

全户内变电站装配式钢框架部分隔震结构体系 振动台试验

郭小农¹, 陈劭臻¹, 罗金辉¹, 方瑜², 吴祖咸²

(1. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 2. 浙江华云电力工程设计咨询有限公司, 杭州 310011)

摘要: 针对既有非隔震全户内变电站中楼面设备加速度超限的问题, 提出在楼板与设备之间增设隔震支座的部分隔震改造策略。基于此, 设计并开展了全户内变电站装配式钢框架结构的振动台试验, 包括基底固定体系(FBS)、基底隔震体系(BIS)以及部分隔震体系(PIS)。其中, 根据所采用隔震支座的类型, BIS又分为天然橡胶支座(BIS-LNR)和铅芯橡胶支座(BIS-LR) 2种型式。试验结果表明, FBS的最大设备加速度达到1.42g, 远超限值0.6g, 而BIS-LNR、BIS-LR和PIS分别将设备加速度平均降低了87%、69%和77%。在结构响应方面, BIS的最大层间位移角仅为FBS的38%; PIS与FBS相近, 两者最大层间位移角均远小于限值1/50。因此, 将既有非隔震全户内变电站改造为PIS, 能实现结构与设备响应的双重控制目标。

关键词: 部分隔震; 基底隔震; 钢框架结构; 振动台试验
中图分类号: TU352.1; TU391 **文献标志码:** A

Shaking Table Test on Indoor Substation Prefabricated Steel Frames with a Partial Isolation System

GUO Xiaonong¹, CHEN Shaozhen¹, LUO Jinhui¹, FANG Yu², WU Zuxian²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Zhejiang Huayun Electric Power Engineering Design & Consultation Co., Ltd., Hangzhou 310011, China)

Abstract: To address the issue of excessive floor-mounted equipment acceleration in existing non-isolated indoor substations, a partial isolation retrofit strategy was proposed by introducing isolation bearings between the equipment and the floor slab. Based on this concept, a shaking table test was conducted on a prefabricated steel frame structure representative of an indoor substation. Three isolation schemes were considered: a fixed-base system (FBS), a base isolation system (BIS), and a

partial isolation system (PIS). BIS was further categorized into BIS-LNR and BIS-LR, corresponding to the use of linear natural rubber (LNR) bearings and lead rubber (LR) bearings, respectively. Experimental results show that the maximum equipment acceleration in FBS reaches 1.42g, significantly exceeding the allowable limit of 0.6g. In contrast, BIS-LNR, BIS-LR, and PIS reduce the average equipment acceleration by 87%, 69%, and 77%, respectively. In terms of structural response, the maximum inter-story drift of BIS is only 38% of that of FBS, while PIS shows a drift similar to FBS. Both remain well below the code-specified limit of 1/50. These results demonstrate that the proposed PIS retrofit strategy can effectively achieve the dual control of structural and equipment responses in existing indoor substations.

Keywords: partial isolation; base isolation; steel frame structure; shaking table test

随着中国城镇化和工业化的快速发展, 电力需求持续增长, 越来越多的变电站需布局于城市区域, 以保障电力系统的安全与稳定。相较于户外变电站, 全户内变电站具有节约土地、降低噪音污染和运行稳定性高等优点, 因而在城市中得到广泛应用^[1]。

然而, 作为生命线工程之一, 全户内变电站一旦在地震期间遭受严重破坏, 可能导致电力中断, 严重影响灾后应急救援和重建工作。因此, 此类建筑通常采用保守的抗震设计策略, 旨在确保强震作用下主体结构不发生破坏, 同时控制设备加速度不超过限值。然而, 传统抗震设计方法在同时满足这2项性能目标方面存在较大困难。潘毅等^[2]总结了四川泸定地震期间建筑物受损情况, 调查结果发现, 经抗

收稿日期: 2024-11-13

基金项目: 国家自然科学基金(52178156)

第一作者: 郭小农, 副教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构、铝合金结构。

E-mail: guo-xiao-nong@tongji.edu.cn

通信作者: 罗金辉, 助理教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为钢结构、组合结构。E-mail: ljh@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

震设计的建筑结构构件大多基本完好或轻微破坏,而建筑内设备的震害较为严重。在变电站和医疗建筑中,设备的价值远远大于建筑物本身的造价。设备的损坏不仅会产生高昂的维修成本,还会导致长时间的电力中断,造成巨额的间接经济损失。因此,需要采用减隔震技术保证此类建筑的安全^[3-5]。

常用的减震装置有屈曲约束支撑、金属阻尼器、黏滞阻尼器、调谐质量阻尼器以及摇摆墙等,这些减震装置通过耗散地震能量减轻结构响应^[6]。隔震装置有橡胶支座^[7]、摩擦摆支座^[8]、滑板支座等^[9],这些隔震装置通过延长结构周期减小结构所受到的地震作用。叶良浩等^[10]对比了医疗建筑在3种减隔震方案下的地震响应,包括基底隔震、屈曲约束支撑和摇摆墙布置。结果显示,只有基底隔震方案能够同时减小结构位移和设备加速度。此外,泸定地震震害报告显示,隔震结构内加速度敏感性设备的损坏情况较少^[11]。由此可见,基底隔震技术在减小结构-设备体系的地震响应方面有着明显优势。

除了单一隔震体系外,研究人员还通过在隔震层增设耗能或复位装置形成组合隔震体系,如黏滞阻尼器^[12-13]、形状记忆合金(shape memory alloy, SMA)拉索^[14-15]和负刚度装置^[16-17]。这些附加装置提高了隔震层的耗能能力、复位和限位能力。然而,目前还有许多未采用基底隔震的全户内变电站。由于很难将已建成建筑改造成基底隔震体系,因此这些变电站在地震下的安全性难以得到保证。

对全户内变电站而言,设备的重要程度远大于框架结构本身,而保守的结构设计通常已能保证框架在强震下不发生严重损坏。针对这一特点,本文提出在楼面与设备之间布置隔震支座,以降低设备的加速度响应。该方法可更高效地实现隔震目标,并适用于现有非基底隔震变电站的抗震改造。基于此,设计并完成全户内变电站装配式钢框架结构的振动台试验,包括基底固定体系(fixed-base system, FBS)、基底隔震体系(base isolation system, BIS)以及部分隔震体系(partial isolation system, PIS)。通过试验结果分析各体系的动力特性及结构与设备的地震响应,进一步比较BIS与PIS在控制关键设备加速度方面的差异,并验证部分隔震策略的有效性。

1 振动台试验概况

1.1 模型设计

本试验的原型结构为某全户内变电站钢框架结

构,如图1a所示。受振动台尺寸及承载能力限制,从原型结构中选取3跨作为子结构,并按1:3的比例设计缩尺试验模型,如图1b所示。模型设计基于相似理论,选取长度、加速度和弹性模量作为基本控制参数,进而推导出其他物理量的相似常数,详见表1。所设计的缩尺模型为2层钢框架结构,1层层高1.67 m,2层层高2.87 m,X方向单跨,跨度为3.5 m,Y方向包含3跨,每跨长2 m,如图2a所示。模型采用如图2b所示的全螺栓连接形式,避免了现场焊接和湿作业,显著缩短了安装时间。框架结构由工字形梁与矩形管柱组成,电气设备则由钢管、等边角钢及钢板焊接而成,如图2所示。钢框架与设备的具体截面信息分别汇总于表2、3。框架结构的柱底连接在钢底座上,以模拟实际建筑的刚性基础。模型的所有钢构件均由Q355B钢制成,而预制楼板采用C30混凝土。钢和混凝土的弹性模量分别为203、32.9 GPa。钢的屈服强度和抗拉强度分别为404、528 MPa。混凝土的抗压强度为27.8 MPa。

1.2 隔震设计与加载方案

振动台试验包含3个研究体系,分别为FBS、BIS和PIS。为在同一个试验模型中开展多种隔震体系研究,试验中需根据体系要求,将基底隔震层和部分隔震层分别在固接与隔震状态之间进行多次切换。为满足该需求,在上述2处设置如图1d~g所示的临时固定装置。该装置通过安装或拆除连接板和高强螺栓,即可实现支座在固接与隔震状态之间的灵活转换,从而避免频繁吊装框架结构及楼面设备的繁琐操作。

3个体系的具体设置如下:FBS的基底与振动台之间、电气设备与楼板之间均通过临时固定装置实现固接,如图1d、f所示。BIS基底的临时固定装置则被切换为隔震状态,而楼面设备与楼板之间依旧保持固接,如图1e、f所示。BIS有2种工况:①基底全部配备天然橡胶(linear natural rubber, LNR)支座,记为BIS-LNR;②基底全部配备铅芯橡胶(lead rubber, LR)支座,记为BIS-LR。PIS的基底与振动台之间使用临时固定装置实现固接,而楼面设备与楼板之间的连接切换为隔震状态,如图1d、g所示。

原型结构的抗震设防烈度为七度,建筑场地类别为Ⅲ类,设计地震分组为第一组。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[18],选取1条远场地震动、1条近场地震动和1条人工地震动,如表4所示。原始地震动时程曲线见图3a。所有地震动均调幅至七度罕遇地震对应的峰值地面加速度 a_{PGA} ,并按相

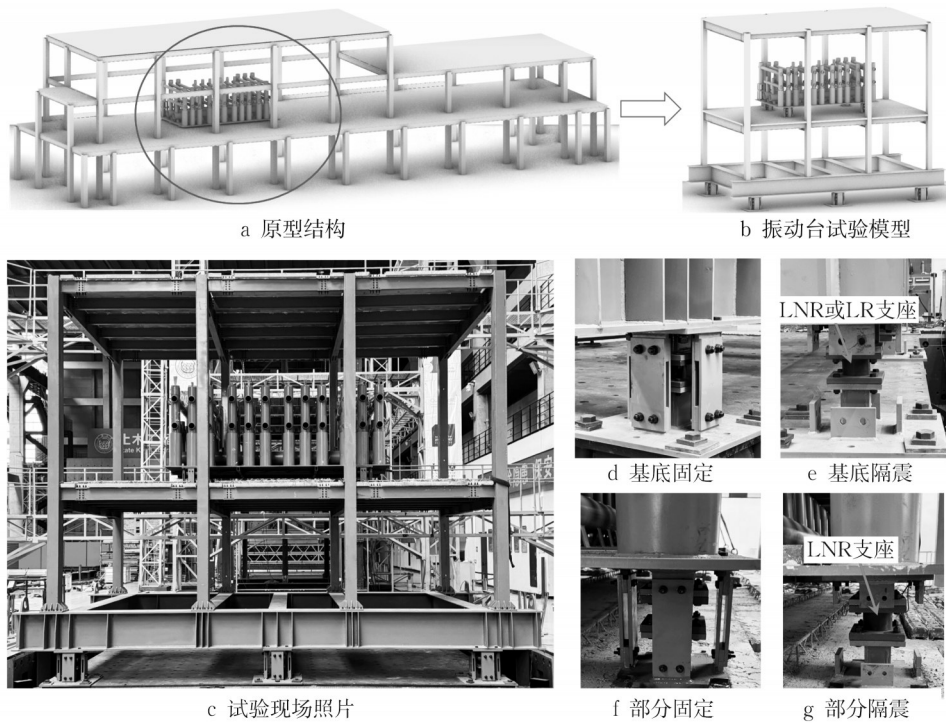


图1 振动台试验模型

Fig.1 Shaking table test model

表1 模型相似关系

Tab.1 Model similitude relationship

物理量	相似符号	相似常数	物理量	相似符号	相似常数
长度	S_l	0.333	面荷载	S_p	1
弹性模量	S_E	1	力矩	S_M	0.037
应力	S_σ	1	频率	S_f	2.449
应变	S_ϵ	1	刚度	S_k	0.333
质量密度	S_ρ	1.5	时间	S_t	0.408
质量	S_m	0.056	加速度	S_a	2

表2 钢框架构件截面尺寸

Tab.2 Steel frame component cross-sectional dimensions 单位:mm

构件	截面规格	材料牌号
主梁	H280×100×5×10	Q355B
次梁	H165×60×5×5	Q355B
柱子	RHS200×150×8×8	Q355B

表3 设备截面尺寸

Tab.3 Equipment cross-sectional dimensions 单位:mm

截面规格	材料牌号	截面规格	材料牌号
Φ219×6	Q355B	20 mm 钢板	Q355B
Φ180×5	Q355B	8 mm 钢板	Q355B
Φ140×5	Q355B	4 mm 钢板	Q355B
Φ95×4	Q355B	等边角钢40×4	Q355B

似比进行缩放处理。基于调幅后的地震动,计算得到相应的加速度和位移反应谱,如图3b、c所示。

隔震支座的合理参数设计对整体隔震效果至关

重要。结合《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)^[19]和体系时程分析试算,可以确定支座的具体参数及布置数量。设计流程以PIS为例,设计过程中重点控制设备加速度与隔震支座位移2项指标。由于PIS的输入激励源自楼面而非地面,且《电力设施抗震设计规范》(GB 50260—2013)^[20]建议对2层楼板采用2.0的动力放大系数,设计时可保守地将楼面加速度视为地面加速度的2倍。随后,依据设备加速度限值和支座位移限值,在相应反应谱中寻找可同时满足这2项约束的目标隔震周期,并据此推算出隔震支座的理论刚度,最终通过有限元时程分析试算对该刚度进行校核。需注意的是,为防止共振,应使目标隔震周期尽量避开地震动和框架结构的卓越周期。最终,在BIS的隔震层布置了6个LNR100支座或6个LR100支座,而在PIS的隔震层布置了4个LNR80支座。为保证振动过程中框架结构和设备能够平动,所有支座均对称布置。

在隔震支座设计加工完成后,依据《建筑隔震橡胶支座》(JG/T 118—2018)^[21]开展了压剪试验,以获取实际力学性能参数。试验的竖向压力根据实际竖向压力确定,水平位移加载幅值为100%的剪应变。LNR80、LNR100以及LR100支座的水平荷载-位移(F-δ)滞回曲线见图4。橡胶支座的力学参数均由第3圈滞回曲线得到。LNR和LR支座的水平力学行

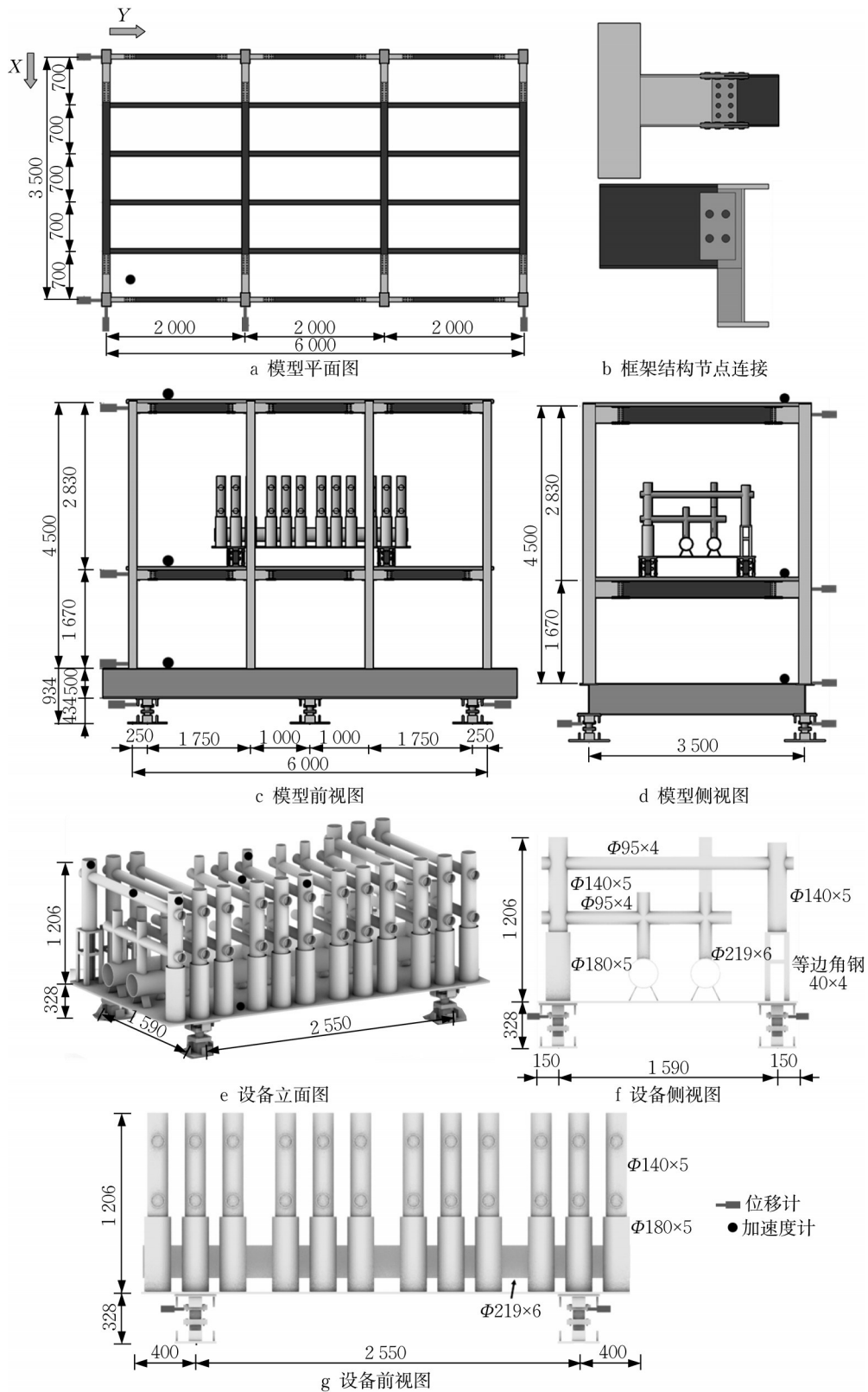


图 2 模型尺寸与测点布置(单位: mm)

Fig.2 Model dimension and measurement point layout (unit: mm)

为分别由理想线弹性和双线性模型表示, 如图 5 所示。等效水平刚度、屈服后刚度、屈服力、等效应变能、等效阻尼比计算式为:

$$K_h = \frac{F_{\max} - F_{\min}}{\delta_{\max} - \delta_{\min}} \quad (1)$$

$$K_d = \frac{1}{2} \left(\frac{F_{\max} - F_{d\max}}{\delta_{\max}} + \frac{F_{\min} - F_{d\min}}{\delta_{\min}} \right) \quad (2)$$

$$F_y = \frac{1}{2} (F_{d\max} - F_{d\min}) \quad (3)$$

$$S_\Delta = \frac{1}{2} F_{\max} \delta_{\max} \quad (4)$$

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta A}{S_\Delta} \quad (5)$$

式中： F_{\max} 、 F_{\min} 、 δ_{\max} 和 δ_{\min} 分别为最大荷载、最小荷载、最大位移和最小位移； $F_{d\max}$ 和 $F_{d\min}$ 分别为零位移时荷载的最大值和最小值； ΔA 为滞回环包围面积。表5总结了橡胶支座的力学性能。

振动台加载方案共分为5个阶段(见图6)，旨在

研究不同体系在多种地震动作用下的响应特性。地震动沿X方向单向输入，加速度峰值设置为0.07g、0.20g和0.44g，分别对应多遇地震、设防地震和罕遇地震水平。

振动台试验共包含5个加载阶段。第1阶段，将FBS加载至最大峰值地面加速度0.20g，以避免结构产生早期损伤，影响后续试验结果。第2~4阶段，分别对BIS-LNR、BIS-LR和PIS加载至最大峰值地面加速度0.44g。第5阶段，完成FBS在峰值地面加速度0.44g下的加载工况，以补足第1阶段未覆盖的强震激励。此外，在每一级峰值地面加速度加载前后均施加白噪声激励，以监测结构动力特性的变化。试验在同济大学土木工程防灾减灾全国重点实验室内完成。

表4 地震动信息

Tab.4 Ground motion information

名称	类型	年份	地点	站点	震级	断层距/km	a_{PGA}/g	持时/s
Darfield	远场地震动	2010	New Zealand	Kaiapoi North School	7.0	30.53	0.36	73.73
Christchurch	近场地震动	2011	New Zealand	Christchurch Botanical Gardens	6.3	5.55	0.55	45.00
AGM	人工地震动						0.22	40.00

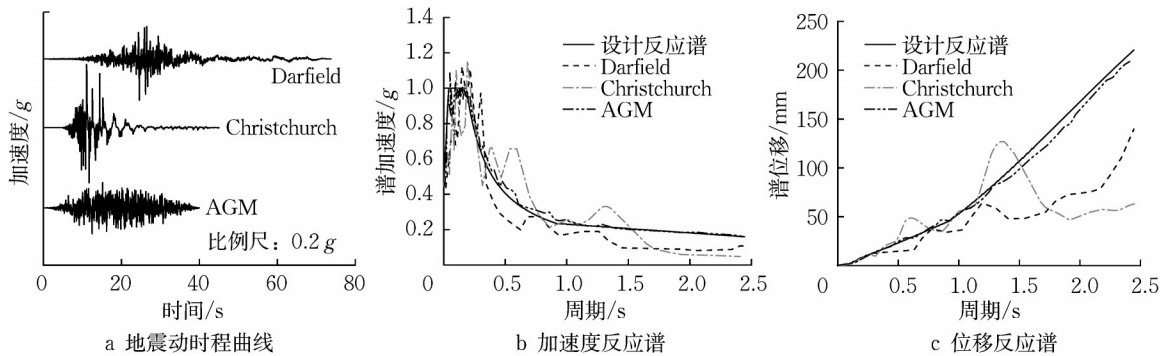


图3 地震动与反应谱

Fig.3 Ground motion and response spectrum

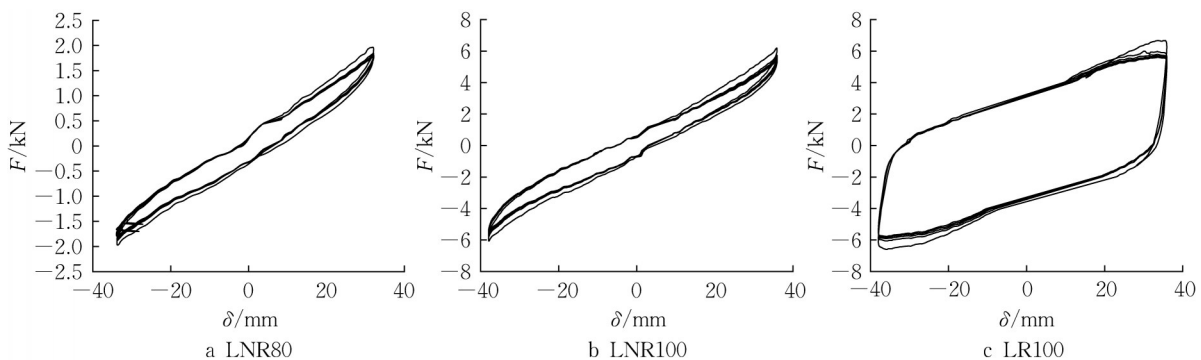


图4 橡胶支座水平荷载-位移滞回曲线

Fig.4 Horizontal load-displacement hysteresis curve of rubber bearings

1.3 附加质量

试验模型中，钢框架结构自重8.7 t，设备自重

1.85 t，钢底座自重4.0 t。模型的恒荷载按照结构自重取值，楼面活荷载为 $6 \text{ kN}\cdot\text{mm}^{-2}$ ，屋面活荷载为

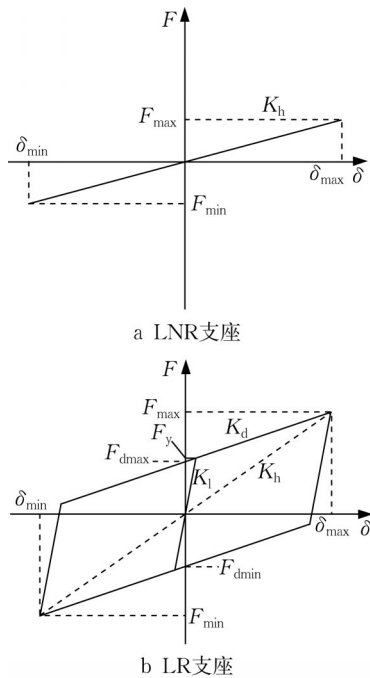


图 5 橡胶支座水平力学行为模型

Fig.5 Horizontal mechanical behavior model of rubber bearings

表 5 橡胶支座力学性能

Tab.5 Mechanical properties of rubber bearings

型号	$K_h / (\text{N} \cdot \text{mm}^{-1})$	$K_d / (\text{N} \cdot \text{mm}^{-1})$	F_y / kN	$\xi / \%$
LNR80	55			
LNR100	158			
LR100	147	110	3.2	30.7

2 kN·mm⁻²。为更真实地反映结构的抗震性能,缩尺模型需附加质量块以满足质量相似关系。根据相似理论计算出模型的目标自重后,减去其自重即可确定所需附加质量。最终,附加的质量块总自重为 7.03 t,配重后模型总自重为 21.58 t。

1.4 测点布置

在全户内变电站中,设备的加速度响应往往需要得到特别关注,因此在模型设备的关键位置处(即套管顶部)布置加速度计,如图 2e 所示。此外,在框架结构各层的楼层标高位置处布置位移计和加速度计(见图 2),用于监测结构的动力响应。过大的支座位移可能导致隔震层破坏,甚至引发上部结构倾覆。因此,在隔震支座处布置了位移计,用于监测支座位移。最终,试验中共使用了 28 个位移计和 22 个加速度计。

2 试验结果与分析

2.1 动力特性

通过对白噪声激励下的结构响应进行分析,获得了试验模型的固有频率、阻尼比及振型特征,如图 7、8 所示。在第 1 阶段加载过程中($a_{PGA}=0.20g$),模型频率基本没有变化,说明结构并未发生损伤,不会影响后续试验。在第 2 和第 3 阶段中,结构模型底部分别配备了 LNR、LR 支座,这有效降低了体系频率,同时增大了阻尼比。从 FBS 切换到 BIS-LNR,频率从 5.0 Hz 减小到 1.0 Hz,阻尼比从 2.6% 增大到 8.5%,而 BIS-LR 的频率和阻尼比分别为 3.8 Hz 和 10.9%。在第 4 阶段中,从 BIS-LR 切换为 PIS。PIS 和 FBS 的对比结果发现,两者的频率非常接近。这说明安装部分隔震支座对原有钢框架频率的影响很小,但可以略微提高阻尼比,从 2.6% 增加到 3.1%。由图 8 的一阶振型图可知,采用基底隔震技术后,模型位移主要集中在隔震层,上部结构的层间位移大幅减小。由于 LNR 支座柔度高于 LR 支座,因此 BIS-LNR 的层间位移减幅更为明显,而 PIS 和 FBS 的一阶振型基本一致。

第1阶段: FBS		第2阶段: BIS-LNR		第3阶段: BIS-LR		第4阶段: PIS		第5阶段: FBS	
白噪声-1		白噪声-4		白噪声-8		白噪声-12		白噪声-16	
Darfield	0.07g	Darfield	0.07g	Darfield	0.07g	Darfield	0.07g	Darfield	0.44g
Christchurch	0.07g	Christchurch	0.07g	Christchurch	0.07g	Christchurch	0.07g	Christchurch	0.44g
AGM	0.07g	AGM	0.07g	AGM	0.07g	AGM	0.07g	AGM	0.44g
白噪声-2		白噪声-5		白噪声-9		白噪声-13		白噪声-17	
Darfield	0.20g	Darfield	0.20g	Darfield	0.20g	Darfield	0.20g	Darfield	0.20g
Christchurch	0.20g	Christchurch	0.20g	Christchurch	0.20g	Christchurch	0.20g	Christchurch	0.20g
AGM	0.20g	AGM	0.20g	AGM	0.20g	AGM	0.20g	AGM	0.20g
白噪声-3		白噪声-6		白噪声-10		白噪声-14			
		Darfield	0.44g	Darfield	0.44g	Darfield	0.44g		
		Christchurch	0.44g	Christchurch	0.44g	Christchurch	0.44g		
		AGM	0.44g	AGM	0.44g	AGM	0.44g		
		白噪声-7		白噪声-11		白噪声-15			

图 6 加载方案

Fig.6 Loading scheme

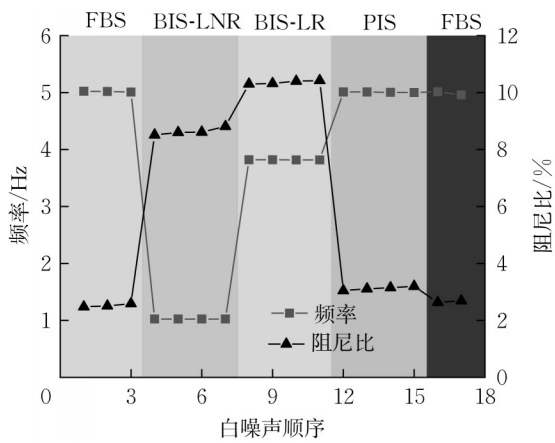


图7 模型的固有频率和阻尼比

Fig.7 Natural frequency and damping ratio of the model

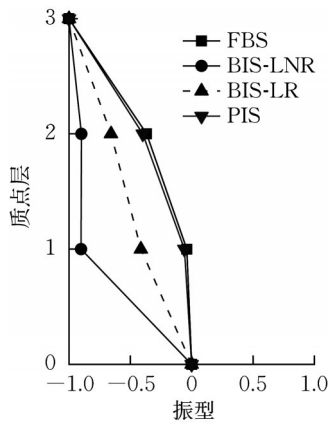


图8 模型的一阶振型

Fig.8 The first-order vibration mode of the model

结合频率、阻尼比、振型的试验结果可知,将FBS改造为PIS,对原有钢框架结构的动力特性影响较小。

2.2 加速度

模型的加速度响应可以通过峰值加速度放大系

数 λ 描述。 λ 定义为结构或设备的峰值加速度 a_{max} 与峰值地面加速度的比值,计算式为

$$\lambda = \frac{a_{max}}{a_{PGA}} \quad (6)$$

此外,为了方便对比不同隔震体系,定义峰值加速度减小系数为

$$\eta = \frac{\lambda_0 - \lambda}{\lambda_0} \quad (7)$$

式中, λ_0 为非隔震体系的峰值加速度放大系数。 η 反映了隔震体系相较于非隔震体系的峰值加速度减小程度。 η 越大表明加速度减小的越多,隔震效果就越好。

图9为峰值地面加速度0.44g时模型的楼面、电气设备以及屋顶的峰值加速度放大系数。此外,设备加速度是全天候内变电站抗震设计中被重点关注的响应,通常需要被严格限制在0.6g以内。表6总结了所有工况下设备的 a_{max} 、 λ 和 η 。结果显示,FBS的最大设备加速度达到1.42g,远远超过加速度限值,设备的安全性难以得到保障。从图9中的曲线可以看出,BIS-LNR和BIS-LR的楼面和设备加速度相较于FBS都有明显的减小。由于LNR支座的水平刚度较小,因此BIS-LNR的周期被充分延长,避开了地震动的卓越周期,导致加速度响应减小得最多。BIS-LNR的最大设备加速度仅为0.23g,相较于FBS在所有工况下平均减小了87%;BIS-LR的最大设备加速度为0.42g,相较于FBS在所有工况下平均减小了69%。在所研究的地震工况中,隔震体系的最大设备加速度均出现在Christchurch工况。由图3b中的加速度反应谱可见,Christchurch地震动富含长周期分量,对隔震体系相对不利。实际工程中,可通过提高体系的阻尼比减小长周期地震动的不利影响。

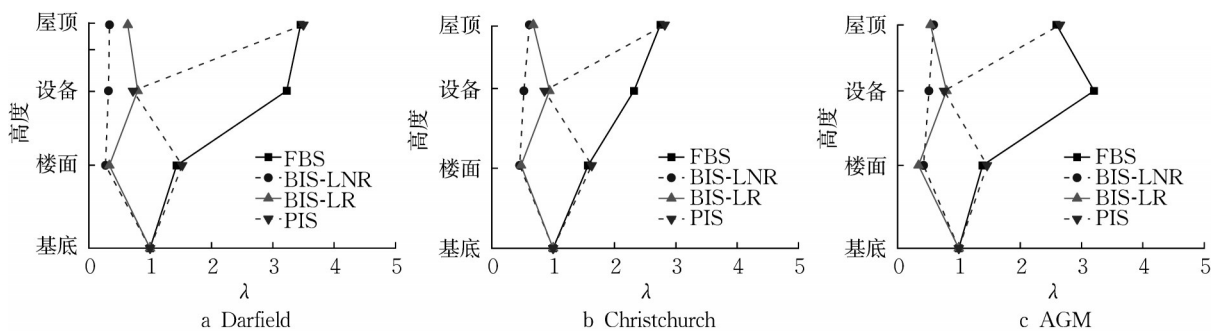


图9 模型各个高度的峰值加速度放大系数($a_{PGA}=0.44g$)

Fig.9 Peak acceleration amplification factor at various heights of the model ($a_{PGA}=0.44g$)

此外,图9显示PIS的设备加速度显著低于所在楼面的加速度。原因在于:地面加速度首先激励框

架结构,从而在楼板处产生较大加速度;而隔震支座将设备与楼板有效解耦并延长了设备的自振周期,

表 6 设备加速度结果
Tab.6 Equipment acceleration results

体系	激励	a_{PGA}/g	a_{max}/g	λ	η	体系	激励	a_{PGA}/g	a_{max}/g	λ	η
FBS	Darfield	0.07	0.29	4.12	0	BIS-LR	Darfield	0.07	0.12	1.72	0.58
	Christchurch	0.07	0.32	4.52	0		Christchurch	0.07	0.10	1.42	0.69
	AGM	0.07	0.35	5.03	0		AGM	0.07	0.13	1.86	0.63
	Darfield	0.20	0.88	4.4	0		Darfield	0.20	0.24	1.21	0.73
	Christchurch	0.20	0.85	4.25	0		Christchurch	0.20	0.26	1.31	0.69
	AGM	0.20	1.05	5.25	0		AGM	0.20	0.22	1.12	0.79
	Darfield	0.44	1.42	3.23	0		Darfield	0.44	0.35	0.80	0.75
	Christchurch	0.44	1.02	2.32	0		Christchurch	0.44	0.42	0.95	0.59
BIS-LNR	AGM	0.44	1.41	3.21	0	AGM	0.44	0.35	0.80	0.75	
	Darfield	0.07	0.03	0.47	0.89	PIS	Darfield	0.07	0.06	0.88	0.79
	Christchurch	0.07	0.04	0.50	0.89		Christchurch	0.07	0.08	1.17	0.74
	AGM	0.07	0.04	0.57	0.89		AGM	0.07	0.08	1.08	0.79
	Darfield	0.20	0.08	0.41	0.91		Darfield	0.20	0.15	0.76	0.83
	Christchurch	0.20	0.13	0.65	0.85		Christchurch	0.20	0.21	1.05	0.75
	AGM	0.20	0.12	0.60	0.89		AGM	0.20	0.18	0.88	0.83
	Darfield	0.44	0.14	0.32	0.90		Darfield	0.44	0.32	0.72	0.78
Christchurch	0.44	0.23	0.52	0.77	Christchurch		0.44	0.38	0.86	0.63	
AGM	0.44	0.22	0.51	0.84	AGM	0.44	0.33	0.76	0.76		

使设备能够同时避开框架结构与地震动的卓越周期,因此大幅减小设备的地震响应。PIS的最大设备加速度仅为0.38g,相较于FBS在所有工况下平均减小了77%。

由于LR支座的初始刚度远大于屈服后刚度,因此BIS-LR在较低水平激励($a_{PGA}=0.07g$)下的隔震效果相对一般,设备加速度平均仅能减小63%。相比之下,BIS-LNR和PIS分别减小了89%和78%,主要得益于LNR支座的近似线弹性刚度。由表6可见,BIS-LNR与PIS在不同峰值地面加速度水平的地震动下均能保持较为稳定的加速度减小效果。

总体上,PIS对于设备的保护效果略好于BIS-LR,但不如BIS-LNR。对于既有的非隔震全户内变电站,将其改造为PIS的安全效益很高,可以明显降

低电气设备损坏的风险。

2.3 结构位移

层间位移角是反映主体结构损坏程度的重要参考指标。图10所示为模型在峰值地面加速度0.44g时的峰值层间位移角。结果显示,基底隔震可以有效减小框架结构的层间位移角,BIS的最大层间位移角仅为FBS的38%。部分隔震则对钢框架结构位移的影响较小,PIS和FBS的层间位移角相差很小。变电站通常采用保守的结构设计,这使得变电站建筑比民用建筑要坚固很多。试验结果也证实了这一点,FBS和PIS的峰值层间位移角小于1/300,远小于限值1/50。即使不采用基底隔震,主体结构也不会明显损坏。

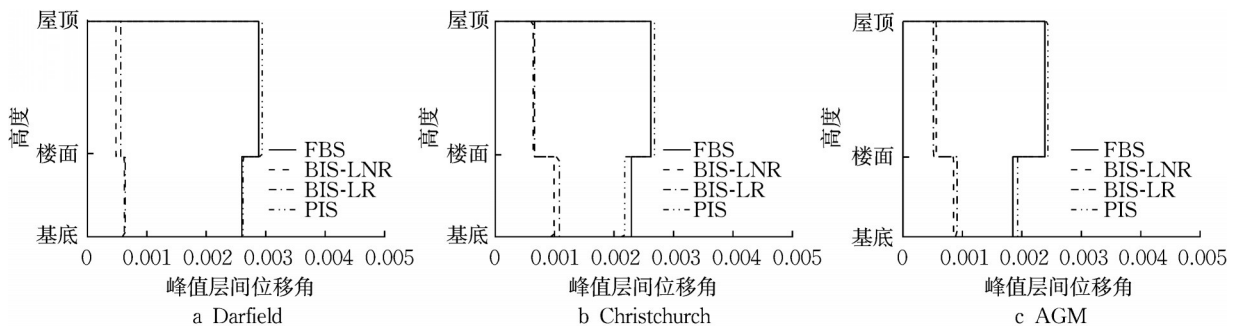


图 10 模型的峰值层间位移角 ($a_{PGA}=0.44g$)

Fig.10 Peak inter-story drift of the model ($a_{PGA}=0.44g$)

2.4 隔震层位移

《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)^[19]规定隔震层的最大相对位移 δ 应满足

$$\delta \leq [\delta] = \min \{0.55d, 3.0t\} \quad (8)$$

式中: d 为橡胶支座直径; t 为支座橡胶层厚度之和。在试验中,LNR100和LR100的位移限值为55 mm,

LNR80的位移限值为44 mm。

本研究重点关注的隔震层包括BIS-LNR和BIS-LR的基底隔震层以及PIS的部分隔震层。表7为各体系在峰值地面加速度0.44g工况下的支座峰值位移。由于LNR支座柔度较高,因此BIS-LNR体系能够有效降低设备加速度,但也导致支座产生较大的位移。在近场地震Christchurch作用下,支座峰值位移达到51.2 mm,接近位移限值,安全冗余较小。相比之下,LR支座刚度更大,BIS-LR体系的支座峰值位移仅为27.8 mm,具备较高的安全冗余度。

为了能够充分减小设备加速度,PIS使用的是高柔性的LNR支座。因此,与BIS-LNR相同,PIS也存在支座位移较大的问题。在远场地震和人工地震下,PIS的支座峰值位移分别为19.8、24.5mm。然而,在近场地震工况下,支座峰值位移达到37.7 mm。由图3c的位移反应谱可知,该地震动在0.5~0.85 s范围内存在峰值,而设备隔震后的周期恰位于此区间,导致支座位移明显增大。虽然这一数值尚未超出44 mm的限值,但是如此大的支座位移仍可能对设备安全构成威胁,需予以重点关注。

表7 基底和部分隔震层的支座峰值位移($a_{PGA}=0.44g$)

Tab.7 Peak displacement of bearings on base and partial isolation layer ($a_{PGA}=0.44g$)

体系	a_{PGA}/g	激励	基底隔震层支座峰值位移/mm	部分隔震层支座峰值位移/mm
BIS-LNR	0.44	Darfield	30.1	0
	0.44	Christchurch	51.2	0
	0.44	AGM	47.6	0
BIS-LR	0.44	Darfield	11.8	0
	0.44	Christchurch	27.8	0
	0.44	AGM	13.2	0
PIS	0.44	Darfield	0	19.8
	0.44	Christchurch	0	37.7
	0.44	AGM	0	24.5

2.5 讨论

图11所示为FBS和PIS的地震动响应对比,包括峰值层间位移角、峰值楼面加速度以及峰值设备加速度。可以发现,将FBS改造为PIS之后,不会明显增大或减小原有钢框架的位移和加速度响应,而设备的加速度则明显减小。PIS的设备加速度平均只有FBS的23%,设备的安全性大幅提升,说明加装部分隔震支座的安全效益很高。

与BIS相比,PIS在抑制设备加速度方面同样具

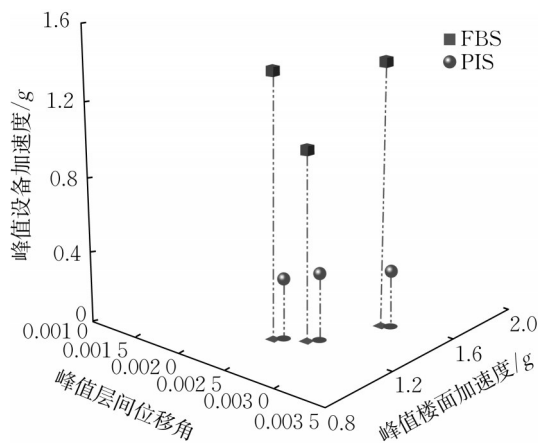


图11 FBS和PIS的地震动响应对比($a_{PGA}=0.44g$)

Fig.11 Comparison of seismic response between FBS and PIS ($a_{PGA} =0.44g$)

有良好的效果。2.2节结果表明,PIS对设备的减震效率介于BIS-LNR和BIS-LR之间。总体而言,BIS通过延长整体结构周期并增大能量耗散显著降低楼层加速度与位移响应,从而保护设备及主体结构;而PIS则通过将设备与主体结构解耦并延长设备自振周期削弱加速度的传递。前者需要整体性改造,覆盖范围更大;后者针对局部关键部位,改造范围较小,但同样能有效减小设备响应。在此基础上,除用于既有非隔震变电站的抗震改造外,部分隔震亦可应用于新建变电站,总体成本远低于基底隔震。即使结构本身未实施基底隔震,牢固的主体框架在地震中通常也不会发生严重破坏。因此,在全户内变电站中采用部分隔震技术,可同时实现对结构与设备响应的双重控制目标。

在PIS与BIS-LNR 2种方案中,为提高隔震性能而选用高柔度的LNR支座,虽然有效降低了设备加速度,但在长周期成分较丰富的近场地震动下,也容易导致更大的支座位移需求。为抑制过大的支座位移,可在隔震层中并联黏滞阻尼器,以提升系统阻尼比并降低位移响应。该组合隔震体系(柔性支座+黏滞阻尼器)通过提升阻尼比增强能量耗散能力,同时避免引入额外刚度。设计上可简化为:隔震支座提供全部刚度,黏滞阻尼器承担全部阻尼,从而

实现结构简洁、效果显著的隔震设计。

3 结论

(1)振动台试验结果表明,依据本文设计流程所构建的隔震体系在关键响应(如设备加速度与隔震支座位移)方面均未超限,充分验证了该流程的有效性与可行性。

(2)FBS的最大设备加速度为1.42g,远远超过加速度限值0.6g。BIS-LNR、BIS-LR以及PIS的最大设备加速度分别为0.23g、0.42g和0.38g,相较于FBS在所有工况下分别平均减小了87%、69%和77%。总体上,PIS对设备的减震效率介于BIS-LNR和BIS-LR之间。

(3)FBS和PIS在框架结构的位移和加速度响应方面相差不大。

(4)FBS和PIS的最大层间位移角均小于1/300,即使没有基底隔震,框架结构也不会明显破坏。因此,将FBS改造为PIS,可以实现结构与设备响应双重控制的设计目标。

(5)BIS-LNR和BIS-LR的支座峰值位移分别达到51.2、27.8 mm。LNR支座的柔度更高,尽管能够取得更佳的隔震效果,但是也因此产生了相对较大的位移量。PIS在遭受近场地震动时,支座位移达到了37.7 mm,小于位移限值,可以在部分隔震层并联阻尼装置(如黏滞阻尼器)进一步减小支座位移。

作者贡献声明:

郭小农:研究内容的整体规划以及论文审阅修改,提供技术和经费支持。

陈劲臻:设计试验方案并完成试验研究,撰写论文。

罗金辉:论文审阅修改,提供技术和经费支持。

方瑜:参与试验研究,提供技术支持。

吴祖咸:参与试验研究,提供技术支持。

参考文献:

[1] YIN C, SONG T, SONG X, *et al.* Seismic performance of indoor substation RC frames with combined base isolation techniques[J]. *Engineering Structures*, 2023, 284: 115962.

[2] 潘毅, 彭鑫, 王腾, 等. 泸定6.8级地震医疗建筑震害调查与分析[J]. *建筑结构学报*, 2024, 45(5): 14.

PAN Yi, PENG Xin, WANG Teng, *et al.* Seismic damage investigation and analysis of hospital buildings in Ms 6.8 Luding Earthquake [J]. *Journal of Building Structures*, 2024, 45(5): 14.

[3] LIU Y, LI J, LIN G. Seismic mitigation analysis of three-dimensional base-isolated nuclear structures with soil-dependent isolation system under extreme earthquakes [J]. *Engineering Structures*, 2024, 311: 118187.

[4] 张强, 刘文光, 何文福, 等. 地震作用下博物馆隔震结构响应分析[J]. *建筑结构学报*, 2023, 44(S2): 32.

ZHANG Qiang, LIU Wenguang, HE Wenfu, *et al.* Seismic response analysis of isolated museum under seismic actions [J]. *Journal of Building Structures*, 2023, 44(S2): 32.

[5] MAZZA F. Base-isolation of a hospital pavilion against in-plane-out-of-plane seismic collapse of masonry infills [J]. *Engineering Structures*, 2021, 228: 111504.

[6] 王流, 王新娣, 刘卓. 建筑减隔震技术应用综述[J]. *结构工程师*, 2024, 40(1): 205.

WANG Liu, WANG Xindi, LIU Zhuo. Overview of building seismic mitigation and isolation [J]. *Structural Engineers*, 2024, 40(1): 205.

[7] LI J, LUO W, LIANG Q, *et al.* Shaking table test of seismic performance of high-rise over-track building with base isolation [J]. *Journal of Building Engineering*, 2023, 75: 106749.

[8] 尚继英, 谭平, 韩建平, 等. 变频变摩擦的摩擦摆隔震支座力学性能[J]. *建筑结构学报*, 2024, 45(5): 92.

SHANG Jiying, TAN Ping, HAN Jianping, *et al.* Mechanical behavior of friction pendulum bearing with variable frequency and friction [J]. *Journal of Building Structures*, 2024, 45(5): 92.

[9] ZOU X, YANG W, LIU P, *et al.* Shaking table tests and numerical study of a sliding isolation bearing for the seismic protection of museum artifacts [J]. *Journal of Building Engineering*, 2023, 65: 105725.

[10] 叶良浩, 曲哲, 孙海林, 等. 采用不同减隔震结构体系的医疗建筑地震经济损失评估[J]. *建筑结构学报*, 2020, 41(7): 15.

YE Lianghao, QU Zhe, SUN Hailin, *et al.* Earthquake loss evaluation of medical facility seismically retrofitted by different seismic damage control methods [J]. *Journal of Building Structures*, 2020, 41(7): 15.

[11] BAI W, DAI J, LIU R, *et al.* Site investigation on seismic performance of 7 isolated buildings during the 2022 Luding Ms 6.8 Earthquake [J]. *Journal of Building Engineering*, 2024, 89: 109224.

[12] LIU X, WANG W, LI J. Seismic response mitigation of prefabricated industrial equipment structural frames through a hybrid isolation system [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2023, 206: 107918.

[13] 丁洁民, 涂雨, 吴宏磊, 等. 减隔震组合技术在高烈度抗震设防区的应用研究[J]. *建筑结构学报*, 2019, 40(2): 77.

DING Jiemin, TU Yu, WU Honglei, *et al.* Application research of seismic isolation system combined with energy-dissipation technology in high seismic intensity region [J]. *Journal of Building Structures*, 2019, 40(2): 77.

[14] FANG C, LIU X, WANG W, *et al.* Full-scale shaking table

(下转第263页)