端已出现明显塑性铰。上部两层部分柱端也出现混凝土小块剥落，但较底层相比，要轻微很多。模型 B($\theta_{max}=1/28$)破坏主要体现在阶梯墙四角混凝土被压碎，并以四层墙体破坏最为严重，框架柱破坏较轻，仅个别框架柱出现较小块混凝土脱落。

在 T6 极震工况后，模型 A($\theta_{max}=1/19$)已接近倒塌，底部两层绝大多数柱端严重破坏，混凝土压碎，柱有效截面严重削弱，钢筋屈曲(图 10(a)、图 10(b))。原型结构玉树武警支队二中队营房在玉树地震中位于 IX 度区，与 T6 工况的地震动强度相当，模型 A 的破坏程度与图 1 中原型结构的破坏现象也基本一致。模型 B($\theta_{max}=1/20$)顶层破坏较为严重(图 10(c)、图 10(d))，墙体裂缝接近贯通，框架柱端混凝土剥落，底部两层破坏并不严重，仅少数框架柱出现较小块混凝土脱落。



图 10 T6 极震工况下模型破坏情况 ($A_{max}=0.91g$)
Fig.10 Damage observed during T6 ($A_{max}=0.91g$)

从整个试验宏观破坏现象上看，阶梯墙对框架结构的破坏模式可以起到很好的控制作用。纯框架模型的破坏主要集中在框架柱的端部和底部，尤其

底层破坏更为严重；阶梯墙框架模型的损伤主要集中在阶梯墙上，框架柱损伤较轻，而且各层破坏较为平均。阶梯墙的损伤仅会导致结构水平刚度的降低，对竖向承载力没有太大影响，而框架柱的损伤则是导致结构倒塌的直接因素。

3.3 位移反应

层间变形的大小和集中程度对结构的破坏倒塌模式有着非常直接的关系。图 11 给出了两个模型在不同大小地震动峰值激励下的层间位移包络值。从图中可以直观发现，模型 A 底部楼层层间变形显著大于上部楼层，而模型 B 各层的层间变形更加平均，数值更小。宏观震害也反应了这个情况，模型 A 底层破坏显著高于上部楼层，成为薄弱层。模型 B 各层破坏较为平均，未出现明显薄弱层，仅在 T6 极震工况时，顶层出现较严重破坏。从中可见，在框架结构中附加一定的阶梯墙可以显著降低层间变形的集中程度，防止薄弱层的产生，大大提高框架结构的抗震能力。

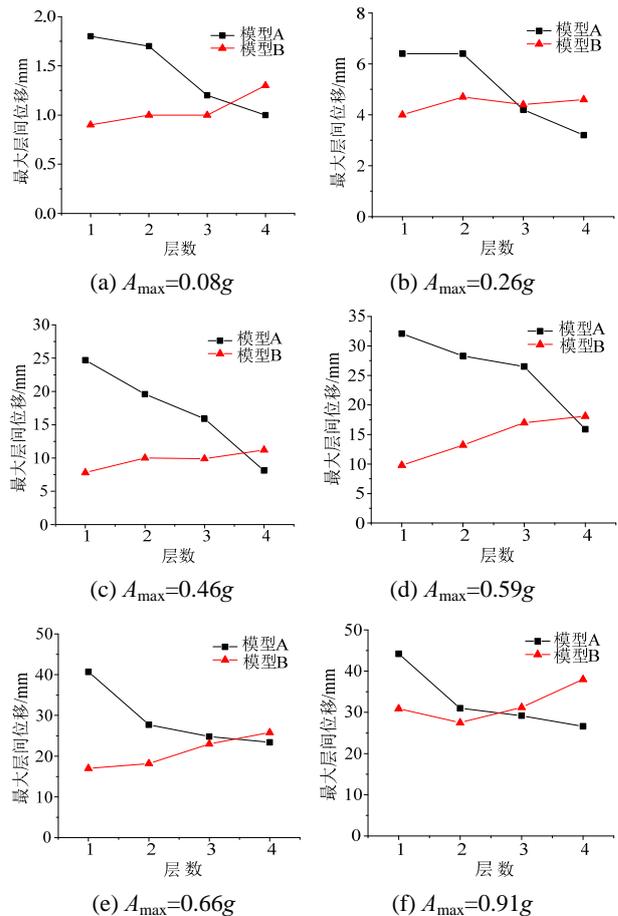


图 11 两个模型不同工况下各层层间位移
Fig.11 Maximal inter-story drifts of both models under different PGA

4 阶梯墙体设计方法

阶梯墙框架结构体系设计的一个核心内容就是合理设置阶梯墙在框架结构各层中的刚度需求,以使各层在地震作用下能够具有相近的层间位移,最大程度地发挥整个结构的抗震能力。目前的构件设计主要是基于结构弹性分析,但阶梯墙作为整个结构体系的第一道抗震防线,在大震作用下必然会进入弹塑性阶段,发生刚度退化。而阶梯墙的主要作用就是提高框架结构在大震甚至是更强烈地震作用下的抗倒塌能力。因此,本文提出了一种基于静力弹塑性分析的阶梯墙设计方法。

图 12 为整个阶梯墙体系设计流程图,首先对纯框架结构进行静力弹塑性分析,得到最大层间位移角为 1/50 时结构各层的层间剪力和层间位移,进一步得到层间刚度。然后设定一个在此相应地震强度下阶梯墙框架结构的目标最大层间位移,在本研究进行的前述振动台试验中,模型 A 最大层间位移角达到 1/50 时,模型 B 的最大层间位移角为 1/87,因此在本方法中设定 1/87 为目标最大层间位移角。利用静力弹塑性分析得到的层间剪力除以目标层间位移得到目标层间刚度,将目标层间刚度减去现有的层间刚度得到需增的阶梯墙贡献刚度,进一步求得需增的阶梯墙几何尺寸,从而得到一个新的阶梯墙框架结构。由于在利用静力弹塑性分析得到的层间剪力除以目标层间位移得到目标层间刚度这一步中,层间剪力是上一步纯框架结构的层间剪力,并不是阶梯墙框架结构的层间剪力,所以存在一定误差。因此需要对新得到的阶梯墙框架结构进行重复迭代计算设计,直到设计的结构各层层间位移角均在 1/87 左右。

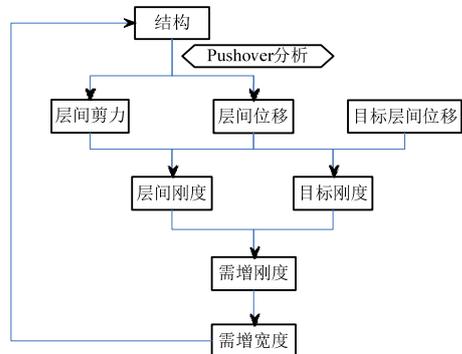


图 12 阶梯墙体系设计流程图

Fig.12 Design procedure of stepped wall system

现以图 5(b)所示的玉树武警支队二中队营房为例,按上述方法进行阶梯墙的尺寸设计。假定增设

的阶梯墙厚度为 200mm,表 4 为计算过程,基于侧向力呈倒三角形分布的静力弹塑性分析得到的设计方案为一层~四层截面高度分别为 2957mm、2308mm、1842mm、0mm。考虑到动力效应的影响及抗侧刚度竖向连续性分布的要求,最终确定设计方案为一层~四层截面高度分别为 3000mm、2300mm、1800mm、1500mm。基于上述计算结果和结构平面布置,给出了整个结构的阶梯墙布置方案,如图 13 所示。

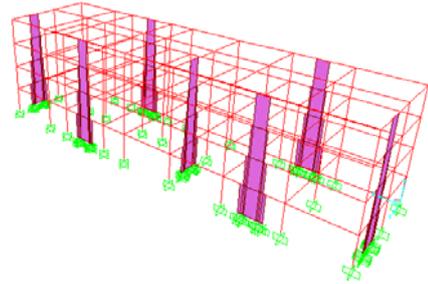


图 13 阶梯墙布置方案

Fig.13 Layout of stepped walls

表 4 计算过程

Table 4 Calculation procedure

分析 步数	楼层	层间	层间	层间	目标层间	需增	阶梯墙
		位移/ mm	剪力/ kN	刚度/ (kN/mm)	刚度/ (kN/mm)	刚度/ (kN/mm)	现需宽度/ mm
1	一层	72.3	2129	29.4	51.3	21.9	1591
	二层	61.0	1916	31.4	46.2	14.8	1367
	三层	58.1	1486	25.6	35.8	10.2	1185
	四层	32.6	851	26.1	20.5	0	0
2	一层	54.5	2530	46.4	61.1	14.7	2957
	二层	46.1	2281	49.5	55.1	5.6	2308
	三层	43.7	1742	39.9	42.1	2.2	1842
	四层	33.4	995	29.8	24.0	0	0
3	一层	44.3	3121				
	二层	38.7	2814				
	三层	35.7	2149				
	四层	29.3	1228				

5 结论

针对历次地震中框架结构广泛出现的底部薄弱的破坏模式,基于框架结构的损伤分布特征,提出了阶梯墙框架结构体系,通过 IDA 分析和一个振动台对比试验论证了阶梯墙体系的优越性,并提出了相应的设计方法。研究表明阶梯墙对框架结构抗震能力的改进作用主要体现在以下两个方面:

阶梯墙的设置增加了纯框架结构的抗震防线,提高了冗余度。从试验现象上看,阶梯墙框架结构的损伤主要集中在阶梯墙上,框架柱损伤较轻。阶

梯墙的损伤仅会导致结构水平刚度的降低,对竖向承载力没有太大影响,而框架柱的损伤则是导致结构倒塌的直接因素。

通过合理地设置阶梯墙,可以对框架结构的变形模式起到很好的控制作用,实现结构各层变形的平均化,抑制了薄弱层的产生,实现了合理的损伤机制,增加了结构的极限变形能力,大大提高了框架结构的抗震能力。

此外,在阶梯墙变截面位置处的应力集中问题,配筋处理问题等方面仍需更加深入细致的进一步研究,以便使得阶梯墙体系能够应用于工程实际。

参考文献:

- [1] 曲哲,和田章,叶列平. 摇摆墙在框架结构抗震加固中的应用[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 11—19.
Qu Zhe, Wada Akira, Ye Lieping. Seismic retrofit of frame structures using rocking wall system [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9): 11—19. (in Chinese)
- [2] 周福霖. 工程结构减震控制[M]. 北京: 地震出版社, 1997: 29—32.
Zhou Fulin. Seismic control of structure [M]. Beijing: Seismological Press, 1997: 29—32. (in Chinese)
- [3] 孙景江, 马强, 石宏彬, 孙忠贤. 汶川地震高烈度区城镇房屋震害简介[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(3): 7—15.
Sun Jingjiang, Ma Qiang, Shi Hongbin, Sun Zhongxian. Building damage in cities and towns located in higher intensity areas during Wenchuan earthquake [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(3): 7—15. (in Chinese)
- [4] 叶列平, 陆新征, 赵世春, 李易. 框架结构抗地震倒塌能力的研究-汶川地震极震区几个框架结构震害案例分析[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(6): 67—76.
Ye Lieping, Lu Xinzheng, Zhao Shichun, Li Yi. Seismic collapse resistance of RC frame structures-Case studies on seismic damages of several RC frame structures under extreme ground motion in Wenchuan Earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(6): 67—76. (in Chinese)
- [5] 施炜, 叶列平, 陆新征, 唐代远. 不同抗震设防 RC 框架结构抗倒塌能力的研究[J]. 工程力学, 2011, 28(3): 41—48.
Shi Wei, Ye Lieping, Lu Xinzheng, Tang Daiyuan. Study on the collapse-resistant capacity of RC frames with different seismic fortification levels [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(3): 41—48. (in Chinese)
- [6] Valles R E, Reinborn A M, Kunnath S K, Li C, Madan A. IDARC 2D version4.0: A program for the inelastic damage analysis of buildings [R]. Buffalo: State University of New York at Buffalo, 1996.
- [7] Park Y J, Reinborn A M, Kunnath S K. IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame-shear-wall structures [R]. Buffalo: State University of New York at Buffalo, 1987.
- [8] FEMA P695, Quantification of Building Seismic Performance Factors [S]. Applied Technology Council, 2009.
- [9] 孟庆利, 黄思凝, 郭迅. 钢筋混凝土结构小比例尺模型的相似性研究[J]. 世界地震工程, 2008, 24(4): 1—6.
Meng Qingli, Huang Sining, Guo Xun. Research on similarity of small scale reinforced concrete structural model [J]. World Earthquake Engineering, 2008, 24(4): 1—6. (in Chinese)
- [10] 黄思凝, 郭迅, 张敏政, 等. 钢筋混凝土结构小比例尺模型设计方法及相似性研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(7): 31—38.
Huang Sining, Guo Xun, Zhang Minzheng, et al. Study of design method and similitude for small-scale reinforced concrete structural models [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(7): 31—38. (in Chinese)
- [11] 赵作周, 管桦, 钱稼茹. 欠人工质量缩尺振动台试验结构模型设计方法[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(7): 78—85.
Zhao Zuozhou, Guan Hua, Qian Jiaru. Design method of small scaled shaking table test structural model lacking artificial mass [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(7): 78—85. (in Chinese)
- [12] 张敏政. 地震模拟实验中相似律应用的若干问题[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(2): 52—58.
Zhang Minzheng. Study on similitude laws for shaking table tests [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, 17(2): 52—58. (in Chinese)