

基于IDA方法的高强钢组合Y型偏心支撑 框架的结构影响系数研究

苏明周, 李亚兰

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 高强钢组合偏心支撑钢框架作为一种新型的抗震结构体系, 我国抗震规范中未明确引入相应的结构影响系数。依据我国抗震规范设计了4个多高层高强钢组合Y型偏心支撑钢框架, 采用增量动力分析 (Incremental Dynamic Analysis) 方法确定各算例的性能曲线, 基于改进的能力谱方法确定了各算例的结构影响系数 R 和位移放大系数 C_d 。研究表明, 高强钢组合Y型偏心支撑钢框架在设防烈度和罕遇烈度下变形均满足规范要求; 结构影响系数可取 $R=4.889$, 位移放大系数可取 $C_d=6.693$ 。采用现行规范设计该结构体系偏于保守。

关键词: 增量动力分析; 结构影响系数; 位移放大系数; 高强钢; 偏心支撑

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)05-0635-08

偏心支撑钢框架具有延性好、震后易修复等优点, 利用支撑与梁交点间所形成的耗能梁段发展塑性变形来耗散地震能量, 已被证明是一种性能优良的抗震结构体系^[1-4]。高强钢自上世纪60年代首次应用于日本以来, 其性能就备受关注。研究表明, 高强钢屈服比虽大于0.85, 但仍具有显著的塑性变形能力^[5]。高强钢组合偏心支撑钢框架中耗能梁段及支撑采用强度较低、变形能力较强的钢材 (如Q345钢), 而框架梁、柱构件采用高强度钢材 (如Q460钢)。因偏心支撑结构主要通过耗能梁段塑性变形耗散地震能量, 对梁柱塑性变形要求较低, 采用高强钢可满足变形要求。高强钢组合偏心支撑钢框架具有普通偏心支撑框架结构耗能性能优良的特点, 同时可以有效降低构件截面。目前, 仅有罗马尼亚的Dubina教授在耗能梁段螺栓连接的偏心支撑框架的研究中将高强钢引入该结构体系进行了理论分析^[6]。

增量动力分析^[7-8]是目前国际上新近提出的结构弹塑性地震反应动力参数分析方法, 以非线性时程分析为基础, 反映结构在不同地震动强度下的性能, 对结构抗震性能作出全面评估。本文基于增量动力弹塑性分析方法, 合理选择地震波, 对设计的6、9、12、15四种层数的高强钢组合Y型偏心支撑钢框架进行了动力分析, 计算其结构影响系数和位移放大系数, 并对其抗震性能进行了评价。

1 结构设计及有限元建模

1.1 结构设计

基于我国《建筑抗震设计规范》和《高层建筑民用钢结构技术规程》, 采用SAP2000设计了4个高强钢组合Y型偏心支撑结构, 层数分别为6层、9层、12层、15层, 平面尺寸为18 m×36 m, 横向3跨, 跨度6.0 m, 纵向5跨, 跨度7.2 m, 层高3.3 m, 顶层布置为中心支撑, 结构平面布置见图1。抗震设防烈度8度 (0.2 g), II类场地, 设计地震分组为第一组, 设计楼面恒载为4.0 kN/m², 活荷载为2.0 kN/m², 雪荷载为0.25 kN/m²。结构布置对称, 取平面框架进行分析, 分析中将重力荷载代表值转化为梁密度及柱密度施加于结构。耗能梁段和支撑采用Q345钢, 梁柱采用Q460钢。各算例耗能梁段尺寸见表1, 框架梁柱截面尺寸见表2, 柱采用箱型截面, 梁采用H型钢截面。框架编号HYX, 其中H代表高强钢, Y代表偏心支撑类型, X代表层数。HY6的立面布置见图2, 其他模型与HY6类似。

2 有限元建模

本文采用ABAQUS建立有限元分析模型, 耗能梁段采用8节点线性减缩积分实体单元 (C3D8R), 梁、柱和支撑采用两节点线性空间梁单元 (B31)。由于耗能梁段塑性变形大, 将靠近耗能梁段的梁亦采用8节点实体单元 (C3D8R), 梁单元与实体单元间连接采用耦合绑定 (tie) 连接。柱脚与地面、梁柱节

收稿日期: 2014-03-24

修改稿日期: 2014-10-09

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51178382)

作者简介: 苏明周 (1971-), 男, 教授, 博士, 博导, 主要从事钢结构稳定与钢结构抗震、新型结构体系受力性能和设计理论研究。Email: sumingzhou@163.com

点均采用刚接,同时约束框架梁的平面外自由度,以考虑侧向支撑、次梁及楼板的作用.钢材名义应力应变转化为真实应力应变进行取值,材料采用考虑包辛格效应的双线性随动强化模型,屈服后钢材弹性模量 $E_t=0.02E$,钢材弹性模量取 $E=2.06\times10^5\text{ MPa}$,泊松比取 $\mu=0.3$.

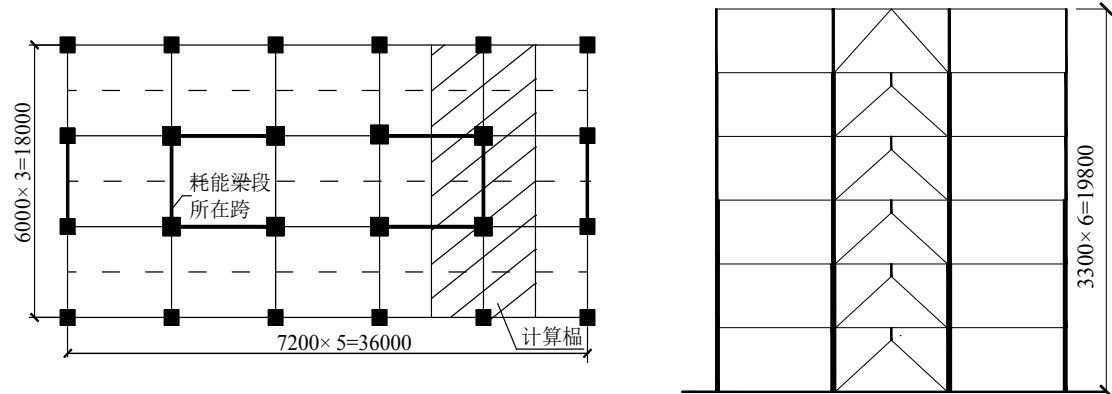


图 1 平面布置

图 2 HY6 立面布置

Fig. 1 Plane layout of structure

Fig. 2 Elevation view of example HY6

表 1 耗能梁段截面尺寸

Tab.1 Sectional dimension of links

框架编号	层数	耗能梁段	框架编号	层数	耗能梁段
HY6	1-3	H380×180×12×16(650)	HY9	1-3	H400×180×14×16(650)
	4-5	H350×180×10×14(680)		4-6	H400×180×12×16(630)
	6	—		7-8	H380×180×10×14(680)
HY12	1-3	H400×180×16×18(625)	HY15	1-3	H400×200×16×18(680)
	4-6	H400×180×14×16(650)		4-6	H400×180×14×16(650)
	7-9	H380×180×10×14(680)		7-9	H380×180×10×14(680)
	10-11	H350×180×10×14(650)		10-14	H350×180×10×14(650)

注: 1.耗能梁段截面尺寸后括号内为其长度,单位: mm. 2.各算例顶层采用中心支撑,截面尺寸见表 2 .

表 2 梁柱及支撑截面尺寸

Tab.2 Sectional dimension of beams, columns and braces

框架编号	层数	柱		梁		支撑
		边柱	中柱	边梁	中梁	
HY6	1-3	□340×14	□380×16			
	4-5	□300×10	□340×14	H420×200×12×16	H420×200×12×16	H250×220×12×16
	6	□260×10	□300×10			
HY9	1-3	□360×16	□400×20	H400×210×12×16	H400×200×12×16	H250×220×12×16
	4-6	□340×14	□340×14	H400×210×12×16	H400×200×12×16	H250×220×12×16
	7-9	□260×10	□320×10	H400×210×14×16	H400×200×12×16	H250×200×10×14
HY12	1-3	□380×18	□450×20	H420×200×14×18	H400×210×12×16	H280×220×14×16
	4-6	□340×16	□400×18	H420×200×14×18	H400×210×12×16	H280×220×14×16
	7-9	□320×12	□350×16	H400×200×12×16	H400×210×12×16	H260×220×14×16
	10-12	□280×10	□320×12	H400×200×12×16	H400×210×12×16	H260×220×14×16
HY15	1-3	□440×24	□480×25	H460×220×14×20	H420×220×14×18	H280×250×14×16
	4-6	□400×18	□440×22	H420×220×14×18	H420×200×14×18	H280×250×14×16
	7-9	□350×14	□400×18	H400×200×14×18	H420×200×14×16	H280×220×14×16
	10-12	□320×12	□360×14	H420×200×14×18	H420×220×14×18	H280×220×14×16
	13-15	□280×10	□300×10	H380×200×12×18	H400×200×14×18	H260×220×14×16

3 结构影响系数和位移放大系数计算

3.1 确定结构 IDA 曲线

根据场地条件从太平洋工程地震中心 (Pacific Earthquake Engineering Research Center) 选出在平台段和结构自振周期 T_1 附近 ($0.2T_1\text{—}1.5T_1$) 地震波平均 β 谱与规范 GB50011-2010 规定反应谱转换得到的 β 谱之间的差值均不超过 20% 的地震记录, 再按 GB50011-2010 规定的结构小震底部剪力要求筛选合适的地震波. 先根据场地条件选择 19 条地震波见表 3, 再从中对每个算例选择 8 条合适的地震波见表 4.

对每条地震波依次调幅至 0.07 g (小震)、0.15 g、0.2 g (中震)、0.3 g、0.4 g (大震)、0.5 g...至结构层间位移角达到 1/30 或地震波调幅增至 1.2g 时停止调幅,时程分析得到每条地震动峰值加速度下的顶点最大位移和基底最大剪力,在基底剪力、顶点位移坐标系下绘制各点,并采用最小二乘法进行拟合,得到结构的 IDA 基底剪力-顶点位移曲线及拟合公式如图 3 所示. 根据能量法确定各算例的显著屈服位移 Δ_y 和显著屈服力 V_y .

表 3 所选地震波汇总
Tab.3 Selected seismic waves

编号	名称	记录场站	PGA/g	编号	名称	记录场站	PGA/g
1	Northridge	24396 Malibu Point DumeSch	0.179	11	DuczeTurkey	1058 Lamont	0.111
2	Northridge	24157LA Baldwin Hills	0.239	12	BorregoMtn	280San Onofre	0. 041
3	Northridge	24157LA Baldwin Hills	0.168	13	Northridge	90067 Duarte - Mel Canyon Rd.	0.046
4	Northridge	90016 LA - N Faring Rd	0.242	14	Northridge	90059 Burbank - Howard Rd.	0.163
5	N.palm Springs	5157 Cranston Forest Station	0.169	15	Coaling	36449Parkfield Fault Zone 8	0.087
6	Duzce Turkey	1062 Lamont	0.257	16	Coyote Lake	57383 Gilroy Array #6	0.146
7	Parkfield	S an Lu is Obispo	0. 014	17	Northridge	90015 LA - Chalon Rd	0.225
8	Friuli Italy	8012 Tolmezzo	0. 315	18	Northridge	24088 Pacoima Kagel Canyon	0.301
9	Friuli Italy	8012 Tolmezzo	0. 351	19	Northridge	90049 Pacific Palisades - Sunset Blvd	0.179
10	Northridge	24436 Tarzana, Cedar Hill	1.779				

表 4 各算例所采用地震波
Tab.4 seismic waves chosen for examples

算例编号			地震波编号					
HY6	1	4	5	6	8	9	13	15
HY9	3	4	5	8	10	11	18	19
HY12	2	9	12	14	15	16	17	18
HY15	2	5	7	8	9	11	12	15

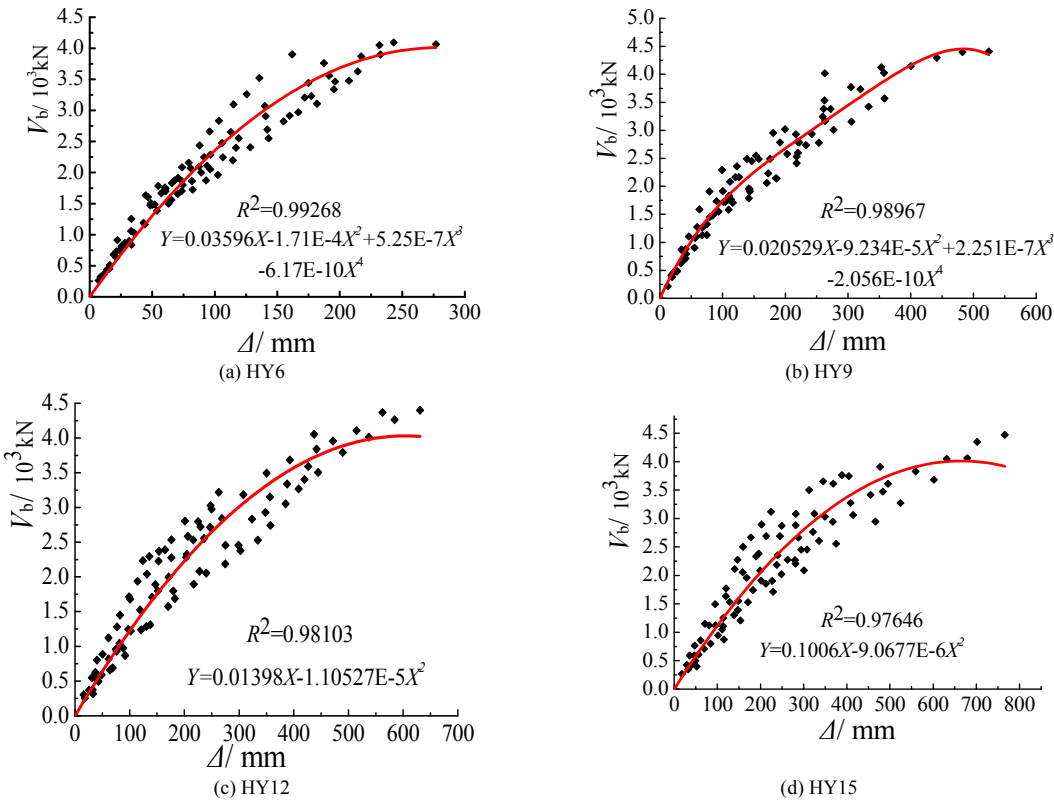


图 3 IDA 基底剪力-顶点位移曲线
Fig. 3 Curves of base shear vs. top displacement of IDA

3.2 确定目标位移

为了求解结构影响系数和位移放大系数,首先需要确定结构在不同地震烈度下的目标位移.基于 FEMA 273^[9]和 ATC-40^[10]中公式,采用改进的能力谱法,需考虑多阶振型影响^[11],等效振型、等效振型参与系数和等效振型质量参与系数为:

$$\phi_{i,eq} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\phi_{i,j} \gamma_j)^2} \quad (1)$$

$$\gamma_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,eq}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,eq}^2} \quad (2)$$

$$\alpha_{eq} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,eq} \right)^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \right) \left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,eq}^2 \right)} \quad (3)$$

式中: $\phi_{i,eq}$ 为考虑多阶振型的第 i 自由度的等效振型; γ_j 为第 j 阶振型的振型参与系数; γ_{eq} 为等效振型的振型参与系数; α_{eq} 为等效振型质量参与系数; n 为振型参与个数,文中取 $n=3$,即考虑前三阶振型的影响.

将结构基底剪力-顶点位移曲线转换为等效单自由度体系的谱加速度-谱位移形式的能力谱^[12],见式(4)和(5):

$$S_a = \frac{V_b}{G \cdot \alpha_{eq}} \quad (4)$$

$$S_d = \frac{\Delta_N}{\gamma_{eq}} \quad (5)$$

式中: S_a 、 S_d 分别为弹塑性反应谱加速度和谱位移; V_b 、 Δ_N 分别为原型结构的基底剪力和顶点位移; G 为结构总自重.

将规范给出的弹性反应谱根据 $R-\mu-T$ 关系,求出弹塑性反应谱,变换 μ 值可得到一系列需求谱曲线,转换公式见(6)和(7):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R} \quad (6)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R} S_{de} = \frac{\mu}{R} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (7)$$

式中: S_{ae} 、 S_{de} 分别为弹性反应谱加速度和谱位移; T 为结构自振周期; R 为单自由度体系的强度折减系数; μ 为延性折减系数.

$R-\mu-T$ 关系^[13]如式(8):

$$R_\mu = \begin{cases} 1.35(\mu-1)^{0.95} \frac{T}{T_g} + 1 & T \leq T_0 \\ 1.35(\mu-1)^{0.95} + 1 & T > T_0 \end{cases} \quad (8)$$

$$T_0 = 0.75 \mu^{0.2} T_g \quad (9)$$

式中: T_g 为场地特征周期.

将弹塑性需求谱与能力谱曲线叠加绘制在同一坐标系下,若能力谱包含在需求谱内部,二者没有交点,则说明该结构抗震能力不足,无法抵御给定的地震作用;若二者相交,交点在能力曲线上的延性系数和需求曲线的延性系数相等,则为真实解,据此确定结构的目标位移.

图4和图5分别为设防和罕遇地震作用下的能力谱与需求谱曲线.从图4中看出,在地震设防烈度作用下,需求谱曲线均与各算例能力谱曲线的直线段相交,说明各算例在达到目标位移时处于弹性阶段或刚进入塑性;从图5中看出,在罕遇地震作用下,各算例能力谱曲线与需求谱曲线的交点出现在能力谱的曲线阶段,说明各算例在罕遇地震作用下均进入塑性耗能,且HY12和HY15算例塑性发展较充分.各算例的能

力谱曲线与需求谱曲线有交点,说明结构有充足的抗震能力。

3.3 层间侧移角

各算例在设防烈度和罕遇烈度下的层间位移分别见图6和图7。由于地震波的离散性,得到的结构层间侧移值差异较大。HY6和HY9算例在8条地震波作用下响应规律一致,除个别波外,其余地震波作用层间侧移最大值出现在第二层。HY12和HY15算例层间侧移最大值分布较离散,最大侧移值出现在不同楼层处,但响应最大的地震波作用下层间侧移均位于倒数第三层。随着层数增加,最大层间侧移角位置上移,结构整体侧移均呈弯剪型。

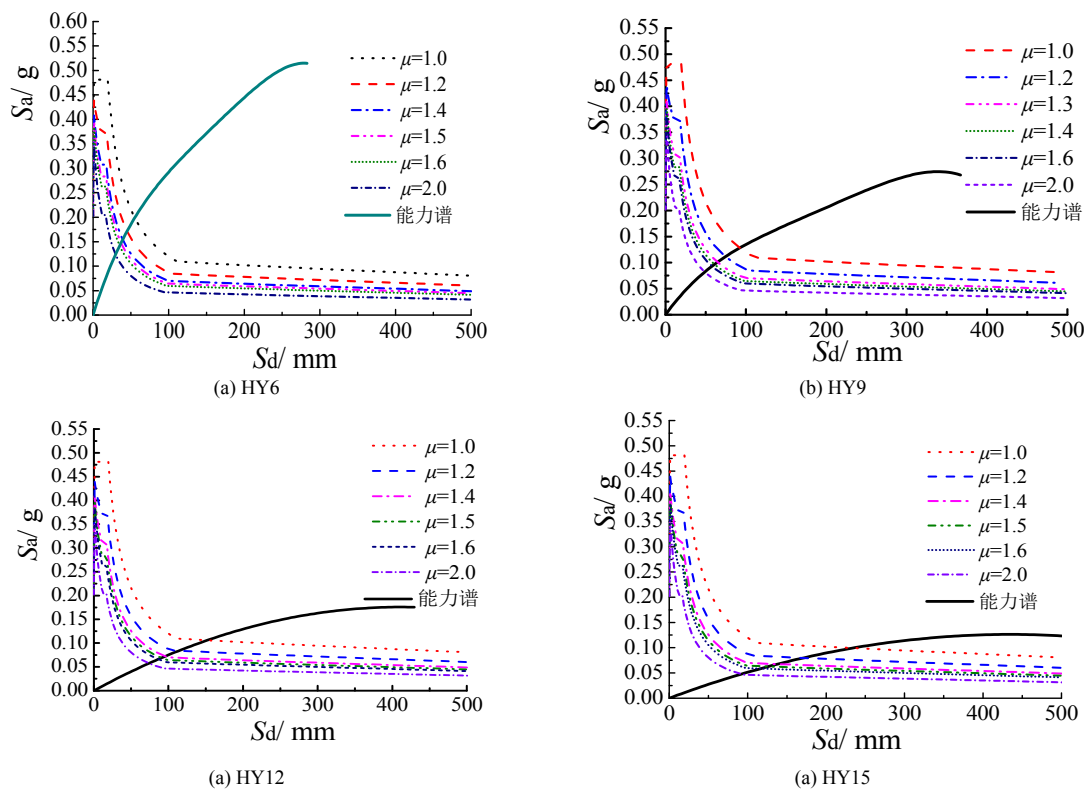


图4 设防地震作用下能力谱与需求谱曲线

Fig. 4 Curves of capacity-spectrum and demand-spectrum under moderate earthquake

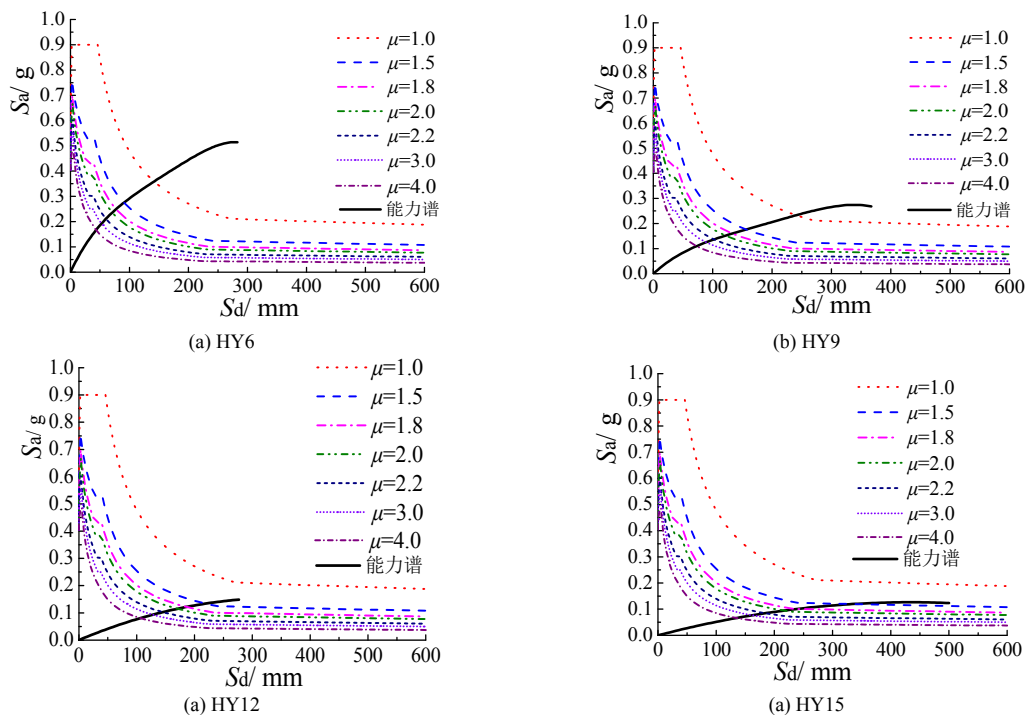


图5 罕遇地震作用下能力谱与需求谱曲线

Fig. 5 Curves of capacity-spectrum and demand-spectrum under the rare earthquake

图6中设防烈度地震作用下, HY6、HY9、HY12和HY15的最大层间位移分别为16.749 mm、22.074 mm、13.868 mm和17.692 mm, 对应层间位移角依次为1/200、1/149、1/238和1/187, 满足《建筑工程抗震性态通则》CECS 160:2004中关于设防烈度下的层间位移角限值四层及以下为1/100, 四层以上为1/125的规定; 图7中罕遇烈度作用下各算例的层间位移角限值分别为1/103、1/84、1/104和1/114, 均满足我国抗震规范中1/50最大层间侧移角限值要求。

3.4 结构影响系数和位移放大系数的计算

结构影响系数定义为:

$$R = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} = R_\mu \cdot R_\Omega \quad (10)$$

位移放大系数定义为:

$$C_d = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_d} \quad (11)$$

式中: R_μ 为结构的延性折减系数, $R_\mu = V_e/V_y$; R_Ω 为结构的超强系数, $R_\Omega = V_y/V_d$; V_e 为结构保持弹性时在设防烈度地震作用下的基底剪力; V_d 为设计基底剪力, 通过小震弹性反应谱分析得到; V_y 为显著屈服时基底剪力; Δ_e 、 Δ_d 、 Δ_y 分别对应 V_e 、 V_d 、 V_y 的结构顶点水平位移; Δ_{\max} 为结构顶点最大位移。对拟合曲线求导得到结构的初始刚度 K_0 , 计算结果见表5和表6。

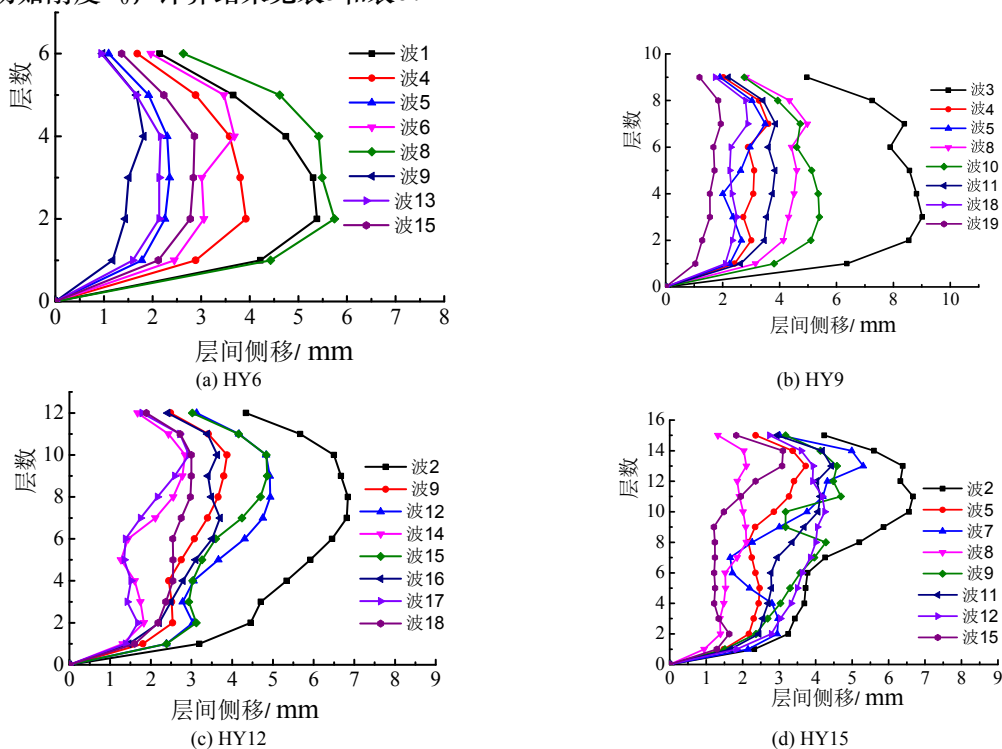


图6 设防地震作用下各算例层间侧移

Fig. 6 Story drift of per example under moderate earthquake

从表5看出, 结构影响系数随着层高的变化从4.716到5.109, 均大于我国抗震规范中隐含值2.86, 这是因为规范中隐含值是从混凝土结构分析得到的, 高强钢组合Y型偏心支撑钢框架的延性明显高于混凝土结构。位移放大系数变化浮动较小, 且其取值较大, 原因在于结构采用高强度钢材, 降低了结构刚度; 位移放大系数取值较大, 说明该结构体系在罕遇地震作用下侧移较大。对计算结果取平均值得到结构影响系数可取4.889; 位移放大系数可取值6.693。

表6中计算得到延性系数均较小, 各算例计算得结构显著屈服点与中震目标位移点很接近, 说明各算例在中震作用下塑性发展不多, 说明采用我国现行规范设计该结构体系偏于保守; 结构影响系数组成中, 超强系数对其影响较大, 延性系数对其贡献较小。

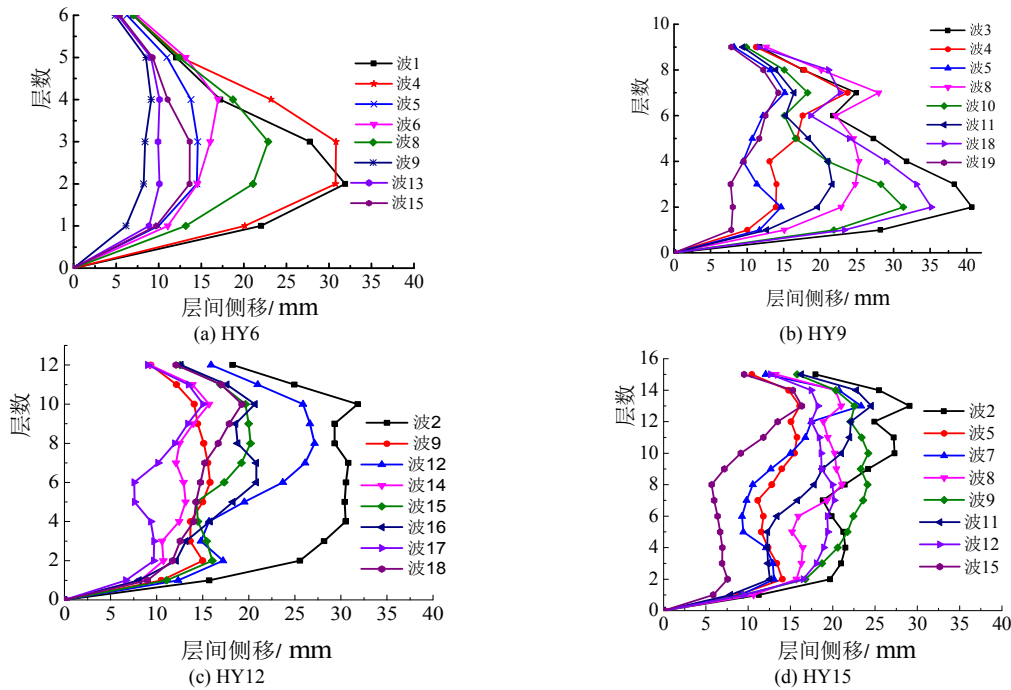


图7 设防地震作用下各算例层间侧移
Fig.7 Story drift of per example under the rare earthquake

表5 计算结构影响系数和位移放大系数

Tab.5 Results of the structural behavior factors and the displacement amplification factors								
算例编号	$K_0/\text{kN}/\text{mm}^{-1}$	Δ_e/mm	Δ_{\max}/mm	V_e/kN	V_d/kN	Δ_d/mm	R	C_d
HY6	35.960	68.479	107.142	2462.506	522.103	17.993	4.716	6.398
HY9	20.529	128.123	201.402	2530.239	542.018	30.493	4.852	6.717
HY12	13.980	190.703	286.800	2666.028	546.315	42.872	4.880	6.690
HY15	10.060	280.405	395.146	2820.874	552.166	56.712	5.109	6.968

表6 计算结构延性系数和超强折减系数

Tab.6 Results of the ductility reduction factor and the overstrength factor						
算例编号	Δ_y/mm	V_y/kN	V_e/kN	V_d/kN	R_μ	R_Ω
HY6	64.488	2 318.996	2 462.506	522.103	1.062	4.441
HY9	115.938	2 236.536	2 530.239	542.018	1.113	4.391
HY12	179.070	2 279.529	2 666.028	546.315	1.170	4.173
HY15	255.217	2 567.483	2 820.874	552.166	1.099	4.650

4 结论

- (1) 分析结果表明, 结构影响系数随结构层数增加有增大趋势, 但增大幅度不明显, 结构影响系数可取为4.889; 层数对位移放大系数无明显影响, 位移放大系数可取值 $C_d=6.693$.
- (2) 在结构影响系数组成中, 超强系数对其贡献较大, 延性系数对其影响较小.
- (3) 按我国规范设计的偏心支撑钢框架, 在中震作用下塑性发展不多, 这说明采用我国现行规范设计该结构体系偏于保守.
- (4) 地震波作用下结构响应有较大离散性, 但设防烈度和罕遇地震作用下动力时程最大响应层间侧移角均满足规范限值, 且6层和9层结构层间侧移角最大值位于第二层, 12层和15层层间侧移角最大值上移到倒数第三层, 结构整体侧移呈弯剪型变化.

参考文献 References

[1] ROEDER C. W., POPOV E. P. Eccentrically braced steel frames for earthquake [J]. Journal of Structural Division, 1978, 104(3): 391-412.

[2] HINES E. M, JACOB C. C. Eccentric braced frame system performance [J]. Structures Congress, 2010, 1332-1341.

[3] DOUGLAS A. Foutch. Seismic of eccentrically braced steel building [J]. Journal of Structural Engineering, 1989, 115, (8): 1857-1876.

- [4] 于安林, 赵宝成, 李仁达, 等. K形和Y形偏心支撑钢框架滞回性能试验研究 [J]. 建筑结构, 2010, 40(4): 9-12.
YU Anlin, ZHAO Baocheng, LI Renda, et al. Experimental study on hysteretic behavior of K and Y-eccentrically braced steel frames [J]. Building Structure, 2010, 40(4): 9-12.
- [5] 班慧勇, 施刚, 石永久, 等. 建筑结构用高强度钢材力学性能研究进展 [J]. 建筑结构, 2013, 43(2): 88-93
BAN Huiyong, SHI Gang, SHI Yongjiu, et al. Research advances on mechanical properties of high strength structural steels [J]. Building Structure, 2013, 43(2): 88-93.
- [6] DUBINA D., STRATAN A., DINU F., Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links [J]. Earthquake, Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(15): 1703-1720.
- [7] VAMVATSIKOS D., Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamics analysis [D]. Department of Civil and Environmental Eng, Stanford University, 2002.
- [8] 周颖, 吕西林, 卜一. 增量动力分析法在高层混合结构性能评估中的应用[J]. 同济大学学报, 2010, 38(2): 183-193.
ZHOU Ying, LÜ Xilin, BO Yi. Application of incremental dynamic analysis to seismic evaluation of hybrid structure [J]. Journal of Tongji University, 2010, 38(2): 183-193.
- [9] Federal Emergency Management Agency. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building [R]. Report FEMA 273: Guidelines. Washington DC: FEMA, 1997.
- [10] Applied Technology Council. A critical review of current approaches to earthquake-resistant design: ATC-33, 34, 40[R]. Redwood City, California: Applied Technology Council, 1996.
- [11] 杨俊芬, 顾强, 何涛, 等. 用增量动力分析方法确定人字形中心支撑钢框架的结构影响系数和位移放大系数(I)-方法[J]. 地震工程与工程震动, 2010, 30(2): 64-71.
YANG Junfen, GU Qiang, HE Tao, et al. Response modification factor and displacement amplification factor for inverted V-CBSFs based on IDA(I): method[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 30(2): 64-71.
- [12] 周定松, 吕西林. 延性需求谱在基于性能的抗震设计中的应用[J]. 地震工程与工程震动, 2004, 24(1): 30-38.
ZHOU Dingsong, LÜ Xilin. Application of ductility demand spectra in performance-based seismic design [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, 24(1): 30-38.
- [13] VIDIE T, FAJFAR P, FISCHINGER M. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1994, 23(3): 507-521.

Study on structural behavior factor of high strength steel composite Y-type eccentrically braced frame based on incremental dynamic analysis

SU Mingzhou, LI Yalan

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: As a new anti-seismic structural system, the relevant structural behavior factor of high strength steel composite eccentrically braced frame, has not been introduced into current Chinese seismic code, 4 multistory high strength steel composite Y-type eccentrically braced frames were designed on the basis of Chinese seismic code. The incremental dynamic analysis was carried out to get the global capacity spectrums of each model, and then the structural behavior factors R and the displacement amplification factors C_d were calculated by the improved capacity spectrum method. The seismic performance of the structures was studied. It was found that the structural deformation under moderate and rare earthquake can meet the requirements of Chinese codes. The value of the structure behavior factor is 4.889, and the value of the displacement amplification factor is $C_d=6.693$. It's conservative to design the new structural system based on the current Chinese codes.

Key words: incremental dynamic analysis; the structural behavior factor; high strength steel; eccentrically braced frame

(本文编辑 吴海西)