

防屈曲支撑组合框架优化设计与抗震性能分析

王宏伟,叶达伟,任凤鸣,周 云

(广州大学土木工程学院,广东 广州 510000)

摘 要 目的 以抗侧刚度比为设计变量,对设置防屈曲支撑的某18层钢管混凝土组合框架 Benchmark 模型进行优化设计与抗震性能分析. 方法 编制了基于遗传算法的优化程序,考虑以结构最大层间位移角、基底剪力为约束条件,在抗震性能不变的前提下优化防屈曲支撑的截面面积,以及考虑防屈曲支撑总截面面积为约束条件,在支撑用量相同的前提下,改善结构的抗震性能两种设计方案. 结果 在防屈曲支撑总用量不变的前提下,以变化抗侧刚度比设计的结构能够减少结构29%的最大层间位移角,减少4.3%的最大层间剪力;在抗震性能不变的前提下,以变化抗侧刚度比设计的结构能够减少44%的支撑用量,其防屈曲支撑的耗能比例达78%. 结论 两种优化方案设计的结构均充分发挥防屈曲支撑的耗能能力,较优化前的结构更能保护框架梁、柱免受破坏.

关键词 防屈曲支撑;抗侧刚度比;优化设计;抗震性能;钢管混凝土组合框架

中图分类号 TU392.3

文献标志码 A

Optimization Design and Seismic Performance Analysis of Buckling Restrained Brace Composite Frame

WANG Hongwei, YE Dawei, REN Fengming, ZHOU Yun

(School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou, China, 510000)

Abstract: In this paper, we designed and analysed a 18 storey benchmark model of concrete-filled steel tubular (CFST) composite frame with buckling restrained brace (BRB), with the lateral stiffness ratio as design variables. Besides, designed a optimization program based on genetic algorithm to optimal design the cross-sectional area of BRB with the same seismic performance by considering the maximum storey drift angle and the base shear force as the constraint, and improved the seismic performance of the structure with the same cross-sectional area of BRB by considering the total cross-sectional area of braces as the constraint. The results show that the structure designed with varying lateral stiffness ratio could reduce the maximum storey drift angle by 29% and the maximum storey shear force by 4.3% with the same total consumption of BRB. Under the premise of the same seismic performance, the structure designed with varying lateral stiffness ratio could re-

收稿日期:2018-03-01

基金项目:国家自然科学基金项目(51578165)

作者简介:王宏伟(1979—),男,副教授,博士,主要从事防灾减灾与防护工程方面研究.

duce the amount of braces by 44% and the energy dissipation ratio of the BRB is 78% . It's shown that, the two optimized design structures give full play to the energy dissipation capacity of buckling restrained brace, which could protect the beams and the columns from damage.

Key words: buckling restrained brace; lateral stiffness ratio; optimization design; seismic performance; concrete-filled steel tubular composite frame

纯框架结构的抗侧刚度有限,在地震作用下,结构侧向位移较大,限制了其应用高度. 支撑框架结构在一定程度上解决了结构抗侧刚度的问题,但一般的斜向支撑在强震作用下易发生屈曲现象,造成支撑本身或连接的破坏或失效,同时耗能能力较差,使结构抗震能力降低. 为解决普通支撑受压屈曲的问题,日本、美国以及我国台湾的学者,经过多年努力,研发出一种能防止屈曲的支撑构件,称为防屈曲支撑(Buckling - Restrained Brace).

目前,国内外关于防屈曲支撑在结构中的设计方法,一般为通过确定各层结构与防屈曲支撑的刚度比值,以得到各层防屈曲支撑的刚度,进而确定各层防屈曲支撑的截面面积^[1-4]. 该方法得到的各层抗侧刚度比为一固定数值,无法对结构在地震作用下不同层数之间地震响应的差异进行调整. 基于此,笔者以设置了防屈曲支撑的钢管混凝土组合框架结构的各层抗侧刚度比为可变的设计思路,编制了基于遗传算法的优化程序^[5-6],分别对相同抗震性能下优化防屈曲支撑的截面面积,以及相同防屈曲支撑总截面面积下优化结构的抗震性能两个方面进行对比研究,并探讨以经济性最好以及抗震性能最好两种设计思路在防屈曲支撑组合框架结构中的优化效果.

1 程序的优化设计

1.1 抗侧刚度比

将框架结构同层内的防屈曲支撑与框架的抗侧刚度的比值定义为抗侧刚度比 $k^{[7]}$. 通过 k 值来反应支撑与框架之间的匹配关系:

$$k = k_D/k_F. \tag{1}$$

式中: k_D 为层防屈曲支撑的抗侧刚度; k_F 为层框架的抗侧刚度.

将结构各层抗侧刚度比取固定值的设计方法,称为固定抗刚度比设计,将结构各层抗侧刚度比取不同值的设计方法,称为变化抗侧刚度比设计^[8-10].

1.2 数学模型

以振型分解反应谱法为基础算法,编制了基于遗传算法的优化程序,通过确定结构的刚度矩阵、质量矩阵进行模态分析,得到结构各阶固有频率及相应的固有振型. 再利用振型组合得到结构层间地震剪力和结构的层间位移角. 优化程序的数学模型是将在求解过程中涉及的刚度矩阵、层间位移角作为主要变量参数进行设计,主要包括三部分:目标函数、约束条件、设计变量.

1.2.1 方案 1—抗震性能不变

目标函数是优化设计所要得到的最优结果. 对于带防屈曲耗能支撑的钢管混凝土组合框架的支撑优化问题,目标函数为所有楼层的防屈曲支撑的截面面积总和.

约束条件是优化模型的设计变量和结构反应的限制条件. 限定抗侧刚度比的取值范围为 $0.5 \sim 3^{[11]}$,同时以固定抗侧刚度比设计的结构的层间位移角最大值以及基地剪力最大值为限值.

设计变量是优化计算过程中,随着算法的不断迭代而不断改变的参数. 当钢管混凝土组合框架的梁、柱尺寸确定后,即确定结构框架的刚度,以各层抗侧刚度比 k 为设计变量,通过不断改变楼层抗侧刚度比,可改变防屈曲支撑的抗侧刚度,进而改变防屈曲支撑的截面面积.

$$\min f(x) = \sum_{i=1}^n x_i.$$

(2)

$$0.5 \leq k_i \leq 3.$$

(3)

$$\theta_i \leq \theta_{\max}.$$

(4)

$$F_{\text{基底}} \leq F_{\max}.$$

(5)

式中: $f(x)$ 为所有防屈曲耗能支撑的总截面面积; x_i 为第 i 层设置的防屈曲支撑的截面面积; n 为结构的总楼层数; k_i 为第 i 层抗侧刚度比; θ_i 为第 i 层的层间位移角; θ_{\max} 为层间位移角限值; $F_{\text{基底}}$ 为结构的基底剪力; F_{\max} 为基底剪力限值.

1.2.2 方案2—防屈曲支撑总截面面积不变

设计变量仍为各层抗侧刚度比 k . 约束条件为固定抗侧刚度比设计的防屈曲支撑的总截面面积.

$$f(x)_{\text{变化}} = f(x)_{\text{固定}}.$$

(6)

目标函数为结构的最大层间位移角以及最大层间剪力.

优化程序的数学模型可表达为算法以抗侧刚度比 k 为设计变量,在约束条件的限制下,不断进行迭代计算,以得到目标函数的最小值,即防屈曲支撑总截面面积的最小值,定义为方案1;或是最大层间位移角以及最大层间剪力的最小值,定义为方案2.

2 结构方案的设计

笔者以第三阶段地震作用 Benchmark 钢结构模型作为参考^[12],设计了18层钢管混凝土组合框架结构. 框架结构平面尺寸为30.48 m×36.58 m,横向为6跨,纵向为5跨,各跨跨距均为6.10 m,每层层高均为3 m,见图1、图2. 建筑设防烈度8度(0.2 g),Ⅱ类场地类别,设计地震分组为第一组,特征周期 $T_g = 0.35$ s,基本风压0.5 kN/m²,地面粗糙度类别为B类. 框架柱采用方钢管混凝土柱,框架梁采用窄翼缘H型钢,具体参数见表1. 楼板采用组合楼板,压型钢板型号:YX-75-230-690(I)-1.2,

混凝土板厚150 mm. 梁、柱、楼板采用C30强度等级混凝土. 梁、柱钢材采用Q345,防屈曲支撑钢材采用Q235. 荷载取值:楼面恒荷载取5 kPa,活荷载取2 kPa;屋面恒荷载取5.5 kPa,活荷载取2 kPa;外墙自重8.5 kN/m,内墙自重6.5 kN/m;女儿墙自重6 kN/m.

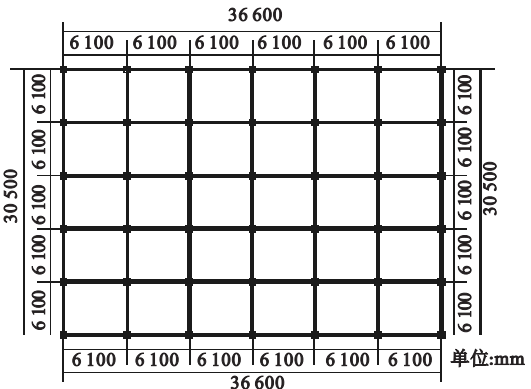


图1 钢管混凝土组合框架平面图

Fig. 1 Plan of concrete-filled steel tubular composite frame

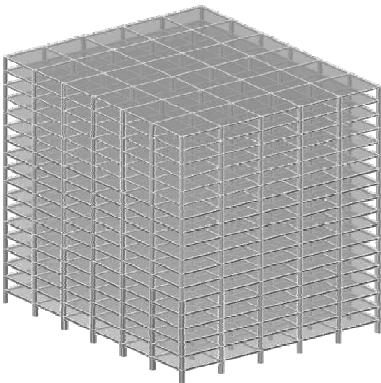


图2 结构整体模型

Fig. 2 Structural integral model

表1 钢管混凝土组合框架截面参数

Table 1 Section parameters of concrete-filled steel tubular composite frame			
层数	构件	楼层	截面参数/mm
18 层	框架柱 (方钢管混凝土)	1~6	475×475×12
		7~12	400×400×10
		13~18	375×375×9
	框架梁 (H型钢)	1~12	I500×200×10×16
		13~18	I400×150×8×13

3 固定抗侧刚度比的确定

一般认为抗侧刚度比 k 取在 0.5 ~ 3 时, 对不同强度的框架均能满足规范对层间位移角限值的要求, 笔者引入 Pareto 多目标优化的概念, 选取固定抗侧刚度比 0.5 ~ 3, 给出固定抗侧刚度比与结构最大层间位移角的关系曲线(见图 3)。

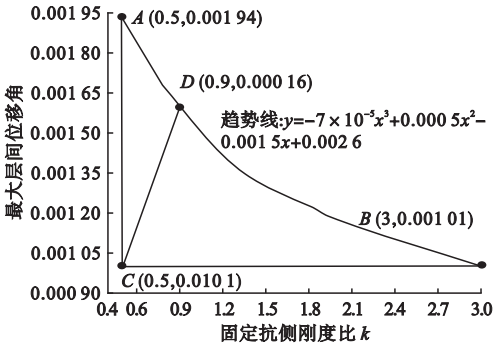


图 3 固定抗侧刚度比 - 最大层间位移角曲线

Fig. 3 The curve of fixed lateral stiffness ratio-maximal storey drift angle

从图 3 中可以看出, A 点和 B 点分别为仅考虑固定抗侧刚度比最小和最大层间位移角最小的两种单目标优化情况下的最优解, C 点为该多目标优化问题的理想解, 但该点

无法取得, 实际的多目标优化解位于固定抗侧刚度比 - 最大层间位移角曲线上. 通过曲线拟合得到固定抗侧刚度比 - 最大层间位移角曲线的趋势线, 并通过式 (7) 计算曲线与理想解距离最小的点, 该点为同时考虑截面最小和层间位移最小时的多目标优化问题的妥协解。

$$p = \sqrt{(x - x_{\min})^2 + (y - y_{\min})^2}.$$
 (7)

式中: p 为妥协指标, 即曲线上点到理想解的距离; (x, y) 为固定抗侧刚度比 - 最大层间位移角曲线 (Pareto 曲线) 上的任一解; (x_{\min}, y_{\min}) 为理想解, 即图 3 中 C 点, 通过式 (7) 计算, 取妥协指标最小的解为妥协解. 对于文中 18 层钢管混凝土组合框架结构, p 为 0.4, 其对应的最优解为 D (0.9, 0.0016), D 点即为此多目标优化问题的妥协解。

4 优化结果

4.1 方案 1—相同抗震性能优化结果

通过多目标优化后得到的妥协解中的层间位移角值 0.0016, 作为变化抗侧刚度比的最大层间位移角限值, 以及该固定抗侧刚度比 0.9 计算得到的结构基地剪力 6.22×10^3 kN 作为基地剪力限值, 得到优化结果如图 4 所示。

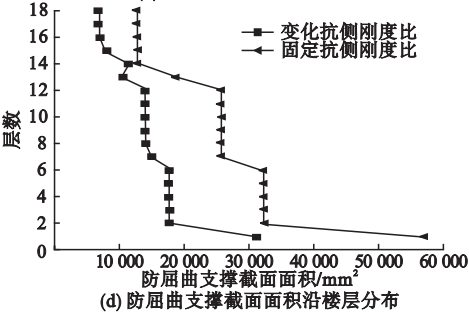
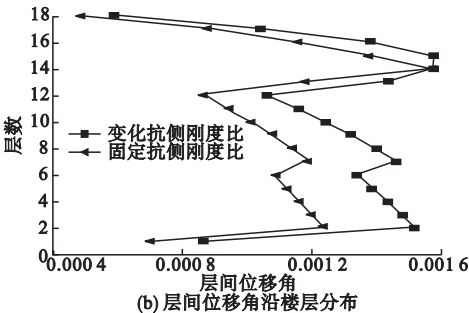
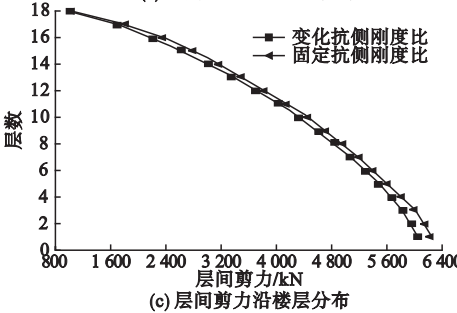
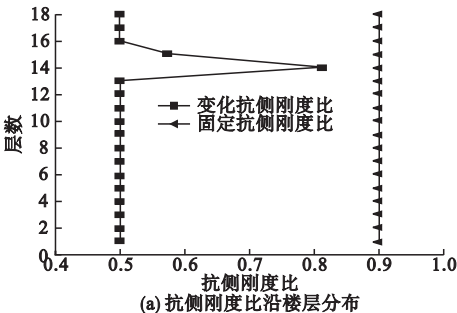


图 4 同等抗震性能优化结果

Fig. 4 Optimization results of the same seismic performance

从图 4(a)中可以看到,第 14、15 层的抗侧刚度比 k 相比最小值 0.5 要大,说明算法只要针对这两层的防屈曲支撑的截面面积进行增大,其他层的防屈曲支撑截面面积只需要按照最小限值进行设计即可;从图 4(b)和图 4(c)可以看到,以变化抗侧刚度比与固定抗侧刚度比计算得到的层间位移角最大值均不超过限值 0.001 6,得到的层间剪力均不超过最大限值 6.22×10^3 kN;从图 4(d)可以看出,变化抗侧刚度比设计得到的防屈曲支撑

总截面面积为 $253\,080.25\text{ mm}^2$,相比优化前固定抗侧刚度比设计得到防屈曲支撑总截面面积 $453\,607.21\text{ mm}^2$ 减少了 44%.

4.2 方案 2—相同防屈曲支撑总截面面积优化结果

将妥协解中固定抗侧刚度比 0.9 计算的防屈曲支撑总截面面积作为约束条件,得到以变化抗侧刚度比设计的结构地震响应如图 5 所示.

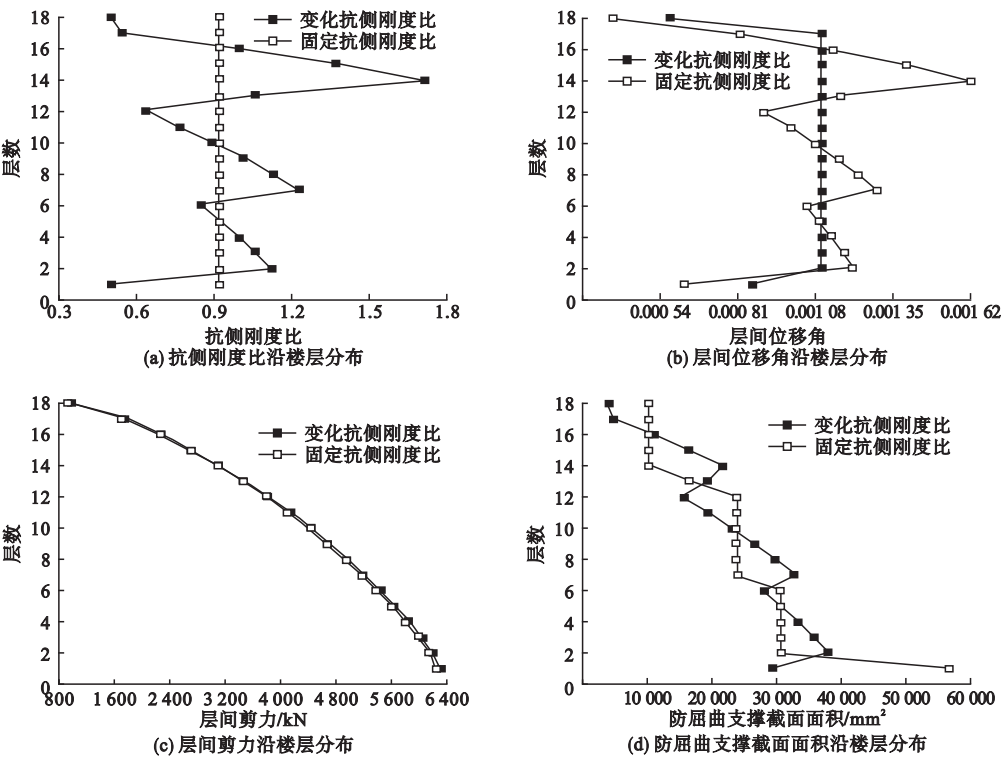


图 5 同等支撑总截面面积优化结果

Fig. 5 Optimization results of the same total cross sectional area of BRB

从图 5(a)和图 5(b)中可以看到,程序保证以变化抗侧刚度比和以固定抗侧刚度比设计的防屈曲支撑总截面面积相同的前提下,最大程度改善结构的抗震性能,针对层间位移角较大的楼层抗侧刚度比进行放大,得到的结构层间位移角最大值限制在 0.001 15 以内,较以固定抗侧刚度比设计的结构的最大层间位移角 0.001 619 减少了 29%;从图 5(c)可见,以变化抗侧刚度比设计的结构的最大层间剪力,即基底剪力与固定抗侧刚度

比设计的结构相差不大;从图 5(d)可见,以固定抗侧刚度比 0.9 计算得到的防屈曲支撑总截面面积为 $453\,607.24\text{ mm}^2$,优化后得到的防屈曲支撑总截面面积为 $453\,411.60\text{ mm}^2$,满足约束条件的要求.

我国抗震规范推荐采用两阶段的设计方法^[13]:“小震设计,大震验算”. 第一阶段主要进行多遇地震作用下结构的弹性分析验算;第二阶段将针对结构层间位移角较大的楼层,进行罕遇地震作用下的弹塑性分析验算.

4.3 防屈曲支撑布置形式

防屈曲支撑采用人字形布置,为使结构质心与刚心重合,减少扭转,且尽可能不影响结构的内部使用功能,在结构四个角部分别布置八组人字形防屈曲支撑,以改善结构的扭转特性,也有利于发挥防屈曲支撑的耗能能力,布置见图 6。在结构立面上,为避免结构抗侧刚度的局部削弱或形成薄弱部位,造成过大的应力集中或塑性变形集中,各层防屈曲支撑为连续布置。

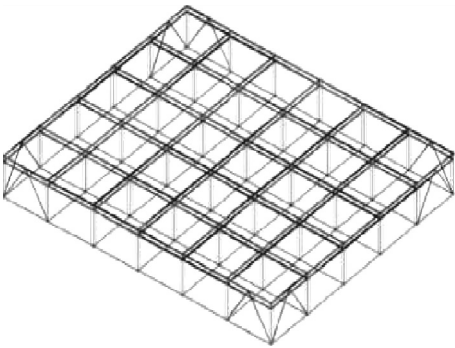


图 6 标准层防屈曲支撑布置图

Fig. 6 Arrangement plane of standard storey buckling restrained brace

4.4 结构静力非线性分析

在 Perform - 3D 软件中对结构进行静力弹塑性分析。根据 FEMA356 中对构件性能的定义,构件变形能力可分为三个等级:IO、LS、CP,分别代表构件屈服,发生轻度破坏;构件发生中等程度的破坏,基本功能受到影响;构件发生较严重的破坏,接近倒塌状态。根据文献[13]的要求,定义了层间位移角为 1/300、1/50 两个界限状态,分别对应弹性阶段与弹塑性阶段的位移界限。以结构最大层间位移角所在楼层(14 层)作为主要观察对象,得到结构的需求谱与能力谱曲线[14-15]如图 7 所示。

从图 7(a) 可以看到,在同等抗震性能下,以变化抗侧刚度比设计的防屈曲支撑均达到其最大利用率(BRB - CP),框架梁、柱在性能点后,代表其在性能点前未出现破坏;从图 7(b) 可以看到,以相同防屈曲支撑截面

面积作为约束条件后,支撑仅出现轻度破坏(BRB - IO),支撑刚度过强,未充分利用防屈曲支撑的塑性能耗能力,而框架梁已出现了轻度破坏(Beam - IO);从图 7(c) 可见,以固定抗侧刚度比设计的防屈曲支撑均达到其最大利用率(BRB - CP),同时框架梁出现了轻度破坏(Beam - IO),未能充分保护框架梁。

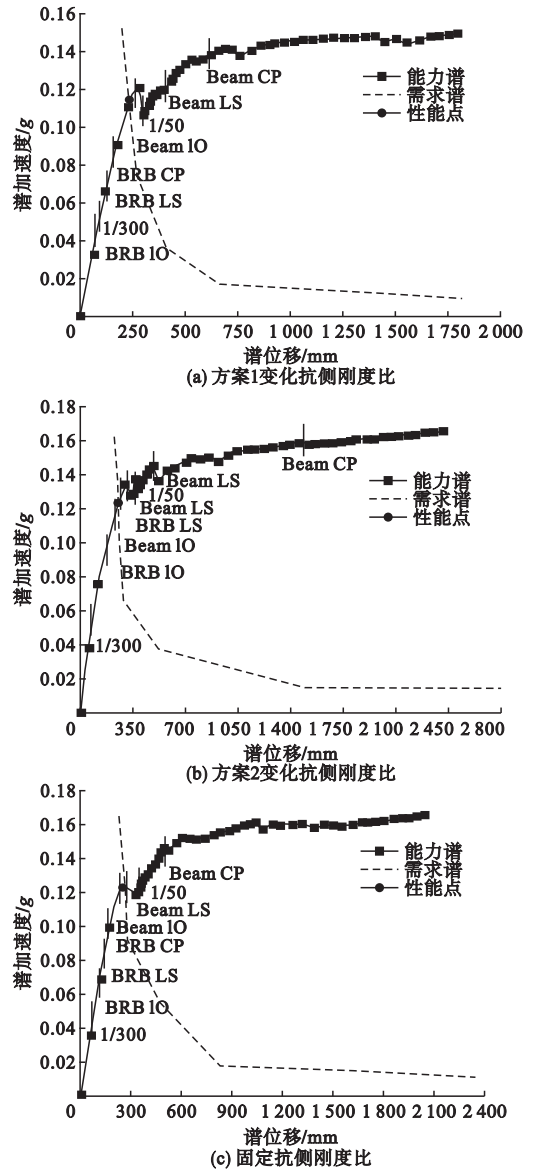


图 7 推覆分析性能点

Fig. 7 Efficiency point of push over analysis

4.5 结构动力非线性分析

4.5.1 强震记录的选取

根据文献[13]的要求,对特征周期增加 0.05 s 来考虑罕遇地震作用对结构的影响,

并针对所研究模型的场地条件,按照特征周期近似的原则以及规范对地震波频谱特性的要求,选取5条天然地震波和2条人工生成

地震波对结构进行时程分析(见表2)。同时按照文献[13]的规定将其峰值调整至对应地震烈度的峰值加速度。

表2 地震波参数

Table 2 Parameters of seismic waves

地震波	时间步/s	PGA/(cm·s ⁻²)	持续时间/s
Chalfant Vally - 02_NO_549, tg(0.38)	0.005	980	39.97
Chi - Chi, Taiwan - 04_NO2743, tg(0.39)	0.005	980	57.99
Chi - Chi, Taiwan - 05_NO2951, tg(0.38)	0.005	980	69.99
Imperial Vally - 06_NO_172, tg(0.39)	0.005	980	39.03
Morgan Hill_NO_471, tg(0.38)	0.005	980	28.32
人工波 1, tg(0.4)	0.020	400	40
人工波 2, tg(0.4)	0.020	400	40

4.5.2 结构动力响应分析

编制了计算程序对结构进行多遇地震作用下的弹性设计,两种思路设计的结构均能满足规范对层间位移角的要求.将多遇地震作用下设计的两种结构模型导入 Perform - 3D 软件中进行罕遇地震作用下的弹塑性时程分析^[16-17],将地震动的加速度峰值调整到 400 cm·s⁻²,以反映 8 度抗震设防烈度的结构在罕遇地震作用下的响应.由于文中模型为规则结构,主要针对结构水平抗侧刚度较弱的 y 向进行分析以反映整体结构的地震响应,采用平均值 + 标准差($\mu + \sigma$)的方法进行数据处理,所得结果具有 84% 保证率,对于工程设计而言具有足够精度.结构在罕遇地震作用下的地震响应及耗能对比见图 8 ~ 图 11.

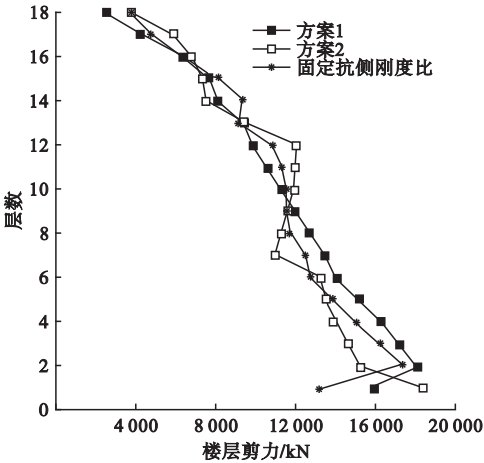


图9 罕遇地震作用下层间剪力

Fig.9 Storey shear under rare earthquake

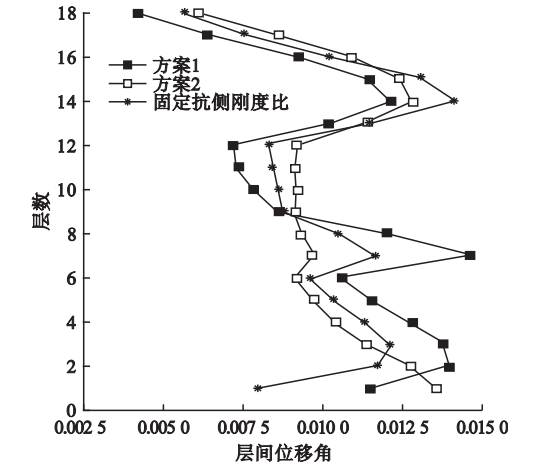


图8 罕遇地震作用下层间位移角

Fig.8 Storey drift angle under rare earthquake

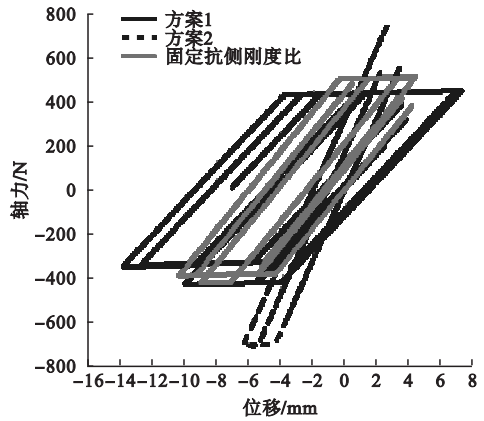


图10 第14层防屈曲支撑滞回曲线

Fig.10 Hysteretic curves of the fourteenth storey buckling restrained brace

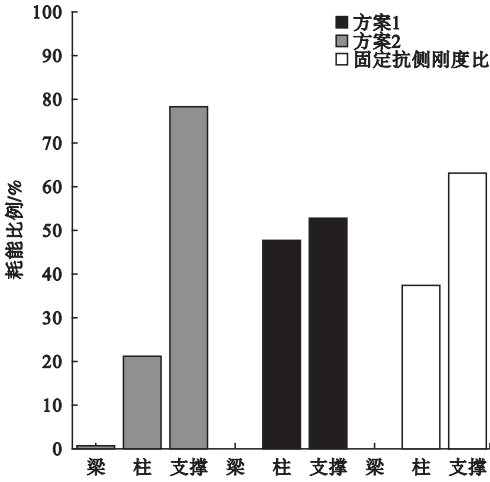


图 11 构件耗能对比

Fig. 11 Component energy dissipation

从图 8 可以看到,三种方案设计的结构的最大层间位移角均能满足规范 1/50 (0.02) 的要求,方案 1 设计的结构的最大层间位移角与固定抗侧刚度比设计的相差不大,以方案 2 设计的结构的抗震性能增加,其层间位移最小,最大层间位移角从大到小依次为方案 1、固定抗侧刚度比、方案 2;从图 9 可以看到,方案 2 在防屈曲支撑总截面面积不变的前提下,增强了结构的抗震性能,即提高了结构的抗侧刚度,其基地剪力为最大,最大层间剪力从大到小依次为方案 2、方案 1、固定抗侧刚度比。

图 10 给出了与规范反应谱拟合一致的 Morgan 地震波作用下防屈曲支撑的滞回曲线,曲线模型采用双线性随动强化模型. 方案 1 与固定抗侧刚度比设计的防屈曲支撑的滞回曲线斜率较低,其刚度较低,方案 2 设计的防屈曲支撑的斜率更大,其刚度更大. 通过计算得到各滞回曲线所围面积,方案 1: 15 668 650.01 mm·N;方案 2: 1 540 534.35 mm·N; 固定抗侧刚度比: 6 330 890.47 mm·N,以方案 1 设计的防屈曲支撑的滞回曲线最为饱满,其在地震作用下通过塑形变形,更好地消耗地震能量。

从图 11 可以看出,以方案 1 设计的防屈曲支撑消耗地震能量占比最大,能够更好地

保护框架梁柱,以方案 2 设计的防屈曲支撑刚度较大,更多地体现出支撑杆件的作用,使得框架柱接受的地震能量较大,未能保护框架结构免收破坏,方案 1 设计的防屈曲支撑的耗能比例较方案 2 设计的大 26%,较固定抗侧刚度比设计的大 15%。

5 结 论

(1)多遇地震作用下,以变化抗侧刚度比设计的结构较以固定抗侧刚度比设计的结构,在抗震性能相同的前提下,能减少 44% 的防屈曲支撑用量,更能提高结构的经济性;在支撑用量不变的前提下,能够减少结构的 29% 的最大层间位移角,更能提高结构的抗震性能。

(2)在静力非线性分析中,固定抗侧刚度比设计的防屈曲支撑尚有性能残余,以支撑用量不变设计的防屈曲支撑刚度较大,未能有效形成塑形变形消耗地震能量,而以抗震性能不变设计的防屈曲支撑均达到其最大利用率,能充分发挥防屈曲支撑的耗能能力。

(3)罕遇地震作用下,以抗震性能不变设计的防屈曲支撑的耗能比例较以固定抗侧刚度比设计的大 15%,更能减轻主体框架的负担,以支撑用量不变设计的防屈曲支撑耗能比例最少。

参考文献

[1] 王宏伟,苑清山,叶达伟,等. 基于抗侧刚度比的防屈曲支撑钢框架住宅设计及分析[J]. 钢结构,2017,32(2):72-76.
(WANG Hongwei, YUAN Qingshan, YE Dawei, et al. Design and analysis of buckling restrained braced steel frame housing based on lateral stiffness ratio [J]. Steel structure, 2017, 32(2): 72-76.)

[2] XI Z, WEN P, JING X S. The improved elastic stiffness method based on energy dissipation system with buckling restrained brace design [J]. Advanced materials research, 2014, 838-841: 1503-1507.

[3] MA Hua, ZHANG Fangliang, LI Zhenbao, et al. Simulation study on a new type buckling restrained brace [J]. Applied mechanics and materials, 2014, 638-640: 224-227.

- [4] HAN Wei, JIA Xiaoyu. Seismic effect analysis on buckling restrained brace[J]. Advanced materials research, 2014, 971-973: 2136-2140.
- [5] 雷英杰. MATLAB 遗传算法工具箱及应用[M]. 西安:西安电子科技大学出版社, 2014. (LEI Yingjie. MATLAB genetic algorithm toolbox and Application[M]. Xi'an: Xidian University Press, 2004.)
- [6] PALAZZO G, ALMANSA F L, CAHIS X. A low-tech dissipative buckling restrained brace. Design, analysis, production and testing[J]. Engineering structures, 2009, 31(9): 2151-2161.
- [7] 耿鹏飞. 附加黏滞阻尼器和 BRB 的钢框架联合减震设计与分析[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2012. (GENG Pengfei. Design and analysis of united energy dissipation steel frame with viscous dampers and buckling restrained braces[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2012.)
- [8] 贾明明. 防屈曲支撑钢框架抗地震侧向倒塌能力分析[J]. 土木工程学报, 2013, 46(增刊1): 7-12. (JIA Mingming. Seismic lateral collapse capacity analysis of buckling-restrained braced steel frames[J]. China civil engineering journal, 2013, 46(S1): 7-12.)
- [9] HOSSEINZADEH S, MOHEBI B. Numerical investigation of seismic behavior of short-core all-steel buckling restrained braces[J]. Journal of constructional steel research, 2016, 119: 76-84.
- [10] CHANG H Y, CHIU C K. Performance assessment of buckling restrained braces[J]. Procedia engineering, 2011, 14(3): 2187-2195.
- [11] 马传政, 李帼昌, 闫煦. 屈曲约束支撑方钢管高强混凝土框架节点的有限元分析[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版), 2017, 33(2): 214-225. (MA Chuazheng, LI Guochang, YAN Xu. Finite element analysis of high strength concrete frame joints with buckling restrained braced square steel tube[J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2017, 33(2): 214-225.)
- [12] 任乐明, 钟铁毅. 抗侧刚度比对防屈曲支撑钢框架结构地震响应和能量分配的影响[J]. 北京交通大学学报, 2014, 38(3): 68-81. (REN Leming, ZHONG Tieyi. Influence of lateral stiffness ratio seismic response and energy distribution of buckling-restrained braced steel frame[J]. Journal of Beijing jiaotong university, 2014, 38(3): 68-81.)
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of building: GB50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.)
- [14] 齐麟. Perform-3D 在建筑结构非线性分析与性能评估中的应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015. (QI Lin. Application of perform-3D in nonlinear analysis and performance evaluation of the structure[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.)
- [15] WANG Haishen, NIE Xin, PAN Peng. Development of a self-centering buckling restrained brace using cross-anchored pre-stressed steel strands[J]. Journal of constructional steel research, 2017, 138: 621-632.
- [16] 崔济东. PERFORM-3D 原理与实例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017. (CUI Jidong. Principles and examples of PERFORM-3D[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2007.)
- [17] ESRA M G. Seismic reliability of steel moment resisting framed buildings retrofitted with buckling restrained braces[J]. Earthquake engineering & structural dynamics, 2012, 41(5): 61-66.