[文章编号] 1003－4684(2026)04-0112-09

单边螺栓端板连接钢管混凝土框架抗连续倒塌性能研究

李雨桐[1]，王冬花[1,2]，王昊宇[1]，马 俊[1]

(1 安徽建筑大学土木工程学院，安徽 合肥 230601；2 安徽省装配式建筑研究院，安徽 合肥 230601)

[摘 要] 基于两个典型倒塌试验模型，验证抗连续倒塌分析准确性。提出半跨梁简化分析模型，研究单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架子结构抗连续倒塌性能，得到结构失效模式、荷载-位移曲线和抗力机制，数值模拟分析关键性参数影响。结果表明：结构抗力机制主要为梁机制、过渡机制和悬链线机制；外伸端板比平齐端板连接极限承载力及相应位移平均增加 40.42%和 24.2%；方钢管混凝土比圆钢管混凝土框架子结构极限承载力及相应位移平均增加 15.4%和 26.24%；结构抗连续倒塌性能受螺栓直径、端板厚度、柱壁厚等关键参数影响，螺栓直径对抗倒塌能力和极限位移的影响最为显著。

[关键词] 单边螺栓；端板连接；钢管混凝土；数值模拟；抗连续倒塌性能

[中图分类号] TU391 [文献标识码] A

钢管混凝土是一种在钢管内填充混凝土的构件，充分发挥钢材和混凝土各自优势，具有良好的承载性能，在高层结构、桥梁结构和大跨空间结构中均有广泛应用。结构连续倒塌事故在世界各地经常发生，造成严重的人员伤亡和经济损失。这些事故通常由突发事件、设计或施工问题引起。例如，1968 年伦敦的 Ronan Point 公寓爆炸倒塌、2001 年美国世贸大楼飞机撞击；在中国，2019 年无锡桥梁垮塌、2020 年福建泉州欣佳酒店倒塌、2022 年湖南长沙居民自建房倒塌[1-3]，往往是不成比例的大面积破坏甚至是整体性倒塌。美国土木工程学会(ASCE)标准[4]给出连续倒塌的定义，即为“正常使用条件下，由于突发事件使得结构发生局部破坏，这种破坏从结构初始破坏位置沿构件进行传递，最终导致整体建筑物倒塌或者造成与初始破坏部分不成比例的倒塌破坏”。根据美国联邦总务署(GSA)[5]规定，中柱失效节点相邻梁的转角超过 0.21 rad 即视为倒塌。确保钢管混凝土结构在遭遇外部荷载时不发生大规模连续倒塌具有重大的理论和实践价值。

节点是钢管混凝土结构的重要组成部分，丁克伟等[6-9]在实验的基础上对所提出的节点的抗震性能进行了研究，研究表明螺栓在节能保护、延缓节点核心区损伤和变形方面发挥着重要作用，表现出令人满意的性能。当结构发生连续倒塌时，节点承受弯矩、剪力和轴力的联合作用，其刚度、强度和变形能力，对结构整体刚度和稳定抗力有显著影响。钢管混凝土结构梁柱节点连接中，常用环板连接方式。然而，环板连接存在一些缺点，如现场焊接量大、占用空间过多以及可能影响混凝土的灌注。因此，作为一种改进方案，端板连接钢管混凝土梁柱节点开始受到越来越多关注，这种连接方式[10]可以减少现场焊接工作，节约空间，便于混凝土的灌注。单边螺栓[11]。作为单一方向易于安装的紧固方式广泛应用于端板连接钢管混凝土框架中。

国内外对结构抗倒塌性能研究主要以钢筋混凝土结构和钢结构为主，例如：易伟建等[12]通过对钢筋混凝土平面框架的抗连续倒塌试验研究和受力机制转化过程分析，给出了预估钢管混凝土框架考虑悬索作用极限承载能力分析方法，明确了关键构件失效后上部梁构件的受力机制。Yang 等[13-14]研究了不同梁柱节点在竖向荷载作用下对结构抗连续倒塌能力和梁转角能力的影响，并通过数值模拟分析了梁长细比、节点的配筋率等参数对节点抗力的影响。目前，对钢管混凝土框架也有一定的试验和理

[收稿日期] 2024－05－19

[基金项目] 安徽省高校省级自然科学研究项目(KJ2021A0607)；安徽省住房城乡建设科学技术计划项目(2020-YF33)；安徽建筑大学博士启动基金项目(2020QDZ17)；安徽省装配式建筑研究院主任基金(AHZPY2022ZR01)

[第一作者] 李雨桐(1999－)，女，安徽桐城人，安徽建筑大学硕士研究生，研究方向为抗连续倒塌研究。

[通信作者] 王冬花(1984－)，女，安徽合肥人，工学博士，安徽建筑大学副教授，研究方向为钢结构与组合结构研究。

论研究[15-21],高山[15]为提高节点转动能力和抗连续倒塌能力,设计了一种钢板加固半刚性组合节点,提出了钢板理论模型,推导了变形公式。王景玄等[16-19]基于备用荷载路径法对钢管混凝土柱框架结构进行抗连续倒塌分析,得到卸载传力路径遵循就近原则。徐嫚[20]对穿心螺栓-平齐端板连接钢管混凝土节点进行研究,结果表明采用穿心螺栓-平齐端板连接的钢管混凝土节点具有良好的抗连续倒塌能力。史艳莉等[21]分析了环板节点连接圆钢管混凝土柱-H 钢梁抗连续倒塌性能,研究结果表明环板、钢梁以及节点核心区变化会对节点连续性倒塌造成很大的影响。

综上所述,钢管混凝土框架抗连续倒塌研究主要为穿心螺栓和环板连接的钢管混凝土框架,尚缺乏单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架抗倒塌性能研究,此类结构抗连续倒塌性能、失效模式和抗力机制有必要开展进一步的研究。

本文采用有限元软件对已有试验模型进行了抗连续倒塌分析,验证模型的准确性。提出半跨梁分析模型,研究单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架抗连续倒塌性能,得到结构破坏模式、荷载-位移曲线、内力发展曲线及抗力机制,同时研究螺栓直径、端板厚度及柱壁厚度等关键参数对其抗连续倒塌性能的影响。

1　有限元模型验证

为验证单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架抗连续倒塌分析模型的准确性及适用性,选取徐嫚[20]、Florea Dinu[22]试验进行验证。

1.1　文献[20]试验验证

对文献[20]中的 2/3 缩尺钢管混凝土-钢梁节点 FJ3 试件建立有限元模型,钢梁采用 HM244 mm×175 mm×7 mm×11 mm 型钢,跨度为 3300 mm;钢管混凝土柱采用 300 mm×300 mm×12 mm 方钢管,柱高 1014 mm,梁柱节点采用穿心螺栓-端板连接,端板厚度为 20 mm,螺栓为 M20 穿心螺栓;钢材强度等级均为 Q345,混凝土强度等级为 C40。

采用 ABAQUS 软件进行建模分析,钢材采用双折线强化本构模型,材料弹性模量、屈服强度、极限强度均与实测值保持一致,通过分析材性实测值,其强化模量取 0.02 弹性模量[23],如图 1 所示。

在纯剪状态下(η=0)的钢材比单轴拉伸状态(η=1/3)更容易发生断裂,Lee 和 Wierzbicki[24]的 $\bar{\varepsilon}_0^{pl}$ 与η的关系曲线,如:

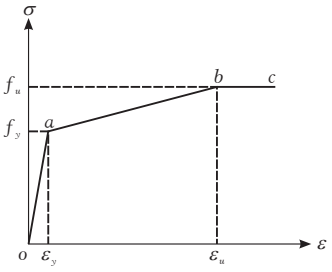


图 1　钢材本构模型

$$\bar{\varepsilon}_0^{pl}=\begin{cases}\infty & \eta\leqslant -1/3\\ C_1/(1+3\eta) & -1/3\leqslant\eta\leqslant 0\\ C_1+(C_2-C_1)(\eta/\eta_0)^2 & 0\leqslant\eta\leqslant\eta_0\\ C_2\,\eta_0/\eta & \eta_0\leqslant\eta\end{cases}\tag{1}$$

式中,C_1为纯剪状态下的 $\bar{\varepsilon}_0^{pl}$;C_2为单轴拉伸状态下的 $\bar{\varepsilon}_0^{pl}$;η_0 等于常数 1/3。C_1、C_2取值比较难确定,假定 C_1是 C_2的 0.52 倍[25]。

通过软件提供的延性金属失效“damage for ductile medals”来实现钢材断裂模拟,当材料达到断裂应变后,程序为实现材料的连续性断裂失效会删除达到断裂应变的单元来模拟[25]。由于断裂参数缺乏实测数据且具有较强的随机性,结合文献[14]的材性实验,并参考文献[25-27],本文保守的将起始损伤等效塑性应变 $\bar{\varepsilon}_0^{pl}$ 设为 0.1,并将最终断裂等效塑性应变 $\bar{\varepsilon}_f^{pl}$ 设为 0.2,如图 2 所示。

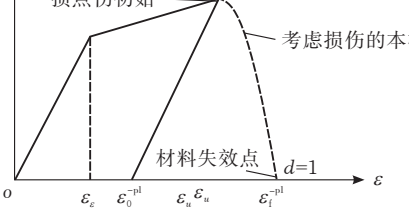


图 2　延性金属损伤

混凝土本构关系模型采用《混凝土结构设计规范》(GB500102010)[28]附录中给出的 C40 混凝土应力-应变关系(包括受拉和受压的本构关系)。

采用 C3D8R 六面体实体单元建立模型[26]。为保证计算精度,对节点区域进行结构化网格划分时,网格尺寸设为 10 mm,同时沿板厚方向划分两层。模型的接触均为通用接触,切向摩擦系数设为 0.3,法向设为“硬”接触。采用降温法施加螺栓预紧力,预紧力值按照规范设置[29]。

在梁端与铰接点建立运动耦合连接,同时在两端铰接点处限制三向平动自由度($U_1=U_2=U_3=UR_1=UR_3=0$),仅允许其在平面内转动,模拟实际铰接边界条件,柱顶施加采用运动耦合,竖向加载来模拟中柱失效过程,除竖向自由度外其余自由度均被约束。为了降低加载过程的动力效应,分析步设

置为显示求解器 Abaqus/explicit，采用平滑分析步方法进行竖向位移加载，有限元模型如图 3 所示。

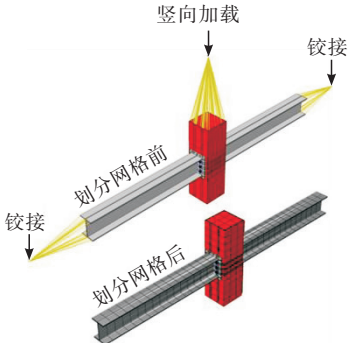
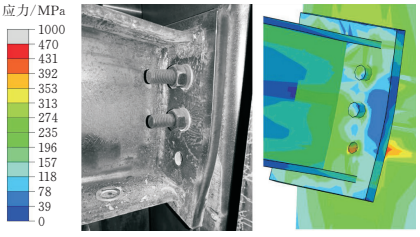
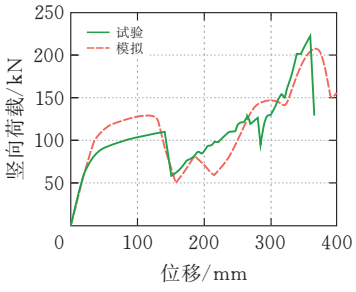


图 3 试验 FJ3 有限元模型

图 4a 为有限元模拟与试验的破坏模式，试件有限元模拟的最终破坏结果与试验基本一致。图 4b 为有限元模拟和试验的荷载-位移曲线，两者在螺栓未发生破坏前和第一次发生螺栓断裂时较为吻合，在螺栓发生第一次断裂后存在了一定的差异，可能由于钢材的本构模型未考虑材料的各种缺陷与复杂应力状态造成的，趋势基本一致，说明有限元验证模型准确可靠，可用来分析梁柱节点在竖向大变形的主要受力特征。



(a)破坏模式



(b)荷载-位移曲线

图 4 试验与有限元对比

1.2 文献[22]试验验证

对文献[22]中的 3/8 缩尺单层双跨型钢梁组合框架倒塌试验进行模拟，柱截面尺寸为 260 mm×260 mm×10 mm×17.5 mm，钢梁尺寸为 HM220 mm×110 mm×5.9 mm×9.2 mm，跨度为 6000 mm。EP 试件钢材强度均为 Q275，螺栓为 10.9 级 M16 高强螺栓，端板厚度为 16 mm。材性如表 1 所示。钢材本构模型及延性金属损伤、网格划分和模型接触与文献[20]试验验证相同。采用降温法设置螺栓预紧力，温度设置为−600。

表 1 钢材力学性能

部件	钢的等级	密度/(kg·m^{-3})	E_s/MPa	f_y/MPa	f_u/MPa
梁翼缘	S275	7850	210000	351	498
梁腹板	S275	7850	210000	370	497
柱翼缘	S275	7850	210000	393	589
柱腹板	S275	7850	210000	402	583
端板	S275	7850	210000	305	417
螺栓	10.9	7850	210000	965	1080

在两边柱底及中柱柱顶建立运动耦合连接，同时在两边柱底部中点处限制三向平动自由度($U_1=U_3=UR_1=UR_2=UR_3=0$)，模拟实际铰接边界条件；柱顶运动耦合竖向加载来模拟中柱失效过程；在边柱两端沿水平向设置轴向连接单元，模拟实际弹性边界，其含义为在几乎为零的力(滑移)下，初始位移为 2.8 mm，直到所有元件接触时，左侧连接单元水平刚度为 308 kN/mm，右侧连接单元水平刚度为 95 kN/mm。EP 有限元模型如图 5 所示。

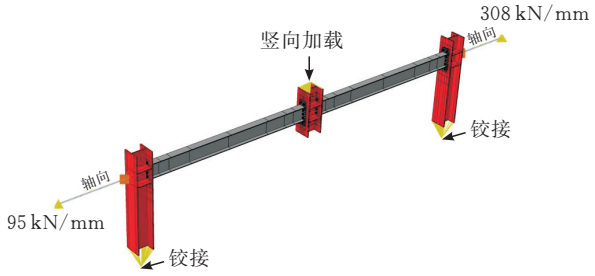
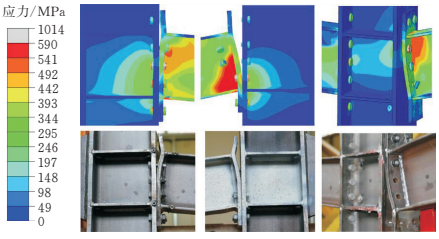
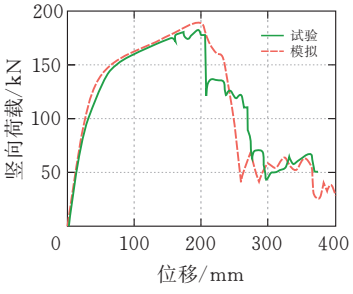


图 5 试验 EP 有限元模型

试验及有限元的破坏模式和荷载-位移曲线如图 6 所示，有限元分析结果和试验破坏模式基本一致，荷载-位移曲线吻合较好，验证了模型的准确性。



(a)破坏模式



(b)荷载-位移曲线

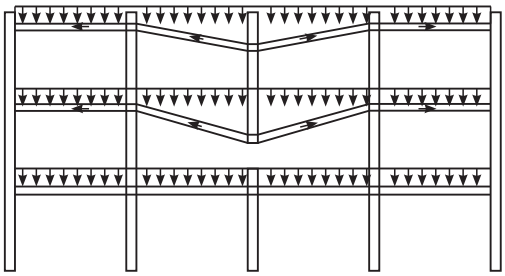
图 6 试验与有限元对比

2　抗连续倒塌性能分析

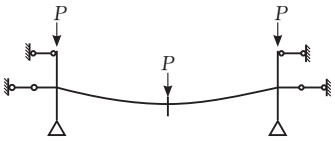
2.1　分析模型建立

根据替代荷载路径法[19]，在中柱失效情况下，考虑对称性，该分析模型与失效柱侧的半跨梁受力完全相同，从模型结构中简化出双跨子结构或半跨子结构[30]，其受力简单、明确，能较好的反映力学行为；半跨梁模型一方面能较好反映梁柱节点在倒塌情况下的受力，另一方面可以最大程度上简化分析模型，有利于节点抗倒塌性能研究，如图 7 所示。

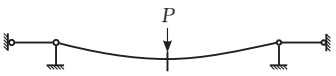
参考某实际工程结构体系的结构布局，试设计某 3 层 4 跨的钢管混凝土组合框架，有关设计信息如下：结构平面布置如图 7a 所示，结构层高均为 3.9 m，跨度均为 6.4 m。楼面恒载标准值为 5.0 kN/m^2，活荷载标准值为 2.0 kN/m^2；屋面恒载标准值为 7.0 kN/m^2。风荷载基本风压为 w_0＝0.45 kN/m^2，地面粗糙度为 C 类，抗震设防烈度为 8 度。



(a)框架结构



(b)双跨子结构



(c)双半跨子结构

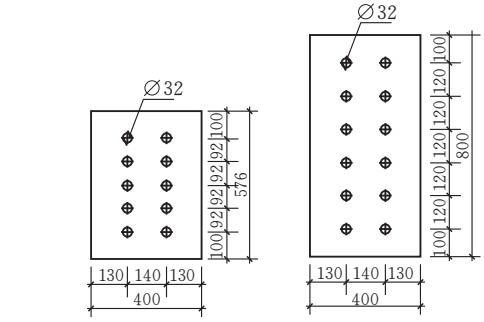
图 7　半跨子结构简化分析模型

为了分析实际工程中的钢管混凝土框架抗连续倒塌性能，采用足尺模型能更好的反应实际受力情况。本文在验证有限元分析模型准确性的基础上，进行足尺钢管混凝土框架子结构的抗倒塌研究。根据《钢结构设计规范》[31]设计了 4 个单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架。将原有结构简化为半跨子结构模型，模型中钢管柱截面为 400 mm×400 mm×30 mm，圆钢管柱截面为 Φ400 mm×30 mm，柱高均为 1500 mm；钢梁截面均为 HN500 mm×250 mm×10 mm×16 mm，梁长 3000 mm，详细信息如表 2 所示。模型端板厚 30 mm，采用 10.9 级 M30 高强单边螺栓，端板及螺栓布置如图 8 所示。

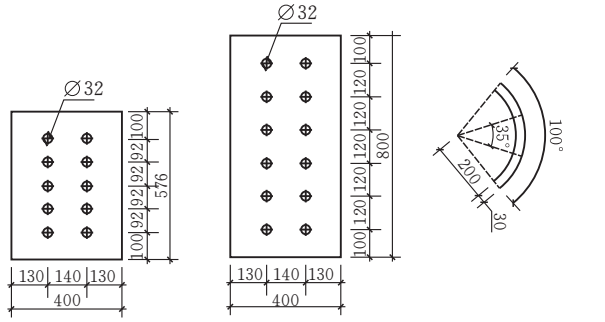
钢材均为 Q345 钢，屈服强度和极限强度分别为 345 MPa 和 470 MPa，弹性模量为 E_s＝206 *GPa*[31]。钢管柱内填充 C40 的混凝土。材料本构关系、网格划分方法、单元类型、边界条件螺栓预紧力设置均与前文相同，模型如图 9 所示。

表 2　模型设计尺寸

模型编号	柱截面形状	柱截面尺寸/mm	端板类型
SF1	方	□400×400×30	平齐
SF2	方	□400×400×30	外伸
CF1	圆	Φ400×30	平齐
CF2	圆	Φ400×30	外伸

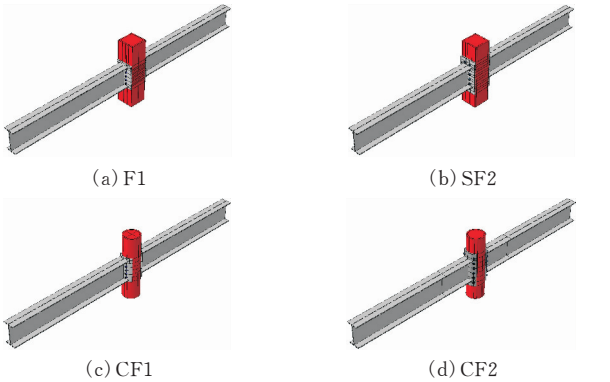


(a)方钢管



(b)圆钢管

图 8　端板尺寸及螺栓布置



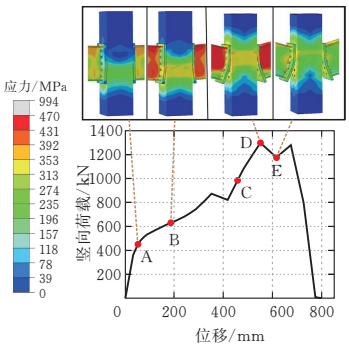
(a) F1　(b) SF2　(c) CF1　(d) CF2

图 9　足尺有限元模型

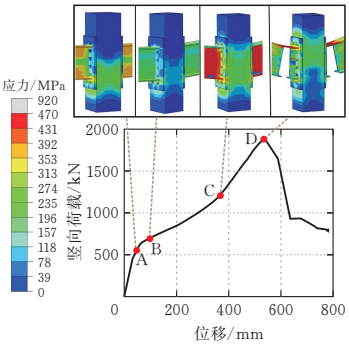
2.2　破坏过程

模型的荷载-位移曲线如图 10 所示，按照抗力机制将荷载-位移曲线分为三个阶段：梁机制阶段(OB)、过渡机制阶段(BC)和悬链线机制阶段(CD)。

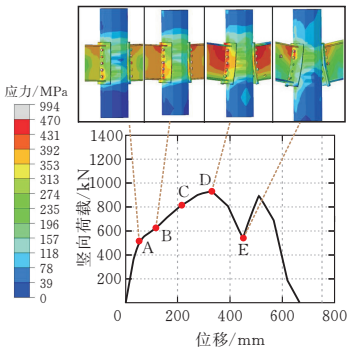
图 10a 为 SF1 荷载-位移曲线，SF1 位移在 51.4 mm(A 点)之前，荷载随位移的增加表现为线



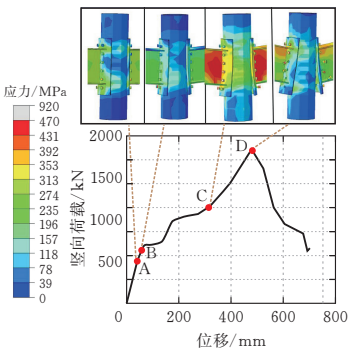
(a)SF1



(b)SF2



(c)CF1



(d)CF2

图 10 破坏过程

性增长，只有抗弯机制发挥作用，此时结构处于梁机制的弹性阶段；当位移达到 179.1mm(B 点)，此时节点两侧下排螺栓出现细小裂缝，端板被微微拉起，悬链线机制被激活，总荷载也开始明显上升；位移到达456.5 mm(C 点)，此时抗弯机制完全退出工作；随着荷载增加到顶峰(D 点)，荷载为 1302.7 kN，位移到达 550.9 mm，最下面三排螺栓被拉断；当位移达到 614.4 mm(E 点)，上面两排螺栓处于受拉状态，继续承担，承载力重新上升。

图 10b 为 SF2 荷载-位移曲线，当位移在 45.8 mm(A 点)前，此阶段斜率趋于直线，钢梁整体受弯，上下翼缘处于弹性阶段；随着荷载增加，位移在 85.7 mm(B 点)时，梁截面轴力为 0 kN，悬链线机制开始发挥作用，悬链线机制与抗弯机制一起抵抗外荷载，此时钢梁受弯严重，梁翼缘出现轻微收缩；随着荷载增加，柱顶位移加载至 363.2 mm(C 点)时，抗弯机制完全退出工作，两侧钢梁上翼缘收缩严重；当加载位移达到 534.9 mm(D 点)，CF1 达到极限承载力，梁断裂并扩散到上翼缘，此时荷载到达最大 1900.3 kN，随后荷载开始下降。

图 10c 为 CF1 荷载-位移曲线，当位移在 51.8 mm(A 点)前，CF1 整体轻微下移，节点的荷载-位移曲线呈线性递增关系，此时处于梁机制弹性阶段；随着荷载的增加，钢梁弯曲，位移在 124.2 mm(B 点)后，悬链线机制发挥作用，结构进入过渡机制阶段；位移到达 214.2 mm(C 点)抗弯承载力退出工作；荷载继续增大，到达顶峰 D 点，此时荷载为 937.1 kN，位移为 326.7 mm，最下面三排螺栓被拉断裂，造成节点承载力大幅下降；当位移达到 448.3 mm(E 点)，上面两排螺栓处于受拉状态，继续承担，承载力重新上升。

图 10d 为 CF2 荷载-位移曲线，位移为 40.7 mm(A 点)前是梁机制弹性阶段；当荷载增加到 634.7 kN，位移达到 58.5 mm(B 点)，悬链线机制被激活，此阶段为过渡机制阶段，最下排螺栓被微微拉开；当位移达到 478.6 mm(C 点)时，CF2 下排四个螺栓被拉开，抗弯承载力退出工作，过渡机制阶段结束。当位移达到 561.4 mm(D 点)时，荷载达到最大 1849.5 kN，下面四个螺栓被拉断。

2.3 荷载-位移曲线

模型的荷载-位移曲线如图 11 所示，表 3 为荷载-位移曲线特征点。与模型 SF1 相比，SF2 极限承载力提升了 31.44%，极限承载力对应的位移只相差 2%，CF1 极限承载力减少 28.1%，极限承载力对应位移明显减小 40.68%；与模型 CF2 相比，CF1 极限承载力降低了 49.3%，极限承载力对应位移明显减小 46.48%，SF2 极限承载力提升了 2.7%，极限承载力对应位移增加 11.79%。

外伸端板连接钢管混凝土框架子结构比平齐端板连接极限承载力平均增加 40.42%，其相应位移平均增加 24.2%；方钢管混凝土框架子结构极限承载力比圆钢管混凝土框架子结构平均增加 15.4%，其

相应位移平均增加 26.24%。端板形式对结构极限承载力及相应位移影响明显，柱截面形式对结构极限承载力及相应位移影响较明显，在设计中应优先选择外伸端板连接。

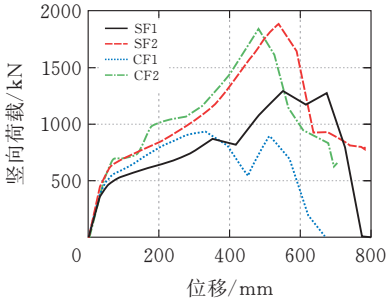


图 11　荷载-位移曲线分析

表 3　荷载-位移曲线特征点

模型编号	特征点	位移/mm	荷载/kN
SF1	强度极限点	550.9	1302.7
SF2	强度极限点	534.9	1900.3
CF1	强度极限点	326.7	937.1
CF2	强度极限点	478.6	1849.5

3　抗连续倒塌机制分析

3.1　理论分析

当中柱失效后，失效柱上方梁柱节点子结构的抗倒塌机制主要由两部份承担，即抗弯机制与悬链线机制组成[32]。公式：

$$P = P_f + P_c \tag{2}$$

式中，失效柱上方节点所承担的总荷载 P；悬索机制所承担的竖向荷载 P_c；抗弯机制所承担的竖向荷载 P_f。

取梁柱节点子结构的左半边进行受力分析，如图 12 所示，详细描述其公式为：

$$P_c = N\sin\theta \tag{3}$$

$$P_f = V\cos\theta \tag{4}$$

式中，N 为梁截面的轴向力；V 为梁截面的剪力；θ 为梁截面的转角。

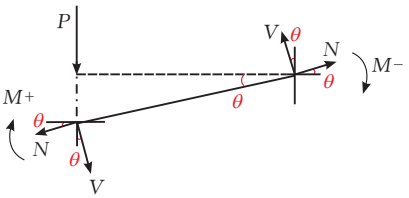
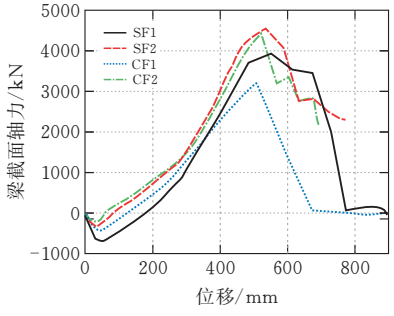


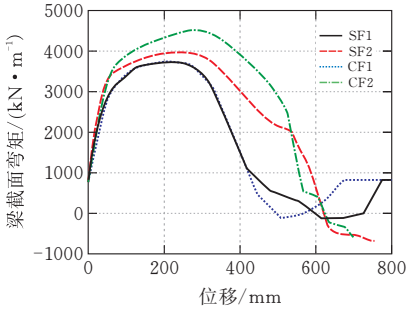
图 12　受力分析图

3.2　内力发展

图 13 为梁端靠近端板连接处的轴力和弯矩图，由图 13 可知：加载初期，结构处于梁机制阶段，轴力较小且为压力，弯矩增长速度较快；进入过渡机制阶段后，弯矩增大趋势放缓；随着位移的增加，轴力由压力变为拉力，进入悬链线机制阶段，梁弯矩逐渐减小，轴力逐渐增大。



(a)轴力

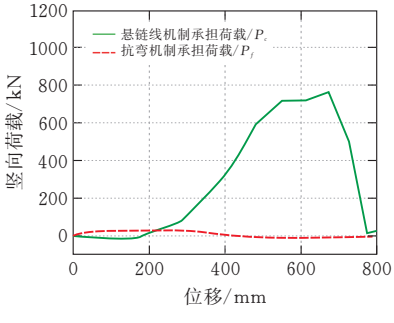


(b)弯矩

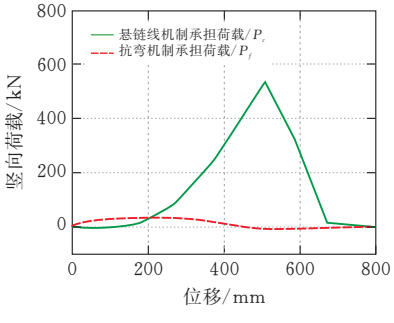
图 13　梁截面内力图

3.3　抗力机制发展

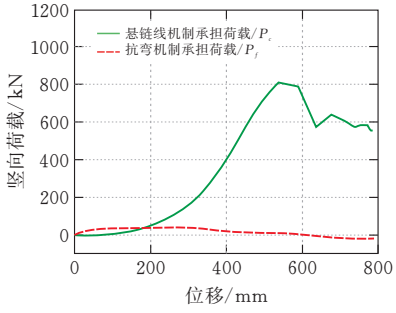
图 14 是不同柱截面形式和不同端板类型结构抗弯机制承载力和悬链线机制承载力发展曲线。在中柱失效的情况下，单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架子结构的抗力机制主要包括梁机制、过渡机制和悬链线机制。在梁机制阶段，主要处于抗弯状态；在过渡机制阶段，同时处于抗弯和抗拉的状态；而在悬链线机制阶段主要处于抗拉状态。



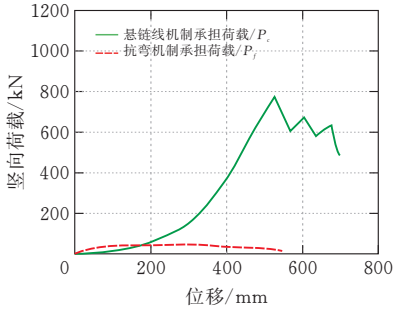
(a)SF1



(b)SF2



(c)CF1



(d)CF2

图 14 总抗力机制发展过程

由图可知,当位移为 179.1 mm 和 85.7 mm 时,SF1 和 SF2 悬链线机制开始发挥主要作用,当位移为 124.2 mm 和 58.5 mm 时,CF1 和 CF2 悬链线机制发挥主要作用,表明外伸端板对悬链线机制承担荷载影响较大,平齐端板连接会使结构进入悬链线阶段慢一点;柱截面形式对悬链机制承担荷载影响较大,圆钢管混凝土柱更早进入悬链线阶段。

4 关键影响参数分析

单边螺栓-端板连接由于自身构造种类繁多,几何参数可变性强,导致其受力性能复杂。研究表明端板形式平齐或外伸、端板厚度、螺栓直径和强度、钢管柱壁厚等为单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架抗连续倒塌性能影响关键。

4.1 螺栓直径

为研究螺栓直径对结构抗连续倒塌性能的影响,将螺栓 M30 变为 M27、M33,分析结果如图 15、图 16 及表 4 所示。螺栓直径减小,极限承载力平均减少 37.01%,极限承载力相应位移减少 31.71%。螺栓直径增加,极限承载力平均增加 13.70%,极限承载力相应位移增加 12.01%。随着螺栓直径的减小,节点极限承载力减小,其极限承载力相应位移随着螺栓直径的减小而减小,随着螺栓直径的增加其极限承载力及相应位移也随之增大,因此,在工程应用和设计中,适当提高螺栓直径可以增强该类节点抗连续倒塌能力。

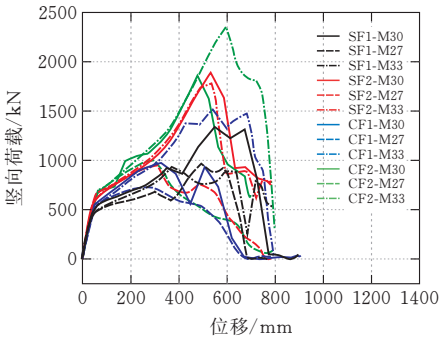


图 15 不同螺栓下荷载-位移曲线

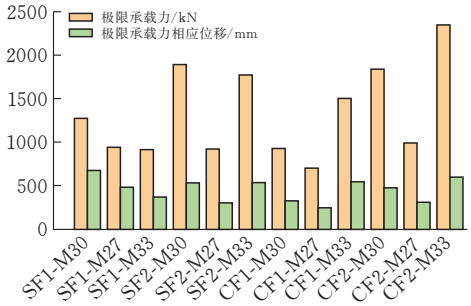


图 16 不同螺栓下节点极限承载力及相应位移数据对比

表 4 不同螺栓下荷载-位移曲线特征点

名称	极限承载力/kN	极限承载力相应位移/mm
SF1-M30	1279.6	673.3
SF1-M27	947.5	486.9
SF1-M33	924.0	366.3
SF2-M30	1900.3	535.0
SF2-M27	928.0	311.0
SF2-M33	1782.0	544.0
CF1-M30	937.1	326.7
CF1-M27	707.7	254.0
CF1-M33	1515.5	544.5
CF2-M30	1849.5	478.6
CF2-M27	991.0	311.0
CF2-M33	2350.1	599.5

4.2 端板厚度

图 17、图 18 和表 5 为不同端板厚度荷载-位移曲线及特征点,当端板厚度由 30 mm 变成 24 mm 时,极限承载力平均减少 21.76%,极限承载力相应位移平均减少 19.82%。

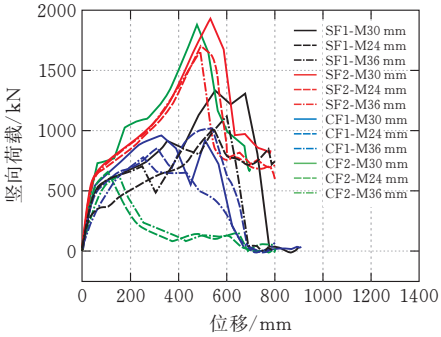


图 17 不同端板厚度荷载-位移曲线

当端板厚度由 30 mm 变成 36 mm 时，极限承载力平均减少 29.435%，极限承载力相应位移平均增加 29.51%。端板厚度的改变，节点极限承载力均减小，其相应极限位移 CF2 变化较大，其他节点变化不明显，所以改变端板厚度不能提高节点的抗连续倒塌能力。

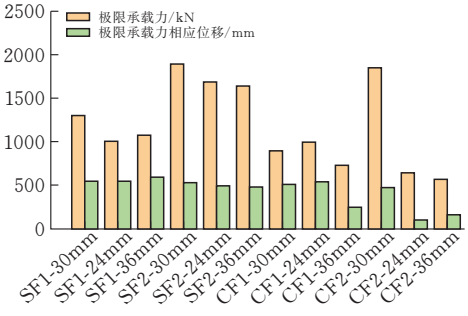


图 18　不同端板厚度下极限承载力及相应位移数据对比

表 5　不同端板厚度荷载-位移曲线特征点

名称	极限承载力/ kN	极限承载力相应位移/mm
SF1-30mm	1302.7	550.9
SF1-24mm	1011.6	545.2
SF1-36mm	1081.4	596.6
SF2-30mm	1900.3	535.0
SF2-24mm	1692.6	491.5
SF2-36mm	1645.3	491.7
CF1-30mm	893.0	508.6
CF1-24mm	993.4	543.5
CF1-36mm	729.7	253.2
CF2-30mm	1849.5	478.6
CF2-24mm	647.1	110.2
CF2-36mm	572.6	152.9

4.3　柱壁厚

由图 19、图 20 和表 6 得出，当柱壁厚由 30 mm 变成 27 mm 时，SF1、SF2 极限承载力平均减少 9.94%，极限承载力相应位移平均增加 10.9%。

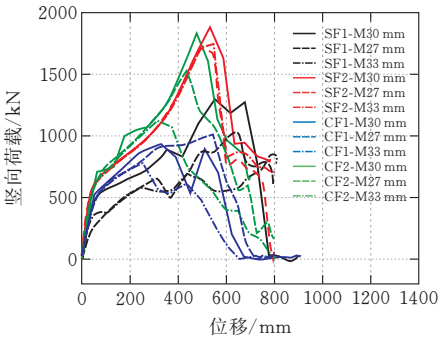


图 19　不同柱壁厚度下荷载-位移曲线

当柱壁厚由 30 mm 变成 33 mm 时，极限承载力平均减少了 25.63%，极限承载力相应位移平均减少6.76%。柱壁厚度无论增加还是减少，SF1 和 CF2 的极限承载力都下降，而对 SF2 和 CF1 的极限承载力影响较小，总体上柱壁厚度的变化对于节点承载力的影响较小。

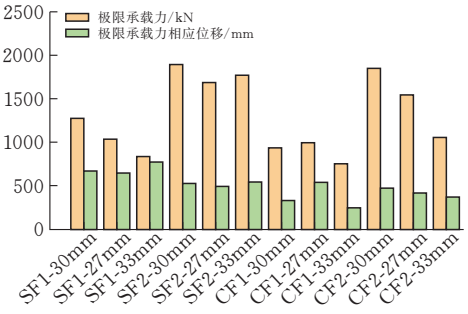


图 20　不同柱壁厚度下极限承载力及相应位移数据对比

表 6　不同柱壁厚度下荷载-位移曲线特征点

名称	极限承载力/ kN	极限承载力相应位移/ mm
SF1-30mm	1279.5	673.3
SF1-27mm	1032.6	645.4
SF1-33mm	842.7	782.0
SF2-30mm	1900.2	535.0
SF2-27mm	1689.8	490.5
SF2-33mm	1773.7	545.2
CF1-30mm	937.1	326.7
CF1-27mm	1000.6	542.5
CF1-33mm	759.6	253.1
CF2-30mm	1849.5	478.6
CF2-27mm	1551.0	430.8
CF2-33mm	1058.3	370.7

5　结论

本文通过对单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架抗连续倒塌性能进行分析，得出以下结论：

1）在验证试验模型抗连续倒塌分析准确性后，提出半跨梁简化分析模型，该模型可以反映结构发生连续倒塌破坏时节点的受力情况。

2）单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架子结构抗连续倒塌过程主要分为 3 个阶段：梁机制阶段、过渡机制阶段和悬链线机制阶段。在梁机制阶段，主要处于抗弯状态；在过渡机制阶段，同时处于抗弯和抗拉的状态；而在悬链线机制阶段主要处于抗拉状态。与外伸端板连接相比，平齐端板连接会使结构进入悬链线机制阶段慢一点；与方钢管混凝土框架子结构相比，圆钢管混凝土框架子结构更早进入悬链线阶段。

3）外伸端板连接钢管混凝土框架子结构比平齐端板连接极限承载力平均增加 40.42%，其相应位移平均增加 24.2%；方钢管混凝土框架子结构极限承载力比圆钢管混凝土框架子结构平均增加 15.4%，其相应位移平均增加 26.24%。在设计中应优先选

择外伸端板连接。

4)单边螺栓-端板连接钢管混凝土框架抗连续倒塌性能受螺栓直径、端板厚度、柱壁厚等关键参数影响。螺栓直径对抗倒塌能力和极限位移的影响最为显著,在工程设计和应用中应予以考虑。

[参 考 文 献]

[1] 胡晓斌,钱稼茹.结构连续倒塌分析与设计方法综述[J].建筑结构. 2006(S1):573-577.

[2] Ellingwood B R, Dusenberry D O. Building design for abnormal loads and progressive collapse[J]. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering. 2005, 20(03):194-205.

[3] Ellingwood, Bruce R. Mitigating risk from abnormal loads and progressive collapse[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities. 2006, 20(04):315-323.

[4] ASCE-05(2005).Minimum Design. Loads for building and other structures[S] American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

[5] GSA, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects [S]. Washington, DC: U. S. General Services Administration, 2013.

[6] 丁克伟,陈东,刘运林,等.一种新型拼缝结构的叠合板受力机理及试验研究[J].土木工程学报,2015,48(10):64-69.

[7] 丁克伟,刘建华,马巍,等.新型装配式半刚性节点抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2021,54(04):1-7.

[8] 丁克伟,韩苗兰,李兴龙.装配式半刚性梁柱螺栓连接节点抗震性试验研究[J].合肥工业大学学报(自然科学版),2020,43(06):805-810.

[9] 张语.低周往复荷载作用下装配式螺栓节点抗震性能试验研究[D].合肥:安徽建筑大学,2021:16-54.

[10] 袁良健.端板连接梁柱节点钢框架抗连续倒塌性能研究[D].南京:东南大学,2018:31-61.

[11] 楼国彪,李国强,雷青.钢结构高强度螺栓端板连接研究现状(Ⅰ)[J].建筑钢结构进展,2006(02):8-21.

[12] 易伟建,何庆峰,肖岩.钢筋混凝土框架结构抗倒塌性能的试验研究[J].建筑结构学报,2007,28(05):104-109.

[13] Yang B, Tan K H. Numerical analyses of steel beam-column joints subjected to catenary action[J]. Journal of Constructional Steel Research,2012(02),70:1-11.

[14] Yang B, Tan K H. Experimental tests of different types of bolted steel beam-column joints under a central-column-removal scenario[J]. Engineering Structures,2013,54:112-130.

[15] 高山,郭兰慧,张素梅.基于材料损伤的钢板加固半刚性组合节点抗倒塌性能分析[J].建筑结构学报,2019,40(03): 2019.03.025.

[16] 王文达,王景玄,周小燕.基于纤维模型的钢管混凝土组合框架连续倒塌非线性动力分析[J].工程力学,2014,31(09):142-151.

[17] 郑龙,王文达,李华伟,等.钢管混凝土柱-钢梁穿心螺栓外伸端板式节点抗连续倒塌性能研究[J].建筑结构学报,2019,40(11):140-149.

[18] 王景玄,王文达,李华伟.钢管混凝土平面框架子结构抗连续倒塌精细有限元分析[J].工程力学,2018,35(06):105-114.

[19] 王景玄,王文达,石晓飞.基于备用荷载路径法的钢管混凝土框架抗连续倒塌机制非线性动力分析[J].建筑结构学报,2015,36(S1):2015.S1.003.

[20] 徐嫚,高山,郭兰慧.钢管混凝土柱-钢梁平齐端板连接节点抗倒塌性能试验研究[J].振动与冲击,2020,39(20):121-127.

[21] 史艳莉,李天昊,王文达.不同构造的圆钢管混凝土柱-H 钢梁环板节点抗连续性倒塌性能分析[J].自然灾害学报,2017,26(03):28-38. 2017.0304.

[22] Dinu F, Marginean I, Dubina D. Experimental testing and numerical modelling of steel moment-frame connections under column loss[J]. Engineering Structures,2017,1(51):861-878.

[23] 聂建国,田春雨.考虑剪力滞后的组合梁极限承载力计算[J].中国铁道科学,2005(04):16-22.

[24] Lee Y W, Wierzbicki T. Quick fracture calibration for industrial use[R].Cambridge, MA, USA:MIT Impact and Crashworthiness Lab,2004.

[25] 魏建鹏,田黎敏,郭杨,等.考虑损伤断裂的新型梁柱节点抗连续倒塌研究[J].华中科技大学学报(自然科学版),2023,51(07):77-83.

[26] 孔祥雄,史铁花,程绍革.基于材料损伤和失效准则的钢结构在强震下倒塌模拟分析方法[J].土木工程学报,2014,47(09): 2014.09.031.

[27] 周天华,李文超,管宇,等.基于应力三轴度的钢框架循环加载损伤分析[J].工程力学,2014,31(07):146-155.

[28] 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.

[29] 石永久,王萌,王元清,等.钢框架端板连接半刚性节点受力性能分析[J].工程力学,2011,28(09):51-58.

[30] 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(07):26-33.

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

[32] 王艺璇. 三向连接式半刚性梁柱节点子结构抗倒塌性能研究[D].西安:西安建筑科技大学,2023:7-9.

(下转第 133 页)

tual information of the feature map using multiple scales of null convolution with different sampling rates. Second, the ECA is combined with the C3 module so that the ECA has the C3 attribute, which enables channel feature enhancement of the input feature map and greatly reduces the number of parameters. The experimental results show that, on the Tsinghua Tencent 100K dataset and the Traffic Camera Object Detection dataset, the ACE Yolov5 model proposed in this paper outperforms other models in terms of detection performance. Compared with Yolov5, the mAP50 improved by 5.1% and 2.2%, respectively.
Keywords: small object detection; Yolov5; context; attentional mechanisms

[责任编校: 闫　品]

(上接第 83 页)

A Robust Kernel Density Estimator Based on Window Width Optimization

PENG Bo

(*School of Computer Science, Hubei Univ. of Tech., Wuhan* 430068, *China*)

Abstract: The kernel density estimator, as a non-parametric estimation statistical model, is susceptible to the influence of outlier and window parameter selection when estimating the probability density function of data. In order to improve the accuracy of kernel density estimation under outlier conditions, this study proposes a robust kernel density estimator based on window width optimization. The optimized estimator is implemented in two stages. In the first stage, this study introduces the Levi flight strategy to improve the optimization performance of hybrid rice optimization algorithms. The improved hybrid rice optimization algorithm will be used to optimize the unbiased cross validation objective function and achieve the search for the optimal window value. In the second stage, this study introduces M-robust estimation into the mean calculation process of Hilbert space mapping, reducing the weight of outliers in the probability density function calculation process and eliminating the influence of outliers. Through the optimization of the above two stages, the goal of accurately estimating the probability density function under outlier conditions is ultimately achieved. The experimental results show that when the data contains outliers, the optimized robust kernel density estimator has higher estimation accuracy than traditional kernel density estimators.
Keywords: robust estimation; kernel density estimation; hybrid rice optimization algorithm; Lévy fight; Hibert space

[责任编校: 闫　品]

(上接第 120 页)

Study on Anti-collapse Performance of CFST Frame with Single-sided Bolt End Plates Connection

LI Yutong[1], WANG Donghua[1,2], WANG Haoyu[1], MA Jun[1]

(1 *School of Civil Engineering, Anhui Jianzhu Univ., Hefei*, 230601, *China*;
2 *Prefabricated Building Research Institute of Anhui province, Hefei* 230601, *China*)

Abstract: Based on two typical collapse test models, the accuracy of anti-collapse analysis was verified. A simplified analysis model of half-span beams was proposed to study anti-collapse performance of CFST frame substructures with blind bolt end plates connection. The failure mode, load-displacement curve and resistance mechanism were obtained, and the influence of key parameters is analyzed by numerical simulation. The results show that the structure resistance mechanism is mainly beam mechanism, transition mechanism and catenary mechanism. The ultimate bearing capacity and corresponding displacement of extended end plates are 40.42% and 24.2% higher than flush end plates. The ultimate bearing capacity and corresponding displacement of square CFST substructure are 15.4% and 26.24% higher than circle CFST substructure. The anti-collapse performance of the structure is affected by the key parameters such as bolt diameter, end plate thickness and column thickness. The improvement of bolt diameter for anti-collapse performance and ultimate displacement is most significant.
Keywords: blind bolt; end plate connection; CFST; numerical simulation; anti-collapse performance

[责任编校: 裴　琴]