

文章编号: 1673-5196(2021)04-0116-09

双重耗能智能框架摇摆墙结构地震响应对比分析

罗维刚^{*1,2}, 刘纪斌¹, 张 杨¹, 郭易令¹, 祁 盼¹, 宋江朋¹

(1. 兰州理工大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州理工大学 甘肃省土木工程防灾减灾重点实验室, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 针对框架剪力墙结构在强震作用下存在连接处楼板或连梁破坏以及剪力墙底部出现塑性铰的问题, 在课题组开发的智能框架剪力墙双重结构体系中, 将剪力墙设置为底部连接金属阻尼器的摇摆剪力墙, 形成一种新型双重耗能单元控制的智能框架摇摆墙结构体系。以 6 层混凝土框架剪力墙结构为原型, 应用 ABAQUS 有限元分析软件, 建立传统框架剪力墙结构、智能框架剪力墙双重结构、摇摆墙与框架间连接 BRB 结构和摇摆墙底部连接金属阻尼器的双重耗能智能框架摇摆墙 4 种结构对比模型, 进行非线性动力时程分析, 考察各结构的动力响应。结果表明: 新型双重耗能单元控制的智能框架摇摆墙结构体系在 BRB 屈服强度为 $0.1f_y \sim 1f_y$ 区间时, 结构地震响应均比传统结构有所减小, 框架结构层间位移也得到有效控制, 进一步说明在合理参数取值下双重耗能单元控制的结构地震动响应小于单一耗能单元结构。

关键词: 智能框架摇摆墙结构; 双重耗能单元; 地震响应; 屈曲约束支撑; 金属阻尼器

中图分类号: TU375 **文献标志码:** A

Comparative analysis of seismic response of smart frame-rocking wall structure with dual energy dissipation elements

LUO Wei-gang^{1,2}, LIU Ji-bin¹, ZHANG Yang¹, GUO Yi-ling¹, QI Pan¹, SONG Jiang-peng¹

(1. College of Civil Engineering, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, China; 2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu Province, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, China)

Abstract: Directed against the issues of frame-shear wall structure floor diaphragm were damaged or coupling beam failed, and the plastic hinges appeared at the bottom of shear wall under strong earthquake, a smart frame-shear wall dual structure system with BRB passive energy dissipation in between the frame and shear-wall was developed by the author's research group, and the shear wall is set as the rocking shear wall with metal damper at the bottom. A new frame-rocking shear wall structure system with dual energy dissipation elements is set up. In this paper, a six-story reinforced concrete frame-shear wall model are established using ABAQUS as prototype, the traditional frame-shear wall structure, the smart frame-shear wall dual structure, the frame-rocking wall structure with BRB in between rocking wall and frame, and the frame-rocking shear wall structure system with dual energy dissipation elements are compared. To obtain dynamic response of each structure, the non-linear dynamic time-history analysis is conducted. Results show that when the BRB yield strength ratio is $0.1 \sim 1$, the seismic responses of the frame-rocking shear wall structure with dual energy dissipation elements are less than that of traditional structure. The frame inter-storey drift is also effectively controlled. It is further explained that, under the appropriate parameter value of the BRB and MD, the seismic response of the structure with dual energy dissipation elements is smaller than that of the single energy dissipation element.

Key words: smart frame-rocking wall structure; dual energy dissipation element; seismic response; buckling restrained brace(BRB); metal damper(MD)

收稿日期: 2019-01-27

基金项目: 甘肃省建设科技攻关项目(JK2013-18)

通讯作者: 罗维刚(1975-), 男, 甘肃景泰人, 副教授。

Email: luowg@lut.cn

摇摆墙(rocking wall)^[1]是一种墙底具有特殊构造的墙体, 墙底约束被放松, 在地震作用下可降低上部结构本身的延性需求和破坏, 以及减小基础在倾覆力矩作用下的抗拉设计需求。Hitaka、Sakino、Gavid-

our、冯玉龙、何晴光等^[2-5]研究了摇摆体与基础间设置耗能减震装置后结构的抗震性能,结果均表明通过耗能装置的滞回特性耗散能量降低了地震响应。崔浩然、刘迪、Blomgren、曲哲、Barbagallo等^[6-11]研究了摇摆结构和主体结构间设置阻尼器后结构的地震响应,该体系减小了地震引起的损伤,促进了震后的快速修复。上述摇摆结构体系都是设置单一的消能减震装置,而吕西林等^[12]在第16届世界地震工程大会上对开发摇摆、自复位和可更换等多种技术组合使用的结构新体系提出了展望。

框架剪力墙结构在中国中高层建筑中广泛使用,但是在地震中连梁及剪力墙根部容易发生破坏。基于框架与剪力墙在地震作用下不同变形模式协同工作的原理,在框架与剪力墙之间将连梁更换为耗能单元。本课题组采用了基于滞回耗能的屈曲约束支撑(buckling restrained brace, BRB)^[13]作为替换连梁的耗能单元进行非线性动力时程分析,结果表明:当BRB屈服强度和初始刚度控制在一定范围内时,可以有效减小楼板水平峰值加速度,减小结构地震响应,且能在损坏后迅速替换。另一方面,考虑到剪力墙底部容易发生破坏,因此放松墙底约束,形成框架摇摆墙结构,并在墙体底部设置金属阻尼器,以实现墙底耗能和可更换的需求。本次研究在框架剪力墙间设置BRB的智能双重结构体系基础上,放松剪力墙底部约束,并在底部设置耗能单元,进行非线性动力时程分析,研究该新型双重耗能结构体系在地震作用下的受力变形情况以及耗能减震机理。

本次研究以兰州地区某六层混凝土框架剪力墙结构为例,采用ABAQUS有限元软件建立2D模型进行非线性动力时程分析,对比分析传统框架剪力墙结构(模型1)、设置BRB的智能框架剪力墙双重结构(模型2)、底部铰接摇摆墙与框架间连接BRB结构(模型3)和底部连接金属阻尼器的双重耗能机制智能框架摇摆墙结构(模型4)在地震动下的动力响应。研究新型双重耗能单元控制的智能框架摇摆墙结构体系在地震作用下的动力响应以及耗能减震机理。

1 结构模型

1.1 原型结构基本信息

分析模型的原型结构为兰州地区某六层钢筋混凝土框架剪力墙结构,根据GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[14]设计,平面布置如图1所示。结构首层层高为5.1 m;标准层层高为3.1 m;柱截面尺寸为700 mm×700 mm;梁截面尺寸为300 mm×500 mm;连梁截面尺寸为300 mm×750 mm;楼板厚度为

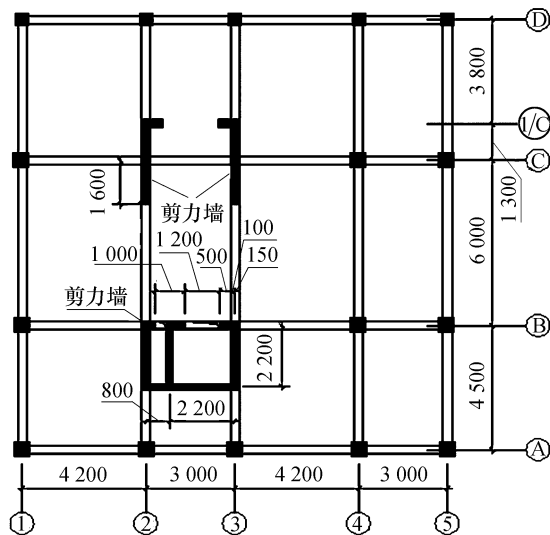


图1 框架剪力墙平面布置图

Fig. 1 Frame-shear wall structural plan layout

150 mm;设防烈度为8度,场地类别为II类,设计地震分组为第三组,设计基本地震加速度为0.3g,设计基准期为50年。混凝土采用C35,钢筋采用HRB400。

1.2 建立2D有限元模型

将原结构剪力墙按抗侧移刚度等效为一榀总剪力墙,并均匀分配至三榀框架结构,取其一榀利用ABAQUS建立2D结构分析模型(如图2所示)。考虑现浇楼板与配筋对框架梁的影响,以及减小高阶模态的干扰,保证框架结构以剪切型的第一阶模态振动。将有限元模型框架梁柱线刚度比取为10,以满足规范对刚性楼板的假定,通过保持梁截面尺寸不变,把梁的弹性模量放大,楼板质量通过附加质量源分配至梁柱节点上。

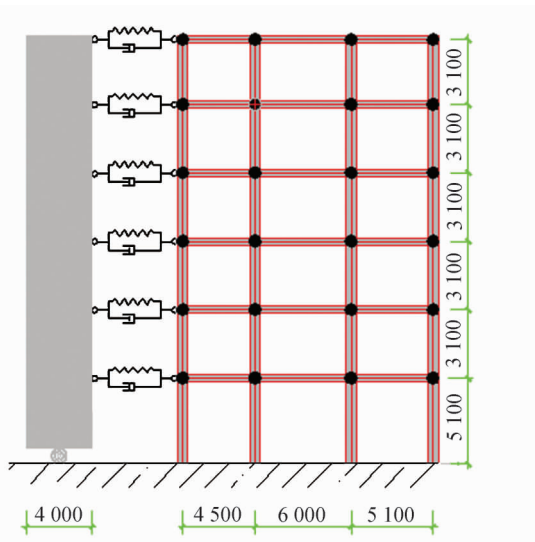


图2 结构分析模型

Fig. 2 Structural analysis model

2 模型的基本信息与模拟

2.1 单元类型的选取

将原结构电梯井剪力墙按刚度等效为一字形,并均匀分配至三榀框架上,取其中一榀建立 2D 有限元模型,剪力墙厚度为 250 mm,等效长度为 4 m,用 S4R 壳单元模拟;框架柱和框架梁均采用 B31 纤维梁单元模拟;传统结构连梁长度为 1 m,混凝土本构模型采用 PQ-Fiber 材料库中忽略混凝土抗拉强度的模型 Uconcrete01.

2.2 BRB 基本信息

对于 BRB 屈服强度和初始刚度的取值,考虑与原结构的可对比性,以及将来该体系抗震设计与现有规范保持一致性,将传统结构在中震(0.3g)作用下动力时程分析获取的结构总基底剪力,按倒三角沿结构高度分配至每层,将每层获得的水平剪力作为该层 BRB 的屈服强度值,顶层标识为 f_y . 为了暂时减小变量,BRB 屈服变形取为 $0.0035 \text{ m}^{[13]}$,由此求出各层 BRB 的初始刚度,亦呈倒三角沿结构高度成比例变化,该模型称为 BRB 基准模型.

为分析 BRB 屈服强度(初始刚度)对地震响应的影 响,在基准模型的基础上,变化顶层 BRB 屈服强度值,其他各层等比例变化,建立具有不同屈服强度(初始刚度)的 BRB 框架剪力墙模型(模型 2),即顶层 BRB 屈服强度依次为 $0.1f_y, 0.3f_y, 0.5f_y, f_y, 1.5f_y, 2f_y, 2.5f_y, 3f_y$ 共计 8 个工况,屈服强度比 α 依次为 0.1、0.3、0.5、1、1.5、2 和 3.

BRB 本构采用如图 3 所示的双线性随动硬化本构. 材料参数包括屈服强度 f_y 、初始刚度 K_0 ,屈服后刚度 K_1 取初始刚度的 5%.

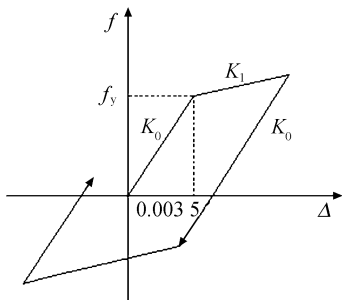


图 3 基本模型中 BRB 本构关系

Fig. 3 BRB constitutive relation in the basic model

2.3 墙底金属阻尼器基本信息

金属阻尼器采用 ABAQUS 有限元中的非线性弹簧单元模拟. 单元参数的选取考虑了混凝土剪力墙塑性铰区的抗倾覆承载能力和不同性能水准的塑性铰转动能力.

1) 剪力墙塑性铰区的抗倾覆承载力

为计算塑性铰区的抗倾覆弯矩,依据参考文献 [15]确定混凝土塑性铰区的高度 l_p ,传统结构中剪力墙的剪跨比 $\lambda = 1.28 < 1.5$,由文献 [16]推荐的公式计算剪力墙塑性铰的抗剪承载力为 $V = 1.7 \times 10^6 \text{ N}$,抗倾覆弯矩为 $M_u = V l_p = 2.9 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$.

2) 非线性弹簧的初始刚度

对于剪力墙结构, FEMA356^[17]给出了三个性能水平对应的剪力墙底部塑性铰转角值,取剪力墙根部塑性铰的抗倾覆弯矩 M_u 对应防止倒塌的塑性铰转角限值 0.02 rad ,屈服弯矩 M_y 对应使用良好的塑性铰转角限值 0.002 rad ,屈服后转动刚度与初始转动刚度比为 0.05,以此推算非线性弹簧屈服弯矩为 $M_y = 2 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{m}$,非线性弹簧初始转动刚度为 $C = 1 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{m/rad}$. 本构关系如图 4 所示.

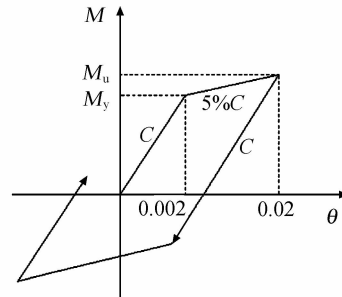


图 4 金属阻尼器本构关系

Fig. 4 Constitutive relation of metal damper

2.4 有限元模型建立

1) 传统结构(模型 1)

本模型为传统框架剪力墙结构,框架与剪力墙之间通过连梁连接,为本次研究的原结构模型.

2) 设置 BRB 的智能框架剪力墙双重结构(模型 2)

将原框架剪力墙结构的连梁替换为 BRB,由 BRB 在地震作用下进行滞回耗能,因 BRB 的屈服强度和刚度不同建立了 8 个工况模型.

3) 摇摆墙与框架间连接 BRB 结构(模型 3)

摇摆墙底部铰接,放松绕 Z 轴方向的转动约束,保证墙体在平面内的转动. 框架与摇摆墙间连接 BRB,通过结构墙体摇摆特性和 BRB 滞回耗能共同作用以达到减震耗能效果,因 BRB 的屈服强度和刚度不同建立了 8 个工况模型.

4) 双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构(模型 4)

框架与摇摆墙间连接 BRB,同时在摇摆墙底部设置金属阻尼器,以实现在地震作用下的双重耗能机

制,因 BRB 的屈服强度和刚度不同建立了 8 个工况模型.

2.5 地震波的选取

由于该双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构为

新型结构体系,地震动记录类型和数量的选取考虑了一定的统计特征,考虑地震动的类型、强度、持时、震中距和场地等因素,选取了 6 条实际地震动记录,见表 1.

表 1 地震动记录选取
Tab. 1 Ground motion selections

编号	地震波名称	时间	震级	震中距/km	峰值加速度/ g	主要特征
Eq. 1	Kobe Japan (S-N)1106	1995	6.9	0.96	0.834 2	近场脉冲
Eq. 2	Northridge 989	1994	6.7	740.00	0.215 3	远场
Eq. 3	Parkfield 30	1966	6.2	9.58	0.443 8	近场脉冲
Eq. 4	Imperial Valley 171	1979	6.5	0.70	0.317 2	近场脉冲
Eq. 5	Tabas, Iran 139	1978	7.4	13.94	0.409 4	近场非脉冲
Eq. 6	Managua 95	1972	6.2	4.06	0.371 8	近场非脉冲

3 动力分析结果

所有地震响应数据均取 6 条地震波的平均值.课题组已经对设置 BRB 的智能框架剪力墙双重结构(模型 2)与传统框架剪力墙结构(模型 1)进行了非线性动力时程分析与对比,结果表明:当 BRB 的屈服强度在 $0.1f_y \sim 0.3f_y$ 范围变化时,结构的地震响应参数得到了有效控制.下文将对模型 3 和模型 4 进行非线性动力时程分析,以及四个模型对比分析.

3.1 摇摆墙与框架间连接 BRB 结构

3.1.1 最大侧向位移

1) 框架结构最大侧向位移

图 5 为模型 3 中不同 BRB 屈服强度结构工况与原结构的各楼层侧向最大位移比值(以下分析的响应参数均做相同处理)随 BRB 屈服强度变化的规律曲线.由图可知,BRB 的屈服强度在 $0.1f_y \sim 0.5f_y$ 时,框架侧向最大位移响应均比传统结构有所减小,框架各层下降程度有所不同.随着 BRB 屈服强度的增大,各层位移均增加,增大到 $1.5f_y$ 时,侧向位移大于传统结构,当达到 $2.5f_y$ 时,位移变化逐渐趋于稳定.

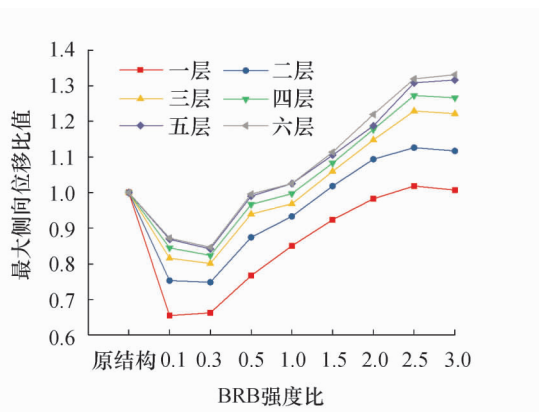


图 5 框架位移峰值随 BRB 变化曲线

Fig. 5 The variation curve of frame displacement peak with BRB

2) 摇摆墙顶层最大侧向位移

由于摇摆墙具有较大的刚度,且底部为理想铰接,故提取摇摆墙顶层侧向位移进行分析.图 6 为摇摆墙顶层侧向最大位移比值随 BRB 屈服强度变化的曲线,变化规律和框架顶点最大侧向位移形状相似,最大侧向位移相比于传统结构所减小的范围在 $0.1f_y \sim 1f_y$ 之间,在 $0.3f_y$ 时减小了 19.5%.

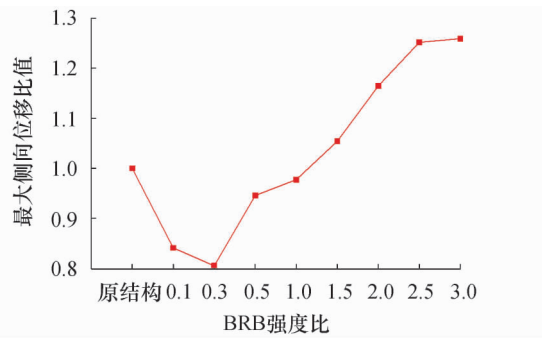


图 6 墙顶位移峰值随 BRB 变化曲线

Fig. 6 The variation curve of wall-top displacement peak with BRB

3.1.2 框架层间位移角

在传统框架剪力墙结构中,剪力墙做为第一道抗震防线,而框架结构主要承受重力荷载作用,关系到整体结构的安全性.模型 3 的层间位移角与原结构比值随 BRB 屈服强度变化的规律如图 7 所示.由图可知,除首层层间位移角有所减小外,其它各层相比传统结构有所增大.但通过对比各工况的层间位移集中系数(drift concentration factor, DCF)^[4]发现,传统结构 DCF 值为 1.72,当 BRB 屈服强度为 $0.1f_y \sim 0.5f_y$ 时,DCF 值为 1.2 左右,更接近于 1,表明此时结构的层间变形趋于均匀.

3.1.3 峰值加速度

1) 框架结构峰值加速度

图 8 为模型 3 框架峰值加速度比值随 BRB 屈服

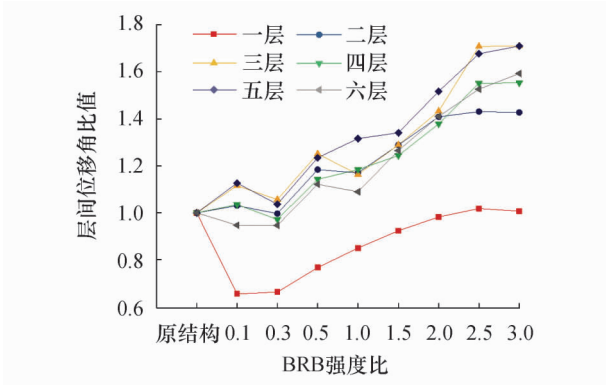


图 7 层间位移角随 BRB 变化曲线

Fig. 7 The variation curve of inter-story drift with BRB

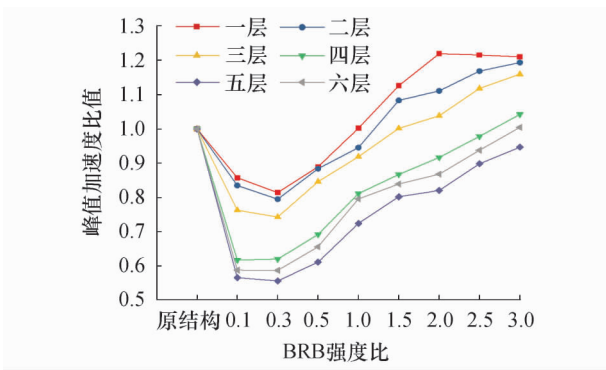


图 8 框架峰值加速度随 BRB 变化曲线

Fig. 8 The variation curve of frame peak acceleration with BRB

强度变化曲线,变化趋势基本与前面的响应参数相似.由图可知,BRB 的屈服强度在 $0.1f_y \sim 1f_y$ 时,框架结构各层峰值加速度小于传统结构,各层下降程度有所不同,最大下降了 44.4%.

2) 摇摆墙顶层峰值加速度

摇摆墙顶层峰值加速比值随 BRB 屈服强度变化如图 9 所示.相比于传统结构,模型 3 的摇摆墙顶层峰值加速度均有所减小,减小的最大幅度为 42.2%.

可见对于摇摆墙与框架间连接 BRB 的结构,合

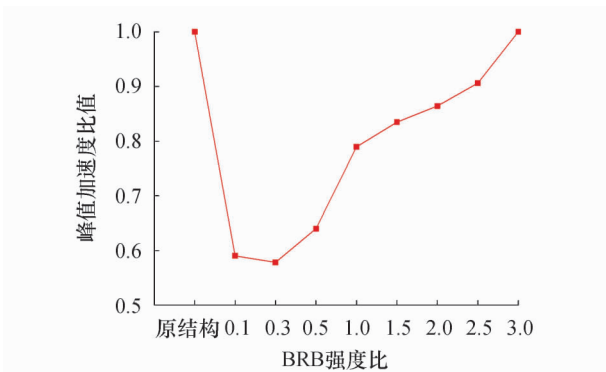


图 9 墙顶峰值加速度随 BRB 变化曲线

Fig. 9 The variation curve of wall-top peak acceleration with BRB

理选取 BRB 屈服强度和刚度参数,可以有效控制结构的水平加速度响应.

3.1.4 结构基底剪力

整体结构、框架与墙体基底剪力变化曲线如图 10 所示. BRB 的屈服强度取值在 $0.1f_y \sim 1f_y$ 范围时,基底剪力均比传统结构有所减小,框架柱基底剪力最大下降了 22.7%. 设置 BRB 的框架摇摆墙结构,摇摆墙基底剪力均小于传统结构,最大下降幅度达到了 84.3%,充分表明 BRB 在结构中的“切断”机制,当 BRB 屈服时,阻断了主要由重力框架产生的惯性力向摇摆墙的传递.

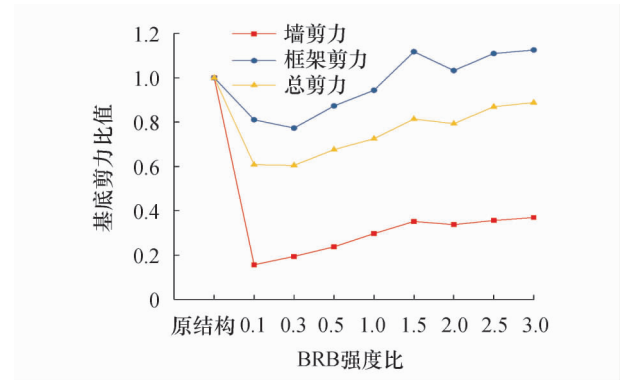


图 10 基底剪力随 BRB 变化曲线

Fig. 10 The variation curve of base shear with BRB

综上所述,框架和摇摆墙之间连接具有滞回耗能能力的 BRB 构件,所设置的 BRB 强度和刚度参数沿高度方向呈倒三角分布,当屈服强度处于 $0.1f_y \sim 0.5f_y$ 范围时,除层间位移值较传统结构有所增大外,框架与摇摆墙的峰值加速度、侧向位移、层间位移集中系数和基底剪力地震响应参数得到有效控制.

3.2 双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构

模型 3 在控制地震响应方面虽有一定的控制效果,但层间位移有所增大.因此,在摇摆墙底部设置具有一定初始刚度和滞回耗能特性的金属阻尼器,形成双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构(模型 4),以达到减小框架各层层间位移角的目的.

3.2.1 最大侧向位移

1) 框架结构最大侧向位移

框架结构各层最大侧向位移比值如图 11 所示,所有分析工况中框架结构各层侧向最大位移响应均比传统结构有所减小,框架各层下降程度有所不同, BRB 屈服强度为 $0.1f_y$ 的工况模型第一层下降幅度达 49.1%,接近传统结构的一半;当 BRB 屈服强度达到 $2.5f_y$ 时,位移变化逐渐趋于稳定.

2) 摇摆墙顶层的最大侧向位移

图 12 为模型 4 墙体顶层侧向最大位移比值随

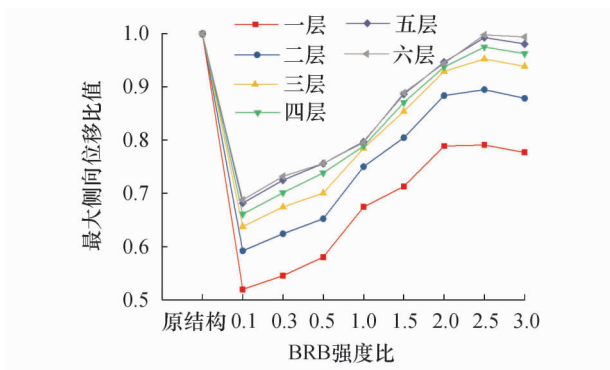


图 11 框架位移峰值随 BRB 变化曲线

Fig. 11 The variation curve of frame displacement peak with BRB

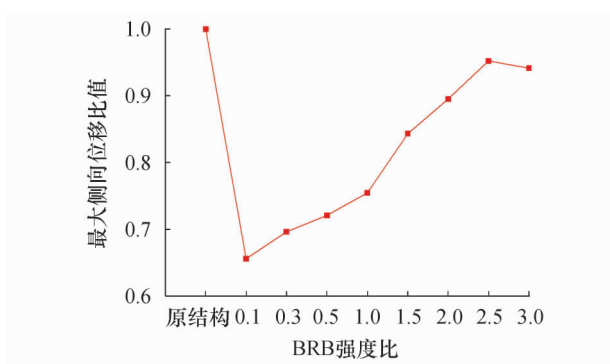


图 12 墙顶位移峰值随 BRB 变化曲线

Fig. 12 The variation curve of wall-top displacement peak with BRB

BRB 屈服强度变化的规律曲线,摇摆墙顶层最大侧向位移在该模型所有不同 BRB 参数工况中均比传统结构有所减小.表明在模型 4 中 BRB 亦具有屈服“切断”机制.

3.2.2 框架层间位移角

框架层间位移角比值如图 13 所示. BRB 屈服强度在 $0.1f_y \sim 1f_y$ 时,框架结构各层层间位移角相比传统结构均有所下降,首层层间位移角下降最明显,

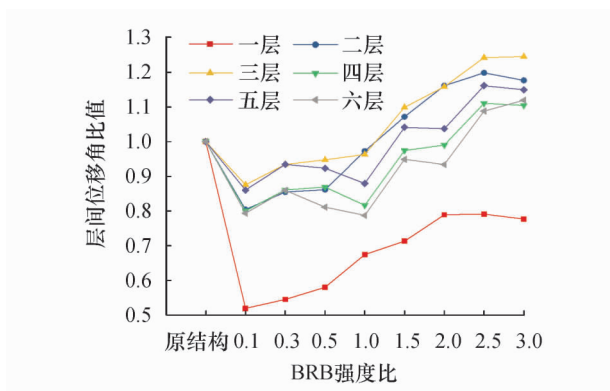


图 13 层间位移角随 BRB 变化曲线

Fig. 13 The variation curve of inter-story drift with BRB

最多下降了 48.7%;随着 BRB 屈服强度的增大,各层层间位移角均增加,当达到 $2.5f_y$ 时,各层层间位移角变化逐渐趋于稳定.

3.2.3 峰值加速度

1) 框架结构峰值加速度

模型 4 框架结构峰值加速度与模型 3 类似,随 BRB 屈服强度变化的规律曲线如图 14 所示. BRB 的屈服强度在 $0.1f_y \sim 2.5f_y$ 时,框架结构各层峰值加速度响应均有所减小,最大减小幅度达到 50.3%. 与模型 3 相比,加速度峰值减小所需要的 BRB 屈服强度(刚度)取值范围更广.

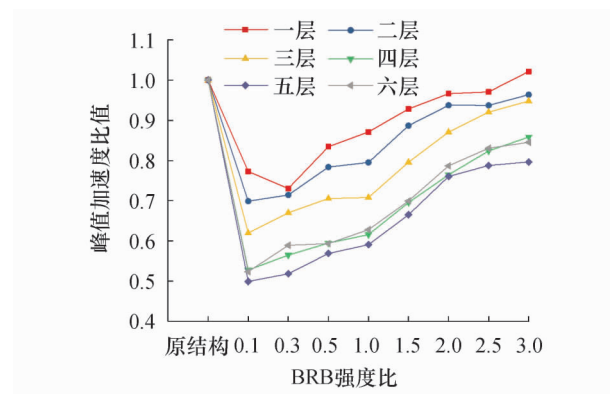


图 14 框架峰值加速度随 BRB 变化曲线

Fig. 14 The variation curve of frame peak acceleration with BRB

2) 摇摆墙顶层峰值加速度

墙体顶层峰值加速度比值随 BRB 屈服强度变化的规律曲线如图 15 所示,变化趋势与框架各层峰值加速度相同,降低的最大幅度为 48.8%.

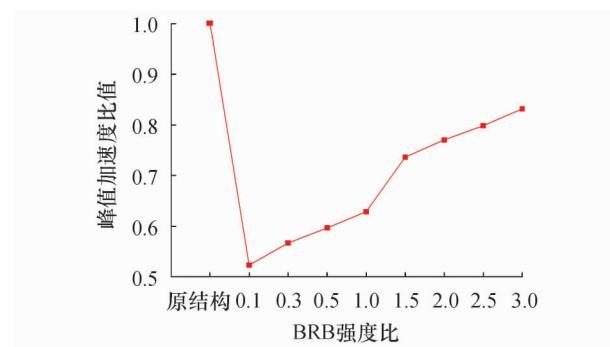


图 15 墙顶峰值加速度随 BRB 变化曲线

Fig. 15 The variation curve of wall-top peak acceleration with BRB

3.2.4 结构基底剪力

图 16 为不同 BRB 屈服强度结构与原结构模型的基底剪力比值随 BRB 屈服强度变化的规律曲线. BRB 的屈服强度在 $0.1f_y \sim 2f_y$ 时,模型 4 结构的各部分基底剪力均比传统结构有所减小,框架柱剪力最大下降了 22.7%,墙底剪力最大下降了 78.1%.

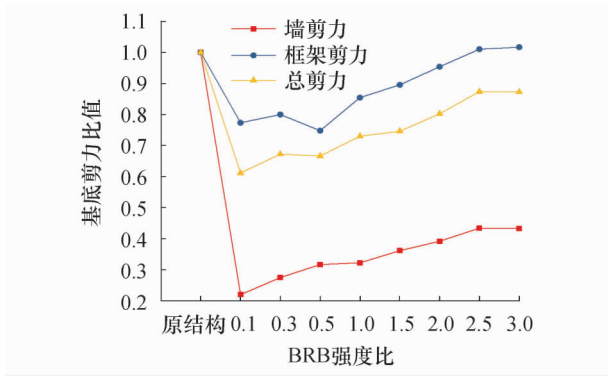


图 16 基底剪力随 BRB 变化曲线

Fig. 16 The variation curve of base shear with BRB

综上所述,双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构,在选定的金属耗能器参数下,BRB 的屈服强度在 $0.1f_y \sim 1f_y$ 之间时,层间位移角得到有效控制,并且小于传统结构;另一方面,侧向位移、峰值加速度和基底剪力地震响应参数小于传统结构的 BRB 参数,选择比模型 3 范围更广。

3.3 四个模型结果对比

为了明确双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构在地震作用下响应的减小和控制的效果,将智能框架剪力墙 BRB 结构(模型 2)、摇摆墙与框架间连接 BRB 结构(模型 3)和双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构(模型 4)中的 BRB 屈服强度(刚度)取值为 $0.1f_y$,与传统结构(模型 1)的地震响应进行对比。

3.3.1 剪力墙/摇摆墙顶层地震响应

表 2 列出了四个模型剪力墙/摇摆墙顶层最大侧向位移与峰值加速度响应,设置 BRB 的模型相比传统模型均有所减小,充分表明 BRB 的屈服“切断”机制,有效抑制了重力框架产生的惯性力向抗侧力体系的传递,最大侧向位移响应排序为模型 2<模型 4<模型 3<模型 1。墙体顶层峰值加速度值依次减小,因此,对剪力墙或摇摆墙而言,BRB 的屈服“切断”机制有效降低了墙体的地震响应,同时双重耗能机制(模型 4)比单一耗能机制(模型 2)更能降低墙体的峰值加速度响应。

表 2 剪力墙/摇摆墙顶层地震响应

Tab. 2 Shear wall/swing wall top seismic response

结构模型	最大侧移/mm	峰值加速度/($m \cdot s^{-2}$)
模型 1	31.2	23.2
模型 2	19.3	17.9
模型 3	26.2	13.7
模型 4	20.9	12.3

3.3.2 框架各层最大侧向位移

四个模型的框架各层最大侧向位移变化(如

图 17)中,各模型位移大小排列顺序与墙体顶层位移相同,即模型 2<模型 4<模型 3<模型 1。

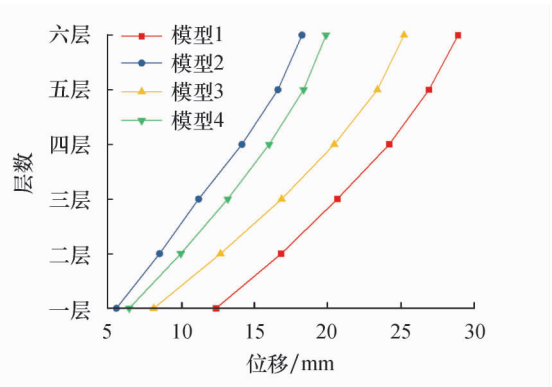


图 17 框架位移峰值曲线

Fig. 17 Frame peak displacement curve

3.3.3 框架各层层间位移角

图 18 显示了四个模型框架各层层间位移角的变化与弹性层间位移角限值的关系。由图可知,模型 2、模型 3 和模型 4 的各层层间位移角变化比模型 1 更均匀,尤其模型 2 与模型 4 表现良好,层间位移角小于弹性限值,但模型 4 曲线光滑、陡直,更加优于模型 2。

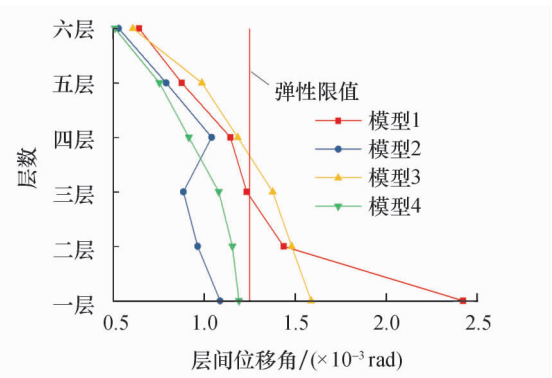


图 18 层间位移角曲线

Fig. 18 Inter-story displacement angle curve

3.3.4 框架各层峰值加速度

框架具有较大的质量,故产生较大的惯性力,为减小结构的峰值加速度和结构内力响应,允许部分结构构件进入到塑性阶段。图 19 为四个模型的框架各层峰值加速度曲线图,结果表明:模型 2、模型 3 和模型 4 的各层峰值加速度均比模型 1 有所减小,模型 4 由于 BRB 与金属耗能器共同作用,减震效果最为明显。对比模型 2 的峰值加速度,模型 3 中摇摆机理对于框架的峰值加速度效果并不明显,模型 3 引起的不均匀性,与 BRB 刚度沿结构高度分布方式有关。

3.3.5 最大基底剪力分析

整体结构的内力响应,一定程度上可以由基底剪

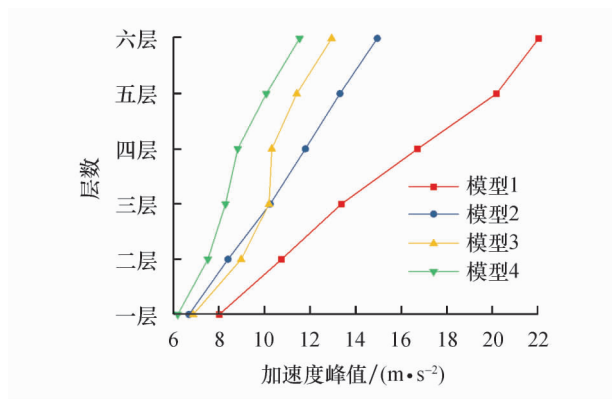


图 19 框架峰值加速度曲线

Fig. 19 Frame peak acceleration curve

力来反映. 四个模型的整体结构总基底剪力、剪力墙/摇摆墙和框架结构基底剪力变化如图 20 所示. 模型 2、模型 3 与模型 4 对比传统结构模型 1 均有所下降. 相比模型 1, 模型 2 的墙底剪力和总剪力分别下降了 44.9%、30.1%. 对于重力框架结构的基底剪力, 模型 2 与模型 4 降低的程度比模型 3 更为理想, 模型 2 在框架结构基底剪力减小方面最为明显, 说明剪力墙基底固结, 使得分配到了相对较大的基底剪力, 从而有效减小了框架结构的基底剪力. 模型 3 和模型 4 的各部分基底剪力变化不大, 表明金属阻尼器对于基底剪力减小而言, 效果并不明显.

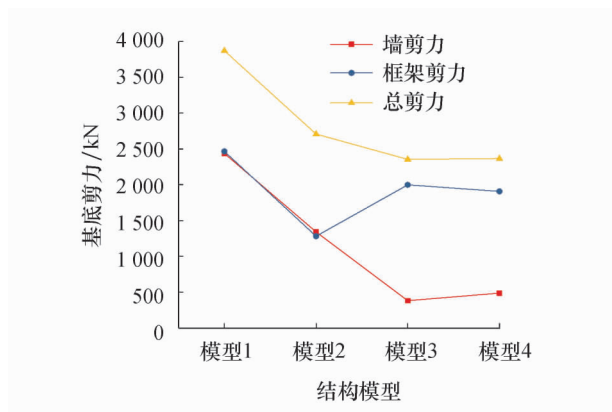


图 20 基底剪力曲线

Fig. 20 Base shear curve

综上所述, 相对于剪力墙/摇摆墙而言, 在框架与墙体之间连接 BRB 耗能单元, 表现出明显的屈服“切断”机制, 剪力墙结构地震响应比传统结构有所减小, 同时剪力墙底部可摇摆对与剪力墙而言明显地降低了峰值加速度效应. 相对于重力框架结构而言, 模型 2 与模型 4 表现出了良好的抗震性能, 尤其模型 4 不但控制了结构的位移响应, 而且明显改善了框架各层峰值加速的响应. 可见双重耗能单元体系比单一耗能单元体系对于减小地震响应更加有效, 结构变形更加

趋于均匀.

4 结论

通过对传统框架剪力墙结构、设置 BRB 的智能框架剪力墙双重结构、底部铰接摇摆墙与框架间连接 BRB 结构和底部连接金属阻尼器的双重耗能机制智能框架摇摆墙结构进行非线性动力时程分析, 对比了在地震作用下各结构的动力响应, 重点研究了双重耗能机制框架摇摆墙结构的抗震性能, 得到如下结论:

1) 双重耗能机制的智能框架摇摆墙结构(模型 4), 在提供的金属阻尼器参数下, 当 BRB 屈服强度在 $0.1f_y \sim 1f_y$ 区间时, 结构的各地震响应均比传统结构有所减小, 框架结构的层间位移角也得到了有效控制.

2) 在屈曲约束支撑和金属阻尼器的双重耗能元件控制下, 框架摇摆墙结构地震响应得到明显地改善, 体现在以下三个方面:

(1) 从结构的变形分析, 双重耗能机制框架摇摆墙结构基本消除了变形集中问题, 很好地改善了结构的破坏模式;

(2) 从结构内力分布分析, 结构墙底剪力略有增加, 但框架柱剪力相应减小;

(3) 从结构地震响应分析, 双重耗能机制框架摇摆墙结构大大减小了结构的峰值加速度.

3) 具有摇摆机制和 BRB 耗能机制的框架摇摆墙结构, 结构墙体摇摆可以有效减小结构峰值加速度响应, 但增大了框架结构的层间位移. 底部连接金属阻尼器的摇摆墙与框架间连接 BRB 双重耗能机制结构抗震性能优于单一 BRB 耗能机制结构.

4) 摇摆墙底部耗能和框架摇摆墙间 BRB 耗能的双重耗能机制可以有效减小结构的响应, 但 BRB 和底部耗能单元性能参数与框架和摇摆墙结构间的相互关系, 以及对整体结构抗震性能的影响, 尚需进一步讨论.

参考文献:

- [1] 曹海韵, 潘鹏, 叶列平, 等. 混凝土框架摇摆墙结构体系的抗震性能分析 [J]. 建筑科学与工程学报, 2011, 28(1): 64-69.
- [2] HITAKA T, SAKINO K. Cyclic tests on a hybrid coupled wall utilizing a rocking mechanism [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 37(14): 1657-1676.
- [3] GAVRIDOU S. Shake table testing and analytical modeling of a full-scale, four-story unbonded post-tensioned concrete wall building [D]. Los Angeles: UCLA, 2015.
- [4] 杨晓燕, 冯玉龙, 吴京, 等. 底部带屈曲约束支撑的摇摆桁架抗震性能试验研究 [J]. 东南大学学报(自然科学版), 2018, 48(2): 303-309.

- [5] 何晴光,徐力,张玉军. 安装有自复位耗能摇摆柱的 RC 框架动力弹塑性分析 [J]. 兰州理工大学学报, 2019, 45(1): 137-144.
- [6] 崔浩然,吴刚,冯德成,等. 损伤可控摇摆墙滞回性能分析 [J]. 东南大学学报(自然科学版), 2018, 48(2): 288-293.
- [7] 刘迪,李万润,杜永峰,等. 基于 IDA 分析的新型耗能摇摆结构抗震性能 [J]. 兰州理工大学学报, 2015, 41(5): 130-134.
- [8] JIN Z, PEI S, BLOMGREN H, *et al.* Simplified mechanistic model for seismic response prediction of coupled cross-laminated timber rocking walls [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2019, 145(2): 1-11.
- [9] 曲哲,和田章. 摇摆墙在框架结构抗震加固中的应用 [J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 11-19.
- [10] BARBAGALLO F, BOSCO M, GHERSI A, *et al.* Seismic retrofitting of eccentrically braced frames by rocking walls and viscous dampers [J]. *Key Engineering Materials*, 2018, 763(5): 1105-1112.
- [11] BARBAGALLO F, BOSCO M, GHERSI A, *et al.* Seismic retrofitting of eccentrically braced frames by rocking walls and viscous dampers [J]. *Key Engineering Materials*, 2018, 763: 1105-1112.
- [12] 吕西林,全柳萌,蒋欢军. 从 16 届世界地震工程大会看可恢复功能抗震结构研究趋势 [J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(3): 5-13.
- [13] 侯和涛,朱文灿,曲哲,等. 屈曲约束支撑钢筋混凝土框架结构干式柔性梁柱节点的试验研究 [J]. 工程力学, 2018, 35(6): 151-161.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [15] 王义俊,汪梦甫. 钢筋混凝土剪力墙塑性铰长度计算模型研究 [J]. 工业建筑, 2016, 45(5): 80-85.
- [16] 梁兴文,王照耀,于婧,等. 钢筋混凝土剪力墙结构多塑性铰区合理布置研究 [J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2018, 50(2): 169-175.
- [17] FEMA, ASCE. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington, D. C: ASCE Standards Program, 2000.