

文章编号: 1000-4750(2017)Suppl-0149-05

# 压型钢板组合梁中柱子结构的抗连续倒塌试验

王俊杰<sup>1,2</sup>, 王 伟<sup>1,2</sup>, 孙 昕<sup>1,2</sup>

(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:** 以 2 个配置不同类别压型钢板的组合梁-方钢管柱刚性连接节点为对象, 采用双半跨单柱型梁柱子结构, 通过静力加载试验研究节点在中柱失效条件下的破坏模式和抗连续倒塌性能。两个试件分别采用开口型压型钢板和闭口型压型钢板。结果表明: 开口型压型钢板试件钢梁上翼缘屈曲使得节点区形成明显的塑性铰有效延缓了下翼缘的开裂, 能够在抗弯阶段消耗更多能量, 但其容易发生压型钢板与混凝土的分离不能保证组合梁的组合性能; 闭口型压型钢板试件上翼缘被约束未能屈曲使得下翼缘过早开裂, 但闭口型压型钢板能有效约束混凝土保证了中后期组合梁的组合性能。

**关键词:** 连续性倒塌; 组合结构; 压型钢板; 压力拱效应; 悬链线效应

中图分类号: TU398.9; TU312.3 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.S027

## EXPERIMENTAL BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAM-COLUMN JOINTS WITH STEEL PROFILED DECKING IN A MIDDLE-COLUMN-REMOVAL SCENARIO

WANG Jun-jie<sup>1,2</sup>, WANG Wei<sup>1,2</sup>, SUN Xin<sup>1,2</sup>

(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:** Two experiments were conducted to investigate the failure modes and ductility of composite beam-column joints in a middle-column-removal scenario. Two composite beam-column joints with open and closed type steel profiled decking were statically tested. The results indicate that the beam-to-column assemblies resist the upper load through flexural mechanism and compressive arching action at the beginning and gradually it transfers to catenary action in the later stage. The specimen with open type profiled decking could dissipate more energy via plastic hinge formed by upper flange buckling, but the composite property of the composite slab could not be guaranteed due to insufficient constraint between the decking and concrete. The specimen with closed type profiled decking experienced premature fracture at the lower flange, and the upper flange could not buckle because of the good constraint from decking. However, excellent composite property was ensured in the later stage of loading.

**Key words:** progressive collapse; composite structure; profiled steel sheet; compressive arch action; catenary action

在传统的结构设计中, 爆炸、汽车撞击等低概率的偶然荷载是不考虑的, 但是这些偶然荷载引起的局部结构破坏可能会导致破坏在结构中连续传

递, 直至引起结构的部分或整体倒塌<sup>[1]</sup>。美国的 ASCE/SEI 7-10 规范中对连续性倒塌的定义为结构的初始局部破坏引起构件的连续破坏, 最终导致结

收稿日期: 2016-03-30; 修改日期: 2016-10-23

基金项目: 国家自然科学基金项目(51008220); 十二五国家科技支撑计划课题项目(2015BAL03B01)

通讯作者: 王 伟(1977—), 男, 江西人, 教授, 工学博士, 从事建筑钢结构研究(E-mail: weiwang@tongji.edu.cn).

作者简介: 王俊杰(1992—), 男, 山东人, 博士生, 从事钢结构连续性倒塌研究(E-mail: 1991wang@tongji.edu.cn);

孙 昕(1991—), 女, 贵州人, 硕士生, 从事钢结构连续性倒塌研究(E-mail: xgcl052@sina.com).

构的整体破坏或与初始破坏不成比例的破坏<sup>[2]</sup>。Ronan Point 公寓和 Alfred P Murrah 联邦大楼的破坏就是典型的连续性倒塌事件。世贸大楼双子塔连续性倒塌更是充分说明了这种易被忽略的破坏方式的严重性,同时对结构连续性倒塌的研究也成为热点<sup>[3]</sup>。目前,通过假定移除关键部位柱子检验剩余结构抗倒塌能力的“替代荷载构件法”是研究房屋建筑抗倒塌性能的通用方法。美国的 GSA 2013 规范<sup>[4]</sup>和 DoD 2005 规范<sup>[5]</sup>采用了这种方法来评估剩余结构的抗连续倒塌性能。笔者对不带楼板的钢框架梁柱子结构的抗连续倒塌性能做过一些研究,发现在大变形情形下激发的悬链线机制能够有效提高钢结构的抗倒塌能力<sup>[6-9]</sup>。截至目前,鲜见对于带压型钢板组合梁-方钢管柱结构的抗倒塌性能研究。

本文对带压型钢板组合梁-方钢管柱节点的抗倒塌性能进行试验研究,压型钢板选用开口型和闭口型两种截面型式,在双半跨单柱型梁柱子结构中模拟中柱失效工况,研究梁柱节点在连续性倒塌条件下的力学形态与抗力机理,并对比不用压型钢板截面型式对节点的受力性能的影响。

## 1 试验概况

### 1.1 试验设计

假设结构遭受底层内柱破坏,则将中柱移除后的剩余结构作为研究对象。把相邻梁柱节点看作固定端,那么中柱两侧梁的反弯点位于跨中。这样一来,可将中柱节点连同其两侧的半跨梁提取出来,并在其梁端设置铰支座,形成中柱节点子结构模型。梁跨度取为 4500 mm,柱长度取为 900 mm。试件钢材采用 Q345B。试验装置如图 1 所示,模型通过铰连接到两侧的水平反力架,限制模型在梁端仅发生绕销轴的转动以模拟连续性倒塌时周边结构对失效部位的横向约束。为了模拟实际结构中上部柱子对中柱节点的约束作用,在模型下方设置了竖向滑动支座,仅允许梁柱节点沿竖直方向移动。试验装置的水平反力通过底部的可拆卸地梁和中部的滑动支座实现自平衡,竖向反力通过作动器反力架实现自平衡。在中柱节点上部通过 2000 kN 作动器施加竖向集中荷载,作动器行程为 500 mm。

试验设计了两个带压型钢板组合梁-隔板贯通式方钢管柱梁柱子结构试件。方钢管柱的截面规格为  $\square 250 \times 14$ , H 形梁截面规格为  $H300 \times 150 \times 6 \times 8$ ,贯通式隔板厚 12 mm,混凝土板的宽度为 700 mm,

厚度为 100 mm。混凝土的强度等级为 C30。每个试件分别有 3 个用试件同批混凝土制作的 150 mm 立方体标准试块,在试件进行试验的同一天测量相应立方体试块的材性数据。ST-M-YXB40 试件的混凝土立方体抗压强度平均值为 36.33 MPa, ST-M-YX51 试件的混凝土立方体抗压强度平均值为 41.15 MPa。

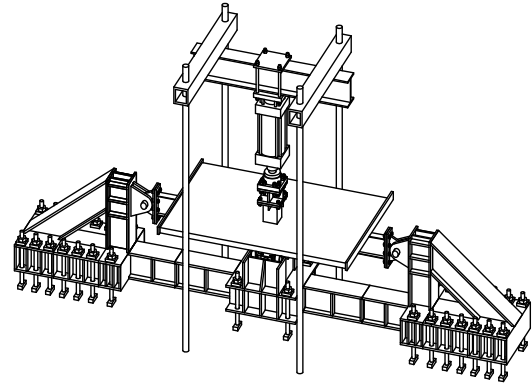
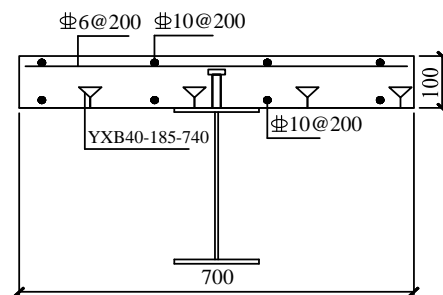


图 1 试验加载装置图

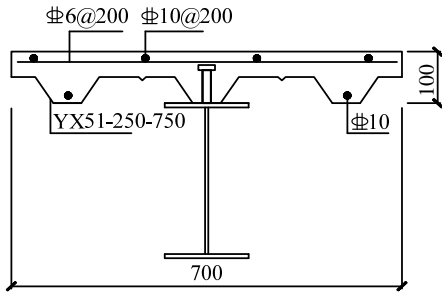
Fig.1 Test setup

为了模拟混凝土板边界连续的边界条件,在混凝土板靠近铰支座的两端设置了两块焊接在梁翼缘上的挡板,挡板的厚度为 30 mm。混凝土板内的纵向钢筋的端头焊接在两侧的挡板上。组合楼板与钢梁通过直径为 19 mm,长 80 mm 的栓钉连接在一起,各个栓钉之间的间隔为 250 mm。两个试件组合楼板与钢梁之间的连接均为部分剪力连接。梁上下翼缘与贯通式隔板采用开坡口全熔透焊缝连接,梁腹板与厚 6 mm 的方钢管柱外伸剪切板采用 10.9 级摩擦型高强螺栓连接。两个试件的主要区别是分别采用了开口型和闭口型的压型钢板,用以研究不同截面型式的组合楼板对梁柱节点受力性能的影响。试件 ST-M-YXB40 采用 YXB40-185-740 型压型钢板(闭口型),试件 ST-M-YX51 采用 YX51-250-750 型压型钢板(开口型),具体构造详情见图 2。

通过静力方式在柱顶施加竖向荷载,加载过程由位移控制,试件下翼缘断裂前,加载速率为 5 mm/min,试件下翼缘断裂后,加载速率为 8 mm/min。当加载



(a) 试件 ST-M-YXB40



(b) 试件 ST-M-YX51

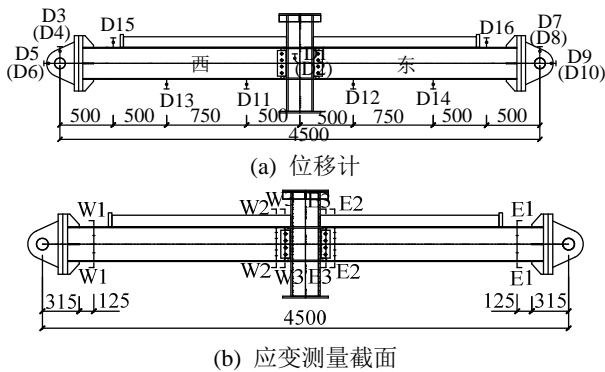
图 2 试件的节点构造详图

Fig.2 Details of connections in specimens

至柱底无变形空间时，试验结束。

### 1.2 试验测量

试验测量的内容包括两部分：位移测量和应变测量。试件的位移测量内容包括试件的竖向变形和梁端铰支座的平面内位移，以获取梁柱子结构的竖向大变形形态特征，并为后期的内力分析提供参照，位移计的布置如图 3(a)。试件的应变测量内容包括试件的重要钢梁截面应变、典型截面的混凝土应变和钢筋应变，以获取试验过程中梁柱子结构内力的变化，应变片测量截面的布置如图 3(b)。靠近梁端铰支座的截面 W1、E1 在试验过程中始终保持为弹性，则可依据该截面的应变值计算出该截面的内力，由此可进一步反算出其他梁截面的内力。在节点区附近设置 W2、E2 截面和 W3、E3 截面进行应变测量，用于获取节点区附近的应变分布特征，分析节点区的受力特征。其中，W3、E3 截面为此试验工况下的最不利截面。



(b) 应变测量截面

图 3 试验测量

Fig.3 Test instrumentations

## 2 试验结果

### 2.1 试验曲线与破坏模式

图 4 给出了两个试件的柱顶竖向荷载  $F$ -位移  $\delta$  关系曲线。曲线的纵坐标通过  $L_b = 2250$  mm(梁跨度的一半)无量纲化， $\theta = \delta/L_b$  为梁的弦转角， $\delta$  采用位

移计 D1 与 D2 测量的平均值。

#### 2.1.1 试件 ST-M-YX51

在加载位移达到约 25 mm( $\theta = 0.011$  rad,  $F = 246.4$  kN)时，荷载曲线表现出明显的非线性受力特征。当加载位移达到约 30 mm( $\theta = 0.013$  rad)时，试件的柱四周混凝土都开始开裂。当位移达到 52 mm( $\theta = 0.023$  rad)时，作动器荷载达到极大值 279 kN，此时 W3 截面梁下翼缘开始出现微小裂纹，W3、E3 截面梁的上翼缘都产生很大的屈曲变形同时导致与其直接接触的压型钢板发生严重屈曲变形，在板的边缘处可以明显看到压型钢板与混凝土脱离，组合楼板尽头的挡板也因为组合楼板的挤压而产生明显倾斜。在这之后荷载一直平稳下降，这个过程伴随着 W3 截面梁下翼缘裂缝的不断发展和 W3、E3 截面梁的上翼缘屈曲变形的发展，同时沿着柱西侧边缘混凝土板上出现一条横向贯通整个试件的裂缝并且越来越明显。当加载位移达到 130 mm( $\theta = 0.058$  rad)时，W3 截面梁下翼缘完全断裂，伴随着荷载的急剧下降，同时此时在 E3 截面梁下翼缘出现微小开裂。此后，随着加载继续进行，荷载快速增长，当加载位移达到 230 mm( $\theta = 0.102$  rad)时，荷载达到局部最大值 200 kN，此时 E3 截面梁下翼缘完全断裂，并且西侧剪切板下缘开裂，同时荷载急剧下降。而后，随着继续加大位移，两侧剪切板发展开裂的同时荷载持续缓慢增长。当加载位移达到 450 mm( $\theta = 0.216$  rad)时，因压型钢板碰到支座而中止试验，此时东侧剪切板开裂至第 3 颗螺栓处，西侧剪切板开裂至第四颗螺栓处，两侧上翼缘都被拉平，此阶段荷载最大曾达到 240 kN。试件 ST-M-YX51 的破坏现象如图 5 所示。

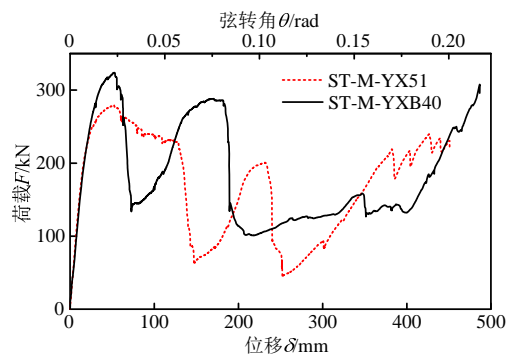


图 4 试件荷载-位移曲线

Fig.4 Load-displacement curves of specimens

#### 2.1.1 试件 ST-M-YXB40

在加载位移达到约 23 mm( $\theta = 0.010$  rad,  $F = 246.1$  kN)时，荷载曲线表现出明显的非线性受力特

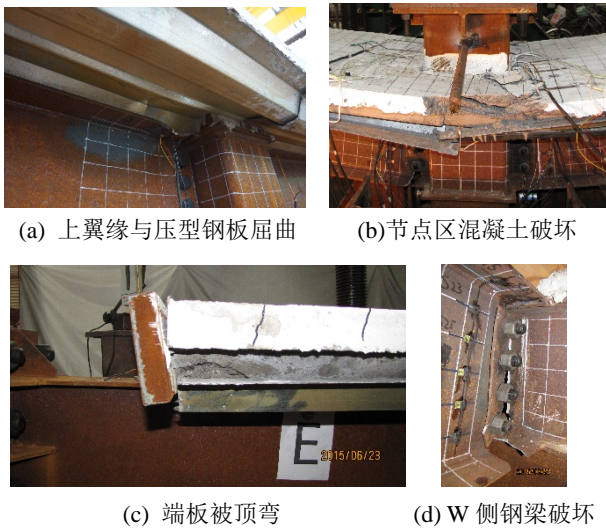
征。当加载位移达到约 30 mm( $\theta=0.013$  rad)时, 试件的柱四周混凝土开始开裂。当位移达到 53 mm ( $\theta=0.024$  rad)时, 作动器荷载达到极大值 324 kN, 此时 W3 截面梁下翼缘突然断裂, 荷载急剧下降, 沿着柱西侧边缘混凝土板出现一条明显的贯通裂缝, 但是两侧梁的上翼缘和压型钢板都没有发现屈服变形。此后荷载持续快速增长, 混凝土板上的贯通裂缝也持续加大, 当加载位移达到 171 mm( $\theta=0.076$  rad)时荷载达到局部极大值 288 kN。当加载位移达到 185 mm( $\theta=0.082$  rad)时, E3 截面梁下翼缘断裂, 同时西侧剪切板开裂, 荷载直线下降至 100 kN, 柱两侧混凝土剥落露出被压弯的钢筋。此后随着加载位移的增大, 西侧剪切板不断开裂, 荷载缓慢爬升, 直到加载位移达到 350 mm( $\theta=0.156$  rad)时, 荷载达到 155 kN 时东侧剪切板开裂并伴随着作动器荷载的缓慢下降。此后两侧剪切板不断开裂, 当加载位移达到 400 mm( $\theta=0.178$  rad)时, 荷载位移曲线快速增长, 一直到试验结束。当加载位移达到 485 mm( $\theta=0.216$  rad)时, 因试件碰到支座, 试验加载结束, 此时两侧剪切板都开裂到第 3 颗螺栓处, 荷载达到 307 kN。试件 ST-M-YXB40 的破坏现象如图 6 所示。



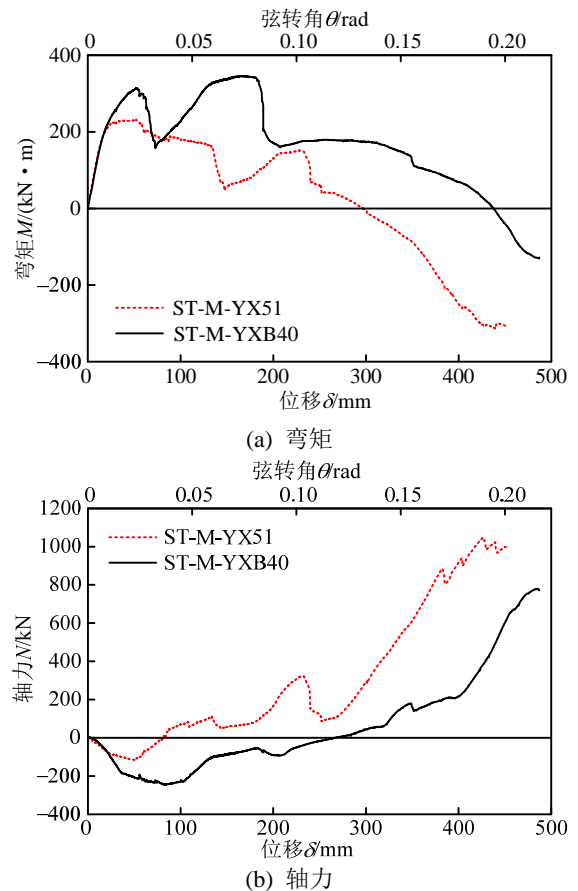
(c) 整体变形形态 (d) W 侧钢梁破坏  
图 6 试件 ST-M-YXB40 破坏现象  
Fig.6 Failures of ST-M-YXB40

### 3 结果分析

图 7 所示为试件最不利截面 E3 的弯矩和轴力发展曲线。对比两个试件的不同加载阶段, 我们可以看到: 1) 加载前期, 截面轴力为压力, 随着弯矩的增加而增加。此阶段, 结构抗力主要由压力拱机制和受弯机制提供。2) 随着加载位移的增大, 两个试件相继发生柱侧梁截面下翼缘的断裂, 同时也伴随着 E3 截面弯矩值的下降。3) 截面的虚拟弯矩随着开裂组合梁截面中性轴的上移而逐渐变小, 最终变为负值, 此时组合梁截面的轴力也因为悬链线机制的发展而快速变为拉力。



(a) 上翼缘与压型钢板屈曲 (b) 节点区混凝土破坏  
(c) 端板被顶弯 (d) W 侧钢梁破坏  
图 5 试件 ST-M-YX51 破坏现象  
Fig.5 Failures of ST-M-YX51



(a) 弯矩 (b) 轴力  
图 7 试件截面 E3 弯矩与轴力发展曲线  
Fig.7 Bending moment and axial force development at section E3 of specimens

(a) 始终未屈曲的上翼缘 (b) 节点区混凝土破坏

对比两个试件, 我们还可以发现很多差异:

1) ST-M-YXB40 试件在加载到  $\delta=53\text{ mm}$  时, 作动器荷载与 E3 截面弯矩几乎是同时达到最大值, 同时 W3 侧下翼缘快速断裂引起弯矩迅速下降, 破坏呈现明显的脆性破坏特征。而 ST-M-YX51 试件则是在加载到  $\delta=25\text{ mm}$  时, 关键截面 E3 截面的弯矩就已屈服形成塑性铰, 而作动器荷载直到  $\delta=52\text{ mm}$  时才到达最大值, 并且从此之后 E3 截面弯矩和作动器荷载都保持缓慢下降, 直到  $\delta=130\text{ mm}$  时 W3 截面下翼缘断裂。ST-M-YX51 试件前期的表现呈现出明显的延性特征。这种现象的出现与两种压型钢板的截面形状有很大的关系。闭口型压型钢板试件与开口型压型钢板试件相比, 闭口型试件的钢梁上翼缘被压型钢板紧密贴合使其难以发生屈曲, 而开口型试件的钢梁上翼缘只有部分位置与压型钢板接触从而难以阻止其上翼缘屈曲。只从前期效果来看, 限制上翼缘屈曲的闭口型压型钢板试件虽然能够在前期达到很高的承载力, 但是其呈现的脆性特性对于抗倒塌的目标是有害的; 与其相比尽管开口型的压型钢板试件在最高承载力上逊于闭口型压型钢板试件, 但是其优秀的延性破坏特性使其在达到抗倒塌目的的过程中能够吸收更多的能量。

2) 两个试件的轴力发展过程在试验的前中期呈现很大差异。ST-M-YX51 试件在加载到  $\delta=80\text{ mm}$  时, E1 截面的轴力就由压力变为拉力, 并且在这之后一直保持为拉力。ST-M-YXB40 试件 E1 截面的轴力一直到  $\delta=260\text{ mm}$  才由压力变为拉力。这个现象的出现也由两个试件压型钢板的不同特性引起。闭口型压型钢板由于倒三角形的压型钢板上翼缘的存在, 发生滑移之后可以继续咬合住混凝土, 使得组合梁的截面性能不出现明显削弱, 呈现一定的延性破坏性质。但开口型压型钢板-混凝土组合楼板一旦发生滑移, 由于容易发生垂直分离现

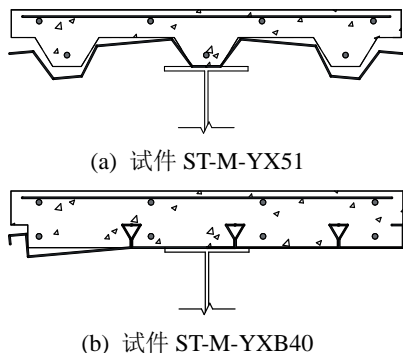


图 8 两种组合楼板破坏模式对比

Fig.8 Comparison of composite slab failure modes

象, 很快消失组合咬合力, 使得组合梁的截面性能产生明显削弱, 呈现一定的脆性破坏性质<sup>[10]</sup>。

两个试件后期都因为组合楼板碰到支座而未能将试验做到完全破坏, 因此这两个试件的悬链线机制都没能充分发挥。因此, 若试验能够继续进行, 这两个试件的后期悬链线机制主导的承载力很有可能超越前期抗弯机制和压力拱机制起主要作用时的承载力峰值。

## 4 结论

(1) 闭口型压型钢板能够有效咬合混凝土使组合楼板充分实现组合作用, 并且混凝土截面无削弱, 整体刚度大, 因此 ST-M-YXB40 试件在前中期都有相对较多的抗弯机制参与作用。但是因其能有效约束钢梁上翼缘, 使得钢梁上翼缘始终不能屈曲形成塑性铰, 在试验前期出现钢梁下翼缘过快断裂的脆性破坏现象。

(2) 因为开口型压型钢板不能完全约束钢梁上翼缘, 在试验的前期抗弯阶段, ST-M-YX51 试件的钢梁上翼缘屈曲使得组合梁形成塑性铰, 能够耗散较多的能量, 具备有利于抗倒塌的延性性能。但是, 开口型压型钢板与混凝土缺少咬合力, 很容易分离, 则不容易维持组合梁的组合性能。

(3) 建议使用闭口型压型钢板组合楼板的建筑, 在结构的关键节点部位通过构造措施保证钢梁上翼缘能够部分屈曲, 从而避免其前期的脆性破坏。

## 参考文献:

- [1] Su Y, Tian Y, Song X. Progressive collapse resistance of axially-restrained frame beams [J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(5): 600-607.
- [2] ASCE/SEI 7-10, Minimum design loads for buildings and other structures [S]. USA: American Society of Civil Engineers (ASCE), 2013.
- [3] Starossek U. Progressive collapse of structures [M]. London: Thomas Telford, 2009: 1-10.
- [4] GSA. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance [S]. USA: General Services Administration (GSA), 2013.
- [5] UFC 4-023-03. Unified facilities criteria (UFC), design of buildings to resist progressive collapse [S]. USA: Department of Defense (DoD), 2005.
- [6] 王伟, 李玲, 陈以一, 等. 圆钢管柱-H形梁外环板式节点抗连续性倒塌性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(7): 92-99.  
Wang Wei, Li Ling, Chen Yiyi, et al. Experimental study on progressive collapse behavior of CHS column-to-H beam connections with outer-diaphragm [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(7): 92-99. (in Chinese)

(参考文献[7]-[10]转第 178 页)

- Santa, Margherita, 2003: 271—278.
- [7] Nikitas N, Macdonald J, Jakobsen J, et al. Critical Reynolds number and galloping instabilities: experiments on circular cylinders [J]. *Experiment Fluids*, 2012, 52(5): 1295—1306.
- [8] 刘庆宽, 郑云飞, 马文勇, 等. 雷诺数效应对斜拉索气动特性的影响[J]. *工程力学*, 2013, 30(2): 284—289.  
Liu Qingkuan, Zheng Yunfei, Ma Wenyong, et al. Reynolds number effects on aerodynamic characteristics of stay cables [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(2): 284—289. (in Chinese)
- [9] 王卫华, 李明水, 陈忻. 斜拉索的阻力系数研究[J]. *空气动力学报*, 2005, 23(3): 389—393.  
Wang Weihua, Li Mingshui, Chen Xin. The resistance coefficient of stay-cables study [J]. *Journal of Aerodynamic*, 2005, 23(3): 389—393. (in Chinese)
- [10] Matsumoto M, Yagi T, Hatsuda H, et al. Dry galloping characteristics and its mechanism of inclined/yawed cables [J]. *Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2010, 27(3): 317—327.
- [11] 刘庆宽. 多功能大气边界层风洞的设计与建设[J]. *实验流体力学*, 2011, 25(3): 66—70.  
Liu Qingkuan. Aerodynamic and structure design of multifunction boundary-layer wind tunnel [J]. *Journal of Experiments in Fluid Mechanics*, 2011, 25(3): 66—70. (in Chinese)

-----  
(上接第 153 页)

- [7] 李玲, 王伟, 陈以一, 等. 连续性倒塌工况下钢管柱框架节点的破坏模式与鲁棒性[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(4): 9—15.  
Li Ling, Wang Wei, Chen Yiyi, et al. Failure modes and robustness of beam-to-column joints for steel tubular frame resisting progressive collapse [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(4): 9—15. (in Chinese)
- [8] Qin X, Wang W, Chen Y, et al. Experimental study of through diaphragm connection types under a column removal scenario [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2015, 112: 293—304.
- [9] Wang W, Fang C, Qin X, et al. Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse [J]. *Engineering Structures*, 2016, 106: 332—347.
- [10] 成钟寿. 闭口型压型钢板——混凝土组合楼板的承载性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2011.  
Cheng Zhongshou. Study on load carrying capacities of composite slab with closed profiled steel sheeting [D]. Beijing: Tsinghua University, 2011. (in Chinese)