

大型钢-混凝土组合楼盖系统的连续倒塌试验与失效机理研究

王伟^{1,2}, 王俊杰^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

摘要: 为研究钢-混凝土组合楼盖系统在连续倒塌工况下的抗力机制和破坏过程, 按照中国现行规范设计了 1 个典型的组合楼盖钢框架原型结构, 并从该原型结构中提取出两个单层 2×1 跨钢-混凝土组合楼盖子结构。分别开展了移除边中柱和角柱侧边柱两种工况下的足尺连续倒塌试验研究, 并得到了相应的荷载-位移曲线、破坏模式、裂缝分布等。在移除边中柱时, 破坏主要集中在梁端负弯矩区, 且峰值荷载出现在梁悬链线抗力充分发展的大变形阶段。而在移除角柱侧边柱时, 破坏主要集中在正弯矩区, 峰值荷载出现在梁翼缘断裂前的抗弯阶段。两个试件后期承载力的差别主要由梁悬链线抗力引起。组合楼盖系统中楼板受拉薄膜作用的发展不易受边界水平约束条件的影响, 但梁悬链线抗力的发展明显受边界水平约束条件的影响。在边柱失效工况下, 塑性铰线法可以用来预测组合楼盖系统在抗弯阶段的承载力。

关键词: 钢框架; 组合楼盖; 连续倒塌试验; 悬链线作用; 薄膜作用

中图分类号: TU398.9 TU317.1 文献标志码: A

Progressive collapse tests and failure mechanism of large-scale steel-concrete composite floor system

WANG Wei^{1,2}, WANG Junjie^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To investigate the load-resisting mechanisms and failure process of typical steel-concrete composite frames under the progressive collapse scenario, two full-scale single-story two-bay by one-bay steel-concrete composite floor systems were quasi-statically tested. The tested floor systems were extracted from a prototype steel-concrete composite moment-resisting frame building, which was designed according to Chinese codes. Two column removal scenarios were considered, including the middle edge column removal scenario and the penultimate edge column removal scenario. The load-displacement responses, failure modes, and crack distributions of these tested floor systems were compared. For the middle edge column removal scenario, the damage is concentrated in the hogging moment region, and the ultimate capacity is achieved at the catenary stage. For the penultimate edge column removal scenario, the damage is concentrated in the sagging moment region, and the ultimate capacity is achieved at the flexural stage before the fracture of beam flange plate. The difference between the two specimens in ultimate capacity is mainly caused by the catenary action. The tensile membrane action developed in the composite floor system is insensitive to the horizontal boundary constraints, while the development of catenary action is highly affected by the horizontal boundary constraints. Under the edge column removal scenario, the yield line theory can be used to evaluate the load-carrying capacity of the composite floor system in the flexural stage.

Keywords: steel frame; composite floor; progressive collapse test; catenary action; membrane action

基金项目: 科技部国家重点实验室基金项目(SLDRCE19-A-03), 国家自然科学基金项目(51778459, 51820105013)。

作者简介: 王伟, 出生于 1977 年, 男, 工学博士, 教授, 主要从事建筑钢结构及组合结构研究。email: weiwang@tongji.edu.cn

通信作者: 王俊杰, 出生于 1991 年, 男, 博士研究生, 主要从事钢-混凝土组合结构研究。email: 1991wang@tongji.edu.cn

收稿日期: 2019 年 5 月

0 引言

自世贸大楼因遭受恐怖袭击倒塌之后,对结构连续倒塌的研究开始变得活跃。随着研究的深入,一种共识逐渐被形成,即连续倒塌是一种小概率事件,在破坏发生时允许结构发展较大的变形,并应尽量利用结构在大变形下的各种抗力机制共同阻止破坏向更大范围扩展^[1]。爆炸、撞击、火灾或施工失误等偶然荷载都可能导致结构中承载构件的破坏,从而引起连续倒塌。在研究结构连续倒塌时,为了使分析过程不依赖于具体的偶然荷载类别,通常采用替代荷载路径法来评估结构在发生初始破坏后的抗连续倒塌能力^[2-3],而移除关键位置的柱常用来作为引入结构初始破坏的方式。

相较于梁柱节点子结构试验^[4-7]和复杂的整体结构试验^[8-9],单层楼盖结构试验既可以反应楼盖的空间拉结力,又具有较好的经济性,是较为理想的研究楼盖系统抗连续倒塌能力的方案^[10]。目前,已有很多学者借助数值模拟对钢-混凝土组合楼盖的抗连续倒塌能力进行研究,包括压型钢板的贡献^[11]、配筋率的影响^[12]、简化模拟方法的有效性^[13]等。考虑到组合楼盖系统的复杂性以及材料断裂时的强非线性,组合楼盖倒塌数值模拟结果的可靠性需要试验结果进行验证。已有 Johnson 等^[14]、Hadjiannou 等^[15]、Fu 等^[16-17]、王帅^[18]、Zhou 等^[19]、Zhang 等^[20]开展了钢-混凝土组合楼盖系统的连续倒塌试验,分别研究了节点为铰接、半刚接或全焊接刚接的组合楼盖的抗连续倒塌性能,上述试验结果均表明组合楼板能显著提升钢框架结构的抗连续倒塌承载力。但是这些试验均采用由原型结构缩尺后的试件,对于缩尺结构试件,只有当几何尺寸严格按照比例缩尺,且所用材料性能与原型结构完全一致时,所得到的结果才可靠^[21]。而且对于钢-混凝土组合楼盖,缩尺后的试件尺寸很难严格满足缩尺比例,尤其是压型钢板的尺寸^[14]。此外,缩尺试件可选用的钢筋尺寸一般为光圆钢筋,很难准确反映原型结构中变形钢筋的黏结滑移性能^[21]。

为此,本文中采用足尺组合楼盖开展试验研究,试验中的主梁-柱节点选用在中国常用的栓焊刚接节点。同时,在实际情况中,相比与结构内部的柱,位于结构外围的柱由于荷载传递路径少更易受到破坏。因此,以不同边柱失效后的楼盖结构为研究对象,考察其承载力、极限变形、破坏模式和抗力机制,以及边界水平约束条件对组合楼盖结构抗连续倒塌性能的影响。

1 试验概况

1.1 原型结构设计

为了使此试验能够反映依照现行国内规范设计的钢结构建筑在连续倒塌工况下的真实反应,依照中国规范^[22-23],设计了一栋位于上海的5层钢框架结构。结构平面布置和立面布置分别如图1a和图1b所示。一层支撑布置如图1c所示。

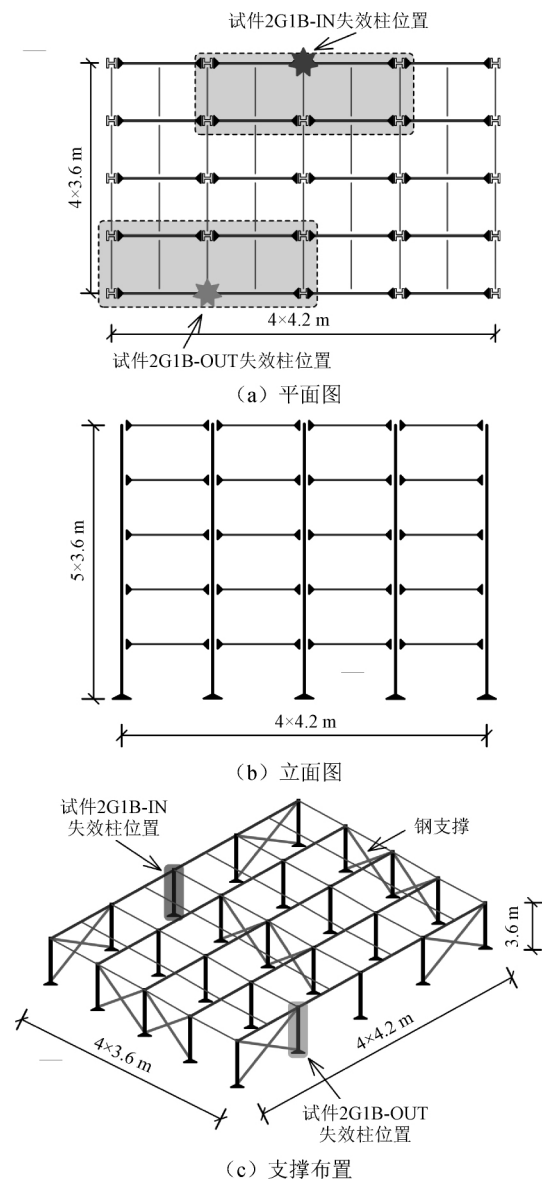


图1 原型结构

Fig.1 Prototype structure

结构所处场地类别为二类,抗震设防烈度为7度(0.1g),基本风压为 0.55 kN/m^2 ,地面粗糙度为C类。设计此结构所用的恒载(DL)为 5 kN/m^2 ,活载(LL)为 2 kN/m^2 。结构的各层层高均为3.6 m,主梁和次梁均为4跨,主梁跨度为4.2 m,次梁跨度为

3.6 m。结构中梁、柱和支撑均采用 H 型钢,钢材牌号均为 Q345。设计确定主梁截面规格为 HN200 × 100 × 5.5 × 8,次梁截面规格为 HN150 × 75 × 5 × 7,柱截面规格为 HW200 × 200 × 8 × 12,支撑截面规格为 HW100 × 100 × 6 × 8。钢框架中钢-混凝土组合楼板的总厚度为 100 mm,选用厚度为 1.2 mm 的开口型压型钢板(钢材牌号为 Q345),混凝土面层钢筋牌号为 CRB550 的 Φ 8 焊接钢筋网片^[24](网孔尺寸为 200 mm × 200 mm),混凝土为 C30 商品混凝土。组合楼板的截面形状与尺寸如图 2 所示。钢梁与组合楼板之间通过直径为 16 mm、长度为 80 mm 的 5.6 级栓钉连接。为了满足完全抗剪的设计要求,栓钉沿主梁方向为每 300 mm 间隔布置一个,沿次梁方向为每 305 mm (每个板肋)布置一个。主梁-柱节点采用栓焊刚接

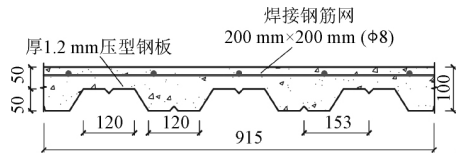
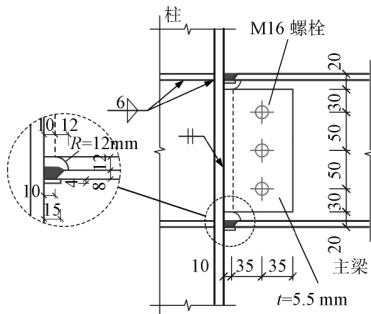
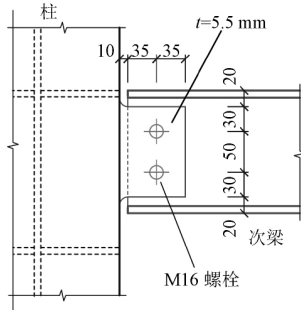


图 2 楼板尺寸

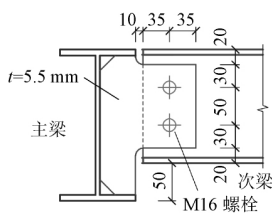
Fig. 2 Dimensions of slab



(a) 主梁-柱节点



(b) 次梁-柱节点



(c) 次梁-主梁节点

图 3 典型节点尺寸构造

Fig. 3 Sketch of typical connection

节点(图 3a),主梁翼缘与柱翼缘之间的焊接方式为单边 V 型坡口对接焊缝,并在焊缝下加垫板;次梁-柱节点采用剪切板螺栓铰接节点(图 3b);次梁-主梁节点采用剪切板螺栓铰接节点(图 3c)。上述三类节点中的螺栓均采用 10.9 级 M16 高强螺栓。

1.2 试件设计

本试验中共设计两个试件,即试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT,分别对应移除边中柱(靠近内侧的边柱)工况和移除角柱侧边柱(与角柱相邻的边柱)工况。试件编号中,2G 表示有两个主梁与破坏的柱相连;1B 代表有一个次梁与破坏的柱相连;IN 和 OUT 表示边柱破坏的相对位置。两个试件在原型结构中所对应的失效柱位置及选取范围如图 1 所示,其中试件的选取范围是依据 ASCE 7-16 规范^[25]中对移除柱后受影响跨的规定。两个试件均包括两个主梁跨和一个次梁跨,且周围有 900 mm 宽的外伸楼板。外伸楼板内的钢筋和压型钢板与边界围梁焊接在一起,用来反映原型结构中连续的楼板边界条件。两个试件的构件布置与尺寸如图 4 所示,构件编号中 G、B、C 分别代表主梁、次梁、柱。

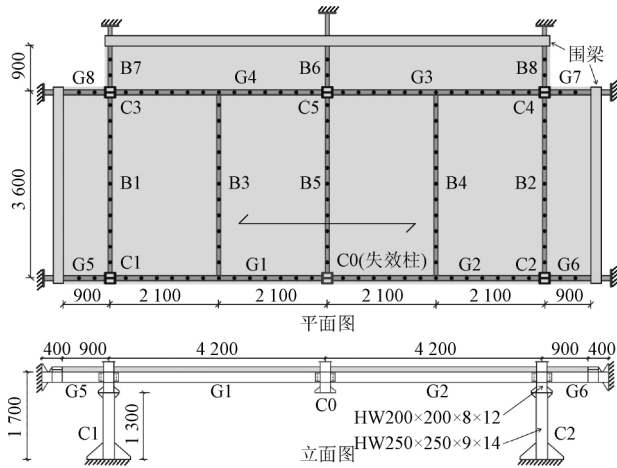
如图 4b 所示,试件 2G1B-OUT 中,在失效柱偏向角柱侧的水平约束仅由柱 C1 和柱 C3 提供;而失效柱远离角柱侧,考虑到相邻主梁跨可以提供充足的水平约束,故可将两个外伸主梁(G5 和 G6)末端看作固定端。同理,在试件 2G1B-IN 中(图 4a),4 个外伸主梁(G5、G6、G7、G8)末端均可看作固定端。由于实验室空间的限制,不允许将楼板上下两层的柱按照实际层高来设计,因此,采用如图 5 所示的简化方案来模拟试件 2G1B-OUT 中柱 C1 和柱 C3 处的水平约束。这两个柱在原型结构中所处的位置如图 5a 中的阴影区域所示,可将其柱脚处和第二层梁柱节点处近似看作固定端(图 5b),由式(1)和式(2)可知,此柱在第一层梁柱节点处所能提供的水平刚度 k_{adjacent} 可以在弹性范围内由一半层高的悬臂柱的水平刚度 $k_{\text{cantilever}}$ 来替代。

$$k_{\text{adjacent}} = \frac{2 \times 12EI}{l^3} = \frac{24EI}{l^3} \quad (1)$$

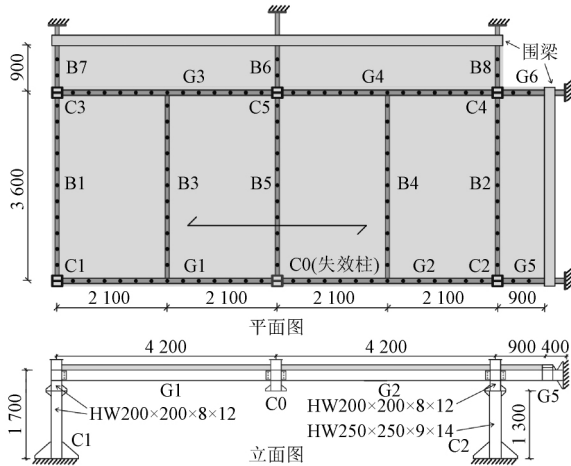
$$k_{\text{cantilever}} = \frac{3EI}{(0.5l)^3} = \frac{24EI}{l^3} = k_{\text{adjacent}} \quad (2)$$

式中 E 为钢材弹性模量, I 为柱惯性矩。

因此,如图 4 所示,两个试件中的柱均采用一半层高的悬臂柱。此外,由于试件 2G1B-IN 中的柱,以及试件 2G1B-OUT 中除柱 C1 和柱 C3 之外的其他柱,均通过外伸梁水平约束于水平约束支座,因此,相较于水平约束支座所提供的水平约束刚度,这些位置处柱提供的水平约束刚度可以忽略不计。所以,从节约材料和提高试件重复利用率的角度,如图 4 所示,



(a) 试件2G1B-IN



(b) 试件2G1B-OUT

图4 试件平面图和立面图

Fig. 4 Plan view and elevation view of specimens

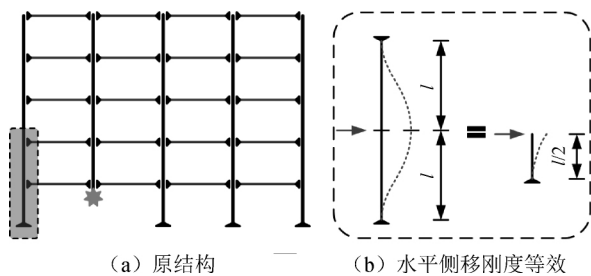


图5 柱的简化

Fig. 5 Simplification of column

上述位置处的柱被替换为截面规格 HW250 × 250 × 9 × 14 ,以防止其在试验加载时遭遇破坏。

对于试验设计的两个试件 ,主要为了对比研究边界水平约束条件的影响 ,因此 ,为了使边界水平约束条件为唯一变量 ,在试件 2G1B-OUT 中没有考虑支撑的影响。

1.3 材性试验

试件除钢筋采用 CRB550 钢材外 ,其余部分均采用 Q345 钢材。表 1 中列出了各钢构件的材性参数。

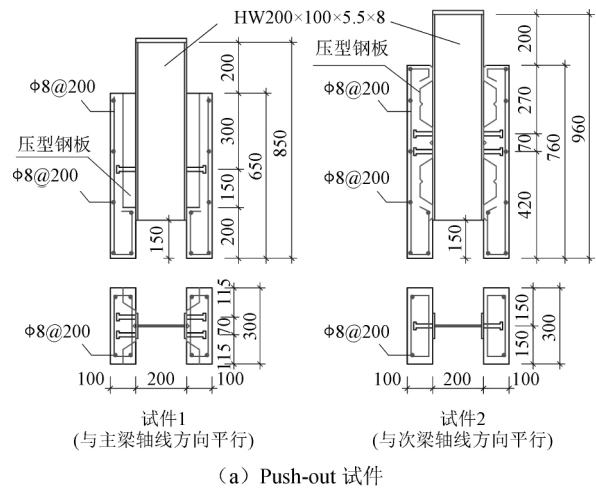
除栓钉和高强螺栓外 ,所有钢构件的材性均由试样测得。栓钉和高强螺栓的材性为生产厂家提供的名义值。在试验当天 ,测得 150 mm × 150 mm × 150 mm 的标准试块的立方体抗压强度平均值为 33 MPa。

表 1 钢材材性

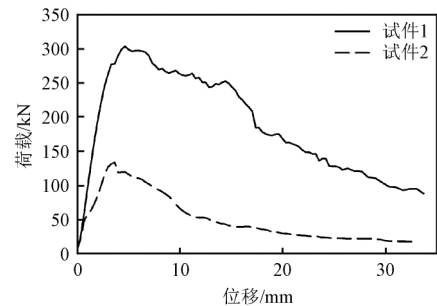
Table 1 Material properties of steel

构件类型	屈服强度 /MPa	抗拉强度 /MPa	伸长率 /%
主梁翼缘	390	536	31
主梁腹板	419	557	31
次梁翼缘	365	517	31
次梁腹板	400	535	32
柱翼缘	373	531	32
柱腹板	395	546	31
压型钢板	320	380	38
焊接钢筋网	596	672	7
栓钉	320	400	14
高强螺栓	940	1 040	10

为了得到栓钉连接的受剪性能 ,设计了两个 Push-out 试件(图 6a) ,分别代表平行于主梁轴线方向和平行于次梁轴线方向的栓钉连接 ,对应的荷载-位移曲线如图 6b 所示。结果表明 ,栓钉连接沿主梁轴线方向的承载力和变形能力都显著强于沿次梁轴线方向。



(a) Push-out 试件



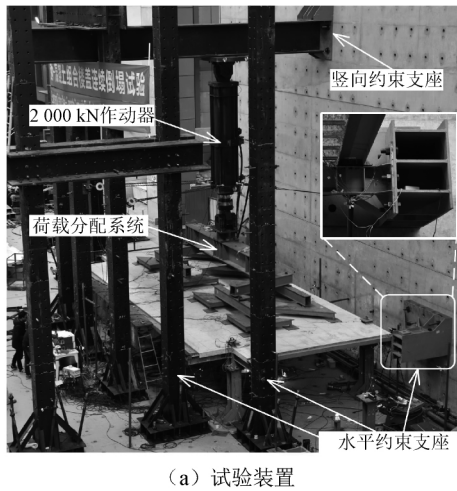
(b) Push-out 试件荷载-位移曲线

图6 栓钉 Push-out 试验

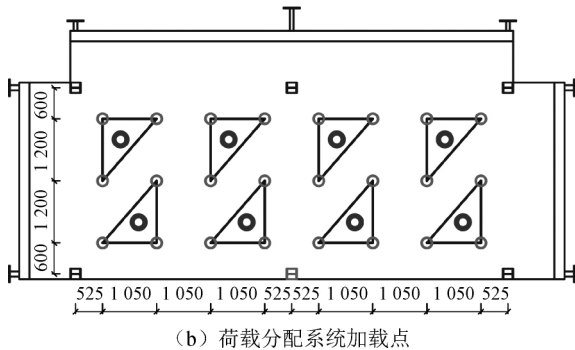
Fig. 6 Push-out tests of shear stud

1.4 试验加载及量测

试验装置由试件、水平约束支座、竖向约束支座、2 000 kN 作动器和荷载分配系统组成,如图 7a 所示。水平约束支座的设计承载力远大于连接其上的外伸主梁的全截面塑性受拉承载力,因此,可满足图 4 中所示的外伸主梁端水平约束的要求。作动器施加的集中力通过 4 级分配梁均匀分配到 24 个点上(图 7b),以实现理想的均布加载效果。每个加载点下都有一块 300 mm 边长的正方形板将荷载均匀施加在混凝土楼板上,避免出现冲切破坏。各级分配梁之间通过辊轴连接,仅用螺栓限位,使各级分配梁之间可以自由转动,保证荷载均匀分配。在试验装置安装阶段,柱 C0(失效柱)底部设有千斤顶,以承担此处安装阶段的竖向荷载,在试验加载前,将此千斤顶缓慢移除。试验过程中,作动器按 4 mm/min 的速度进行匀速位移加载,直至试件不能继续承载时终止加载。



(a) 试验装置



(b) 荷载分配系统加载点

图 7 试验装置
Fig. 7 Test setup

试验过程中采用位移计测量试件加载区域内楼板和钢梁的竖向位移,以及试件外围可能发生的水平位移。两试件中位移计的测点布置如图 8 所示,其中 H 代表测量水平位移的位移计,V 代表测量竖向位移的位移计。

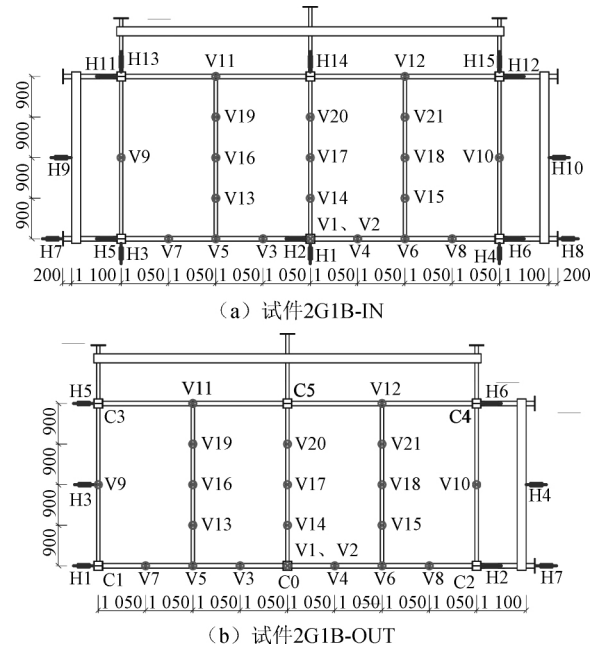


图 8 位移测量方案

Fig. 8 Layout of displacement measurement

2 试验结果及其分析

2.1 试验现象、破坏形态及承载力

2.1.1 性能对比

两个试件的荷载-位移曲线如图 9 所示。其中,均布荷载 ω 由作动器集中荷载 F 除以 30.24 m^2 (2×1 跨楼板的面积) 得到,主梁弦转角 θ 由柱 C0 的竖向位移 δ 除以 4.2 m (主梁跨度) 得到。在 2×1 跨的楼板加载区域,试件的自重荷载为 66.4 kN ,荷载分配装置自重荷载为 44 kN ,因此,试件加载前的初始荷载为 110.4 kN (3.65 kN/m^2)。参照图 9 描述两试件的试验现象和破坏形态。

对于试件 2G1B-IN,竖向位移达到 380 mm ($\theta = 0.09 \text{ rad}$,点 A) 时,G1-C1 连接处的主梁上翼缘断裂

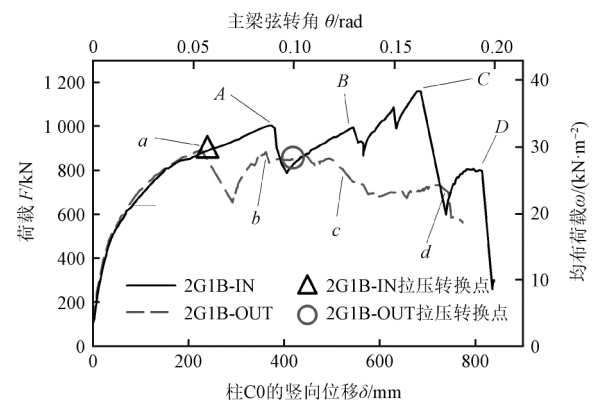


图 9 荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement curves

(图 10a) 导致荷载突然从 1 000 kN 下降至 770 kN; 当竖向位移达到 550 mm ($\theta = 0.131$ rad, 点 B) 时, 承载力为 995 kN, 此时 G2-C2 连接处的主梁上翼缘也发生断裂(图 10b), 此后荷载出现下降后快速增长, 直至竖向位移达到 686 mm ($\theta = 0.163$ rad, 点 C) 时, G1-C1 连接处的主梁截面完全断裂(图 10c), 悬链线抗力(由梁轴拉力的竖向分力提供)机制退出工作, 荷载迅速由 1 159 kN 下降至 560 kN; 而后, 荷载稳定在 790 kN, 此阶段承载力主要由楼板提供, 直至 C1 柱附近的压型钢板完全断裂($\delta = 815$ mm, $\theta = 0.194$ rad, 点 D, 图 10d), 此试件彻底失去承载能力。

对于试件 2G1B-OUT, 竖向位移达到 226 mm ($\theta = 0.054$ rad, 点 a) 时, G2-C0 连接处的主梁下翼缘突然断裂(图 10e), 导致荷载从 893.5 kN 骤减至 608 kN, 此时 G2-C2 连接处的主梁上翼缘出现裂纹; 当

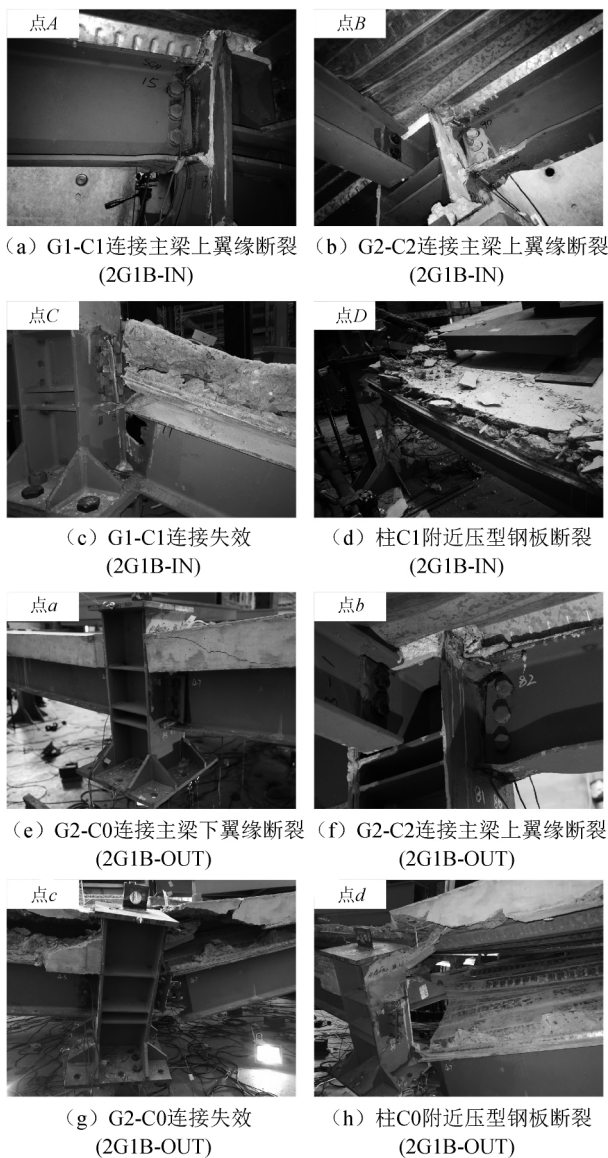


图 10 试件破坏过程

Fig. 10 Failure process of specimen

位移达到 363 mm ($\theta = 0.086$ rad, 点 b) 时, G2-C2 连接处主梁上翼缘断裂(图 10f), 此时荷载也达到了局部最大值 885 kN; 此后荷载稳定在 850 kN 附近, 直到位移达到 550 mm ($\theta = 0.131$ rad, 点 c) 时, G2-C0 连接彻底断开(图 10g), 标志着悬链线抗力机制退出工作, 荷载也下降至 680 kN; 之后荷载缓慢上升, 直至柱 C0 附近的压型钢板断裂($\delta = 741$ mm, $\theta = 0.176$ rad, 点 d, 图 10h), 系统失去承载能力, 压型钢板断裂前荷载的局部峰值为 721.6 kN。

在加载结束时, 试件 2G1B-IN 的破坏主要集中在柱 C1 和柱 C2 附近的负弯矩区, 而柱 C0 附近的正弯矩区破坏程度相对较小; 试件 2G1B-OUT 的破坏主要集中在柱 C0 附近的正弯矩区, 在负弯矩区, 只有在受约束的边界(柱 C2 附近)处才发生了钢梁断裂, 而在没有边界约束的一侧(柱 C1 附近), 主梁没有出现断裂。

2.1.2 性能差异机理分析

由图 9 可知, 在主梁断裂($\delta = 226$ mm)前的受弯阶段, 两个试件的曲线基本一致。试件 2G1B-OUT 的钢梁断裂时的位移小于试件 2G1B-IN 的, 这可由图 11 所示的主梁受力图来解释。图中 F_{C0} 表示等效施加在中柱 C0 上的竖向集中力, M_1 和 M_2 分别表示主梁在负弯矩区和正弯矩区的弯矩。

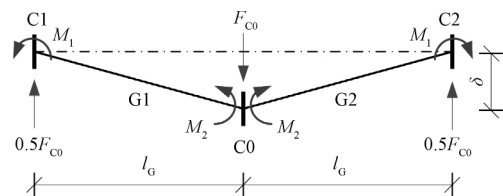


图 11 主梁抗弯机制受力简图

Fig. 11 Schema for flexural mechanism of girder

由图 11 可知, F_{C0} 可以根据式 (3) 求得:

$$F_{C0} = \frac{2(M_1 + M_2)}{l_g} \quad (3)$$

在主梁翼缘断裂前, 两试件的荷载-位移曲线基本重合, 则两试件在同一竖向位移 δ 时对应的 F_{C0} 也是相同的, 即 M_1 与 M_2 之和相同。因为试件 2G1B-OUT 在 C1 柱位置处没有外伸主梁, 则其 M_1 值较小, 而 M_2 值就相对较高。相反地, 试件 2G1B-IN 中 M_1 值相对较高, 而 M_2 值就相对较小。由于组合梁在负弯矩区混凝土板不参与受弯, 则梁的有效高度较小; 而在正弯矩区, 由于需要考虑混凝土板受弯的影响, 则组合梁的有效高度较大。因此, 组合梁在负弯矩区可以发展相对较大的旋转角^[7]。在受弯阶段, 试件 2G1B-IN 主梁在负弯矩区弯矩较大, 而试件 2G1B-OUT 主梁在正弯矩区弯矩较大, 因此试件 2G1B-OUT

的主梁翼缘断裂时刻相对较早。

对于试件 2G1B-OUT,除了在主梁翼缘断裂时荷载有所降低,其荷载在整个加载过程中相对平稳(在梁柱连接失效前约为850 kN,在梁柱连接失效后荷载平均值约为710 kN)。对于试件 2G1B-IN,除了在主梁翼缘断裂时荷载有所降低,其荷载一直持续增长,直至梁柱连接失效前,荷载达到峰值。在梁柱连接失效后,两个试件的荷载均未能超过各自在梁柱连接失效前所达到的峰值。根据试验结果可知,对于本文所采用的组合楼盖系统,当失效柱两侧均为固端约束时,其抗连续倒塌的承载力将在梁柱连接失效前的悬链线阶段达到;当失效柱两侧不全为固端约束时,其抗连续倒塌的承载力将在梁柱连接出现翼缘断裂前的受弯阶段达到。

此外,由图9可以看出,在梁柱连接失效之后,两个试件由楼板系统所提供的最大荷载相差不大(试件 2G1B-IN 为 790 kN,试件 2G1B-OUT 为 721.6 kN)。也就是说,两个试件的楼板承载力受水平边界约束条件的影响不大。因此,两试件后期承载能力的差别主要是由悬链线抗力发展程度的不同所导致。由于在试件 2G1B-OUT 中,主梁 G1 的水平约束力仅由柱 C1 自身的受弯承载力提供,因此,与试件 2G1B-IN 相比,试件 2G1B-OUT 中的主梁难以充分发展悬链线作用。

综上所述,组合楼盖系统中楼板受拉薄膜作用的发展不易受边界约束条件的影响,但梁悬链线抗力的发展明显受边界约束条件的影响。

ASCE 7-16 规范^[25]中定义偶然事件的荷载组合为 $1.2 \times DL + 0.5 \times LL$,在本文试验中该组合荷载为 7 kN/m^2 。试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 的峰值荷载分别为该组合荷载的 5.5 倍和 4.2 倍,均远高于 DoD 规范^[3]中 2.0 的动力放大系数,即本文试验对应的原型结构可以避免由边中柱或角柱侧边柱破坏而引起的连续倒塌。

2.2 楼板裂缝与竖向位移

图 12 为两试件在试验结束时,楼板上表面的混凝土裂缝发展情况。由图可见,试件 2G1B-IN 混凝土剥落区主要分布在柱 C1 和柱 C2 附近的负弯矩区,其裂缝大致呈对称分布。试件 2G1B-OUT 楼板上表面的裂缝发展呈现明显的不对称性,右侧的楼板裂缝明显较左侧的多,此外,其混凝土剥落区主要集中在柱 C0 附近的正弯矩区。两个试件的混凝土剥落区均分布于梁柱连接失效的区域。

当柱 C0 的竖向位移达到 650 mm 时,两试件的楼板竖向变形如图 13 所示。由图可见,试件 2G1B-

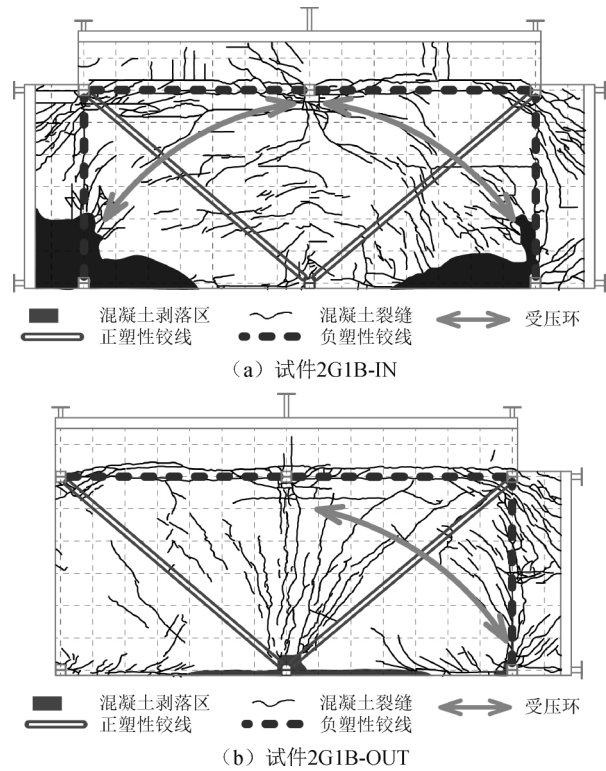


图 12 楼板上表面裂缝发展

Fig. 12 Crack patterns on top surface of slab

IN 楼板竖向位移的发展表现出明显的左右对称的特征,而试件 2G1B-OUT 无水平约束一侧的竖向位移明显大于另一侧的。

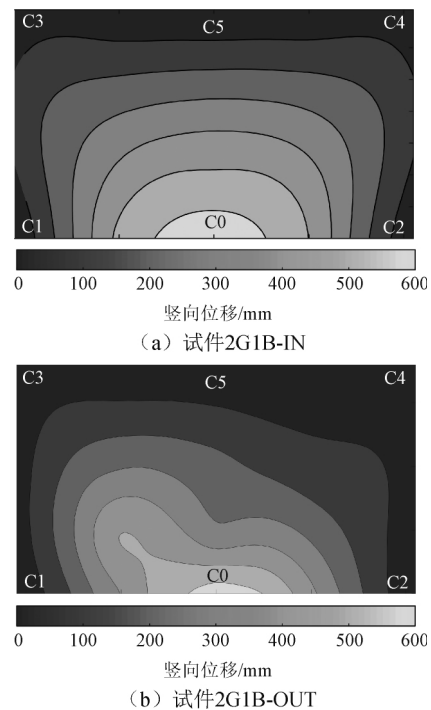


图 13 竖向位移为 650 mm 时的楼板竖向位移

Fig. 13 Vertical deflection of floor system at displacement of 650 mm

由图 12 可见,在两个试件的负弯矩区沿着梁的轴线发展了大量的裂缝,说明两个试件在此区域发展了负塑性铰线。由于混凝土楼板的下表面被压型钢板覆盖,而不能直接看到其裂缝发展情况。因此,混凝土楼板在正弯矩区的塑性铰线发展只能根据图 13 中竖向位移等高线的曲率变化来推测。图 13a 和图 13b 中等高线在与直线 C0-C3 和 C0-C4 相交处曲率变化较快,因此两试件的正塑性铰线都分布在 C0-C3 和 C0-C4 两条直线上。此外,如图 12 所示,在试件 2G1B-IN 以及试件 2G1B-OUT 有水平约束的一侧发现了混凝土受压环^[26],其与柱移除区域发展的水平拉力相平衡,这也表明此区域楼板发挥了一定的受拉薄膜作用。

2.3 主梁方向边界处的水平力

两个试件中柱 C1 和柱 C2 位置处沿主梁方向的水平力绘于图 14 中。由图可见,在试件 2G1B-IN 中,试件两侧的水平荷载对称发展。柱 C1 和柱 C2 处的水平荷载在加载初期为压力,位移达到 210 mm ($\theta = 0.05 \text{ rad}$) 后,水平荷载转为拉力,而后水平拉力持续发展,直到梁柱连接失效时为止。在试件 2G1B-OUT 中,柱 C1 和柱 C2 处的水平荷载发展趋势相似,前期为压力,位移达到 410 mm ($\theta = 0.1 \text{ rad}$) 后,压力转为拉力。两试件对应的拉压转换点分别标记于图 9 中。两个试件在柱 C1 和柱 C2 处的水平力在加载前期都表现为压力,说明存在压力拱抗力机制。相较于试件 2G1B-OUT,试件 2G1B-IN 内的水平拉力发展较为充分,亦即只有在两侧水平边界都约束的情况下水平拉力才可以充分发展。

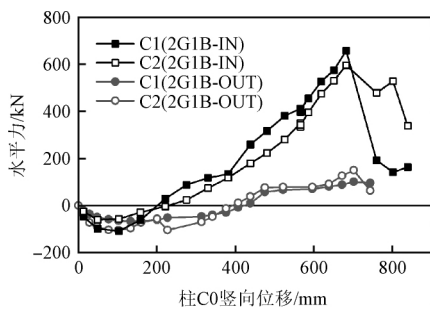


图 14 边界各柱处沿主梁方向的水平力

Fig. 14 Development of horizontal force at each boundary column along girder direction

3 承载力计算

3.1 塑性铰线法

依据图 12 所示的塑性铰线发展情况,可以用塑性铰线法预测组合楼盖的塑性受弯承载力(主要由梁端塑性铰和楼板塑性铰线等受弯承载机制提

供)。图 15 为两个试件的塑性铰线法计算图,两个计算图的区别是试件 2G1B-OUT 没有 B1 梁附近的负塑性铰线。图中 l_x 和 l_y 是楼板在 x 方向和 y 方向的计算宽度, $\theta_x = 2\delta/l_x$ 和 $\theta_y = 2\delta/l_y$ 是楼板塑性铰绕 y 轴和 x 轴的转动角度, δ 是柱 C0 的竖向位移, M_g 和 M'_g 是主梁-柱连接在正弯矩区和负弯矩区的全截面塑性受弯承载力, M_b 和 M'_b 是次梁-主梁连接(或次梁-柱连接)在正弯矩区和负弯矩区的全截面塑性受弯承载力, m_{sx} 和 m_{sy} 是正弯矩区单位宽度组合楼板绕 y 轴和 x 轴的全截面塑性受弯承载力,而 m'_{sx} 和 m'_{sy} 是负弯矩区单位宽度组合楼板绕 y 轴和 x 轴的全截面塑性受弯承载力。以上各塑性受弯承载力的计算方法参照文献[27],相应的计算结果列于表 2 中。

根据图 15,试件 2G1B-IN、2G1B-OUT 的内功 $W_{internal}$ 分别由式(4)、(5)计算,而两试件的外功 $W_{external}$

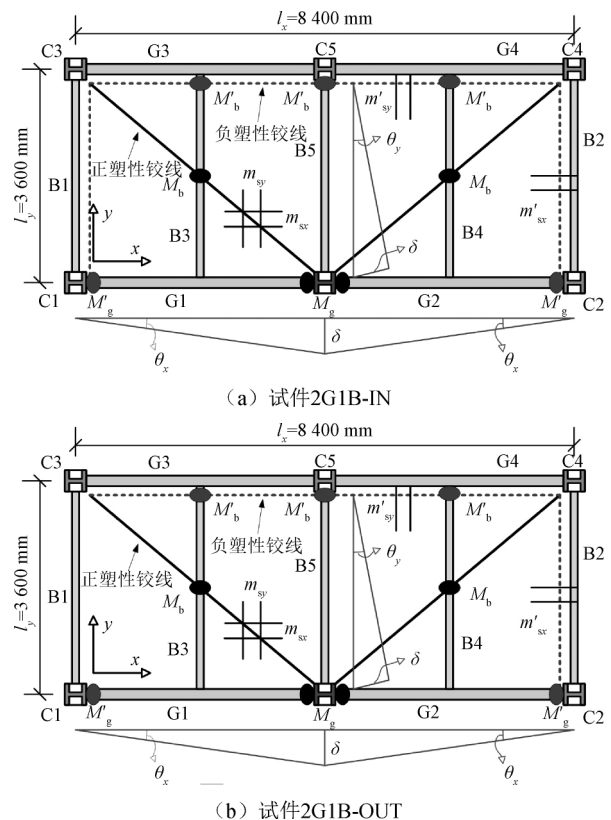


图 15 塑性铰线法计算简图

Fig. 15 Schema for yield-line method

表 2 梁和楼板的塑性受弯承载力

Table 2 Ultimate plastic bending moments of beams and slabs

$M_g /$ (kN · m)	$M'_g /$ (kN · m)	$M_b /$ (kN · m)	$M'_b /$ (kN · m)	$m_{sx} /$ (kN · m ⁻¹)	$m'_{sx} /$ (kN · m ⁻¹)	$m_{sy} /$ (kN · m ⁻¹)	$m'_{sy} /$ (kN · m ⁻¹)
178	78.1	124.5	17.9	31.1	11.3	3.7	3.1

由式(6)计算。则均布荷载 ω 可由式(7)求得。

$$W_{\text{internal}} = (2m'_{sx}l_y + 2m_{sx}l_y + 2M_g + 2M'_g)\theta_x + (m'_{sy}l_x + m_{sy}l_x + 2M_b + 3M'_b)\theta_y \quad (4)$$

$$W_{\text{internal}} = (m'_{sx}l_y + 2m_{sx}l_y + 2M_g + 2M'_g)\theta_x + (m'_{sy}l_x + m_{sy}l_x + 2M_b + 3M'_b)\theta_y \quad (5)$$

$$W_{\text{external}} = \omega l_x l_y \delta / 3 \quad (6)$$

$$W_{\text{internal}} = W_{\text{external}} \quad (7)$$

计算可得试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 的塑性铰线承载力分别为 29.6 kN/m^2 (895.1 kN) 和 29.1 kN/m^2 (880.0 kN)。试件 2G1B-IN 和试件 2G1B-OUT 实测受弯阶段的峰值荷载分别为 1000 kN 和 893.5 kN , 分别比计算所得的塑性铰线承载力高 11.7% 和 1.5% 。塑性铰线法可以较好地预测两试件在受弯阶段的承载力。由于试件 2G1B-OUT 的峰值荷载出现在梁翼缘断裂前的受弯阶段, 因此塑性铰线法也可用于评估此种去柱工况下的组合楼盖抗连续倒塌承载力。

3.2 悬链线抗力

依据 2.2 节所述, 试件 2G1B-IN 发展的悬链线抗力是导致两试件后期承载力差别的主要原因。悬链线抗力可以由主梁轴拉力 F_C 和主梁弦转角推算得到。当竖向位移达到 686 mm 时, 在主梁-柱节点位置处, 主梁已全截面受拉断裂, 试件 2G1B-IN 也达到峰值荷载, 此时 G1-C1 节点和 G2-C2 节点处的主梁截面仅剩腹板和下翼缘承载, 则 F_C 可由式(8)求得。

$$F_C = f_{y, \text{web}} A_{\text{web}} + f_{y, \text{flange}} A_{\text{bottom flange}} \quad (8)$$

式中 $f_{y, \text{web}}$ 、 $f_{y, \text{flange}}$ 、 A_{web} 、 $A_{\text{bottom flange}}$ 分别为主梁腹板屈服强度、主梁翼缘屈服强度、主梁腹板截面积和主梁下翼缘截面积。

由式(8)求得 F_C 为 680.7 kN , 如图 16 所示, 图中 l_G 为主梁跨度。由悬链线机制提供的抗力 F_{C0} 可由式(9)求得:

$$F_{C0} = \frac{2F_C \delta}{l_G} \quad (9)$$

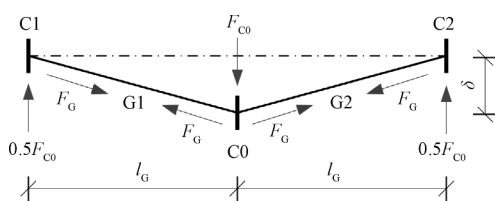


图 16 悬链线机制受力简图

Fig. 16 Schema for catenary action

由式(9)求得 F_{C0} 为 222.4 kN , 那么, 余下的荷载 936.6 kN ($1159 \text{ kN} - 222.4 \text{ kN}$) 则由组合楼板承担。因此, 在试件 2G1B-IN 达到峰值荷载时, 钢梁和组合楼板的承载贡献分别为 19.2% 和 80.8% 。

4 结论

1) 单层钢-混凝土组合楼盖系统在移除边中柱和角柱侧边柱两种工况下的峰值荷载分别为 ASCE 7-16 规范中偶然事件组合荷载的 5.5 倍和 4.2 倍, 可以避免由于边中柱或角柱侧边柱破坏而引起的连续倒塌。

2) 移除边中柱时, 峰值荷载出现在悬链线抗力充分发展的大变形阶段, 而移除角柱侧边柱时峰值荷载出现在主梁翼缘断裂前的受弯阶段。两个试件承载力的差别主要由悬链线抗力引起。

3) 组合楼盖系统中楼板受拉薄膜作用的发展不易受边界水平约束条件的影响, 但梁悬链线抗力的发展明显受边界水平约束条件的影响。

4) 塑性铰线法可以较好地预测两试件在受弯阶段的承载力。由于移除角柱侧边柱时的峰值荷载出现在梁翼缘断裂前的受弯阶段, 因此塑性铰线法也可用于评估此种去柱工况下的组合楼盖抗连续倒塌承载力。在达到峰值荷载时, 移除边中柱时梁和组合楼板的承载贡献比例为 19.2% 和 80.8% 。

参考文献

- [1] STAROSSEK U. Progressive collapse of structures [M]. London, UK: Thomas Telford, 2009.
- [2] GSA. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance [S]. Washington DC: General Services Administration, 2013.
- [3] DoD. Design of buildings to resist progressive collapse: UFC 4-023-03 [S]. Washington, DC: Department of Defense, 2016.
- [4] YANG B, TAN K H. Behavior of composite beam-column joints in a middle-column-removal scenario: experimental tests [J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 140(2): 04013045.
- [5] YANG B, TAN K H, XIONG G, et al. Experimental study about composite frames under an internal column-removal scenario [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 121: 341-351.
- [6] WANG W, WANG J, SUN X, et al. Slab effect of composite subassemblies under a column removal scenario [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 129: 141-155.
- [7] WANG J, WANG W, LEHMAN D, et al. Effects of different steel-concrete composite slabs on rigid steel beam-column connection under a column removal scenario [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 153: 55-70.
- [8] SONG B I, SEZEN H. Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building [J]. Engineering Structures, 2013, 56: 664-672.

- [9] SONG B I , GIRIUNAS K A , SEZEN H. Progressive collapse testing and analysis of a steel frame building [J]. *Journal of Constructional Steel Research* , 2014 , 94: 76-83.
- [10] LI H , CAI X , ZHANG L , et al. Progressive collapse of steel moment-resisting frame subjected to loss of interior column: experimental tests [J]. *Engineering Structures* , 2017 , 150: 203-220.
- [11] SADEK F , EL-TAWIL S , LEW H S. Robustness of composite floor systems with shear connections: modeling , simulation , and evaluation [J]. *Journal of Structural Engineering* , 2008 , 134(11) : 1717-1725.
- [12] ALASHKER Y , LI H , EL-TAWIL S. Approximations in progressive collapse modeling [J]. *Journal of Structural Engineering* , 2011 , 137(9) : 914-924.
- [13] ALASHKER Y , EL-TAWIL S , SADEK F. Progressive collapse resistance of steel-concrete composite floors [J]. *Journal of Structural Engineering* , 2010 , 136(10) : 1187-1196.
- [14] JOHNSON E S , MEISSNER J E , FAHNSTOCK L A. Experimental behavior of a half-scale steel concrete composite floor system subjected to column removal scenarios [J]. *Journal of Structural Engineering* , 2015 , 142(2) : 04015133.
- [15] HADJIOANNOU M , DONAHUE S , WILLIAMSON E B , et al. Large-scale experimental tests of composite steel floor systems subjected to column loss scenarios [J]. *Journal of Structural Engineering* , 2017 , 144(2) : 04017184.
- [16] FU Q N , TAN K H , ZHOU X H , et al. Load-resisting mechanisms of 3D composite floor systems under internal column-removal scenario [J]. *Engineering Structures* , 2017 , 148: 357-372.
- [17] FU Q N , TAN K H , ZHOU X H , et al. Three-dimensional composite floor systems under column-removal scenarios [J]. *Journal of Structural Engineering* , 2018 , 144(10) : 04018196.
- [18] 王帅. 钢框架结构抗连续倒塌性能试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学 , 2015. (WANG Shuai. Experimental study on collapse resistance of steel frame structures [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology , 2015. (in Chinese))
- [19] ZHOU G , SHI J , LI P , et al. Characteristics of structural state of stress for steel frame in progressive collapse [J]. *Journal of Constructional Steel Research* , 2019 , 160: 444-456.
- [20] ZHANG J Z , LI G Q , JIANG J. Collapse of steel-concrete composite frame under edge-column loss: experiment and its analysis [J]. *Engineering Structures* , 2020 , 209: 109951.
- [21] HARRIS H G , SABNIS G. Structural modeling and experimental techniques [M]. Boca Raton , Florida: CRC Press , 1999.
- [22] 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社 , 2017. (Standard for design of steel structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press , 2017. (in Chinese))
- [23] 建筑结构荷载规范: GB 50009—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社 , 2010. (Load code for the design of building structures: GB 50009—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press , 2010. (in Chinese))
- [24] 钢筋焊接网混凝土结构技术规程: JGJ 114—2014 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社 , 2014. (Technical specification for concrete structures reinforced with welded steel fabric: JGJ 114—2014 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press , 2014. (in Chinese))
- [25] ASCE. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures: ASCE 7-16 [S]. Reston , Virginia: American Society of Civil Engineers , 2017.
- [26] QIAN K , LI B , MA J X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings [J]. *Journal of Structural Engineering* , 2014 , 141(2) : 04014107.
- [27] JOHNSON R P. Composite structures of steel and concrete: beams , slabs , columns and frames for buildings [M]. Malden , MA: Wiley-Blackwell , 2004.