

doi: 10.11835/j.issn.1000-582X.2021.058

# 下栓接贯通隔板-上焊接外环板节点抗连续倒塌性能 数值模拟分析

戎 贤<sup>1</sup>, 许秀晨<sup>1</sup>, 杜颜胜<sup>2</sup>

(1. 河北工业大学 土木与交通学院, 天津 300401; 2. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072)

**摘要:**通过对不同连接方式的梁柱节点构造进行分析,发现采用新型节点形式(下栓接贯通隔板-上焊接外环板)更有利于发挥悬链线机制,提高构件抗连续倒塌能力。运用ABAQUS软件,对该节点形式下的不同跨高比、不同跨度比以及局部削弱截面下的失效模式、承载力-位移曲线、抗力机制进行分析,为提升梁柱节点抗连续倒塌能力提供了新的节点形式,为抗连续倒塌性能的设计奠定了基础。

**关键词:**梁柱节点构造;悬链线机制;连续性倒塌;跨高比

中图分类号:TU391

文献标志码:A

文章编号:1000-582X(2023)10-071-15

## Numerical simulation for progressive collapse behavior of the joint with a lower bolted through diaphragm and an upper welded external plate

RONG Xian<sup>1</sup>, XU Xiuchen<sup>1</sup>, DU Yansheng<sup>2</sup>

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, P. R. China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, P. R. China)

**Abstract:** Through the analysis of various beam-column connected joints, this study reveals that the new connection method, featuring a lower bolted-through diaphragm and an upper welded external plate, enhances the catenary mechanism and improves the resistance to continuous collapse. The analysis employs ABAQUS software to conduct a comprehensive examination of failure modes, load-displacement curves, and resistance mechanisms under varying span-to-height ratios, span ratios and locally weakened sections of this joint. This study introduces a novel joint design aimed at enhancing collapse behavior and establishing a foundation for the design of structures with improved resistance to continuous collapse.

**Keywords:** beam-column connected joint; catenary mechanism; progressive collapse; span-to-height ratio

收稿日期:2021-05-21 网络出版日期:2021-10-18

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51808182);河北省自然科学基金资助项目(E2017202278)。

Supported by National Natural Science Foundation of China (51808182) and Hebei Provincial Natural Science Foundation (E2017202278).

作者简介:许秀晨(1996-),男,硕士研究生,主要从事钢管混凝土组合结构方向研究,(Email) night.xiu@qq.com。

通信作者:戎贤,男,教授,博士生导师,主要从事结构工程方向研究,(Email) xrong@hebut.edu.cn。

当结构的一个或多个承重构件发生局部破坏,并向外扩展,引发类似链反应的结构局部或整体破坏,这就是结构的连续性倒塌。从1968年伦敦的Ronan Point公寓倒塌到2001年的纽约世贸大厦倒塌,研究人员无法忽视建筑物承受异常荷载而连续性倒塌的现实。DOD和GSA的出现<sup>[1-3]</sup>,一种基于中柱失效下荷载重新分配的路径方法,逐渐被广大学者接受,同时,梁柱节点间不同的连接方式,也成为衡量结构抗连续性倒塌的关键。

Li和Wang<sup>[4-5]</sup>对于传统翼缘-腹板均焊接梁柱节点形式,进行了多组试验,通过采用翼缘焊接-腹板螺栓连接、下翼缘腹板均螺栓连接以及梁腹板连接处不同螺栓排列方式等构造形式,比较分析梁柱节点内力发展过程以及悬链线机制发展的影响。Yang等<sup>[6]</sup>对中柱失效下不同类型螺栓连接的梁-柱节点形式进行研究,探讨不同连接包括平端板、外伸端板、翼缘角钢连接等梁柱节点形式在悬链线机制下的变形能力。Gao等<sup>[7]</sup>针对中柱失效下加固角钢、长螺栓以及鳍板连接对梁柱节点性能影响进行研究。Qin等<sup>[8]</sup>研究了窄盖板、较宽梯形盖板及梁下翼缘局部增大3种连接形式在连续倒塌工况下的受力机理。Zhong等<sup>[9]</sup>对3种不同跨度比下栓焊连接节点组合梁柱结构倒塌性能进行比较分析。

研究表明,当结构发生破坏时,由于节点承载力及变形能力限制,后续反应中节点的性能起到关键作用,构件的破坏形式取决于节点的构造形式。研究采用一种新的节点形式:下栓接贯通隔板-上焊接外环板的新型梁柱节点连接,通过与已有的诸多节点连接方式进行比较,分析得出该新型节点形式具有较好的承载能力和转动能力。基于该节点形式,通过ABAQUS软件进一步对该节点形式下的不同跨高比、不同跨度比以及局部削弱截面下的失效模式、承载力-位移曲线、抗力机制进行分析,为后续不同梁柱节点构造形式的抗连续倒塌能力提供新思路。

## 1 新型梁柱节点形式

### 1.1 节点形式

笔者采用了方钢管柱-H型梁下栓接贯通隔板上焊接外环板的连接形式。模型材料均采用Q345B钢,在钢梁下翼缘与贯通隔板之间以及梁腹板与腹板剪切板之间均采用10.9级摩擦型高强螺栓连接。在钢梁的上翼缘与上外环板处、上外环板与柱间以及贯通隔板与柱间均采用开坡口全熔透焊接。外贴板与方钢管柱与上外环板之间均采用角焊缝焊接,构件具体构造尺寸如图1所示<sup>[10-11]</sup>。

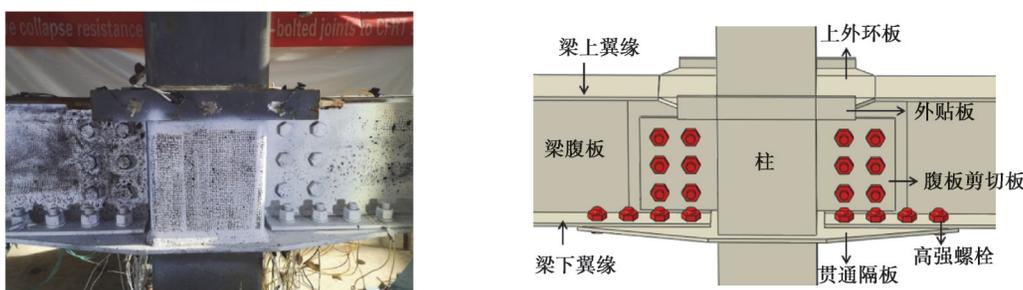


图1 新型节点形式详图

Fig. 1 Detailed drawing of proposed joints

### 1.2 不同连接方式抗连续倒塌性能对比

对前几种不同形式的梁柱节点构造的抗连续倒塌能力进行汇总,分析结果如表1所示<sup>[11-13]</sup>。对仅在梁腹板处设置单排高强螺栓的构件SJ1和SJ2,其抗弯机制峰值承载力与悬链线机制峰值承载力相近,弦转角 $\theta_1$ 较大,说明此时梁抗弯机制抵抗了大部分竖向荷载,构件并没有展现出很好的悬链线效应,悬链线机制提升作用较小。对于腹板剪切板处设置双排螺栓的隔板贯通式构件SJ3,相较于构件SJ2,悬链线作用提升明显,提升系数由0.188上升到0.411,且构件具备更好的转动能力。对于腹板以及上下翼缘均双排螺栓布置的构件SJ4,构件经历了长时间的抗弯机制作用,抗弯机制下峰值承载力为504 kN,悬链线机制下峰值承载力仅为495 kN,表明此构造形式对于构件的抗弯承载力提升明显,对于悬链线机制作用效果不明显,可近似将其

抗弯阶段的承载力当作构件的最大极限承载力。对于上焊接外环板-下栓接贯通隔板式构件 SJ5,该节点形式展示出最大的峰值承载力 656.72 kN,悬链线机制发挥出最大的作用,且构件具有较好的转动能力。综上所述得出,采用下栓接贯通隔板-上焊接外环板的新型梁柱节点连接形式,有利于更好地发挥悬链线机制作用,提高构件承载力。

表 1 不同连接方式的梁柱构件性能

Table 1 Performance of beam-column assembly with different connections

梁柱节点形式	抗弯机制峰值承载力 $F_1/\text{kN}$	$F_1$ 对应弦转角 $\theta_1/\text{rad}$	悬链线机制峰值承载力 $F_2/\text{kN}$	$F_2$ 对应弦转角 $\theta_2/\text{rad}$	提升系数 $\varepsilon = \frac{F_2 - F_1}{F_1}$
SJ1 内隔板式 (腹板单排螺栓)	218.81	0.074	203.67	0.171	-0.069
SJ2 隔板贯通式 (腹板单排螺栓)	183.03	0.037	217.43	0.169	0.188
SJ3 隔板贯通式 (腹板双排螺栓)	209.91	0.056	296.21	0.190	0.411
SJ4 贯通隔板式 (腹板以及上下翼缘均双排螺栓)	504.00	0.138	495.00	0.161	-0.018
SJ5 上外环板下贯通隔板式 (腹板以及下翼缘双排螺栓)	179.79	0.028	656.72	0.165	2.653

注:弦转角  $\theta = \delta/(l/2)$ , 其中: $\delta$ 为竖向位移; $l$ 为跨长。

## 2 有限元模型

### 2.1 结构模型

采用的有限元模型如图 2 所示,全部构件均采用三维实体单元 C3D8R。由于有限元模型中存在大变形、接触对复杂等造成的刚度矩阵奇异,采用传统的隐式分析计算收敛困难,因此,采用 ABAQUS/Explicit 显示分析进行模拟。为了更好地模拟实际试验过程中出现的断裂失效行为,使用缩减积分规则(reduced integration)和基于假定的增强应变方法控制沙漏(enhanced hourglass control)。通过网格敏感性分析,在梁柱连接部位以及下翼缘、贯通隔板处采用 1 mm 的局部加密网格尺寸,在剩余位置采用 10 mm 的粗糙网格尺寸,便于保证计算精确度的基础上提高计算效率。

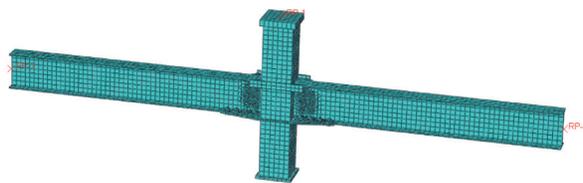


图 2 有限元模型

Fig. 2 Finite element modeling

### 2.2 材料模型

材性试验主要指标见文献[10],钢材的泊松比为 0.3。材料工程应力-应变曲线源于材性单调拉伸试验<sup>[14-16]</sup>,通过式(1)、(2)转化为真实应力、应变,断裂点断裂应力、应变如式(3)、(4)所示。

采用“单元删除”(element deletion)和“延性损伤准则”(ductile damage),使得构件在模拟过程中最薄弱位置由于失效而被删除。一些研究成果<sup>[17-20]</sup>表明钢材的延性很大程度上取决于应力三轴度,需结合实际试验结果进行验证<sup>[21]</sup>。模型中的螺栓、钢梁上下翼缘、腹板剪切板、钢梁腹板均可能发生断裂现象,在定义单元类型时应设置断裂属性。此外,梁东、西侧的断裂应变不同,分别为 0.2 和 0.3。

$$\sigma_T = \sigma_{Eng} (1 + \varepsilon_{Eng}), \quad (1)$$

$$\varepsilon_T = \ln(1 + \varepsilon_{Eng}), \quad (2)$$

$$\sigma_{fracture} = \frac{F_{fracture}}{A_{fracture}}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{fracture} = \ln\left(\frac{A_o}{A_{fracture}}\right), \quad (4)$$

式中： $\sigma_T$ 为真实应力； $\varepsilon_T$ 为真实应变； $\sigma_{Eng}$ 为工程应力； $\varepsilon_{Eng}$ 为工程应变； $F_{fracture}$ 为断裂时对应的荷载； $A_{fracture}$ 为断裂时试件的断后面积。

### 2.3 约束与加载

对于焊接连接,使用绑定约束 Tie 命令定义。梁与上部盖板的连接、外贴板与柱的连接、连接板与柱的连接均采用此类接触,且定义2个相接触的构件中以刚度较大的为主面,刚度小的为从面。对于螺栓与腹板剪切板之间的连接、螺栓与下翼缘之间的连接、钢管与混凝土之间的连接均采用面面接触(surface-to-surface),彼此之间相互作用的切线和法向行为分别设置为罚摩擦(penalty)和硬接触(hard contact),其中钢-钢之间以及钢-混凝土之间的摩擦系数分别采用0.45和0.35。

如图3所示,沿着梁的长度方向和柱的高度方向设置了3个参考点。顶部参考点RP1与顶板之间耦合相互作用,并通过仅允许Z方向自由度的位移来模拟位移加载。在柱顶RP1竖向位移加载时,选用了较为平滑的“smooth step”线性过渡幅值曲线,减缓加载过程中惯性力给模拟带来的影响,保证分析过程中动能与内能之比小于5%,使分析结果与静态分析结果相近。梁两端分别通过水平参考点RP2、RP3耦合作用,约束除UR2方向的所有自由度,使得梁2端“铰支作用”能够提供竖向抗力和横向拉力。

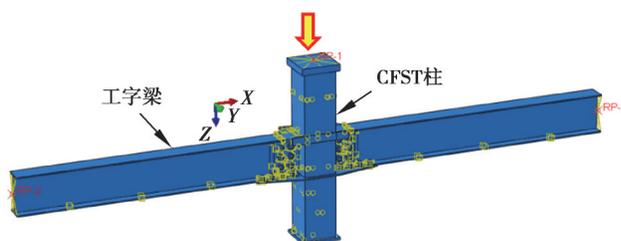


图3 约束与接触

Fig. 3 Contact and restraint

## 3 有限元模型的验证

数值结果的模拟分析以SJ5构件为基准,通过比较试验与模拟试件的荷载-位移曲线以及破坏过程,进一步证明有限元模型的有效性,为下一步参数化分析奠定基础。

试验与模拟的荷载-位移曲线对比如图4所示。可以看到,在小变形阶段(B点之前),模拟的初始刚度较高,梁机制下抗弯承载力较大。可能是由于在有限元中梁端被当作成理想的销支座,限制了在轴向的移动,相较于试验中不可避免的销支座的空隙,在初始阶段理想销支座展现出更显著的压拱效应。当然,试验中材料本身的特性差异也可能造成加载初期这种结果。模拟中上翼缘处未发生较大屈曲变形,因此未形成如试验BC段承载力明显下降的曲线,原因可能是因为试验中上翼缘加工厚度出现误差导致明显屈曲变形。在大变形阶段(c点之后),模拟曲线CE段较为平滑,而试验的CE段产生不同程度荷载升降。加载过程中伴随着“哐当哐当”的声音,试验中悬链线机制提供拉力使得螺栓发生反复滑移,而模拟中给定的螺栓与螺栓孔、下翼缘之间的约束作用一定程度上减少了滑移程度。

构件的失效过程如图5所示。在模拟过程中,构件在BC段上翼缘逐渐屈曲,随着荷载继续增加,D点处出现了孔壁承压破坏,螺栓孔形状由圆孔变形至椭圆孔。当达到E点位移为354 mm时,下翼缘翘曲,最外侧螺栓处下翼缘与下外环板之间存在较大空隙,螺栓滑移增大,且下翼缘逐渐出现颈缩现象。在DE段,梁腹板处也出现较明显的屈曲变形,直至位移达到F点,西侧下翼缘处断裂,模拟结束。模拟的整体破坏过程与试验较为一致,因此,建模方法可以准确模拟该加固方式下的梁柱节点倒塌性能。

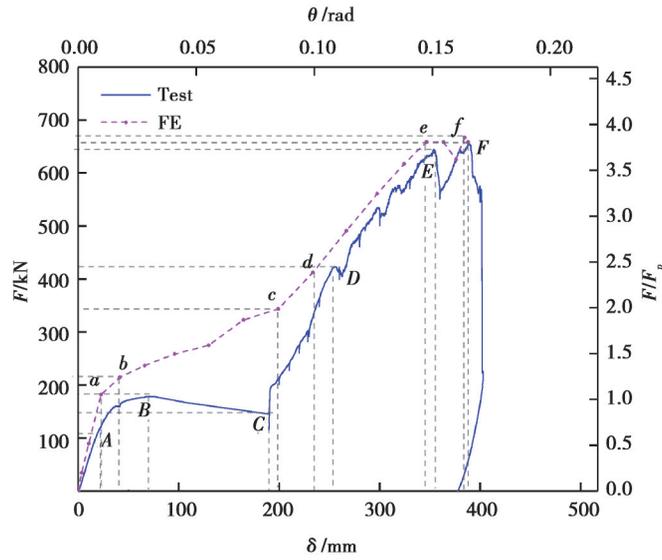
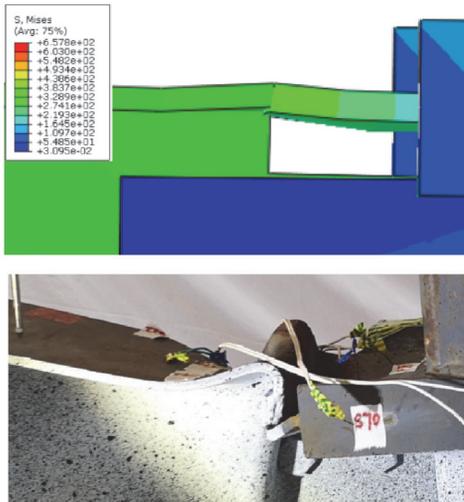
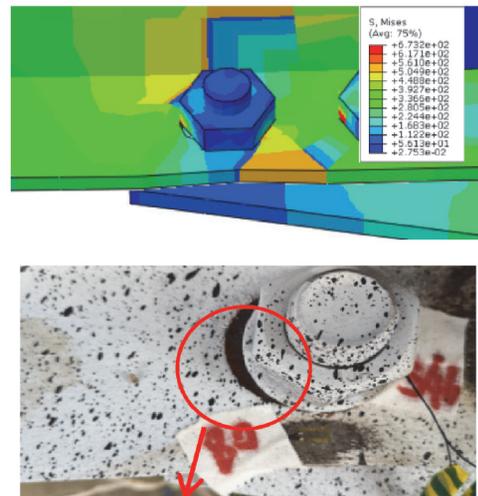


图 4 试验与有限元荷载-位移曲线对比

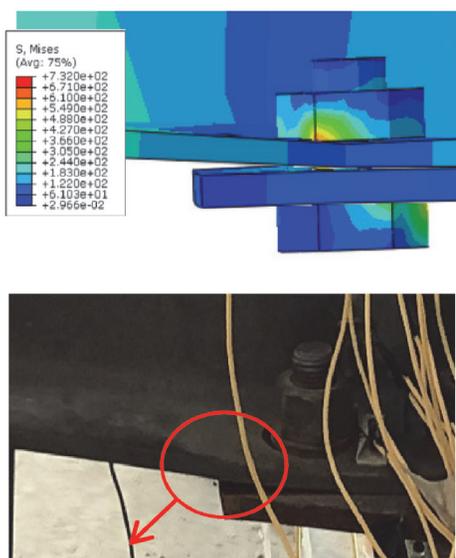
Fig. 4 Comparison of test and FE



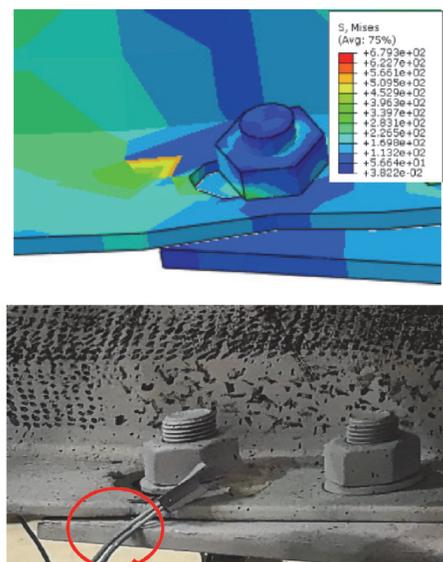
(a) 上翼缘屈曲



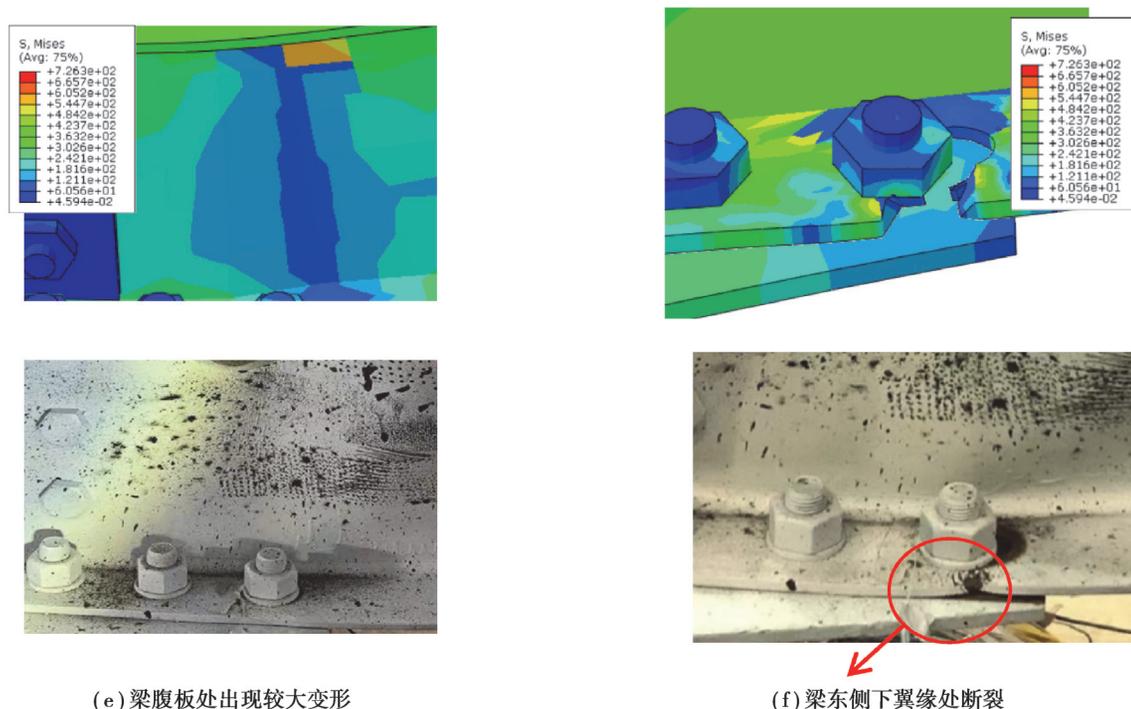
(b) 孔壁承压破坏



(c) 下翼缘翘曲且下翼缘与贯通隔板间出现较大空隙



(d) 最外侧螺栓孔椭圆状且下翼缘颈缩



(e) 梁腹板处出现较大变形

(f) 梁东侧下翼缘处断裂

图5 试验与模拟过程中构件的破坏形态对比

Fig. 5 Failure modes of numerical simulation

## 4 结构参数对节点受力性能的影响

通过已有学者的研究,基于几种梁柱节点抗连续倒塌的加固方式,改变本次模拟的构件结构参数,使节点获得更好的转动能力和承载力。

### 4.1 跨高比

#### 4.1.1 内力及失效分析

分析了表2中所展示的4种不同跨高比的构件(仅改变跨长,保持梁高不变),对不同跨高比构件的极限承载力、失效模式以及最不利截面应力发展情况进行分析。4种不同跨高比的构件设计均按照钢结构设计规范<sup>[21-22]</sup>,且满足强柱弱梁的抗震设计要求,结构形式均与图2试件相同。

表2 构件跨高比的参数化分析

Table 2 Parametric analysis of specimens with different span-to-height ratios

构件名称	梁截面	柱截面	跨高比
SC-STD-15.6	H300×150×6×8	SHS250×10	15.6
SC-STD-14	H300×150×6×8	SHS250×10	14
SC-STD-12	H300×150×6×8	SHS250×10	12
SC-STD-10	H300×150×6×8	SHS250×10	10

由图6可以看出,4种不同跨高比构件展现出了不同的抵抗荷载的能力,除SC-STD-10峰值承载力较低外,其余3个构件峰值承载力基本一致,表明跨高比(仅改变跨长)对此类加固方式峰值承载力影响较小。随着跨高比的减小,不同跨高比构件达到峰值承载力的位移变小,SC-STD-15.6达到峰值承载力时的位移为347 mm,而SC-STD-10仅为164 mm。其关键点对应的荷载及位移坐标如表3所示,可以看出不同跨高比的构件表现出了完全不同的破坏形式。对于跨高比小的SC-STD-10和SC-STD-12,在失效柱附近的下外环板和腹板剪切板处出现了较大的变形,而对于跨高比较大的SC-STD-14和SC-STD-15.6,仅在钢梁下翼缘处发生断裂以及腹板剪切板处轻微变形。

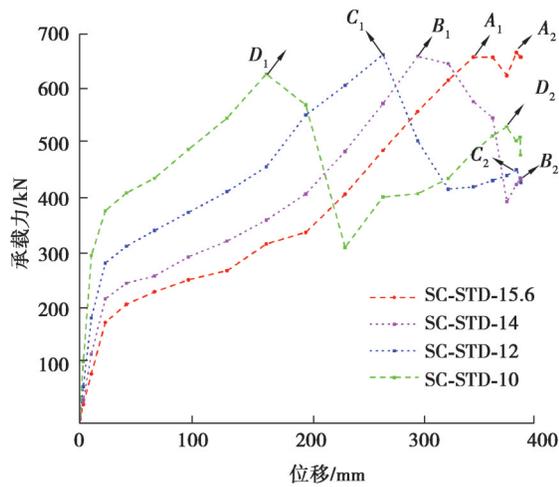
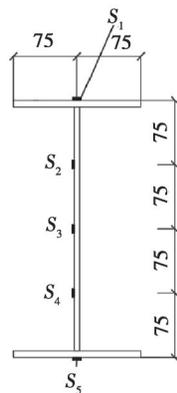


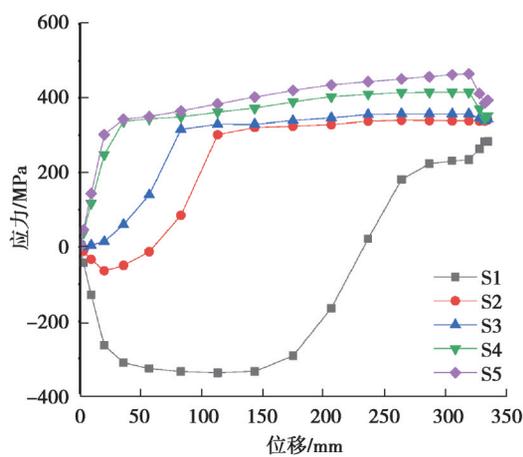
图 6 不同跨高比构件的荷载-位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curves of specimens with different span-to-height ratios

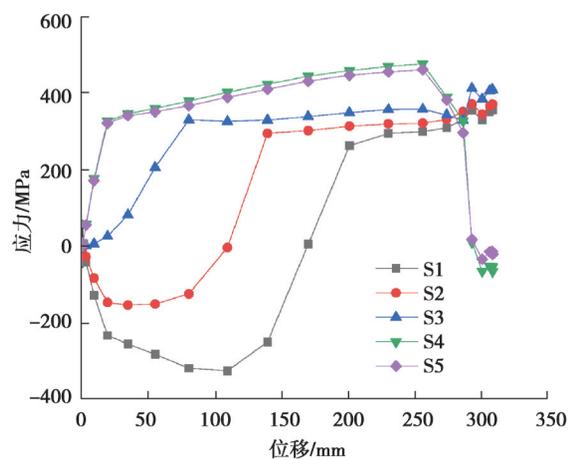
4个不同跨高比构件的最不利截面应力发展曲线如图7所示,各截面应力发展趋势基本一致。初始阶段,全截面应力随着中柱竖向位移的增加而线性增加,此时,梁的抗弯机制发挥作用,即梁的上翼缘受压,下翼缘受拉。随着中柱竖向位移的增加,梁的下翼缘处应力趋于稳定,逐渐达到屈服状态。上翼缘应力逐渐向受拉转变,迅速增长,此时悬链线机制开始发挥作用,拉结力的存在最终使得梁全截面受拉。



(a) 最不利截面处应变布置



(b) SC-STD-15.6



(c) SC-STD-14

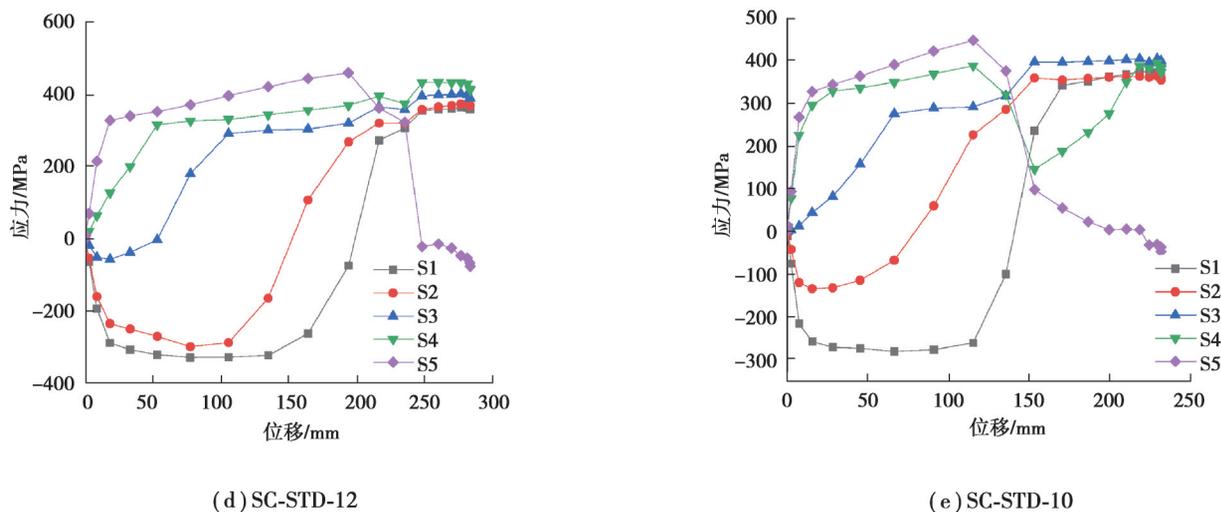


图7 最不利截面应力发展曲线

Fig. 7 Stress development curve of the most unfavorable section

表3 试件荷载-位移曲线峰值点

Table 3 Peak point of load-displacement curve of specimens

试件编号	第一峰值点 /(mm, kN)	第一峰值点对应失效模式	第二峰值点 /(mm, kN)	第二峰值点对应失效模式
SC-STD-15.6	A <sub>1</sub> (347,659)	西侧钢梁下翼缘处出现断裂	A <sub>2</sub> (384,667)	西侧钢梁下翼缘处完全断裂
SC-STD-14	B <sub>1</sub> (298,660)	东侧钢梁下翼缘处出现较大变形	B <sub>2</sub> (388,440)	下外环板处出现颈缩变形,腹板剪切板处出现轻微变形
SC-STD-12	C <sub>1</sub> (267,663)	西侧下外环板处出现较大变形	C <sub>2</sub> (384,456)	西侧梁腹板剪切板靠近失效柱处变形严重
SC-STD-10	D <sub>1</sub> (164,628)	西侧下外环板处出现严重变形,腹板剪切板处出现轻微变形	D <sub>2</sub> (376,533)	西侧下外环板处断裂,腹板剪切板处断裂

## 4.1.2 抗力发展过程

中柱失效下的梁-柱-梁简化模型如图8所示,柱上部施加的竖向荷载 $F$ 将由梁抗弯作用提供的剪力的竖向分量 $F_f$ 与悬链线作用提供的轴力的竖向分量 $F_c$ 之和<sup>[13]</sup>,可按照下列公式进行求解。

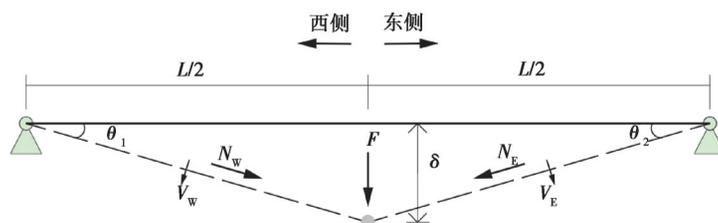


图8 梁柱结构的简化模型

Fig. 8 Simplified model of beam-column assembly

$$F_c = N_w \sin \theta_1 + N_e \sin \theta_2, \quad (5)$$

$$F_f = F - F_c, \quad (6)$$

式中: $N_w$ 、 $N_e$ 分别为梁西侧和东侧的轴力; $\theta_1$ 、 $\theta_2$ 分别为梁西侧和东侧的转角。

基于上述简化模型和计算公式,图9给出了不同跨高比构件抗弯作用以及悬链线作用提供的抗力随失

效柱竖向位移的发展曲线。可以看出,在试件加载初期,4个构件的抗力基本全部由梁的抗弯机制 $F_f$ 提供,且随着跨高比的减小,梁的抗弯机制提供的 $F_f$ 更大。随着加载位移的继续增加,尤其是当较大变形出现或者局部断裂出现时,梁端的有效截面减小,导致梁的抗弯机制提供的抗力迅速下降,悬链线机制提供的抗力 $F_c$ 则迅速增大。

对于构件 SC-STD-10,在达到初始峰值荷载时,梁的抗弯机制承担了主要作用,悬链线机制几乎无作用,而对于构件 SC-STD-14,在达到峰值荷载时,梁的抗弯机制与悬链线机制提供了近乎一致的抗力。这种现象在一些研究中也存在,表明提升跨高比更有利于悬链线作用的发展,且对于跨高比小的构件,其极限承载力可以用初始抗弯承载力来定义。此外,当构件产生大的变形或者局部断裂后,由抗弯机制提供的承载力(可称为虚拟弯矩)会下降至负值,由于构件将要失效,负向抗力不再进行分析。

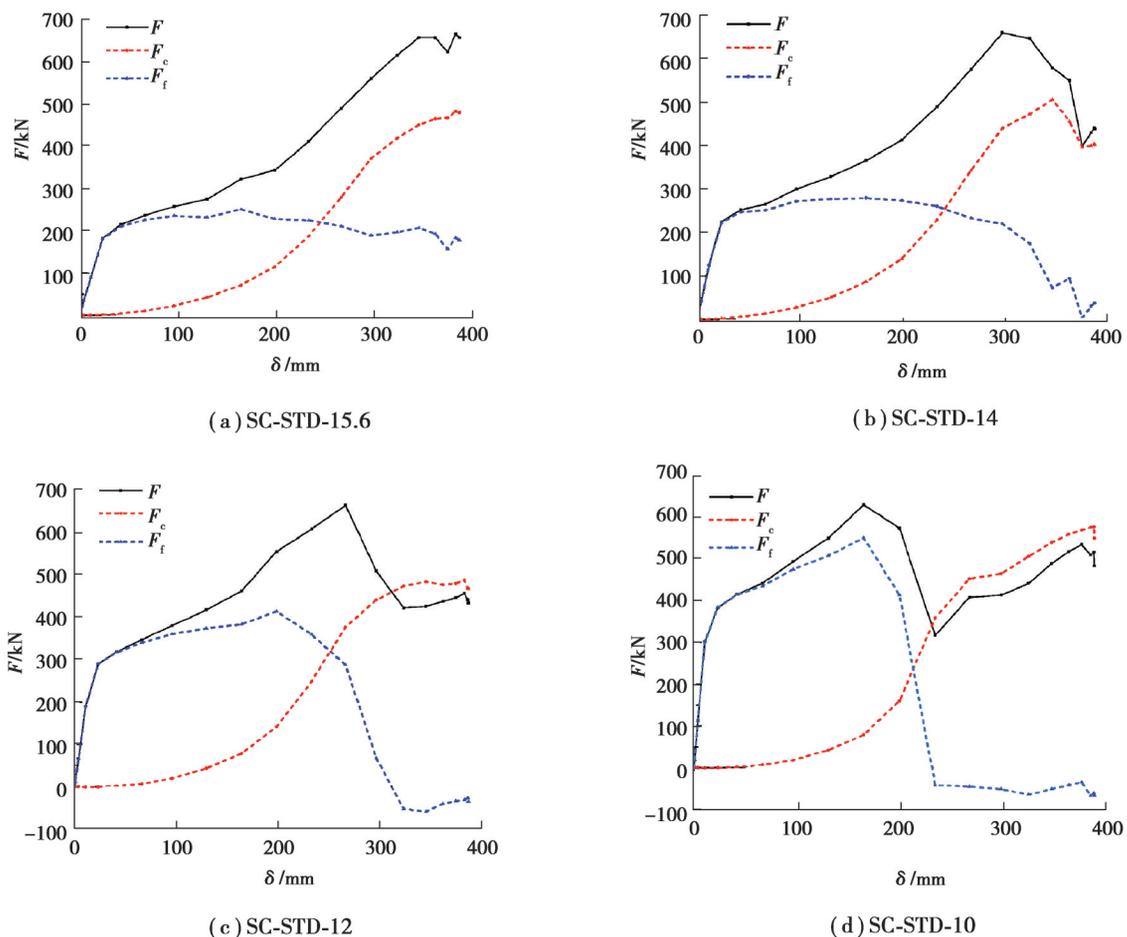


图 9 试件抗力机制发展过程

Fig. 9 The development of the resistance mechanism of different specimens

## 4.2 跨度比分析

### 4.2.1 承载力及失效分析

分析了表 4 中所展示的 5 种不同跨度比的构件(保持东侧梁跨度不变,为 2 350 mm,仅改变西侧梁的跨度),对不同跨度比构件的极限承载力、失效模式进行分析。5 种不同跨度比的构件设计均按照钢结构设计规范<sup>[21]</sup>,且满足强柱弱梁的抗震设计要求,结构形式均与图 2 试件相同。

不同跨度比的构件的荷载-位移曲线如图 10 所示,随着跨度比的增加,即西侧梁跨度减小,加载初期梁抗弯机制提供的承载力较大。对于跨度比较大的试件 SC-SR-1.4 和试件 SC-SR-1.6,其破坏模式表现为当竖向位移分别达到 234 mm 和 164 mm 时,西侧钢梁下翼缘(靠近失效柱)发生断裂,进而内力向腹板剪切板传

递,致使腹板剪切板(靠近失效柱)边缘发生断裂,靠近失效柱侧螺栓发生滑移,而东侧钢梁无较大变形出现。对于跨度比较小的构件 SC-SR-1.2 和构件 SC-SR-1.3,直至竖向位移达到 298 mm 和 267 mm 时西侧钢梁下翼缘才出现断裂,此时,东侧钢梁下翼缘处出现轻微翘曲,腹板剪切板出变形不明显。

表4 构件跨度比的参数化分析

Table 4 Parametric analysis of specimens with different span ratios

构件名称	梁截面	柱截面	跨度比(东侧梁长/西侧梁长)
SC-SR-1.0	H300×150×6×8	SHS250×10	1.0
SC-SR-1.2	H300×150×6×8	SHS250×10	1.2
SC-SR-1.3	H300×150×6×8	SHS250×10	1.3
SC-SR-1.4	H300×150×6×8	SHS250×10	1.4
SC-SR-1.6	H300×150×6×8	SHS250×10	1.6

相较于等跨梁 SC-SR-1.0,随着跨度比的逐渐增大,钢梁西侧下翼缘断裂的竖向位移越来越小,且东侧钢梁并未发挥其作用,变形并不明显,峰值承载力较低,与文献[9]的试验现象较为接近。当西侧梁下翼缘发生断裂时,由于两侧梁线刚度和塑性转角大小不同影响了双跨梁的协同作用,导致后期峰值荷载有所下降。

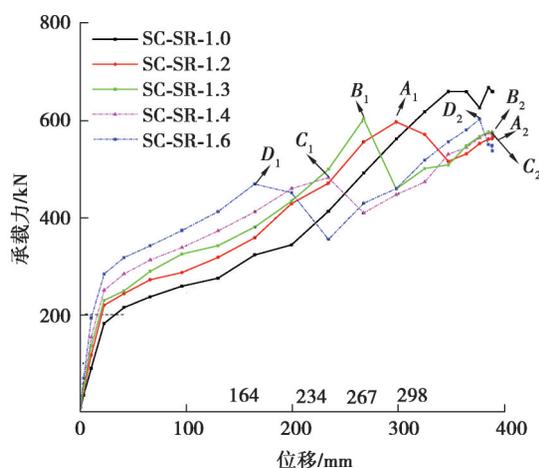


图10 不同跨度比构件的荷载-位移曲线

Fig. 10 Load-displacement curves of specimens with different span ratios

#### 4.2.2 抗力发展过程

不同跨度比构件抗弯作用及悬链线作用提供抗力随失效柱竖向位移的发展曲线如图 11 所示。其东西两侧梁的悬链线机制各自提供的抗力如图 12 所示。在试件加载初期,4 个构件的抗力基本全部由梁的抗弯机制  $F_f$  提供,且随着跨度比增大,梁的抗弯机制提供的  $F_f$  也增大。随着位移荷载继续增加,尤其是当较大变形出现或者局部断裂出现时,梁端的有效截面减小,导致梁的抗弯机制提供抗力迅速下降,而此时悬链线机制提供的抗力  $F_c$  则开始占据主导作用。

跨度比取 1.4 和 1.6 的构件 SC-SR-1.4 和 SC-SR-1.6,构件西侧短梁的线刚度和梁端转角明显大于的东侧梁,使得加载初期梁的抗弯机制下西侧承担了更大的竖向抗力,造成了梁西侧下翼缘处断裂。在西侧短梁断裂之后,由梁的抗弯机制提供的抗力仍为正值,表明东侧梁的抗弯机制也在发挥作用,而不仅仅是提供悬链线作用。

构件 SC-SR-1.2 和 SC-SR-1.3 西侧短梁未发生开裂现象,悬链线机制作用时间较晚,位移荷载分别加载至 200 mm 和 235 mm 之前,梁的抗弯机制主要承担竖向抗力。在西侧梁腹板处出现较大变形之后,有效截面减小,使得梁截面弯矩减小,导致抗弯承载力开始下降,而此时梁的悬链线机制开始起主要作用,直到东侧梁

下翼缘处螺栓孔开始出现明显变形,此时梁的抗弯机制和悬链线机制共同发挥作用抵抗竖向荷载。

由图 12 可以看出,当跨度比较小时,加载初期西侧梁和东侧梁提供的悬链线作用几乎一致,东西两侧梁表现出较好协同作用<sup>[10]</sup>。在加载全过程里,西侧梁所提供的悬链线作用几乎始终大于东侧梁提供的悬链线作用,未能有效发挥长梁的悬链线效应。

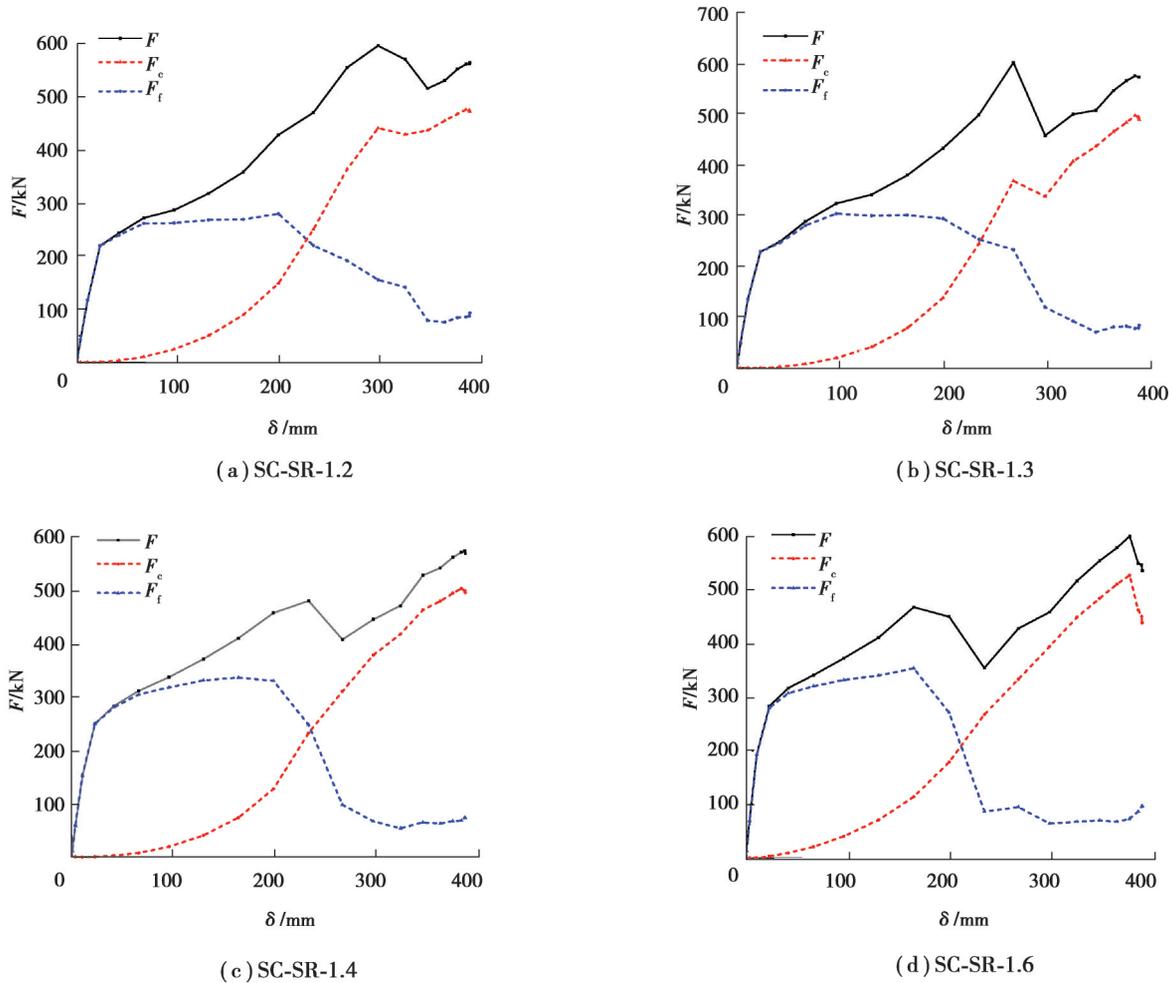


图 11 不同跨度比构件的总抗力机制发展过程

Fig. 11 Development of the total resistance mechanism of specimens with different span ratios

### 4.3 削弱型截面分析

基于美国规范 FEMA-350<sup>[23]</sup>提出的削弱型截面,对原有的构件形式进行改良,使得削弱位置更利于塑性铰的形成,同时提高节点的转动能力和承载力。由于本次研究构件在钢梁下翼缘处已经布置了 2 列螺栓,若再对其进行 RBS 削弱则会出现较多变量,影响分析结果,因此,采用对钢梁上翼缘进行局部 RBS 削弱进行改良。

规范对 RBS 削弱参数给出了可供参考的公式

$$a = (0.5 - 0.75) b_f, \quad (7)$$

$$b = (0.65 - 0.85) d, \quad (8)$$

$$c = (0.2 - 0.25) b_f, \quad (9)$$

式中: $a$ 为削弱点到柱外表面的距离; $b$ 为削弱区域的长度; $c$ 为削弱的深度; $b_f$ 为梁翼缘的宽度; $d$ 为梁截面的高度。RBS 削弱截面示意图如图 13 所示,构件的具体参数如表 5 所示。

构件的荷载-位移曲线如图 14 所示,由图可以看出,6 根构件的承载力-位移曲线趋势上基本一致,证明了采用基于梁腹板和下翼缘处螺栓加固的梁柱节点形式,其上翼缘截面进行局部 RBS 削弱对构件承载力影

响较小。削弱点到柱外表面的距离  $a$  以及削弱深度一定程度上影响着构件的峰值承载力,当削弱参数  $a$  为 105 mm 时,构件展现出最高的峰值承载力。当削弱参数  $c$  为 37 mm 时,构件承载力最低。

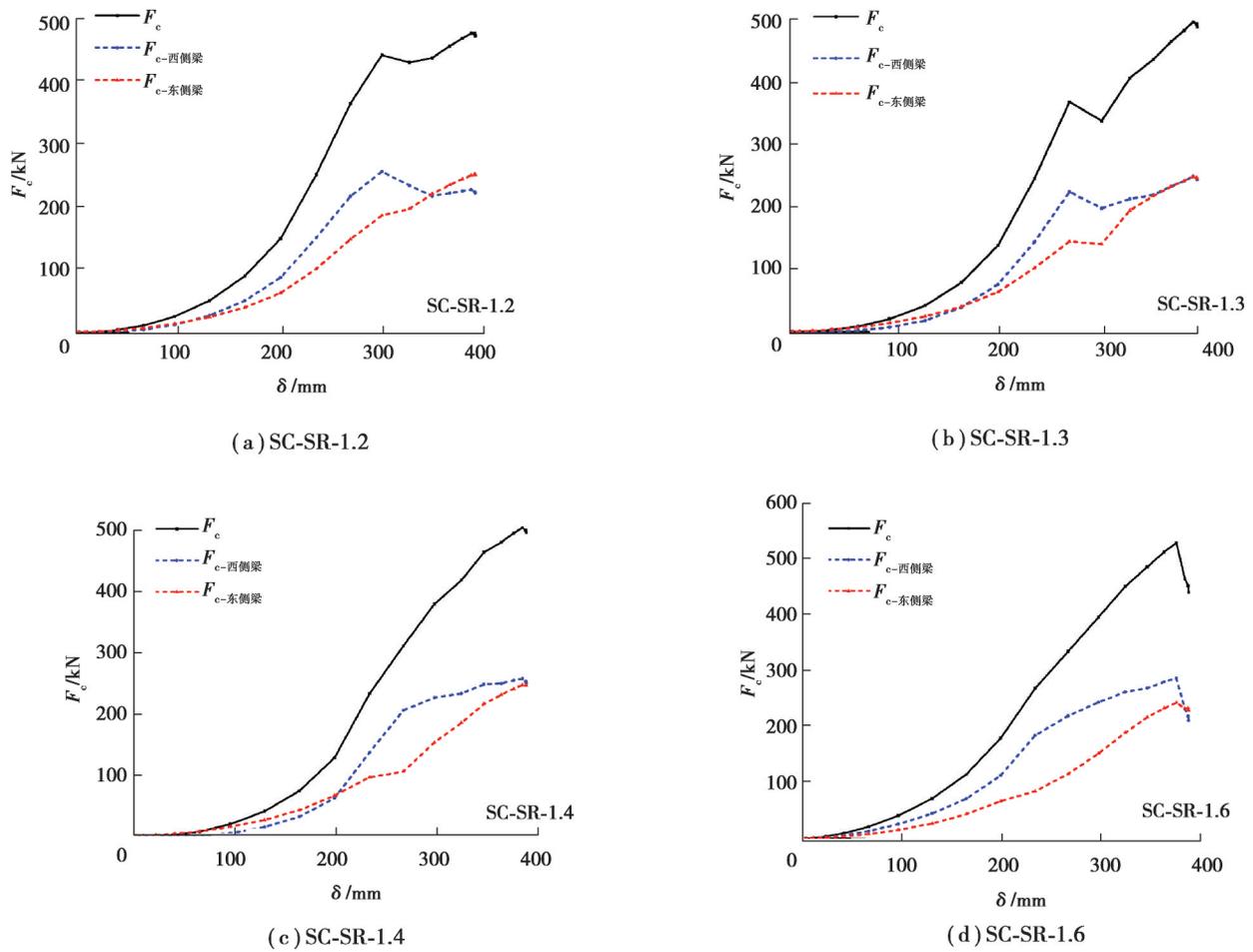


图 12 不同跨度比构件的悬链线机制发展过程

Fig.12 Development process of catenary mechanism for components with different span ratios

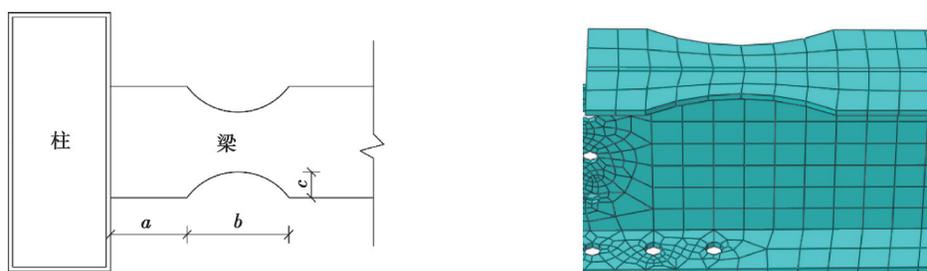


图 13 RBS 截面形式

Fig.13 The section form of RBS

由于 6 根构件的荷载-位移曲线近似一致,构件的最终破坏形态只取了其中一个构件 RBS-a-90,如图 15 所示。采用 RBS 削弱式截面形式,构件的梁下翼缘最外侧螺栓处产生了等效塑性应变,且构件没有发生明显的断裂现象。由于梁上翼缘处进行了 RBS 削弱,使得最不利截面难以取值,且 6 根构件的承载力变化趋势基本一致,因此,没有对后续应力发展和抗力机制进行研究。

表 5 构件削弱型参数化分析  
Table 5 Parametric analysis of specimens' weakening

构件名称	削弱参数 $a$	削弱参数 $b$	削弱参数 $c$
RBS-a-90	90	240	30
RBS-a-105	105	240	30
RBS-a-120	120	240	30
RBS-b-195	90	195	30
RBS-b-210	90	210	30
RBS-c-37	90	210	37

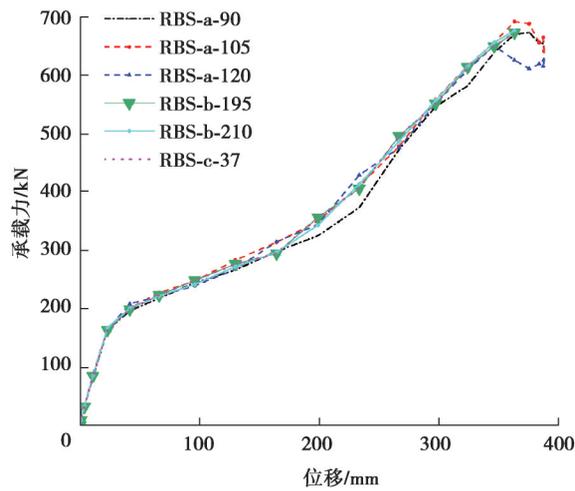


图 14 不同削弱型截面构件的荷载-位移曲线

Fig. 14 Load-displacement curves of specimens with different weakened sections

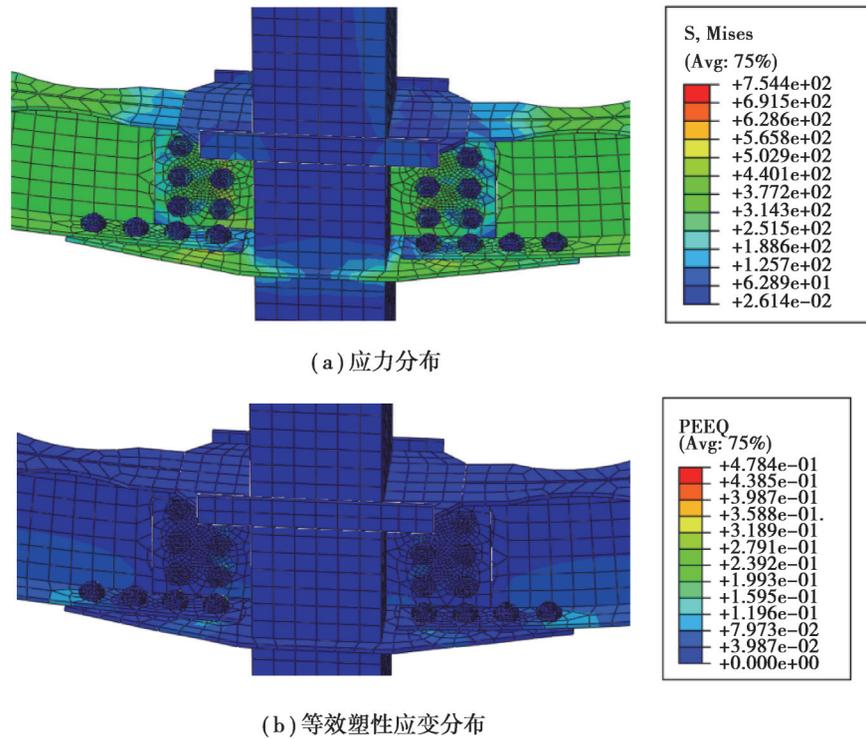


图 15 构件 RBS-a-90 的应力分布情况

Fig. 15 Stress distribution of specimen RBS-a-90

## 5 结 论

基于下栓接贯通隔板-上焊接外环板的新型梁柱节点连接形式,针对不同结构参数对节点受力性能的影响,包括梁的跨高比、跨度比以及削弱型截面参数,对不同构件的失效模式、承载力-位移曲线以及抗力机制进行分析,得出以下结论:

1)采用下栓接贯通隔板-上焊接外环板,且在梁腹板及下翼缘处布置双排高强螺栓的构造形式,极大促进悬链线机制的发展;

2)采用基于单元删除和延性损伤准则的ABAQUS/explicit模型能够有效反映梁柱节点的失效模式,为今后不同种类的梁柱节点形式提供有效参考;

3)对于不同跨高比构件(仅改变梁跨度),提升跨高比更有利于悬链线作用的发展,且对于跨高比小的构件,其极限承载力可以用初始抗弯承载力来定义;

4)对于不同跨度比的构件,不对称双跨梁布置不利于双跨梁的协同作用,使极限承载力下降,且单侧梁会发生严重变形。

5)对于采用的节点构造形式,对钢梁上翼缘进行局部RBS削弱对构件极限承载力几乎无影响,可以继续探讨RBS削弱型截面下其他参数的改变对节点抗连续倒塌性能的影响。

## 参考文献

- [ 1 ] General Serviced Administration. Alternate path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance[S]. Washington, D.C.U.S:GSA,2016.
- [ 2 ] Department of Defense. Design of buildings to resist progressive collapse UFC 4-023-03[S].Washington D.C, U.S: Department of Defense,2016
- [ 3 ] Ellingwood B R, Smilowitz R, Dusenberry D O, et al. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings[R]. Maryland:National Institute of Standards and Technology,2007.
- [ 4 ] 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.
- [ 5 ] Li L, Wang W, Chen Y Y, et al. A basis for comparing progressive collapse resistance of moment frames and connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 139: 1-5.
- [ 6 ] 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.
- [ 7 ] Gao S, Xu M, Fu F, et al. Performance of bolted steel-beam to CFST-column joints using stiffened angles in column-removal scenario[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 159: 459-475.
- [ 8 ] 秦希,王伟.隔板贯通式全螺栓节点抗连续性倒塌性能数值模拟分析[J].振动与冲击,2015,34(10):68-75.  
Qin X, Wang W. Numerical simulation for progressive collapse behavior of through diaphragm bolted beam-column joints[J]. Journal of Vibration and Shock, 2015, 34(10): 68-75.(in Chinese)
- [ 9 ] 钟炜辉,谭政,宋晓燕,等.不同跨度比组合梁柱子结构抗倒塌性能试验研究[J].建筑结构学报,2020,41(9):45-55.  
Zhong W H, Tan Z, Song X Y, et al. Experimental study on anti-collapse performance of composite beam-column assemblies with different span ratios[J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(9): 45-55.(in Chinese)
- [ 10 ] 戎贤,张祥幸,杜颜胜.方钢管混凝土柱-H型梁新型节点倒塌性能试验研究[J].天津大学学报(自然科学与工程技术版),2020,53(7):704-712.  
Rong X, Zhang X X, Du Y S. Experimental study on collapse behavior of a square concrete-filled steel tubular column-H-beam joint[J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2020, 53(7): 704-712.(in Chinese)
- [ 11 ] 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(S1):362-368.  
Wang W, Qin X, Wang J J. Comparison of progressive collapse behavior between inner-diaphragm stiffened and through-diaphragm stiffened concrete filled SHS column-H beam joints[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(S1): 362-368.(in Chinese)

- [12] 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.
- [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] Du Y S, Chen Z H, Wang Y B, et al. Ultimate resistance behavior of rectangular concrete-filled tubular beam-columns made of high-strength steel[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 133: 418-433.
- [15] Du Y S, Chen Z H, Richard Liew J Y, et al. Rectangular concrete-filled steel tubular beam-columns using high-strength steel: experiments and design[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 131: 1-18.
- [16] Du Y S, Chen Z H, Xiong M X. Experimental behavior and design method of rectangular concrete-filled tubular columns using Q460 high-strength steel[J]. *Construction and Building Materials*, 2016, 125: 856-872.
- [17] Hopperstad O S, Børvik T, Langseth M, et al. On the influence of stress triaxiality and strain rate on the behaviour of a structural steel. Part I. Experiments[J]. *European Journal of Mechanics - A/Solids*, 2003, 22(1): 1-13.
- [18] Brünig M, Chyra O, Albrecht D, et al. A ductile damage criterion at various stress triaxialities[J]. *International Journal of Plasticity*, 2008, 24(10): 1731-1755.
- [19] Mirone G. Role of stress triaxiality in elastoplastic characterization and ductile failure prediction[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2007, 74(8): 1203-1221.
- [20] Yang B, Tan K H. Numerical analyses of steel beam-column joints subjected to catenary action[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2012, 70: 1-11.
- [21] 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..  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of steel structure: GB 50017—2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018.(in Chinese)
- [22] Li L, Wang W, Teh L H, et al. Effects of span-to-depth ratios on moment connection damage evolution under catenary action [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 139: 18-29.
- [23] Sabol T A. Seismic design criteria for new steel moment frame buildings[C]//*Structures 2001*. Washington, D.C. USA. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2001.

(编辑 侯 湘)