

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2019.01.005

# 采用装配式滑支板式楼梯的 RC 框架结构抗震性能

张望喜<sup>a,b</sup>, 王志强<sup>a</sup>, 刘精中<sup>a</sup>, 陈宝<sup>a</sup>, 肖龙杰<sup>a</sup>, 段连蕊<sup>a</sup>

(湖南大学 a.土木工程学院; b.工程结构损伤诊断湖南省重点实验室, 长沙 410082)

**摘要:**基于 ABAQUS 对楼梯建立有限元模型, 通过与试验楼梯的对比验证数值模型的适用性; 用该基础模型分别对采用现浇抗式板式楼梯和装配式滑动支撑板式楼梯的钢筋混凝土 (RC) 高层框架结构模型进行时程分析, 从位移响应、塑性损伤发展及地震响应的角度研究各方式对结构抗震性能的影响, 比较了多高层结构滑支楼梯的抗震性能。结果表明: 带现浇抗式连接楼梯的框架结构位移响应大, 扭转效应加剧, 应力更加集中, 地震作用增大, 结构损伤严重, 更易发生受拉及受压破坏; 带装配式滑动支座楼梯的框架结构位移较小, 应力分布较均匀, 构件损伤较小, 能作为安全通道在震后得以保留, 在位移响应、应力损伤及地震响应多方面的效果均优于带现浇抗式连接的框架结构; 带滑动支座的高层相较于多层在整体应力、塑性发展、损伤范围及程度上均更严重, 滑动效果表现更好。

**关键词:** RC 框架结构; 装配式滑动支座楼梯; 抗震性能; 有限元分析

**中图分类号:** TU352

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1000-582X(2019)01-048-16

## Seismic performance of RC frame structures with prefabricated slab stairs

ZHANG Wangxi<sup>a,b</sup>, WANG Zhiqiang<sup>a</sup>, LIU Jingjin<sup>a</sup>, CHEN Bao<sup>a</sup>, XIAO Longjie<sup>a</sup>, DUAN Lianrui<sup>a</sup>

(a. Civil Engineering College, Hunan University, Changsha 410082, P.R.China; b. Hunan Provincial Key Lab on Diagnosis for Engineering Structures, Hunan University, Changsha 410082, P.R.China)

**Abstract:** The numerical analysis results of staircase, based on the finite element software of ABAQUS, are compared with the experimental results to verify the applicability of finite element parameters and modeling method. On this basis, 2 groups of reinforced concrete (RC) high-rise frame models are established to perform dynamic time-history analysis in two circumstances: the adoption of cast-in-place resistant connection and that of prefabricated slip connection. Multiple aspects are adopted to research the influence of each modeling method on structural seismic performance, including the displacement response, the plastic damage evolution and the seismic response. And the seismic performance of multi-storey and high-rise models are compared. The analysis results are as follows. Cast-in-place resistant connection causes larger displacement, aggravates the torsion effect, causes severe stress concentration and amplifies the seismic effect, which ultimately leads to seriously structural damage and tension or compression failure. Prefabricated slip connection has smaller displacement, more homogeneous stress distribution and slighter damage of members, which can ensure that the stairways are reserved as safe passage after an

**收稿日期:** 2018-06-07

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目 (51578228, 51338004); 国家重点研发计划专项资助项目 (2016YFC0701400)。

Supported by the National Natural Science Foundation of China (51578228, 51338004) and National Key Research and Development Program of China (2016YFC0701400).

**作者简介:** 张望喜 (1971—), 男, 副教授, 博士, 主要从事混凝土结构理论研究, (E-mail) wxizhang2000@163.com。

earthquake; therefore, prefabricated slip connection performs better in terms of the displacement response, the stress damage and the seismic response than cast-in-place resistant connection. Compared with multi-storey model, the high-rise model has more severe seismic results in the whole stress, plastic development, damage range and severity, which makes it behave better in slip effects.

**Keywords:** RC frame structures; prefabricated slip connection staircase; seismic performance; finite element analysis

中国是世界上少有的多震国家之一。汶川地震中大量受损严重甚至倒塌的楼梯表明,现有楼梯设计难以发挥抗震“主要疏散通道”和“安全岛”的作用,需探索更适合整体结构抗震的设计方式。2008年, Kim等<sup>[1]</sup>进行了6个2层楼梯模型试验以研究在步行荷载下不同楼梯的振动舒适度;2009年, Higgins等<sup>[2]</sup>进行了足尺预制装配式楼梯振动台试验以研究其在地震力和重力共同作用的响应;张望喜等<sup>[3]</sup>通过研究框架中楼梯对结构的静力抗侧刚度及动力特性的影响,研究了框架与楼梯共同的工作性能;2013年, Sun等<sup>[4]</sup>通过ETABS研究了楼梯对框架结构抗震性能的影响;2014年, Fallahi<sup>[5]</sup>用SAP2000对钢筋混凝土框架结构进行了推覆分析,对地震下的楼梯性能进行了总结并根据损伤情况对楼梯进行了分类;赵均等<sup>[6-7]</sup>分别对1/3缩尺的滑动支座框架楼梯单元和1/2缩尺带现浇抗式楼梯的框架结构中的楼梯间进行了拟静力试验和振动台试验,描述了滑动、固定支座下楼梯间的损伤发展情况;2015年, Wang等<sup>[8]</sup>对一个带装配式钢楼梯的全尺寸5层结构进行了地震台试验,结果突出了楼梯系统的抗震脆弱性;2016年, Zhao<sup>[9]</sup>根据2条结构力学定律,提出采用静定楼梯或水平静定的楼梯能有效防止楼梯破坏。2018年, Wang等<sup>[10]</sup>通过有限元建模探究了钢楼梯的地震作用响应。2018年, 欧智菁等<sup>[11]</sup>采用试验和模拟的方式对钢管混凝土格构柱的抗震性能进行了研究。

随着建筑工业化的推广,装配式相关规范及图集逐渐完善。考虑整体计算、工厂制作及施工便捷<sup>[9]</sup>,文中将国家建筑设计标准图集<sup>[13]</sup>中提出的高端固定铰支座、低端滑动铰支的装配式滑动支座楼梯和传统的现浇抗式楼梯进行对比,研究地震作用下各楼梯连接方式的钢筋混凝土框架结构的性能差异,为改进传统的楼梯间抗震设计和对应框架结构抗震性能分析提供参考。

## 1 分析软件、单元、参数和验证

### 1.1 分析软件、单元、参数

采用ABAQUS(有限元分析软件)进行钢筋混凝土(RC, reinforced concrete)高层框架结构有限元数值模拟之前,需要通过已有试验数据对数值模拟的建模参数及方法进行校验。采用ABAQUS中的B31梁单元(线性剪切变形梁单元)模拟梁柱构件,平台板、梯段板、楼板采用S4R壳单元(4节点四边形有限薄膜应变线性减缩积分壳单元)。梁单元中的纵筋采用\*rebar关键字,与混凝土部分组合,形成统一的截面,建模时将梁、柱和板Merge(组合)成一个整体。在ABAQUS中,用Tie连接实现抗式连接模型KJGD中梯段板底部和平台板的连接;将Tie连接改为非线性弹簧,得到滑支板式楼梯模型KJHD。

在ABAQUS中,钢筋本构和梁单元混凝土本构分别采用基于ABAQUS的建筑抗震弹塑性分析纤维模型PQ-Fiber中的USteel02模型和UConcrete02模型。壳单元混凝土采用基于双参数DP(Drucker-Prager)破坏准则的混凝土塑性损伤模型(CDP模型),材料受拉(压)本构模型选用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)<sup>[14]</sup>附录C.2.3(C.2.4)中的混凝土单轴受拉(压)应力-应变曲线。

### 1.2 算例验证

选取朱玉玉<sup>[15]</sup>、涂军<sup>[16]</sup>的楼梯试验数据分别对抗式连接和滑动式连接的楼梯进行验证。朱玉玉<sup>[15]</sup>的试验为往复荷载下的抗式楼梯拟静力试验,试件为选用中间楼层1/2缩尺的ST-1试件。ST-1的梯板受力筋及分布筋分别为 $\phi 6@60, 8\# @120$ ,平台板的短向筋及长向筋分别为 $8\# @40, 8\# @50$ ,梁柱配筋和材料参数见文献<sup>[15]</sup>。底梁和ST-1主体混凝土强度分别为44.76、37.66 MPa。试验分2阶段加载。框架柱顶竖向施加250 kN恒定荷载,柱顶水平向按位移控制加载。开裂前,首级1 mm,之后各级2 mm,每级循环1次;开裂后,各级4 mm,每级循环2次,持续加载至水平峰值荷载下降至最大荷载的85%或变形过大。数值模型如图1所示,使用Boundary(边界)固定模型底部对上端梁柱交点处沿X轴负向采用2个Step进行位

移加载;Step1 施加柱顶集中力和模型重力,Step2 中施加往复位移。

有限元模拟的骨架曲线和滞回曲线与试验结果的对比如图 2 所示。模拟的骨架曲线和滞回曲线均与试验结果基本吻合,模拟的可信度较高。

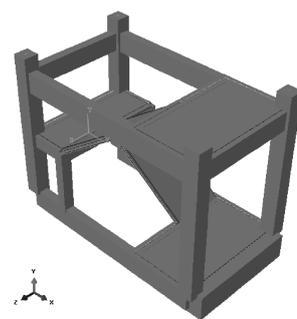
涂军<sup>[16]</sup>的试验为设置滑动支座的 1/3 缩尺钢筋混凝土框架中间层板式楼梯(简称 THD)试件的振动台试验。

THD 的梯板受力筋及分布筋分别为  $\Phi 8$

@50、8# @100,平台板的短向筋及长向筋分别为 8# @50、8# @80。底梁和 THD 主体混凝土强度分别为 44.76、35.10 MPa,梁柱构件配筋参数和钢筋力学性能见参考文献[16]。在顶层每根 KL1、KL2 上分别放置 10 块、26 块质量块(0.019 3 t/块),休息平台布置 7 块质量块、上下梯板各 3 块质量块,总计 1.64 t;通过与地梁连接的钢筋在各柱顶施加 3 t 预应力。文中仅对原文 4 条地震波中的 El Centro 波进行模拟。地震波以加速度的形式依靠底部边界条件施加,荷重块通过非结构质量模拟实现;采用 2 个 Step 加载:Step1 施加荷重块质量及构件自重,及各柱顶轴力;Step2 中在模型底部施加地震波。



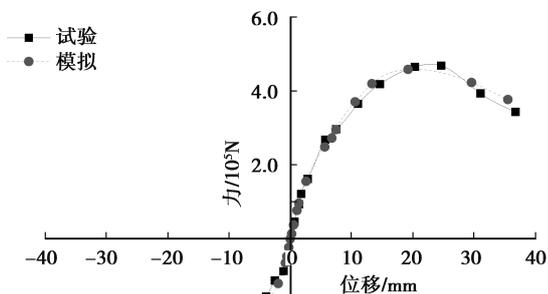
(a)ST-1试验原型



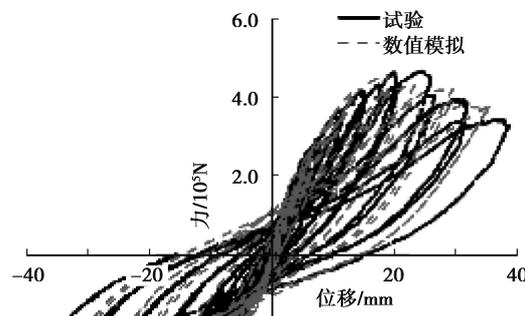
(b)ABAQUS模型

图 1 ST-1 试验原型与 ABAQUS 模型

Fig.1 Experimental prototype and ABAQUS model of ST-1



(a)骨架曲线



(b)滞回曲线

图 2 ST-1 数值模拟与试验曲线对比

Fig.2 Numerical simulation and experiment curve of ST-1

数值模拟得到的自振频率和加速度时程对比分别见表 1 和图 3。模拟结果与试验 THD 的频率对比相近,频率相差最大值为 1.53%,最小仅 0.43%。在弹性阶段,顶层 A1 试验和模拟的最大加速度峰值分别为 0.238 g 和 0.219 g,相差 8%;在弹塑性阶段,顶点试验和模拟最大加速度峰值分别为 3.467 g 和 3.392 g,相差 2.2%。数值模拟与试验结果相差较小,模拟具有较高可信度。

表 1 THD 模型与试验自振频率对比(前三阶振型)

Table 1 Comparison of natural frequency between ABAQUS model and experiment of THD

自振频率	计算值/Hz	实测值/Hz	相对误差/%
一阶频率	13.88	13.94	0.43
二阶频率	16.99	17.21	1.26
三阶频率	20.28	19.97	1.53

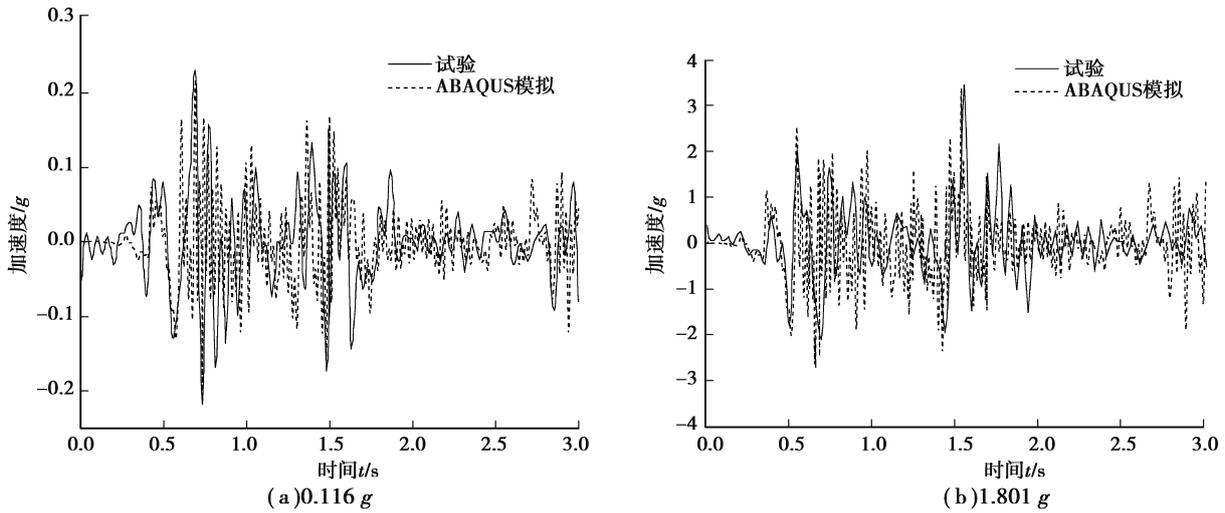


图 3 顶点加速度时程对比

Fig.3 Comparison of apex acceleration-time curve

## 2 板式楼梯框架模型的建立

### 2.1 模型信息

遵循《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)<sup>[17]</sup>(以下简称抗规)中简单、规则与连续的原则,并考虑楼梯间不对称布置的影响,选取某框架结构酒店为研究对象。该结构的平面布置图和模型三维图见图 4~图 6 所示,首层层高 4.4 m,其余 9 层层高 4.0 m,建筑总高度 40.4 m。结构的抗震设防烈度为 7 度(0.10 g),抗震等级为一级,场地类别为 IV 类,设计地震分组为第一组。

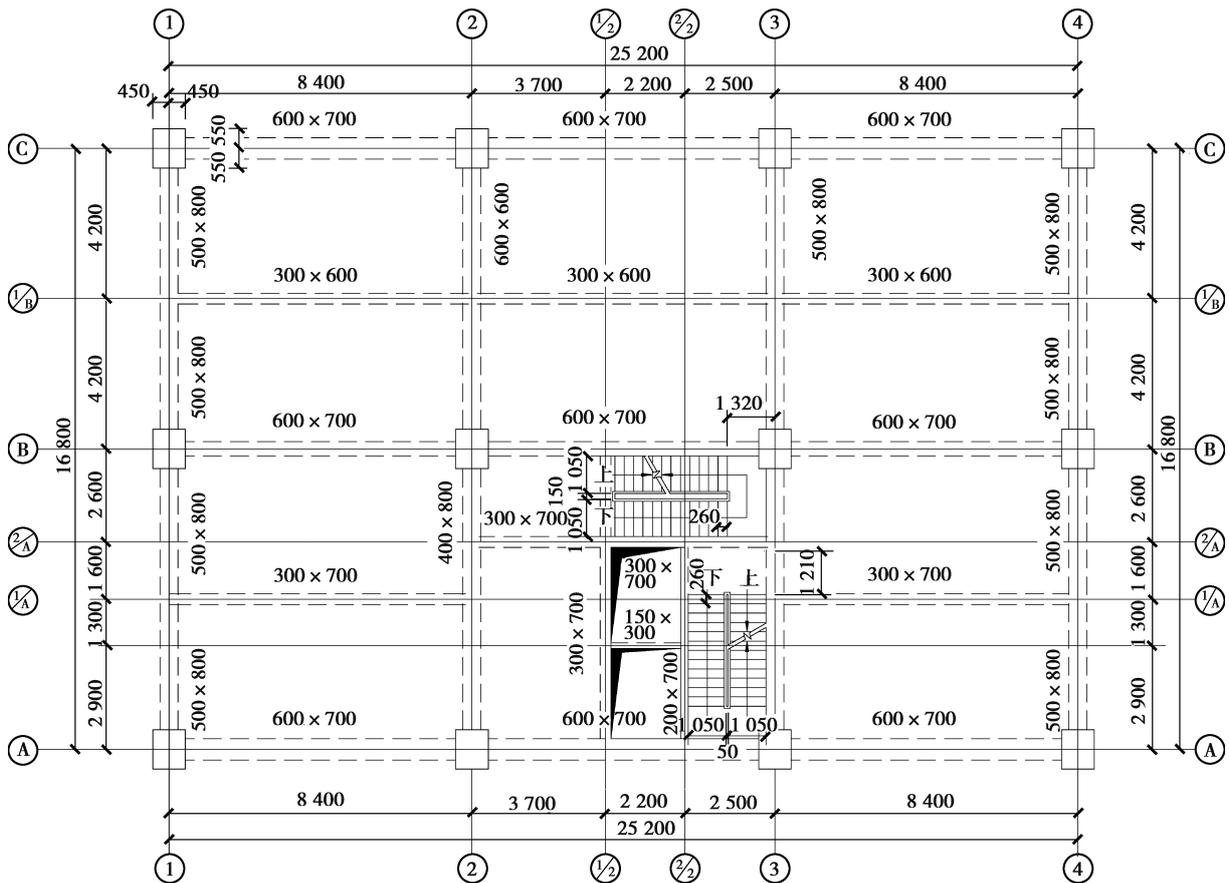


图 4 结构平面布置图

Fig.4 Structure layout plan

结构的部分构件尺寸见表 2。楼、屋面板厚 150 mm,平台板厚 100 mm,梯段板厚 130 mm。梁、板及梯柱的混凝土为 C30,柱的混凝土为 C50(1~5 层)或 C40(6~10 层),钢筋选用 HRB400,线荷载由荷载计算得到,楼面、梯间和屋面恒载分别为 1.7、1.9、4.7 kN/m<sup>2</sup>,活载分别为 3.0、3.5、3.0 kN/m<sup>2</sup>。对结构设计软件的计算结果简化,除屋面板长边为 $\Phi 10@180$ 外,各楼板皆为 $\Phi 8@150$  双层双向配筋;平台板为 $\Phi 6@140$  双层双向配筋。梯柱配筋为 4  $\Phi 14$ ,平台梁上部配筋 2  $\Phi 12$ ,下部配筋 2  $\Phi 18$ 。梯板配筋及装配式滑动节点见参考文献[13]。

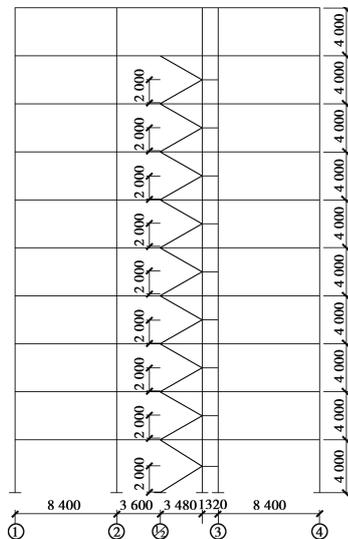


图 5 楼梯间剖面图

Fig.5 Staircase profile

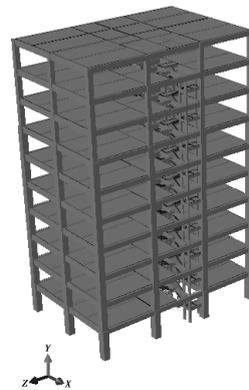


图 6 模型三维图(KJGD)

Fig.6 3D figure of model(KJGD)

表 2 模型构件尺寸表(部分)

Table 2 The sizes of model component(part)

层数	构件	构件位置	截面尺寸/(mm×mm)
1	框架柱	全部	900×1100
1~4	框架梁	1~4×A,1~4×B	600×700
1~4	框架梁	2×A~C,3×A~C	500×800
1~10	框架梁	电梯间	150×300
1~9	梯柱	全部	200×400
1~9	平台梁	全部	200×350

## 2.2 地震波选取及施加

地震波选取Ⅳ类场地土下的 Imperial Valley 波(简称 Imp 波)、Livermore 波(简称 Liv 波)和 1 条人工波(简称 Fre 波)。地震波采用双向输入,持续时间从初始达到时程曲线峰值的 10% 至到达 10% 峰值的最后一一点。表 3 为调幅之前各地震波加速度峰值及其时刻。根据抗规 5.1.2 节及其条文说明的规定,将模型主方向上(Y 向)各地震波加速度峰值调幅至 0.035 g(多遇)及 0.22 g(罕遇),次方向与主方向加速度峰值比值为 0.85 : 1。

表 3 各地震波加速度峰值和对应时刻表

Table 3 The peak value and time of each seismic wave acceleration

地震波	方向	加速度峰值/g	对应时刻/s
Imperial Valley	Y 向	0.057 747 42	8.515
	X 向	0.043 081 02	7.690

续表 3

地震波	方向	加速度峰值/ $g$	对应时刻/ $s$
Livermore	Y 向	0.044 658 91	5.520
	X 向	0.050 540 97	5.410
ACCEL-FREQ	Y 向	0.036 036 73	2.090
	X 向	0.036 036 73	2.090

分析采用主方向 Y 向,次方向 X 向的双向水平地震输入方式。在 ABAQUS 中对以时间-加速度表示的地震波一般由基础底面输入;设置 2 个分析步,在分析步 1 中固定柱底,位移为 0;在分析步 2 中,释放柱底位移约束,将地震波通过数据表添加。

### 3 时程分析

#### 3.1 位移响应

不同地震下,模型之间时程曲线形状不同,但规律相近。Liv 波下,结构中位移响应最大的  $1 \times A$  轴柱柱顶位移响应曲线见图 6。比较图中结果,模型 KJHD 与模型 KJGD 响应有所区别。顶点位移小于 0.02 m 时,模型 KJGD 与 KJHD 响应相近;超过 0.02 m 后,二者位移响应差距不断加大。可知滑支板式楼梯对结构位移响应的影响比抗式楼梯更小。

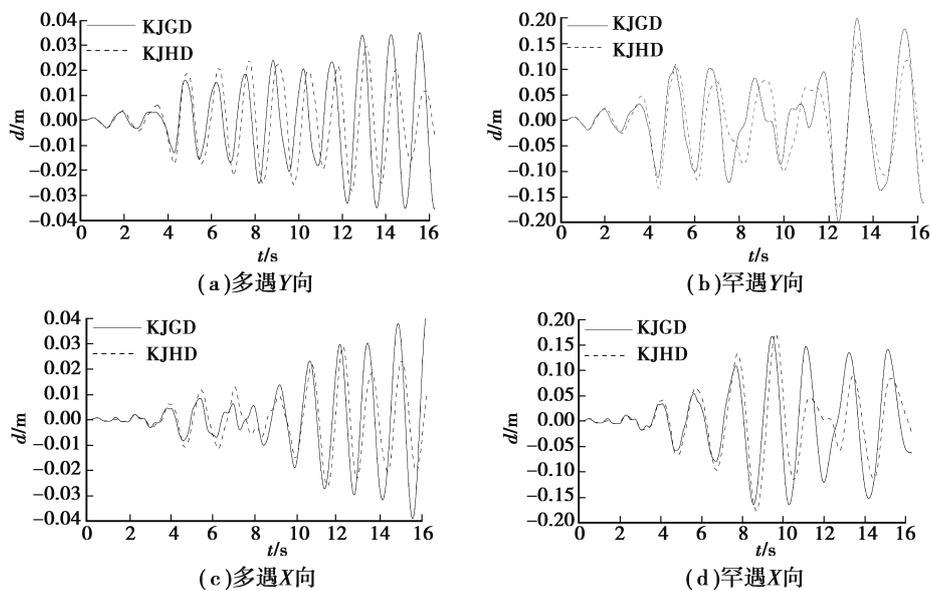


图 6 Liv 波下的顶点位移时程曲线

Fig.6 The apex displacement-time curve in Liv wave

楼层位移响应包括结构的侧向位移响应及扭转位移响应。前者考察结构中扭转效应较小但侧向位移较大的  $3 \times B$  轴柱,见表 4;后者选取 4 个角柱位移差值响应最大值,见表 5。Liv 波下的楼层侧向位移及扭转位移响应图形见图 7 所示。

表 4 表明,结构侧向位移响应从大至小依次为 KJHD、KJGD。X 向侧移响应随地震波的不同差异较大,Y 向则整体走势相对平缓,曲线圆滑。侧移曲线的形状为反向的 S 型,呈现剪切型,曲线突变处与柱变截面处吻合。结果表明,考虑楼梯间的影响后,柱的侧向位移减小,滑动支座的减小幅度较到固定支座大。楼梯间的考虑使结构水平向刚度增加,地震下的位移响应减小,因此,结构的延性耗能能力降低。

表 5 表明,结构扭转位移响应从大至小依次为 KJGD、KJHD。扭转位移响应的曲线不平滑程度加深,Y 向扭转位移响应平滑度要好于 X 向。位移曲线的形状仍然为剪切型的反向 S 曲线,曲线突变处与柱变截面处一致,但其上一层趋势仍较陡,是结构自身抵抗扭转的一种缓冲调节。结果表明,考虑楼梯间的影响对结

构的扭转作用较大,会抵消一部分原楼梯的存在而减小的位移,甚至使得角柱处的位移响应增大。因此,不同于装配式滑动连接,抗式连接楼梯间所引起的扭转可能会使传统忽略楼梯间进行设计的角柱成为结构在地震作用下的薄弱部位。

表 4 楼层侧向位移响应

Table 4 Lateral displacement response of storey

方向	地震波	第 5 层		第 10 层	
		KJGD	KJHD	KJGD	KJHD
X	Imp,多	0.005 6	0.005 7	0.011 0	0.011 7
	Liv,多	0.014 9	0.017 3	0.029 6	0.033 1
	FRE,多	0.011 0	0.011 4	0.020 0	0.020 9
	Imp,罕	0.048 8	0.061 8	0.101 4	0.121 8
	Liv,罕	0.082 7	0.084 8	0.161 1	0.168 7
	FRE,罕	0.074 7	0.089 8	0.137 7	0.168 7
Y	Imp,多	0.007 8	0.009 3	0.013 7	0.017 7
	Liv,多	0.012 5	0.012 7	0.024 6	0.024 9
	FRE,多	0.013 0	0.012 4	0.026 9	0.028 4
	Imp,罕	0.053 1	0.054 1	0.107 0	0.110 0
	Liv,罕	0.064 3	0.076 5	0.127 1	0.168 9
	FRE,罕	0.073 9	0.086 1	0.149 6	0.161 2

注:表格中 Imp,多(罕)表示 Imp 波多遇(罕遇)的简称,其余类同

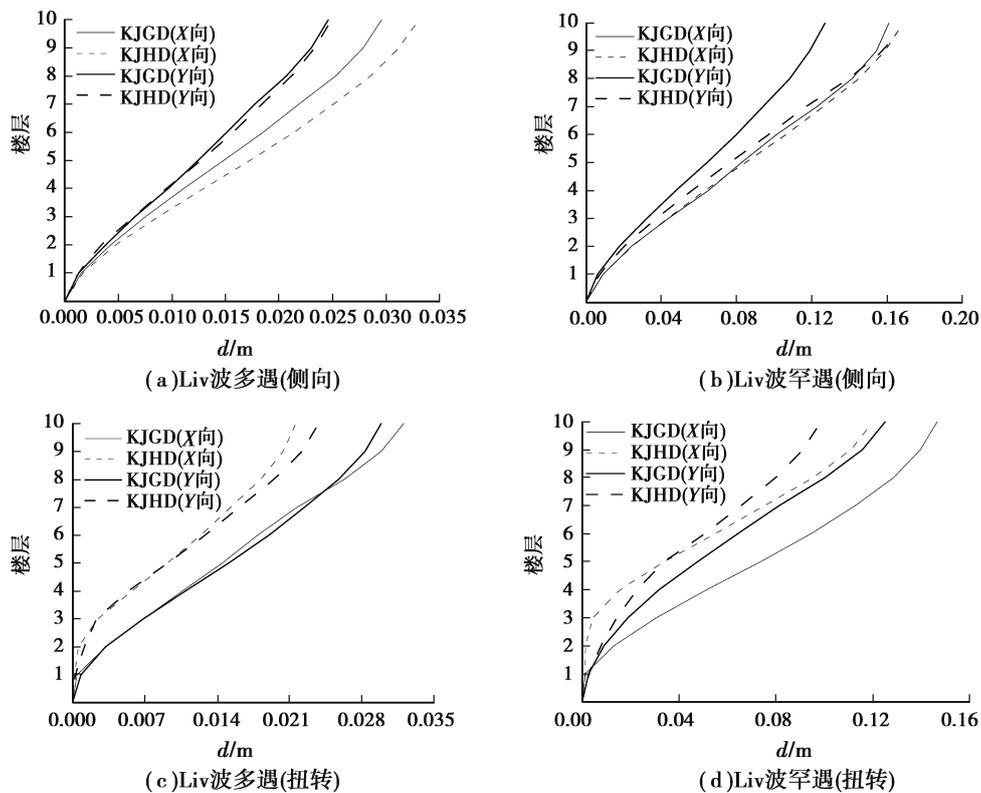


图 7 楼层位移响应

Fig.7 Displacement response of storey

表 5 楼层扭转位移响应  
Table 5 Torsion displacement response of storey m

方向	地震波	第 5 层		第 10 层	
		KJGD	KJHD	KJGD	KJHD
X	Imp,多	0.005 0	0.004 7	0.008 9	0.008 6
	Liv,多	0.014 5	0.009 2	0.032 1	0.021 6
	FRE,多	0.014 9	0.010 4	0.028 1	0.023 1
	Imp,罕	0.054 6	0.047 4	0.119 7	0.109 5
	Liv,罕	0.073 8	0.034 0	0.146 7	0.120 2
	FRE,罕	0.075 6	0.053 3	0.149 8	0.112 9
Y	Imp,多	0.011 0	0.009 8	0.020 6	0.019 6
	Liv,多	0.015 1	0.009 2	0.029 9	0.023 8
	FRE,多	0.011 3	0.008 1	0.023 7	0.018 2
	Imp,罕	0.046 6	0.023 1	0.100 9	0.066 8
	Liv,罕	0.047 7	0.033 8	0.125 2	0.098 6
	FRE,罕	0.049 0	0.036 8	0.109 9	0.076 2

根据楼层位移响应提取出对应的地震波作用下结构最大侧向层间位移角和最大扭转层间位移角,如表 6、表 7 所示。Liv 波下的侧向层间位移响应见图 8 所示。Liv 波下的扭转层间位移响应见图 9 所示。

表 6 侧向层间位移响应  
Table 6 Lateral story drift response m

方向	地震波	第 5 层		第 8 层	
		KJGD	KJHD	KJGD	KJHD
X	Imp,多	0.036 5	0.039 1	0.035 0	0.041 5
	Liv,多	0.086 4	0.094 6	0.071 1	0.085 6
	FRE,多	0.055 8	0.067 2	0.057 4	0.058 6
	Imp,罕	0.310 0	0.396 0	0.306 0	0.380 0
	Liv,罕	0.538 0	0.554 0	0.451 0	0.503 0
	FRE,罕	0.382 0	0.457 0	0.374 0	0.397 0
Y	Imp,多	0.047 3	0.057 5	0.043 6	0.058 1
	Liv,多	0.076 7	0.078 5	0.067 2	0.072 8
	FRE,多	0.068 6	0.071 1	0.068 1	0.071 9
	Imp,罕	0.363 0	0.373 0	0.345 0	0.372 0
	Liv,罕	0.413 0	0.522 0	0.365 0	0.584 0
	FRE,罕	0.418 0	0.473 0	0.405 0	0.498 0

表 6 表明,侧向层间位移响应从大至小依次为 KJHD、KJGD,与楼层侧向位移响应趋势一致,KJHD 明显大于 KJGD 的层间位移峰值。最大层间位移角发生在第 5 层和第 8 层,即为本结构薄弱层位置。结果表明,相较于抗式连接,装配式滑动连接的层间位移角相差较小。表 7 表明,扭转层间位移响应从大至小依次

为 KJGD、KJHD,与楼层扭转位移响应趋势一致,且 KJHD 与 KJGD 的位移角差距加大,但扭转并未改变最大层间位移角的位置,保持在第 5 层和第 8 层。结果表明,不同于装配式滑动连接方式引起的扭转效应可以忽略不计,抗式连接方式会引起扭转效应加剧,但最大层间位移角仍未超过《高层混凝土结构设计规程》<sup>[18]</sup>及《建筑抗震设计规范》<sup>[17]</sup>对框架弹性层间位移角限值规定的 1/550。对楼层与层间扭转的分析表明,非对称布置楼梯的结构中,抗式连接可能会使结构的扭转效应增强,而装配式滑动连接方式可以改善非对称布置楼梯间对结构扭转的影响。

表 7 扭转层间位移响应  
Table 7 Torsion story drift response

方向	地震波	第 5 层		第 8 层	
		KJGD	KJHD	KJGD	KJHD
X	Imp,多	0.043 6	0.040 6	0.043 3	0.039 8
	Liv,多	0.143 0	0.097 5	0.117 0	0.088 1
	FRE,多	0.120 0	0.102 0	0.110 0	0.089 0
	Imp,罕	0.477 0	0.444 0	0.449 0	0.421 0
	Liv,罕	0.652 0	0.578 0	0.589 0	0.532 0
	FRE,罕	0.556 0	0.488 0	0.475 0	0.412 0
Y	Imp,多	0.068 8	0.063 4	0.074 4	0.068 1
	Liv,多	0.120 0	0.096 6	0.103 0	0.086 9
	FRE,多	0.120 0	0.092 3	0.125 0	0.086 8
	Imp,罕	0.530 0	0.407 0	0.538 0	0.420 0
	Liv,罕	0.537 0	0.449 0	0.591 0	0.463 0
	FRE,罕	0.563 0	0.412 0	0.596 0	0.409 0

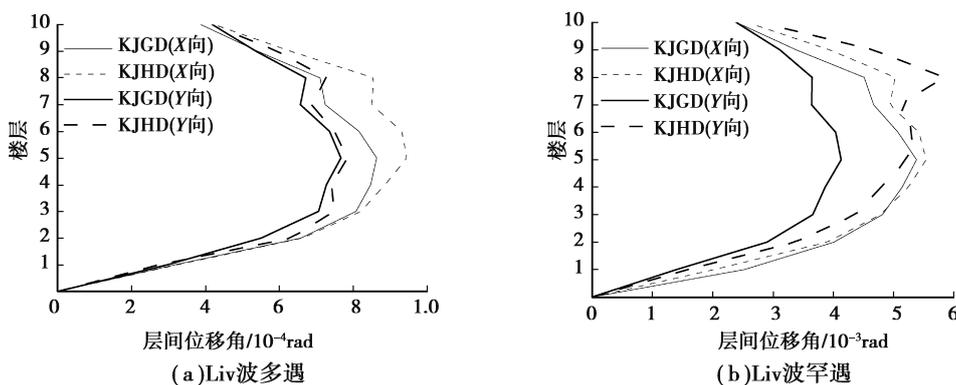


图 8 侧向层间位移响应

Fig.8 Lateral story drift responses

### 3.2 结构损伤演化及破坏分析

相较于多遇地震,罕遇地震下结构塑性区域发展,损伤明显,故取罕遇地震作用分析。为考察结构的塑性及损伤情况,先整体,再比较各构件的抗震性能。结构整体中,应力水平较大的第 5 层在 Imp 波罕遇状态下的应力及损伤见图 10、图 11。震后楼梯的梁板柱构件的应力状态及损伤水平见图 12、图 13。

图 10、图 11 表明,模型 KJHD 应力分布和损伤分布较为均匀。与之相比,模型 KJGD 的最大应力及损伤更大,数值更离散,分布集中不均。模型中板柱相交处损伤最严重,板的损伤以框架柱为顶点梭型发展。结果显示,抗式连接的方式导致受力及损伤集中,产生更大的局部应力与局部损伤,板的受力更不利。

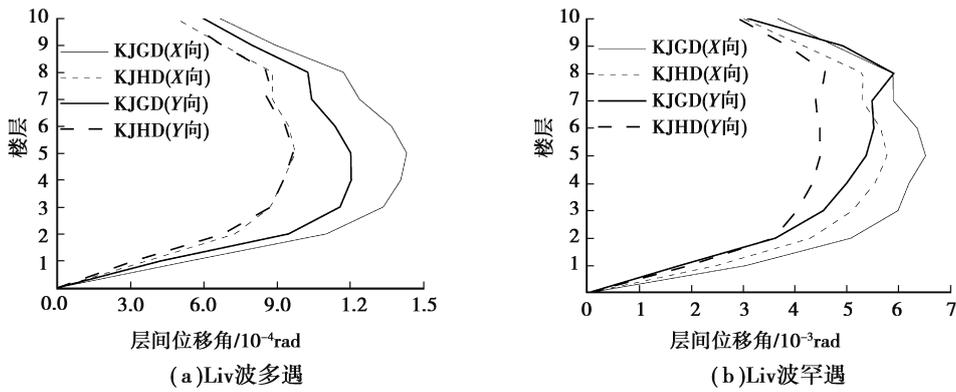


图 9 扭转层间位移响应

Fig.9 Torsion story drift responses

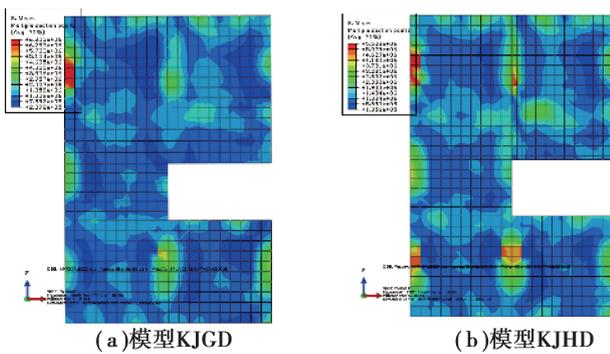


图 10 第 5 层板应力(S,Mises)云图 (Pa)

Fig.10 Stress diagram of the fifth layer slab (Pa)

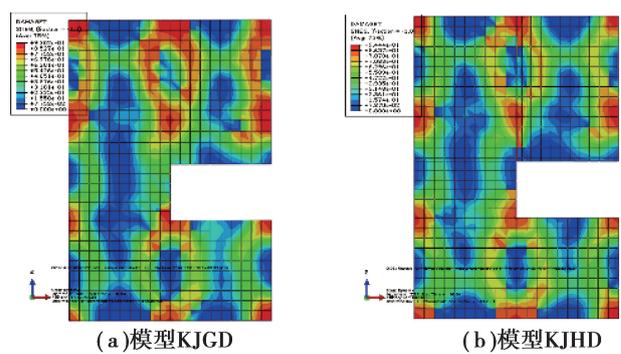


图 11 第 5 层板混凝土受拉损伤(DAMAGET)云图

Fig.11 Concrete tension damage diagram of the fifth layer slab

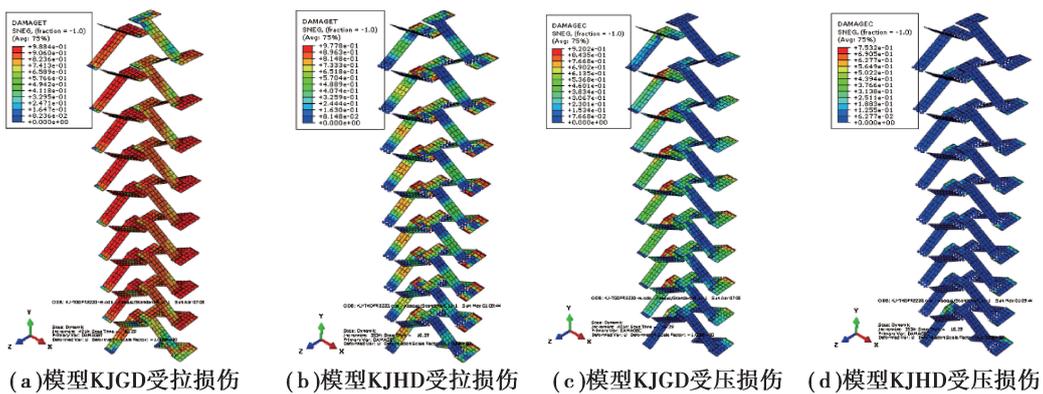


图 12 Liv 波作用下楼梯板混凝土损伤云图

Fig.12 Concrete damage diagram of stair board in Liv wave

图 12 表明,抗式连接楼梯和装配式滑动连接楼梯的受拉损伤分布和受压损伤分布均相差较大。可以看出:不论是受拉还是受压,抗式连接的梯段板和平台板均损伤严重,除顶层和首层损伤较轻外,其余各层的混凝土均已破坏,损伤主要集中于平台板及每层下部梯段板处。而装配式滑动连接的梯段板和平台板损伤明显减轻,损伤值大幅度减小,且分布范围较小。结果显示,抗式连接的楼梯易发生严重的混凝土损伤破坏,而装配式滑动连接的楼梯损伤分布及程度较小。

图 13 表明,采用抗式连接的楼梯间,楼梯间梁柱构件的最大应力有较大增加,如 Imp 波下,采用滑动支座的 KJHD 的最大应力为 10.44 MPa,相较固定支座 KJGD 的 15.69 MPa 大了 50.28%。这说明,相对于抗式连接楼梯,装配式滑动连接楼梯减小了部分楼梯构件的受力水平,降低了应力状态的发展,受力均匀,状态

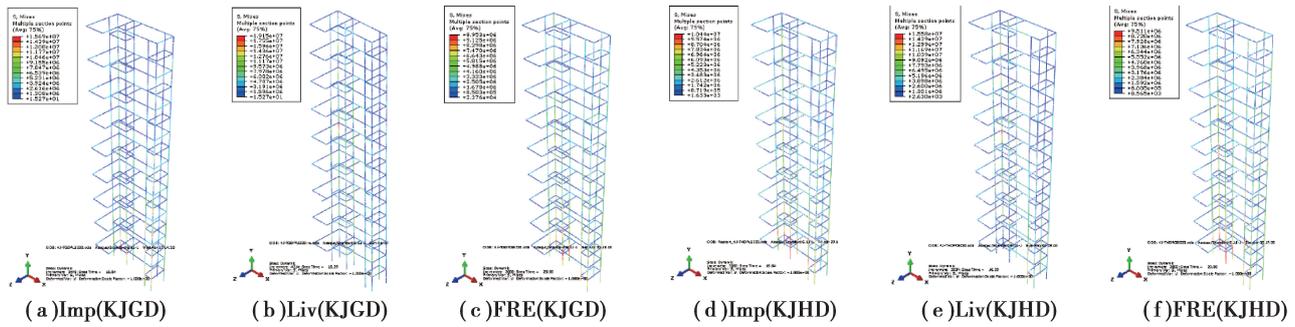


图 13 楼梯梁柱应力云图 (Pa)

Fig.13 Stress diagram of stair elements (Pa)

良好,较为合理。

在罕遇地震作用下,抗式连接楼梯损伤程度大,破坏形式为全局破坏。各层混凝土梯板受拉损伤严重,梯板与平台板连接处出现混凝土压溃现象。从整体上看,以中柱处板的损伤为顶点逐渐向外发展,引起相连的各构件损伤加剧积累,能量积累无法释放,引起楼梯整体大范围的破坏。

装配式滑动连接楼梯在罕遇地震作用下的损伤程度小,破坏限制在局部范围内。楼体内各构件的受拉损伤程度较小,楼梯板保存形态较好,几乎未出现混凝土压溃现象。整体来看,楼梯部分的损伤主要集中在梯段板、平台板与框架柱相交处,该部分与框架结构相连,地震作用较大。装配式滑动连接的方式释放了地震的部分能量,梯段板应力及损伤较小,楼梯内仅产生板构件的局部损伤破坏。

结构层间位移角是结构抗震变形验算的重要参数,因此,可以直接用结构层间位移角作为破坏指数进行分析<sup>[14]</sup>。文中列节已对结构双向侧向及扭转位移进行了分析,本节采用结构的侧向层间位移角及扭转层间位移角作为破坏指数,并根据赵凤新提出的方法进行结构整体破坏指数计算并确定破坏等级<sup>[20]</sup>。

多遇地震下,结构基本保持完好状态,选取 Liv 罕遇地震下的侧向破坏指数及扭转破坏指数,见表 8、表 9 所示。罕遇地震下,侧向破坏指数比扭转破坏指数小,结构的破坏主要受扭转控制。在各向整体扭转指数中,X 向破坏指数较 Y 向更大,但同方向下,模型 KJHD 的数值明显比模型 KJGD 小。结果表明,相较于抗式连接楼梯,采用装配式滑动支座楼梯能明显减轻地震下结构的扭转作用,进而减少结构的破坏程度。

表 8 Liv 罕遇下侧向破坏指数

楼层数	rad			
	X 向		Y 向	
	KJGD	KJHD	KJGD	KJHD
1	0.000 57	0.000 46	0.000 32	0.000 36
2	0.001 00	0.000 98	0.000 73	0.000 84
3	0.001 20	0.001 20	0.000 92	0.001 09
4	0.001 29	0.001 31	0.000 97	0.001 20
5	0.001 35	0.001 39	0.001 03	0.001 31
6	0.001 27	0.001 36	0.001 01	0.001 33
7	0.001 17	0.001 24	0.000 91	0.001 28
8	0.001 13	0.001 26	0.000 91	0.001 46
9	0.000 85	0.000 99	0.000 78	0.001 17
10	0.000 60	0.000 64	0.000 60	0.000 70
整体破坏指数	0.007 10	0.007 35	0.004 09	0.006 73
破坏等级	中等破坏	中等破坏	轻微破坏	中等破坏

表 9 Liv 罕遇下扭转破坏指数

楼层数	X 向		Y 向	
	KJGD	KJHD	KJGD	KJHD
1	0.000 695	0.000 566	0.000 405	0.000 445
2	0.001 270	0.001 078	0.000 908	0.000 898
3	0.001 498	0.001 278	0.001 138	0.001 010
4	0.001 550	0.001 385	0.001 250	0.001 085
5	0.001 630	0.001 445	0.001 343	0.001 123
6	0.001 590	0.001 413	0.001 380	0.001 120
7	0.001 475	0.001 325	0.001 373	0.001 098
8	0.001 473	0.001 330	0.001 478	0.001 158
9	0.001 193	0.001 043	0.001 233	0.000 965
10	0.000 915	0.000 750	0.000 773	0.000 725
整体破坏指数	0.011 009	0.008 410	0.007 376	0.005 484
破坏等级	严重破坏	中等破坏	中等破坏	中等破坏

### 3.3 地震内力响应

罕遇地震下的结构地震响应更强烈,对罕遇地震作用下的基底剪力、结构整体剪力和梯段板连接处的剪力进行分析尤为重要。地震作用下结构各方向的最大基底剪力见表 10 所示,表中的数值是取 Y 向或 X 向的所有相关剪力时程叠加后曲线的最大值。从表中可以看出, KJHD 剪力最大值出现时刻晚于 KJGD,即抗式楼梯承受最大地震剪力的时刻提前,相同的时间下承受了更多的地震荷载,吸收了更多的地震能量,不利于高层结构的抗震。从剪力值看, KJHD 相比于 KJGD,基底剪力减小,最大减幅达 14.6%。结果显示,抗式连接不仅会提前结构最大基底剪力的出现时刻,增加结构受地震作用影响的程度,还会增大结构底部承受的地震力,表明采用装配式滑动连接的模型 KJHD 对地震作用有所减轻,且效果显著。

表 10 罕遇地震下柱底最大基底剪力对比

Table 10 Comparison of maximum base shear under rare earthquake

地震波	模型	Y 向		X 向	
		$F_y/N$	时刻/s	$F_x/N$	时刻/s
Imp	KJGD	659 390	17.83	519 824	17.90
	KJHD	596 297	17.83	501 385	18.19
Liv	KJGD	790 708	8.04	805 637	12.29
	KJHD	787 046	8.11	607 591	12.54
FRE	KJGD	625 316	8.06	595 117	17.82
	KJHD	586 456	13.32	564 537	18.08

X 向刚度较 Y 向大, Y 向地震作用下楼梯对框架受力性能的影响相对明显,各模型楼梯在第 5 层和第 8 层(薄弱层,见 3.1 节末段)的 Y 向地震剪力分配情况见表 11。表中的数值是取各层柱底同一方向上剪力时程绝对值叠加后时程曲线的峰值点。两种楼梯的结构整体所受地震剪力均较大,但各地震波下使用滑动支座的模型楼梯剪力占比小于采用抗式连接的模型。结果表明:装配式滑动连接与抗式连接均会增大结构所受的层间剪力,即楼梯间承受的部分地震力会转移至框架部分;但抗式楼梯比装配式滑动楼梯增加的地震剪力更多。抗式连接中楼梯间所转移的地震力集中在楼梯间附近,而装配式滑动连接所转移的地震力更加分

散,这将有助于减轻楼梯间构件的损坏。

表 11 楼梯间 Y 向罕遇地震剪力分配表

Table 11 Shear distribution of staircase in the Y direction under rare earthquake

地震波	模型	$V/(\times 100\text{ N})$		$V_T/(\times 100\text{ N})$		$V_T/V/(\%)$	
		5 层	8 层	5 层	8 层	5 层	8 层
Imp	KJGD	22 306	15 919	6 321	4 553	28.34	28.60
	KJHD	18 224	10 524	3 867	2 607	21.22	24.77
Liv	KJGD	50 417	20 708	10 112	9 154	20.06	44.20
	KJHD	44 286	20 506	9 195	7 905	20.76	38.55
FRE	KJGD	24 618	15 413	6 555	4 007	26.63	26.00
	KJHD	23 117	13 703	5 182	3 857	22.42	28.14

注:  $V$  和  $V_T$  分别表示结构整体部分和楼梯部分承担的地震剪力

### 3.4 多高层的对比

根据前文对抗式连接、装配式滑动连接的结构抗震性能对比,显示出装配式滑支楼梯性能较好,需进一步对比考察多层及高层结构滑动支座的抗震性能。多遇地震下,结构处于弹性阶段,滑动支座位移较小;罕遇地震下,支座相对位移较大,对结构整体及构件的受力和损伤发展影响显著。因此,选取 Imp 波罕遇状态下的 6 层 RC 框架 KJHD6 与 RC 高层框架 KJHD 的底部 6 层进行结果对比。为保持模拟条件的一致性,将 KJHD 模型保留底部 6 层形成多层框架模型 KJHD6。

在分析整体损伤情况时,结构在 Imp 波罕遇状态下的结构整体应力见图 14 和图 15,楼板混凝土受拉损伤见图 16。

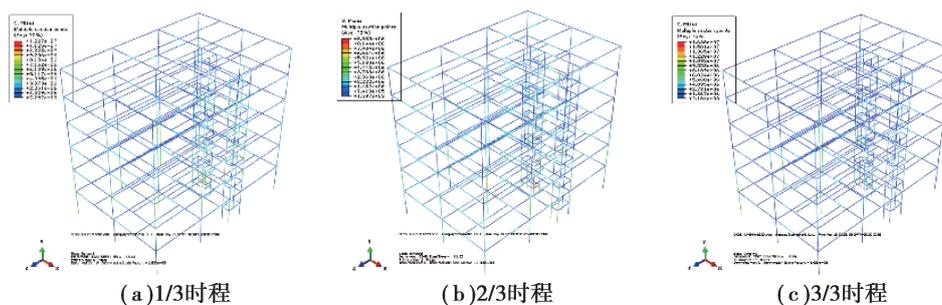


图 14 模型 KJHD6 应力图(Pa)

Fig.14 Stress diagram of KJHD6 model(Pa)

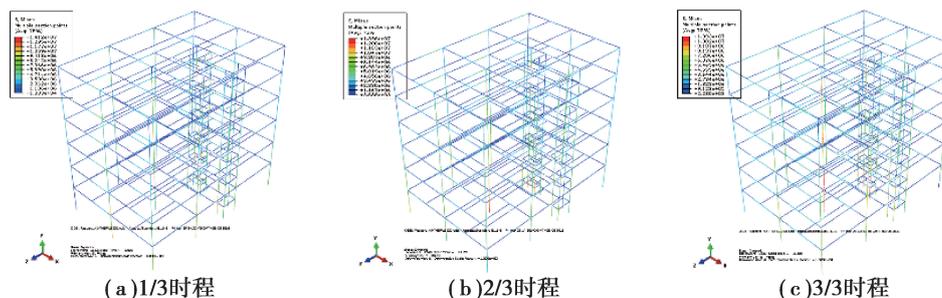


图 15 模型 KJHD 应力图(Pa)

Fig.15 Stress diagram of KJHD model(Pa)

图 14、图 15 表明,对多层及高层结构,滑动连接的存在释放了楼梯间部分在地震作用下的受力,因此,楼梯间梁柱构件的应力水平都较其他部位发展突出,尤其是底层梯柱底部塑性发展严重。模型 KJHD6 的塑性

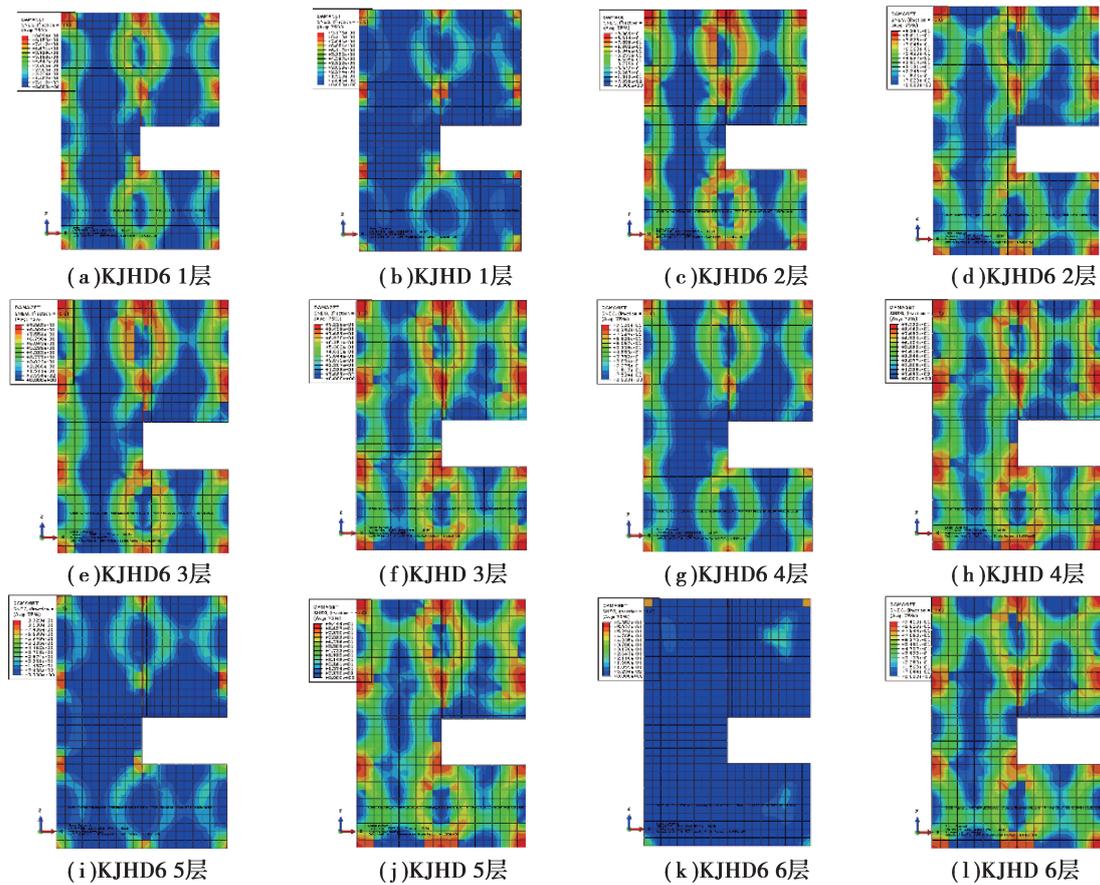


图 16 楼板混凝土受拉损伤 (DAMAGET) 云图

Fig.16 Concrete tension damage diagram of the slab

发展表现出随着层高先增大后减小的规律,与前文分析得到的模型 KJHD 高层结构第 5 层为薄弱层对比来看,说明降低层高后,可能会改变结构薄弱层的位置。多层结构与高层结构的不同之处在于,结构 KJHD 的整体应力水平高于结构 KJHD6。除了由于柱底应力集中现象导致的 3/3 时程时 KJHD6 最大应力值为 16.38 MPa,较 KJHD 的最大值 10.93 Mpa 大了 49.86%,其整体应力水平平均比 KJHD 低得多。

图 16 表明,多层及高层结构的楼板损伤发展路径一致,最大受拉损伤均集中在图的上方,损伤分布相对较均匀,但也都集中在板柱交点处。区别在于模型 KJHD 较模型 KJHD6 的受拉损伤范围和最大受拉损伤值更大,即整体损伤程度更深。

传统设计中,梯段板和休息平台板作为纯弯构件仅根据竖向荷载进行设计;实际地震作用下,梯段板的斜撑作用使其承受反复的压弯和拉弯作用,平台板在梯段板的斜撑作用下也同样承受往复荷载,导致板面混凝土被拉裂、压碎。图 17 为震后楼梯间板类构件的受拉及受压水平对比。

图 17(a)~图 17(b)表明,两者受拉损伤分布路径一致,但损伤范围及深度相差较大。结合图 13 对比来看,装配式滑动连接楼梯间的损伤分布较为明确,下梯板中上部的损伤大于其他部位,随楼层增加梯段板和平台板损伤区域的面积逐渐减小,但高层结构中的板类构件比多层结构的损伤程度大。KJHD6 模型 2 个楼梯间的损伤发展相似,但 1# 楼梯间的损伤较 2# 明显。

图 17(c)~图 17(d)表明,受压情况下,多高层结构中,梯段板和休息平台板的损伤分布相差不大,且分布形式相对简单。主要原因是采用滑动连接后,梯段板和平台板的损伤减轻明显,以致于整个板面没有受压损伤的出现,仅在下梯段板与平台板的交界处出现轻微损伤,2 个楼梯间的损伤发展相似;平台板的损伤被控制在沿梯向的平台板两侧,仅小部分发生轻微损伤。

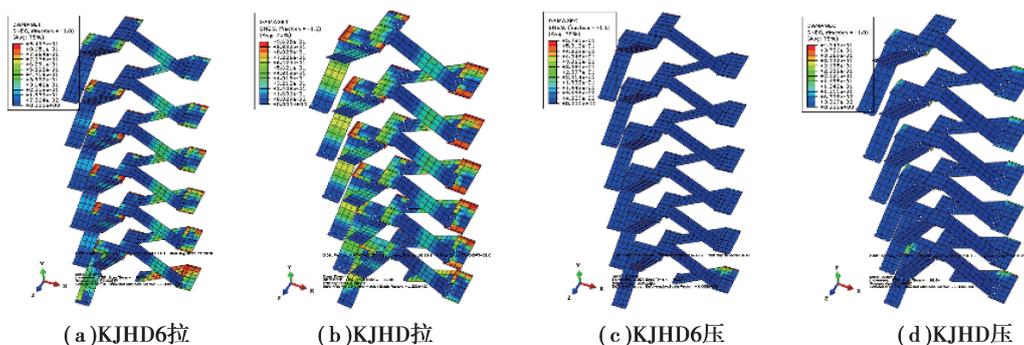


图 17 楼梯板损伤云图

Fig.17 Concrete damage diagram of stair board

## 4 结 论

1) 抗式连接的楼梯在地震作用下,柱顶、楼层及层间位移时程响应峰值均增大,其中增幅最大的二者在 Imp 波下楼梯间梁柱构件最大应力差值达到 50.28%,结构扭转效应加剧。抗式连接方式导致结构基底最大剪力提前出现,增大结构底部承受的最大地震力,整体损伤及楼梯构件损伤严重,极易发生受拉及受压破坏而成为结构抗震的薄弱环节。

2) 装配式滑动连接的楼梯在地震作用下,位移响应及扭转效应较小,其中 KJHD 比 KJGD 基底剪力最大减幅达 14.6%。虽然结构整体的层间剪力有所增大,但转移了更多的地震力至框架部分,减轻了楼梯间构件的破坏,有利于高层抗震。

3) 装配式滑动连接方式在位移响应、应力损伤及地震响应多方面的效果均优于抗式连接。地震作用下,楼梯间的梯段板及平台板等构件基本没有发生受拉和受压破坏,楼梯间能作为安全通道得以保留,有助于地震来临时人员的疏散逃生,是一种值得在 RC 高层框架结构中推广使用的方案。但同时应注意,滑动连接结构的梯柱等部位出现应力集中及塑性发展严重,应采取措施对这些薄弱部位予以加强。

4) 多层滑动支座和高层滑动支座的应力及损伤发展趋势和路径基本一致,且均减小了楼梯间处框架柱的应力,使得塑性发展更合理,楼梯间构件基本不发生受拉破坏,但高层相较于多层整体应力大,塑性发展更严重,损伤范围广,损伤程度大。因此,高层结构使用滑动支座比多层结构更有必要,高层滑动支座在框架结构中的应用值得更深入的探讨。

### 参考文献:

- [1] Kim S B, Lee Y H, Scanlon A, et al. Experimental assessment of vibration serviceability of stair systems[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(2): 253-259.
- [2] Higgins C. Prefabricated steel stair performance under combined seismic and gravity loads[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(2): 122-129.
- [3] 张望喜, 易伟健, 肖岩, 等. “5·12”汶川地震灾区典型教学楼框架与楼梯共同工作性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2009, (2): 38-45.  
ZHANG Wangxi, YI Weijian, XIAO Yan, et al. Interaction performance between frames and stairs of typical teaching building in “5.12” wenchuan earthquake disaster area[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2009, (2): 38-45. (in Chinese)
- [4] Sun H L, Zhang A P, Cao J T. Earthquake response analysis for stairs about frame structure[J]. Engineering Failure Analysis, 2013, 33(7): 490-496.
- [5] Fallahi S. Response evaluation of stairways in RC frames under earthquake ground motions[J]. International Journal of Engineering Sciences & Research Technology, 2014, 3(4): 6077-6082.
- [6] 赵均, 侯鹏程, 刘敏, 等. 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, 2014, 35(3): 53-59.

- ZHAO Jun, HOU Pengcheng, LIU Min, et al. Shaking table test on structural model of concrete frame-staircase with sliding supports[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(3): 53-59. (in Chinese)
- [7] 赵均, 侯鹏程, 刘敏, 等. 混凝土框架楼梯结构抗震性能拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(12): 44-50.  
ZHAO Jun, HOU Pengcheng, LIU Min, et al. Experimental study on seismic performance of concrete frame with staircase under quasi-static loading [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(12): 44-50. (in Chinese)
- [8] Wang X, Astroza R, Hutchinson T C, et al. Dynamic characteristics and seismic behavior of prefabricated steel stairs in a full-scale five-story building shake table test program [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2015, 44(14): 2507-2527.
- [9] Zhao Y X. Earthquake-resistant statically determinate stairs in buildings[J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2016, 21(4): 04016010.
- [10] Wang X, Hutchinson T C. Computational assessment of the seismic behavior of steel stairs [J]. Engineering Structures, 2018, 166:376-386.
- [11] 欧智菁, 陈盛富, 袁辉辉, 等. 变截面平级管式钢管混凝土格构柱的抗震性能[J]. 重庆大学学报, 2018, 41(1): 17-29.  
OU Zhijing, CHEN Shengfu, YUAN Huihui, et al. Seismic performance of variable cross-sectional concrete filled steel tubular laced columns with flat lacing tubes[J]. Journal of Chongqing University, 2018, 41(1): 17-29. (in Chinese)
- [12] 房冬梅. 预制装配式混凝土楼梯设计与应用[J]. 建筑结构, 2016, 46(S1): 637-640.  
FANG Dongmei. Design and application of precast concrete staircases [J]. Building Structure, 2016, 46 (S1): 637-640. (in Chinese)
- [13] 中国建筑标准设计研究院. 装配式混凝土结构连接节点构造(楼盖结构和楼梯)(15G310-1)[S]. 北京: 中国计划出版社, 2015.  
China Building Standard Design & Research Institute. Connection structure of prefabricated concrete structure (floor and staircase) (15G310-1)[S]. Beijing: China Planning Press, 2010. (in Chinese)
- [14] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 209-211.  
GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 209-211. (in Chinese)
- [15] 朱玉玉. 钢筋混凝土框架楼梯间抗震性能拟静力试验研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2012.  
ZHU Yuyu. Pseudo-static experimental study on seismic performance of staircase in reinforced concrete frame structure [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2012. (in Chinese)
- [16] 涂军. 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, 2012.  
TU Jun. A research of shaking table test of the concrete frame unit with staircase[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2012. (in Chinese)
- [17] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [18] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构设计规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008. (in Chinese)
- [19] 高小旺, 沈聚敏. “大震”作用下钢筋混凝土框架房屋变形能力的抗震可靠度分析[J]. 土木工程学报, 1993(3): 3-12.  
GAO Xiaowang, SHEN Jumin. Analysis of seismic reliability of deformation ability of reinforced concrete frame structures subjected to “large earthquakes”[J]. China Civil Engineering Journal, 1993(3): 3-12. (in Chinese)
- [20] 赵凤新, 任志林, 张郁山. 基于不同破坏指数的建筑物震害预测不确定性分析 [J]. 中国地震, 2008, 24(4): 325-336.  
ZHAO Fengxin, REN Zhilin, ZHANG Yushan. Study on uncertainty of earthquake damage prediction based on RC structural damage indices[J]. Earthquake Research in China, 2008, 24(4): 325-336. (in Chinese)