

doi: 10.11835/j.issn.1000-582X.2025.03.007

引用格式: 聂诗东, 龙泓州, 叶曦雨, 等. Q960 高强钢锥形削弱梁柱节点滞回性能及恢复力模型[J]. 重庆大学学报, 2025, 48(3): 81-93.



Q960 高强钢锥形削弱梁柱节点滞回性能及恢复力模型

聂诗东¹, 龙泓州¹, 叶曦雨², 邓颜智³, 陈振业⁴, 马成⁴, 潘进⁴

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 福建省水利水电勘测设计研究院有限公司, 福州 350000; 3. 华润置地有限公司, 成都 610066; 4. 河钢材料技术研究院用户技术中心, 石家庄 050000)

摘要: 为研究某新型高性能抗震结构钢的抗震性能, 对 3 种不同连接构造的高强钢梁柱节点开展拟静力作用下的滞回试验。结果表明, “锥形削弱”节点的延性发挥较为充分且耗能能力较高, “复合型”连接构造可有效提升节点的抗震性能。以试验数据为基础, 建立了考虑刚度退化的三线性恢复力模型, 采用试验特征点拟合骨架曲线, 并用指数函数微分方程求解滞回曲线表达式。结果表明, 所建模型的重构解析误差控制在 10% 以内, 可有效表征节点的滞回响应。

关键词: 恢复力模型; 梁柱节点; 抗震性能; Q960 高强钢; 削弱型构造

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1000-582X(2025)03-081-13

Hysteretic behavior and restoring force model of Q960 high strength steel weakened beam-column joints

NIE Shidong¹, LONG Hongzhou¹, YE Xiyu², DENG Yanzhi³, CHEN Zhenye⁴,
MA Cheng⁴, PAN Jin⁴

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China; 2. Fujian Provincial Investigation, Design & Research Institute of Water Conservancy & Hydropower Co., Ltd., Fuzhou 350000, P. R. China; 3. China Resources Land Limited, Chengdu 610066, P. R. China; 4. User Technology Department, Materials Technology Research Institute of HBIS, Shijiazhuang 050000, P. R. China)

Abstract: To study the hysteretic behavior of a new kind of high-performance steel produced by HBIS (Hebei-Iron-and-Steel), three beam-column joints with different connection forms were designed and tested under quasi-static loading conditions. The experimental results show that the “taper weakened” joint exhibits fully developed ductility and excellent energy dissipation capacity, while the “composite” joint shows significantly improved seismic performance. Based on the test results, a trilinear restoring force model considering stiffness degradation was established, with the skeleton curve fitted to key experimental feature points. The hysteretic curve expression was derived using an exponential differential equation. The reconstructed model achieved an analytic error within 10%, effectively capturing the hysteretic response of the joints.

Keywords: restoring force model; beam-column joint; seismic performance; Q960 high strength steel; weakened form

收稿日期: 2024-05-17

基金项目: 高性能建筑结构钢设计应用基础研究(H20200688); 高等学校学科创新引智计划项目(B18062)。

Supported by Fundamental Research on Design and application of High-performance Building Structural Steel (H20200688), 111 Project (B18062).

作者简介: 聂诗东 (1974—), 男, 博士, 副教授, 主要从事钢结构研究, (E-mail) nieshidong@cqu.edu.cn。

近年来,钢结构领域的发展呈现出2个新的特点:一是钢材存在高强化的需求与趋势^[1]。屈服强度标准值 $f_y\geq 460$ MPa的高强度结构钢具备优良的力学性能,在保证构件强度的同时有效减少建筑工程中的钢材用量,广泛地应用于高层房建工程和大跨桥梁工程^[2]。二是钢结构的抗震设计要求及条文不断严格。随着国家强制性标准《中国地震动参数区划图》^[3]的修订与实施,全国各地建筑结构的设防要求不断提高。梁柱节点作为钢结构抗震设计中的重要一环,已有研究设计了各类抗震连接构造,并通过试验、理论等手段研究其抗震性能。刘希月等^[4]、郭宏超等^[5]对采用“过渡板”“盖板”和“盖板-骨式复合”连接的高强钢节点进行拟静力试验,比较各节点的承载力、刚度、延性、耗能能力等抗震指标。Coelho等^[6]对地震作用下的高强钢节点的节点域剪切变形与梁端弯曲变形占比组成进行分析;陈学森等^[7-9]根据理论分析,提出了Q690高强钢节点的承载力验算方法和节点域刚度计算方法。结果表明,现有的高强钢节点(简称“HSS节点”)的连接主要应用《高层民用建筑钢结构技术规程》^[10]中的构造形式,种类较少且主要是“加强型”节点。高强钢节点的延性欠佳,不利于抗震性能的发挥,节点的抗震连接构造设计仍有待优化。

基于上述行业发展及研究现状,“河钢”集团研发生产了屈服强度标准值为960 MPa的高性能抗震结构钢。基于该新型高强钢材,文中设计了“锥形削弱”的梁柱节点连接构造,通过试验和理论分析方法探讨高强钢节点的抗震性能,为该钢材在建筑结构领域的应用和推广奠定基础。

1 试验概况

1.1 材料性能参数

节点构件所用钢材厚度为8 mm、12 mm和16 mm,梁翼缘板厚度为12 mm,柱翼缘板厚度为16 mm,二者的腹板分别选用8、12 mm厚钢板。“河钢”集团生产的高性能抗震耐候钢板,采用TMCP控轧控冷生产工艺,交货状态为回火。根据《金属材料拉伸试验》^[10]对不同厚度钢材的力学性能进行测定,所测弹性模量 E 、屈服强度 f_y 、抗拉强度 f_u 、屈强比 f_y/f_u 、极限应变 ε_u 、断后伸长率 δ 以及断面伸缩率 Z 的值如表1所示,钢材断后伸长率均大于16%。

节点的连接方式为栓焊混接,对于高强钢节点构件,焊接质量直接影响其受力性能与破坏形态。梁翼缘与柱翼缘的对接焊缝采用全熔透对接坡口焊,方式为富氩气体保护焊。焊缝质量等级为I级,为避免焊接后焊缝产生氢致裂纹,严格控制了氢含量,属于超低氢型焊材(扩散氢含量 $HD=2\text{ mL}/100\text{ g}<5\text{ mL}/100\text{ g}$),钢板及焊丝主要化学成分含量如表2所示。钢材的碳当量为0.54%,其硫、磷含量相较于普通高强钢更低,耐候元素如铜元素含量更高。采用37.7 V稳定电压与587 A电流进行打底层与多道盖面层焊接,层间温度为150 ℃,焊后保温棉覆盖消氢。取高强钢板件制作焊接工艺评定样件,对焊接工艺评定样件进行探伤测定,满足一级对接焊缝的焊接质量要求。

表 1 钢板单调拉伸力学性能参数表
Table 1 Mechanical properties of steel plates

钢板厚度/mm	E /MPa	f_y /MPa	f_u /MPa	f_y / f_u	ε_u /%	δ /%	Z /%
8	210 286	655.09	761.95	0.86	0.075 3	22.5	65.9
12	210 483	985.99	1 032.05	0.95	0.044 5	16.6	65.7
16	212 762	742.82	899.98	0.83	0.050 5	18.9	70.7

表 2 母材及焊丝主要化学成分含量
Table 2 Chemical composition of base metal and welding wire

%

材料	C	Si	Mn	P	S	Cu
母材	0.07	0.29	1.41	0.012	0.003 1	0.34
焊丝	0.10	0.45	1.80	0.009	0.002 0	0.71

1.2 节点构造

试验选取了常规的钢框架梁柱连接处平面组合体,均为边节点试件,共计 3 组。节点柱长度均为 2 250 mm,梁长度均为 1 750 mm(往复力加载点与水平位移测定点距梁顶端截面 200 mm)。节点构件均采用焊接 H 形截面,梁翼缘宽厚比等级对构件的最大承载力和塑性转动能力。梁翼缘宽厚比为 S3 级,探讨该类 Q960 高强钢基于截面弹塑性设计时的抗震性能。

节点设计参数序列如表 3 所示。在节点构造方面,JD1 为不采用抗震构造标准对照组,JD2 为梁端翼缘锥形切割的“削弱型”节点,《高层民用钢结构建筑技术规程》^[11]中建议的削弱方式为“狗骨型”,但该构造节点削弱集中于梁翼缘弧形切割的中心位置,塑性铰区域范围小。研究依据地震弯矩需求梯度按同一斜率变化的特点,采用锥形削弱的方式,顺着需求梯度对梁翼缘两侧进行直线形切割,如图 1 所示。该构造保持梁削弱段各截面 M/M_u 值相等且为梁段上最小,削弱区域同步进入塑性,梁段的塑性屈服范围得以扩大,从而优化耗能效果。JD3 为在锥形削弱的基础上,梁端贴过渡板进行加强的“复合型”节点,采用“锥形+过渡板”样式如图 2 所示。

表 3 梁柱节点设计列表
Table 3 Design list of beam-column joints

编号	强度/MPa	节点类型	梁截面/mm	柱截面/mm	梁翼缘宽厚比
JD1	960	常规型	250×150 ×8×12	250×200 ×12×16	S3
JD2		锥型			
JD3		复合型			

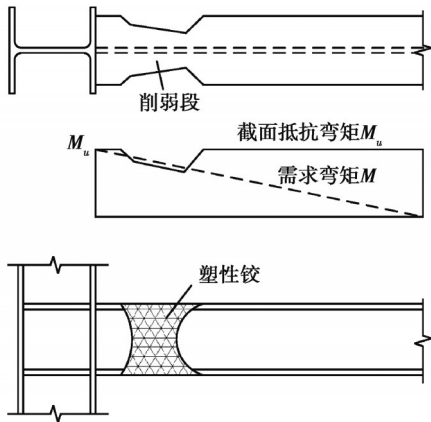


图 1 “锥形削弱”节点设计原理

Fig. 1 Design principle of “taper weaken” joint

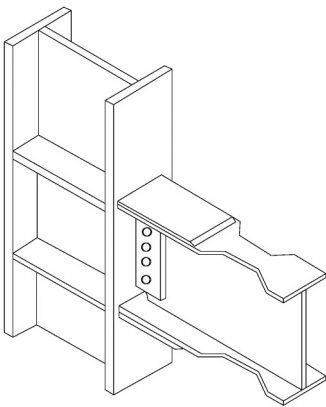


图 2 “锥形+过渡板”节点示意图

Fig. 2 Schematic diagram of “transition plate” joint

1.3 加载方案

1.3.1 加载装置

试验在自平衡框上进行,整套装置如图 3 所示。将柱水平横卧,用量程 200 t 液压千斤顶施加柱轴力至轴压比为 0.15,并用压梁固定柱端。梁加载端采用量程 200 t 拉压千斤顶施加低周反复荷载。为避免加载过程中由于初始缺陷或偶然偏心引发梁的面外偏转,在梁三分点高度处,齐平梁翼缘边缘两侧贯通对拉两根型钢作为面外约束,并固定于反力框两侧。在支撑靠节点梁侧贴摩擦系数极低的 8 mm 厚聚四氟乙烯板,并涂润滑油以规避摩擦力的影响。试件安装过程借助水准仪工具,保持试验柱端翼缘齐平水平基准线,使试件的中心轴与竖向基准线重合,确保试验结果的准确性。

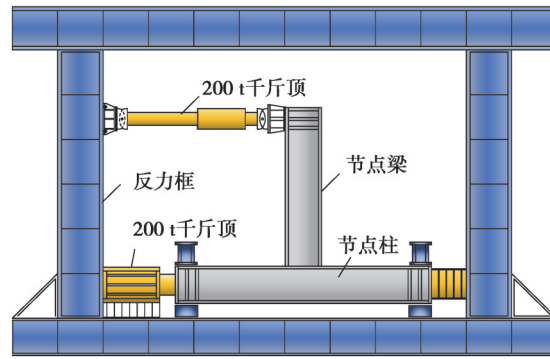


图 3 试验装置

Fig. 3 Test device

1.3.2 加载制度

各节点试件的加载制度一致,第一阶段通过柱端液压千斤顶施加柱轴向荷载并保持;第二阶段施加梁端水平循环荷载,模拟地震作用的输入。加载制度参考美国 AISC 341-16 抗震规范^[12]制定,以变幅位移角控制加载,具体每级对应的梁端位移幅值与循环次数如图 4 所示。各级均规定从负向开始加载(δ 为负,千斤顶为推)。试验停止标准为:1)试件承载力下降至最大承载力的 80%(即梁端水平荷载下降至最大荷载 P_u 的 80%);2)试件出现开裂或其余可能导致试件发生脆性破坏的情况。

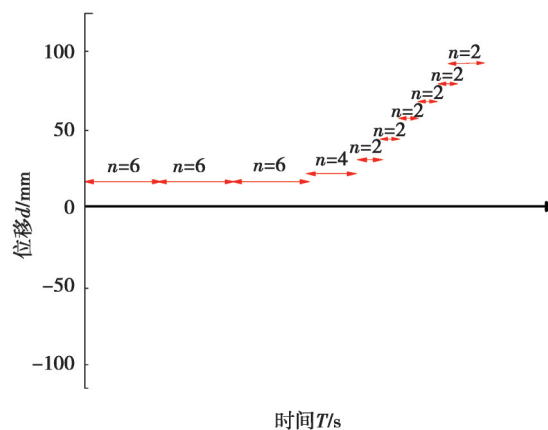


图 4 试验加载制度

Fig. 4 Test loading system

1.3.3 测量方案

试验测量内容包括梁端施加荷载、梁柱节点处转角以及试件关键位置的应变。梁端荷载直接由拉压千斤顶端部的力传感器测量。节点转角通过布置位移计测量得到,如图 5 所示。顺加载方向,在反力框与梁端加载点间同一水平高度处,设置 1 个拉线式位移计 DT1 测量梁端水平位移;DT2 和 DT3 布置在梁柱连接焊缝外侧 50 mm 处,用于测量柱翼缘的转动变形;位移计 DT4、DT5 用于量测节点域腹板的剪切变形。借助面外型钢支撑,试件面外位移得到有效控制,无需监测试件的出平面变形。

节点的转动变形主要包括:节点域的转动变形与柱腹板的剪切变形。前者又分为梁段的转动变形和柱的转动变形。连接节点的相对转动变形 θ 的计算公式为^[9]

$$\theta = \theta_b - \theta_c + \theta_{pz}, \quad (1)$$

式中: θ_b 代表梁段转角; θ_c 代表柱转角; θ_{pz} 为节点域柱腹板剪切转角。

梁段转角 θ_b 由 DT1 测量值计算:

$$\theta_b = \arctan(\delta_{DT1}/L_b), \quad (2)$$

式中: δ_{DT1} 代表位移计DT1测得的梁顶水平位移; L_b 为加载点距柱翼缘面高度。柱转角公式为

$$\theta_c = \arctan[(\delta_{DT2} - \delta_{DT3})/h], \quad (3)$$

式中, h 代表DT2和DT3间距。节点域柱腹板的剪切转角为

$$\theta_{pz} = \frac{\delta_{DT4} - \delta_{DT5}}{2} \times \frac{\sqrt{b_{pz}^2 + h_{pz}^2}}{b_{pz} \times h_{pz}}, \quad (4)$$

$$M = F \times L_b, \quad (5)$$

式中: b_{pz} 代表节点域的宽度; h_{pz} 代表节点域的高度;梁端弯矩 M 由式(5)计算。

由公式(1)~(5)可以得到梁柱节点试件的梁端弯矩-转角关系。

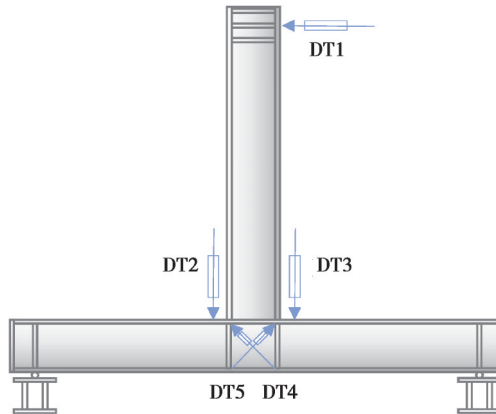


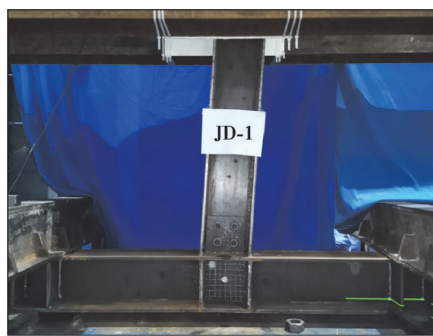
图5 位移计布置示意图

Fig. 5 schematic diagram of displacement meters

2 试验结果及分析

2.1 失效模式

图6~图8展示了各试件加载至最后一级峰值点时,梁整体的偏转情况和失效处破坏形态。试验结果汇总于表4中,极限转角 θ 采用公式(1)~(5)的简化计算方法^[9]。



(a) 整体失效形态



(b) 热影响区断裂

图6 JD1失效现象

Fig. 6 Failure of JD1

JD1在加载完 $\delta=75$ mm的2圈后,正向加载至位移 $\delta=69$ mm时,发生梁翼缘焊缝热影响区的脆性断裂,并伴随巨大声响。观察断口特征可见,断口呈45°平滑截面,颜色锡白。整个加载过程中,节点域与梁腹板均未出现明显鼓曲,连接板与螺栓也未出现明显滑移。

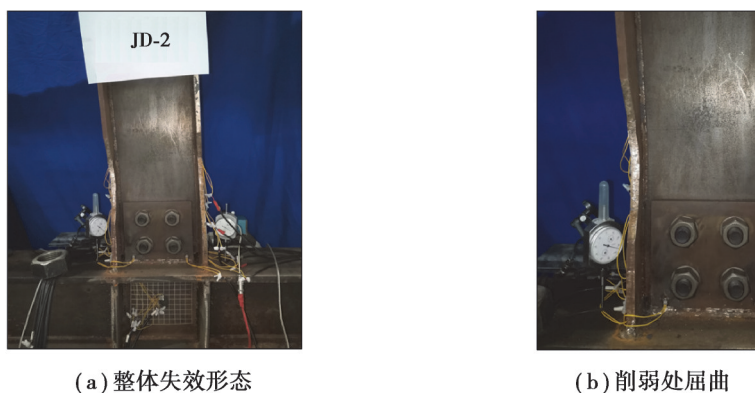


图7 JD2失效现象

Fig. 7 Failure of JD2

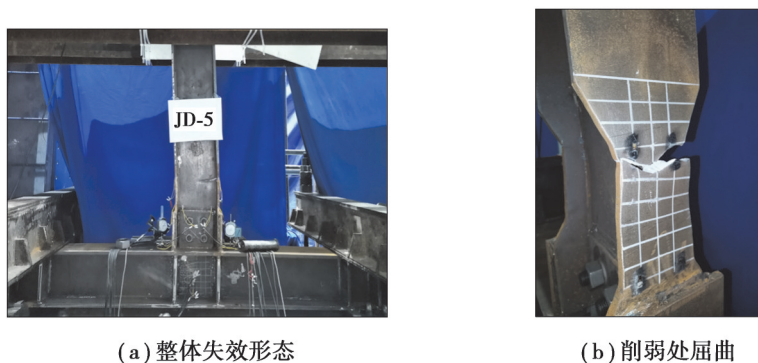


图8 JD3失效现象

Fig. 8 Failure of JD3

表4 试验现象结果

Table 4 Experimental results

编号	极限转角 $\theta/\%$	破坏形态	破坏位置	梁翼缘	梁腹板
JD1	4.85	脆性断裂	梁翼缘焊缝热影响区	根部拉断	无明显变化
JD2	6.80	塑性屈曲	梁翼缘 削弱处	削弱处 局部屈曲	轻微鼓曲
JD3	6.82	塑性屈曲	梁翼缘 最大削弱处	削弱处严重屈曲	严重鼓曲

试件 JD2 在加载至 $\delta=105$ mm 幅度时,梁段出现明显屈曲现象,削弱段受压翼缘出现明显面外弯折,并带动相连梁腹板鼓曲,反向加载后翼缘屈曲部分受拉而重新平直;正向加载 $\delta=105$ mm 第 2 圈时,试件整体屈曲至不能继续承载而失效,此时削弱段翼缘边缘出现裂口。

试件 JD3 在 $\delta=75$ mm 和 $\delta=90$ mm 的过程中,梁削弱段受压翼缘反复面外波折,并带动相连梁腹板鼓曲;在正向加载至 $\delta=105$ mm 的首圈过程中,梁翼缘削弱最大处缓慢撕裂并发出“沙沙”的声响,承载力缓慢下降直至失效。卸载后,能观察到节点梁已发生明显的整体塑性变形。

2.2 滞回曲线

梁端千斤顶施加的水平荷载 F 即为各节点试件所受剪力 Q ,结合梁端的水平位移,绘制各节点的梁端剪力 Q -水平位移 δ 曲线如图 9 所示。为对比节点的理论承载性能,图中给出了基于材料强度计算得到的梁端剪力理论值 Q_p 和 $0.8Q_p$ 。

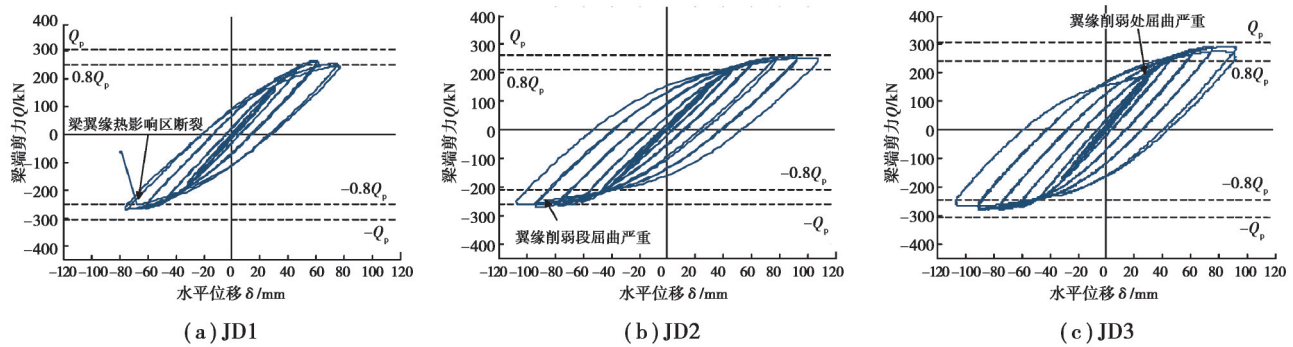


图9 HSS节点梁端剪力-水平位移滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic curves of HSS joints

将梁端水平位移 δ 根据式(1)~(5)换算为节点相对转角 θ 。连接 $Q-\theta$ 曲线每个循环加载级首圈的峰值点,可得到各节点试件的骨架曲线^[13],节点梁端剪力-转角骨架曲线如图10所示。骨架曲线反映了试件的承载力和刚度在各阶段随转角 θ 的变化特性,可作为文中确定各节点恢复力模型特征点的重要依据。基于ECCS中的切线刚度退化准则^[14],可得到各试件的等效屈服转角 $\pm\theta_y$ 。由初始刚度 K_0 和等效屈服转角 θ_y 可得到等效屈服剪力 $Q_y=K_0 \pm \theta_y$ 。

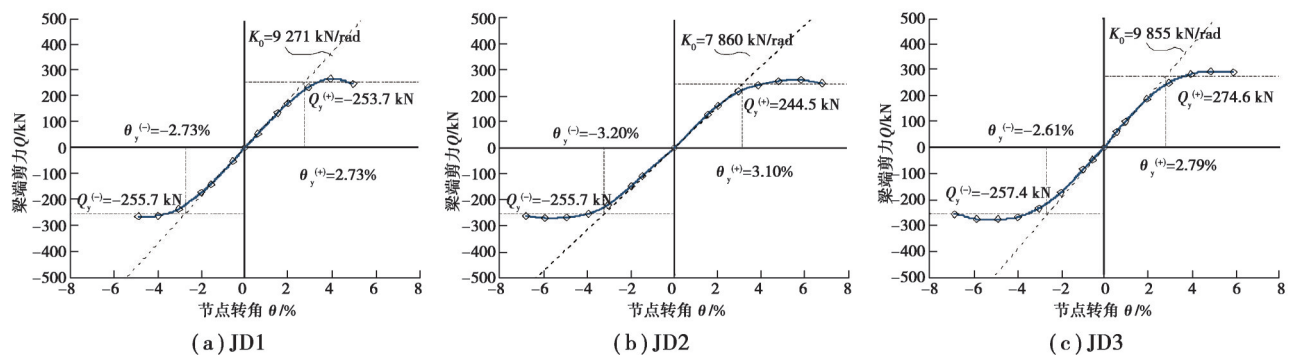


图10 HSS节点梁端剪力-节点转角骨架曲线

Fig. 10 Skeleton curves $Q-\theta$ of HSS joints

分析JD2和JD3曲线可知,两节点梁端剪力能达到 Q_p ,具备足够承载性能,削弱段板件塑性深入完全。在 $\theta=3.0\%$ rad时,两节点表现出明显屈服特点;试件承载力进入平缓发展阶段,并随削弱段屈曲而逐渐降低直至失效。试件的延性发挥完全,滞回曲线圈数多且体型饱满,耗能效率亦处于高水平;相较JD1,翼缘削弱后试件初始刚度降低,但最大承载力基本一致。根据美国AISC 341-16的规定,若试件的位移角能达到 0.04 rad 且承载力不低于 0.8 倍梁端翼缘截面的抗弯承载力,则该节点满足特殊设防钢框架(SMF)的使用要求。试验构件的极限转角及承载力均满足该类要求,结果表明,“锥形削弱”节点与“复合型”节点能在保持承载力的基础上充分发挥材料的延性及耗能能力,具有良好的抗震性能。

2.3 抗震性能分析

2.3.1 延性及承载力

从失效模式分析,JD2、JD3属于延性破坏形态,在翼缘削弱段出现了塑性变形,结构屈服后仍发生了较大变形。采用延性系数 μ 衡量梁柱节点的塑性发展水平。各节点的延性系数平均值分别为1.79、2.16、2.36。其中“锥形削弱”试件的延性显然高于其他试件,同为S3截面的构件,JD2的延性比基础对照组JD1提高了20%;JD3的延性较JD1提升了32%，“过渡板”提高节点的初始刚度,使得节点在较小转角下实现等效屈服,通过梁削弱段开展塑性变形,试件的延性较JD2又有所提升。

表 5 HSS 节点延性系数
Table 5 Ductility coefficient of HSS joints

编号	加载方向	等效屈服转角 $\theta_y /$ (%rad)	极限转角 $\theta_u /$ (%rad)	μ	均值
JD1	正	2.73	4.92	1.80	1.79
	负	-2.73	-4.87	1.78	
JD2	正	3.10	6.78	2.19	2.16
	负	-3.20	-6.80	2.13	
JD3	正	2.79	5.86	2.10	2.36
	负	-2.61	-6.83	2.62	

2.3.2 刚度退化

采用割线刚度 K_i 表征节点刚度,其定义为原点到滞回环各加载级峰值点的割线斜率见式(6)。其中, M_i 为第 i 个加载级峰值点的弯矩值; θ_i 为第 i 个加载级峰值点对应的节点转角值。

$$K_i^+ = M_i^+ / \theta_i^+; \quad K_i^- = M_i^- / \theta_i^-。$$
 (6)

将正向加载与负向加载时各节点的刚度变化过程绘制为曲线图,如图 11 所示。在整个加载过程中,各节点初始刚度、刚度变化均不同。在弹性加载阶段,刚度退化趋势较为平缓;当加载至 3.0% rad 后,各试件逐步进入塑性,节点刚度退化加剧。“削弱型”试件 JD2、JD3 进入塑性后 2 刚度曲线几乎重合。

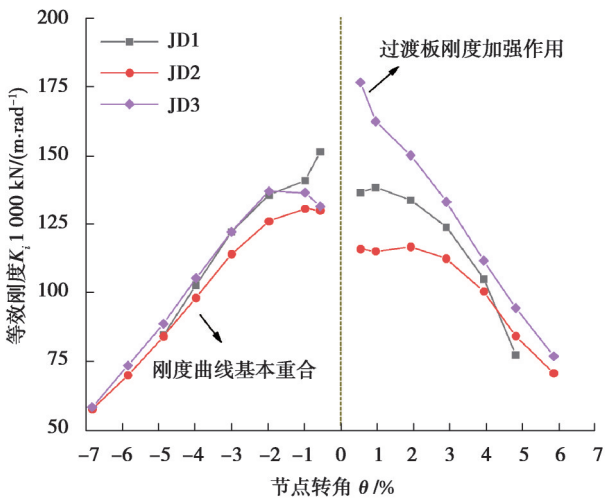


图 11 刚度退化曲线
Fig. 11 Stiffness degradation curve

2.3.3 耗能能力

将各节点总耗能水平及加载进程的累积耗能变化 E ,随加载进度的变化曲线绘制如图 12 所示。弹性加载阶段,各节点的耗能量均很小,曲线基本重合。随塑性发展不断深入,节点的受力与变形同步增长,每个加载级的耗能量越来越大,曲线增长速度逐渐变快,直至各节点失效终止耗能。

功比指数是用来表达钢结构节点塑性铰在滞回过程中吸收能量水平的评价指标。由于各节点加载圈数不同,为表征试件在滞回全过程中能量的整体吸收效率,需将该指标进行正则化处理,选取 $\theta \geq 2.0\%$ rad 的加载环,将每个节点的功比指数除以总循环次数,以排除加载圈数的影响,做到直接比较各节点吸收能量的效率,将指标记作单位功比指数 I'_w ,最终的计算式为

$$I'_w = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (M_i \cdot \theta_i / M_y \cdot \theta_y),$$
 (7)

式中: M_i 、 θ_i 为第 i 次循环加载的荷载和位移; M_y 、 θ_y 为屈服弯矩和转角; n 为循环次数。各节点的 I'_w 计算结果如表 6 所示。对比分析可知,该指标与等效黏滞阻尼系数 h_e 的大小基本保持一致。JD3 和 JD2 具有较高的塑性阶段能量吸收效率,单位功比指数 I'_w 分别为 1.435 和 1.296。

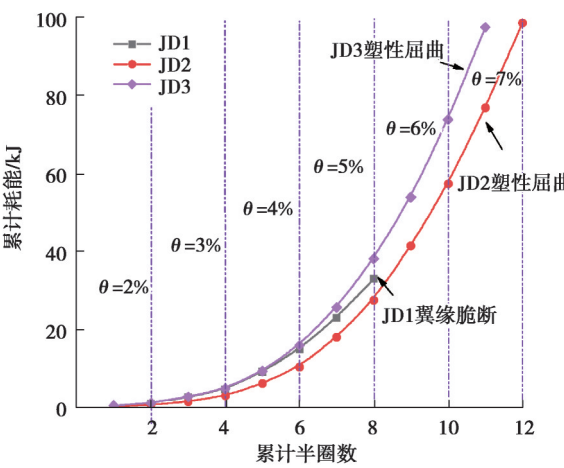


图 12 节点累积耗能曲线图

Fig. 12 Cumulative energy consumption curve of joints

表 6 HSS 节点抗震性能综合评价表

Table 6 Comprehensive evaluation of HSS joint seismic performance

编号	延性系数 μ	承载力储备 S_r	阻尼比 h_e	单位功比指数 I'_w
JD1	1.79	1.04	0.11	1.146
JD2	2.16	1.07	0.26	1.296
JD3	2.36	1.08	0.28	1.435

综合分析及比较各节点的抗震指标可知:1)HSS 节点在地震作用下的延性发挥较为充分,但不具备足够的强度储备,达到等效屈服时,试件承载力已接近峰值承载。2)抗震构造连接形式对 HSS 节点的耗能能力影响明显,“锥形削弱”节点通过改善失效模式,削弱段充分塑性变形来发挥材料的抗震性能。“锥形削弱”试件 JD2 的耗能效率为基础对照组 JD1 的 1.13 倍;“锥形+过渡板”复合试件 JD3 的耗能效率为 JD1 的 1.25 倍。

3 节点恢复力模型

3.1 模型建立

钢构件的滞回特性无混凝土的开裂点、钢筋滑移特性与滞回曲线的捏缩效应^[15]。对于研究中新型高性能钢材,基于 HSS 节点的响应特征,根据试验结果提取力学特征点,以保证所建数学模型的可靠性^[16]。对恢复力模型作如下假定:1)节点采用含骨架曲线下降段的三折线模型,分别对应试件的弹性、弹塑性、塑性阶段;2)首次加载沿骨架曲线进行,卸载后的反向加载采用“定点指向”的规律,从卸载点指向加载峰值位移在骨架曲线上的对应点。为消除设计参数差异,取等效屈服位移点对应的坐标值(P_y, Δ_y), P_y 为构件受弯时截面边缘达到屈服应力 f_y 时对应的承载力, Δ_y 为承载力达到 P_y 时对应的位移。对梁端承载力 P 与水平位移 Δ 进行无量纲化处理,作为恢复力模型的横、纵坐标。取各节点的试验骨架曲线点进行线性回归,绘制恢复力模型的骨架曲线如图 13 所示,曲线各段的拟合方程与斜率如表 7 所示。HSS 节点的卸载与再加载刚度随往复加载次数出现退化,退化程度由试件加载所处的阶段确定。在弹性段,卸载刚度始终等于弹性刚度;在非弹性段,刚度退化随加载过程退化。用 $K_1 \sim K_4$ 来表征卸载-重加载过程中的滞回外包线,其具体含义如图 14 所示。取每个 HSS 节点试件在各加载级的实测刚度 K_i , 并与初始弹性刚度 K_e 做比值进行无量纲处理。根据滞回曲线切线刚度的退化规律,选用指数函数拟合试验卸载与再加载刚度的数据散点。采用 origin 软件对梁端剪力

Q -水平位移 δ 滞回曲线做微分 $dQ/d\delta$ 运算获得各点对应的切线刚度, 得到恢复力模型外表现方程为

$$P_i/P_y = \alpha \cdot e^{\beta \cdot \Delta_i/\Delta_y + \gamma} + b, \quad (8)$$

式中: 参数 α 、 β 、 γ 为待定参数, α 定义了卸载刚度, β 、 γ 定义了滞回环的形状, 参数 b_i 的含义为外包线在纵轴上的截距, 表征试件在零位移处对应的残余力, 其取值根据卸载位移的横坐标值 Δ_i/Δ_y 对应骨架曲线上的卸载点确定, 采用 1stopt 软件进行参数拟合, 结果如表 8 所示。

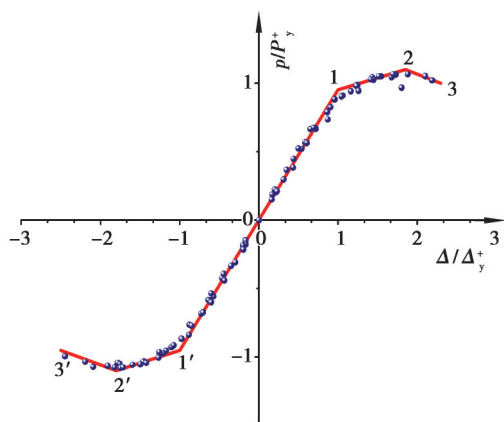


图 13 骨架曲线模型

Fig. 13 Skeleton curve model

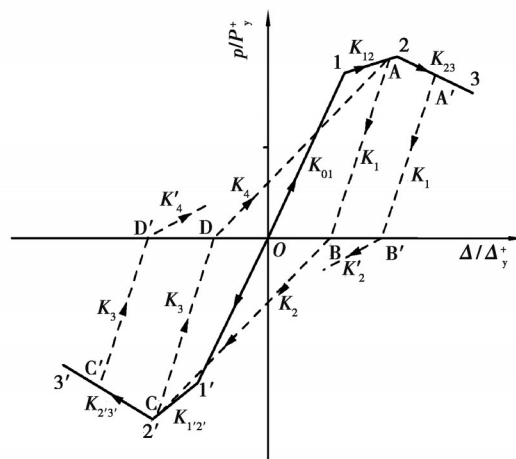


图 14 恢复力模型外包线

Fig. 14 Outline of restoring force model

表 7 三折线骨架模型拟合公式

Table 7 Fitting formulas of three-fold skeleton model

加载方向	加载阶段	退化曲线方程	曲线斜率	相关系数 R^2
正向	弹性	$P/P_y = \Delta/\Delta_y$	1.0	0.95
	弹塑性	$P/P_y = 0.118 \cdot \Delta/\Delta_y + 0.882$	0.118	0.90
	塑性	$P/P_y = -0.222 \cdot \Delta/\Delta_y + 1.51$	-0.222	0.96
反向	弹性	$P/P_y = \Delta/\Delta_y$	1.0	0.98
	弹塑性	$P/P_y = 0.125\Delta/\Delta_y - 0.875$	0.125	0.92
	塑性	$P/P_y = -0.171 \cdot \Delta/\Delta_y - 1.41$	-0.171	0.89

表 8 各阶段刚度退化方程

Table 8 The stiffness degradation equation of each stage

图序号	线段	退化曲线方程	相关系数 $R^2(\text{COD})$
(a)	AB	$P_1/P_y = 6.371 \cdot e^{0.121\Delta_1/\Delta_y} + b_1$	0.83
(b)	BC	$P_2/P_y = 0.948 \cdot e^{0.580\Delta_2/\Delta_y} + b_2$	0.84
(c)	B'C'	$P_2'/P_y = 0.527 \cdot e^{0.740\Delta_2'/\Delta_y} + b_2'$	0.90
(d)	CD	$P_3/P_y = -2.528 \cdot e^{-0.25\Delta_3/\Delta_y - 0.03} + b_3$	0.82
(e)	DA	$P_4/P_y = -0.948 \cdot e^{-0.580\Delta_4/\Delta_y} + b_4$	0.84
(f)	D'A'	$P_4'/K_y = -0.527 \cdot e^{-0.74\Delta_4'/\Delta_y} + b_4'$	0.80

3.2 模型验证

将 HSS 节点的试验滞回曲线与采用上述恢复力模型建立的曲线绘制于图 15,因恢复力模型建立过程细分程度高,两曲线的相关性较高,曲线走势基本吻合,拟合效果好,表明恢复力模型中的相关参数取值较为准确。

为进一步验证模型有效性,定量计算模型的耗能面积并与试验实际耗能作对比。模型的各加载级耗能量 E_m 与试验实际耗能量 E_t 比较结果,如表 9 所示。各节点的模型重构解析误差均小于 10%,说明基于 3.1 节得到的恢复力模型拟合结果与试验结果吻合程度较高,能较好地反映各节点在反复荷载作用下的荷载-位移关系以及耗能情况的变化规律,为 HSS 节点的滞回响应预测提供了参考。

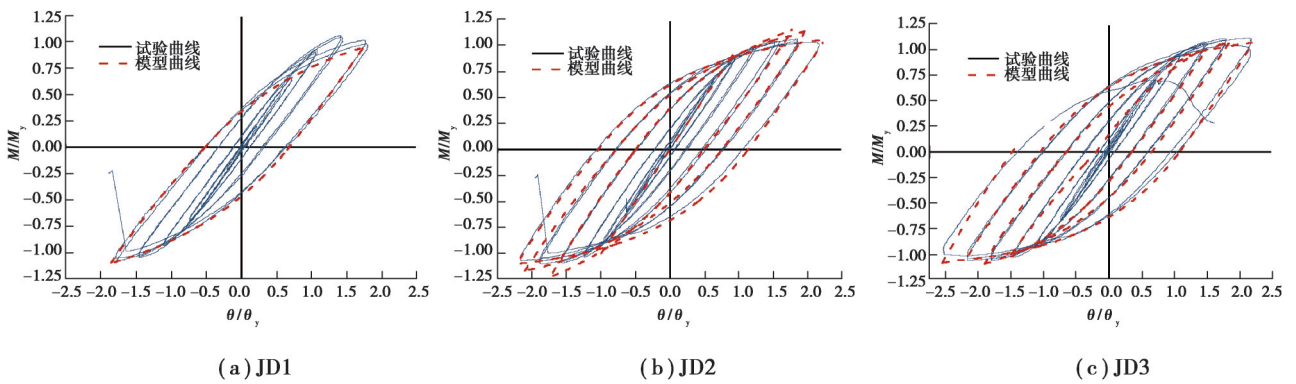


图 15 恢复力模型验证
Fig. 15 Validation of restoring force model

表 9 模型计算值和试验值比较
Table 9 Comparison of model values and test values

编号	加载幅值 θ/rad	模型耗能 E_m/kJ	试验耗能 E_t/kJ	相对误差/ %	平均 相对误差/%
JD1	-0.05	8.65	8.09	6.88	8.94
	0.05	11.03	9.94	10.99	
JD2	-0.06	23.17	19.50	18.84	9.84
	0.06	21.85	21.74	0.51	
JD3	-0.06	15.00	15.80	-5.08	1.87
	0.06	20.51	19.93	2.91	

3.3 模型应用流程

- 梁柱节点恢复力模型的完整应用流程如下：
- Step1: 根据上述高强钢节点试验点确定恢复力模型参数 α 、 β 、 γ 。
- Step2: 根据卸载点横坐标及骨架曲线确定卸载点实际坐标和外包线截距 b , 根据滞回规则绘制恢复力模型外包线。
- Step3: 恢复力模型滞回规则如下: 对节点进行加载时, 首次加载或等效屈服前的加载和卸载均沿 $O_1(O'_1)$ 进行, 刚度均为初始弹性刚度 K_e 。卸载到残余变形点后的再加载从卸载零点指向加载峰值位移在骨架曲线

上的对应点;需说明的是,在弹塑性阶段,试件处于卸荷零点的再加载刚度与该点的卸载刚度一致。

Step4:根据 ECCS 的切线刚度退化理论计算节点试件的等效屈服承载力 P_y 和等效屈服位移 Δ_y , 计算梁柱节点的实际滞回曲线。

根据上述步骤,可得到高强钢梁柱节点在任意加载位移下的滞回曲线。

4 结 论

文中设计了具有“锥形削弱”构造的高强钢梁柱节点试件,并对其抗震性能进行了试验与分析,在此基础上,建立了恢复力模型,得到以下结论:

1)从 HSS 节点的极限转角 θ_u 、延性系数 μ 、承载力储备 S_r 、等效黏滞阻尼比 h_e 和单位功比指数 I_w^* 等抗震指标总体分析来看,各节点延性及承载力满足美国 AISC 341-16 的规定。

2)连接形式对节点抗震性能影响较为明显。“锥形削弱”节点在承载力略微降低的前提下大幅增加试件延性,耗能效率为基础对照组 JD1 的 1.13 倍。

3)“锥形+过渡板”复合试件 JD3 结合了加强型与削弱型构造的优点,具有最佳的抗震性能,其耗能效率为 JD1 的 1.25 倍。

4)基于试验结果提出 HSS 节点的恢复力模型。该模型由含承载力下降段的骨架曲线、考虑刚度退化的卸荷曲线组成。所建模型与试验结果的重构解析误差控制在 10% 以内,能较好反映试验中梁柱节点在循环荷载作用下的滞回特性。

参考文献

- [1] J R, H G. Use and application of high-performance steels for steel structures[J]. Zürich, Switzerland: IABSE-AIPC-IVBH, 2005.
- [2] Bjorhovde R. Development and use of high performance steel[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(3/4/5): 393-400.
- [3] 国家质量监督检验检疫总局,中国国家标准化管理委员会.中国地震动参数区划图:GB 18306—2015[S].北京:中国标准出版社,2016.
General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China, Standardization Administration of the People's Republic of China. Seismic ground motion parameters zonation map of China: GB 18306—2015[S]. Beijing: Standards Press of China, 2016. (in Chinese)
- [4] 刘希月,王元清,石永久,等.高强度钢框架梁柱节点低周疲劳断裂性能试验研究[J].建筑结构学报,2018,39(2): 28-36.
Liu X Y, Wang Y Q, Shi Y J, et al. Experimental study on low-cycle fatigue fracture behavior of high strength steel beam-to-column connection[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(2): 28-36. (in Chinese)
- [5] 郭宏超,周熙哲,李炎隆,等.Q690 高强钢板式加强型节点抗震性能研究[J].建筑结构学报,2021,42(6): 128-138.
Guo H C, Zhou X Z, Li Y L, et al. Study on seismic behavior of Q690 high strength steel plate reinforced joints[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(6): 128-138. (in Chinese)
- [6] Girão Coelho A M, Bijlaard F S K, Kolstein H. Experimental behaviour of high-strength steel web shear panels[J]. Engineering Structures, 2009, 31(7): 1543-1555.
- [7] Chen X S, Shi G. Cyclic tests on high strength steel flange-plate beam-to-column joints[J]. Engineering Structures, 2019, 186: 564-581.
- [8] Chen X S, Shi G. Experimental study on seismic behaviour of cover-plate joints in high strength steel frames[J]. Engineering

Structures, 2019, 191: 292-310.

- [9] 陈学森. 高强度钢材板式加强型梁柱节点抗震性能及设计方法[D]. 北京: 清华大学, 2018.

Chen X S. Seismic performance and design method of high strength steel plate reinforced beam-column joints[D]. Beijing: Tsinghua University, 2018. (in Chinese)

- [10] 国家质量监督检验检疫总局, 中国国家标准化管理委员会. 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, 2011.

General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China, Standardization Administration of the People's Republic of China. Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature: GB/T 228.1—2010[S]. Beijing: Standards Press of China, 2011. (in Chinese)

- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层民用建筑钢结构技术规程: JGJ 99—2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for steel structure of tall building: JGJ 99—2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)

- [12] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings[S]. 2010.

- [13] Chang H Y, Kawakami H. Effects of ground motion parameters and cyclic degradation behavior on collapse response of steel moment-resisting frames[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(10): 1553-1562.

- [14] ECCS. Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads[S]. 1986.

- [15] 郭子雄, 周素琴. RC 框架节点的弯矩-滑移转角恢复力模型[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(3): 118-124.

Guo Z X, Zhou S Q. A hysteretic model for simulating moment-anchorage slip-rotation relationship of RC frame structure[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2003, 23(3): 118-124. (in Chinese)

- [16] 石永久, 苏迪, 王元清. 考虑组合效应的钢框架梁柱节点恢复力模型研究[J]. 世界地震工程, 2008, 24(2): 15-20.

Shi Y J, Su D, Wang Y Q. Study on restoring force models of steel beam-column connections with composite action[J]. World Earthquake Engineering, 2008, 24(2): 15-20. (in Chinese)

(编辑 陈移峰)