

Y 形偏心支撑钢框架结构的抗倒塌性能评估

杨文侠^{1,3}, 孙国华², 顾强², 万家福³, 方有珍²

(1. 上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240; 2. 苏州科技学院 土木工程学院, 江苏 苏州 215011;
3. 江苏沪宁钢机股份有限公司, 江苏 宜兴 214231)

摘要: 按结构影响系数 $R=3.4$ 设计了 4 个不同层数的 Y 形偏心支撑钢框架结构算例, 利用 ATC 推荐的 44 条远场地震波, 用增量动力分析(incremental dynamic analysis, IDA)方法对各算例进行了抗震易损性分析, 采用基于结构抗倒塌富裕度(collapse margin ratio, CMR)的性能评估方法, 评估了结构在罕遇地震和特大地震下的倒塌概率。研究发现: 按结构影响系数 $R=3.4$ 设计的 Y 形偏心支撑钢框架的倒塌富裕度 CMR 随结构总层数的增加呈增大趋势, 所有算例在罕遇地震下的倒塌概率不超过 10%(在 5%~10%之间), Y 形偏心支撑钢框架基于性能设计时结构影响系数 R 可取 3.4。

关键词: Y 形偏心支撑钢框架; 结构影响系数; 易损性分析; 倒塌富裕度; 倒塌概率; 性能评估

中图分类号: TU393.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2020)06-0829-11

Collapse-resisting evaluation of Y-eccentric braced steel frames under severe earthquake

YANG Wenxia^{1,3}, SUN Guohua², GU Qiang², WAN Jiafu³, FANG Youzhen²

(1. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiaotong Univ., Shanghai 200240, China;

2. School of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Jiangsu Suzhou 215011, China;

3. Jiangsu Huning Steel Structure & Machinery Co. Ltd, Jiangsu Yixing 214231, China)

Abstract: Four Y-eccentric braced steel frames with various stories were designed and complying with the response modification factors of 3.4. Based on incremental dynamic analysis with 44 far-field ground motions recommended by ATC, the collapse fragility analyses of all structures were carried out. At the same time, the collapse probability of these structures under rare earthquake and huge earthquake was evaluated according to the performance evaluation method based on collapse margin ratio. Results show that the collapse safety increase with total storey number and the collapse probability of all frames under rare earthquake ranges between 5%~10%, which means that the suggested response modification factors of 3.4 for Y-eccentric braced steel frames can meet the prescribed collapse performance objective i. e. 10% conditional collapse probability under rare earthquake. Therefore, the R of 3.4 is acceptable for Y-eccentric braced steel frames in performance-based seismic design.

Key words: Y-eccentric braced steel frames; response modification factors; fragility analysis; collapse margin ratio; collapse probability; performance evaluation.

在设防地震作用下将结构设计成完全弹性过于保守, 目前大部分国家的设计规范允许结构在设防地震作用下进入弹塑性, 根据实际结构的延性和超强, 用结构影响系数 R 对设防地震下单质点的弹性反应谱进行折减, 按弹性计算结构的地震反应(美国 UBC、ATC 和 FEMA、欧洲 EC8、日本 BCJ、新西兰 NZS(1992)和加拿大 CBC 等)^[1-3]。我国现行《建筑抗震设计规范》GB50011 采用的抗震设计方法虽然隐含了用 R 折减设防地震弹性水平力的概念, 但对混凝土结构和钢结构

均采用相同的 R 值 2.812 5^[4], 没有体现出不同结构在耗散地震能量时存在的差异。文献[5]基于 12 个算例的静力推覆分析和增量动力分析, 考虑结构的延性和超强能力, 提出了按我国《建筑抗震设计规范》设计的 Y 形偏心支撑钢框架结构的结构影响系数 R 建议值 $R=3.4$, 用文献[5]建议的结构影响系数进行设计时, 基底剪力标准值可在目前 GB50011 计算得到的“小震”底部剪力的基础上降低 20%左右, 但该文献并未对 R 建议值的合理性进行评估。

收稿日期: 2020-06-17

修改稿日期: 2020-09-15

基金项目: 中国博士后基金资助项目(2013M531295)

第一作者: 杨文侠(1978—), 男, 博士后, 高级工程师, 主要研究钢结构与组合结构. E-mail: darky1978@163.com

根据易损性曲线评估结构抗倒塌能力的抗震易损性分析方法是目前地震工程中抗倒塌能力评估的有效方法之一,对评定结构的地震安全性,建立基于可靠度的抗震设计方法具有重要意义.在某给定地震强度下,结构的实际抗倒塌能力和设防需求之间的储备关系常用结构倒塌储备系数或倒塌富裕度(collapse margin ratio, CMR)描述,2008年美国ATC发布的“结构体系性能与响应参数的量化”(90%Draft版本)^[6]指南基于结构抗震易损性曲线,提出了一种基于结构CMR的性能评估方法,为分析整体结构行为,判断不同结构体系的抗倒塌性能是否满足要求提供了一个比较可靠的“尺子”.将结构在给定地震水准下的地震动强度用 S_{MT} 表示,结构的富裕度CMR可用倒塌中值强度 S_{CP} 与 S_{MT} 的比值按公式(1)确定

$$CMR = S_{CP} / S_{MT} \quad (1)$$

倒塌中值强度 S_{CP} 指对结构输入所有地震记录进行分析时,当有一半的地震记录作用下结构发生倒塌时该组地震记录的地震动强度中值.

本文根据按 $R=3.4$ 设计了4个不同层数的Y形偏心支撑钢框架结构算例,采用ATC推荐的44条远场地震波,对结构的抗震易损性进行了分析,利用ATC建议的基于CMR的结构性能评估方法,评估了Y形偏心支撑钢框架结构在罕遇地震(rare earthquake, RE)和特大地震(或“巨震”)(huge earthquake, HE)^[7]下的倒塌概率,评估了结构影响系数 R 的合理性.

1 基于CMR的结构性能评估方法

文献[6]对具体结构体系倒塌危险性的可靠性评估建立了一整套基于CMR的性能评估方法,该方法通过对结构在倒塌水准地震波(结构在该水准地震动作用下有一半的地震记录引起了倒塌)下的非线性时程分析,考虑结构不确定系数 β_{TOT} 和地震动频谱特征(谱形状因子SSF(spectral shape factor))对结构倒塌富裕度CMR的影响,利用调整后的结构倒塌富裕度ACMR判断结构的抗倒塌能力MCC(median collapse capacity)是否在某一可接受的范围内,根据判断结果评估结构是否满足抗倒塌性能目标.具体步骤如下:

(1)建立结构分析模型,选择合适的地震记录,并对这些地震波进行归一化处理;(2)定义结构非线性时程分析的极限状态,采用增量动力分析(in-

cremental dynamic analysis, IDA)获得结构的易损性曲线,计算结构的抗倒塌富裕度CMR;(3)考虑选好的地震记录对结构倒塌能力的影响因子——谱形状因子SSF,对CMR进行调整获得调整后的抗倒塌富裕度ACMR;(4)考虑众多不确定性对结构抗倒塌能力的影响系数 β_{TOT} ,根据结构可接受的倒塌概率计算结构可接受的ACMR或结构的ACMR容许值;(5)比较调整后的ACMR和ACMR容许值之间的关系,对结构做抗倒塌评估.

2 算例设计

本文按结构影响系数 $R=3.4$,结合我国《建筑抗震设计规范》GB50011采用SAP2000设计了4个不同层数的Y形偏心支撑钢框架分析算例(8层、12层、16层和20层):设防烈度为8度(0.3g),地震分组为第一组,Ⅱ类场地;屋面恒载 4.6 kN/m^2 ,楼面恒载 4.0 kN/m^2 ,屋面活载 1.5 kN/m^2 ,楼面活载 2.0 kN/m^2 ,雪荷载 0.5 kN/m^2 .层高均为 3.6 m ,剪切型耗能梁段长 800 mm ;横向3跨,跨度 6 m ,纵向7跨,跨度 7.2 m ;在第2轴和第7轴布置横向支撑,顶层为倒V形中心支撑,结构平立面布置见图1,带支撑框架的立面布置见图2,按平面支撑框架分析,构件截面见表1.

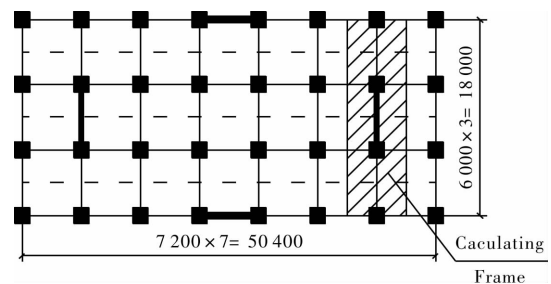


图1 平面布置(单位:mm)

Fig. 1 Plane layout of all models (unit: mm)

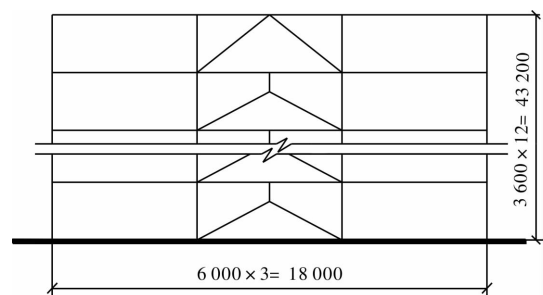


图2 支撑框框架立面布置(单位:mm)

Fig. 2 Configuration of the 12-storey model (unit: mm)

表 1 截面尺寸和材料强度
Tab. 1 Cross section size and material strength

8-层 (Q235)	外框柱	1~4 层: H350×300×10×14; 5~8 层: H350×300×10×12
	支撑跨框柱	1 层: H550×500×22×28; 2 层: H500×500×16×20; 3~5 层: H450×400×14×20; 6~8 层: H400×350×10×16
	耗能梁段	1~2 层: H500×200×18×18; 3 层: H500×200×16×18; 4~5 层: H450×200×14×18; 6 层: H400×200×14×16; 7 层: H350×200×12×16
	钢梁	1~4 层: H350×250×8×16; 5~8 层: H350×250×8×14
	斜撑	H350×350×10×14
12-层 (Q345)	外框柱	1~6 层: H400×300×12×18; 7~12 层: H400×300×10×14
	支撑跨框柱	1 层: H600×550×20×26; 2~3 层: H600×500×20×26; 4~6 层: H500×400×16×24; 7~9 层: H450×350×12×20; 10~12 层: H350×350×10×14
	耗能梁段	1~2 层: H550×200×14×18; 3 层: H550×200×12×18; 4 层: H450×200×14×18; 5 层: H400×200×14×18; 6 层: H450×200×12×16; 7~8 层: H400×200×12×16; 9~10 层: H350×200×12×14; 11 层: H300×200×10×14;
	钢梁	1~6 层: H450×20×10×14; 7~12 层: H450×250×10×12
	斜撑	1~6 层: H350×350×14×16; 7~12 层: H350×350×12×14
16-层 (Q345)	外框柱	1~8 层: □400×18; 9~16 层: □350×18
	支撑跨框柱	1~2 层: □650×30; 3~6 层: □550×26; 7~9 层: □400×24; 10~12 层: □350×20; 13~16 层: □350×16
	耗能梁段	1~2 层: H600×200×18×22; 3 层: H550×200×18×22; 4 层: H550×200×16×18; 5 层: H550×200×16×18; 6~7 层: H500×200×16×20; 8 层: H450×200×16×20; 9~10 层: H400×200×16×20; 11 层: H400×200×14×18; 12 层: H350×200×14×18; 13 层: H350×200×12×16; 14 层: H300×200×12×16; 15 层: H300×200×10×16
	钢梁	1~4 层: H450×250×10×14; 5~8 层: H450×250×12×14; 9~12 层: H450×250×14×16; 13~16 层: H450×250×12×14
	斜撑	1~8 层: H350×350×20×20; 9~12 层: H350×350×18×18; 13~16 层: H350×350×16×16
20-层 (Q345)	外框柱	1~5 层: □450×18; 6~10 层: □450×16; 11~15 层: □400×16; 16~20 层: □400×14
	支撑跨框柱	1 层: □750×30; 2~3 层: □700×28; 4~6 层: □650×24; 7~9 层: □550×22; 10~12 层: □450×24; 13~15 层: □450×22; 16~18 层: □450×20; 19~20 层: □400×18;
	耗能梁段	1~2 层: H650×200×18×20; 3~4 层: H600×200×18×18; 5 层: H550×200×18×18; 6~7 层: H500×200×18×18; 8~10 层: H500×200×16×18; 11 层: H450×200×16×18; 12~13 层: H400×200×16×18; 14 层: H350×200×16×18; 15 层: H350×200×14×18; 16~17 层: H350×200×12×16; 18 层: H300×200×12×16; 19 层: H300×200×10×16;
	钢梁	1~5 层: H450×250×10×16; 6~10 层: H450×250×12×18; 11~15 层: H450×250×12×20; 16~20 层: H450×250×10×12
	斜撑	1~5 层: H450×350×16×24; 6~10 层: H450×350×16×20; 11~15 层: H450×350×16×18; 16~20 层: H450×350×14×16

3 地震动强度指标和地震动选择

基于 CMR 对结构的抗倒塌性能进行评估时,首先要进行易损性分析获得结构的易损性曲线.结构的易损性分析需要选用合适的地震动强度指标对地震动输入进行归一化处理.已有研究表明,用峰值加速度 PGA 作为地震动强度指标很不完善,ATC-63^[6]建议以结构第一周期地震影响系数 $S_a(T_1)$ 作为地面运动强度指标,该指标由 Bazzurro P. (1998)^[8]提出,文献[9]也发现用 $S_a(T_1)$ 作

为地震动强度指标与传统的 PGA 指标相比可以大大降低结构地震响应分析结果的离散性,且与现行抗震规范具有较好的衔接.

结构抗倒塌易损性分析需要采用大量地震动输入进行 IDA 分析以反映地震动的随机特性.本文采用的地震波数据库为 ATC-63 报告建议的 44 条(22 组,每组 2 条)远场地震波见表 2 所示.根据每条记录对应于各算例自振周期 T_1 的动力系数 $\beta(T_1)$ 与各地震记录的峰值加速度 PGA 的乘积,求得 44 条地震记录的谱加速度 $S_a(T_1)$ 见表 2.

表 2 各算例的地震记录谱加速度

Tab. 2 $S_a(T_1)$ of far field ground motion records recommended in ATC for all models/gal

序号	地震名称	监测站	地震记录	PGA	8-storey; $S_a(T_1)$	12-storey; $S_a(T_1)$	16-storey; $S_a(T_1)$	20-storey; $S_a(T_1)$
1	1994 Northridge	Beverly Hills- Mulhol(USC)	NORTHR/ MUL009	0.416	0.695	0.193	0.158	0.073
			NORTHR/ MUL279	0.516	0.719	0.180	0.134	0.062
2	1994 Northridge	Canyon Country- WLC(USC)	NORTHR/ LOS000	0.41	0.223	0.291	0.160	0.078
			NORTHR/ LOS270	0.482	0.318	0.146	0.098	0.068
3	1999 Duzce, Turkey	Bolu(ERD)	DUZCE/ BOL000	0.728	0.373	0.267	0.193	0.138
			DUZCE/ BOL090	0.822	0.594	0.288	0.098	0.093
4	1999 Hector Mine	Hector(SCSN)	HECTOR/ HEC000	0.266	0.367	0.099	0.066	0.050
			HECTOR/ HEC090	0.337	0.503	0.202	0.107	0.068(median)
5	1979 Imperial Valley	Delta (UNAMUCSD)	IMPVALI/ H-DLT262	0.238	0.179	0.170	0.158	0.148
			IMPVALI/ H-DLT352	0.351	0.309	0.212	0.149	0.119
6	1979 Imperial Valley	El Centro Array #11(USGS)	IMPVALI/ H-E11140	0.364	0.265	0.114	0.088	0.071
			IMPVALI/ H-E11230	0.38	0.287	0.236	0.163	0.132
7	1995 Kobe, Japan	Nishi-Akashi(CUE)	KOBE/ NIS000	0.509	0.200	0.165	0.131	0.049
			KOBE/ SHI090	0.503	0.218	0.174	0.104(median)	0.054
8	1995 Kobe, Japan	Shin-Osaka(CUE)	KOCAELI/ DZC180	0.243	0.357	0.123	0.130	0.071
			KOCAELI/ DZC270	0.212	0.326	0.103	0.062	0.036
9	1999 Kocaeli, Turkey	Duzce(ERD)	KOCAELI/ ARC000	0.312	0.249	0.318	0.144	0.224
			KOCAELI/ ARC090	0.358	0.665	0.364	0.156	0.094
10	1999 Kocaeli, Turkey	Arcelik(KOERI)	LANDERS/ YER270	0.218	0.094	0.041	0.045	0.046
			LANDERS/ YER360	0.149	0.129	0.068	0.073	0.061
11	1992 Landers	Yermo Fire Station (CDMG)	LANDERS/ CLW-LN	0.245	0.549	0.166	0.124	0.095
			LANDERS/ CLW-TR	0.152	0.335	0.114	0.091	0.081
12	1992 Landers	Coolwater(SCE)	LOMAP/ CAP000	0.283	0.144	0.058	0.038	0.041
			LOMAP/ CAP090	0.417	0.439	0.111	0.062	0.037
13	1989 Loma Prieta	Capitola(CDMG)	LOMAP/ G03000	0.529	0.642	0.138	0.095	0.045
			LOMAP/ G03090	0.443	0.247	0.096	0.052	0.031

续表 2

序号	地震名称	监测站	地震记录	PGA	8-storey: $S_a(T_1)$	12-storey: $S_a(T_1)$	16-storey: $S_a(T_1)$	20-storey: $S_a(T_1)$
14	1989	Gilroy Array	MANJIL/ ABBAR-L	0.555	0.135	0.075	0.056	0.061
	Loma Prieta	#3(CDMG)	MANJIL/ ABBAR-T	0.367(median)	0.383	0.283	0.173	0.085
15	1990	Abbar	SUPERST/ B-ICC000	0.515	0.210	0.181	0.152	0.087
	Manjil, Iran	(BHRC)	SUPERST/ B-ICC090	0.496	0.307(median)	0.440	0.312	0.151
16	1987	El Centro Imp.	SUPERST/ B-POE270	0.358	0.441	0.167	0.115	0.066
	Superstition Hills	Co. (CDMG)	SUPERST/ B-POE360	0.258	0.308	0.318	0.195	0.098
17	1987	Poe Road (temp)	CAPEMEND/ RIO270	0.446	0.316	0.148(median)	0.138	0.082
	Superstition Hills	(USGS)	CAPEMEND/ RIO360	0.3	0.245	0.177	0.142	0.101
18	1992	Rio Dell Overpass	CHICHV/ CHY101-N	0.385	0.442	0.129	0.082	0.039
	Cape Mendocino	(CDMG)	CHICHV/ CHY101-W	0.549	0.314	0.069	0.044	0.034
19	1999	CHY101(CWB)	CHICHV/ TCU045-N	0.44	0.386	0.522	0.354	0.289
	Chi-Chi, Taiwan		CHICHV/ TCU045-W	0.353	0.282	0.208	0.373	0.360
20	1999	TCU045(CWB)	SFERNV/ PEL090	0.512	0.256	0.148	0.063	0.046
	Chi-Chi, Taiwan		SFERNV/ PEL180	0.474	0.155	0.110	0.074	0.047
21	1971	LA-Hollywood Stor	FRIULV/ A-TMZ000	0.21	0.273	0.076	0.083	0.096
	San Fernando	(CDMG)	FRIULV/ A-TMZ270	0.174	0.083	0.107	0.045	0.039
22	1976	Tolmezzo	LOMAP/ CAP000	0.351	0.176	0.060	0.039	0.024
	Friuli, Italy		LOMAP/ CAP090	0.315	0.162	0.052	0.034	0.028

4 结果分析

4.1 地震易损性分析及结构的 CMR

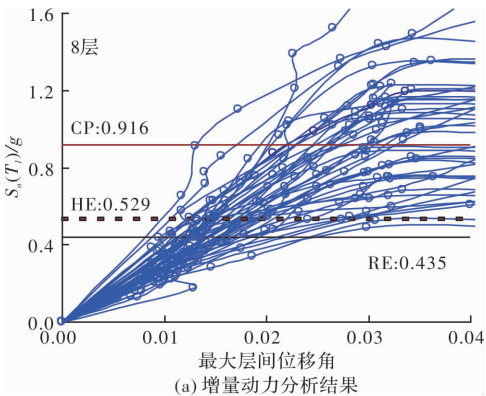
将表 2 所示 44 条地震记录的峰值加速度均放大 1.418 倍和 1.724 倍，使该组地震记录的中值 PGA 分别与罕遇地震(RE)和特大地震(HE)对应的 PGA 相等(44 条地震记录的中值 PGA 为 0.367 g，罕遇地震和特大地震对应的加速度峰值分别为 510 cm/s^2 和 620 cm/s^2)^[7]，得到各算例在罕遇地震和特大地震下的中值谱加速度(见表 3)，采用文献[10-12]建议的倒塌判断标准“地震作用下结构层间侧移角达 3%时认为结构达到倒塌极限状态”和文献[13]建立的非线性分析模型，对所有记录采用统一的调整系数，按增量动力分析方法获得结构倒塌概率曲线。取结构有一半地震记录下发生倒塌时 44 条地震记录的中值 $S_a(T_1)$ 作为 S_{CP} ，得到各算例的易损性曲线(未进行拟合)见图 3~图 6。在图 3~图 6 中，RE 表示罕遇地震水准，HE 表示特大地震水准，CP 表示结构的中值倒塌水准， CMR_{RE} 表示结构在罕遇地震下的倒塌富裕度， CMR_{HE} 表示结构在特大地震下的倒塌富裕度。

表 3 RE 和 HE 下的中值谱加速度(单位: g)

Tab.3 Median $S_a(T_1)$ for all models under RE and HE/ g

算例	8 层	12 层	16 层	20 层
原记录的中值 $S_a(T_1)$	0.307	0.148	0.104	0.068
RE 下的中值 $S_a(T_1)$	0.435	0.210	0.147	0.097
HE 下的中值 $S_a(T_1)$	0.529	0.254	0.178	0.117

根据上述以 $S_a(T_1)$ 描述的结构易损性分析结果，得到各算例的中值倒塌强度 S_{CP} 以及在罕遇地震和特大地震下的倒塌富裕度和倒塌概率见表 4 所示。



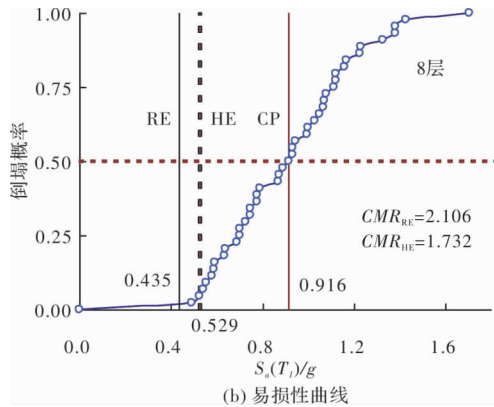


图3 8层结构的易损性分析结果

Fig. 3 Fragility analysis of 8-storey model

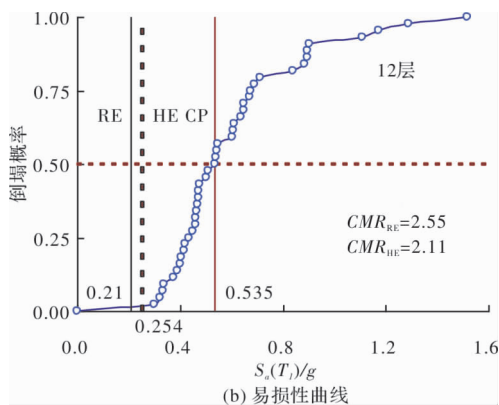
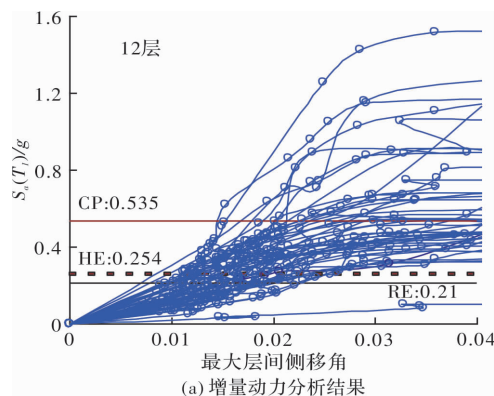


图4 12层结构的易损性分析结果

Fig. 4 Fragility analysis of 12-storey model

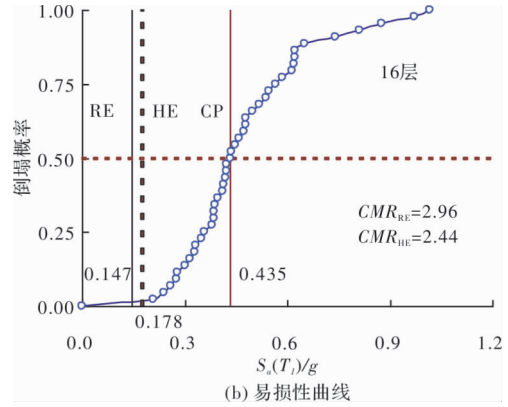
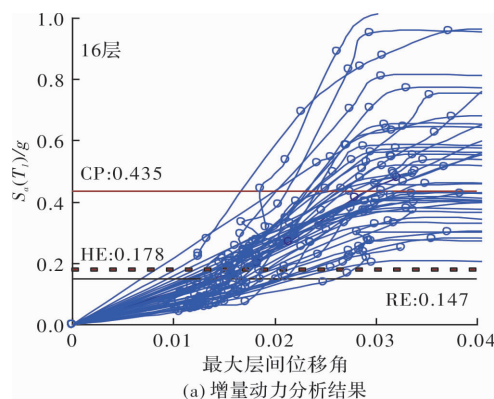


图5 16层结构的易损性分析结果

Fig. 5 Fragility analysis of 16-storey model

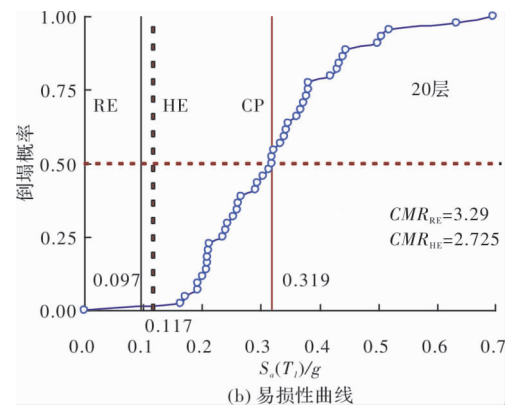
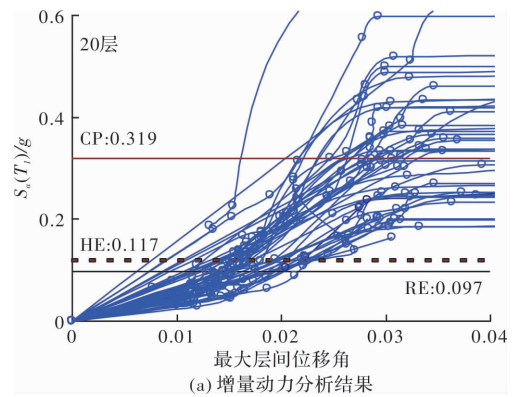


图6 20层结构的易损性分析结果

Fig. 6 Fragility analysis of 20-storey model

表4 RE和HE下的倒塌富裕度和倒塌概率

Tab. 4 CMR and collapse probability under RE and HE

算例	8层	12层	16层	20层
$S_{CP}(S_a(T_1))$	0.916	0.535	0.435	0.319
RE下的CMR	2.106	2.55	2.96	3.29
RE下的倒塌概率	0/44	0/44	0/44	0/44
HE下的CMR	1.732	2.11	2.44	2.725
HE下的倒塌概率	2/44	0/44	0/44	0/44

从表4可知,所有算例在罕遇地震下的CMR均大于2.0,特大地震下的CMR均在1.7以上;

除了8层算例在特大地震下的倒塌概率为2/44外, 所有算例在罕遇地震和特大地震水准下的倒塌概率均为0; 说明按文献[5]建议的结构影响系数设计的Y形偏心支撑钢框架结构有较高的抗倒塌安全储备. 从表4又可看出, 随结构总层数的增大CMR有上升的趋势, 表明层数多的结构比层数低的结构有高的CMR(低的倒塌风险).

4.2 倒塌概率曲线

根据上述结构易损性分析结果, 得到4个算例在罕遇地震和特大地震下以CMR为变量的倒塌概率曲线见图7和图8所示.

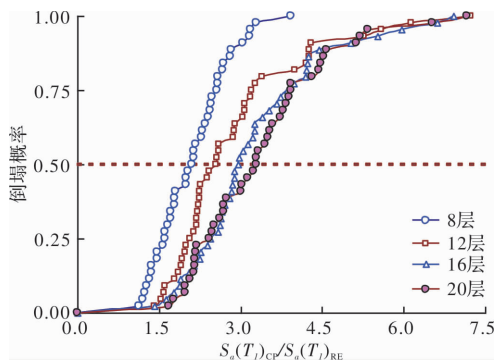


图7 各算例在罕遇地震下的倒塌概率曲线

Fig.7 Collapse probability of all models under RE

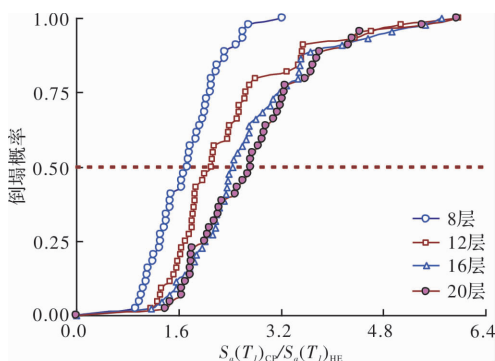


图8 各算例在特大地震下的倒塌概率曲线

Fig.8 Collapse probability of all models under HE

从图7和图8看出, 不管是在罕遇地震水准下还是在特大地震水准下, 层数越低, 结构的倒塌概率曲线越陡, 而且在任意给定的倒塌概率下, 层数低的结构对应的抗倒塌富裕度均要小于层数高的结构, 说明按整条曲线得到的结构抗倒塌富裕度随层数变化的规律与由表4以50%倒塌概率确定的CMR展现的规律非常一致, 即公式(1)中结构的倒塌强度 S_{CP} 不论按平均值还是中值确定, 或者取任意的倒塌概率对应的强度值确定, 以 $S_a(T_1)$ 定义的强度指标得到的结构倒塌富裕度规律: “层数多的结构比层数低的结构有高的CMR”具有一定的普遍适用性.

4.3 谱形状因子SSF及结构的ACMR

(1) 谱形状因子SSF

根据IDA分析获得的易损性曲线求出的倒塌富裕度CMR, 没有反映地震灾害的随机性特征, 地震记录频谱特性的影响可通过谱形状因子SSF反映, 谱形状因子SSF可描述为结构的自振周期 T 和延性能力 μ_c 的函数^[14-16], 为

$$SSF = \exp[\beta_1(\bar{\epsilon}_0(T) - \epsilon(T)_{records})] \quad (2)$$

式中: $\epsilon(T)_{records}$ 为表3所选44条远震记录对应的谱形状特征值, 与结构自振周期有关: 当 T 小于0.5时, 可取为0.6; 当 T 大于1.5时可取为0; 当 T 在0~1.5之间时, 取 $\epsilon(T)_{records} = 0.6 \times (1.5 - T)$.

$\bar{\epsilon}_0$ 为倒塌分析的谱形状期望值, 与场地类别和地震水准有关, 当以10%的倒塌概率为可接受倒塌标准时, 可取 $\bar{\epsilon}_0 = 1.45$.

β_1 为地震记录频谱特征对结构倒塌能力的影响程度系数, 可根据结构的极限延性能力 μ_c 由式(3)确定:

$$\beta_1 = 0.17 \times (\mu_c^* - 1)^{0.33} \quad (3)$$

式中: 当 $\mu_c \leq 8$ 时, 取 $\mu_c^* = \mu_c$; 当 $\mu_c > 8$ 时, 取 $\mu_c^* = 8$. μ_c 由式(4)确定:

$$\mu_c = \Delta_u / \Delta_y \quad (4)$$

式中: Δ_u 为结构极限位移; Δ_y 为结构的有效屈服位移.

需要说明的是, 按式(4)度量的结构弹塑性变形能力是用结构有效屈服位移标准化后的变形值, 这种标准化使得每个模型初始刚度的确定显得十分重要. 初始刚度估计过大, 会导致 β_1 值偏大. 为了与ATC-63^[6]规定的 β_1 计算公式(3)相一致, 本文对Y形偏心支撑钢框架结构的有效初始刚度由坐标原点与 $0.4V_{max}$ 确定的割线刚度定义. 下面以8层算例为例, 对谱形状因子SSF的计算过程简述如下:

(1)由模态分析得到8层算例的 $T_1 = 1.2895$ s, 求出结构的 $\epsilon(T)_{records} = 0.6 \times (1.5 - T) = 0.121$;

(2)对结构进行Pushover分析(侧向力按倒三角形布置), 以最大层间侧移达3%作为结构到达极限状态的判定标准, 得到结构的极限位移 $\Delta_u = 566.11$ mm, 按文献[6]建议的有效屈服位移确定方法得到结构的 $\Delta_y = 180.29$ mm(见图9所示), 由公式(4)得到结构的延性能力 $\mu_c = 3.14$;

(3)将 μ_c 代入公式(3), 求出表1所示44条地震记录的频谱特性对8层算例的影响程度系数 $\beta_1 = 0.2185$;

(4)取谱形状期望值 $\bar{\epsilon}_0 = 1.45$, 将 $\epsilon(T)_{\text{records}}$ 和 β_1 代入公式(2), 求出 8 层算例的谱形状因子 SSF 为 1.337.

按上述方法求出所有算例的 SSF 见表 5 所示.

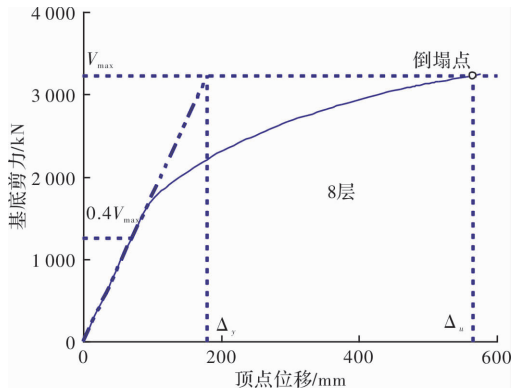


图 9 8 层算例的 Pushover 曲线

Fig. 9 Pushover curve of 8-storey model

(2)调整后的倒塌富裕度 ACMR

结构调整后的倒塌富裕度记为 ACMR 可由公式(5)确定:

$$ACMR = C_{3D} \times SSF \times CMR \quad (5)$$

公式(5)中, ACMR 为调整后的结构倒塌富裕度; C_{3D} 为模型调整系数, 空间模型取 1.2, 平面模型取 1.0; 本文 Y 形偏心支撑钢框架的分析模型均采用平面模型, 各算例的模型系数可取为 1.0. 按公式(5)求出各算例调整后的倒塌富裕度 ACMR 见表 5 所示:

表 5 各算例的 ACMR

Tab. 5 ACMR of all models under RE and HE

算例	ϵ_{record}	β_1	SSF	CMR		ACMR	
				RE	HE	RE	HE
8 层	0.121	0.2185	1.337	2.106	1.732	2.82	2.32
12 层	0.00	0.1499	1.243	2.55	2.11	3.17	2.62
16 层	0.00	0.1693	1.278	2.96	2.44	3.78	3.12
20 层	0.00	0.1587	1.259	3.29	2.725	4.14	3.43

表 5 表明, 在罕遇地震下和特大地震下 Y 形偏心支撑钢框架调整后的倒塌富裕度 ACMR 随结构总层数的增加亦呈上升趋势, 在罕遇地震下的 ACMR 平均值为 3.478, 在特大地震下的 ACMR 平均值为 2.873, 说明按 $R=3.4$ 设计的 Y 形偏心支撑钢框架在罕遇地震和特大地震下均有较高的抗倒塌安全储备.

4.4 不确定系数 β_{TOT} 及 ACMR 容许值

调整后的 ACMR 没有反映结构自身的离散性以及各种不确定性的影响, 文献^[6]在确定结构调整

后的倒塌富裕度容许值时对各种不确定性的影响通过一个综合影响系数 β_{TOT} 进行考虑. β_{TOT} 可由地震记录的不确定性系数 β_{RTR} , 与设计要求有关的不确定性系数 β_{DR} , 与试验数据有关的不确定性系数 β_{TD} 以及非线性模型的不确定性系数 β_{MDL} 综合确定. ATC-63 对“结构设计质量”、“结构及结构构件试验数据质量”和“非线性分析模型质量”分为 4 个等级(优秀、良好、一般、很差), 给出了用表 2 所示 44 条远场地震记录评估结构抗倒塌性能的 β_{TOT} 建议值.

对本文设计的 4 个 Y 形偏心支撑抗倒塌分析算例在倒三角分布荷载模式下进行 Pushover 分析, 得到各算例在层间侧移角达 $1/50$ 时的塑性铰分布见图 10, 由图 10 可知, 所有算例在层间侧移角达 $1/50$ 时, 耗能梁段和绝大多数框架梁均不同程度地进入了塑性, 8 层和 12 层结构的柱子仅在底部局部几层位置出现部分塑性(塑性铰转角在 0.02 以内), 20 层算例的柱子仅在底层中柱柱脚位置出现塑性铰, 而 16 层算例所有柱子依然在弹性范围内, 所有算例在倒塌前能够确保耗能梁段发生剪切屈服, 在结构中支撑斜杆不发生破坏的前提下, 周边框架梁柱均能够形成“强柱弱梁”的破坏模式. 说明本文设计的 4 个算例符合结构抗震设防要求, 体现了“能力设计”思路, 框架梁柱均能够形成“强柱弱梁”的延性破坏模式, 因此这些算例的“结构设计质量”均属于良好以上水平.

虽然许多学者基于静力试验对偏心支撑钢框架的抗震性能进行了大量研究^[17], 但由于试验费用较大, 许多试验都采用缩尺模型, 与实际情况有一定的差距, 因此, 对各算例的“结构及结构构件试验数据质量”按良好水平^[6].

根据文献^[6]按“结构设计质量”和“结构及结构构件试验数据质量”均属良好水平给出表 2 所示 44 条远场地震波下, 对应于不同“非线性分析模型质量”的 β_{TOT} 见表 6.

FEMA695^[6]采用“当倒塌强度由中值 S_{CP} 以对数值给出时, 对应的对数标准差和结构综合倒塌不确定因子 β_{TOT} 相等”的假定, 针对不同的综合倒塌不确定系数 β_{TOT} , 分析给出了可接受的倒塌概率分别为 5%~25% 的 ACMR 容许值见表 6. 表 6 中 ACMR 容许值的表示方法如下: 如果给定的可接受倒塌概率为 10%, 则相应的 ACMR 容许值记为 ACMR10%.

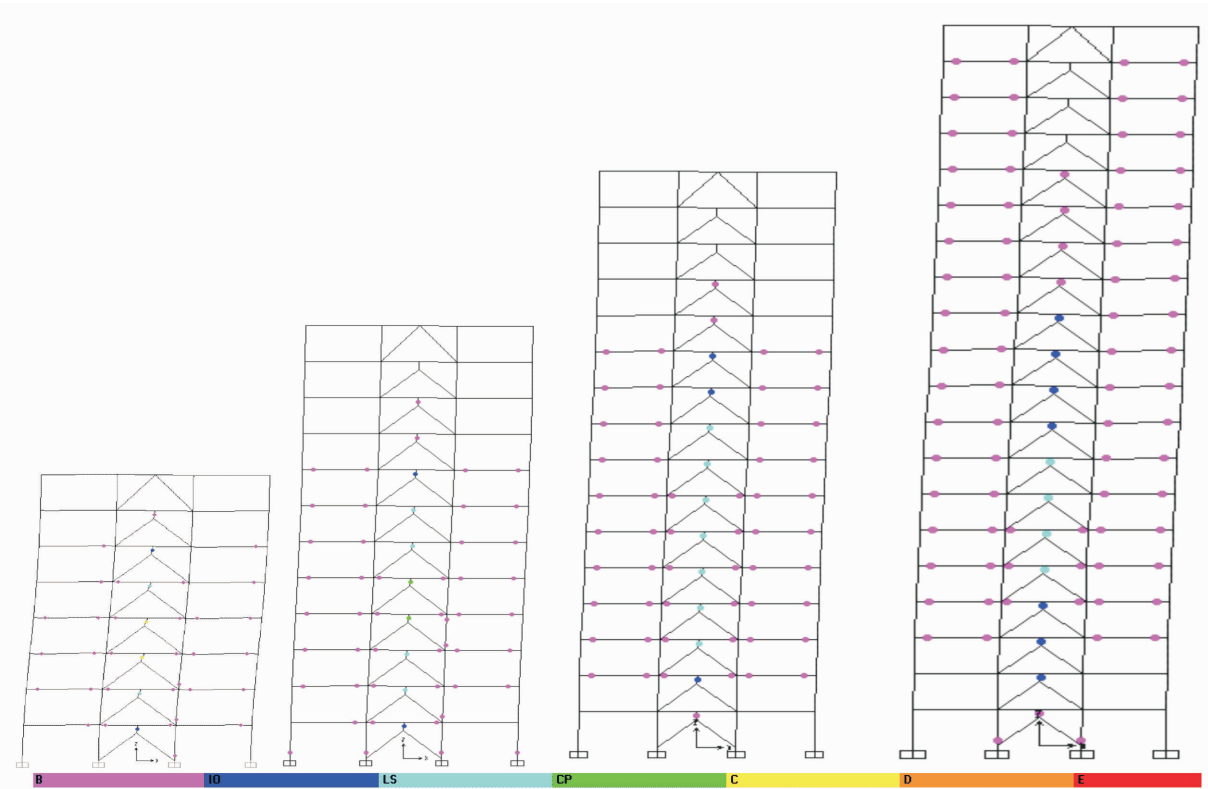


图 10 各算例层间侧移为达 1/50 时的塑性铰分布

Fig. 10 Plastic hinges of all models for the storey drifts of 1/50

表 6 各算例的 β_{TOT} 和 $ACMR$ 允许值

Tab. 6 β_{TOT} and acceptable $ACMR$ of all models

非线性分析模型质量	优秀	良好	一般	很差
β_{TOT}	0.60	0.65	0.75	0.85
$ACMR_5$	2.68	2.91	3.43	4.05
$ACMR_{10}$	2.16	2.30	2.61	2.97
$ACMR_{15}$	1.86	1.96	2.18	2.41
$ACMR_{20}$	1.66	1.73	1.88	2.05
$ACMR_{25}$	1.50	1.55	1.66	1.77

由表 6 可知，可接受的倒塌概率越小，不确定水平 β_{TOT} 越高，结构需要具备的调整后的抗倒塌富裕度 $ACMR$ 越大。

本文 IDA 分析采用的有限元模型，与试验数据之间存在一定的差异^[7]，且结构倒塌分析没有充分考虑节点变形(加劲板断裂、扭曲，腹板断裂、扭曲)，支撑局部加劲板与主体结构的连接构造，以及动应变速率较高时材料变脆等因素对结构破坏模式的影响。偏于保守考虑，本文对各算例的“非线性分析模型的质量”均按很差考虑，即取 $\beta_{TOT}=0.85$ 对应的 $ACMR$ 容许值分析结构影响系

数 R 的可接受程度，评估结构的抗倒塌能力。

4.5 基于罕遇地震 CMR 的结构抗倒塌性能评估

参考美国 FEMA695 给出结构性能评估的评判标准：把结构在罕遇地震下的可接受倒塌概率定为 10%，考虑到某些个别算例的倒塌概率会超过这个值，取 10% 的倒塌概率作为倒塌富裕度平均值的可接受标准，取 20% 的倒塌概率作为倒塌富裕度包络值的可接受标准。即如果设计算例在罕遇地震下的 $ACMR$ 满足下面两个标准，则认为结构的抗倒塌性能满足要求或结构设计采用的结构影响系数 R 是可以接受的：

(1) 调整后的倒塌富裕度平均值满足公式(6)要求：

$$\overline{ACMR}_i \geq ACMR_{10\%} \quad (6)$$

(2) 每个调整后的倒塌富裕度满足公式(7)要求：

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad (7)$$

由表 5 和表 6 可知：

(1) 在罕遇地震下各算例的 $ACMR$ 平均值为 3.477 5， $\beta_{TOT}=0.85$ 对应的 $ACMR_{10\%}$ 为 2.97，满足公式(6)要求。

(2)各算例在罕遇地震下的 $ACMR$ 最小值为 2.82, $\beta_{TOT} = 0.85$ 对应的 $ACMR20\%$ 值为 2.05, 满足公式(7)要求;

(3)在罕遇地震下, 4 个算例的 $ACMR$ 均介于 $ACMR5\% \sim ACMR10\%$ 之间, 说明所有算例在罕遇地震下的倒塌概率在 $5\% \sim 10\%$ 之间.

(4)在特大地震下, 12 层、16 层和 20 层算例的 $ACMR$ 介于 $ACMR10\% \sim ACMR15\%$ 之间, 8 层算例的 $ACMR$ 介于 $ACMR15\% \sim ACMR20\%$ 之间, 说明除了 8 层以外, 所有算例在特大地震下的倒塌概率均不超过 15% . 至于 8 层算例得到的 $ACMR$ 较小的原因, 除了我国《建筑抗震设计规范》对层数较少的结构采取的抗震措施相对宽松以外, 主要是因为层数低的结构冗余度比层数高的结构具备的冗余度要小所致.

综合以上分析, 按 $R=3.4$ 设计的 Y 形偏心支撑钢框架在罕遇地震下的倒塌概率不超过 10% (在 $5\% \sim 10\%$ 之间), 结构的安全储备能够满足要求, 该文献建议的结构影响系数 R 值是可以接受的.

需要说明的是, 本文评估的结构高度仅为 20 层以内, 因为倒塌评估选择的地震记录仅适用于自振周期在 4 s 范围内的结构^[6]. 尽管如此, 但表 5 表明一个趋势“结构层数增大, 结构倒塌安全储备也增大”, 这与美国 ATC-63 中混凝土结构抗倒塌能力评估结果一致, 说明对 Y 形偏心支撑钢框架取 $R=3.4$ 对层数超过 20 层的结构也能适用.

5 结论

本文根据结构影响系数 $R=3.4$ 设计了 4 个不同层数的 Y 形偏心支撑钢框架结构算例, 利用 ATC 推荐的 44 条远场地震波对各算例在罕遇地震和特大地震下的易损性进行了分析, 借鉴美国 FEMA695 建议的基于 CMR 的结构性能评估方法, 评估了结构影响系数 R 的可接受程度, 得到以下几点结论:

(1)以 $S_a(T_1)$ 计算的 Y 形偏心支撑钢框架的倒塌富裕度 CMR 随结构总层数的增加呈增大趋势, 说明层数多的结构比层数低的结构有高的 CMR (低的倒塌风险).

(2)除了 8 层算例在特大地震下的倒塌概率为

$2/44$ 外, 所有算例在罕遇地震和特大地震水准下的倒塌概率均为 0, 说明按结构影响系数 $R=3.4$ 设计的 Y 形偏心支撑钢框架结构有较高的抗倒塌能力.

(3)所有算例在罕遇地震下的倒塌概率不超过 10% (在 $5\% \sim 10\%$ 之间), 除了 8 层以外, 所有算例在特大地震下的倒塌概率均不超过 15% , 所有算例的抗震倒塌安全储备能够满足要求, 对 Y 形偏心支撑钢框架取 $R=3.4$ 是可以接受的.

参考文献 References

- [1] ATC. Structural response modification factors[S]. Redwood City, California: ATC-19, applied Technology Council, 1995: 5-32.
- [2] ATC. A critical review of current approaches to earthquake-resistant design ATC-34[S]. Redwood City, California: Applied Technology Council, 1995: 31-36.
- [3] FEMA, Quantification of building seismic performance factors: FEMA-695 [S]. Washington, D. C.: Federal Emergency Management, Agency 2008.
- [4] 邵建华. 抗弯钢框架—钢板剪力墙结构影响系数与位移放大系数[D]. 南京: 河海大学, 2008.
SHAO Jianhua. Research on structural influencing coefficient and deflection amplification factor of moment-resisting steel frame-steel plate shear wall [D]. Nanjing: Hohai University, 2008.
- [5] YANG Wenxia, GU Qiang, SONG Zhensen. Response modification factor of Y-eccentric braced frame structure [J]. Advance Materials Research. 2011, 2285-2290
- [6] Quantification of building seismic performance factors [R]. ATC-63 project report-90% drift. Washington, D. C.; FEMA 2008.
- [7] 叶列平, 曲哲, 陆新征. 提高建筑结构抗地震倒塌能力的设计思想与方法[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 42-50.
YE Lieping, QU Zhe, LU Xingzheng. Collapse prevention of building structures; a lesson from the Wenchuan earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 42-50.
- [8] BAZZURRO P, et al. Three proposals for characterizing MDOF nonlinear seismic response [J]. Journal of Structural Engineering. 1998, 124(11): 1281-1289.
- [9] 施炜, 叶列平, 陆新征. 不同抗震设防 RC 框架结构

- 抗倒塌能力研究[A]//第12届高层建筑抗震技术交流会,北京:[s.n.],2009:46-57.
- SHI Wei, YE Lieping, LU Xingzheng. Study on the collapse-resistant Capacity of RC Frames with Different Seismic Fortification Levels [A]//12th seismic resistant meeting of high rise building, Beijing:[s.n.], 2009,46-57.
- [10] Fib (CEB-FIP). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings[R]. Bulletin 25. Sprint-Stuttgart;Digital-Druck. 2003.
- [11] Massumi, Tasnimi A. SAATCIOGLUM A, Prediction of seismic overstrength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analysis[C]// Proc. 13th WCEE. Canada: Vancouver; IAEE. 2004.
- [12] HUMMAR J, L, RAGOZAR M A. Concept of overstrength in seismic design[C]// Proc. 11th WCEE. Mexico: Acapulco. IAEE. 1996.
- [13] 杨文侠,李春燕,顾强. Y形偏心支撑钢框架 SAP2000 非线性分析模型[J]. 兰州理工大学学报, 2011, 36(6):1-4.
- YANG Wenxia, LI Chunyan, GU Qiang. The SAP2000 nonlinear analysis model of eccentrically braced steel frame with Y-links [J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2011, 36(6): 1-4.
- [14] BOORE D M, JOYNER W B, FUMAL T E. Equations for estimating horizontal response spectra and peak accelerations from western North America earthquakes[J]. A summary of recent work, Seismological Research Letters. 1997, 68 (1):128-153.
- [15] BAKER J, W. Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis, [D]. Stanford: Stanford University. 2005.
- [16] BAKER J, W, CORNELL C, A,. Spectral shape, epsilon and record selection[J]. Earthquake Engineering. & Structural Dynamics, 2006,34(10):1193-1217.
- [17] QKAZAKI, Arce G. Experimental study of local buckling, overstrength, and fracture of link in eccentrically braced frames [J]. Journal of Structural Engineering. 2005, 131(10): 1526-1535.
- (编辑 桂智刚)

(上接第 805 页)

- [10] 成伟民,尚鹏,闫春生,等. 多层转运站结构的振动控制与加固分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版),2015,47(1):82-86.
- CHENG Yimin, SHANG Peng, YAN Chunsheng. Analysis on vibration control and repair of truck and coal transporting trestle[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2015, 47(1): 82-86.
- [11] DEN Hartog J P. Mechanical vibrations[M]. 4th ed. NY: Mc Graw Hill, 1956.
- [12] Warburton G B. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1982, 10(3):381-401.
- [13] ROBERSON R E. Synthesis of a non-linear dynamic vibration absorber [J]. Journal of Franklin Institute, 1952, 254(3):205-220.
- [14] 李春祥. 多重调谐质量阻尼器最优动力特性的趋势[J]. 上海交通大学学报, 2002, 36(11):1652-1655.
- LI Chunxiang. Trend of optimal dynamic characteristics of multiple tuned mass dampers [J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2002, 36(11): 1652-1655.
- [15] 刘纲,杨溥,彭闯. 基于多目标遗传算法的阻尼器抗震加固方案研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(S1): 55-61.
- LIU Gang, YANG Pu, PENG Chuang. Research on seismic strengthening scheme with damper using multi-objective genetic algorithm [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(S1): 55-61.
- [16] RANA R, SOONG T T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers[J]. Engineering Structures, 1998, 20(3):193-204.
- (编辑 吴海西 沈波)