

BRB 布置方式对钢筋混凝土框架性能影响分析^①

李 林, 谢丽宇

(同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092)

摘 要: 对一处于 8 度区(0.2g)、III 类场地的 7 层钢筋混凝土框架结构布置屈曲约束支撑, 利用层间剪力比进行支撑的设计, 并采取 4 种不同的布置方式. 利用有限元软件 SAP2000 建模, 进行固有特性分析、反应谱分析和动力弹塑性时程分析. 通过周期、内力、变形、耗能能力的对比, 探讨了屈曲约束支撑不同布置方式的优劣. 结果表明: 不同的支撑布置方式对结构的刚度贡献也有所不同, 耗能能力也有所差异. 为屈曲约束支撑在钢筋混凝土框架结构中的合理布置提供了一定的参考.

关键词: 钢筋混凝土框架; 屈曲约束支撑; 布置方式; 时程分析; 抗震性能

中图分类号: TU352.11 **文献标识码:** A

0 引 言

钢筋混凝土框架结构具有建筑平面布置灵活、造型活泼等优点, 可以形成较大的使用空间, 易于满足多功能的使用要求^[1]. 但是纯框架结构的抗侧刚度较小, 如果地震烈度较大, 层数较高, 结构的位移可能不满足规范要求. 在设计中通过“强柱弱梁”来使框架在地震作用下具有良好的耗能能力, 然而汶川地震灾害结果表明, 几乎没有看到设计规范所要求的“强柱弱梁”破坏机制^[2]. 所以针对高烈度区的层数较多的钢筋混凝土框架结构, 可以考虑设置耗能构件, 以起到“保险丝”的作用.

屈曲约束支撑(BRB)的中心是芯材, 是用低屈服点钢材制成的, 在轴向力作用下允许有较大的塑性变形, 通过这种变形可以达到耗能的目的^[3]. 屈曲约束支撑在受拉和受压都能够达到屈服, 会发生失稳, 滞回曲线饱满, 在地震作用下具有良好的耗能能力. 屈曲约束支撑不同的布置方式对结构性能的影响也有所不同.

目前, 屈曲约束支撑在钢结构中应用广泛, 在钢筋混凝土结构中相对较少. 文献[4]针对布置屈曲约束支撑的三层钢筋混凝土框架性能做了一些研究; 文献[5]针对偏心角钢支撑钢筋混凝土框架结构做了相关试验; 文献[6]针对耗能支撑钢筋混凝土框架结构做了抗震性能研究. 本文利用

SAP2000 软件对 7 层钢筋混凝土框架采取几种不同的 BRB 布置方式, 对 Y 向进行计算分析.

1 结构模型与设计参数

结构平面布置图如图 1 所示. 柱间布置框架主梁(实线), 沿 Y 方向布置次梁(虚线). 结构层高 4.5m, 七层, 总高 31.5m, 柱距均为 6m. 场地条件: 抗震设防烈度 8 度(0.2g), 第一组, III 类场地, 多遇和罕遇地震情况下水平地震影响系数的最大值分别为 0.16 和 0.90. 楼(屋)面恒荷载取 4.5kN/m², 楼(屋)面活荷载取 2.0kN/m², 填充墙通过框架梁间线荷载来表示, 取 12.0kN/m. 构件尺寸及配筋通过 PKPM 计算初步确定, 梁柱板尺寸和材料如表 1 所示.

表 1 结构参数

构件类别	尺寸/mm	混凝土	钢筋
边柱	600×600	C40	HRB400
中柱	700×700	C40	HRB400
框架梁	300×600	C40	HRB400
次梁	250×400	C40	HRB400
板	厚 100	C40	HRB400

屈曲约束支撑为耗能型, 既保证不屈曲, 还能保证芯材屈服后的耗能能力, 支撑两端铰接连接, 采用 Q235 钢, 弹性模量 $E = 200\text{GPa}$, 在 Y 方向的

① 收稿日期: 2015 - 05 - 27

作者简介: 李林(1992 -), 男, 重庆人, 同济大学硕士研究生, 研究方向: 消能减震结构.

①,③,⑤,⑦轴布置 BRB,在各层总用钢量不变的情况下,改变 BRB 的布置方式,如图 2 所示,纯框架模型为 M-0。

2 屈曲约束支撑设计

参照框架-剪力墙结构,在弹性分析时 BRB 所承受的楼层剪力不低于总楼层剪力的 70%~75%,由此可推得屈曲约束支撑与纯钢筋混凝土框架的层间剪力比为 $\lambda = 2.3 \sim 3.0$ ^[4]。

采用 SAP2000 对纯钢筋混凝土框架进行多遇地震下 Y 方向的反应谱分析,建模时楼板在其自身平面内采用刚性隔板假定,梁柱单元均采用线弹

性单元模拟^[8]。多遇地震下水平地震影响系数的最大值为 0.16,特征周期 0.45s,振型组合方法采用 CQC,即考虑平扭耦联的完全二次项组合方法,质量源定义为恒荷载+0.5 活荷载,计算出纯钢筋混凝土框架的各楼层剪力。

在分析中取剪力比为 3.0,根据层高和柱距可知支撑与水平面的夹角为 37°,通过各层支撑所分配的剪力来计算其轴力,从而确定各层支撑芯材截面面积。设计承载力、屈服承载力和极限承载力按文献[7]的公式计算,芯材的超强系数取 1.15,应变强化调整系数取 1.5,弹性刚度按等效截面面积计算。计算结果如表 2 所示。

表 2 屈曲约束支撑设计参数

楼层	楼层剪力 (kN)	BRB 剪力 (kN)	支撑编号	数量 n	A1 (mm ²)	A (mm ²)	N _b (kN)	N _{by} (kN)	N _{bu} (kN)	弹性刚度 (kN/m)
1	5744	4308	BRB-1	8	2864	2900	613	784	1176	97643
2	5487	4115	BRB-2	8	2736	2750	582	743	1115	92593
3	5003	3752	BRB-3	8	2495	2500	529	676	1013	84175
4	4371	3278	BRB-4	8	2180	2200	465	595	892	74074
5	3616	2712	BRB-5	8	1803	1800	381	486	730	60606
6	2679	2009	BRB-6	8	1336	1350	286	365	547	45455
7	1485	1114	BRB-7	8	741	750	159	203	304	25253

表中: A1 为各层单根 BRB 芯材计算截面面积; A 为各层单根 BRB 芯材实际截面面积; N_b 为屈曲约束支撑的设计承载力; N_{by} 为屈曲约束支撑的屈服承载力; N_{bu} 为屈曲约束支撑的极限承载力

3 屈曲约束支撑模型

在 SAP2000 中,屈曲约束支撑通过 Plastic (wen) 连接单元模拟^[7]。此塑性模型是基于 1976 年 Wen 提出的滞后行为^[8],如图 3 所示。

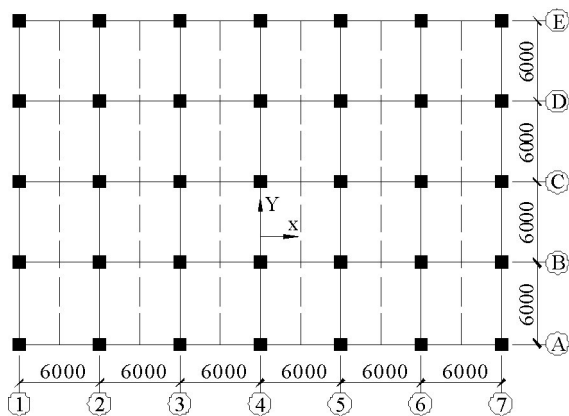


图 1 结构平面图

Wen 模型表达式见式(1):

$$f = r \cdot k \cdot d + (1 - r) \sigma_y \cdot z \quad (1)$$

式中: k 为弹性刚度; σ_y 为屈服力; r 为屈服后刚度

与弹性刚度 k 的比值; z 为内部滞后变量,此变量范围为 $|z| \leq 1$, $|z| = 1$ 代表屈服面,其中关于 z 的表达式见式(2):

$$z = \frac{k}{\sigma_y} \begin{cases} d(1 - |z|^{\exp}) & d_z > 0 \\ 0 & d_z \leq 0 \end{cases} \quad (2)$$

式中: exp 为等于或大于 1 的指数,实际指数限值大约是 20。此指数越大,屈服比率越陡, s 越大。

分析中屈服后刚度对弹性刚度之比取为 0.01,屈服比率取 s 为 1,非线性连接单元的质量、弹性刚度、屈服力根据实际设置的屈曲约束支撑确定。在混凝土框架中引入耗能型 BRB,多遇地震作用下结构的阻尼比可取 0.045;罕遇地震作用下,结构的阻尼比取为 0.05,屈曲约束支撑的阻尼通过滞回耗能来反映^[7]。

4 模态分析和反应谱分析

4.1 模态分析

首先对各模型进行模态分析,得到各模型的自振周期,如表 3 所示。纯框架 M-0 的第一振型为

Y向平动,第二振型为X向平动,第三振型为扭转,以扭转为主的第一自振周期与以平动为主的第一自振周期之比为 $0.942 > 0.9$,因此结构的扭转效应比较明显^[9]. M-1, M-2, M-3, M-4 由于在Y向布置了支撑,第一振型均为Y向平动,第二振

型均为X向平动,第三振型均为扭转,以扭转为主的第一自振周期与以平动为主的第一自振周期之比均小于 0.9 ,结构的扭转效应明显减小. 沿Y向的自振周期, M-1, M-2, M-4 相近, M-3 最大,不同的支撑布置方式对结构的振型有一定的影响.

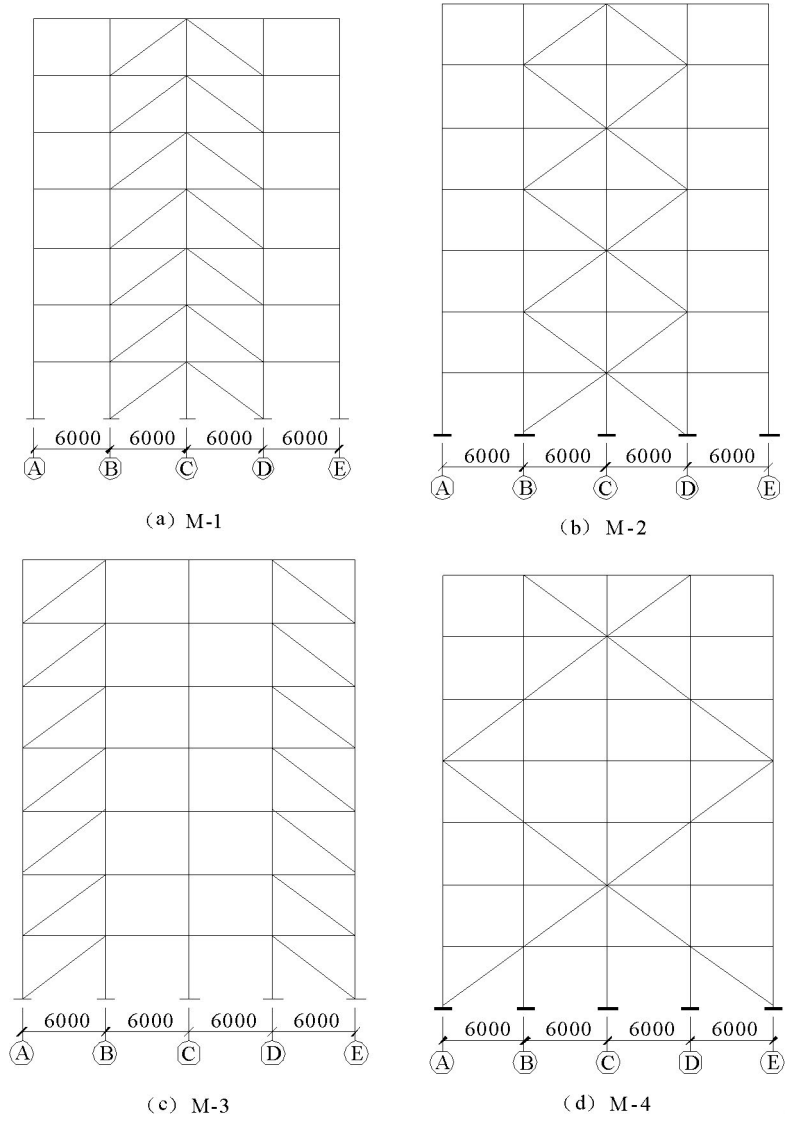


图2 屈曲约束支撑立面布置方式

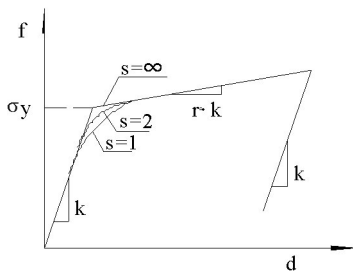


图3 Plastic(wen)模型

表3 各结构模型自振周期(s)

周期	M-0	M-1	M-2	M-3	M-4
----	-----	-----	-----	-----	-----

T1	1.336	1.316	1.316	1.316	1.316
T2	1.316	1.034	1.039	1.065	1.034
T3	1.259	0.989	0.994	1.021	0.988
T3/T1	0.942	0.752	0.755	0.776	0.751
周期比	不满足	满足	满足	满足	满足

4.2 多遇地震反应谱分析

对各模型进行多遇地震下的反应谱分析,计算各模型的楼层剪力,如表4所示.与纯框架相比,设置支撑后,结构的抗侧刚度增加,楼层剪力增加.不

同的支撑布置方式,结构的抗侧刚度也有所不同, M-1 和 M-4 的刚度接近, M-2 的刚度次之, M-3 的刚度最小. Y 方向的抗侧刚度与 Y 方向的自振周期是对应的,各模型的结构质量是相同的,故自振周期越小抗侧刚度越大.

表 4 各模型楼层剪力(kN)

楼层	M-0	M-1	M-2	M-3	M-4
1	5744	7157	7123	6962	7144
2	5487	6863	6832	6674	6850
3	5003	6286	6261	6117	6278
4	4371	5493	5470	5354	5490
5	3616	4508	4489	4411	4510
6	2679	3294	3281	3241	3294
7	1485	1792	1785	1774	1791

根据建筑抗震设计规范^[10]的 5.5.1 条可知,钢筋混凝土框架结构的弹性层间位移限值为 1/550,为了使 BRB 具有较好的变形能力,文献[7]建议混凝土框架屈曲约束支撑结构体系层间位移角限值取与混凝土框架相同.所以最大层间位移为 4500/550 = 8.182mm.对各模型进行多遇地震下的反应谱分析,得到各模型的层间位移如表 5 所示.纯框架 M-0 中 2、3、4 层的层间位移超出了规范的要求,最大层间位移出现在第二层.布置屈曲约束支撑以后,各模型的层间位移均能满足规范的要求.

表 5 各模型层间位移(mm)

楼层	M-0	M-1	M-2	M-3	M-4
1	6.11	4.788	4.807	4.777	4.768
2	9.701	6.896	7.061	7.038	6.854
3	9.561	6.820	6.968	7.089	6.789
4	8.511	6.376	6.440	6.692	6.473
5	7.071	5.666	5.705	6.011	5.762
6	5.282	4.560	4.587	4.894	4.540
7	3.223	2.991	3.008	3.275	2.990
总和	49.459	38.098	38.576	39.777	38.177

5 动力弹塑性时程分析

以 EL-Centro 波(前 20s)为例,如图 4 所示,进行 Y 方向的多遇和罕遇地震下动力弹塑性时程分析.

根据建筑抗震规范^[10]的规定,多遇和罕遇地震所用地震加速度时程的最大值为 70cm/s² 和 400cm/s²,通过比例系数对 EL-Centro 波的峰值加速度进行修正.

在多遇地震作用下,各层支撑的最大轴力如表 6 所示,可知支撑都处于弹性阶段,只给结构提供侧向刚度. M-1, M-2, M-4 的支撑最大轴力相近, M-3 的支撑轴力相对较小.

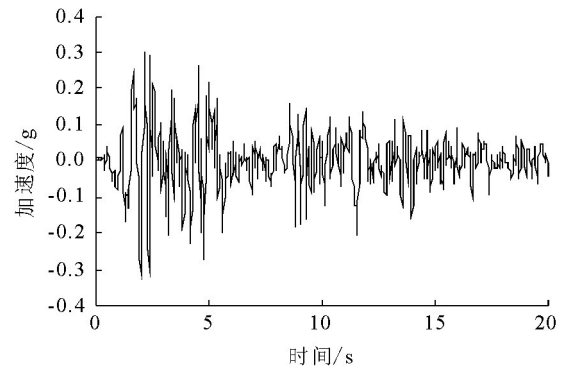


图 4 EL-Centro 地震波

表 6 多遇地震下各层 BRB 最大轴力(kN)

楼层	M-1	M-2	M-3	M-4	N _{by}	是否屈服
1	334.1	328.0	279.6	335.6	784	否
2	437.9	420.7	365.7	448.0	743	否
3	384.7	380.8	325.3	402.6	676	否
4	317.6	310.4	274.3	312.8	595	否
5	230.6	228.2	205.0	229.2	486	否
6	137.2	135.0	122.1	153.9	365	否
7	45.98	44.77	36.83	54.79	203	否

在罕遇地震作用下,各层支撑最大轴力如表 7 所示,可知 1~6 层的支撑均进入屈服阶段,起到耗能的作用,顶层支撑均没有达到屈服,仍处于弹性阶段.故根据剪力比确定屈曲约束支撑时,顶层 BRB 截面宜适当减小或者采用更低级别的钢材,以使其进入屈服耗能阶段.在其他参数满足规范要求时,从经济性考虑顶层也可不设屈曲约束支撑或者设置普通支撑.

表 7 罕遇地震各层 BRB 最大轴力(kN)

楼层	M-1	M-2	M-3	M-4	N _{by}	是否屈服
1	788.7	788.9	788.4	788.9	784	是
2	752.6	752.1	751.6	752.8	743	是
3	684.3	684.6	683.3	685.3	676	是
4	601.4	601.3	600.6	601.2	595	是
5	490.3	489.9	489.2	489.6	486	是
6	366.3	366.4	365.8	367.0	365	是
7	181.5	179.2	166.3	201.9	203	否

表 8 为罕遇地震作用下各模型的层间位移,根

据建筑抗震规范^[10]的规定,弹塑性层间位移均满足要求.不同的支撑布置方式,层间位移也有所不同.

表8 罕遇地震下各层最大层间位移(mm)

楼层	M-0	M-1	M-2	M-3	M-4
1	19.837	16.456	16.315	16.546	16.139
2	30.676	23.711	23.771	24.247	23.322
3	29.055	24.312	24.458	24.828	24.131
4	27.555	22.838	23.100	24.457	22.860
5	24.911	20.028	20.276	21.997	19.755
6	18.983	16.086	16.262	17.640	15.715
7	14.582	10.778	10.884	12.133	10.782

罕遇地震作用下,1~6层BRB进入屈服阶段.从能量角度出发,给出结构在罕遇地震作用下的输入能量和连接滞回能量时程曲线,如图5所示.

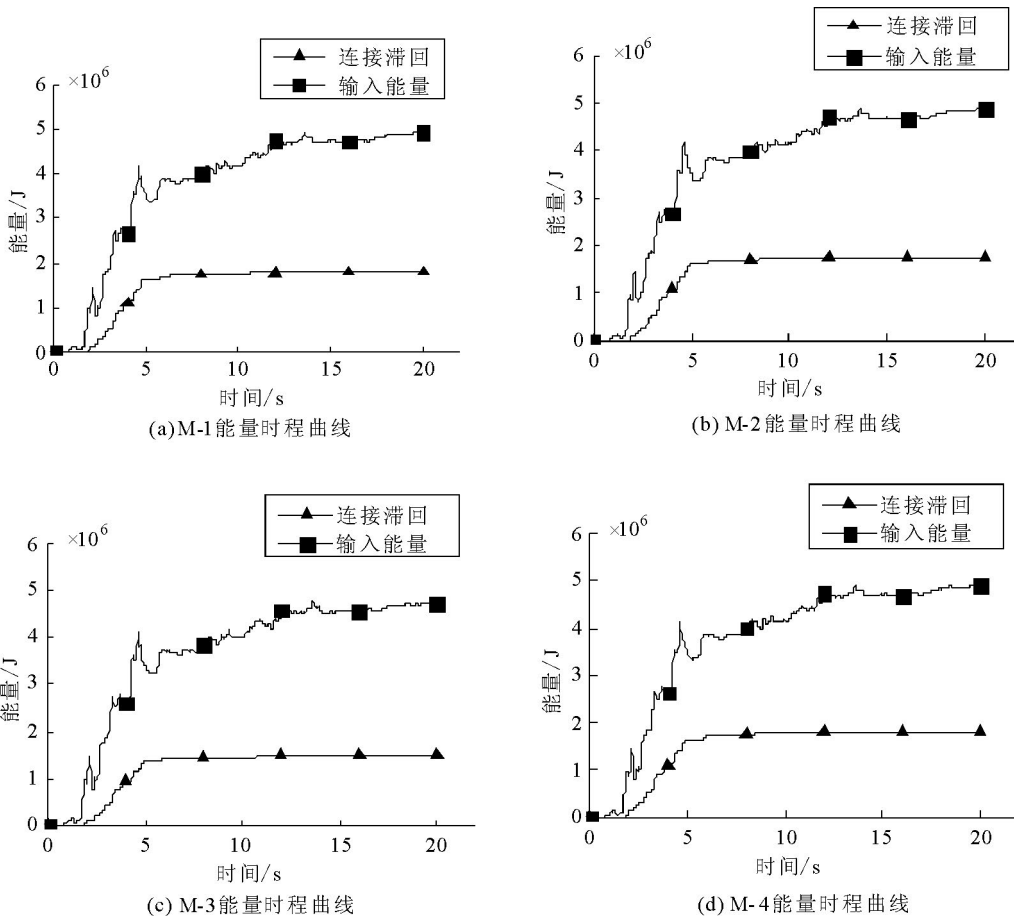


图5 各模型能量时程曲线

由图5可知,M-1、M-2和M-4中连接滞回能量所占的比例较大,M-3中连接滞回能量所占的比例较小.

6 结论

本文对一个处于8度(0.2g)、III类场地的7层钢筋混凝土框架采取不同的BRB布置方式,进行了固有特性分析、反应谱分析和动力弹塑性时程分析,得到如下结论:

- (1) 不同的BRB布置方式对结构抗侧刚度的贡献有所不同,也可以缓解扭转效应.
- (2) M-3由于支撑布置在边跨,对结构抗侧刚度的提高最小,屈曲约束支撑宜布置在中间跨,当受到建筑的限制条件时,可以考虑采用类似M-4的大网格布置方式.
- (3) 根据剪力比确定屈曲约束支撑时,顶层BRB截面宜适当减小,或者采用更低级别的钢材,以使其进入屈服耗能阶段,在其他参数满足规范要

求时,从经济性考虑顶层也可不设屈曲约束支撑或者设置普通支撑。

(4) 在高烈度区,可以通过设置 BRB 来耗散地震能量,不同的布置方式所起到的耗能作用也有所不同, M-1、M-2 和 M-4 的滞回性能较好, M-3 次之。综合考虑 BRB 对刚度的贡献和耗能能力,宜采用 M-1 和 M-4 支撑布置方式。

参考文献:

- [1] 程文灏,李爱群,王铁成,等. 混凝土结构与砌体结构设计 [M]. 第五版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [2] 叶列平,曲哲,马千里,等. 从汶川地震框架结构震害谈“强柱弱梁”屈服机制的实现 [J]. 建筑结构, 2008, 38(11): 52 - 67.
- [3] 胡宝琳,李国强,孙飞. 屈曲约束支撑体系的研究现状及

- 其国内外应用 [J]. 四川建筑科学研究, 2007, 33(4): 9 - 13.
- [4] 朱江,李幅昌,马传正. 屈曲约束支撑 - 钢筋混凝土框架结构的设计与分析 [J]. 建筑结构, 2012, 42(12): 54 - 58.
- [5] 陈新孝,牛获涛,石建光,等. 偏心支撑钢筋混凝土框架的试验研究与极限分析 [J]. 工业建筑, 2003, 33(3): 35 - 39.
- [6] 王曙光,刘伟庆. 耗能支撑钢筋混凝土框架结构抗震性能研究 [J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(1): 35 - 44.
- [7] DBJ/CT105 - 2011 TJ 屈曲约束支撑应用技术规程 [S]. 2011.
- [8] 北京金土木软件技术有限公司. SAP2000 中文版使用指南 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 3 - 2010 高层建筑混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50011 - 2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

The Influence of Buckling - restrained Brace Layout Modes on the Performance of Reinforced Concrete Frame

Li Lin, XIE Li - yu

(Research Institute of Structure Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: A seven - story reinforced concrete frame structure located in the eighth seismic intensity zone (0.2g) and the third site category was arranged with buckling restrained braces which were designed through the storey shear ratio, and four different layout modes were adopted. The models were established by SAP2000. The inherent characteristic analysis, response spectrum analysis and dynamic elastic - plastic time history analysis were conducted. Compared with internal force, deformation and energy dissipation capacity, the advantages and disadvantages of different layout modes were discussed. The results show that different layout modes provide different rigidity to the structure, and the capacity of energy dissipation is also different. It can provide a reference to the reasonable arrangement of buckling - restrained braces in reinforced concrete frame structure.

Key words: reinforced concrete frame; buckling - restrained brace; layout modes; time - history analysis; anti - seismic performance

(上接 489 页)

Nonlinear Buckling Behavior of Vertical Force Transmission Components of Communications Tower Reinforced by Welding with Initial Compressive Load

YUAN Shi - yan, SHEN Zhi - rong

(Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Nowadays, the method of strengthening steel structural members by increasing the section and welding while under load has been commonly used to strengthen steel structural members in the application of reinforcement project. In order to study the mechanical characteristics of angle steel members reinforced by welding with initial compressive load, some finite element models were established using ANSYS software considering the influence of initial imperfections and the effect of heat input. The buckling behavior of the reinforced angle steel members for different levels of preloads, and the ratio of slenderness were studied. The welding process was simulated using moving gauss heat source and the satisfactory simulated results were gained. When the slenderness ratio is the same, with the increase of initial load, ultimate bearing capacity decreased gradually. Under the premise of initial load is constant, with the increase of slenderness ratio and initial geometric, the ultimate bearing capacity will be decreased.

Key words: vertical force transmission component; preload; welding; strengthening; nonlinear buckling