

组合梁-方钢管柱刚接节点抗连续倒塌性能试验研究

孙 昕¹, 王 伟^{2,3}, 王俊杰^{2,3}, 赵 勇¹

(1. 贵阳学院 城乡规划与建筑工程学院, 贵州贵阳 550005; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;
3. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

摘要:为研究楼板对组合梁-方钢管柱刚接节点抗连续性倒塌性能的影响和破坏机理,以组合梁-方钢管柱刚接节点为研究对象,设计并制作了中柱和边柱两个节点试验子结构。通过静力加载试验分别研究了失效柱处节点(中柱节点)和相邻柱处节点(边柱节点)的破坏模式和受力性能。试验结果表明,中柱节点子结构在小变形下的承载力主要由抗弯机制和压拱效应共同提供,大变形下的承载力主要由悬索机制提供;而边柱节点子结构在小变形下的承载力主要由抗弯机制提供,大变形下的承载力主要由悬索机制提供。压拱效应的存在使得中柱节点子结构在受弯阶段的竖向承载力提高了 20%,但压拱效应的存在也会推迟悬链线效应的发展,因此在悬索阶段,失效柱邻侧节点 ST-S-RC 的结构抗力明显高于失效柱中柱节点 ST-M-RC 的。

关键词:组合结构; 刚接节点; 静力试验; 连续性倒塌; 压力拱效应; 悬链线效应

中图分类号:TU391 TU317.1 **文献标志码:**A

Experimental behavior of composite beam-rectangular steel tube joints under progressive collapse scenario

SUN Xin¹, WANG Wei^{2,3}, WANG Junjie^{2,3}, ZHAO Yong¹

(1. School of Urban and Rural Planning & Civil Engineering, Guiyang University, Guiyang 550005, China;
2. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;
3. Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to explore the slab effect and the failure mechanism of composite beam-rectangular steel tube joints under progressive collapse scenario, two composite beam-rectangular steel tube joints specimens were designed, made and tested to investigate the failure mode and mechanical property. One joint (interior joint) above the removed column was loaded under sagging deflection, and the other joint (exterior joint) adjacent to the removed column was loaded under hogging deflection. The results show that the resistant mechanism of the interior joint is flexural action and compressive arch action at small deformation and catenary action of large deformation. While the resistant mechanism of the exterior joint is the flexural action at small deformation and the catenary action at large deformation. However, compressive arch action is observed in the interior joint specimen and increases the flexural resistance by 20%. Meanwhile, the compressive arch action also postpones the catenary action, which causes the resistance of the interior joint specimen at the large deformation stage is much smaller than that of the exterior joint specimen.

Keywords: composite structure; rigid joint; static test; progressive collapse; compressive arch action; catenary action

基金项目:贵州省教育厅青年科技人才成长项目(黔教合 KY 字[2018]304),贵阳市科技局-贵阳学院科技专项资金(GYU-KYZ(2019~2020)CJ-07)。

作者简介:孙昕,出生于1991年,女,工程硕士,讲师,主要从事钢结构相关研究。email: 547250514@qq.com

通信作者:王伟,出生于1977年,男,工学博士,教授,主要从事钢结构抗震研究。email: weiwang@tongji.edu.cn

收稿日期:2019年9月

0 引言

连续倒塌始于少数关键结构构件的偶然破坏,其承担的荷载传递到相邻构件,继而导致相邻构件的破坏,最终使得结构的大部分甚至全部倒塌^[1]。最终破坏和初始破坏在破坏程度上的不成比例性,以及倒塌发展过程中的连续性,是结构连续倒塌的两个主要特征。引起连续倒塌初始破坏的原因包括设计或施工失误,爆炸、撞击、火灾等突发事件等。结构连续倒塌的研究始于1968年Ronan Point公寓因燃气爆炸而倒塌,在此之后,英国、加拿大和美国的设计规范中开始出现结构鲁棒性的概念^[2-4]。1995年,Alfred P. Murrah联邦大楼爆炸是最典型的结构连续倒塌事件,其外侧边柱的破坏迅速扩展至相邻结构,倒塌过程表现出明显的不成比例性^[5]。在911事件之后,连续倒塌研究的热度迅速升温。不过,世贸大楼的倒塌是否应归类为连续倒塌仍有争议^[6-7],但是,以上3个典型事件都展现了结构局部破坏可能导致的严重后果。

现有的倒塌设计规范,如GSA 2013^[8]、DoD 2016^[9]中提供了连续倒塌抗力的评估途径和概念性设计措施,但缺乏具体的设计与计算方法,对工程设计的实际指导意义并不大^[10]。在结构发生局部破坏后,提升残余结构各部分间的相互拉结能力是提高结构抗倒塌能力最有效的方法,因此梁柱节点对结构的抗倒塌能力影响很大。国内外学者对钢梁-钢柱节点在移除柱工况下的节点性能开展了一系列研究。Sadek等^[11]通过试验和数值模拟发现狗骨式梁-柱刚接节点可以提高钢框架在悬链线作用下的变形能力和承载能力。Li等^[12]对中柱失效的条件下全焊和栓焊混合连接的圆钢管刚接节点抗连续倒塌性能进行试验研究,结果表明栓焊混合节点通过抗弯机制和悬链线机制提供竖向抗力并且节点在发生弯曲阶段的破坏后具有更高的强度冗余度和变形能力。Qin等对方钢管柱-H形钢梁隔板贯通式刚接节点的抗连续性倒塌性能进行了试验研究,结果表明隔板贯通式节点从小变形下的弯曲机制转变到大变形下的悬链线机制后,能够更加充分发挥悬链线作用,有利于提升结构的抗连续性倒塌性能^[13];又对方钢管柱-H形钢梁隔板贯通式刚接节点进行改进,即在梁下翼缘与隔板之间补充螺栓连接的盖板作为节点加强构造^[14]。节点加强的盖板连接构造可有效增大梁下翼缘传力失效前节点子结构的竖向变形能力并充分发挥梁内轴向拉力产生的悬链线效应。以上研究均表明,小变形阶段的抗弯机制和大变形阶段的悬链线机制是钢梁-柱刚接节点在连续倒塌工况下的主要抗力机制。

DoD 2016^[9]中规定,如果梁系统在弦转角达到0.2rad前不能提供足够强的水平拉结力,那么楼板系统将要作为承担水平拉结力的主要结构构件。Guo等^[15-17]研究了带混凝土楼板的全焊接刚接节点和端板连接半刚接节点在连续倒塌工况下的性能,试验结果表明采用全焊刚接节点的组合框架比采用端板连接半刚接节点的组合框架的承载力和延性更好。Yang等^[18-19]通过试验研究发现,闭口型压型钢梁组合楼板可以提高剪切板连接铰接节点和端板连接半刚接节点在连续倒塌工况下的受弯承载力和悬链线抗力。截至目前,对于带楼板的栓焊刚接节点在连续倒塌工况下的性能研究仍比较匮乏。因此,本文中对置钢筋混凝土组合楼板的梁-钢管柱组合刚接节点子结构进行了中柱失效条件下的连续倒塌试验研究,考察失效柱下和失效柱邻侧节点子结构的抗连续性倒塌受力性能与破坏模式,探讨楼板对于钢结构节点子结构的影响与破坏机理。

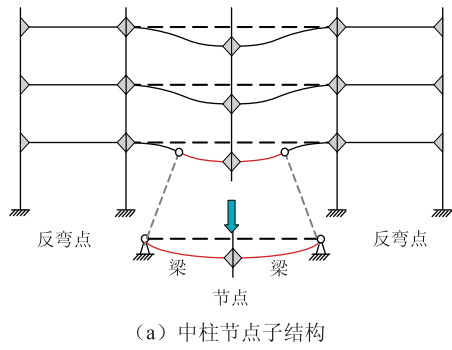
1 试验概况

1.1 子结构简化模型

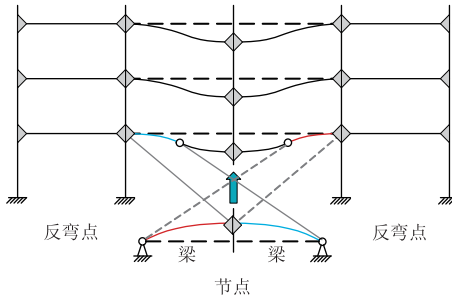
试验的研究对象为平面框架在底层遭受中柱破坏后的残余结构,通过试验研究其在连续倒塌工况下的性能。如图1所示,由于失效跨框架梁在竖向荷载作用下将发生双曲线反对称变形,因此假定失效柱两侧的梁柱节点被完全约束,与失效柱相连的梁反弯点则处于梁跨中的位置。规定平面框架中的中柱节点为失效部位的柱节点,边柱节点为失效部位的相邻柱节点。对于中柱节点子结构,假定反弯点位于失效柱两侧的梁跨中,将失效柱两侧梁跨中反弯点间的梁柱子结构提取出来,端约束设置为固定铰支座,即为中柱节点子结构简化试验模型(图1a),其表现为受向下集中荷载的简支梁。对于边柱节点子结构,假定失效柱左右相邻柱完全对称,将失效柱左右侧梁的跨中反弯点与相邻边柱之间的半跨梁分别提取出来,并将左右两侧完全对称的相邻柱合并,形成边柱节点子结构简化试验模型(图1b),其表现为受向上集中荷载的简支梁。

1.2 试件设计

对应于图1中的两个梁柱子结构,试验中共设计了两个足尺试件,编号分别为ST-M-RC和ST-S-RC。其中,ST代表隔板贯通式方钢管柱,M、S分别代表中柱节点子结构、边柱节点子结构,RC代表钢筋混凝土楼板。试件ST-M-RC受竖直向下的荷载作用发生向下的变形,试件ST-S-RC受竖直向上的荷载作用发生向上的变形,因此试件ST-M-RC的下部需要留出发生竖直向下的变形空间,即试件ST-M-



(a) 中柱节点子结构



(b) 边柱节点子结构

图1 节点子结构简化模型

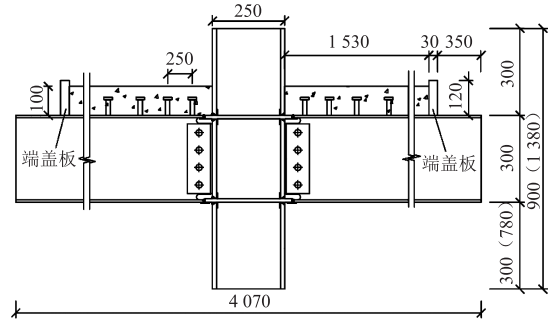
Fig. 1 Simplified models of subassemblies

RC 的下部柱长较短,如图 2a 所示。

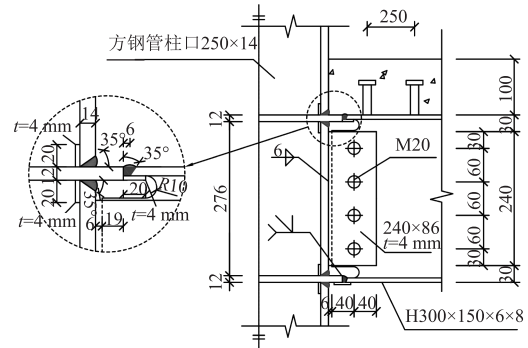
两个试件除柱长度不同外,其余构造完全相同。试件 ST-M-RC 柱长度为 900 mm,试件 ST-S-RC 柱长度为 1 380 mm。试件总长为 4 070 mm,方钢管柱截面规格为 $\square 250 \times 14$,钢梁截面规格为 H300 \times 150 \times 6 \times 8。如图 2b 所示,贯通式隔板与方钢管柱和梁翼缘之间通过开坡口全熔透焊接连接,隔板厚度为 12 mm。剪切板基于等强原则与梁腹板等厚度 (6 mm) 并通过 4 个 M20 高强螺栓连接。如图 2c 所示,钢筋混凝土楼板尺寸为 100 mm \times 700 mm,布置双层直径为 10 mm 的纵向受力钢筋和直径为 6 mm 的分布钢筋。楼板与钢梁之间的部分抗剪连接采用直径为 19 mm、高为 80 mm 的单排栓钉,栓钉间距为 250 mm。同时,为了考虑连续的楼板边界条件,在混凝土楼板沿梁方向的端部设计了两块焊接于梁翼缘的端盖板,并将楼板内的纵向钢筋焊于其上,端盖板尺寸为 740 mm \times 120 mm \times 30 mm,此外,端盖板也兼作浇筑混凝土时的模板。

1.3 材料性能

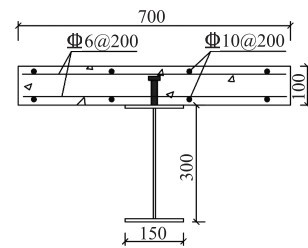
试件中的钢构件采用 Q345 钢材,钢筋均采用 HRB400 钢材,钢材的屈服强度 f_y 、抗拉强度 f_u 和伸长率 A 列于表 1 中。混凝土采用强度等级为 C30 的商品混凝土,浇筑混凝土时制作 3 个边长为 150 mm 的混凝土立方体试块,测得混凝土立方体抗压强度平均值为 37 MPa。



(a) 试件构造



(b) 梁柱节点详图



(c) 楼板构造详图

图2 试件构造详图

Fig. 2 Specimen details

表1 钢材材性试验结果

Table 1 Test results of steel

钢材种类	$t(d)/\text{mm}$	f_y/MPa	f_u/MPa	$A/\%$
钢管柱平直段	14	300	406	48.67
钢管柱弯角段	14	468	545	20.54
钢梁翼缘	8	400	556	36.10
钢梁腹板	6	400	560	34.24
隔板	12	363	517	43.37
HRB400 钢筋	10	528	713	—
HRB400 钢筋	6	537	754	—

注: t 、 d 分别为钢板厚度及钢筋直径。

1.4 加制装置及加载制度

如图 3 所示,试验装置由水平反力装置和竖向反力装置组成。试件两端通过铰固定到水平反力架,仅允许试件梁端出现转动。柱顶采用 2 000 kN 伺服作动器施加竖向荷载,柱底采用竖向滑动约束,使柱下端只能沿竖向进行轴向活动。

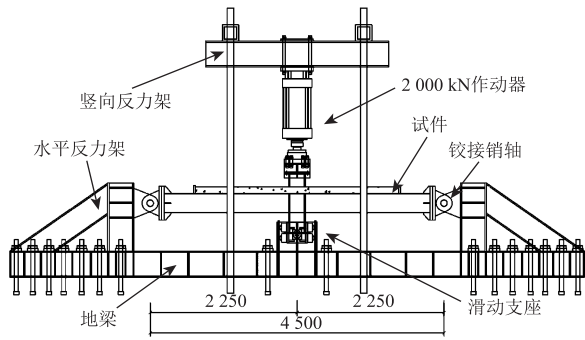
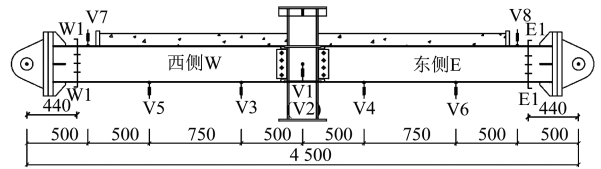


图3 试验加载装置
Fig.3 Test setup

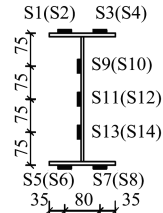
两试件的加载制度相同。试验加载过程由位移控制,采用三级加载制度,各级加载之间持荷约3 min,在达到屈服位移(约为30 mm)前,位移增量取为10 mm;达到屈服位移后,位移增量取为40 mm。加载速率小于7 mm/min,作动器行程为450 mm。

1.5 测量方案

试验中主要对位移和应变进行测量。位移测量是为了监测节点子结构在加载过程中的竖向变形情况,位移测点布置情况如图4a所示。应变测量是为了监测重要截面处钢梁、混凝土以及钢筋的应变分布与发展。在试验过程中远离节点域的端部截面W1-W1和截面E1-E1始终没有进入塑性,即可根据应变计算截面内力,进而推算梁端铰接支座处的反力,截面W1-W1和截面E1-E1的应变测点布置如图4b所示。节点连接区域的截面W3-W3和截面E3-E3为钢梁上、下翼缘焊接部位,节点连接区域的截面W2-W2和截面E2-E2 楼板、钢筋应变测点的布置如图4c所示。

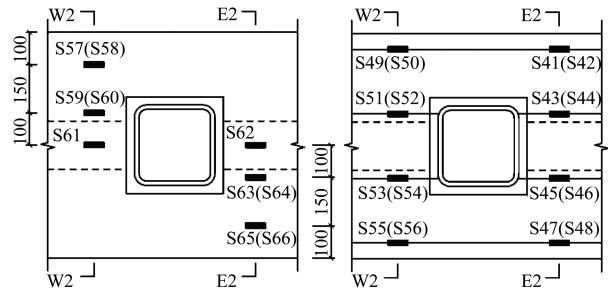
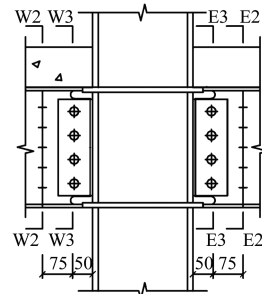


(a) 位移测点布置



W1-W1截面(E1-E1截面)

(b) 截面W1-W1和E1-E1应变测点布置



楼板应变测点

钢筋应变测点

(c) 楼板、预埋钢筋应变测点布置

2 试验结果及其分析

2.1 试验现象与破坏模式

图5给出了试件ST-M-RC和试件ST-S-RC的柱顶荷载-柱顶位移($F-\delta$)的关系曲线,其中横坐标(即柱顶竖向位移 δ)采用梁跨度的一半 L_b ($L_b = l_0/2 = 2250$ mm)归一化得到梁弦转角 θ ,用以表示节点子结构的相对变形量,即 $\theta = \delta/L_b$, δ 为位移计V1和V2的平均值。两个试件主要试验现象的发生时刻标示于图5中,对应的试件破坏形态见图6、7。

对于试件ST-M-RC,当加载位移达到36 mm($\theta = 0.016$ rad,特征点A1)时,曲线明显进入非线性段,混凝土楼板受压后在柱周围出现裂缝并不断向外扩展(图6a)。当加载位移达到93 mm($\theta = 0.041$ rad,特征点A2)时,西侧梁截面W3-W3下翼缘焊接部位受拉发生断裂,混凝土楼板逐渐被压碎并出现局部脱

图4 测点布置

Fig.4 Schematic of instrumentation arrangement

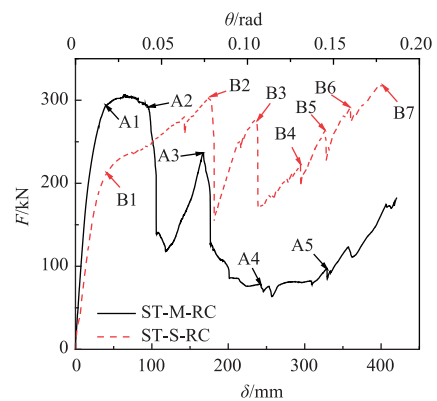


图5 荷载-位移曲线

Fig.5 Load-displacement curves of specimens

落(图6b),荷载从294 kN下降至118 kN后迅速恢复上升。当加载位移达到167 mm($\theta=0.074$ rad,特征点A3)时,东侧梁截面E3-E3下翼缘焊接部位受拉断裂,至此东西侧下翼缘不再传递拉力,荷载从236 kN迅速下降至125 kN(图6c)。节点子结构由腹板螺栓代替梁下翼缘继续保证试件ST-M-RC中梁柱间的有效拉结,因此观察到腹板螺栓孔受到局部挤压而逐渐变形。此后荷载维持平稳波动又再次上升,当加载位移达到245 mm($\theta=0.109$ rad,特征点A4)时,西侧剪切板螺栓孔发生冲剪破坏,螺栓孔由下至上逐个开裂(图6d)。当加载位移达到330 mm($\theta=0.147$ rad,特征点A5)时,东侧螺栓挤压腹板,东侧梁腹板沿螺栓孔由下至上断裂(图6e)。当加载位移达到420 mm($\theta=0.187$ rad)时,作动器加载行程达到最大,加载结束。

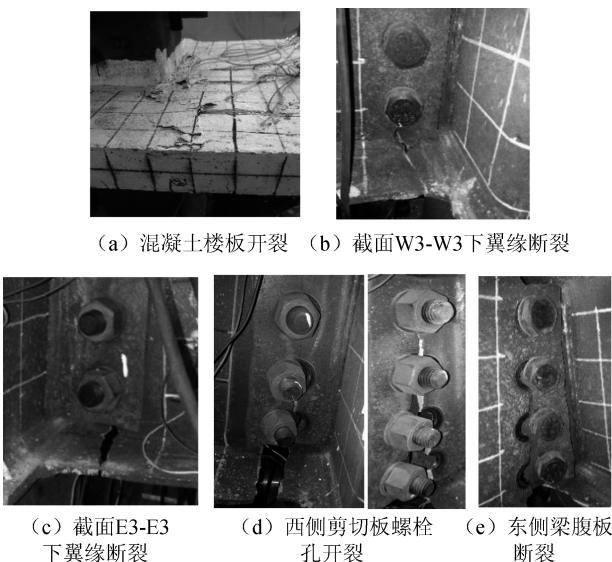


图6 试件ST-M-RC破坏过程
Fig.6 Failure process of ST-M-RC

对于试件ST-S-RC,当加载位移达到42 mm($\theta=0.019$ rad,特征点B1)时,曲线明显进入非线性段,混凝土楼板受拉并在表面迅速出现大量裂缝(图7a)。当加载位移达到176 mm($\theta=0.078$ rad,特征点B2),西侧梁截面W3-W3上翼缘焊接部位受拉并发生断裂(图7b),荷载从303 kN下降至152 kN后迅速恢复上升。当加载位移达到235 mm($\theta=0.104$ rad,特征点B3)时,东侧梁截面E3-E3上翼缘焊接部位发生断裂(图7c),荷载从276 kN迅速下降至170 kN。此后由混凝土楼板和腹板继续为子结构梁柱连接提供有效拉结力,因此荷载再次上升。随着位移不断增加,混凝土不断脱落失效、钢筋进入屈服。当加载位移达到300 mm($\theta=0.133$ rad,特征点B4)时,观察到东侧梁腹板螺栓孔由上至下逐个发生冲剪破坏

(图7d)。当加载位移达到335 mm($\theta=0.149$ rad,特征点B5)时,观察底面楼板上层钢筋断裂(图7e);当加载位移达到360 mm($\theta=0.160$ rad,特征点B6)时,顶面楼板上层钢筋断裂(图7f)。当加载位移达到400 mm($\theta=0.178$ rad,特征点B7)时,东侧梁截面E3-E3下翼缘焊接部位断裂(图7g),梁柱间已无法再进行有效拉结,荷载从317 kN迅速下降并不再上升,加载结束。

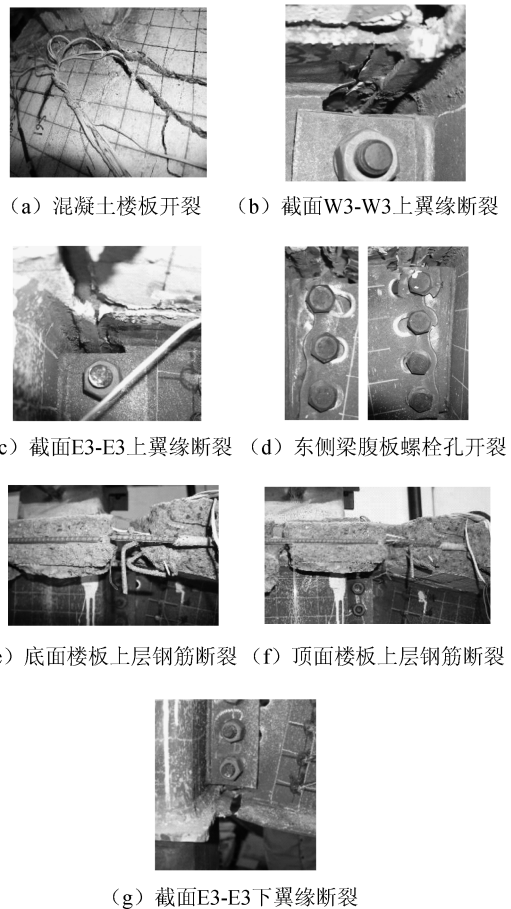


图7 试件ST-S-RC破坏过程
Fig.7 Failure process of specimen ST-S-RC

2.2 竖向变形

图8为两试件在加载过程中的整体竖向变形曲线,其中, d_c 为截面距节点中心距离,规定位移值向上为正。从竖向变形曲线的发展可知,两试件在加载前期($\delta < 50$ mm)以弯曲机制为主,变形显现受弯特征;随着加载位移不断增大,两试件进入悬链线机制,在 $\delta < 300$ mm时试件变形显现为受拉悬索形态;最终观察到两试件的两侧梁段基本被拉直。当试件ST-M-RC和试件ST-S-RC的竖向位移绝对值分别超过100 mm和200 mm时,两试件的竖向变形形态不再对称。这是因为当试件一侧梁翼缘断裂之后,柱底滑动约束不再对称,导致两侧竖向位移出现差异。

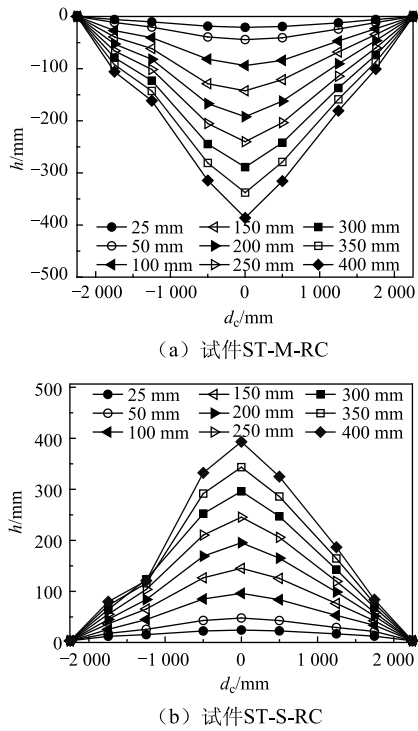


图8 试件竖向变形曲线
Fig. 8 Deflection development curves

2.3 应变变化

考虑到两试件各自的对称性,图9中仅给出了试件西侧部分的应变-位移($\varepsilon-\delta$)发展曲线,包括W1-W1截面的钢梁应变发展(图9a,9b),W2-W2截

面的楼板混凝土(图9c,9d)和楼板钢筋(图9e,9f)的应变发展。其中 S_{tr} 为钢梁上翼缘测点S1和测点S3的平均值, S_{br} 为钢梁下翼缘测点S5和测点S7的平均值。

从图9a,9b可以看出,试件ST-M-RC在加载位移小于36 mm时,截面W1-W1的上翼缘迅速发展压应变、下翼缘迅速发展拉应变,这符合试件ST-M-RC受竖直向下位移加载并呈现正向弯曲形态。当加载位移在36~93 mm时,截面W1-W1开始进入屈服状态,应变表现基本保持不变;同时,截面W1-W1表现出明显的压弯特征,即上翼缘受压、下翼缘受拉。梁截面的中性轴靠下,因此下翼缘应变明显大于上翼缘应变的绝对值;根据应变值判断梁截面的中性轴在测点S13附近。当截面W3-W3梁下翼缘发生断裂失效($\delta=93$ mm)后,截面W1-W1的应变明显减小。直至加载位移达到105 mm时,截面W1-W1下翼缘的拉应变减小为零并开始向压应变发展,这是因为变形后钢梁开始受压,截面W1-W1逐渐进入全截面受压状态。当加载位移达到204 mm时,试件承载力由弯曲机制向悬链线机制转变,截面W1-W1再次呈现受弯特征。随着加载位移的不断加,钢梁不断由下至上发生断裂失效后,截面W1-W1的有效截面不断向上翼缘方向缩减,上翼缘承受绝大部分荷载,因此上翼缘的应变不断增加。当加载位移达到330 mm时,上翼缘的应变由负转变为正,试

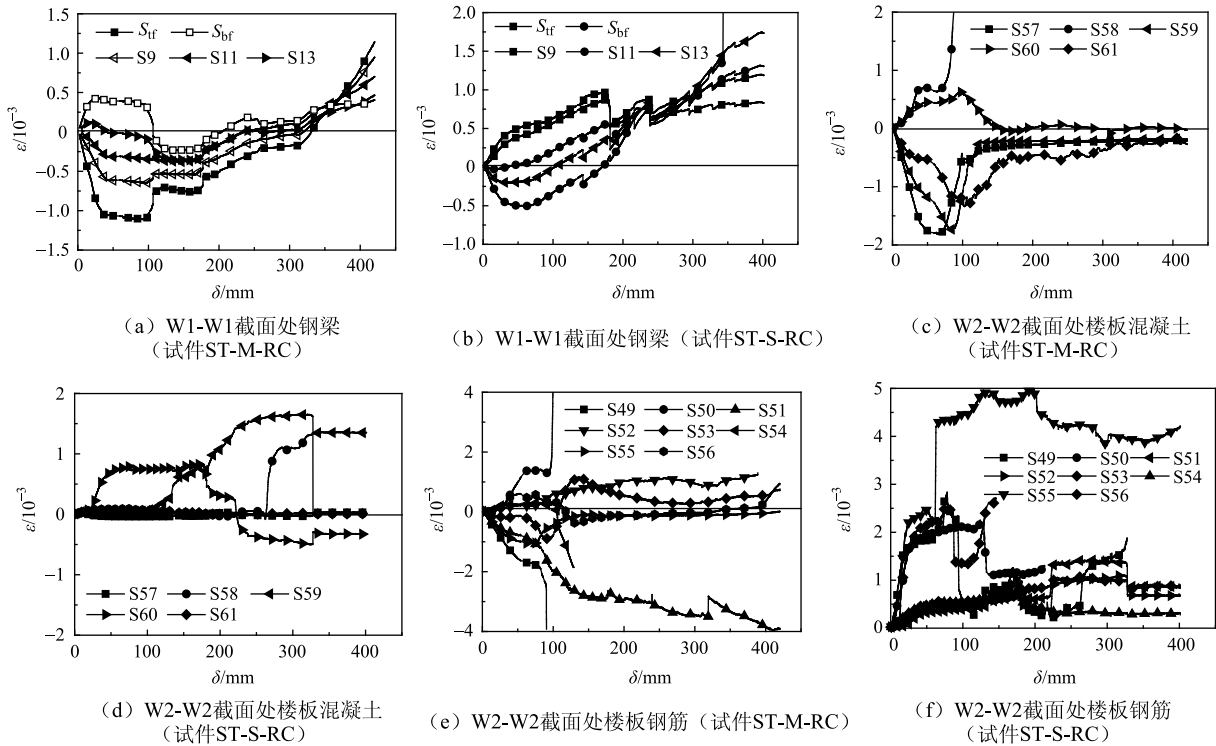


图9 应变-位移曲线
Fig. 9 $\varepsilon-\delta$ curves

件的承载力主要由悬链线效应提供的拉力承担,截面 W1-W1 进入全截面受拉状态。

对于试件 ST-S-RC,当加载位移小于 42 mm 时,截面 W1-W1 的上翼缘迅速发展拉应变、下翼缘迅速发展压应变;截面 W1-W1 体现出明显的反向受弯特征,即上翼缘受拉、下翼缘受压,这符合试件 ST-S-RC 受竖直向上位移加载,使试件呈现反向弯曲形态。当加载位移达到 42 mm 时,截面 W1-W1 进入屈服阶段,混凝土楼板持续受拉开裂,上、下翼缘应变的增长变缓但仍保持继续上升的趋势。直至加载位移达到 176 mm 时,截面 W3-W3 的梁上翼缘发生断裂,混凝土楼板基本开裂失效,截面有效抗弯强度减小,并且伴随试件 ST-S-RC 呈现不断伸长的变形特点,截面 W1-W1 进入全截面受拉状态。随着加载位移的不断增大,试件 ST-S-RC 发生由上至下的断裂失效,使得有效截面部分向下翼缘方面缩减,截面 W1-W1 的下翼缘应变迅速增大,而上翼缘应变基本不变。

从图 9c~9f 可以看出,对于试件 ST-M-RC,当加载位移小于 36 mm 时,截面 W2-W2 混凝土楼板和楼板钢筋的顶层和底层呈发展对称的拉压应变。当加载位移小于 167 mm 时,试件 ST-M-RC 混凝土楼板的底层表面和混凝土楼板内的底层预埋钢筋应变为压应变,而混凝土楼板的顶层表面和混凝土楼板内的顶层预埋钢筋应变为拉应变,因此该阶段截面的中性轴出现于混凝土楼板中。当加载位移大于 167 mm 时,试件 ST-M-RC 的楼板混凝土因楼板变形而一直处于受压状态,直至混凝土被压碎失效。

对于试件 ST-S-RC,当加载位移小于 42 mm 时,混凝土楼板和预埋钢筋的应变均为拉应变,即呈现出全截面受拉状态。但随着加载位移的不断增大,混凝土逐渐剥落,因此当加载位移大于 176 mm 时,混凝土楼板和预埋钢筋的应变测量值基本不再具有参考价值。

3 连续倒塌性能分析

3.1 内力分析

两试件梁内的轴力 N 和弯矩 M 可根据弹性截面 W1-W1、E1-E1 的应变测量值按式(1)和式(2)计算得到。

$$N = EA \frac{\sum \varepsilon}{n} \quad (1)$$

$$M = EI \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta h} \quad (2)$$

式中: E 为钢材弹性模量; A 为梁截面面积; $(\sum \varepsilon)/n$ 为截面平均轴向应变, ε 为应变测量值, n

为应变测点数量; I 为截面绕强轴的惯性矩; $\Delta \varepsilon/\Delta h$ 为截面曲率。

图 10 为试件 ST-M-RC 和试件 ST-S-RC 截面 W1-W1 和 E1-E1 的内力发展变化曲线。从图 10 中可观察到两个试件的 W1-W1 和 E1-E1 截面的轴力发展并不完全相同,这是由于试验中无法保证试件两侧的绝对对称,其中的主要因素有材料的各向异性、试验两侧支座的微小误差,以及两侧梁翼缘断裂时刻的差异。对于试件 ST-M-RC,当加载小于 36 mm 时,截面 W1-W1 和 E1-E1 迅速发展轴压力和正弯矩;当加载位移达到 36 mm 时,即混凝土楼板表面出现明显裂缝时,截面 W1-W1 和 E1-E1 的轴力和弯矩发展变缓并基本保持不变;直至西侧梁截面 W3-W3 下翼缘发生断裂($\delta = 93$ mm)时,截面 W1-W1 和 E1-E1 轴力和弯矩急剧下降后再次上升,由剩余截面继续承担竖向承载力;当加载位移至 330 mm 时,即东侧梁腹板沿螺栓孔由下至上开裂时,截面 W1-W1 和 E1-E1 的轴力由压力转为拉力,弯矩由正弯矩转为负弯矩,并且轴拉力和负弯矩不断发展,直至试验结束。对于试件 ST-S-RC,当加载位移小于 42 mm 时,轴力缓慢发展且表现为拉力,正弯矩迅速发展,该阶段主要以弯曲机制提供抗力;此后,轴力持续缓慢发展而弯矩基本保持不变;当加载位移达到 176 mm 时,轴力开始迅速上升而弯矩开始下降,试件主要由悬链线作用提供承载力。当观察到东侧梁腹板由下至上开裂($\delta = 300$ mm)时,由正弯矩转变为负弯矩,此后轴拉力依旧不断增长,直至试验结束。

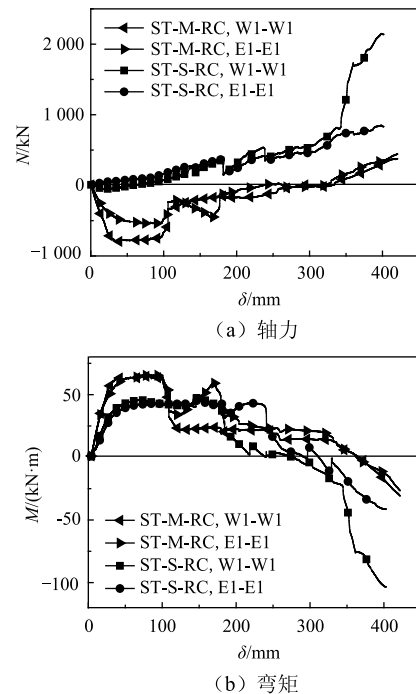


图 10 试件内力曲线
Fig. 10 Internal force curves of specimens

从图 10 中可以观察到,试件 ST-M-RC 在加载前期迅速发展了较大的轴压力,表现出明显的压拱效应。随着向下的竖向位移不断增加,钢筋混凝土楼板被压缩导致在楼板中出现轴压力 C_c ,此轴压力会抵消钢梁因拉伸产生的轴拉力 T_s ,如图 11 所示。因此节点子结构的轴力 T 由钢筋混凝土楼板和钢梁两部分的轴力共同组成, $T = T_s - C_c$ 。

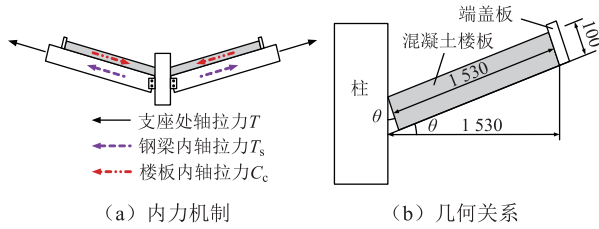


图 11 试件 ST-M-RC 中混凝土楼板的影响
Fig. 11 Effect of concrete slab in specimen ST-M-RC

由图 11 可知,混凝土楼板内的压力主要源于楼板和柱之间的挤压。但随着柱竖向位移的增大,梁会不断伸长,导致在竖向位移超过某一值后,楼板会和柱壁脱离接触,此时由楼板和柱壁互相挤压而产生的压力 C_c 就会消失。楼板和柱壁脱离时的位移可根据式(3)求得。

$$L + d \tan \theta = \frac{L}{\cos \theta} \quad (3)$$

其中: L 为柱壁和端盖板之间混凝土楼板的长度, $L = 1\,530\text{ mm}$; d 为混凝土楼板的厚度, $d = 100\text{ mm}$; θ 为梁的弦转角。

楼板和柱壁脱离时的弦转角 $\theta = 7.48^\circ$,对应的竖向位移为 $\delta = 295\text{ mm}$ 。从图 10 可以看出,试件 ST-M-RC 两侧梁内轴力在竖向位移达到约 300 mm 时开始转变为拉力,此试件的后期承载力也是在竖向位移大于 310 mm 时快速发展(图 5),这都表明了混凝土楼板内的压力 C_c 会导致悬链线抗力发展的相对滞后。

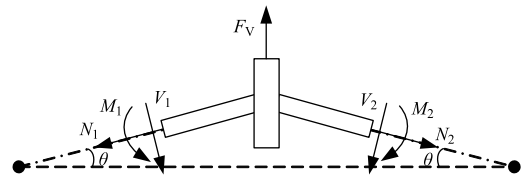
3.2 抗力机制

两个试件中,竖向承载力 F_V 主要由弯曲机制提供的承载力 F_S 和悬链线作用提供的承载力 F_A 共同组成,其中弯曲作用提供的承载力 F_S 主要由剪力 V_1, V_2 的竖向分力组成,悬链线作用提供的承载力 F_A 主要由轴力 N_1, N_2 的竖向分力组成,如式(4)、(5)和图 12a 所示。

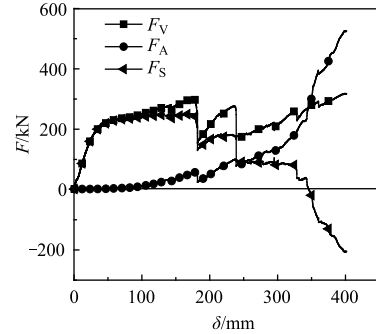
$$F_A = N_1 \sin \theta + N_2 \sin \theta \quad (4)$$

$$F_S = F_V - F_A \quad (5)$$

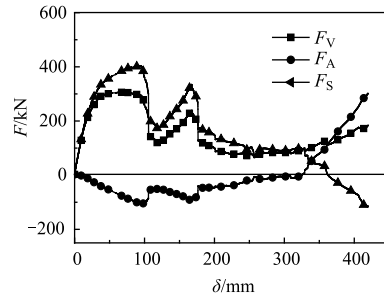
图 12b 给出了试件 ST-S-RC 的竖向抗力 F_V, F_A 和 F_S 的发展曲线,其中弯曲机制可提供的竖向承载力由最不利截面的塑性受弯承载力所决定,并且其表现会随着最不利截面的抗弯能力的退化而减小。



(a) 试件受力模型



(b) 试件ST-S-RC



(c) 试件ST-M-RC

图 12 试件竖向抗力

Fig. 12 Vertical resistance of specimens

从图 12b 可以看出当加载位移小于 167 mm 时,节点子结构的承载力主要由抗弯机制承担。当最不利截面开裂破坏($\delta = 167\text{ mm}$)后,截面抗弯能力开始退化并伴随着节点子结构抗弯机制提供的抗力逐渐减小,而悬链线效应开始迅速发展。当加载位移达到 245 mm 时,弯曲机制和悬链线机制提供的竖向抗力相同;此后,腹板螺栓孔相继断裂,试件的有效拉结力不断减小,因此节点子结构的抗力主要由悬链线机制承担。

如图 12c 所示,在加载位移小于 310 mm 时,不同于试件 ST-S-RC,试件 ST-M-RC 的 F_A 为负值,这是钢梁内的轴压力(图 10)引起的压拱效应导致的。因此,试件 ST-M-RC 竖向抗力机制主要由抗弯机制、压拱效应和悬索机制共同组成。其中,弯曲机制主要是通过梁柱节点子结构的截面受弯承载力以及截面受剪向周边连接的支承构件传递的竖向力来发挥作用;压拱效应主要是由于加载位移不断增大,靠近支座处和节点处的中性轴发生偏移而产生。由于钢筋混凝土楼板内轴压力 C_c 引起的压拱效应延迟了悬索机制开始作用的时间,因此试件 ST-M-RC

在加载位移达到 300 mm 前,由压拱效应和抗弯机制共同提供承载力;当腹板螺栓孔断裂后,抗力机制由悬索机制承担。参考国外学者对钢筋混凝土楼板中压拱效应(arching action)的简化分析方法^[20-21],采用式(6)中的 V_{R-A} 表示压拱效应抗力的最大贡献。

$$V_{R-A} = P_{cu} - P_{yu} \quad (6)$$

其中: P_{cu} 为包括压拱效应的作用时,结构在抗弯机制阶段的最大荷载,为 307 kN; P_{yu} 为不考虑支座水平支撑和材料强化的结构屈服荷载,为 247 kN。

由式(6)可得, V_{R-A} 为 60 kN; $(P_{cu} - P_{yu})/P_{cu} = 20\%$,因此压拱效应的存在使得试件 ST-M-RC 的受弯承载力提高了 20%,这说明压拱效应对中柱节点子结构在抗弯阶段的承载力有较为显著的提升。

4 结论

1) 失效柱中柱节点 ST-M-RC 在小变形下承载力主要由抗弯机制和压拱效应共同承担,大变形下承载力主要由悬索机制承担。失效柱邻侧节点 ST-S-RC 在小变形下承载力主要由抗弯机制承担,大变形下主要由悬索机制承担。

2) 压拱效应主要是由于组合节点子结构沿梁长度方向上中性轴的偏移而产生,其存在使得中柱节点子结构在抗弯阶段的竖向承载力提高了 20%。但压拱效应的存在也会推迟悬索机制的发展,因此在后期,失效柱邻侧节点的抗力明显高于失效柱中柱节点的抗力。

3) 失效柱中柱节点子结构 ST-M-RC 的最大荷载在前期抗弯阶段达到,而失效柱邻侧节点子结构 ST-S-RC 的最大荷载出现在后期悬索阶段。

参 考 文 献

[1] STAROSSEK U. Progressive collapse of structures [M]. London: Thomas Telford Publishing, 2009.

[2] Office of the Deputy Prime Minister (ODPM). The building regulations: approved document A: structure; building regulations 1992 [S]. London: Office of the Deputy Prime Minister, 1992.

[3] National Research Council Canada (NRCC). National building code of Canada 1995; NBC 1995 [S]. Ottawa: National Research Council Canada, 1996.

[4] American Concrete Institute 318 Committee. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14) [S]. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, 2014.

[5] CORLEY W G, MIAKAR P F, SOZEN M A, et al. The Oklahoma City bombing: summary and recommendations for multihazard mitigation [J]. Journal of Performance of

Constructed Facilities, 1998, 12(3): 100-112.

[6] BAŽANT Z P, VERDURE M. Mechanics of progressive collapse: learning from world trade center and building demolitions [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2007, 133(3): 308-319.

[7] BAŽANT Z P, LE J L, GREENING F R, et al. What did and did not cause collapse of World Trade Center twin towers in New York [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2008, 134(10): 892-906.

[8] General Services Administration. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance: GSA 2013 [S]. Washington DC, USA: General Services Administration, 2013.

[9] Department of Defense. Design of buildings to resist progressive collapse: Unified Facilities Criteria: UFC 4-023-03 [S]. Washington DC: Department of Defense, 2016.

[10] HADJIOANNOU M. Large-scale testing and numerical simulations of composite floor slabs under progressive collapse scenarios [D]. Texas: University of Texas at Austin, 2015: 82-89.

[11] SADEK F, MAIN J A, LEW H S, et al. Testing and analysis of steel and concrete beam-column assemblies under a column removal scenario [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(9): 881-892.

[12] LI L, WANG W, CHEN Y Y, et al. Experimental investigation of beam-to-tubular column moment connections under column removal scenario [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 88: 244-255.

[13] QIN X, WANG W, CHEN Y 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.

[14] QIN X, WANG W, CHEN Y Y, et al. A special reinforcing technique to improve resistance of beam-to-tubular column connections for progressive collapse prevention [J]. Engineering Structures, 2016, 117: 26-39.

[15] GUO L H, GAO S, FU F, et al. Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames. [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 89: 236-251.

[16] GUO L H, GAO S, Wang Y, et al. Tests of rigid composite joints subjected to bending moment combined with tension [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 95: 44-55.

[17] GUO L H, GAO S, FU F. Structural performance of semi-rigid composite frame under column loss [J]. Engineering Structures, 2015, 95: 112-126.

(下转第 348 页)