

刘佳,刘涵,彭凌云,等. 2022. 阻尼支座楼梯间模型振动台试验研究[J]. 地震研究, 45(4): 626–634, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2022.0067.

Liu J, Liu H, Peng L Y, et al. 2022. Shaking table test of concrete staircase model with damping supports[J]. *Journal of Seismological Research*, 45(4): 626–634, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2022.0067.

阻尼支座楼梯间模型振动台试验研究*

刘佳¹, 刘涵², 彭凌云^{2✉}, 尹祎文², 刘文², 康迎杰³

(1. 北京工业大学 后勤保障处, 北京 100124; 2. 北京工业大学 工程抗震与结构诊治北京市重点实验室, 北京 100124;
3. 清华大学 土木工程系, 北京 100084)

摘要: 为研究梯段板下端设置阻尼支座的混凝土楼梯的抗震性能, 以某混凝土框架结构底层的楼梯间为原型, 设计并制作 1/3 缩尺的模型结构, 对其进行振动台试验。通过输入不同的地震波, 观察模型的损伤和破坏情况, 分析其动力特性、加速度反应、位移反应及应变反应。结果表明: 阻尼支座楼梯释放了梯板的斜撑效应, 改变了楼梯的传力途径和内力分布, 楼梯构件未发生先于主体结构的破坏; 罕遇地震作用下模型破坏较轻, 抗震性能良好; 阻尼支座未出现明显的竖向翘起现象, 水平滑移较小, 罕遇地震作用下可保证梯段板与平台板的有效连接。

关键词: 阻尼支座; 混凝土楼梯; 抗震性能; 模型结构; 振动台试验

中图分类号: TU352; TU375 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0666(2022)04-0626-09

doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2022.0067

0 引言

按传统构造方式建造的混凝土楼梯, 梯段板与整体结构整浇, 相当于斜撑构件参与抵抗水平力, 地震作用下其受力复杂, 破坏现象严重。2008年汶川 8.0 级地震震害调查表明(王亚勇, 2008; 清华大学等, 2008; 尹保江等, 2008), 部分楼梯及其相关结构设计存在不足, 楼梯间破坏较主体结构更为严重。

基于汶川地震震害调查和分析结果, 《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 新增了有关楼梯构造措施的规定; 《国家建筑标准设计图集》(16G101—2) 给出了滑动支座的构造详图, 以消除梯板的斜撑作用。曹达忠等(2018)、彭凌云等(2019) 研究表明滑动支座楼梯梯板与梯梁没有约束, 竖向翘起明显, 且存在大震时梯板滑落、梯

板竖向振动剧烈等问题。辛力等(2017) 对隔震橡胶支座楼梯间模型进行了振动台试验研究, 结果表明隔震橡胶支座具有“隔震、减震、防倒塌”的多重功能。邓雪松等(2017) 提出了一种消能减震楼梯间的构造方案, 通过 ABAQUS 有限元软件分析表明其具有显著的减震效果。彭凌云等(2021) 对钢框架阻尼支座楼梯进行了试验研究, 表明阻尼支座楼梯可以提高整体结构的抗震能力。在设计中考虑楼梯与主体结构的相互作用, 需加强楼梯与梁柱节点和柱中部连接节点的设计, 但目前相关研究较少。

本文以阻尼支座代替滑动支座, 设计并制作缩尺比为 1:3 的楼梯间模型结构, 对其进行振动台试验, 通过输入不同频谱特性的地震波, 分析其在水准地震作用下的破坏现象及动力反应, 研究阻尼支座楼梯的抗震性能, 为结构设计提供参考。

* 收稿日期: 2021-07-27.

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478023)资助.

第一作者简介: 刘佳(1977-), 硕士研究生, 主要从事大跨空间结构新体系、隔震和抗震分析理论研究工作,
E-mail: Liuj@bjut.edu.cn.

✉ 通讯作者简介: 彭凌云(1976-), 教授, 博士, 主要从事结构减隔震研究工作. E-mail: Ply@bjut.edu.cn.

1 试验概况

1.1 模型设计及制作

本次试验原结构取自某 RC 框架结构底层的双跑板式楼梯间，考虑到振动台台面的尺寸和承载力的限制，确定模型结构的缩尺比为 1:3，试验采用一致相似律，考虑欠人工质量进行设计，最终确定的相似比见表 1。模型层高 1 200 mm，底座梁高 350 mm，总高 1 750 mm，轴网尺寸为 1 000 mm × 1 800 mm。模型由底座梁、该楼梯间的框架梁柱以及梯段板、梯梁、梯柱、平台板、阻尼支座等楼梯构件组成，主要构件截面尺寸如下：框架柱 KZ 均为 130 mm × 130 mm，框架梁 KL1 为 90 mm × 170 mm，框架梁 KL2、KL3 为 90 mm × 190 mm，梯梁 TL1 和 TL2 分别为 70 mm × 120 mm 和 90 mm × 120 mm，梯柱 TZ 为 90 mm × 100 mm，底座梁 DZL 为 350 mm × 350 mm，梯段板 TB 及平台板 PTB 厚

度均为 50 mm，模型的几何尺寸、平台板配筋、截面及梯段板配筋如图 1 所示。模型分两次浇筑，首先采用 C45 商品混凝土浇筑底座梁，再采用 C30 商品混凝土浇筑剩余部位，梯段板上端与平台板整体浇筑在一起，下端支承在阻尼支座上。

表 1 试验相似比
Tab. 1 Similitude ratios of the test

类型	物理量	相似系数
几何尺寸	长度	0.333
	位移	0.333
材料特性	弹性模量	1
	等效质量密度	0.996
	等效应力	1
动力指标	时间	0.332 7
	速度	1.002
	加速度	3.011
	频率	3.006

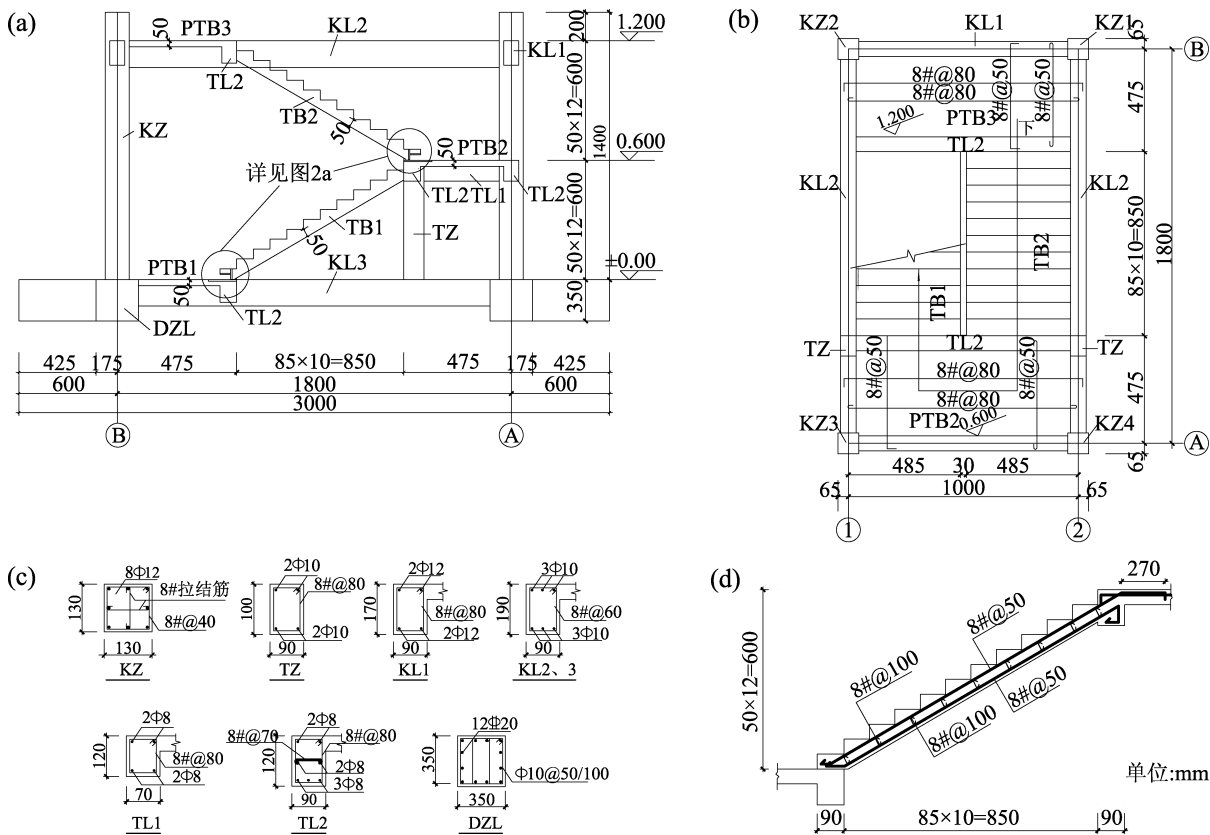


图 1 模型几何尺寸 (a)、平台板配筋 (b)、截面配筋 (c) 及梯段板配筋 (d)

Fig. 1 The geometric dimension (a), the platform slab reinforcement (b), the section reinforcement (c), and the ladder slab reinforcement (d) of the model

阻尼支座构造如图 2 所示。阻尼器采用 Q195 钢材, 参照彭珺洁等 (2018)、刘伟庆等 (2016) 的设计, 阻尼力、位移约为楼层剪力、位移的 1/10, 预埋钢板 I、II、III、IV 均选用 Q345B 钢材。第 2 次浇筑混凝土时, 在平台板及梯段板下端设置预埋钢板, 并在梯段板与平台板之间铺设一层塑料薄膜, 断开梯段板与平台板的连接, 形成可滑动的阻尼支座, 待试件养护完成后, 将阻尼器与预埋钢板 II、III 焊接。

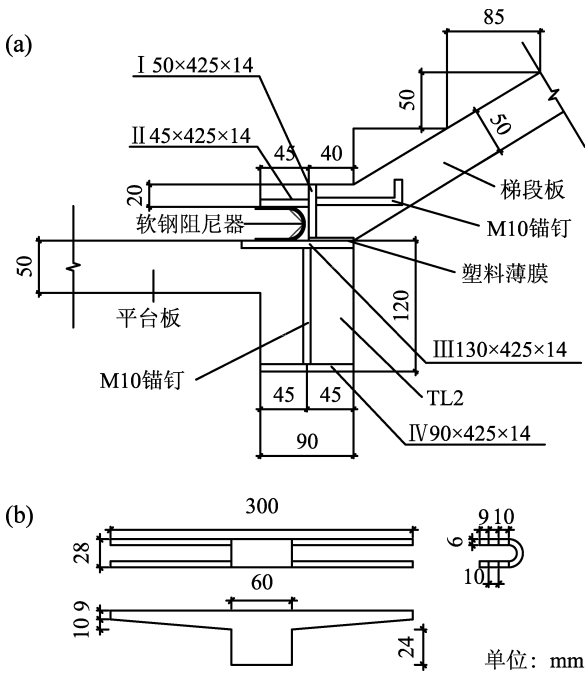


图 2 阻尼支座构造图 (a) 和阻尼器尺寸 (b)
Fig. 2 Structures of the damping support (a) and damper size (b)

1.2 材性试验

浇筑混凝土参照《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2016) 预留立方体试块, 并在试验当天测试其抗压强度, 实测试块的抗压强度平均值分别为 49.23 和 33.67 MPa。钢筋拉伸试验参照《金属材料拉伸试验: 第 1 部分: 室温试验方法》(GB/T 228.1—2010) 进行, 各规格钢筋抗拉强度实测值见表 2。

1.3 试验方案

试验在北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室进行。振动台平面尺寸为 3 m × 3 m, 最大载重 10 t, 工作频率 0.1 ~ 50 Hz。模型采用欠人工质量进行模拟, 根据楼梯间实际

表 2 钢筋抗拉强度实测值

Tab. 2 Tensile strength of reinforcements

钢筋规格/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	δ
8#	421	473	0.89
8	406	512	0.79
10	398	510	0.78
12	439	566	0.78
20	452	570	0.79
Q195	201	260	0.77
Q345B	415	547	0.76

注: 8#为镀锌铁丝; f_y 为屈服强度; f_u 为抗拉强度; δ 为屈强比。



图 3 振动台试验模型

Fig. 3 Test model on the shaking table

荷载分布, 共在楼层、半平台及上下梯板处布置 1.64 t 质量块。采用施加预应力的方法对框架柱各施加 30 kN 的轴压力, 并在试验过程中保持恒定。试验现场如图 3 所示。

根据该模型结构的动力特性, 选用 4 条地震波作为振动台输入波, 分别为 El Centro 波 (以下简称 El 波)、迁安波、人工波和汶川波, 各条波的加速度时程和频谱如图 4 所示。试验为水平 X 向 (顺梯段板方向) 输入地震波, 地震持时按相似常数压缩为原地震波的 1/3, 地震波峰值加速度 (以下简称 PGA) 参照《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015) 和试验的动力相似常数确定。

试验分两阶段进行。第一阶段依次输入 El 波、迁安波、人工波、汶川波。根据上述动力相似常数调整其 PGA 及持续时间, 共分为 10 级加载工况 (PGA 分别为 0.1、0.2、0.3、0.4、0.5、0.7、1.0、1.3、1.5、1.7 g), 覆盖了模型经历 7 度多遇

地震至略低于9度罕遇地震的范围,共51个工况。在每级工况加载前后,对模型进行白噪声($PGA = 0.10\text{ g}$)扫频,以测定其动力特性。

经第一阶段地震波输入试验后,模型未发生严重破坏,因此又进行了第二阶段的共振试验。即以正弦波输入,采用由白噪声测试得到的模型自振频率(沿振动方向)为输入波的频率,并按正弦波 PGA 从小到大分级进行,共经历8个工况,分别为0.1、0.2、0.4、0.6、0.8、1.0 g以及1个0.10 g白噪声扫频。

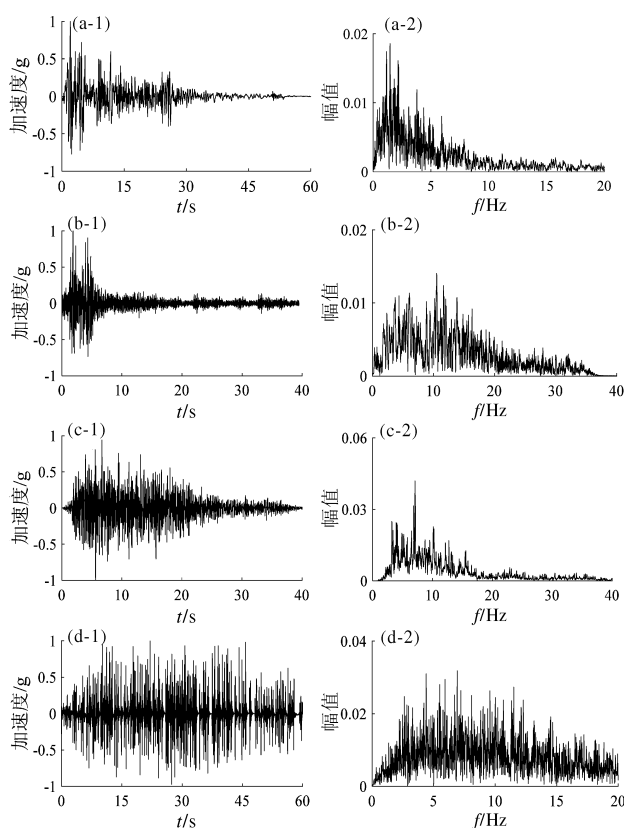


图4 El波(a)、迁安波(b)、人工波(c)、汶川波(d)加速度时程和频谱

Fig. 4 The time-histories of acceleration and frequency spectrum from the input ground motion; the El wave (a), the Qian'an wave (b), the artificial wave (c), and the Wenchuan wave (d)

1.4 量测内容

试验共布置位移传感器8个,加速度传感器14个,钢筋应变片24个,混凝土应变片4个,测点位置如图5所示。主要量测内容为模型楼层、半楼层及底座处沿波输入方向加速度反应时程;梯

板下端沿波输入方向加速度反应时程;梯板跨中竖向加速度反应时程;楼层及底座处水平垂直于波输入方向的加速度反应时程;台面沿波输入方向及水平垂直于波输入方向的加速度反应时程;模型楼层、半楼层、底座处及阻尼支座处沿波输入方向的位移时程;模型重点部位的钢筋、混凝土应变反应时程。

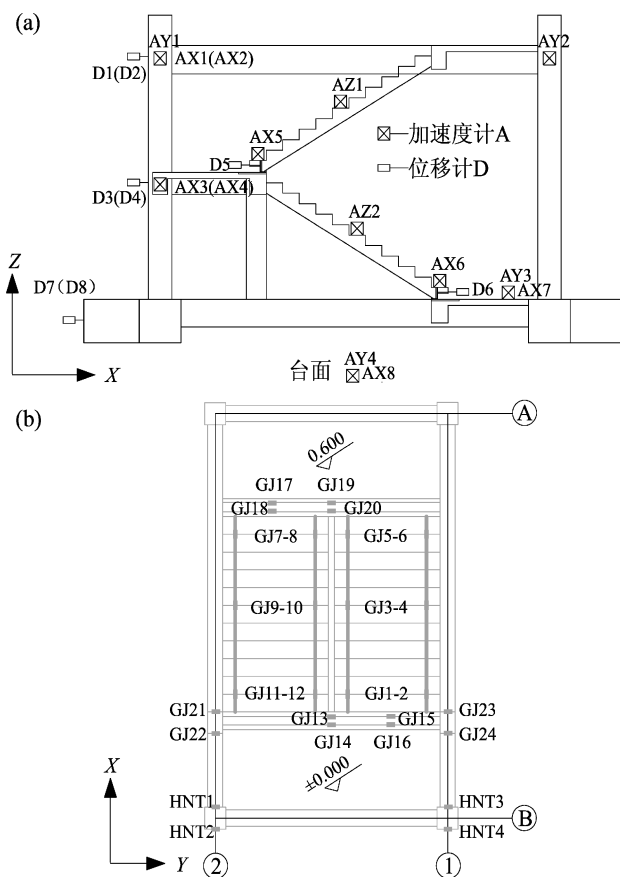


图5 加速度及位移测点(a)、钢筋及混凝土应变测点(b)

Fig. 5 Measuring points for acceleration and displacement (a), and for reinforcement and concrete strain (b)

2 试验现象

2.1 地震波输入阶段

2.1.1 框架结构

输入7度多遇地震($PGA = 0.1\text{ g}$)后,模型框架部分未出现裂缝。输入8度多遇地震($PGA = 0.2\text{ g}$)后,框架柱KZ1、KZ2柱底在弯剪作用下出现水平裂缝。输入7度设防地震($PGA = 0.3\text{ g}$)

后, 框架柱 KZ4 柱底也开始出现水平裂缝。输入 9 度多遇地震 ($PGA = 0.4 \text{ g}$) 后, 北侧框架梁 KL2 东端受拉出现竖向裂缝, 与框架柱交接处开裂, 框架柱 KZ3 和 KZ4 柱底出现水平裂缝。输入 7.5 度设防地震 ($PGA = 0.5 \text{ g}$) 后, 框架柱 KZ2 柱顶开裂, 东侧框架梁 KL1 竖向裂缝几乎贯通梁高。输入 7 度罕遇地震 ($PGA = 0.7 \text{ g}$) 后, 部分框架柱水平裂缝出现延展。输入 7.5 度罕遇地震 ($PGA = 1.0 \text{ g}$) 后, 南侧框架梁 KL2 西端在弯剪作用下出现斜裂缝。输入 8 度罕遇地震 ($PGA = 1.3 \text{ g}$) 后, 东侧框架梁 KL1 跨中开裂, 框架柱原有裂缝延展, 柱中、柱顶裂缝增多, 框架梁、柱节点处受反复弯剪作用出现交叉斜裂缝。输入 8.5 度罕遇地震 ($PGA = 1.5 \text{ g}$) 至略低于 9 度罕遇地震 ($PGA = 1.7 \text{ g}$) 后, 框架部分原有裂缝开展, 新增裂缝较少, 模型结构未出现明显破坏。

2.1.2 楼梯构件

输入 7 度多遇地震 ($PGA = 0.1 \text{ g}$) 后, 楼梯构件部分未出现裂缝。输入 8 度多遇地震 ($PGA = 0.2 \text{ g}$) 后, 梯柱柱底首先出现水平裂缝, 梯梁及梯段板并未开裂。输入 7 度设防地震 ($PGA = 0.3 \text{ g}$) 后, TL1、PTB2 与框架柱交接处开裂, 梯柱裂缝增多。输入 9 度多遇地震 ($PGA = 0.4 \text{ g}$) 后, 梯梁 TL2 开裂。输入 7.5 度设防地震 ($PGA = 0.5 \text{ g}$) 后, 梯段板 TB2 在拉力作用下底面出现 1 条约 1/4 梯板宽的水平裂缝。输入 7.5 度罕遇地震 ($PGA = 1.0 \text{ g}$) 后, 阻尼支座处出现肉眼可见的水平滑动, 且梯段板竖向振动现象也比较明显。输入 8 度罕遇地震 ($PGA = 1.3 \text{ g}$) 至略低于 9 度罕遇地震 ($PGA = 1.7 \text{ g}$) 后, 阻尼支座滑动及梯板竖向振动现象越来越明显, 梯板 TB2 裂缝延展至梯板南侧外沿, 梯梁 TL1 与梯柱 TZ 节点受弯剪作用产生斜裂缝, 梯梁 TL2 裂缝增多。

2.2 共振阶段

在共振阶段, 输入 8 Hz 正弦波, 当 $PGA = 0.2 \text{ g}$ 时, 阻尼支座处有明显的水平晃动现象。随着 PGA 的增加, 阻尼支座处晃动剧烈, 且幅度增大, 模型整体的振动也逐渐增强。模型的最终破坏主要集中在框架柱端、梁柱节点及梯柱部分, 框架柱及梯柱裂缝较明显, 框架梁、梯梁裂缝较窄, 梯段板并未发生明显的破坏。图 6 为模型裂缝及最终破坏情况。

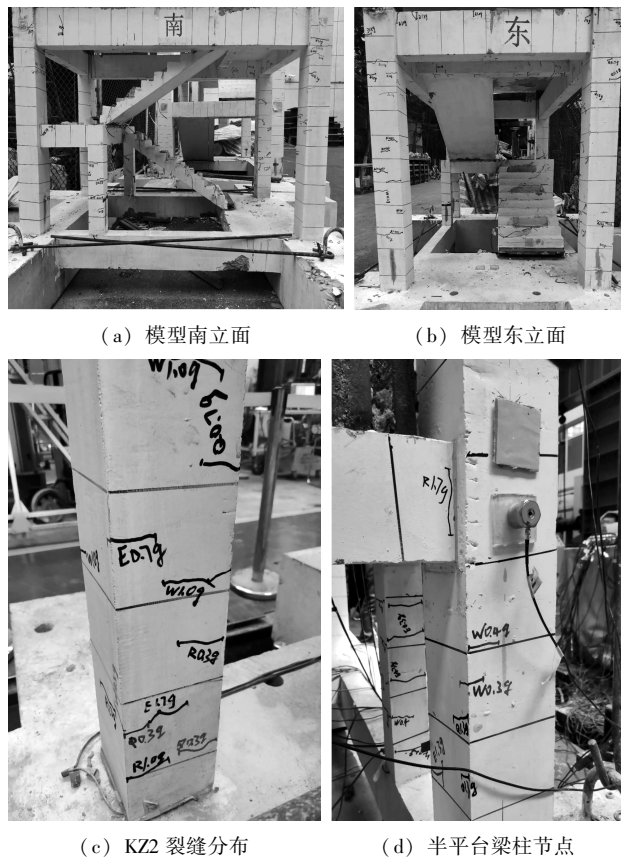


图 6 模型最终破坏图

Fig. 6 Failure of the model

3 试验结果及分析

3.1 模型动力特性

在每级地震波输入前后, 对模型结构进行白噪声扫频, 通过分析楼层处加速度测点采集的试验数据得到了模型结构的自振频率 f 。

地震波输入前, 模型结构的初始自振频率为 10.75 Hz, 表 3 给出了每级地震波输入后模型的自振频率。由表可见, 随着输入 PGA 的增加, 模型结构的自振频率总体上呈下降趋势。7 度多遇地震作用后, 模型结构的频率变化很小, 仅下降了 0.01 Hz, 说明模型基本没有损伤, 处于弹性状态。8 度多遇地震作用后, 模型结构频率下降 12.65%, 其刚度有明显的退化, 结构产生了一定的损伤, 进入弹塑性阶段。由 7 度罕遇地震直至 8.5 度罕遇地震作用后, 模型结构频率基本无变化, 表明结构损伤较小。输入 $PGA = 1.7 \text{ g}$ 地震波后, 模型自振频率下降至 8.01 Hz, 累计降低 25.58%, 说明结构又产生了一定程度的损伤。

表 3 模型结构基本频率

Tab. 3 Fundamental frequencies of the model structure

工况	7 度多遇地震(0.1 g)	8 度多遇地震(0.2 g)	7 度罕遇地震(0.7 g)	8 度罕遇地震(1.3 g)	8.5 度罕遇地震(1.5 g)	1.7 g
f / Hz	10.74	9.39	8.84	8.59	8.58	8.01

3.2 加速度反应

3.2.1 楼层及半平台处加速度反应

定义模型各测点的实测 PGA 与振动台台面 PGA 之比为加速度放大系数 K ，图 7a、b 给出了楼层处测点 AX2 及半楼层处测点 AX4 在各级加载工况下的加速度放大系数包络图。由图可知：

(1) 随着台面 PGA 的增加，模型楼层及半楼层加速度整体呈先上升后下降的趋势，楼层加速度动力放大系数在 8 度多遇震 ($PGA=0.2\text{ g}$) 至 7 度罕遇地震 ($PGA=0.7\text{ g}$) 逐渐增大，半平台加速度动力放大系数在输入 7 度多遇地震 ($PGA=0.1\text{ g}$) 至 7.5 度多遇地震 ($PGA=0.5\text{ g}$) 逐渐增

大，输入 7 度罕遇地震 ($PGA=0.7\text{ g}$) 后，楼层及半楼层处加速度动力放大系数均呈降低的趋势。

(2) 由于各条波的频率成分不同，模型的动力反应也有不同趋势，模型楼层加速度反应在 E1 波激励下最大，在人工波激励下最小；模型半楼层加速度反应在人工波激励下最小，在其余 3 条波激励下相差不大。

(3) 阻尼支座楼梯的楼层、半楼层处的加速度放大系数均小于 1.5，输入 7 度罕遇地震 ($PGA=0.7\text{ g}$) 后，楼层、半楼层加速度反应基本上都处于下降趋势，表明阻尼支座楼梯降低了整体结构的加速度反应。

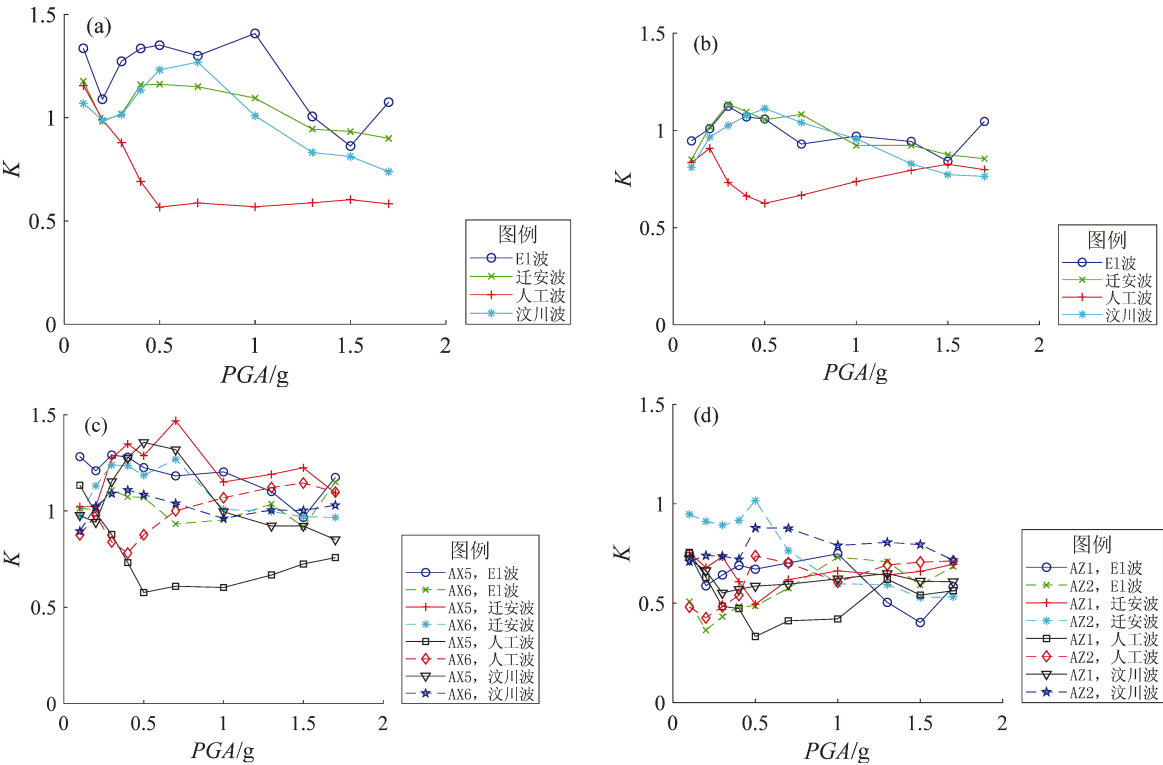


图 7 楼层水平向 (a)、半楼层水平向 (b)、梯板阻尼支座水平向 (c)、梯板跨中竖向 (d) 加速度放大系数包络图

Fig. 7 Envelope diagrams of the acceleration amplification factors: horizontal direction of floor (a) and half floor (b), horizontal direction of stair damping support (c), and vertical direction of stair span (d)

3.2.2 梯段板加速度反应

图 7c 为梯段板阻尼支座处的水平加速度放大系数包络图，AX5 为上阻尼支座测点，AX6 为下

阻尼支座测点，由图可见：

(1) 在不同的地震波激励下，阻尼支座处的水平 PGA 随台面 PGA 的增大无明显增长趋势，放

大系数绝大部分位于 $0.75 \sim 1.5$ ，输入 7 度罕遇地震 ($PGA = 0.7 \text{ g}$) 后，放大系数呈降低趋势，表明阻尼支座减弱了梯板的水平振动反应。

(2) 同一地震波激励下，上阻尼支座的加速度放大系数大于下阻尼支座，约等于其 $1.1 \sim 2.3$ 倍，表明模型上梯板的水平加速度反应强于下梯段板，水平振动更剧烈。

(3) 在相同烈度不同地震波激励下，阻尼支座水平加速度放大系数有明显差异，表明不同地震波对阻尼支座释放梯段板斜撑作用的影响较大。

图 7d 为梯段板跨中处的竖向加速度放大系数包络图，AZ1 为上梯段板测点，AZ2 为下梯段板测点，由图可见：

(1) 水平单向输入地震波会引起梯段板的竖向振动，上下梯段板的竖向加速度反应随 PGA 增加无明显增大，且放大系数基本上小于 1，仅在 0.5 g 迁安波输入时下梯段板竖向加速度放大系数大于 1。

(2) 在同一水准的地震波激励下，上下梯段板的竖向加速度反应相差不大，不存在上梯段板竖向加速度反应大于下梯板的情况。

(3) 由赵均等 (2014) 研究可知，滑动支座楼梯上梯段板的竖向加速度反应大于下梯段板， $PGA = 1.9 \text{ g}$ 时，输入 EI 波后，其最大值分别达到 3.64 g 和 1.54 g ；输入汶川波时，上梯段板竖向加速度反应已经达到 4.8 g (放大系数 3.21)。水平地震激励下，阻尼支座楼梯梯段板竖向加速度反应较小，表明阻尼支座有效降低了梯段板的竖向加速度反应。

3.3 位移反应

3.3.1 楼层水平位移反应

图 8a 为楼层测点 D1、D2 在地震波输入试验

中的最大相对水平位移反应 S_{\max} 随台面 PGA 的变化曲线，由图可见：

(1) 楼层位移整体上随台面 PGA 的增加而增大，且基本为线性增长，迁安波和人工波输入时，楼层位移反应较小；EI 波和汶川波输入时，楼层位移反应明显增大。

(2) 输入 EI 波和汶川波时，D1、D2 两测点的位移有显著差别，D2 测点位移明显大于 D1 测点，最大层扭转角为 $1/112$ ，说明结构有一定的扭转，阻尼支座并未完全消除梯段板的斜撑作用，导致结构刚度分布不均。

(3) 输入 1.7 g 汶川波时，模型层间位移达到最大的 13.21 mm ，此时模型层间位移角为 $1/91$ ，满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) 规定的弹塑性层间位移角限值 $1/50$ 的要求。

(4) 由涂军 (2012) 研究可知， $PGA = 1.7 \text{ g}$ 时，滑动支座楼梯最大层间位移为 15.729 mm ，大于阻尼支座楼梯层间位移，表明阻尼支座提高了结构的刚度，降低了结构的位移反应。

3.3.2 阻尼支座水平位移反应

图 8b 为上阻尼支座测点 D5 和下阻尼支座测点 D6 的最大相对水平位移反应 S_{\max} 随台面 PGA 的变化曲线，由图可见：

(1) 随着台面 PGA 的增加，阻尼支座水平位移基本呈线性增长，在 EI 波激励下最大，人工波激励下最小。

(2) 输入 7 度多遇地震 ($PGA = 0.1 \text{ g}$) 时，下阻尼支座位移均大于上阻尼支座；输入 8 度多遇至 7 度设防地震 ($PGA = 0.2 \sim 0.3 \text{ g}$) 时，上下阻尼支座位移相差不大；输入 9 度多遇地震 ($PGA = 0.4 \text{ g}$) 后上阻尼支座水平位移明显大于下阻尼

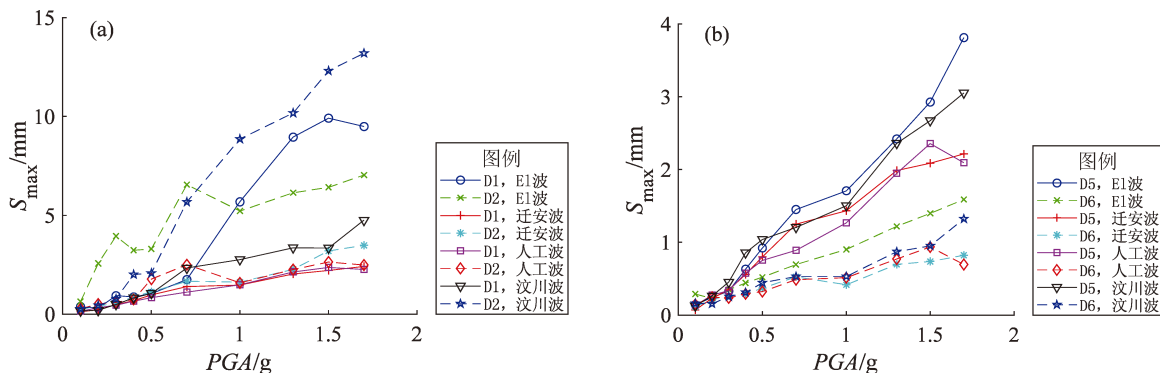


图 8 楼层 (a)、阻尼支座 (b) 最大相对水平位移反应

Fig. 8 Maximum horizontal relative displacement response of floor (a) and damping support (b)

支座, 达到其水平位移的 1.4 ~ 3.4 倍, 表明上阻尼支座在强地震作用下水平变形更大。

(3) 台面 $PGA = 1.7\text{ g}$ 时, 模型上阻尼支座最大相对水平位移为 3.814 mm, 表明阻尼支座可有效释放梯段板的斜撑作用, 软钢阻尼器可通过自身变形耗散能量。

图 9 为 1.7 g El 波作用下上阻尼器测点 D5 和下阻尼器测点 D6 的相对水平位移反应 S 的时程变化曲线。试验中难以实测阻尼器出力, 采用 ABAQUS 软件对阻尼器建立数值模型如图 10a 所示, 模型采用 C3D8R 单元, 本构关系为理想弹塑性模型 (材料参数: 杨氏模量 206 000, 泊松比 0.3, 屈服应力 195 MPa, 塑性应变 0), 模型底部细长段为固定端, 在阻尼器面外设置一参考点, 与加载断面耦合, 根据图 9 中的位移数据对参考点进行水平位移加载, 加载后的应力云图如图 10b 所示。

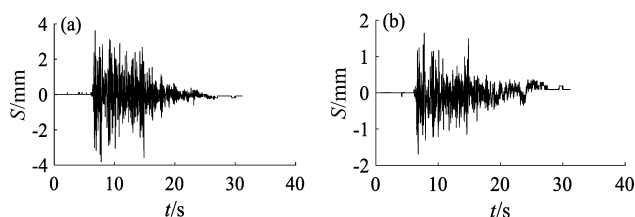


图 9 上 (a)、下 (b) 阻尼器相对水平位移时程曲线

Fig. 9 The time - history of the relative horizontal displacement of the upper (a) and the lower (b) dampers

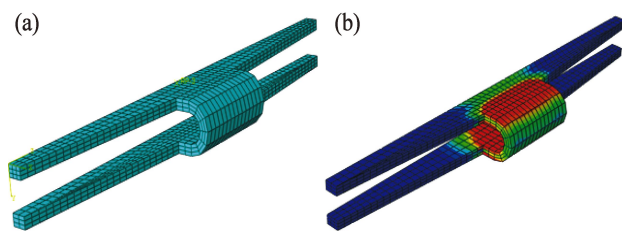


图 10 加载前 (a)、后 (b) 阻尼器有限元模型

Fig. 10 Finite element model of dampers before (a) and after (b) loading

模拟得到阻尼器的滞回曲线如图 11 所示。由图可见, 软钢阻尼器滞回曲线饱满, 具有较好的耗能能力, 试验加载过程中阻尼器出力约为 1 t, 1.7 g El 波作用下楼层加速度达到最大, 计算得楼层剪力约为 7.1 t。

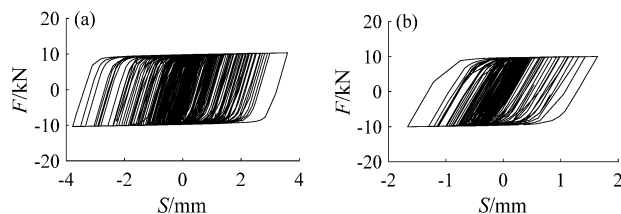


图 11 上 (a)、下 (b) 阻尼器滞回曲线

Fig. 11 The hysteretic curves of the upper (a) and the lower (b) dampers

3.4 应变反应

图 12 为 1.7 g 人工波作用下上梯段板 TB2 钢筋测点 GJ10、下梯段板 TB1、钢筋测点 GJ2、梯柱钢筋测点 GJ21 和梯梁钢筋测点 GJ18 的应变反应时程曲线。由图可见, 当台面输入地震波 $PGA = 1.7\text{ g}$ 时, 上梯段板钢筋应变明显大于下梯板, 峰值应变达到其 4 倍之多, 表明上梯段板受到的地震作用强于下梯段板。楼梯各构件钢筋应变仍处于较低水平, 远未达到屈服应变 0.002, 与试验现象吻合。

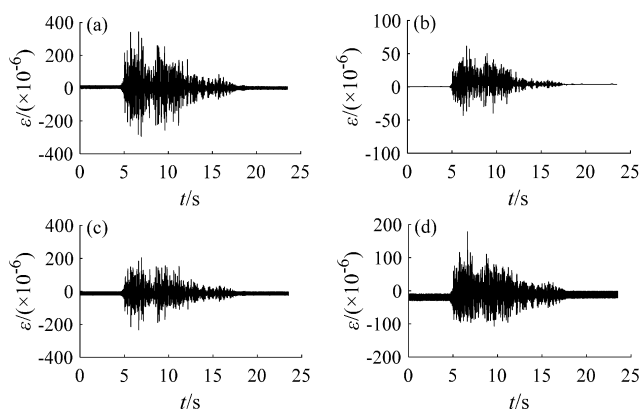


图 12 上梯段板 (a)、下梯段板 (b)、梯柱 (c)、梯梁 (d) 钢筋应变反应时程曲线

Fig. 12 The time - history of the reinforcement strain response of the upper ladder slab (a), the lower ladder slab (b), the ladder column (c) and the ladder beam (d)

4 结论

本文以阻尼支座代替滑动支座, 对典型框架结构楼梯间的缩尺结构进行了振动台试验研究, 得到如下结论:

(1) 罕遇地震作用下, 楼梯构件未发生明显

破坏,破坏主要发生在框架部分,模型未丧失整体性,表现出良好的抗震能力。

(2) 地震作用下阻尼支座产生了期望的水平变形,有限元模拟结果表明,阻尼器具有较好的耗能能力。

(3) 相比于滑动支座楼梯,阻尼支座楼梯梯段板无明显的竖向翘起现象,竖向振动反应也较小,保证了梯段板与平台板的有效连接。

参考文献:

- 曹达忠,彭凌云,高志强,等. 2018. 钢筋混凝土框架结构带高端平台板滑动支座楼梯抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,39(7): 46-54.
- 邓雪松,罗德章,周云,等. 2017. 消能减震楼梯间减震性能有限元分析[J]. 工程抗震与加固改造,39(1): 55-63,108.
- 刘伟庆,缪卓君,王曙光,等. 2016. 新型分阶段屈服型软钢阻尼器的试验研究及数值模拟[J]. 振动与冲击,35(3): 87-92.
- 彭璐洁,彭凌云,康迎杰,等. 2018. 变截面 U 型钢阻尼器的滞回性能及其应用研究[J]. 工业建筑,48(10): 115-120,147.
- 彭凌云,李姣姣,曹达忠,等. 2019. 带高端和低端平台滑动支座楼梯抗震性能研究[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版),35(4):

577-585.

- 彭凌云,李姣姣,康迎杰,等. 2021. 钢框架结构阻尼支座楼梯抗震性能研究[J]. 建筑结构学报,42(1): 84-92.
- 清华大学,西南交通大学,北京交通大学土木工程结构专家组. 2008. 汶川地震建筑震害分析[J]. 建筑结构学报,29(4): 1-9.
- 涂军. 2012. 钢筋混凝土框架楼梯间振动台试验研究[D]. 北京:北京工业大学.
- 王亚勇. 2008. 汶川地震建筑震害启示:三水准设防和抗震设计基本要求[J]. 建筑结构学报,29(4): 26-33.
- 辛力,曾凡生,梁兴文,等. 2017. 隔震橡胶支座楼梯间模型结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报,38(8): 35-44.
- 尹保江,黄世敏,程邵革,等. 2008. 汶川地震中建筑楼梯震害原因分析[C]//汶川地震建筑震害分析与重建研讨会论文集. 北京:中国土木工程学会,290-294.
- 赵均,侯鹏程,刘敏,等. 2014. 混凝土框架楼梯设置滑动支座的结构模型振动台试验研究[J]. 建筑结构学报,35(3): 53-59.
- 16G101—2,国家建筑标准设计图集[S].
- GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
- GB/T 228.1—2010,金属材料拉伸试验:第 1 部分:室温试验方法[S].
- GB/T 50081—2016,普通混凝土力学性能试验方法标准[S].
- JGJ/T 101—2015,建筑抗震试验规程[S].

Shaking Table Test of Concrete Staircase Model with Damping Supports

LIU Jia¹, LIU Han², PENG Lingyun², YIN Yiwen², LIU Wen², KANG Yingjie³

(1. Logistics Support Department of Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

(2. Beijing Key Lab of Earthquake Engineering and Structural Retrofit, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

(3. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract

In order to study the seismic performance of the concrete stair with damping support at the lower end of the ladder slab, a 1/3-scale model structure was designed and made, and a shaking table test was carried out. By inputting different seismic waves, the damage and failure of the model were observed, and the dynamic characteristics, acceleration response, displacement response and strain response of the model were analyzed. The results show that the damping bearing stair releases the slanting effect of the stair plate, thus, changes its own force transmission path and internal force distribution. And the stair components do not fail prior to the main structure. In case of the rare earthquake, the damage of the model is light and its seismic performance is good. And the damping support has no obvious vertical warping, and the horizontal slip is small. This proves that the effective connection between the ladder slab and the platform slab can be guaranteed in case of the rare earthquake.

Keywords: damping support; concrete stairs; seismic performance; model structure; shaking table test