

短屈服段屈曲约束支撑钢框架抗震性能研究

李 刚^{1,2}, 赵严峰³, 李博凡^{2,4}, 陈向荣^{2,4}

(1. 西安建筑科技大学 设计研究总院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055;
3. 浙江绿城时代建设管理有限公司, 浙江 杭州 310000; 4. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 屈曲约束支撑滞回性能优异, 大量应用于中心支撑钢框架结构, 可极大提高钢框架的抗震性能。但已有研究表明, 当屈曲约束支撑钢框架遭遇罕遇地震时, 结构产生较大的残余变形, 导致震后更换支撑困难。为此提出了短屈服段屈曲约束支撑, 并将其置于钢框架中进行动力时程分析。结果表明, 短屈服段屈曲约束支撑钢框架的最大层间位移角较传统屈曲约束支撑钢框架最大降幅在 10% 左右, 减小结构的残余层间位移角可达 30% 以上; 在保证结构安全的同时, 很大程度上提高了结构在震后的可修复性和遭遇二次地震时的可靠性, 并且随着结构刚度的增加, 额外的地震荷载几乎全由屈曲约束支撑承担, 并不会给框架增加负担。

关键词: 屈曲约束支撑; 钢框架; 抗震性能; 残余层间位移角; 时程分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2023)06-0801-09

Seismic behavior of steel frames with short yield buckling-restrained braces

LI Gang^{1,2}, ZHAO Yanfeng³, LI Bofan^{2,4}, CHEN Xiangrong^{2,4}

(1. Design and Research Institute, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055 China;

2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education (XAUAT), Xi'an 710055 China;

3. Zhejiang GreenTime Construction Management Co., Ltd, Hangzhou 310000 China;

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

Abstract: Buckling restrained braces (BRBs) have excellent hysteretic behavior. A large number of existing and newly constructed buildings use BRBs to improve the seismic performance of steel frames. However, previous studies have shown that the residual deformation of BRB steel frame can enlarge when encountering extreme earthquake, which makes the brace replacement difficult. In this paper, a BRB with short yield section is proposed and placed in a steel frame for dynamic time history analysis. The results show that, with the proposed BRB with short yield section, the maximum inter-story drift of the structure can be reduced by around 10%, causing the residual drift decreased to more than 30%. It not only ensures the structural safety, but also improves the repairability of the structure after the earthquake and the reliability when encountering the second earthquake. Moreover, with the increase of structural stiffness, the additional seismic load is almost entirely borne by BRBs, which does not increase the load on the frame.

Key words: buckling-restrained brace; steel frame; seismic behavior; the residual story drift; time history analysis

中心支撑钢框架作为一种高效的抗侧力结构体系, 广泛应用于抗震区的多、高层建筑中。但普通支撑受压会产生屈曲, 导致结构水平承载力及刚度骤降, 发生脆性破坏。为解决这一问题, Fujimoto^[1]提出屈曲约束支撑的概念, 即支撑由可

屈服耗能的内核芯板和限制芯板受压屈曲的外部约束构件组成。支撑示意图见图 1。

支撑内核一般分为三个区域, 即屈服段, 过渡段和连接段。在往复循环轴向荷载作用下, 屈服段受拉或受压屈服, 而两端的过渡段和连接段

收稿日期: 2022-07-02

修回日期: 2022-09-08

基金项目: 陕西省自然科学基金面上项目(2022JM-268)

第一作者: 李 刚(1972—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事结构工程方面的研究。E-mail: 403375011@qq.com

通信作者: 陈向荣(1972—), 女, 博士, 副教授, 主要从事结构工程方面的研究。E-mail: cxr90@126.com

均保持弹性, 约束构件可在内核芯板受压时防止其发生整体屈曲, 保证芯板在轴向压力作用下仅发生屈服, 由于消除了支撑的受压屈曲现象, 使得屈曲约束支撑表现出稳定且对称的滞回性能, 同时为保证芯板可以自由地进行轴向伸缩, 在芯板与约束构件的界面间填充无粘结材料以消除摩擦力, 这种做法可以大大提高屈曲约束支撑的低周疲劳性能^[2].

鉴于屈曲约束支撑具有优异的滞回性能, 大量已建或新建建筑采用屈曲约束支撑代替传统中心支撑钢框架结构中的支撑构件, 大幅提高了钢框架的抗震性能^[3-6]. 但与传统中心支撑钢框架结构相比, 屈曲约束支撑重量大、制造困难, 并且造价高, 同时已有研究表明^[7-11], 在屈曲约束支撑屈服后, 框架的刚度会发生骤减. 在发生罕遇地震时, 即使结构在主震中没有倒塌, 但因为残余变形过大在余震中倒塌的风险也不可忽视, 并且在震后也会因残余变形过大而很难进行修复. 为解决此问题, 有必要研究一种制造简单、成本低廉的新型屈曲约束支撑.

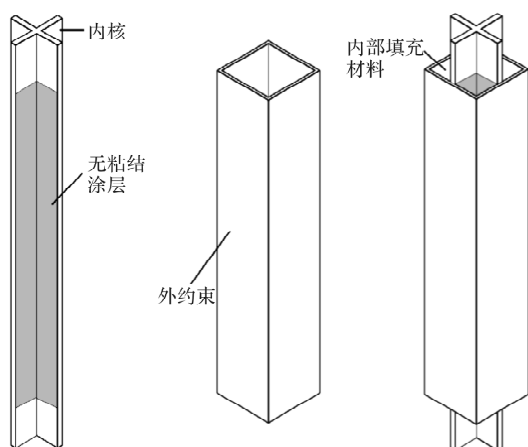


图1 屈曲约束支撑的构成

Fig. 1 Composition of buckling restrained braces

1 短屈服段屈曲约束支撑

1.1 短屈服段屈曲约束支撑的刚度特性

屈曲约束支撑构件的轴向刚度等于屈服段、过渡段、连接段三段串联的刚度. 根据式(1)、式(2)可知, 在支撑总长度和屈服段、过渡段、连接段三段各自截面积不变的情况下, 三段各自的长度变化会影响支撑的轴向刚度.

$$K_a = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{2}{k_2} + \frac{2}{k_3}} = \frac{k_1 k_2 k_3}{k_2 k_3 + 2k_1 k_3 + 2k_1 k_2} \quad (1)$$

$$k_1 = \frac{EA_1}{L_1} \quad k_2 = \frac{EA_2}{L_2} \quad k_3 = \frac{EA_3}{L_3} \quad (2)$$

式中: K_a 为屈曲约束支撑的轴向刚度; k_1 为屈服段的刚度; k_2 为过渡段的轴向刚度; k_3 为连接段的轴向刚度; L_1 为屈服段的长度; L_2 为支撑一侧过渡段的长度; L_3 为支撑一侧连接段的长度; A_1 为屈服段截面积; A_2 为过渡段截面积; A_3 为连接段截面积; E 为初始弹性模量.

如前所述, 屈曲约束支撑在受压或受拉屈服时, 两端的过渡段和连接段均保持弹性, 仅屈服段进入屈服状态. 则屈曲约束支撑的屈服后刚度可由式(3)计算.

$$K_y = \frac{1}{\frac{1}{k_{y1}} + \frac{2}{k_2} + \frac{2}{k_3}} = \frac{k_{y1} k_2 k_3}{k_2 k_3 + 2k_{y1} k_3 + 2k_{y1} k_2} \quad (3)$$

式中: K_y 为屈曲约束支撑的屈服后刚度; k_{y1} 为屈服段的屈服后刚度;

支撑的屈服位移 Δ_y 可由式(4)计算.

$$\Delta_y = \frac{N_{by}}{K_a} \quad (4)$$

式中: N_{by} 为支撑的屈服力, $N_{by} = A_1 f_y$, 其中 f_y 为屈服段的屈服强度.

下面根据上述公式计算不同屈服段长度 BRB 的初始刚度和屈服后刚度. 假设屈曲约束支撑的过渡段占总长的 10% (两侧总和), 如图 2.



图2 屈曲约束支撑各段长度

Fig. 2 Length of each section of BRB

取钢材屈服后刚度为初始刚度的 2%, 在总长度 L 和各段截面积 (屈服段截面积为 A_1 , 过渡段为 $1.5A_1$, 连接段为 $2A_1$) 不变的情况下, 改变屈服段和连接段的长度, 各屈曲约束支撑的参数计算如表 1 所示.

由计算结果可知, 屈服段越短的 BRB 其初始轴向刚度和屈服后轴向刚度越大, 可给框架提供更高的抗侧刚度. 并且, 短屈服段屈曲约束支撑因为刚度提高但截面积 (屈服荷载) 并没有变, 所以其屈服位移小于普通屈曲约束支撑 ($\alpha=0.7$) 的屈服位移, 使支撑在层间位移较小时便开始屈服耗能.

表 1 不同屈服段长度 BRB 的刚度特性

Tab. 1 Stiffness characteristics of BRB with different yield section lengths

屈曲约束支撑	集中因子 $\alpha=L_1/L$	屈服位移 Δ_y/mm	轴向刚度 $K/\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$	屈服后轴向刚度 $K_y/\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$
BRB1	0.2	$0.617\frac{f_yL}{E}$	$1.622\frac{A_1E}{L}$	$0.096\frac{A_1E}{L}$
BRB2	0.3	$0.667\frac{f_yL}{E}$	$1.500\frac{A_1E}{L}$	$0.065\frac{A_1E}{L}$
BRB3	0.4	$0.717\frac{f_yL}{E}$	$1.395\frac{A_1E}{L}$	$0.049\frac{A_1E}{L}$
BRB4	0.5	$0.767\frac{f_yL}{E}$	$1.304\frac{A_1E}{L}$	$0.040\frac{A_1E}{L}$
BRB5	0.6	$0.817\frac{f_yL}{E}$	$1.224\frac{A_1E}{L}$	$0.033\frac{A_1E}{L}$
BRB6	0.7	$0.867\frac{f_yL}{E}$	$1.154\frac{A_1E}{L}$	$0.028\frac{A_1E}{L}$

1.2 短屈服段屈曲约束支撑恢复力模型

假定支撑所用钢材本构为双线性随动强化模型, 由表 1 中计算出的参数分别绘制出集中因子为 0.3 和 0.7 的两种屈曲约束支撑的恢复力曲线如图 3 所示. 短屈服段屈曲约束支撑的初始刚度和屈服后刚度均大于长屈服段屈曲约束支撑. 其中屈服后刚度的提升会对减小结构的残余变形起到重要作用.

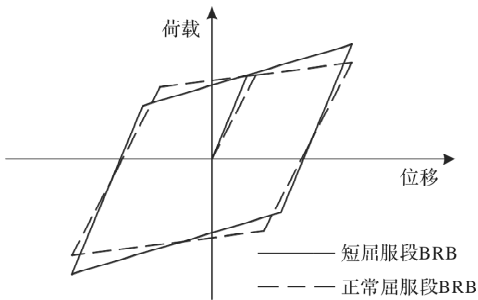


图 3 短屈服段屈曲约束支撑理论滞回曲线

Fig. 3 Theoretical hysteresis curve of buckling restrained brace in short yield section

假定一屈曲约束支撑总长为 3 000 mm, 内核屈服段截面为 10 mm×100 mm, 连接段截面为 20 mm×100 mm, 各区段长度占比如前所述. 将由表 1 公式绘出的曲线和由 ABAQUS 软件建模加载一圈的荷载位移曲线进行对比如图 4. 可见两者几乎没有差别, 证明上述分析给出的屈曲约束支撑的恢复力模型可供结构设计时参考使用.

2 短屈服段屈曲约束支撑钢框架抗震性能分析

前面提出了短屈服段屈曲约束支撑并将其与普通屈曲约束支撑的力学性能进行了对比. 接下来将其分别置于钢框架中分析其抗震性能.

2.1 结构算例的提出

设计对象为 6 层、12 层和 18 层的 3 跨结构, 每跨 6.0 m, 层高 4.0 m. 结构所在地区抗震设防

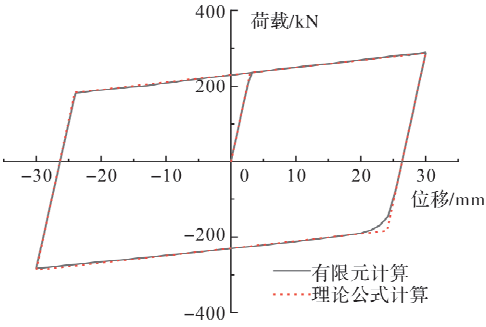


图 4 $\alpha=0.7$ 时 BRB 的理论计算和有限元分析荷载位移曲线对比

Fig. 4 Comparison of theoretical calculation and FEA load-displacement curves($\alpha=0.7$)

烈度为 8 度, 设计地震分组为第二组, 场地类别为 II 类. 梁柱刚接. 除自重外楼面、屋面恒载取 5 kN/m², 活载取 4 kN/m², 首层和标准层梁上线荷载取 8 kN/m, 顶层梁上线荷载取 3 kN/m. 屈曲约束支撑在中间采取倒 V 型布置. 结构布置如图 5 所示. 设计的各梁与 BRB 的参数如表 2~4.

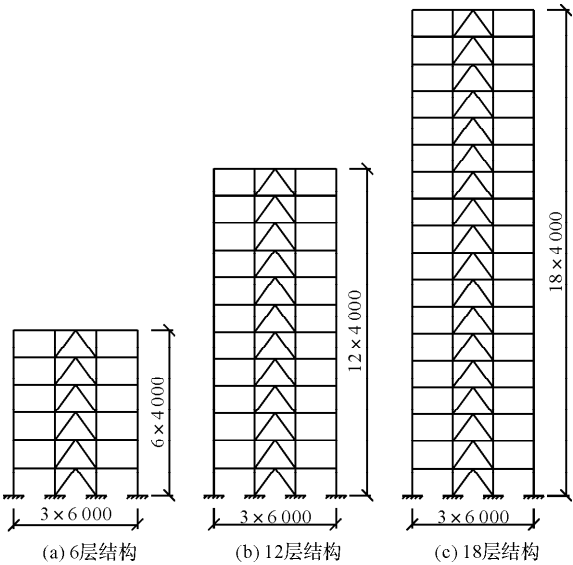


图 5 算例结构布置图

Fig. 5 Structural arrangement

表 2 6 层屈曲约束支撑钢框架各构件尺寸 (mm)

Tab. 2 Section of each member of 6-story buckling restrained braced steel frame/mm

楼层	梁截面	柱截面		支撑屈服段截 面积/mm ²
		边柱	中柱	
6	H400×200×10×12	H400×250×10×12	H400×300×10×12	679
5		H400×250×10×12	H400×300×10×12	762
4		H400×300×10×12	H450×300×10×12	877
3		H400×300×10×12	H450×300×10×12	877
2		H450×300×10×12	H450×350×12×14	927
1		H450×300×10×12	H450×350×12×16	1 898

表 3 12 层屈曲约束支撑钢框架各构件尺寸 (mm)

Tab. 3 Section of each member of 12 story buckling restrained braced steel frame/mm

楼层	梁截面	柱截面		支撑屈服段截 面积/mm ²
		边柱	中柱	
12	H400×200×10×12	H350×200×10×12	H350×200×10×12	679
11		H400×200×10×12	H400×200×10×12	762
10		H400×250×10×12	H450×300×10×12	877
9		H400×250×10×12	H450×300×10×12	877
8		H400×300×10×12	H450×350×12×14	927
7		H400×300×10×12	H450×350×12×16	940
6		H450×350×12×16	H600×400×12×16	1 046
5		H450×350×12×16	H600×450×12×16	1 053
4		H500×350×12×16	H600×450×14×20	1 074
3		H500×350×12×16	H600×450×14×20	1 074
2		H500×400×12×16	H600×500×16×22	1 087
1		H500×400×12×16	H600×500×16×22	4 616

表 4 18 层屈曲约束支撑钢框架各构件尺寸 (mm)

Tab. 4 Section of each member of 18-story buckling restrained braced steel frame/mm

楼层	梁截面	柱截面		支撑屈服段截 面积/mm ²
		边柱	中柱	
18	H400×200×10×12	H350×200×10×12	H350×200×10×12	679
17		H400×200×10×12	H400×200×10×12	762
16		H400×250×10×12	H450×300×10×12	877
15		H400×250×10×12	H450×300×10×12	877
14		H400×300×10×12	H450×350×12×14	927
13		H400×300×10×12	H450×350×12×16	940
12		H450×350×12×16	H600×400×12×16	1 046
11		H450×350×12×16	H600×450×12×16	1 053
10		H500×350×12×16	H600×450×14×20	1 074
9		H500×350×12×16	H600×450×14×20	1 074
8		H500×400×12×16	H600×500×16×22	1 087
7		H500×400×12×16	H600×500×16×22	1 087
6		H500×500×18×24	H600×500×18×24	1 104
5		H500×500×18×24	H600×500×18×24	1 104
4		H550×550×18×24	H600×600×18×24	1 116
3		H550×550×18×24	H650×650×20×26	1 127
2		H600×600×18×24	H650×650×20×26	1 130
1		H600×600×18×24	H650×650×24×30	9 704

2.2 模型建立

采用 OpenSEES 对结构进行建模, 框架和支撑的 Q235 钢材均采用 OpenSEES 中提供的 Steel02 等向强化材料本构模型, 屈服强度为 235 MPa, 初始弹性模量为 2.06×10^5 MPa, 屈服后弹性模量为初始弹性模量的 2%。梁柱单元均采用基于纤维截面的非线性梁柱单元 (nonlinearBeamColumn) 进行模拟, 屈曲约束支撑采用桁架单元 (truss) 进行模拟。柱中单元采用 P-Delta 转换, 以考虑结构侧移引起的弯矩效应, 梁中的单元采用 Linear 转换^[12] OpenSEES 中的 Steel02 材料是各向同性强化的 Giuffre-Menegotto-Pinto 钢材本构, 该本构可以反应钢材的 Bauschinger 效应, 其骨架曲线为双折线, 如图 6 所示^[13]。

在 OpenSEES 中 Steel02 中需要输入的参数包括材料屈服强度 F_y ; 初始弹性模量 E ; 屈服后刚度比 b ; 弹性段到塑性段的过渡 R 如图 6(a), R 值越大, 曲线越接近双线性; 各项同性硬化参数 $a_1 = 0$ 、 $a_2 = 1$ 为压缩硬化参数; $a_3 = 0$ 、 $a_4 = 1$ 为拉伸硬化参数。

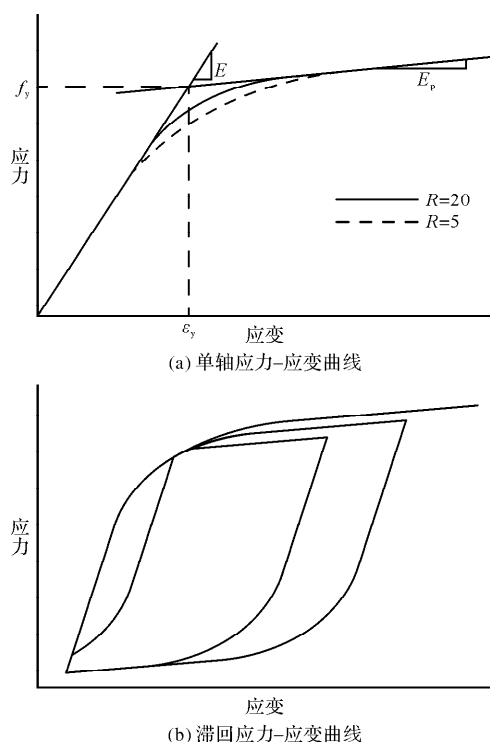


图6 钢材本构模型

Fig. 6 Steel constitutive model

对于屈曲约束支撑, 本文采用 truss 单元进行模拟。对于不同屈服段长度的支撑, 针对其刚度特性(表1)对初始刚度和屈服后刚度进行等效。

为了确保上述建模方法, 尤其是屈曲约束支撑等效刚度建模方法的准确性, 这里引用

Zhang^[14]的试验来进行验证。

试验框架为一层一跨的平面框架, 通过固定在反力架滑动支座上的 100 t 液压千斤顶, 在每根柱子顶部施加垂直轴向力, 并在每个千斤顶的端部设置滑动支座, 使轴向荷载沿柱中心线方向移动。水平荷载同样通过一个 100 t 千斤顶施加, 以位移控制加载, 加载制度如图 7 所示。

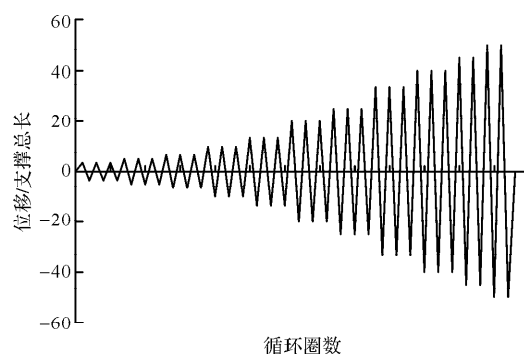


图7 试验加载制度

Fig. 7 Test loading system

利用 2.2 节中的建模方法对试验中的框架进行建模。试验中屈曲约束支撑的屈服段长度为 840 mm, 过渡段长度为 360 mm, 其余部分均视为连接段。有限元加载制度同试验, 计算出框架的滞回曲线。如图 8 所示, 数值模拟与试验的滞回曲线十分接近, 证明 Steel02 材料可很好的模拟钢材的循环硬化现象, 而等效刚度法也可准确的模拟屈曲约束支撑的力学性能。为后续进一步的分析提供了可靠依据。

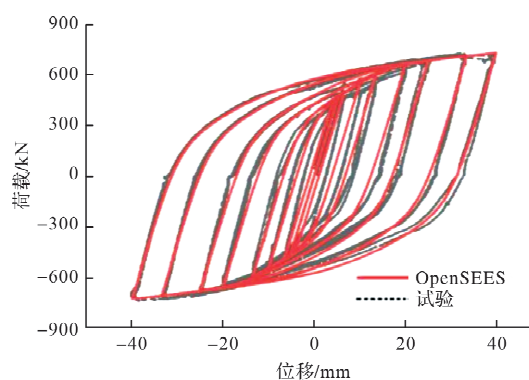


图8 OpenSees与试验滞回曲线对比

Fig. 8 Comparison of OpenSees and test hysteresis curves

2.3 罕遇地震动力时程分析

本节采用 6 条地震波对 2.1 节设计的 BRB 钢框架进行罕遇地震作用下的动力时程分析, 所选地震波满足文献[10]第 5.1.2 条第 3 款的规定, 如图 9 所示。在此假设算例结构处于 8 度(0.20 g)设防地区, 则最大加速度为 400 cm/s^2 ^[15] 对各地震波进行调幅, 地震波信息和调幅系数如表 5 所示。最大层间位移角如图 10~图 12 所示。

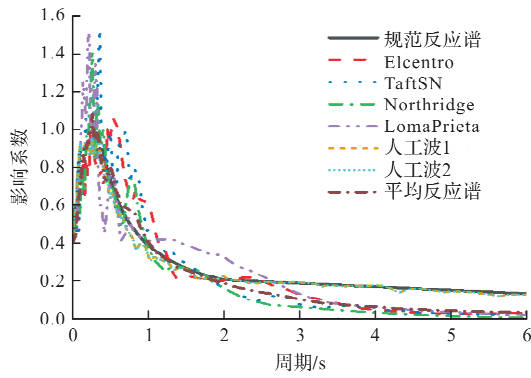


图 9 地震波反应谱与规范反应谱对比

Fig. 9 Comparison between seismic response spectrum and code response spectrum

表 5 动力时程分析输入的地震波信息

Tab. 5 Seismic wave information input from dynamic time history analysis

地震波 编号	地震名	持续 时间/s	加速度	8 度(0.2 g)
			峰值/ $\text{mm} \cdot \text{s}^{-2}$	罕遇地震 调幅系数
E01	ELcentro	30	341.7	11.7
E02	TaftSN	30	152.7	26.2
E03	Northridge	40	0.568 3	7 038.5
E04	LomaPrieta	40	0.367 4	10 887.3
E05	人工波 1	40	3.97	1 007.6
E06	人工波 2	40	3.97	1 007.6

在上述的 18 组分析中, 仅有两组(12 层 E06 和 18 层 E01)发生屈曲约束支撑的屈服段减短后结构最大层间位移角增大的情况, 但增加幅度一组为

1.1%, 另一组为 2.6%, 增幅很小. 而在 6 层结构中, 最大层间位移角的平均降幅为 13.1%(包含最大层间位移角增加的两组). 在 12 层结构中, 最大层间位移角的平均降幅为 7.5%. 在 18 层结构中, 最大层间位移角的平均降幅为 10.6%. 综上所述, 将短屈服段屈曲约束支撑应用于多层及高层钢框架中, 可在一定程度上减小结构的最大层间位移角.

残余层间位移角如图 13~图 15 所示.

在上述的 18 组分析中, 仅有一组(6 层 E05)发生屈曲约束支撑的屈服段减短后结构最大残余层间位移角增大的情况, 但其绝对值很小, 并不影响结构的修复. 而在 6 层结构中, 最大层间位移角的平均降幅为 34.6%. 在 12 层结构中, 最大层间位移角的平均降幅为 29.8%. 在 18 层结构中, 最大层间位移角的平均降幅为 39.9%. 综上所述, 将短屈服段屈曲约束支撑应用于多层及高层钢框架中, 可较大幅度减小结构的残余层间位移角.

屈曲约束支撑的屈服段长度减小, 可以提供给结构更高的刚度, 而结构刚度的提高会使地震力增大. 通过提取每根框架柱和每根 BRB 的内力可知, 增大的地震作用却几乎全都被支撑所承担, 框架柱所承担的水平剪力并无增长. 这是因为短屈服段屈曲约束支撑的刚度较大, 屈服位移较小, 在地震作用时会承担更多的水平剪力, 且在框架变形较小时便开始耗能以保证主体框架的安全.

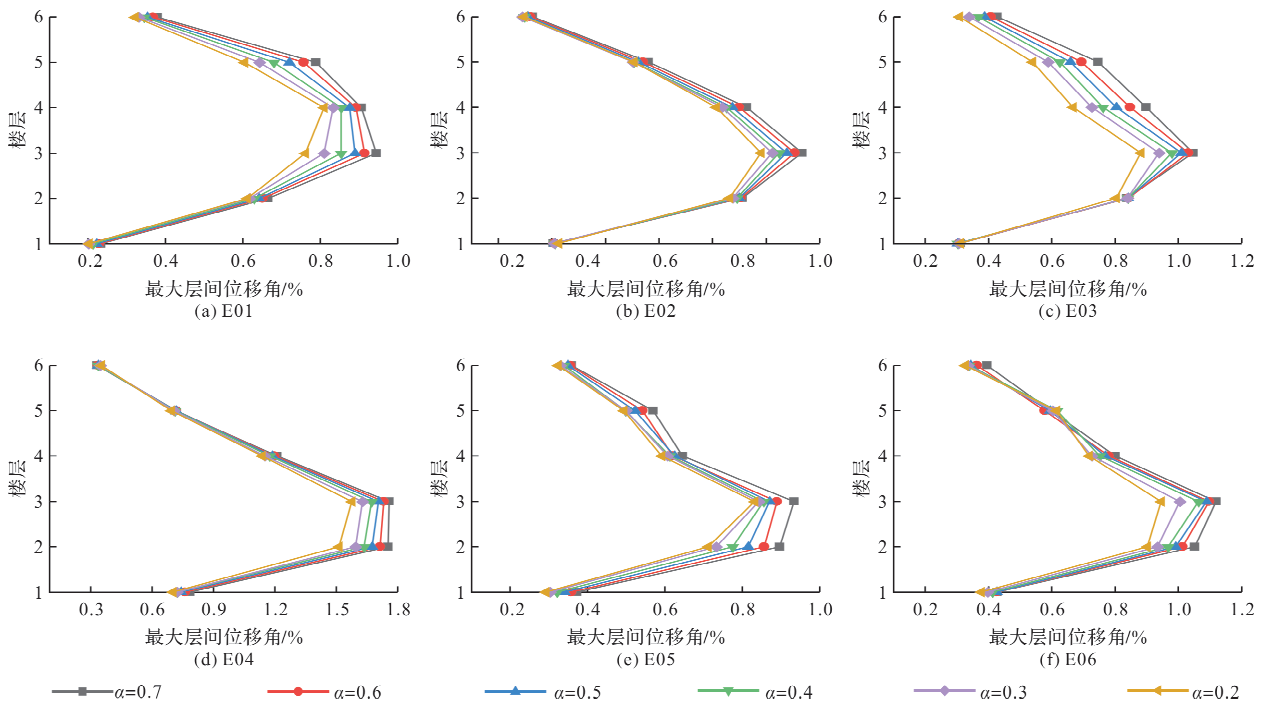


图 10 6 层框架在各地震波下的最大层间位移角

Fig. 10 Maximum inter story drift ratio of 6-story frame

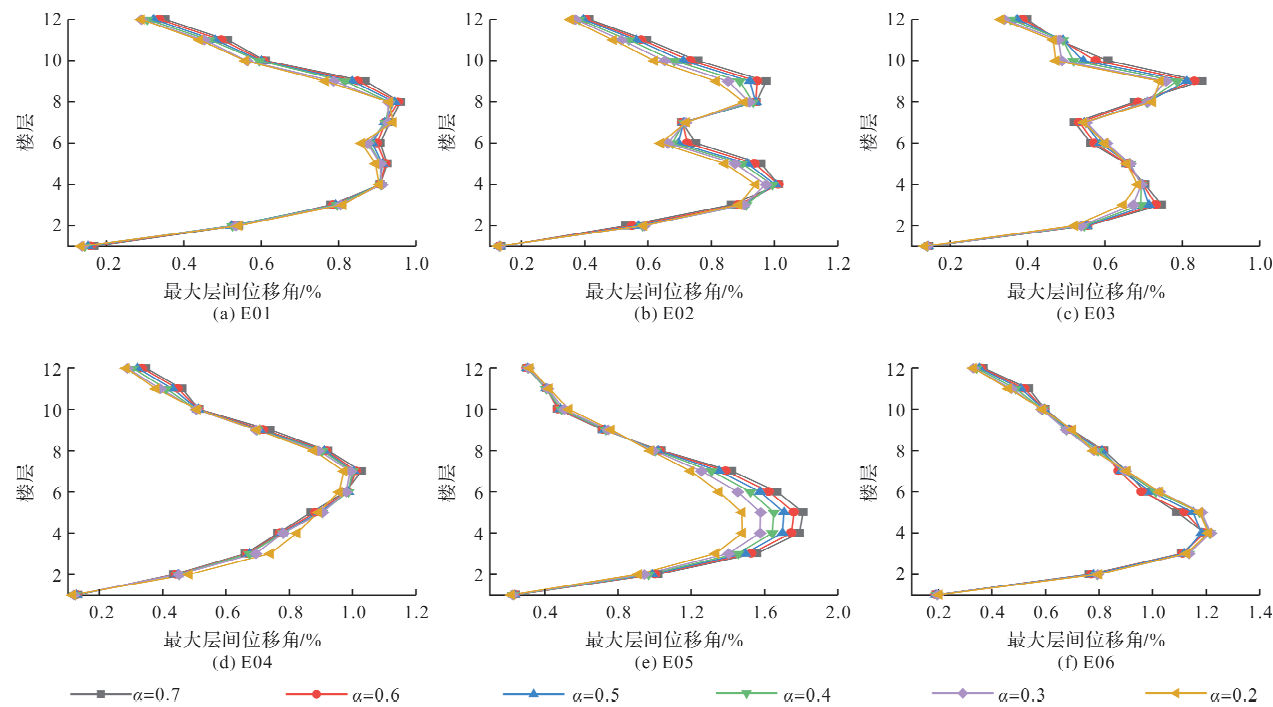
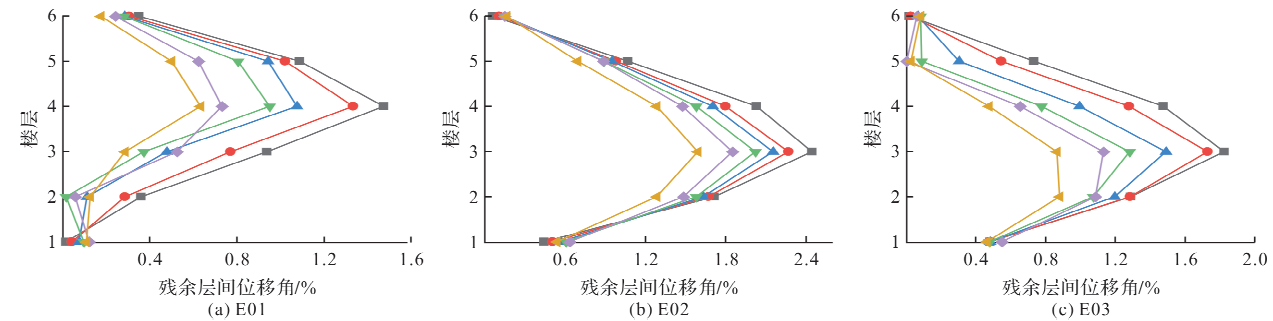


图 11 12 层框架在各地震波下的最大层间位移角
Fig. 11 Maximum inter story drift ratio of 12-story frame

18 层框架在各地震波下的最大层间位移角
Maximum inter story drift ratio of 18-story frame



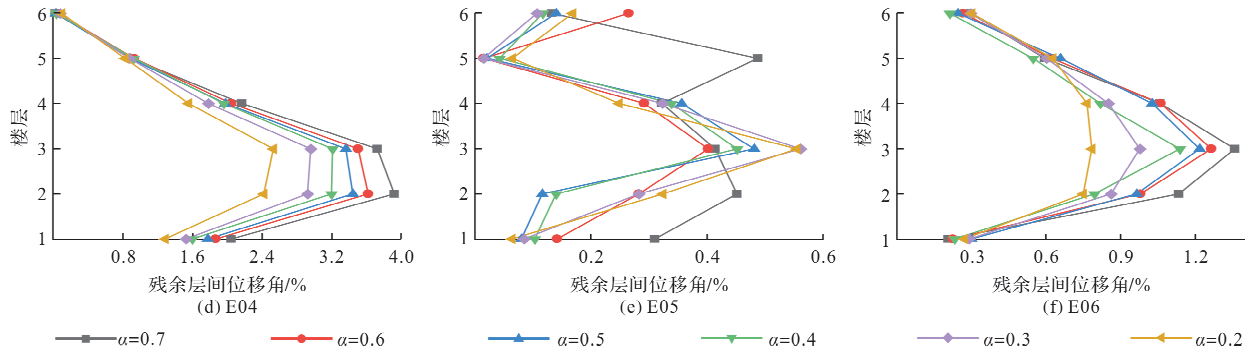


图 13 6层框架在各地震波下的残余层间位移角

Fig. 13 Residual inter story drift ratio of 6-story frame

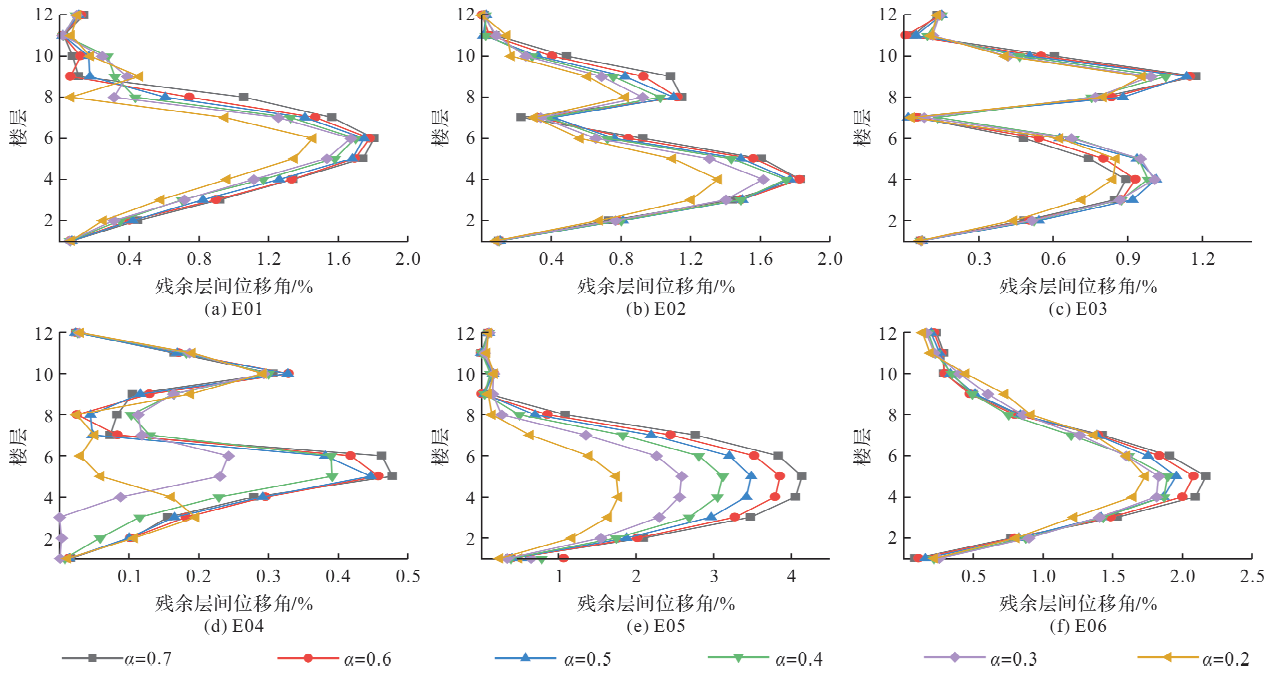


图 14 12层框架在各地震波下的残余层间位移角

Fig. 14 Residual inter story drift ratio of 12-story frame

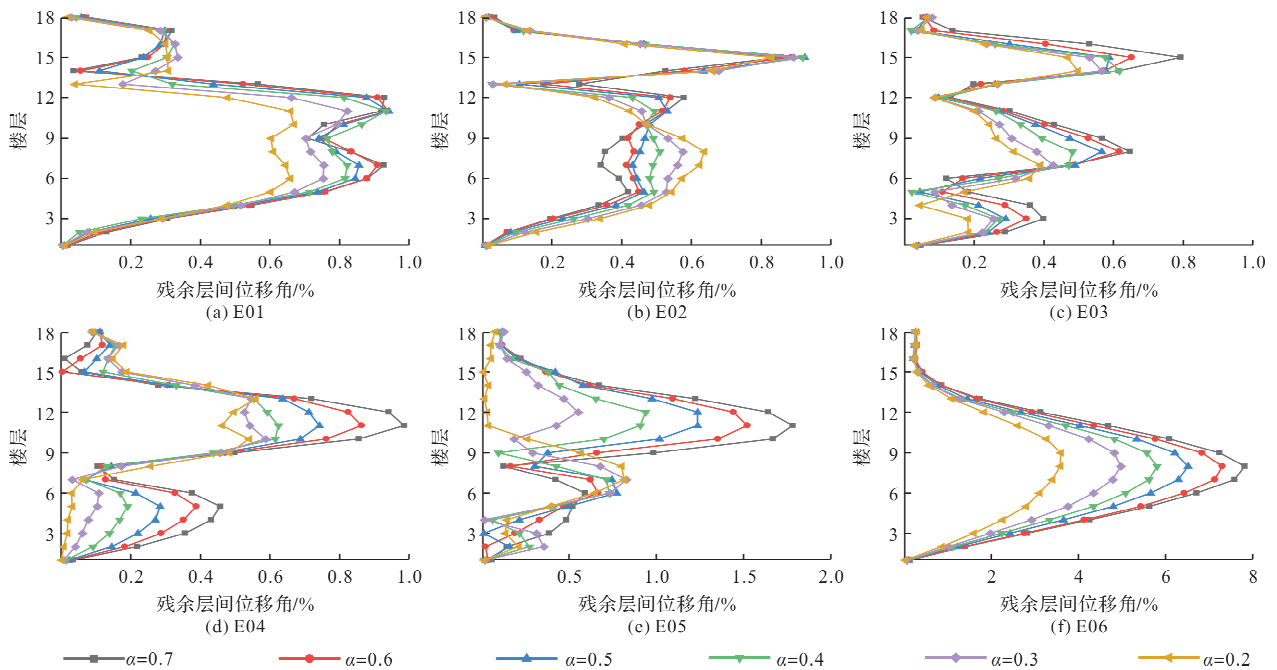


图 15 18层框架在各地震波下的残余层间位移角

Fig. 15 Residual inter story drift ratio of 18-story frame

3 结论

(1)短屈服段屈曲约束支撑具有较高的初始刚度和屈服后刚度,使得支撑在屈服后仍可给结构提供一定的抗侧刚度。同时也具有较小的屈服位移,可使结构在地震峰值来临之前便消耗部分地震能量,减小地震峰值时结构的地震响应;

(2)短屈服段屈曲约束支撑钢框架在遭遇罕遇地震作用时,其最大层间位移角相比于长屈服段屈曲约束支撑钢框架有所降低,最大降幅度在10%左右;

(3)短屈服段屈曲约束支撑由于其刚度及屈服后刚度较高的特性,使得支撑在屈服后仍能给结构提供一定的抗侧刚度,来保护框架主体。在遭遇罕遇地震作用时,其残余层间位移角相比于普通屈曲约束支撑钢框架有较大降低,最大降幅度在30%以上;

(4)结构在增大刚度的同时也会增大其所受的地震荷载,但屈曲约束支撑钢框架在支撑的屈服段减短时,其框架柱所受的剪力并没有增加,大部分反而减小。相反,屈曲约束支撑所承担的水平剪力却有明显上升。由此可见,使用短屈服段屈曲约束支撑使结构增加的地震荷载并没有给主体框架带来额外的负担,而是全部由屈曲约束支撑所承担;

(5)在屈曲约束支撑的屈服段变短后,其低周疲劳性能会相应变差,因此在设计短屈服段屈曲约束支撑的屈服段长度时,宜先确定其最小屈服段长度限值,再进行相应设计。

参考文献 References

- [1] FUJIMOTO M, WADA A, SAEKI E, et al. A study on the unbonded braces encased in buckling-restraining concrete and steel tube[J]. Journal of Structural and Construction Engineering, 1988, 34B: 249-258.
- [2] 陈可鹏,李国强,刘玉妹,等. 屈曲约束支撑低周疲劳性能及罕遇地震下的累积损伤评估[J]. 建筑钢结构进展, 2017, 19(1): 43-50,84.
CHEN Kepeng, LI Guoqiang, LIU Yushu, et al. Low-cycle fatigue performance of buckling restrained braces and assessment of cumulative damage under seven earthquakes[J]. Progress in Steel Structures, 2017, 19(1): 43-50,84.
- [3] 吴长,王秀丽,周锐. 采用开孔式双钢管约束屈曲支撑的网壳结构减震分析与实验研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2012, 44(5): 637-643.
WU Chang, WANG Xiuli, ZHOU Kun. Shaking table experimental study on vibration control of reticulated shell with perforating double-steel tube buckling-restrained braces[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2012, 44(5): 637-643.
- [4] 惠宽堂,沈艺超,史庆轩. 支撑布置形式对多重抗侧力结构体系抗震性能的影响[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2016, 48(6): 813-818.
XI Kuangtan, SHEN Yichao, SHI Qingxuan. Influences of braces layout forms on seismic behaviors of the multi-lateral resistant mixed structure[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edi-

tion), 2016,48(6): 813-818.

- [5] 高日. 屈曲约束支撑的抗震性能研究[D]. 北京:北京建筑大学, 2015.
GAO Ri. Research on the seismic performance of buckling restrained brace[D]. Beijing:Beijing University of Civil Engineering & Architecture, 2015.
- [6] 朱飞飞,肖亚明. 屈曲约束支撑在钢框架办公楼抗震加固中的应用[J]. 工程抗震与加固改造, 2016, 38(6): 96-101.
ZHU Feifei, XIAO Yaming. Application of BRBs in seismic reinforcement of steel frame structure office building[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2016, 38(6): 96-101.
- [7] SABELLI R, MAHIN S A, CHANG C. Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling-restrained braces[J]. Engineering Structures, 2003, 25(5): 655-666.
- [8] FAHNESTOCK L A, SAUSE R, RICLES J M. Seismic response and performance of buckling-restrained braced frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 133(9): 1195-1204.
- [9] EROCHKO J, CHRISTOPOULOS C, TREMBLAY R, et al. Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(5): 589-599.
- [10] CHAO S H, KARKI N B, SAHOO D R. Seismic behavior of steel buildings with hybrid braced frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 139(6): 1019-1032.
- [11] GHOWSI A F, SAHOO D R. Seismic performance of buckling-restrained braced frames with varying beam column connections[J]. International Journal of Steel Structures, 2013, 13(4): 607621.
- [12] 刘如月. 防屈曲支撑混凝土框架结构抗震性能及设计方法研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2018.
LIU Ruyue. Study on seismic behavior and design method of buckling restrained braced concrete frame structure[D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2018.
- [13] MAZZONI S Kenna F, FENVES G L. Open system for earthquake engineering simulation comparison of modeling tools[CP/OL]. [http://OpenSees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/comparison Manual/](http://OpenSees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/comparison%20Manual/) Accesses: Feb. 2015.
- [14] ZHANG G W, CHEN P, ZHAO Z W, et al. Experimental study on seismic performance of rocking buckling-restrained brace steel frame with liftable column base[J]. Journal of constructional steel research, 2018, 143: 291-306.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范(2016版):GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for Seismic Design of Buildings(2016Edition): GB50011—2010[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2016.

(编辑 吴海西)