

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202205017



# 功能可恢复钢框架力学性能及简化模型

徐烨<sup>1</sup>, 刘阳<sup>1,2</sup>, 陈海<sup>1</sup>, 苏龙辉<sup>3</sup>, 陈业伟<sup>4</sup>

- (1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;  
2. 华侨大学 福建省结构工程与防灾重点实验室, 福建 厦门 361021;  
3. 中建协和建设有限公司, 福建 泉州 362700;  
4. 中建四局建设发展有限公司, 福建 厦门 361006)

**摘要:** 为了实现框架结构的震后功能快速恢复, 提出一种功能可恢复(ERMR)钢框架. 在功能可恢复的地震弹性摇摆(ERR)钢柱简化模型与可更换屈曲约束保险丝(RBRF)钢梁简化模型的基础上, 建立 ERMR 钢框架简化模型, 并对 1 个传统钢框架与 9 个 ERMR 钢框架进行分析. 结果表明: 在设计合理的前提下, 塑性损伤集中在可替换构件上, 其余构件均无塑性损伤的破坏机制; 在 ERR 钢柱的强构件阻尼系数  $\eta_c < 0.50$  或 RBRF 钢梁的强构件阻尼系数  $\eta_b < 0.79$  时, ERMR 钢框架在大位移角下主要构件出现塑性损伤; 当  $\eta_c < 2.22$  且  $\eta_b < 2.63$  时, ERMR 钢框架满足的抗震需求; 对于 ERMR 钢框架, 推荐的  $\eta_c > 0.76$  且  $\eta_b > 1.10$ .

**关键词:** 钢框架; 功能可恢复; 震损可替换; 简化模型; 承载力

**中图分类号:** TU 375.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-5013(2022)06-0705-07

## Mechanical Properties and Simplified Model of Functionally Recoverable Steel Frame

XU Ye<sup>1</sup>, LIU Yang<sup>1,2</sup>, CHEN Hai<sup>1</sup>, SU Longhui<sup>3</sup>, CHEN Yewei<sup>4</sup>

- (1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;  
2. Key Laboratory for Structural Engineering and Disaster Prevention of Fujian Province, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;  
3. Zhongjian Xiehe Construction Limited Company, Quanzhou 362700, China;  
4. China Construction Fourth Bureau Construction Development Limited Company, Xiamen 361006, China)

**Abstract:** In order to realize the quick function recovery of frame structure after earthquake, a function recovery earthquake resilient moment resisting (ERMR) steel frame is proposed. On the basis of functional recovery earthquake resilient rocking (ERR) steel column simplified model and replaceable buckling restrained fuses (RBRF) steel beam simplified model, the ERMR steel frame simplified model is established. One traditional steel frame and nine ERMR steel frames are analysed. The results show that, on the premise of reasonable design, the plastic damage is concentrated on the replaceable component, and the other components have no failure mechanism of plastic damage. Damping coefficient of strong components of ERR column  $\eta_c < 0.50$  or damping coefficient of strong components of RBRF steel beam  $\eta_b < 0.79$ , the main components of ERMR steel frame appear plastic damage under large displacement angle. When  $\eta_c < 2.22$  and  $\eta_b < 2.63$ , the ERMR steel

frame can satisfy the anti-seismic requirements.  $\eta_c > 0.76$  and  $\eta_B > 1.10$  are recommended for ERMR steel frame.

**Keywords:** steel frame; functional recovery; earthquake-resilient; simplified model; load-bearing capacity

历次地震表明,以“小震不坏,中震可修,大震不倒”为抗震设防目标的传统设计理念虽可有效防止建筑倒塌和减少人员伤亡,但在强震作用下,建筑主要承重构件产生明显塑性损伤,结构整体刚度及强度明显退化,从而使结构无法继续使用或难以修复. 受损建筑的拆除、重建或修复均需耗费大量人力物力,而中断修复期间生产活动必定造成进一步的经济损失. 因此,功能可恢复结构和功能可恢复城市等概念在此背景下提出,并逐步成为研究热点.

在构件层面,不同学者基于可摇摆、自复位和可更换等概念,提出许多新型构件. Housner<sup>[1]</sup> 通过分析水槽,得出摇摆构件具有更好的抗震性能. Fortney 等<sup>[2]</sup> 在联肢剪力墙结构中设置可更换连梁构件,使构件在震后性能可恢复. 吕西林等<sup>[3-5]</sup> 总结归纳震损可更换结构的现状,并提出多种震后功能可恢复构件. 纪晓东等<sup>[6-7]</sup> 设计 4 种不同构造的震损可更换钢连梁试件,并对其抗震性能及震后更换性能展开试验研究. 文献[8-9]提出基于位移的自复位剪力墙构件及自复位支撑-摇摆框架结构抗震设计方法. 李国强等<sup>[10]</sup> 提出一种双肢可更换摇摆钢柱的柱脚结构,并对其抗震性能展开研究.

在结构层面,鲜有关于功能可恢复结构的研究. 本文基于前期对自复位摇摆柱结构<sup>[11-18]</sup> 及可更换防屈曲约束保险丝(replaceable buckling restrained fuses, RBRF) 钢梁结构<sup>[19-20]</sup> 的研究,提出一种功能可恢复抗地震弹性矩(earthquake resilient moment resisting, ERMR) 钢框架结构.

1 ERMR 钢框架简化模型

ERMR 钢框架简化模型由地震弹性摇摆(earthquake resilient rocking, ERR) 钢柱简化模型及 RBRF 钢梁简化模型组成. ERMR 钢框架主要适用于层数小于或等于 5 层的公共建筑或者厂房.

ERMR 钢框架简化模型,如图 1 所示. 图 1 中:ERMR 钢框架由钢梁、钢柱、梁端、柱铰的摇摆或耗能构件组成. ERR 钢柱简化模型与 RBRF 钢梁简化模型,如图 2 所示.

基于 ERMR 钢框架的设计理念,钢梁与钢柱的主体部分保持弹性,构件损伤主要集中在防屈曲保险丝及柱脚条形阻尼板. 因而,钢框架简化模型的重点则集中在 RBRF 钢梁梁端的耗能机制和 ERR 钢柱柱脚的摇摆机制.

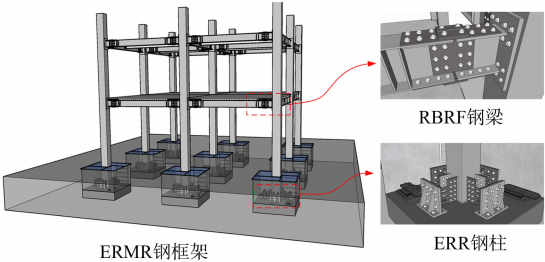
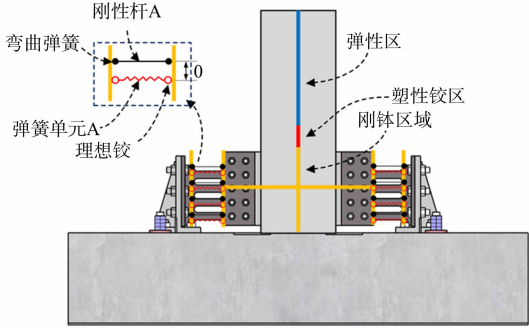
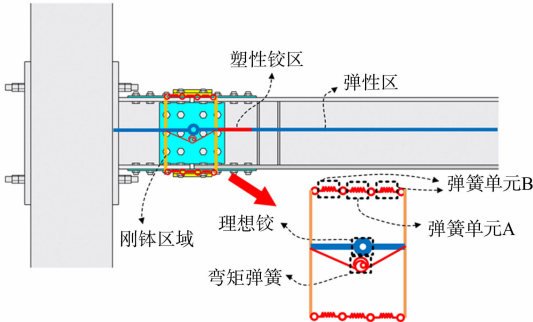


图 1 ERMR 钢框架简化模型

Fig. 1 ERMR steel frame simplified model



(a) ERR 钢柱



(b) RBRF 钢梁

图 2 ERR 钢柱和 RBRF 钢梁的简化模型

Fig. 2 ERR steel column and RBRF steel beam simplified model

1.1 ERMR 钢框架简化模型的构成

1.1.1 ERR 钢柱简化模型 ERR 钢柱柱脚连接主要由柱端连接板、基础连接板及两者间的条形阻尼板组成(图 1 中的 ERR 钢柱)<sup>[14]</sup>. 柱端连接板及基础连接板均由刚体模拟;柱底加强区、柱下部塑性铰

区及主体弹性区分别由刚性杆、塑性杆及弹性杆模拟;条形阻尼板的变形可分为条带板端部转动和条带板轴向拉伸,由弯曲弹簧单元及刚性杆单元模拟条带板端部转动,由理想铰单元及弹簧单元模拟条带板轴向拉伸,刚性杆 A 被定义为抗弯刚度无限大,轴向刚度为 0,因而不影响弹簧单元变形(图 2(a)).

1.1.2 RBRF 钢梁简化模型 RBRF 钢梁主要由端部梁段、跨中梁端和连接二者的防屈曲保险丝组成<sup>[20]</sup>.端部梁端由弹性杆模拟;跨中梁端则由塑性杆和弹性杆一同模拟;中部连接区域包括覆盖上、下翼缘的连接板、覆盖腹板的连接板、高强螺栓组成,覆盖上、下翼缘处的连接板由 3 个串联弹簧模拟,其中,弹簧单元 A 模拟连接板轴向变形行为,弹簧单元 B 模拟连接板与翼缘的滑移行为;覆盖腹板的连接板由理想铰和弯曲弹簧单元模拟,其中,理想铰单元传递剪力,弯曲弹簧单元传递弯曲(图 2(b)).

1.2 本构模型

1.2.1 材料属性 针对不同部位的不同受力情况,采用理想弹塑性和三折线弹塑性两种材料本构模型.在地震时,由于 ERR 钢柱柱身保持弹性,所以柱身大部分采用理想弹塑性本构模型进行模拟,但当 ERR 钢柱设计不合理时,柱脚区域在大位移角下可能经受较大塑性变形,因而在柱脚处区域(一半柱宽的高度)采用三折线弹塑性模型进行模拟.

1.2.2 部件单元本构 RBRF 钢梁与 ERR 钢柱中不同区域均可由弹性杆、塑性杆单元进行模拟.各类杆单元的力-位移关系可基于构件截面尺寸选用相应材料本构模型计算得到.

弹簧单元本构模型,如图 3 所示.图 3 中: $F$  为轴力; $M$  为弯矩; $l$  为变形长度; $\Delta$  为水平滑移; $\theta$  为位移角;弹簧单元 A 用于模拟钢板发生的轴向变形(拉伸、压缩)长度(图 3(a));弹簧单元 B 用于模拟钢板相对滑移(图 3(b));弯曲弹簧用于模拟钢板平面受弯和转动(图 3(c)).弹簧单元 A 和弯曲弹簧均可根据相应部位的截面面积,将钢板的三折线弹塑性模型转化为弹簧本构模型,而弹簧单元 B 则依据参考王萌等<sup>[21]</sup>提出的单螺栓抗剪滞回模型,求解出相应的特征点.

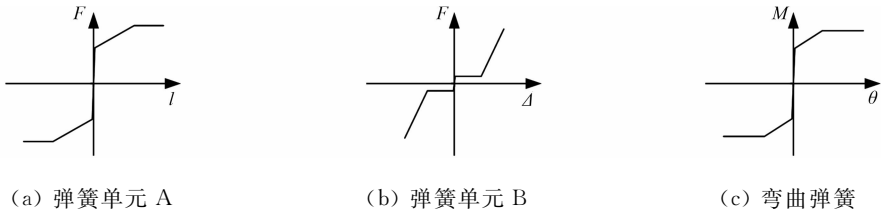


图 3 弹簧单元本构模型

Fig. 3 Constitutive models of spring elements

2 ERR 钢柱简化模型与 RBRF 钢梁简化模型

2.1 ERR 钢柱简化模型

选取文献[14]中的试件 Z10-0.1,Z14-0.1 和 Z14-0.2 作为 ERR 钢柱简化模型的验证对象,ERR 钢柱简化模型的变化参数主要是条形阻尼板的厚度和轴压比,条形阻尼板的厚度为 10,14 mm,条形阻尼板的轴压比为 0.1,0.2.

ERR 钢柱简化模型荷载的模拟结果与试验结果对比,如图 4 所示.图 4 中: $P$  为荷载.由图 4 可知:荷载的模拟结果与试验结果吻合较好,特别在弹性阶段几乎完全吻合.受限于简化的试件材料和无法弯曲的边界条件,在相同位移角下,荷载的预测最大误差约为 10.8%(较低),因此,模拟结果与试验结果吻合良好.

柱脚的抬起值是评估 ERR 钢柱性能一个重要指标,ERR 钢柱柱脚抬起量的模拟结果与试验结果对比,如图 5 所示.由图 5 可知:除试件 ZL14-0.2(图 5(c))外,其他试件的柱脚抬起量试验结果均小于模拟结果,且其误差较小,说明通过简化模型而建立的有限元模型能较为精准地模拟柱身的摇摆运动.

2.2 RBRF 钢梁简化模型

选取文献[20]中的试件 L8,L9 和 L10 作为 RBRF 钢梁简化模型的验证对象,试件 L8,L9,L10 的翼缘连接板厚度分别为 8,9,10 mm,腹板连接板厚度分别为 3.5,3.5 和 5.0 mm. RBRF 钢梁简化模型荷载的模拟结果与试验结果对比,如图 6 所示.由图 6 可知:荷载的模拟结果与试验结果吻合较好,在相

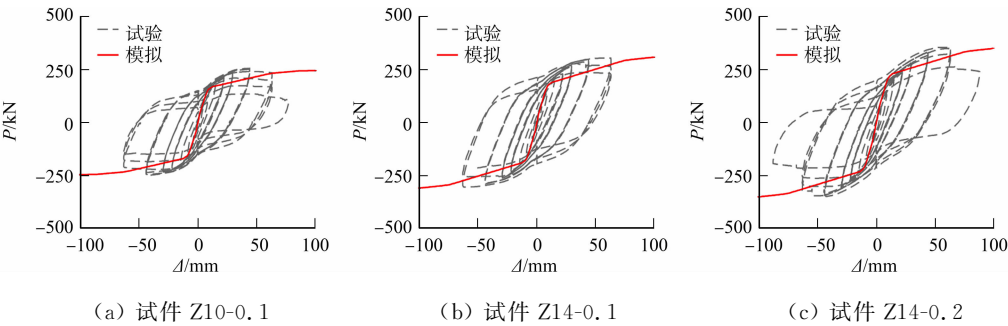


图 4 ERR 钢柱简化模型荷载的模拟结果与试验结果对比

Fig. 4 Comparison between simulation results and test results of load of ERR steel column simplified model

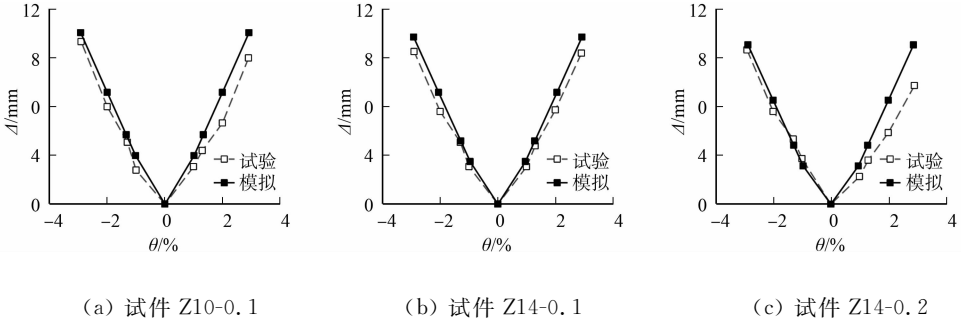


图 5 ERR 钢柱柱脚抬起量的模拟结果与试验结果对比

Fig. 5 Comparison between simulation results and test results of ERR steel column base lifting

同位移角下,荷载的预测最大误差约为 13.9%,因此,模拟结果与试验结果良好.

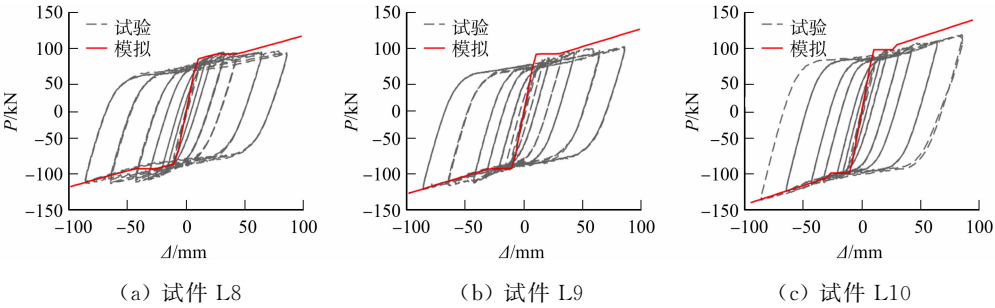


图 6 RBRF 钢梁简化模型荷载模拟结果与试验结果对比

Fig. 6 Comparison between simulation results and test results of load of RBRF steel beam simplified model

3 ERMR 钢梁框架简化模型的建立

3.1 原型结构

原型结构选用厦门市某长途汽车站,结构形式为钢框架结构,地上 3 层,平面跨度(长×宽)为 4.5 m×6.0 m,层高均为 3.2 m.钢框架结构的抗震设防烈度( $\delta$ )为 7;在地震分组中为第 2 组;基本地震加速度为 0.15g;场地类别为Ⅲ类;特征周期为 0.55 s;阻尼比为 0.05;根据 GB 50009—2012《建筑结构荷载规范》和 GB 50011—2010《建筑结构抗震设计规范》,第 1,2 层楼板的荷载均为  $8.95 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ ,顶层楼板的荷载为  $4.75 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ ;钢梁选用尺寸(高×宽×翼缘厚度×腹板厚度)为 400 mm×150 mm×8 mm×13 mm 的 H 型钢,钢柱构件选用尺寸(高×宽×壁厚)为 400 mm×400 mm×10 mm 的方钢管;所用钢材的标号均为 Q345.

3.2 相关参数

以原型结构为研究对象,建立 10 个钢框架(含 1 个传统钢框架(试件 L0Z0)与 9 个 ERMR 钢框架(试件 L1Z3,L2Z3,L3Z3,L4Z3,L5Z3,L3Z1,L3Z2,L3Z4,L3Z5)).钢梁框架荷载图,如图 7 所示.图 7 中: $P_{\text{DB}}, P_{\text{BB}}, P_{\text{DZ}}$  和  $P_{\text{BZ}}$  为施加在载柱顶的集中荷载(等效为各层荷载); $P_{\text{1F}}, P_{\text{2F}}$  和  $P_{\text{3F}}$  为分布在各层梁柱节点的水平荷载(等效为地震作用).根据原型结构, $P_{\text{BB}}=120.8 \text{ kN}, P_{\text{DB}}=128.3 \text{ kN}, P_{\text{BZ}}=241.7$

kN,  $P_{DZ}=64.1$  kN.

相关参数的数学表达式为

$$\left. \begin{aligned} \eta_c &= \frac{M_{y,c}}{M_{d,c}}, & \eta_b &= \frac{M_{y,b}}{M_{d,b}}, \\ M_{d,c} &= \sum_{n=1}^i \left( A_c f_{u,c} h_n + \frac{1}{4} A_c f_{y,c} h_n \right), \\ M_{d,b} &= 2A_b f_{u,b} h_b + \frac{1}{3} A_q f_{u,b} h_q. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

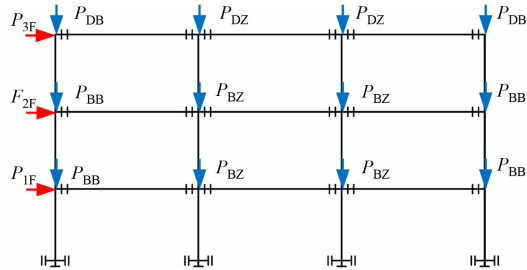


图 7 钢梁框架荷载图

Fig. 7 Load of steel beam frame

式(1)中:  $\eta_c$  和  $\eta_b$  分别为钢柱、钢梁强构件弱阻尼系数;  $M_{y,c}$  为钢柱抗弯弯矩;  $M_{d,c}$  为钢柱的开缝钢板阻尼器在塑性极限状态下为柱脚提供的弯矩;  $M_{y,b}$  为钢梁的抗弯弯矩;  $M_{d,b}$  为钢梁可替换段的连接钢板在塑性极限状态下可传递的总弯矩;  $i$  为条带板数目;  $A_c$  为钢柱单根条带板的面积;  $f_{y,c}$  为钢柱的屈服强度;  $f_{u,c}$  为钢柱的极限强度;  $h_n$  为条带板中线距柱底的距离;  $A_b$  为钢梁单侧翼缘连接板中部的等效截面积;  $A_q$  为单侧腹板连接板的等效截面积;  $f_{u,b}$  为钢梁的极限强度;  $h_b$  为钢梁侧翼缘连接板中线距钢梁中线的距离;  $h_q$  为单侧腹板连接板高度.

钢框架的相关参数,如表 1 所示.由表 1 可知:当  $\eta_c<2.22$  且  $\eta_b<2.63$  时,满足 ERMR 钢框架的抗震需求.

表 1 钢框架的相关参数

Tab. 1 Relevant parameters of steel frame

试件	阻尼板尺寸/ mm×mm×mm	连接板尺寸/ mm×mm×mm	$\eta_c$	$\eta_b$	试件	阻尼板尺寸/ mm×mm×mm	连接板尺寸/ mm×mm×mm	$\eta_c$	$\eta_b$
L0Z0	—	—	—	—	L1Z3	155×40×14	250×130×5	1.05	2.63
L2Z3	155×40×14	250×130×7	1.05	2.01	L3Z3	155×40×14	250×130×10	1.05	1.49
L4Z3	155×40×14	250×130×14	1.05	1.10	L5Z3	155×40×14	250×130×20	1.05	0.79
L3Z1	155×20×14	250×130×10	2.22	1.49	L3Z2	155×28×14	250×130×10	1.55	1.49
L3Z4	155×50×16	250×130×10	0.76	1.49	L3Z5	155×70×16	250×130×10	0.50	1.49

3.3 结果分析

3.3.1 塑性损伤分布 层间位移角为 4.0%的试件典型等效塑性应变( $\epsilon_p$ )云图,如图 8 所示.由图 8 可知:试件 L0Z0 的塑性损伤主要出现在柱脚和梁端,等效塑性应变水平较大,最大可达 0.018(图 8(a));对于 ERMR 钢梁框架而言,当强构件弱阻尼系数较大时,结构塑性损伤主要集中在可更换的钢柱端阻尼板和梁段连接板处,柱身和梁身基本未发生塑性损伤(图 8(b)),当强构件弱阻尼系数较小时,梁柱构件中不可替换区域也出现了塑性损伤,但塑性损伤程度远低于传统钢梁(图 8(c)).

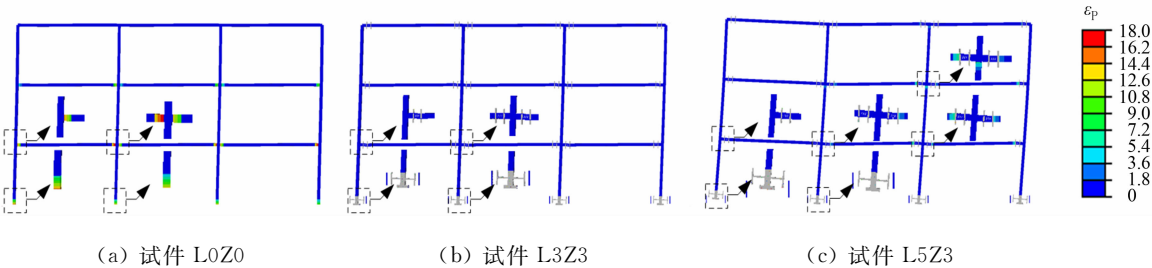


图 8 层间位移角为 4.0%的试件典型等效塑性应变云图

Fig. 8 Typical equivalent plastic strain nephogram of specimens with interlayer displacement angle of 4.0%

3.3.2 变形性能 各试件的主要性能指标,如表 2 所示.表 2 中:  $\theta_{y,bd}$ ,  $\theta_{y,cd}$ ,  $\theta_{y,b}$ ,  $\theta_{y,c}$  分别表示梁端连接板、柱端阻尼板、柱端、梁端进入塑性屈服状态对应的层间位移角;  $\theta_{u,bd}$ ,  $\theta_{u,cd}$ ,  $\theta_{u,b}$ ,  $\theta_{u,c}$  分别表示梁端连接板、柱端阻尼板、柱端、梁端进入塑性极限状态时层间位移角;  $\mu$  为框架的延性系数,  $\mu=\min(\theta_{u,bd}, \theta_{u,cd}, \theta_{u,b}, \theta_{u,c})/\min(\theta_{y,bd}, \theta_{y,cd}, \theta_{y,b}, \theta_{y,c})$ ;  $P_{\theta=2.0\%}$  表示框架位移角为 2.0% 的承受基底剪力;  $P_{\delta=8}$  表示设防烈度为 8 的基底剪力.

由表 2 可知:除试件 L0Z0, L5Z3 的梁柱构件在较大位移角进入塑性极限状态,其余试件的梁柱构



件均进入塑性状态,除了试件 L3Z5 和 L5Z3 外,其余 ERMR 钢梁框架试件的梁柱构件均保持弹性;RBRF 钢梁框架相对于试件 L0Z0 具有更加优良的延性,在地震荷载下,可以允许发生更大的变形;在 RBRF 钢梁框架中, $\eta_c$  的增加对延性系数影响不大,当  $\eta_b>2$  时,结构的延性随着  $\eta_b$  的增大而增大,当  $\eta_b<2$  时, $\eta_b$  对于结构的延性的影响不大;对比各试件的塑性发生的部位,为保证框架塑性损伤集中在可替换结构上, $\eta_c$  需大于 0.50 且  $\eta_b$  需大于 0.79.

表 2 各试件的主要性能指标

Tab.2 Main performance indexes of each specimen

试件	$\theta_{y,bd}/\%$	$\theta_{y,cd}/\%$	$\theta_{y,b}/\%$	$\theta_{y,c}/\%$	$\theta_{u,bd}/\%$	$\theta_{u,cd}/\%$	$\theta_{u,b}/\%$	$\theta_{u,c}/\%$	$\mu$	$P_{\theta=2\%}/\%$	$\frac{P_{\theta=2\%}}{P_{\theta=7\%}}$	$\frac{P_{\theta=2\%}}{P_{\theta=8\%}}$
L0Z0	—	—	0.88	0.92	—	—	2.07	2.25	2.35	—	—	—
L1Z3	0.34	0.46	—	—	1.98	2.53	—	—	5.82	616.4	1.10	0.61
L2Z3	0.36	0.44	—	—	1.78	2.68	—	—	4.94	717.0	1.28	0.71
L3Z3	0.52	0.42	—	—	1.53	3.45	—	—	3.64	821.2	1.46	0.81
L4Z3	1.26	0.42	—	—	1.54	3.82	—	—	3.67	925.4	1.65	0.92
L5Z3	1.46	0.41	1.53	3.29	1.52	—	2.45	—	3.71	1 018.8	1.82	1.01
L3Z1	0.50	0.29	—	—	1.30	3.40	—	—	3.17	713.4	1.27	0.71
L3Z2	0.51	0.34	—	—	1.39	3.56	—	—	4.09	756.5	1.35	0.75
L3Z4	0.54	0.53	—	—	1.93	3.59	—	—	3.64	903.8	1.61	0.90
L3Z5	0.50	0.70	—	1.97	2.42	3.57	—	—	4.84	1 004.4	1.79	1.00

3.3.3 荷载-位移角 各试件的荷载-位移角曲线,如图 9 所示.图 9 中:试件 LxZ3,L3Zx 中的 x 为 1~5.由图 9 可知:在相同位移角下,各试件承载能力随着  $\eta_c,\eta_b$  的降低而提高;所有 RBRF 钢梁框架满足 7 级罕遇地震的基底剪力需求,只有试件 L5Z3,L3Z5 满足 8 级地震的基底剪力需求.因此,当  $\eta_c>0.76$  且  $\eta_b>1.10$  时,RBRF 钢梁框架达到预期塑性损伤且可满足 7 级地震的基底剪力需求.

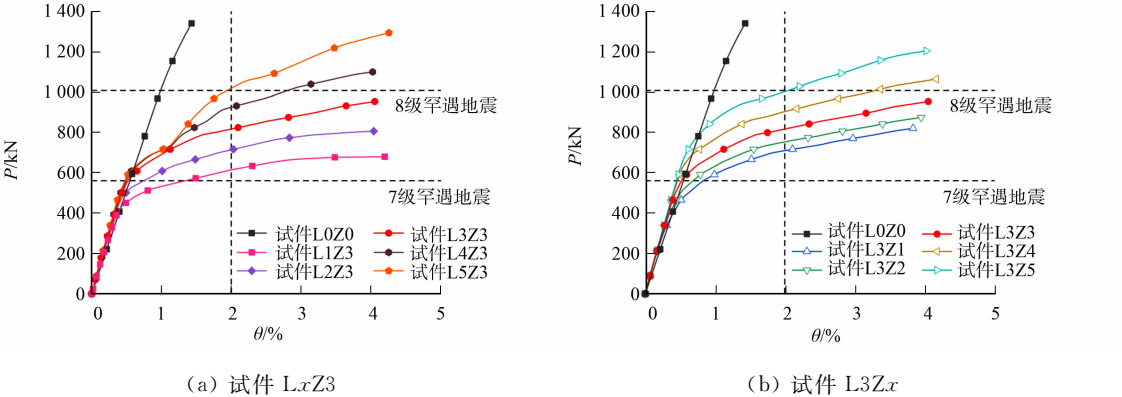


图 9 各试件的荷载-位移角曲线

Fig.9 Load-displacement curves of each test piece

4 结论

1) 在梁柱强度及各可更换结构设计合理的前提下,ERMR 钢梁框架结构可实现功能可恢复结构预期的破坏机制,即结构在地震作用下,塑性损伤集中在可替换构造上,其余构件均无塑性损伤,通过在震后更换相应可替换装置,实现结构性能可恢复.

2) 当  $\eta_c<0.50$  或  $\eta_b<0.79$  时,ERMR 钢框架在大位移角下主要结构的构件出现塑性损伤;而当  $\eta_c<2.22$  且  $\eta_b<2.63$  时,满足 ERMR 钢框架的抗震需求.

3) 在钢梁、钢柱选型合理的前提下,推荐  $\eta_c>0.76$  且  $\eta_b>1.10$ .

参考文献:

[1] HOUSNER G W. The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes[J]. Bulletin of the Seismological

- Society of America,1963,53(2):403-417. DOI:10.1785/BSSA0530020403.
- [2] FORTNEY P J, SHAHROOZ B M, RASSATI G A. Large-scale testing of a replaceable “fuse” steel coupling beam [J]. Journal of Structural Engineering-ASCE-J STRUCT ENG-ASCE, 2007, 133(12):1801-1807. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:12(1801).
- [3] 吕西林,陈云,毛苑君. 结构抗震设计的新概念:可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版),2011,39(7):941-948. DOI:10.3969/j.issn.0253-374x.2011.07.001.
- [4] 吕西林,陈云,蒋欢军. 可更换连梁保险丝抗震性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版),2013,41(9):1318-1325. DOI:10.3969/j.issn.0253-374x.2013.09.007.
- [5] 吕西林,陈云,蒋欢军. 带可更换连梁的双肢剪力墙抗震性能试验研究[J]. 同济大学学报(自然科学版),2014,42(2):175-182. DOI:10.3969/j.issn.0253-374x.2014.02.002.
- [6] 纪晓东,马琦峰,王彦栋,等. 钢连梁可更换消能梁段抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2014,35(6):1-11. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2014.06.002.
- [7] 纪晓东,王彦栋,马琦峰,等. 可更换钢连梁抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2015,36(10):1-10. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2015.10.001.
- [8] 周颖,顾安琪. 自复位剪力墙结构四水准抗震设防下基于位移抗震设计方法[J]. 建筑结构学报,2019,40(3):118-126. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2019.03.012.
- [9] 周颖,肖意,顾安琪. 自复位支撑-摇摆框架结构体系及其基于位移抗震设计方法[J]. 建筑结构学报,2019,40(10):17-26. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2019.0070.
- [10] 李国强,孙哲,张贵鹏,等. 一种可更换消能摇摆钢柱柱脚节点性能研究[J]. 土木工程学报,2022,55(1):10-20. DOI:10.15951/j.tmgxb.2022.01.011.
- [11] 黄婷婷,郭子雄,刘阳,等. 震损可原位修复组合柱抗震性能[J]. 华侨大学学报(自然科学版),2016,37(6):686-690. DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.201606006.
- [12] 刘阳,黄婷婷,郭子雄,等. 一种可原位修复的组合柱脚:201610228392.6[P]. 2017-09-29.
- [13] 黄泽伟,刘阳,陈海,等. 具有自复位功能的损伤可修复装配式组合柱:201621172773.9[P]. 2017-06-16.
- [14] 刘阳,郭子雄,贾磊鹏,等. 震损可更换组合柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2020,41(7):45-54. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.0150.
- [15] 许一鹏,刘阳,林茂彬,等. IRR柱承台局部压应力分布及其计算方法[J]. 华侨大学学报(自然科学版),2020,41(4):439-446. DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.201912019.
- [16] 吕英婷,郭子雄,黄婷婷,等. 装配式震损可更换组合柱抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报,2020,53(4):1-10. DOI:10.15951/j.tmgxb.2020.04.001.
- [17] LU Yingting, GUO Zixiong, LIU Yang, *et al.* Performance of prefabricated RC column with replaceable column-base connection under cyclic lateral loads[J]. Engineering Structures, 2021, 240:112343. DOI:10.1016/J.ENG-STRUCT.2021.112343.
- [18] 刘小娟,刘阳,黄泽伟,等. 震后可恢复功能摇摆柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2021,42(8):204-212. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.0711.
- [19] 刘阳,郭子雄,廖逸凡,等. 一种震损可替换钢梁结构:201610981438.1[P]. 2017-02-08.
- [20] 刘永. 带防屈曲盖板震损可更换钢梁抗震性能试验研究[D]. 厦门:华侨大学,2019.
- [21] 王萌,石永久,王元清. 高强度螺栓连接抗剪性能研究[J]. 建筑结构学报,2011,32(3):27-34. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2011.03.004.

(责任编辑:陈志贤 英文审校:方德平)