王永贵,宋红弟.屈曲约束支撑钢框架结构影响因素的静力弹塑性分析[J].地震工程学报,2018,40(3):421-431.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2018.03.421

WANG Yonggui, SONG Hongdi. Static Elastoplastic Analysis (Pushover Analysis) of the Factors Influencing Buckling-restrained Braced Steel Frame Structures[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2018, 40(3): 421-431. doi: 10.3969/j.issn.1000-0844.2018.03.421

屈曲约束支撑钢框架结构影响因素的静力弹塑性分析

王永贵[1], 宋红弟[2]

(1. 河南理工大学土木工程学院, 河南 焦作 454000; 2. 浙江富顺建设有限公司, 浙江 兰溪 321100)

摘要: 为检验抗侧刚度比和支撑布置方式等因素对具有不同总层数的屈曲约束支撑钢框架的抗震性能影响,借助 SAP2000 软件,探讨 6 层、12 层、18 层屈曲约束支撑钢框架结构在抗侧刚度比分别为 1、2、3、4、5 共五种工况及倒 V 型和单斜向两种支撑布置方式下的抗震性能。结果表明,屈曲约束支撑钢框架结构基底剪力-顶点位移曲线呈典型的双线性特征;随抗侧刚度比的增大,结构的层间位移角总体上呈降低趋势,基底剪力及支撑轴力增大,顶点水平位移变小,框架所分担的剪力降低;倒 V 型布置支撑较单斜向布置具有略大的基底剪力、谱加速度,较小的顶点位移、层位移、层间剪力和框架剪力分担率。分析表明,总体上来看,倒 V 型布置较单斜向布置时支撑框架结构具有略优的抗震性能;抗侧刚度比较支撑布置方式对支撑框架结构抗震性能的影响更为显著。

关键词: 屈曲约束支撑; 钢框架; 抗侧刚度比; 支撑布置方式; 静力弹塑性分析

中图分类号: TU352.1 **文献标志码**: A **文章编号**: 1000-0844(2018)03-0421-11

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2018.03.421

Static Elastoplastic Analysis (Pushover Analysis) of the Factors Influencing Buckling-restrained Braced Steel Frame Structures

WANG Yonggui[1], SONG Hongdi[2]

(*1. School of Civil Engineering, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, Henan, China;*
2. Zhejiang Fushun Construction Co. Ltd, Lanxi 321100, Zhejiang, China)

Abstract: To test the influence of factors such as the lateral stiffness ratio and brace layout forms on the seismic behavior of buckling-restrained braced steel frames with different stories, the seismic performance of three buckling-restrained braced steel frame structures with six, twelve, and eighteen stories were analyzed with the SAP2000 software. The analytical structures have different lateral stiffness ratios with 1, 2, 3, 4, 5 and different brace layout forms with inverted V-shapes and monoclinic directions. The results show that base shear force-roof displacement curves of different buckling-restrained braced steel frame structures present typical bilinear rela-

收稿日期: 2016-11-16

基金项目: 河南省科学技术重点项目(14A560001); 河南理工大学博士基金(B2015-69); 河南煤矿安全生产科技发展计划(HN17-60)

作者简介: 王永贵(1977-),男,河南确山人,博士,副教授,从事建筑结构减震及抗震研究。E-mail: wangyonggui@hpu.edu.cn。

tion. Furthermore, by increasing the lateral stiffness ratio, the story drift ratio of the structure, the roof horizontal displacement, and the shear force of the frame decreased, but the base shear force and the brace axial force increased. The structures with inverted V-shape braces had slightly larger base shear forces and spectral accelerations, but they had smaller roof horizontal displacements, story displacements, interstory shear forces, and shear-sharing ratios of frames than those of the structures with monoclinic layout braces. The analysis generally indicates that the structures with inverted V-shape braces have better seismic performance than the structure with monoclinic layout braces. Lastly, the results show that the lateral stiffness ratio has more significant influence on the seismic behavior of buckling-restrained braced frame structures than the brace layout forms.

Key words: buckling-restrained brace; steel frame; lateral stiffness ratio; brace layout forms; static elastoplastic analysis

0 引言

屈曲约束支撑钢框架结构体系是通过屈曲约束支撑的屈服耗能实现三水准、两阶段的设防目标。地震荷载作用下,支撑应先于主体结构屈服,这就要求支撑的抗侧刚度控制在一定范围内。如果支撑的抗侧刚度过大,结构体系的抗侧移能力提高,其整体的侧向位移变小,但是随着结构体系抗侧刚度的变大,其地震响应随之变大;如果支撑的抗侧刚度较小,不能满足结构在地震荷载下的抗侧能力,就不能实现设防目标。为实现多级地震下的设防目标,需根据框架结构的特点[1],合理设计及布置屈曲约束支撑,降低结构体系的地震动响应。因此屈曲约束支撑钢框架结构体系实现抗震设防目标的关键是支撑性能的充分发挥。研究表明[2-4],抗侧刚度比(支撑初始刚度与框架抗侧刚度的比值)与支撑布置方式是影响屈曲约束支撑钢框架结构抗震性能的主要因素。

国内外学者对抗侧刚度比的影响关系进行了相关研究,取得了大量成果。文献[5]指出,随着抗侧刚度比的变大,主体结构的侧向位移变小。文献[6-7]对多高层支撑框架结构抗侧刚度比进行的研究表明,随着抗侧刚度比的增大,结构顶层的位移、加速度及层间位移角呈降低态势。文献[8]指出,层间布置形式不同时,其结构体系的地震动响应相近;支撑沿竖向设置的楼层位置越低,其结构体系的减震性能越明显;支撑对其上部结构的减震效果优于对其下部的减震效果。

上述研究仅给出了具有特定层数结构的地震动响应随抗侧刚度比及支撑布置方式的变化规律,未就结构层数、抗侧刚度比及支撑布置方式等综合变化对结构性能的影响进行分析。为探讨抗侧刚度比及支撑布置方式对不同层数结构的力学性能影响,本文借助 SAP2000 软件分别就抗侧刚度比为 1、2、3、4、5 共五种工况,及支撑为倒 V 型和单斜向两种布置方式时对 6 层、12 层、18 层三种结构模型进行弹塑性静力分析,以确定抗侧刚度比的合理取值范围及较优支撑的布置方式。

1 静力弹塑性分析原理

静力弹塑性分析方法也称为 Pushover 分析法,是指将与地震作用等效的水平荷载沿竖向施加于结构,并逐渐增大水平荷载,使结构体系由弹性过渡为弹塑性,直至破坏(或实现预设目标)为止,以发现结构的薄弱部位和可能的破坏模式,对结构进行抗震性能评估。屈曲约束支撑框架结构体系中,水平荷载由屈曲约束支撑及框架共同承担,文献[6]对单层单跨屈曲约束支撑框架结构的性能进行的分析表明,水平荷载作用下整个结构体系的抗侧能力可表示为框架结构与屈曲约束支撑抗侧能力的总和;随着侧向力的增大,结构体系历经弹性阶段、支撑屈服-框架结构弹性阶段、整体屈服阶段;随着荷载的增大,塑形变形逐渐发展,结构的抗侧刚度逐渐减小。因此,在进行屈曲约束支撑钢框架的静力弹塑性分析时,需解决以下两个主要问题:等效阻尼比的确定和塑性铰的定义。

1.1 等效阻尼比

Pushover 分析时需将多自由度体系等效为单自由度体系,再由单自由度体系的弹性、弹塑性反应

逆推多自由度体系的弹性、弹塑性反应。鉴于等效线性体系与原非线性体系的差别，需对需求谱的阻尼比进行修正，可根据非线性体系与等效线性体系能量耗散相等原则来确定等效阻尼比 ξ_{eq}：

$$\xi_{eq}=\xi+k\xi_{ys} \tag{1}$$

$$\xi_{ys}=\frac{2(\mu-1)(1-\beta)}{\pi\mu(1+\beta\mu-\beta)} \tag{2}$$

式中：ξ 为体系固有阻尼比，弹性阶段取 0.05；k 为阻尼比修正系数，与体系的滞回特性有关；ξ_{ys} 为体系屈服后的等效黏滞阻尼比；μ 为体系的延性系数，为体系的极限位移与屈服位移的比值；β 为体系屈服后刚度与弹性刚度之比，对于钢结构，其取值为 0。

1.2　塑性铰的定义

采用 Pushover 法分析结构在地震作用下的弹塑性行为，需定义塑性铰来模拟构件的非线性属性。根据 SAP2000 中 FEMA356 的建议，梁及柱均简化为非线性杆单元，屈曲约束支撑通过弹塑性连接单元 Wen 模型进行模拟。依据程序推荐的非线性恢复力骨架曲线来体现塑性铰的性能，对钢梁定义为 M 铰，对钢柱定义为 PMM 铰，对屈曲约束支撑定义为修正后的 P 铰。塑性铰的力学性质可用图 1 所示的基底剪力-顶点位移曲线进行模拟，B 点之前结构为刚性，B 点为塑性铰屈服，C 点为结构极限状态，IO、LS、CP 分别表示继续使用，结构安全、临界倒塌状态。

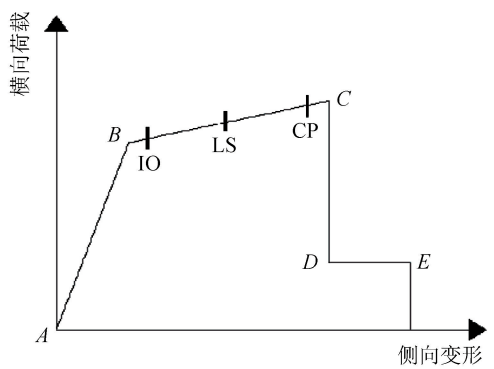

图 1　塑性铰分析模型

Fig.1　Plastic hinge analysis model

2　结构分析模型的建立

2.1　基本条件

鉴于屈曲约束支撑主要设置在设防烈度较高的地区及抗震等级较高的工程中，分析时的场地类别取为Ⅱ类，设计地震分组为第二组，抗震设防烈度为Ⅷ度，设计基本地震加速度为 0.20g，建筑抗震设防类别为丙类。

2.2　层数及支撑布置方式

结构周期及高宽比随结构层数的变化而变化。高宽比对结构的整体稳定性和人在建筑中的舒适感产生重要影响，过大的高宽比会使结构产生扭转效应，使上部结构侧向变形过大，不利于结构的整体稳定。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)对钢结构民用建筑高宽比的规定，本文分别对 6 层、12 层、18 层支撑框架结构体系中的一榀三跨框架进行分析，其层高均为 4 m，跨度均为 6 m，柱距 8 m。为讨论抗侧刚度比和支撑布置方式对结构内力及层间位移的影响，分析时抗侧刚度比 k 分别选为 1、2、3、4、5，支撑按倒 V 型及单斜向两种方式布置(图 2)。

2.3　材料特性及荷载工况

结构主要构件的截面尺寸如表 1 所列。梁柱材料均为 Q345 钢材，支撑为 Q235 钢材。为研究支撑与框架结构抗侧刚度比变化对结构体系地震动响应的影响，支撑芯材的截面尺寸随结构层数、布置方式及楼层位置而改变。

每层恒载为 6.0 kN/m^2，活载为 2.5 kN/m^2，按照《建筑结构荷载规范》(GB 50009-2012)的要求进行荷载组合。

2.4　结构模型的自振周期

结构的自振周期是结构的本质属性，体现了结构的刚度及对外在因素的响应程度。各分析模型在抗侧刚度比分别为 1、2、3、4、5 时的前三阶自振周期如表 2 所列。

由表 2 可以看出，倒 V 形布置与单斜向布置结构体系的自振周期非常接近，且略小于单斜向布置时结构体系的自振周期；随着抗侧刚度比的增大，结构的自振周期变小。

2.5　加载方案

对结构模型进行弹塑性分析时应假定侧向力的分布模式，其分布模式包括固定分布模式与协调性分布模式。固定分布模式指在所有加载历程中其荷载形态恒定，其包括倒三角模式、均布模式及抛物线模式等类型；协调性分布模式指分析模型在不同非线性状态时的惯性力分布模态相继出现变化，修正其侧向力的加载模态。本文分析采用固定分布模式中的倒三角模式进行加载，该分布模式类似于采用

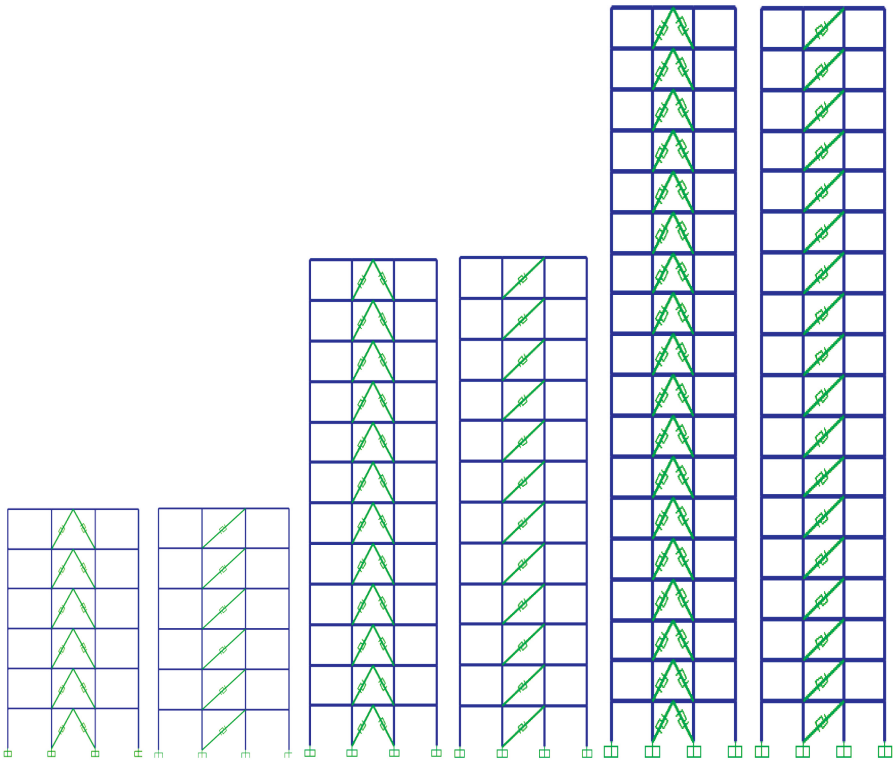

图 2 支撑框架结构分析模型

Fig.2 Analysis model of the braced frame structure

表 1 结构主要构件截面参数(单位:mm)

Table 1 Sectional parameters of main components of the structure (Unit:mm)

	6 层	12 层		18 层	
框架梁	I450×200×10×16	I500×250×10×16		I500×350×12×18	
框架柱	□ 500×500×30×30	1～5 层	□ 550×550×35×35	1～5 层	□ 600×600×40×40
				6～12 层	□ 550×550×35×35
		6～12 层	□ 500×500×30×30	13～18 层	□ 500×500×30×30

表 2 分析模型的自振周期(单位:s)

Table 2 Natural vibration period of the model (Unit:s)

刚度比	振型	BRBF1	BRBF2	BRBF3	BRBF4	BRBF5	BRBF6
$k=1$	第一阶	0.618 0	0.618 1	1.708 2	1.709 1	1.868 5	7.870 2
	第二阶	0.232 3	0.232 4	0.572 2	0.572 4	0.638 0	0.638 5
	第三阶	0.126 9	0.126 9	0.324 5	0.324 6	0.358 0	0.362 2
$k=2$	第一阶	0.526 5	0.526 6	1.396 8	1.397 8	1.551 1	1.578 0
	第二阶	0.168 1	0.168 1	0.455 2	0.455 5	0.509 7	0.510 4
	第三阶	0.100 4	0.100 4	0.251 4	0.251 5	0.289 8	0.290 2
$k=3$	第一阶	0.473 5	0.473 8	1.200 2	1.201 3	1.329 4	1.331 7
	第二阶	0.142 1	0.142 2	0.365 2	0.365 4	0.425 8	0.426 4
	第三阶	0.073 4	0.073 5	0.194 0	0.194 2	0.220 9	0.221 3
$k=4$	第一阶	0.416 8	0.417 4	1.124 4	1.126 3	1.265 2	1.268 6
	第二阶	0.126 8	0.127 0	0.322 2	0.322 5	0.379 1	0.379 9
	第三阶	0.065 9	0.065 9	0.269 8	0.170 0	0.199 1	0.199 5
$k=5$	第一阶	0.396 1	0.396 9	1.063 0	1.066 8	1.203 2	1.208 3
	第二阶	0.104 5	0.104 7	0.280 1	0.281 5	0.319 3	0.320 3
	第三阶	0.058 8	0.058 9	0.156 4	0.157 2	0.173 5	0.174 3

底部剪力法分析时的侧向荷载分布形式，其等效侧向力如式(3)所示。

$$F_i=\frac{G_ih_i}{\sum_{i=1}^{n}G_ih_i}V_b \tag{3}$$

式中：F_i 为第 i 层重心处的等效侧向力；G_i 为第 i 层结构的重力荷载代表值；h_i 为第 i 层楼面标高；V_b 结构的基底剪力；n 为结构总层数。

需指出的是[10]，在倒三角分布模式中，模型中第一振型的振型质量参与程度需超过 75%。

3　抗侧刚度比

为合理反映支撑与框架之间的刚度变化关系，现定义抗侧刚度比 k 如下[6]：

$$k=K_B/K_F \tag{4}$$

式中：K_B 为屈曲约束支撑的初始刚度；K_F 为框架结构的抗侧刚度。

假定支撑框架结构在水平荷载作用下产生一定的侧移，由于侧移较小，支撑与水平方向夹角可视为不变(图 3)，则屈曲约束支撑的初始刚度 K_B 可通过式(5) 及式(6) 进行表示。

倒 V 形布置时支撑的初始刚度：

$$K_B=2(EA_1)\sin\theta\cos^2\theta/h \tag{5}$$

单斜向布置时支撑的初始刚度：

$$K_B=(EA_1)\sin\theta\cos^2\theta/h \tag{6}$$

框架结构的抗侧刚度 K_F 可根据 D 值法进行计算：

$$K_F=12\alpha(EI_C)/h^3 \tag{7}$$

式中：I_C 为框架结构柱截面惯性矩；α 为刚度修正系数，与柱及和其上下端相连接梁的线刚度有关。

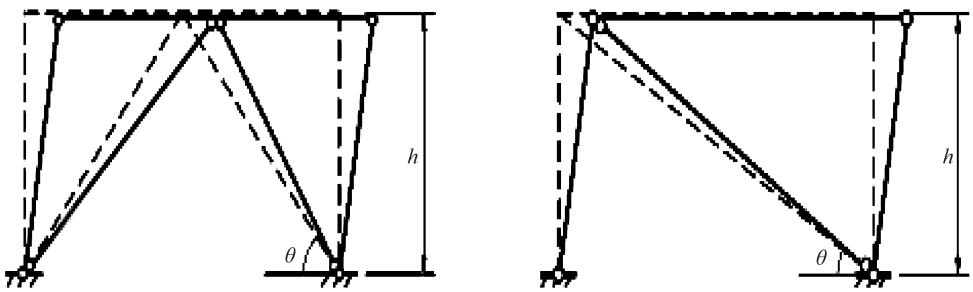

图 3　微小变形下的支撑框架结构示意图

Fig.3　BRBF structure diagram with slight deformation

抗侧刚度比 k 表示屈曲约束支撑与框架结构的抗侧刚度的比值。通过调整 k 的大小，使地震荷载作用下的屈曲约束支撑框架体系的侧向位移处于合理范围。

对应于待分析的框架结构，其抗侧刚度是不变的，抗侧刚度比 k 的取值与所选取的屈曲约束支撑有关，通过变化支撑的刚度来调整抗侧刚度比 k，满足支撑-钢框架结构体系的协调性要求，降低结构的地震动反应，实现抗震设防目标。本文分别讨论图 2 中六种结构模型在抗侧刚度比分别为 1、2、3、4、5 五种工况时的层间位移角、基底剪力、结构顶点位移、支撑轴力及框架剪力分担率的变化情况。

3.1　水平位移与基底剪力

为避免结构出现过大的水平位移，保证结构的承载力、稳定性及使用要求，需对极限状态下的弹塑性层间位移角进行控制。图 4 为结构在极限荷载时不同抗侧刚度比下的层间位移角随楼层位置的变化关系。

由图 4 可知，当支撑布置方式和建筑总层数一定时，极限状态时的层间位移角总体上随抗侧刚度比的增大呈降低趋势。多层建筑(如 BRBF1 和 BRBF2)不同抗侧刚度比时的最大层间位移角均出现在第二层，模型 BRBF1 和 BRBF2 在抗侧刚度比为 1 时的二层层间位移角分别为 1.875%、1.944%，在抗侧刚度比为 3 时分别为 1.732%、1.791%，在抗侧刚度比为 5 时分别为 1.618%、1.679%，均小于《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)规定的弹塑性层间位移角 1/50 的限值要求；最小值出现在顶层，二层以上，随着楼层位置的升高，层间位移角均呈降低趋势；抗侧刚度比为 3、4、5 时，层间位移角随抗侧刚度比变化的幅度较小，说明抗侧刚度比超过 3 时，通过增大屈曲约束支撑刚度来降低多层结构弹塑性层间位移角的方法是不合理的。高层建筑(如 BRBF3～BRBF6)层间位移角的最大及最小值出现的楼层位置不具有明显的规律性；同时，抗侧刚度比为 3、4、5 时，层间位移角也不具有多层建筑所具有的变化规律。

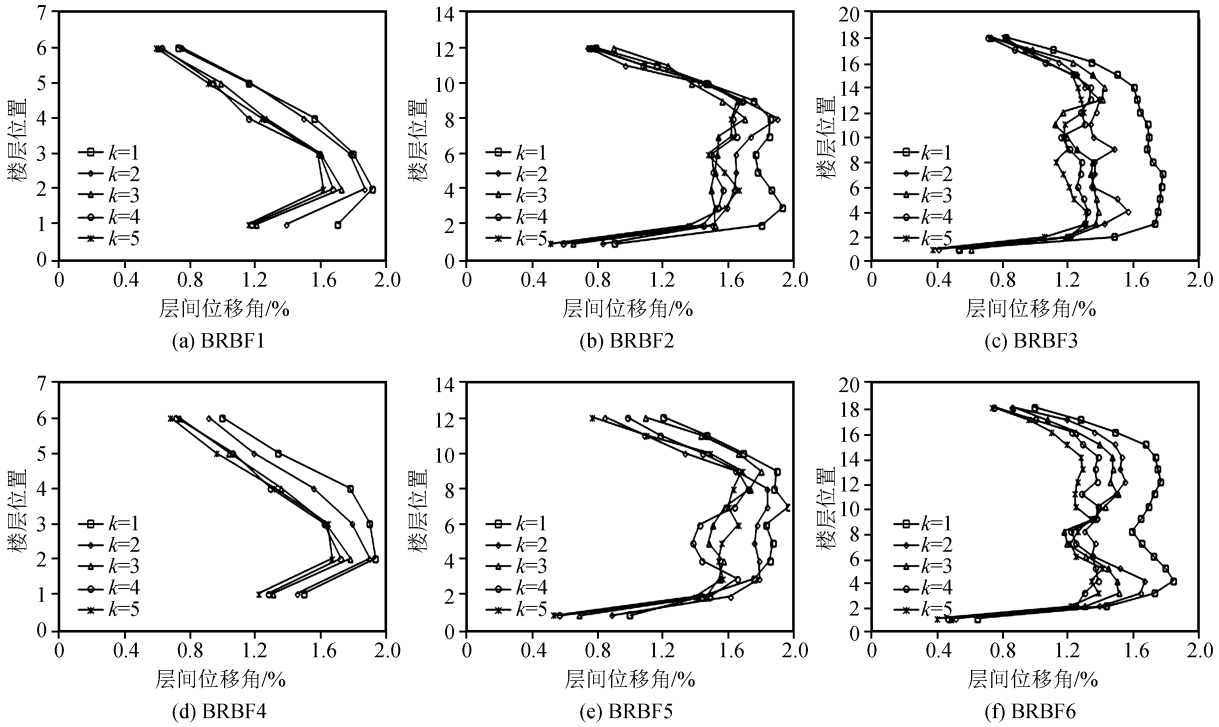

图 4 层间位移角

Fig.4 The story displacement angle

基底剪力和顶点水平位移反映了结构承受水平荷载和抗变形能力,体现结构的合理性。表 3 给出了 BRBF1～BRBF6 等 6 个分析模型极限状态时的基底剪力和顶点水平位移。

表 3 基底剪力与顶点水平位移

Table 3 Base shear force and roof horizontal displacement

模型编号	基底剪力/kN					顶点水平位移/mm				
	$k=1$	$k=2$	$k=3$	$k=4$	$k=5$	$k=1$	$k=2$	$k=3$	$k=4$	$k=5$
BRBF1	16 797	17 348	17 917	18 200	18 324	266.5	254.1	222.3	215.4	213.2
BRBF2	16 631	17 116	17 424	17 516	17 687	284.8	265.4	236.7	231.9	225.7
BRBF3	32 242	33 007	33 415	33 759	33 923	565.6	517.4	493.6	490.2	488.4
BRBF4	31 683	32 317	32 721	33 426	33 648	592.1	542.5	523.0	494.1	492.2
BRBF5	61 013	65 186	68 974	71 475	73 124	813.7	671.3	641.2	625.2	612.3
BRBF6	60 469	64 037	66 802	68 845	70 414	845.4	735.3	685.3	660.2	643.1

由表 3 可知,当支撑布置方式和建筑总层数一定时,基底剪力随抗侧刚度比的增大而增大,但增长的幅度降低;顶点水平位移随抗侧刚度比的增大而下降,但下降的幅度降低,当抗侧刚度比不小于 3 时,顶点水平位移差别很小,如 BRBF1～BRBF6 等 6 个分析模型在抗侧刚度比为 5 时的顶点水平位移分别是抗侧刚度比为 3 时的 0.959、0.954、0.977、0.963、0.955、0.938 倍。同时还可以看出,当抗侧刚度比和总层数相同时,倒 V 型布置较单斜向布置时具有较大的基底剪力和较小的顶点水平位移。

结合图 4 和表 3 可以看出,当支撑布置方式和建筑总层数一定时,随着抗侧刚度比的增大,屈曲约束支撑框架结构抵抗水平荷载的作用增强。

3.2 支撑轴力

极限荷载时,不同抗侧刚度比下支撑轴力随楼层位置变化情况如图 5 所示。

由图 5 可知,当支撑布置方式和建筑总层数一定时,随抗侧刚度比的增大,支撑轴力总体上呈增大趋势;对同一个分析模型而言,随着楼层位置的增高,支撑轴力呈降低趋势,且降低的速率变大,极限荷载时底部一层或几层支撑屈服,屈服支撑的轴力约为其屈服力的 1.06 倍;相同的抗侧刚度比和支撑布置方式时,随着建筑层数的增大,支撑屈服层数增加;当抗侧刚度比和建筑总层数相同时,倒 V 型布置

较单斜向布置时具有较多层数的屈曲约束支撑屈服。

3.3　框架剪力分担率

抗侧刚度比、建筑总层数及支撑布置方式的改变，不但引起支撑轴力的改变，同时还对框架所承担的剪力产生影响。表 4 为极限状态下框架剪力分担率的最小值（最大值）及其所处的楼层位置。

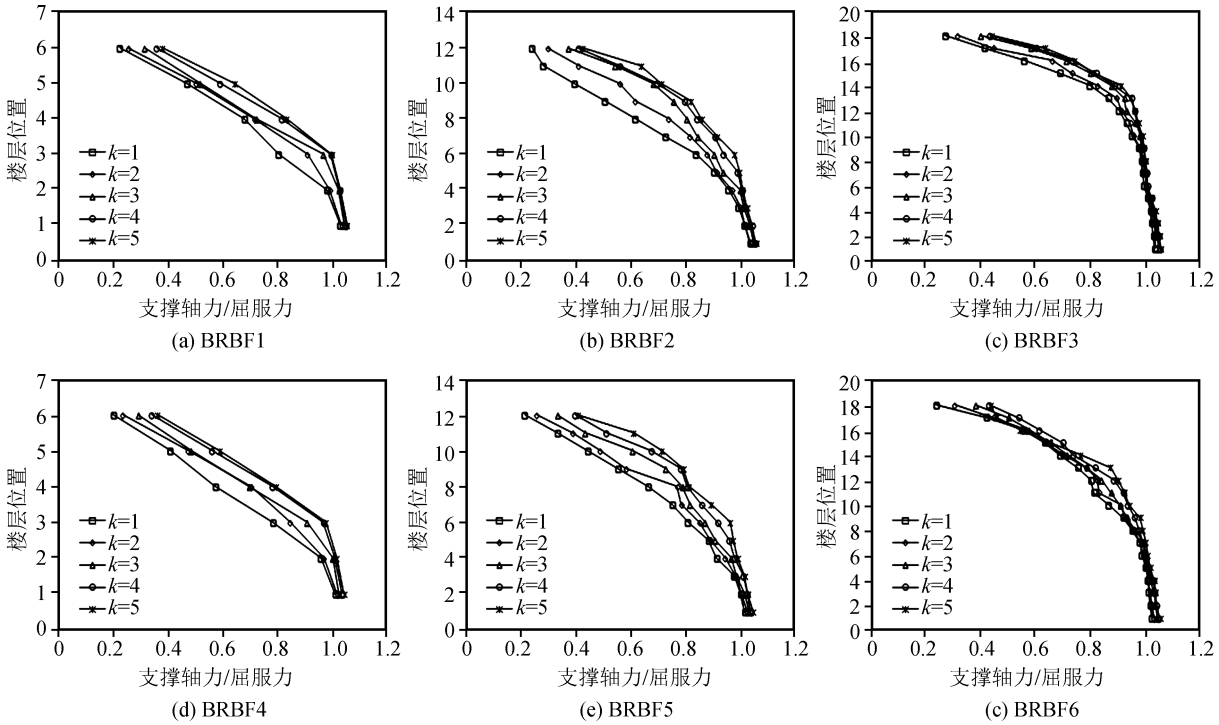

图 5　不同刚度比下的支撑轴力与楼层位置关系图

Fig.5　Relationship between the axial force of brace and story position under different stiffness ratio

表 4　框架剪力分担率

Fig.4　Shear-sharing ratio of frame

模型编号	框架剪力分担率最小值（楼层位置）/框架剪力分担率最大值（楼层位置）				
	$k=1$	$k=2$	$k=3$	$k=4$	$k=5$
BRBF1	0.328(5)/0.512(3)	0.293(5)/0.443(3)	0.267(5)/0.415(3)	0.251(5)/0.402(3)	0.239(5)/0.394(3)
BRBF2	0.368(5)/0.533(3)	0.306(5)/0.488(3)	0.287(5)/0.439(3)	0.273(5)/0.426(3)	0.262(5)/0.417(3)
BRBF3	0.397(4)/0.567(12)	0.356(4)/0.542(12)	0.322(4)/0.535(12)	0.307(4)/0.506(12)	0.299(4)/0.498(12)
BRBF4	0.436(4)/0.605(12)	0.401(4)/0.583(12)	0.379(4)/0.567(12)	0.363(4)/0.550(12)	0.356(4)/0.541(12)
BRBF5	0.468(2)/0.792(18)	0.429(2)/0.696(18)	0.396(2)/0.621(18)	0.378(2)/0.602(18)	0.369(2)/0.583(18)
BRBF6	0.496(2)/0.921(18)	0.465(2)/0.902(18)	0.443(2)/0.888(18)	0.421(2)/0.862(18)	0.412(2)/0.853(18)

由表 4 可知，当支撑布置方式和建筑总层数一定时，随抗侧刚度比的增大，框架剪力分担率的最小值和最大值均呈降低趋势，且其所在楼层位置没有发生变化；当支撑布置方式和抗侧刚度比一定时，随建筑总层数的增大，框架剪力分担率的最小值和最大值均呈增大趋势，且框架剪力分担率的最小值所在楼层位置呈下降趋势；当抗侧刚度比和建筑总层数一定时，框架剪力分担率的最小值和最大值均呈增大趋势，且其所在楼层位置没有发生变化。随抗侧刚度比的变化多层建筑（如 BRBF1 和 BRBF2）框架剪力分担率的最大值出现在中间某层，最小值出现在靠近顶层的楼层；高层建筑（如 BRBF3～BRBF6）框架剪力分担率的最大值出现在顶层，最小值出现在第二层及其靠上的楼层。

上述分析表明，临界状态时，随抗侧刚度比的增大，结构的层间位移角降低，基底剪力增大，顶点水平位移变小，支撑屈服的楼层数增加，框架所分担的剪力降低。当采用基于位移的方法设计屈曲约束支撑时，结合经济因素考虑，建议抗侧刚度比 $k\leqslant 3$。

4　支撑布置方式

支撑的布置方式需根据建筑外形、设备功能及布置方式对结构体系的地震响应进行综合评判。屈

曲约束支撑在层间的布置形式可以有多种方式[11]：X 型、V 型、K 型、倒 V 型及单斜向(图 6)。X 型布置时，交叉处需增大支撑的截面面积，不利于支撑的屈服耗能，且不易布置支撑；V 型布置时，不利于空间的利用，难以设置门窗；K 型布置时，因支撑的一端安装在柱中部，侧向荷载作用下柱中会出现水平向的集中剪力，不利于柱的稳定，难以实现强柱弱梁的设计原则；倒 V 型布置时，虽然可以合理利用空间进行门窗洞口的留设，但因支撑存在拉压不对称性，在梁中部支撑交点处会出现不平衡力；单斜向布置时，因支撑两段均安装在梁柱节点处，有利于抗震设防的实现，但空间的利用也不太合理。

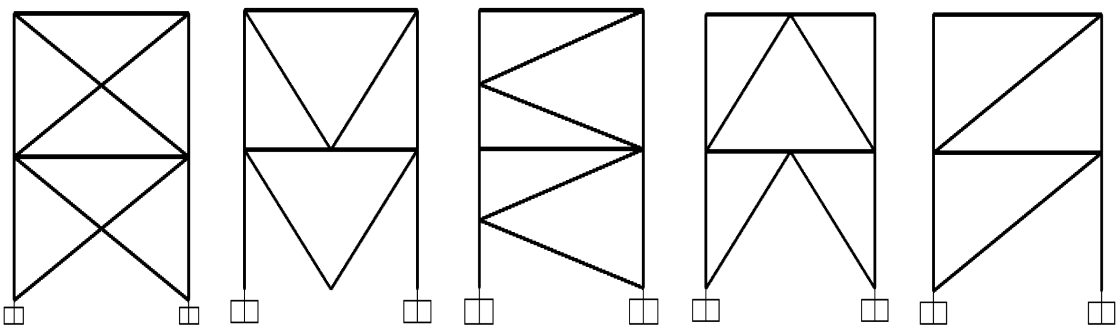

图 6 支撑的层间布置示意图

Fig.6 Inter-story layout of braces

通过对上述几种布置形式优缺点的比较，综合考虑各种因素的影响，选取合适的层间布置形式。

支撑沿楼层竖向分布上，《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)规定：该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%时为侧向刚度不规则；抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%时为承载力突变。以上两种情况均为结构的竖向不规则。为避免上述竖向不规则情况的出现，屈曲约束支撑应沿结构竖向均匀分布于所有楼层。

上述抗侧刚度比影响因素分析时，仅附带说明了支撑布置方式对结构性能的影响，未就其影响规律做细致说明，现就支撑布置方式对支撑钢框架结构的基底剪力、顶点位移、层位移、层间剪力、框架剪力分担率等的影响作进一步分析。在抗侧刚度比分析的基础上，限于篇幅，仅分析抗侧刚度比 k 为 3 时屈曲约束支撑布置方式对支撑框架结构的影响，分析时仍取图 2 所示的 6 个结构分析模型。

4.1 基底剪力-顶点位移曲线

按前述的侧向力加载模式对 6 个结构模型进行静力弹塑性分析得到的基底剪力-顶点水平位移曲线如图 7 所示。

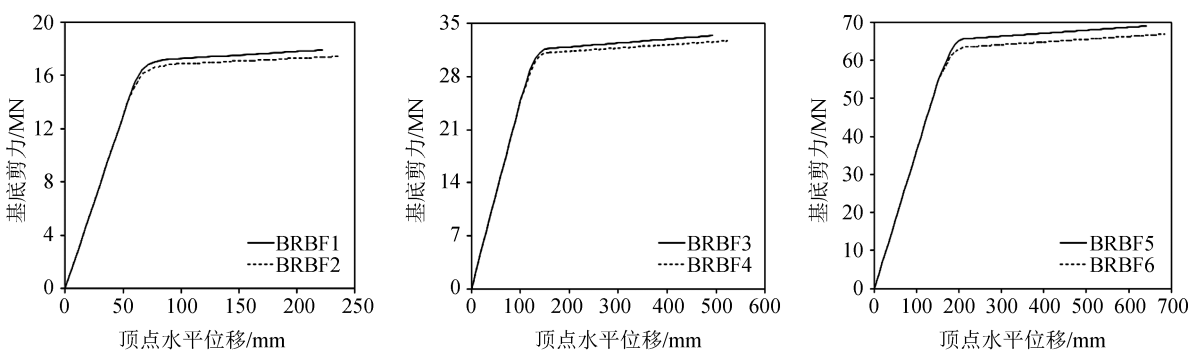

图 7 基底剪力-顶点水平位移曲线($k=3$)

Fig.7 The base shear force roof horizontal displacement curves ($k=3$)

由图 7 可以看出，不同布置方式时的基底剪力-顶点位移曲线具有相同的变化规律，均具有典型的双线性特征。弹性阶段两种布置方式时的曲线基本重合，此时屈曲约束支撑仅起到普通支撑的作用；塑形发展阶段，倒 V 型布置时的结构较单斜向布置结构具有略高的基底剪力，且其差值随顶点位移的增加而变大；临界状态时，6 层、12 层、18 层分析模型倒 V 型布置时的基底剪力分别是单斜向布置时的

1.028、1.021、1.033 倍。进一步分析可知，加载初期屈曲约束支撑所分担的剪力所占比重较小，随着加载过程的进行，结构塑性变形增加，屈曲约束支撑所分担的剪力比重明显提高，塑性铰先在底层屈曲约束支撑中部形成，并逐渐向上层发展，且倒 V 型布置时有更多楼层的屈曲约束支撑屈服；临界状态时，倒 V 型布置时的结构较单斜向布置结构具有略高的剪重比，且均满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)规定的 0.032 限值要求。

4.2　能力谱曲线

为了便于利用能力谱曲线进行结构的抗震性能评价，需将结构的基底剪力-顶点水平位移曲线按式(8)和式(9)转换为能力谱曲线。

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha W} \tag{8}$$

$$S_d = \frac{u^{roof}}{\Gamma \varphi^{roof}} \tag{9}$$

式中：S_a 为谱加速度；S_d 为谱位移；V_b 为基底剪力；α 为结构模态质量系数；W 为结构总重量；u^{roof} 为结构顶点水平位移；φ^{roof} 为结构顶点振型向量；Γ 为振型参与系数。

图 8 为屈曲约束支撑钢框架结构的能力谱曲线。可以看出，加载初期，相同结构层数情况下相同谱位移时，不同支撑布置方式时的谱加速度相同，这说明此时结构处于弹性状态，支撑的布置方式对弹性状态时的结构刚度和周期不产生明显影响。塑形发展阶段，随着谱加速度的增大，结构谱位移增长趋势明显加快，在相同的谱位移情况下，倒 V 型布置的结构较单斜向布置结构具有略大的谱加速度，且随着谱位移的增大，差距呈增大态势。上述表明支撑

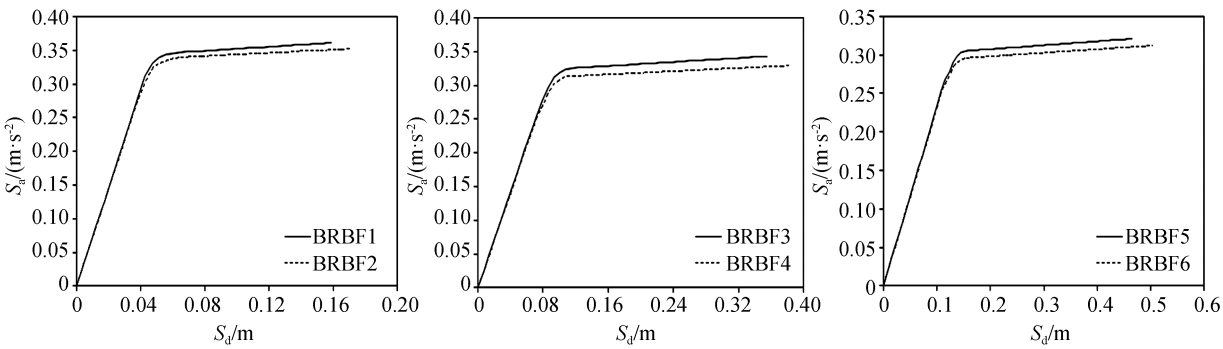

图 8　能力谱曲线($k=3$)

Fig.8　The capacity spectrum curves ($k=3$)

倒 V 型布置较单斜向布置的结构具有更好的抗震能力。

进一步分析可知，两种布置方式下的支撑钢框架结构均明显呈现出整体变形模式，这说明屈曲约束支撑与钢框架具有优良的协同工作性，同时表明沿结构竖向按一定的抗侧刚度比均匀布置屈曲约束支撑可使支撑钢框架结构具有较好的抗震性能。

4.3　层位移

图 9 为分析模型极限荷载下楼层水平位移的变化情况。由图 9 可以看出，倒 V 型布置屈曲约束支撑时的层水平位移略小于单斜向布置时的相应值，6 层、12 层、18 层结构模型倒 V 布置时的顶层水平位移分别为单斜向布置时的 0.939、0.944、0.936，这也说明相同抗侧刚度比情况下倒 V 型布置较单斜向布置更有利于降低结构的水平反应。

4.4　层间剪力及框架剪力分担率

屈曲约束支撑-框架体系中支撑作为消能减震的第一道防线，此时框架部分所分担的荷载越小越有利于结构的稳定。只有当支撑退出工作时，框架才作为结构消能减震的第二道防线，兼顾耗能及承担其他荷载的作用，此时一旦框架关键构件受荷过大或弹塑性变形过大，将使结构出现倾覆的危险。因此在水平荷载或地震荷载作用下，框架部分剪力分担率越小结构的安全储备越大，越有利于主体结构的安全。

图 10 为 6 个分析模型在刚度比为 3 时的层间剪力及框架部分剪力分担率。由图 10 可以看出，层间剪力随楼层位置的增加呈现出降低的趋势；倒 V 型布置屈曲约束支撑时的层间剪力及框架剪力分担率均略小于单斜向布置时的相应值，这说明倒 V 型布置支撑时更有利于支撑性能的发挥，有利于支撑框架结构体系的消能减震效果；随着结构总层数的增加，其顶层框架剪力分担率呈增大态势。进一步分析可知，同一个分析模型中，随着支撑位置的升高

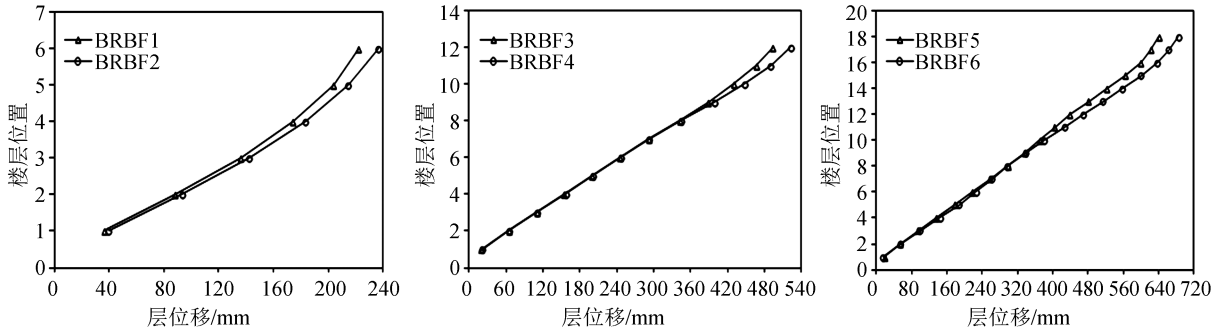

图 9 楼层水平位移($k=3$)

Fig.9 The story displacement ($k=3$)

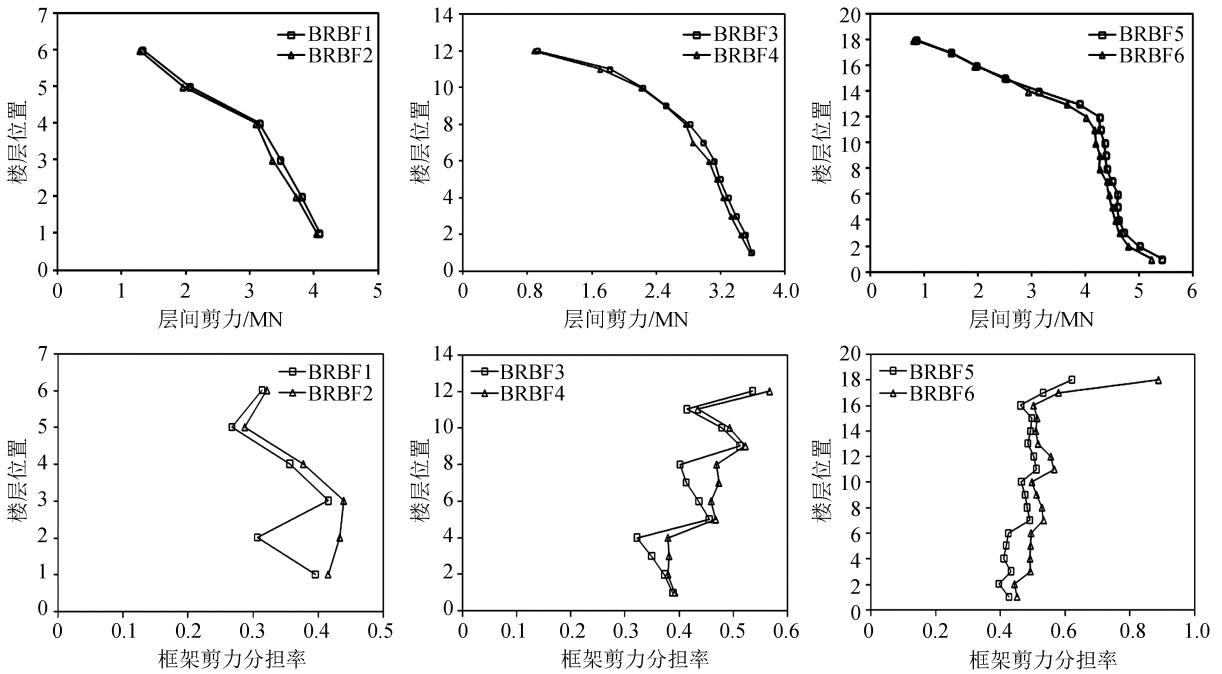

图 10 层间剪力及框架剪力分担率($k=3$)

Fig.10 Inter-story shear force and shear-sharing ratio of frame ($k=3$)

其轴力变小,且变小的速率增大。

屈曲约束支撑布置方式的分析表明,结构处于弹性阶段时,支撑布置方式对基底剪力和顶点水平位移不产生明显影响;随着侧向荷载的增大结构由弹性状态向弹塑性状态发展,不论弹性还是弹塑性状态,两种布置方式时的支撑钢框架结构均明显呈现出整体变形模式,基底剪力-顶点位移曲线均呈典型的双线性特征;临界状态时,支撑倒 V 型布置较单斜向布置具有略大的基底剪力、谱加速度,较小的顶点位移、层位移、层间剪力和框架剪力分担率。以上说明,倒 V 型布置屈曲约束支撑较单斜向布置支撑具有略优的消能减震效果,但优势不太明显。

5 结论

通过对不同模型的弹塑性静力分析,比较研究了抗侧刚度比变化、支撑布置方式、结构总层数不同时结构层间位移角、层位移、层间剪力及框架剪力分担率及支撑轴力等的变化规律,并得出如下结论:

(1) 屈曲约束支撑与钢框架具有优良的协同工作性,不同支撑布置方式和不同总层数的屈曲约束支撑钢框架结构均明显呈现出整体变形模式,基底剪力-顶点位移曲线均呈典型的双线性特征。

(2) 支撑布置方式和结构总层数一定时,临界状态下,随抗侧刚度比的增大结构的层间位移角总体上呈降低趋势,基底剪力及支撑轴力增大,顶点水

平位移变小，支撑屈服的楼层数增加，框架所分担的剪力降低；随着楼层位置的升高，支撑轴力变小，且变小的速率增大；综合经济因素考虑，建议抗侧刚度比 $k \leqslant 3$。

(3) 抗侧刚度比一定时，支撑倒 V 型布置较单斜向布置具有略大的基底剪力、谱加速度，较小的顶点位移、层位移、层间剪力和框架剪力分担率；倒 V 型布置较单斜向布置时有较多楼层的屈曲约束支撑形成塑性铰；总体来看，倒 V 型布置较单斜向布置时支撑框架结构具有略优的抗震性能，但优势不太明显。

(4) 从影响程度来看，抗侧刚度比较支撑布置方式对支撑框架结构抗震性能的影响更为显著。

参考文献(References)

[1] 郑山锁，代旷宇，孙龙飞，等.钢框架结构的地震损伤研究[J].地震工程学报，2015，37(2)：290-297.
ZHENG Shansuo，DAI Kuangyu，SUN Longfei，et al.Research on the Seismic Damage of Steel Frame Structure[J].China Earthquake Engineering Journal，2015，37(2)：290-297.

[2] 贾明明，张素梅，吕大刚，等.抑制屈曲支撑布置原则对钢框架抗震性能的影响[J].工程力学，2009，26(7)：140-146.
JIA Mingming，ZHANG Sumei，LÜ Dagang，et al.Influence of Layout Principle of Buckling-restrained Braces on a Seismic Performance of Steel Frame[J].Engineering Mechanics，2009，26(7)：140-146.

[3] IWATA M，MURAI M.Buckling-restrained Brace Using Steel Mortar Planks：Performance Evaluation as a Hysteretic Damper[J].Earthquake Engineering and Structural Dynamics，2006，35(14)：1807-1826.

[4] 赵杰，孙晓艳，霍林生.运用防屈曲支撑的混凝土框架结构的抗震性能研究[J].地震工程学报，2015，37(1)：100-105.
ZHAO Jie，SUN Xiaoyan，HUO Linsheng.Seismic Performance of Concrete Frame Structures with Buckling-restrained Braces[J].China Earthquake Engineering Journal，2015，37(1)：100-105.

[5] BRADLY B C.Buckling-restrained Braced Frame Connection Design and Testing[D].Brigham：Brigham Young University，2007.

[6] 赵瑛，郭彦林.防屈曲支撑框架设计方法研究[J].建筑结构，2010，40(1)：38-43，85.
ZHAO Ying，GUO Yanlin.Research on Design Method of Buckling-restrained Braced Frames[J].Building Structure，2010，40(1)：38-43，85.

[7] FAHNESTOCK L A，RICLES J M，SAUSE R.Experimental Evaluation of a Large-scale Buckling-restrained Braced Frame[J].Journal of Structural Engineering，ASCE，2007，133(9)：1205-1214.

[8] 刘建彬.防屈曲支撑及防屈曲支撑钢框架设计理论研究[D].北京：清华大学，2005.
LIU Jianbin.Research on the Design Theory of Buckling-restrained Braces and Buckling-restrained Braced Frames[D].Beijing：Tsinghua University，2005.

[9] TREMBLAY R，BOULDUC P，NEVILLE R，et al.Seismic Testing and Performance of Buckling-restrained Bracing Systems[J].Canadian Journal of Civil Engineering，2006，33(2)：183-198.

[10] 袁钰，吴京.屈曲约束支撑框架 Pushover 分析的加载模式研究[J].世界地震工程，2010，26(2)：207-211.
YUAN Yu，WU Jing.Research on the Lateral Load Pattern of Pushover Analysis for a Buckling-restrained Braced Frame[J].World Earthquake Engineering，2010，26(2)：207-211.

[11] 刘金，赵林，刘庆梅.屈曲约束支撑布置方式对多层框架抗震性能影响[J].建筑结构，2011，41(增刊 1)：158-161.
LIU Jin，ZHAO Lin，LIU Qingmei.Study on the Influences on Support Layout Form to Seismic Behaviors of the Buckling-restrained Braces[J].Building Structure，2011，41(Suppl)：158-161.