

组合梁-方钢管柱节点抗连续倒塌性能数值模拟*

孙 昕¹ 王俊杰^{2,3} 赵 勇¹ 王 伟^{2,3}

(1.贵阳学院城乡规划与建筑工程学院,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: 采用通用有限元软件 ABAQUS 建立组合梁-方钢管柱刚接节点在中柱失效条件下的精细化有限元模型,研究节点在失效柱处(中柱节点)和相邻柱处(边柱节点)两种状态下的抗连续倒塌性能,考察两个节点的破坏机制和力学性能等。结果表明,中柱节点的承载力由弯曲机制、压拱效应和悬索机制共同组成,边柱节点的承载力由弯曲机制和悬索机制共同组成。其中,压拱效应显著提升了中柱节点在抗弯阶段的承载力并且延迟了悬索机制发挥作用的时间。根据能量原理将两个节点的静力性能曲线转化为更符合实际工况下的动力响应曲线,采用简化评估方法证明两个节点具有足够的抗连续倒塌能力。

关键词: 连续倒塌; 数值模拟; 刚接节点; 压拱效应; 悬索机制

DOI: 10.13204/j.gjzG20100803

Numerical Analysis of Joint of Composite Beam and Rectangular Steel Tube Under Progressive Collapse Condition

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

(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: The finite element model of joint of composite beam and rectangular steel tube was established to investigate the resistance under the progressive collapse scenario through finite element software ABAQUS. The middle-joint above the removed column and the side-joint adjacent to the removed column were considered to investigate the failure mode and resistance mechanism. The results showed the resistance mechanism of middle joint was flexural action, compressive arch action and catenary action, while the resistance mechanism of side joint was flexural action and catenary action. Compressive arch action significantly improved the bearing capacity load resistance at flexural stage and delays the catenary action for middle joint. According to the principle of energy, the static responses of two joints were transformed into dynamic responses. With the simplified assessment method, the results indicated that these two joints had enough resistance to withstand progressive collapse.

Keywords: progressive collapse; numerical analysis; rigid joint; compressive arch action; catenary action

0 引 言

连续倒塌是指关键结构构件在爆炸、撞击等突发作用下发生破坏并向其他构件扩展,最终导致结构的大范围破坏或者整体倒塌的现象。无论是燃气爆炸引起的英国 Ronan Point 公寓倒塌事故, Alfred P. Murrah 联邦大楼的爆炸, 还是美国 9·11 恐怖袭击事件, 都表明连续倒塌会造成严重的人员伤亡和财产损失。现今各国的规范, 如 DOD2016^[1]、GSA2013^[2] 和 GB 50017—2017《钢结构设计标准》^[3] 等, 仅提到关于结构抗连续倒塌的设计原则, 却缺少对结构构件的详细设计要求和方法, 因此仍需开展更详细充分的试验研究与数值模拟分析进行

探索。

少数结构构件发生破坏后, 荷载能否重新合理分布并有效传递是连续倒塌发生与否的关键。其中, 传递结构荷载的关键是节点, 因此节点是连续倒塌的研究重点与关键。目前, 国内外学者对中柱失效条件下节点的抗连续性倒塌性能做了一定的研

* 贵州省教育厅青年科技人才成长项目(黔教合 KY 字[2018]304, GYU-KY-(2022))。

第一作者: 孙昕, 女, 1991 年出生, 硕士研究生, 讲师。

通信作者: 王伟, weiwang@tongji.edu.cn。

收稿日期: 2020-10-08

究。Fahim Sadek 等对钢梁-柱节点子结构进行了中柱失效条件下的试验研究和有限元模拟,研究表明节点的破坏是控制钢框架结构最终破坏的重要因素^[4]。Li 等对全焊和栓焊圆钢管柱节点的抗连续性倒塌性能进行了试验研究,结果表明栓焊混合刚接节点在抗连续性倒塌中具有更强的变形能力和更高的竖向承载力^[5]。王伟等通过试验和有限元数值模拟证明了隔板贯通式的栓焊刚接节点具有良好的竖向承载力^[6]。Guo 等对钢-混凝土组合框架进行了试验研究,并在不同阶段观察到抗弯机制、悬链线机制和压拱机制的存在^[7]。Yang 等通过试验证实,楼板能够提高中柱失效条件下组合节点的抗连续倒塌最大承载力^[8]。

本文在中柱失效条件下,对带钢筋混凝土楼板的 H 形钢梁-方钢管柱隔板贯通式节点进行数值模拟,考察失效柱上部的中柱节点和失效柱邻侧的侧边节点的抗连续倒塌受力性能、破坏模式和抗力机制。

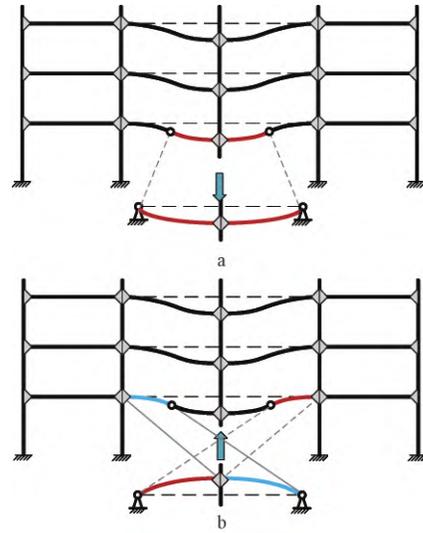
1 计算模型的建立

本文采用通用有限元软件 ABAQUS 建立了精细化有限元模型。由于研究结构的抗连续倒塌性能研究通常伴随着明显大变形、钢材的材料断裂、复杂的接触关系和混凝土材料塑性损伤等问题,因此本文选取显式积分算法(ABAQUS/Explicit)进行准静态分析模拟。

1.1 模型参数选取

以带楼板的 H 形钢梁-方钢管柱隔板贯通式节点子结构平面试件为研究对象,采取双半跨节点子结构(B-J-B)考察中柱失效条件下失效柱上部的中柱节点和失效柱邻侧的边柱节点。中柱节点(middle joint)和边柱节点(side joint)分别命名为 ST-M-RC 和 ST-S-RC,这两类节点子结构的简化模型分别如图 1 所示。两类节点子结构的两端均为平面内固定铰支座,即约束水平和竖向位移,释放节点子结构绕支座平面内的转动自由度。

试件 ST-M-RC 和试件 ST-S-RC 构造完全一致,构造详图如图 2a 所示。试件 ST-M-RC 和试件 ST-S-RC 均采用方钢管柱 SHS250×14,焊接 H 型钢 H300×150×6×8,梁跨度 4 500 mm,柱长 900 mm,贯通式隔板厚度为 12 mm(CECS 261:2009《钢结构住宅设计规范》^[9] 10.3.3 条规定隔板贯通构造隔板厚度应比梁翼缘厚度大 3~5 mm)。楼板厚度为 100 mm,钢筋采用 HRB400,构造详图如图 2b 所示。钢筋混凝土楼板两端布置长 740 mm,宽 120 mm,厚

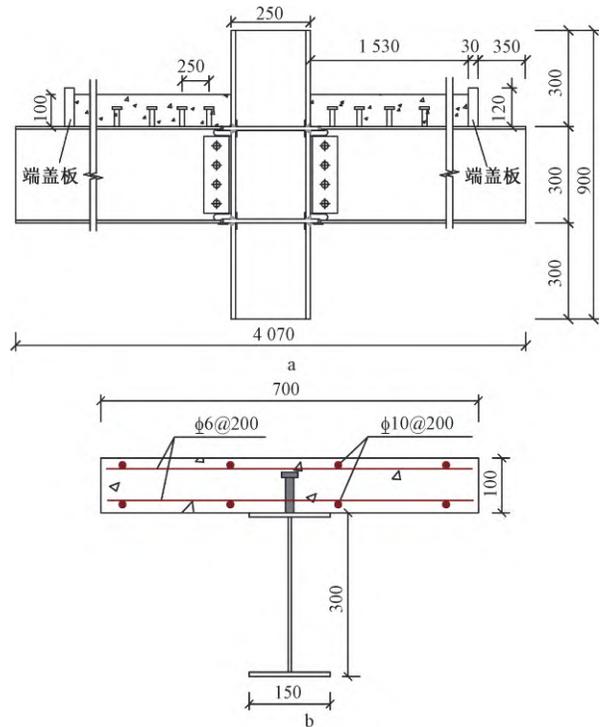


a—中柱节点子结构; b—侧边节点子结构。

图 1 节点子结构简化模型

Fig.1 Simplified models of substructures of joint

30 mm 的钢端板,楼板内的通长钢筋端部焊接于端板上。方钢管柱与钢梁翼缘采用焊接连接,腹板单侧布置 4 个单排螺栓,每个螺栓施加 155 kN 的预紧力。钢梁与钢筋混凝土楼板的连接采取单排布置间隔 250 mm、直径 19 mm 的栓钉。



a—试件构造图; b—楼板构造详图。

图 2 构造详图 mm

Fig.2 Details of the specimen

1.2 材料本构关系

对试件钢材均设置了 4 个通用参数: 1) 材料密度 $\rho_s = 7.8 \times 10^{-9} \text{ t/mm}^3$; 2) 弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$; 3) 泊松比 $\mu = 0.3$; 4) 材料塑性本构数据,根据表 1

所示的钢性材料强度计算多折线拟合的包括材料断裂点的应力-塑性应变曲线,并以此作为有限元模型的材料属性输入。钢材的断裂采用延性金属失效准则,通过定义应力三轴度等关键参数进行单元删除,以此模拟钢材的断裂。

表 1 钢性材料强度

Table 1 Strength of steel material		MPa	
钢性材料位置	命名	屈服强度 f_y	抗拉强度 f_u
梁翼缘	BF	400	556
梁腹板	BW	400	560
隔板	D	363	511
方钢管平直段	ST	300	406
方钢管弯角处	STC	468	545
楼板分布钢筋	GJ-6	528	713
楼板通长钢筋	GJ-10	537	754

混凝土采用 C30 商品混凝土,弹性模量 E_c 取 30 000 MPa。采用塑性损伤模型模拟混凝土材料,分别定义损伤萌生之前和材料断裂时的损伤因子分别为 0 和 1。本文采用张战廷等^[10]对损伤因子的计算方法,分别对混凝土受拉、受压状态进行计算分析。

1.3 单元类型、边界条件选取和网格划分

模型两端采用固定铰支座模拟 B-J-B 节点子结构的反弯点,柱底端释放竖向位移约束,柱顶端施加竖向位移荷载。采用显式积分算法来克服模型中材料断裂、复杂接触关系等所导致的不收敛问题。在柱顶采用“smooth step”加载曲线控制竖向荷载的施加,并在分析步中设置“Time period”和“Target Time Increment”分别为 1 和 1×10^{-6} 。通过减小增量步和设置合理的加载速率,保证在加载过程中不致产生明显的动力效应。

对钢梁、钢柱、螺栓、栓钉等钢材和混凝土均选择 C3D8R(8 结点线性实体单元),钢筋选择 T3D2(桁架单元)。对模型不同区域采用大小不同的网格进行精细划分,节点连接区域附近划分 1~3 mm 的网格,靠近端部区域划分为 10~20 mm 的网格。模型 ST-M-RC 和模型 ST-S-RC 均有 148 228 个单元。

1.4 接触关系的设置

螺栓、梁、剪切板、隔板之间的接触采用面-面接触对,切向接触方式为库仑摩擦,摩擦系数为 0.4;法向接触方式为硬接触。钢筋混凝土楼板与钢梁上翼缘表面的接触也采用面-面接触对,切向接触方式为库仑摩擦,考虑钢材表面与混凝土的摩擦滑移,摩擦系数为 $0.2^{[11]}$;法向接触方式为硬接触。钢筋、栓钉与钢筋混凝土楼板之间采用 Embed 将钢筋和栓钉内嵌到混凝土楼板中,对三者独立建立材料属性,能准确反映三者的真实情况。栓钉与钢梁

上翼缘之间采用 Tie(绑定)模拟栓钉与钢梁的焊接。端盖板与钢梁、钢筋混凝土楼板之间也采用 Tie(绑定)模拟混凝土与钢端板的连接关系。

2 模型验证

高山、郭兰慧等^[12]对四跨钢-混凝土组合梁进行了抗连续倒塌的试验研究,本文利用上述的精细化建模方法进行模拟,图 3 为试件试验与有限元模拟的荷载-位移曲线对比。

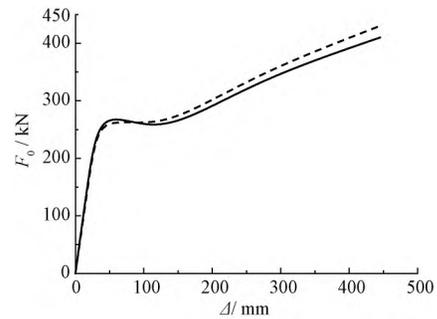


图 3 荷载-位移曲线

Fig.3 Load-displacement curves

可知,有限元模拟结果与试验结果吻合较好,因此上述有限元分析方法较为准确有效,能够较好地适用于组合结构抗连续性倒塌性能的分析研究。

3 数值模拟结果与分析

3.1 荷载位移曲线与破坏模式

图 4 表示试件 ST-M-RC、ST-S-RC 和对应的无楼板试件在中柱失效条件下的荷载-位移曲线,并将位移除以半跨长度($L/2=2\ 250\text{ mm}$)得到梁弦转角 θ 。试件 ST-M-RC 和 ST-S-RC 节点区域距焊缝 25 mm 处定义为截面 1-1,即为节点区域的最不利截面。无楼板试件的一侧梁翼缘在位移为 35 mm 时发生断裂,此时出现第一次峰值荷载 148 kN。当双侧梁翼缘断裂后达到第二次峰值荷载 248.6 kN。此后,梁柱连接残余截面的轴向承载力提供了试件的悬链线抗力。

试件 ST-M-RC 在位移加载至 47 mm(A1 点, $\theta=0.021\text{ rad}$)时,柱四周混凝土开始出现裂缝(图 5a),荷载达极大值 296.8 kN;当荷载平缓降至 270 kN 时,即位移 171 mm(A2 点, $\theta=0.076\text{ rad}$),截面 1-1 梁下翼缘断裂(图 5b),荷载迅速下降后再次恢复上升;当位移加载至 281 mm(A3 点, $\theta=0.125\text{ rad}$)时,试件两侧剪切板螺栓孔由下至上发生断裂(图 5c)。试件 ST-S-RC 在位移加载至 36 mm(B1 点, $\theta=0.016\text{ rad}$)时,楼板开始出现裂缝(图 6a);直至位移 209 mm(B2 点, $\theta=0.093\text{ rad}$)时,截面 1-1 梁上翼

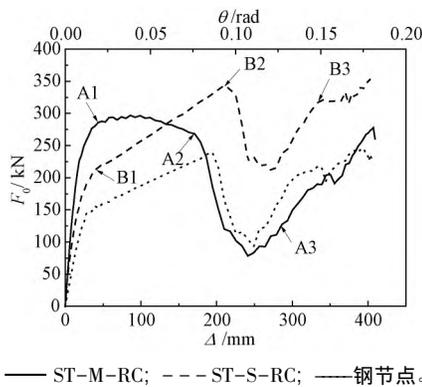
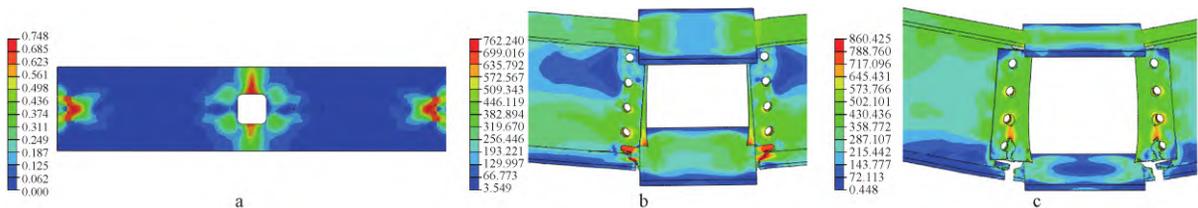


图4 试件 ST-M-RC 和 ST-S-RC 荷载-位移曲线

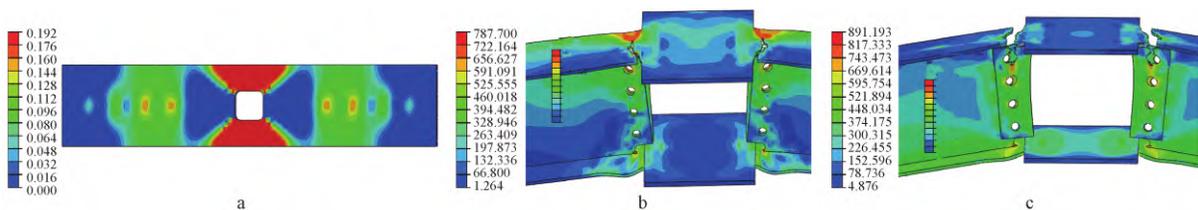
Fig.4 Load-displacement curves of ST-M-RC and ST-S-RC



a—楼板受压损伤情况; b—梁下翼缘断裂; c—梁剪切板螺栓孔断裂。

图5 ST-M-RC 关键破坏点现象

Fig.5 Failure phenomenon of ST-M-RC



a—楼板受拉损伤情况; b—梁上翼缘断裂; c—梁剪切板螺栓孔断裂。

图6 ST-S-RC 关键破坏点现象

Fig.6 Failure phenomenon of ST-S-RC

3.2 内力分析

边柱节点(试件 ST-S-RC)受竖直向上的荷载作用而受拉伸长,迅速发展轴拉力和正弯矩;当钢筋混凝土楼板开始出现破坏时,轴拉力仍继续上升但上升速度稍减弱,正弯矩稳定在一定范围内;直至钢梁上翼缘发生断裂,由剩余截面和钢筋的有效拉结继续承担轴拉力,而弯矩因有效截面的减小发生下降;当两侧剪切板螺栓孔由上至下发生断裂时,轴拉力基本不再上升并在一定范围内发生波动,正弯矩逐渐减小至零并开始发展负弯矩。试件 ST-S-RC 在加载过程中,楼板始终受拉,即在加载过程中没有出现压拱效应。

从图 7 可知,加载初期就在中柱节点(试件 ST-M-RC)中观察到轴向压力和正弯矩;当钢筋混凝土楼板开始出现破坏时,轴压力和弯矩的发展变缓并逐渐稳定在一定范围内;当钢梁下翼缘发生断裂时,即钢梁有效截面被削弱,轴力和弯矩开始呈现减小趋势;当两侧剪切板螺栓孔由下至上发生断裂时,轴

力发生断裂(图 6b)且达到最大荷载 343 kN;当加载至 344 mm(B3 点, $\theta=0.153$ rad)时,两侧剪切板螺栓孔由上至下发生断裂(图 6c)。

在试件 ST-M-RC 中,楼板前期受挤压,因此通过压缩受压损伤(DAMAGEC)输出参数考察混凝土楼板的开裂情况;在试件 ST-S-RC 中,楼板主要受拉,因此通过拉伸损伤(DAMAGET)输出参数考察混凝土楼板的开裂情况。图 5~6 展示了试件 ST-M-RC 和 ST-S-RC 的关键破坏现象。由于有限元模型东西两侧完全对称一致,因此在两侧同时观察到相同的断裂现象。

压力转变为轴拉力并不断发展轴拉力;当两侧剪切板螺栓孔几乎已全部断裂时,弯矩也减小至零并且此后不断发展负弯矩。

如图 8a 所示,试件 ST-M-RC 中楼板被压缩而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 ,因此中柱节点的轴力 T 由两钢筋混凝土楼板和钢梁两部分的轴力组成,如式(1)所示。

$$T = T_s - C_c \quad (1)$$

式中: T_s 为钢梁内的轴拉力; C_c 为钢筋混凝土楼板内的轴压力。

试件 ST-M-RC 开始加载后,钢筋混凝土楼板产生的轴压力抵消了钢梁内的部分轴拉力;随着竖向位移持续增大,钢筋混凝土楼板的挤压与钢梁的伸长不断发展,使得钢筋混凝土楼板开始与方钢管柱壁发生脱离;直至钢筋混凝土楼板与方钢管柱壁完全脱开后,梁内轴力完全由钢梁的轴拉力承担,因此试件 ST-M-RC 的轴力在加载后期由轴压力变为

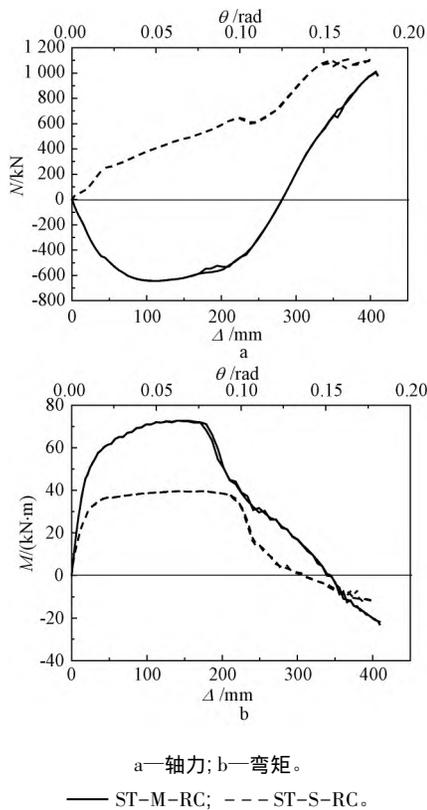


图7 ST-M-RC和ST-S-RC内力发展曲线

Fig.7 Internal force development curves of ST-M-RC and ST-S-RC

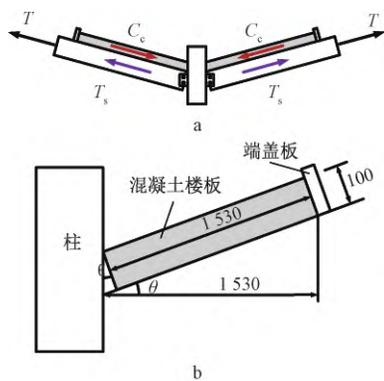


图8 试件ST-M-RC轴力分析

Fig.8 Axial force analysis of ST-M-RC

轴拉力。采用图8b与式(2)计算试件ST-M-RC钢筋混凝土楼板与两端柱壁脱离的理论位移,计算得到的理论弦转角为 7.48° ,即竖向位移达到295mm。从图7a可知,试件ST-M-RC在竖向位移为285mm处由轴压力转变为轴拉力,与理论计算结果相符合。

$$L + d \tan \theta = \frac{L}{\cos \theta} \quad (2)$$

式中: L 为楼板长度; d 为楼板厚度; θ 为弦转角。

3.3 抗力机制

试件ST-M-RC的竖向抗力机制主要由弯曲机

制、压拱效应和悬索机制共同组成,压拱效应主要通过沿梁长度方向的截面中和轴高度不同形成的压力拱来发挥作用。由于试件的设计致使试件ST-M-RC在前期出现明显的受压阶段。如图9所示,组合梁在节点处的中性轴位置明显高于铰支座处中性轴位置,因此导致中柱节点试件中压拱效应的出现。假定中柱节点在加载过程中保持完整,则加载过程中有三个特征状态,并且两处截面中和轴的高差由 h_a 表示,如图10所示。其中,状态1为加载初始状态,此时梁内没有任何轴力,随着位移的增加,梁内逐渐出现轴压力并不断增大。当加载位移达到 h_a 时,即状态2,节点处与支座处的梁中性轴在同一直线上,此时梁内的轴压力最大。随后继续加载而梁内轴压力逐渐变小。当加载位移达到 $2h_a$ 时,即状态3,梁内轴压力理论上应减小为零。此后,梁内轴力将由压力转为拉力。通过理论计算,试件ST-M-RC的 h_a 值应为146mm,这意味着试件ST-M-RC状态2和状态3对应的位移分别为146mm和292mm。在数值模拟中,试件ST-M-RC轴压力最大值和轴压力向轴拉力的转换点所对应的位移分别为112mm和281mm,如图7a所示。数值模拟的状态位移值要早于理论计算结果的原因是:随着节点区混凝土破坏,节点处组合梁的中性轴高度也会降低,这将导致试件ST-M-RC的最大轴压力值和轴压力向轴拉力的转换点更早出现。

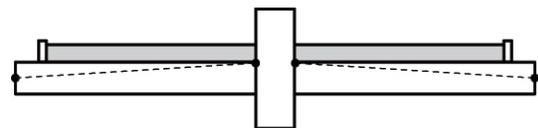


图9 压拱效应分析示意

Fig.9 The schematic diagram of compressive arch effect

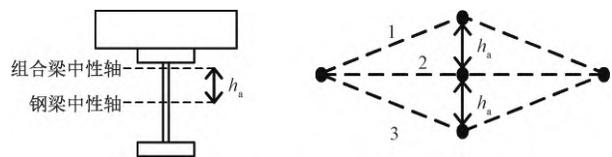


图10 中性轴的理想状态

Fig.10 Ideal states of neutral axis

参考国外学者对压拱效应的简化分析研究方法^[13],压拱效应抗力 F_{RA} (Arching action)的最大贡献可由式(3)确定。

$$F_{RA} = P_{cu} - P_{yu} \quad (3)$$

式中: 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; P_{yu} 为不考虑支座水平支撑和材料强化得到的结构屈服荷载。

试件ST-M-RC的 P_{cu} 和 P_{yu} 如表2所示,可知压拱效应使节点子结构承载力提高了16.2%,可见

楼板对中柱节点在抗弯阶段的承载力有显著提升。

表 2 试件 ST-M-RC 压拱效应

Table 2 Compressive Arch effect of ST-M-RC

试件	P_{cu} /kN	P_{yu} /kN	F_{RA} /kN	$\frac{P_{cu} - P_{yu}}{P_{cu}}$ /%
ST-M-RC	296.8	248.6	48.2	16.2

试件 ST-M-RC 发展的悬链线抗力较小,整体发展趋势与无楼板试件相似,如图 4 所示。这是因为混凝土楼板的破坏,钢筋不能充分发展悬链线抗力,致使悬链线抗力没有超过抗弯阶段的最大承载力。因此,钢筋混凝土组合楼板对悬链线抗力发展的贡献较为有限。

总的来说,在小变形下中柱节点的抗力主要由抗弯机制和压拱效应共同承担。随着竖向位移的增大和最不利截面的开裂,压力拱效应逐渐减小同时截面抗弯能力也不断退化。在大变形下,悬索机制逐渐发展,并最终超过了抗弯机制和贡献。

试件 ST-S-RC 的竖向抗力机制主要由弯曲机制和悬索机制共同组成。其中,弯曲机制可提供的最大竖向承载力由最不利截面的塑性抗弯承载力所决定,并且弯曲机制会随着最不利截面抗弯能力的退化而减小;悬索机制则通过试件轴力的竖向分量来表示,如式(4)所示。

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

$$FS = FV - FA \quad (4b)$$

式中: N_1 和 N_2 分别为左右两侧钢梁的轴力; θ 为梁弦转角; FA 为悬索机制提供的承载力; FS 为弯曲机制提供的承载力; FV 为竖向承载力。

从图 11 可知,抗弯机制提供了小变形下边柱节点的承载力。但由于节点处梁中性轴高于支座处梁中性轴,因此自加载起悬链线机制就开始发展。直至最不利截面开裂破坏,截面抗弯能力开始退化并伴随节点弯曲机制提供的抗力逐渐减小,悬索机制开始迅速发展。因此,悬索机制提供了大变形下边柱节点的承载力。

4 节点子结构的动力响应

本文模拟的是荷载缓慢施加在柱顶的拟静力过程;而实际工况下柱的失效是突然发生的,即为一个动力加载过程。因此根据 Izzuddin^[14] 等学者提出基于能量原理的框架结构连续性倒塌的简化评估方法,可将试件 ST-M-RC 和试件 ST-S-RC 的静力性能转换为突加恒定荷载下子结构的动力响应。如图 12 所示,假设不考虑阻尼作用,动力荷载产生的外力功与结构的应变能相等,即图中的两个阴影面积

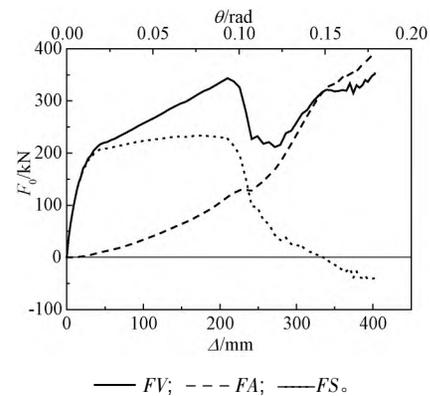


图 11 试件 ST-S-RC 抗力机制

Fig.11 Resistance mechanism of ST-S-RC

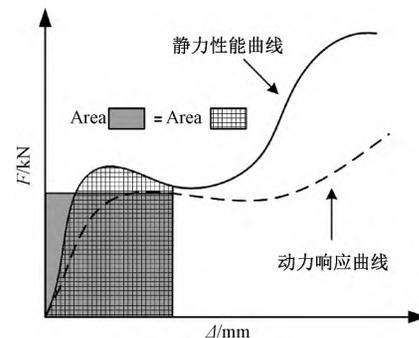


图 12 动力响应曲线的简化

Fig.12 The simplified dynamic response curve

相等。

采用上述方法,将试件 ST-M-RC 和 ST-S-RC 的静力性能曲线转化为动力响应曲线(图 13)。试件 ST-M-RC 的最大动承载力为 267 kN,发生在弯曲机制和压拱效应主要共同作用的阶段;试件 ST-S-RC 的最大动承载力为 269 kN,发生在悬索机制主要作用的阶段。

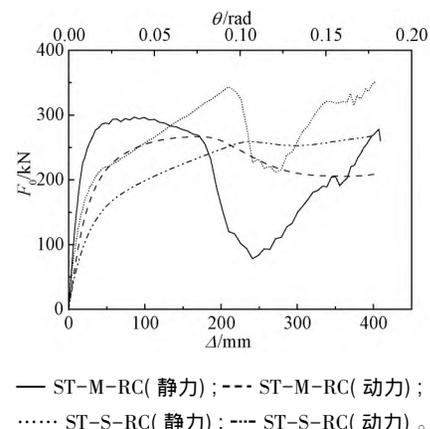


图 13 试件 ST-M-RC 和 ST-S-RC 动力响应曲线

Fig.13 Dynamic response curves of ST-M-RC and ST-S-RC

以结构的最大动承载力 C 与节点子结构从属面积下的需求 D 的比值来考察节点子结构是否能够保证结构在中柱失效后不发生倒塌,即当 $C/D > 1$

时节点子结构能够保证结构在中柱失效后不发生倒塌。根据 ASCE7-10(ASCE 2010)^[15], C 与 D 的比值由式(5)表示。

$$\frac{C}{D} = \frac{C}{(1.2L_D + 0.5L_L)l_m l_s} \quad (5)$$

式中: L_D 为永久荷载; L_L 为活荷载; l_m 为主梁跨度; l_s 为次梁跨度。

假定永久荷载为 5 kN/m^2 , 活荷载为 5 kN/m^2 , 次梁跨度为 6 m , 则试件 ST-M-RC 和 ST-S-RC 的 C/D 值分别为 1.41 和 1.42 , 说明带楼板的节点子结构和侧边节点子结构在中柱失效后仍能保证结构不发生倒塌。

5 结束语

1) 失效柱上部的中柱节点承载力在小变形下主要由弯曲机制和压拱效应共同提供, 大变形下主要由悬索机制提供。楼板使中柱节点在抗弯阶段的承载力提升了 16% , 同时延迟了悬索机制发挥作用的时间。

2) 失效柱邻侧的边柱节点承载力在小变形下主要由弯曲机制提供, 大变形下主要由悬索机制提供。与无楼板试件对比, 边柱节点的最大承载力提升了 38% 。

3) 根据能量原理, 将静力性能曲线转化为动力响应曲线。通过对中柱节点和边柱节点进行结构倒塌的简化判别, 验证两个节点均具有良好的抗连续倒塌性能。

参考文献

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

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

[3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

[4] 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.

[5] 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(9): 244-255.

[6] 王伟, 秦希, 王俊杰. 内隔板式与隔板贯通式方钢管混凝土柱-H形钢梁节点抗连续倒塌性能对比 [J]. 建筑结构学报, 2017, 38(增刊1): 362-368.

[7] GUO L H, GAO S H, FU F, et al. Experimental study and numerical analysis of progressive collapse resistance of composite frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 89(10): 236-251.

[8] YANG B, TAN K H, XIONG G. Behaviour of composite beam-column joints under a middle-column-removal scenario: Component-based modelling [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 104(1): 137-154.

[9] 中国工程建设标准化协会. 钢结构住宅设计规范: CECS 261: 2009 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.

[10] 张战廷, 刘宇锋. ABAQUS 中的混凝土塑性损伤模型 [J]. 建筑结构, 2011, 41(增刊2): 229-231.

[11] 苏明周, 李旭东, 宋安良, 等. 含型钢边缘构件混合连肢墙弱节点受力性能有限元分析 [J]. 广西大学学报(自然科学版), 2012, 37(4): 636-641.

[12] 高山, 郭兰慧, 吴兆旗, 等. 关键柱失效后组合框架抗倒塌试验研究及理论分析 [J]. 建筑结构学报, 2013, 34(4): 43-48.

[13] 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). DOI: 10.1061/(asce)st.1943-54/x.000.1046.

[14] IZZUDDIN B A, VLASSIS A G, ELGHAZOUJI A Y, et al. Nethercot. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-part I: simplified assessment framework [J]. Engineering Structures, 2007, 30(5): 1308-1318.

[15] ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-10 [S]. American Society of Civil Engineers, 2013.

(上接第 105 页)

[14] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 金属材料 拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2010 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.

[15] CAO H P, HANCOCK R J. Numerical simulation of high strength cold-formed purlins in combined bending and shear [J]. Journal of

Constructional Steel Research, 2010, 66(10): 1205-1217.

[16] XIE Z Q, YAN W M, YU C, et al. Experimental investigation of cold-formed steel shear walls with self-piercing riveted connections [J]. Thin-Walled Structures, 2018, 131: 1-15.