

## 新型钢框架焊接节点抗震性能试验与数值分析

赵旭冉<sup>1,2</sup>, 郑山锁<sup>1,2†</sup>, 张晓辉<sup>1,2</sup>, 曹琛<sup>1,2</sup>

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055;

2. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055)

**摘要:**为提高钢框架焊接节点的抗震性能,提出一种盖板加强与腹板开孔削弱并用的新型节点构造形式.对4个不同构造形式的钢框架焊接节点试件(标准型、盖板加强型、腹板开孔削弱型、新型)进行了低周往复加载试验及有限元分析,对比研究了梁端局部构造形式对钢框架节点破坏模式、滞回性能、承载力、刚度退化、延性及耗能能力的影响.结果表明:相比标准节点,采取局部构造措施的节点均实现了塑性铰外移,使得破坏模式由梁柱连接焊缝处脆性破坏转换为梁局部塑性破坏;塑性变形能力及耗能能力显著提高;塑性应变累积加剧板件局部屈曲,造成强度、刚度逐步退化,抗震性能更优越.新型节点在承载力、刚度基本不变的前提下,延性及耗能能力分别增加了20.0%、27.9%,验证了该类节点的可行性.文中建立的基于应力三轴度损伤准则的有限元模型可有效预测各类型钢框架焊接节点在循环荷载作用下的受力性能.

**关键词:**新型钢框架焊接节点;局部构造形式;抗震性能;低周往复加载试验;有限元分析

**中图分类号:**TU391, TU317.1

**文献标志码:**A

## Experimental and Numerical Analysis on Seismic Behavior of a New Type of Steel Frame Welded Connection

ZHAO Xuran<sup>1,2</sup>, ZHENG Shansuo<sup>1,2†</sup>, ZHANG Xiaohui<sup>1,2</sup>, CAO Chen<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;

2. Key Laboratory of Structural Engineering and Earthquake Resistance (XAUAT)  
of the Ministry of Education, Xi'an 710055, China)

**Abstract:** In order to improve the seismic performance of steel frame welded connections, a new type connection with combined strengthened cover and hole weakened web was presented. Low-cyclic reversed loading tests and finite element analysis were carried out on four steel beam-to-column connections with different structural forms (standard form, cover-plate reinforced form, web-opening weakened form, and new form). The influence of local structural forms at beam end on the failure modes, hysteretic behavior, bearing capacity, stiffness degradation, ductility and energy dissipation capacity of the specimens were compared and discussed. The results show that, compared with the standard connection, the connection with local structural forms realizes the outward movement of plastic hinge from the connection zone, making the failure mode from the brittle failure of the connection weld to the plastic failure of the beam. Plastic deformation capacity and energy dissipation capacity are significantly improved as well. Plastic strain

\* 收稿日期:2019-11-19

基金项目:国家重点研发计划项目(2019YFC1509302), National Key R&D Program of China(2019YFC1509302);国家自然科学基金资助项目(51678745), National Natural Science Foundation of China(51678745)

作者简介:赵旭冉(1991—),女,内蒙古包头人,西安建筑科技大学博士研究生

† 通讯联系人, E-mail: zhengshansuo@263.net

accumulation aggravates the local buckling of plates, resulting in gradual degradation of strength and stiffness, and the seismic performance is superior. In addition, under the premise that the bearing capacity and stiffness basically remain unchanged, the ductility and energy dissipation capacity of the new type connection increase by 20.0% and 27.9%, respectively, which verifies the feasibility of this connection. The finite element model, based on stress triaxiality damage criterion illustrated in this paper, can well predict the mechanical performance of various types of steel-frame-welded connections under cyclic loading.

**Key words:** a new type of steel frame welded connection; local structural form; seismic performance; low-cyclic reversed loading test; finite element analysis

自美国 Northridge 地震(1994 年)和日本 Kobe 地震(1995 年)后,为避免普通钢框架焊接节点在强震作用下发生脆性破坏,各国学者进行了大量的研究,提出了多种改善节点抗震性能的措施.主要思路是实现塑性铰外移,改善节点处的复杂应力状态,缓解局部应力集中现象,从而提高节点的抗震性能<sup>[1]</sup>.塑性铰外移分为 2 种基本形式:即梁端局部加强(如盖板加强型、扩大翼缘型、腋梁加强型)与梁截面局部削弱(狗骨型、腹板开孔型、焊接孔扩大型)<sup>[2-5]</sup>.

日本普遍采用梁端翼缘扩大型节点;美国主要采用狗骨型(RBS)节点;我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)推荐采用梁端盖板加强型节点.但加强型节点需加大梁端截面或外加辅助件,势必造成不经济<sup>[6]</sup>.削弱型节点则以降低试件的承载力为代价,且易引起削弱处板件局部稳定问题,存在一定弊端<sup>[7]</sup>.可见,已有节点形式虽能增强节点的抗震性能,但都将不同程度上改变节点的强度或刚度.为此,本文提出梁端翼缘盖板加强与腹板开孔削弱并用的新型节点,旨在满足梁柱节点强度与刚度基本不变的前提下实现塑性铰外移,避免节点发生脆性破坏,保证钢框架结构的安全性.

本文共设计了 4 个不同构造形式的钢框架焊接节点试件(分别为标准型、盖板加强型、腹板开孔削弱型、新型),研究了梁端局部构造对钢框架节点破坏形态、滞回曲线、承载力、刚度退化、延性及耗能能力等抗震性能的影响,并通过试验及数值模拟,验证了新型节点的可行性,以供实际工程参考.

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)<sup>[8]</sup>及

《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)<sup>[9]</sup>要求,并以“强柱弱梁”“强节点弱构件”为原则设计了 4 个 1:2 的钢框架焊接节点试件.试件均采用 Q235B 热轧 H 型钢制作,柱截面规格为 HW250×250×9×14,高度为 2 050 mm,梁截面规格为 HN300×150×6.5×9,长度为 1 750 mm.

为研究梁端局部构造形式对钢框架节点抗震性能的影响,建立 4 种节点形式:标准型节点、腹板开孔削弱型节点、盖板加强型节点及新型节点,如图 1 所示.其中,新型节点构造上属于翼缘盖板加强与腹板开孔削弱并用的节点形式,即通过改变框架梁盖板长度、腹板开孔半径及孔圆心至梁端的距离,使其承载力曲线与标准节点试件承载力曲线相近或重合.

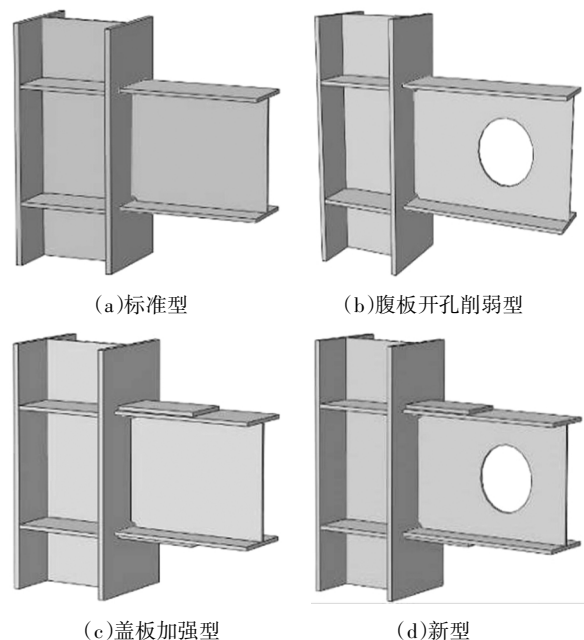


图 1 不同构造形式钢框架焊接节点示意图

Fig.1 Diagram of different structural welded connections

不同构造形式节点参数取值参照 FEMA-350<sup>[10]</sup> 及 GB 50011—2010<sup>[9]</sup>. 为了保证梁端塑性铰外移至腹板开孔处, 并使得盖板对塑性铰区翼缘约束作用相同, 以便于分析局部构造变化对节点抗震性能的影响, 新型节点翼缘盖板长度取为腹板开孔圆心至梁端的距离减去开孔半径, 即将盖板长度与腹板开孔位置 2 个变量合为 1 个变量, 用盖板长度表示. 腹板开孔半径为 80 mm, 盖板尺寸为 200 mm×120 mm×10 mm (长×宽×厚).

所有试件梁柱连接均采用全焊连接, 钢梁翼缘与钢柱翼缘采用 Q235B 加强板进行对接, 加强板和梁翼缘与柱翼缘采用单边坡口全熔透对接焊缝连接; 钢梁腹板与柱翼缘采用双面角焊缝连接. 焊条为 E43 型, 焊缝质量符合《焊缝无损检测等级和评定》(GB/T 11345—2013)“B-Ⅱ级”要求. 试件详细尺寸如图 2 所示. 试件主要设计参数见表 1. 钢材实测力学性能见表 2.

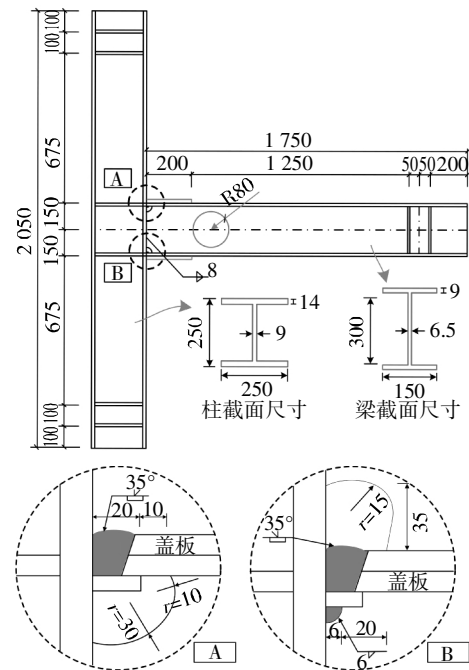


图 2 试件详细尺寸(单位:mm)

Fig.2 Specimen details (unit:mm)

表 1 试验设计参数

Tab.1 Test parameters

试件编号	梁截面规格/mm	柱截面规格/mm	盖板尺寸/mm	开孔半径/mm	节点类型
SJ-1	HN 300×150×6.5×9	HW 250×250×9×14	无	无	标准型
SJ-2	HN 300×150×6.5×9	HW 250×250×9×14	200×120×10	80	新型
SJ-3	HN 300×150×6.5×9	HW 250×250×9×14	无	80	腹板开孔削弱型
SJ-4	HN 300×150×6.5×9	HW 250×250×9×14	200×120×10	无	盖板加强型

表 2 钢材力学性能

Tab.2 Mechanical properties of steel

板厚 /mm	屈服 强度	抗拉 强度	伸长 率	弹性 模量	损伤参数			
	$f_y$ /MPa	$f_u$ /MPa	$\delta$ /%	$E_s$ /MPa	$C_2$	$n$	$K$ /MPa	$u_t$ /mm
6.5	296.5	435.0	24.75	206 004	1	0.19	760	14
9	282.0	420.0	26.09	205 881	1	0.18	760	15
14	268.0	412.7	28.96	204 768	1	0.17	760	15

1.2 加载装置及加载制度

试验在西安建筑科技大学结构实验室完成, 加载装置如图 3 所示. 柱两端通过压梁及地脚螺栓固定于刚性地面上, 且在柱翼缘与压梁、地面之间分别设垫滚板以确保柱在轴向力作用下能够自由变形. 柱端通过 1 台 500 kN 千斤顶施加轴向荷载; 梁端采用 50 t MTS 液压伺服作动器施加水平低周往复荷载. 同时为了防止试件发生平面外失稳, 在梁端两侧

加设侧向支撑<sup>[11]</sup>.

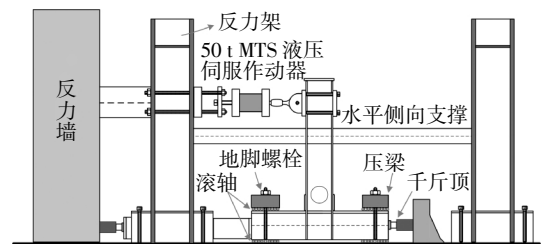


图 3 加载装置

Fig.3 Test setup

试验时, 首先在柱端施加 400 kN 恒定轴向荷载, 轴压比约为 0.19. 梁端水平荷载参考美国 AISC 341-10<sup>[12]</sup>, 以层间位移角为控制参数进行加载, 具体加载制度见图 4. 其中, 层间位移角定义为:

$$\theta = \Delta/L. \tag{1}$$

式中:  $\Delta$  为梁端加载点水平侧移;  $L$  为梁的计算长度 (1 500 mm). 为了便于试验结果分析, 规定作动器推向为正向, 拉向为负向.

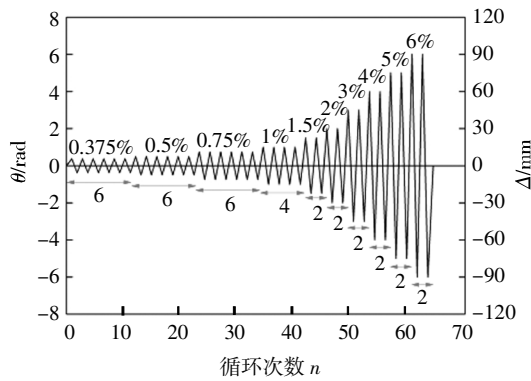


图 4 加载制度  
Fig.4 Loading protocol

### 1.3 测试内容

试验测试内容包括: 1) 位移测量: 位移计 LVDT1 测量梁端加载点位移; 位移计 LVDT2 用来测量柱端位移; 位移计 LVDT3、LVDT4 用来测量梁端塑性铰区转角; 位移计 LVDT5 用来测量梁柱相对转角。2) 应变测量: 在节点核心区、梁端塑性铰区等位置布置应变片以监测试件关键部位应变发展规律。位移及应变测点布置如图 5 所示。

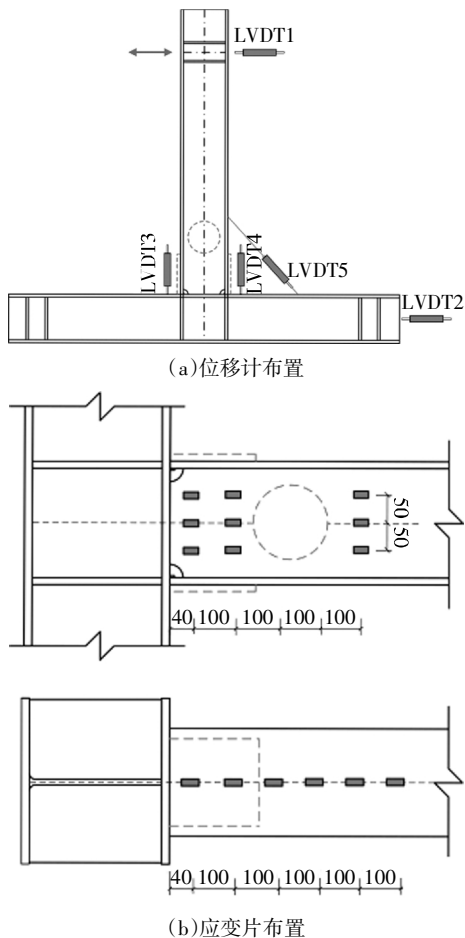


图 5 测点布置  
Fig.5 Arrangement of measuring points

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试验现象

标准型节点 SJ-1: 在加载初期处于弹性阶段, 其荷载-位移曲线呈线性发展。当加载至  $\theta$  为 1.5% 第 1 循环时, 荷载-位移曲线出现明显转折, 表明试件屈服进入塑性阶段, 但此时试件各部位无明显变化。当加载至  $\theta$  为 3% 第 2 循环时, 梁上、下翼缘距柱表面约 80 mm 出现轻微局部屈曲。当加载至  $\theta$  为 4% 第 2 循环时, 梁腹板出现鼓曲现象, 与此同时, 梁下翼缘在焊接孔趾处出现细微横向裂纹。持续加载, 横向裂纹迅速发展并贯通整个翼缘, 腹板在焊接孔趾处亦出现裂纹。当加载至  $\theta$  为 5% 第 2 循环时, 梁下翼缘焊接孔趾处完全拉断, 试件破坏, 试验结束。

新型节点 SJ-2: 当加载至层间位移角  $\theta$  为 1.5% 第 1 循环时, 荷载-位移曲线出现转折, 表明试件屈服进入塑性阶段。当加载至  $\theta$  为 3% 第 2 循环时, 腹板开孔中心处梁上、下翼缘处出现轻微局部屈曲现象。当加载至  $\theta$  为 4% 第 2 循环时, 梁上、下翼缘局部屈曲现象明显, 圆孔边缘 (45° 方向、135° 方向) 产生鼓曲现象, 梁端削弱区塑性铰形成。当加载至  $\theta$  为 5.5% 时, 梁腹板圆孔 45° 方向屈曲变形最大处母材撕裂。

削弱型节点 SJ-3: 当加载至  $\theta$  为 3% 第 1 循环时, 腹板开孔区段梁上、下翼缘出现局部屈曲。当加载至  $\theta$  为 3% 第 2 循环时, 腹板圆孔边缘 (45° 方向、225° 方向) 出现轻微鼓曲现象, 梁端削弱区塑性铰形成。当加载至  $\theta$  为 5.5% 时, 塑性铰充分发展, 水平承载力降至峰值荷载的 85% 以下, 试件破坏。

加强型节点 SJ-4: 当加载至  $\theta$  为 3% 第 2 循环时, 梁上、下翼缘距盖板末端约 40 mm 处出现轻微局部屈曲现象。当加载至  $\theta$  为 4% 第 2 循环时, 梁腹板距盖板末端约 20 mm 处出现鼓曲现象; 此时, 加强盖板末端塑性铰形成。当加载至  $\theta$  为 5.5% 时, 塑性铰充分发展, 梁翼缘翘曲高达 30 mm, 腹板鼓曲达 25 mm; 水平承载力降至峰值荷载的 73%, 停止加载。

总体而言, 与标准型节点相比, 新型节点、削弱型节点及加强型节点均达到了塑性铰外移的目的, 改善了节点处的应力状态, 使得破坏模式由梁柱连接焊缝处脆性破坏转换为梁局部塑性破坏, 提高了节点的抗震性能。各试件最终破坏形态见图 6。

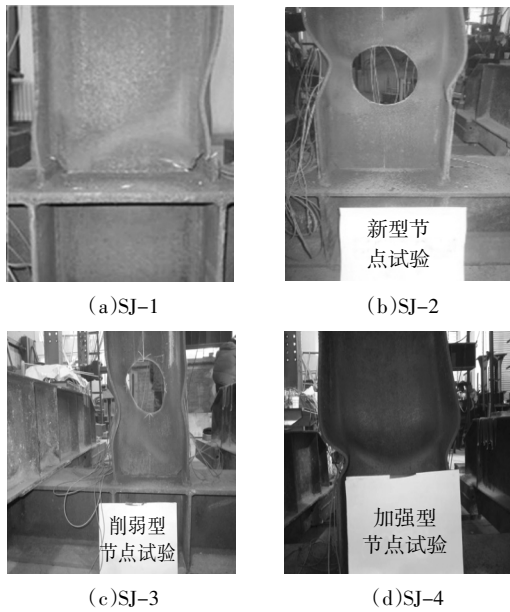


图6 试件破坏形态

Fig.6 Failure modes of specimens

2.2 滞回曲线

各试件梁端荷载-位移滞回曲线如图7所示.由图7可知,各试件滞回曲线均呈饱满纺锤形,并无捏拢现象.但标准节点试件 SJ-1 塑性变形小,强度、刚度退化不明显.而采取局部构造措施节点由于塑性铰外移,塑性应变累积加剧板件局部屈曲,导致其承载力及刚度随着位移幅值或循环次数的增加逐步退化,滞回性能更为理想化.

2.3 承载力及延性系数

各试件骨架曲线如图8所示,相应的实测特征值见表3<sup>[11,13]</sup>.其中,屈服点(屈服荷载  $P_y$ 、屈服位移  $\Delta_y$ )采用能量等效法确定;极限点(极限荷载  $P_u$ 、极限位移  $\Delta_u$ )由峰值荷载  $P_m$  的 85%所对应的点确定;位移延性系数  $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ ;层间塑性转角  $\theta_p = \theta_u - \theta_y$ .由图8和表3可知:

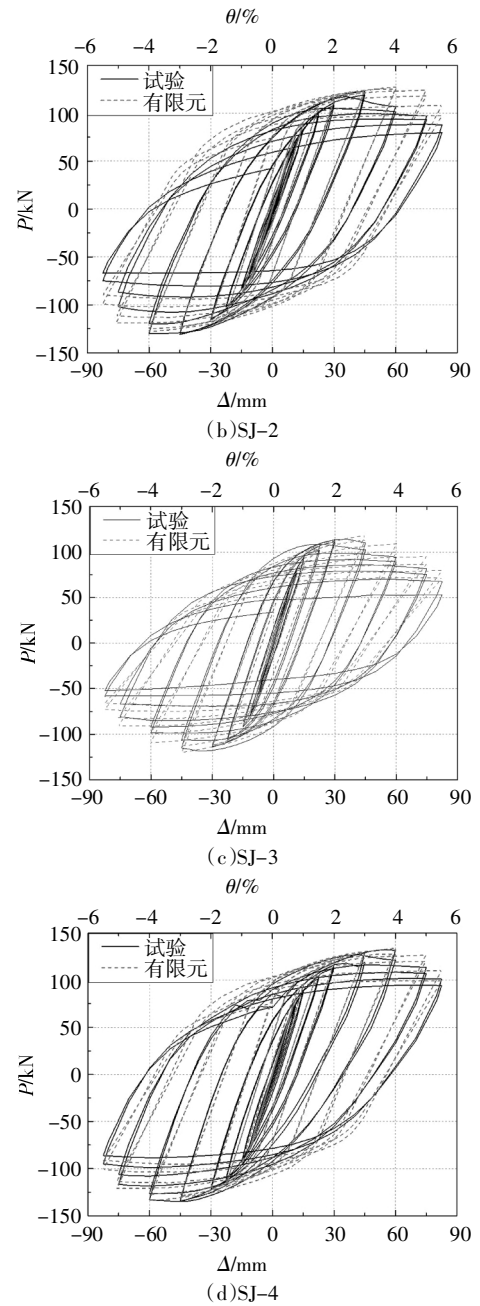


图7 试件滞回曲线

Fig.7 Hysteresis curves of the specimens

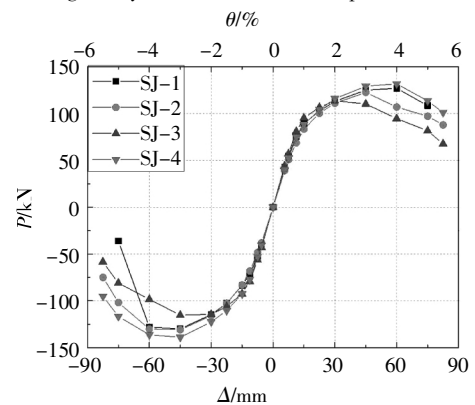
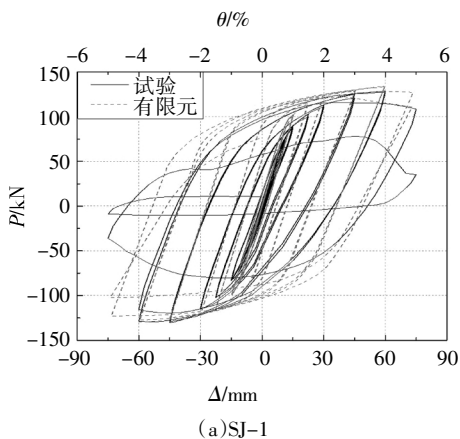


图8 试件骨架曲线

Fig.8 Skeleton curves of specimens

表 3 主要试验结果

Tab.3 Summary of test results

试件编号	$P_y/kN$	$\Delta_y/mm$	$P_u/kN$	$\Delta_u/mm$	$P_0/kN$	$\Delta_0/mm$	$\mu_\Delta$	$\theta_u/rad$	$\theta_p/rad$	$E_{total}/kJ$	$h_{e,u}$	
SJ-1	正向	108.36	26.59	127.00	60.00	107.95	74.74	2.81	0.0498	0.0321	100.36	0.298
	负向	-111.12	-27.45	-128.76	-60.03	-109.45	-63.04	2.30	-0.0420	-0.0237		
	平均	109.74	27.02	127.88	60.02	108.70	68.89	2.55	0.0459	0.0279		
SJ-2	正向	100.94	22.76	121.78	45.00	103.51	69.20	3.04	0.0461	0.0310	128.37	0.401
	负向	-104.19	-23.00	-127.86	-45.00	-108.68	-71.02	3.09	-0.0473	-0.0320		
	平均	102.57	22.88	124.82	45.00	106.10	70.11	3.06	0.0467	0.0315		
SJ-3	正向	99.68	18.94	114.73	35.94	97.52	62.99	3.33	0.0420	0.0294	118.06	0.372
	负向	-99.97	-19.03	-117.14	-37.03	-99.57	-64.84	3.41	-0.0432	-0.0305		
	平均	99.83	18.99	115.94	36.49	98.54	63.92	3.37	0.0426	0.0300		
SJ-4	正向	112.17	24.61	131.78	59.98	112.01	75.93	3.09	0.0506	0.0342	136.53	0.419
	负向	-115.66	-25.84	-134.86	-54.76	-114.63	-75.71	2.93	-0.0505	-0.0332		
	平均	113.92	25.23	133.32	57.37	113.32	75.82	3.01	0.0505	0.0337		

1) 标准节点试件骨架曲线无下降段, 即峰值荷载后承载力突降, 这是由于梁柱连接焊缝处发生脆性断裂. 而采取局部构造措施的节点试件骨架曲线具有明显下降段, 即峰值荷载后承载力逐步降低, 表现出较强的塑性变形能力, 这是因为塑性铰在盖板末端或腹板开孔区域形成并充分发展, 从而缓解了梁柱连接焊缝处的应力需求.

2) 与标准节点试件 SJ-1 相比, 削弱型节点试件 SJ-3 由于腹板开孔减小有效截面面积, 其平均峰值荷载降低 9.34%; 加强型节点试件 SJ-4 由于盖板增强翼缘板约束作用, 其平均峰值荷载提高 4.25%; 而新型节点试件 SJ-2 由于盖板增强作用与腹板开孔削弱作用相互抵消, 其平均峰值荷载略降低 2.39%. 可见, 加强型节点、新型节点、标准节点、削弱型节点的承载能力依次递减, 表明梁端局部构造形式将对节点承载力产生影响.

3) 与标准节点试件 SJ-1 相比, 新型节点试件 SJ-2 平均位移延性系数、层间塑性转角分别增加了 20.00%、12.90%; 削弱型节点试件 SJ-3 平均位移延性系数、层间塑性转角分别增加了 32.16%、7.53%; 加强型节点试件 SJ-4 平均位移延性系数、层间塑性转角分别增加了 18.04%、20.79%, 表明采取局部构造措施在一定程度上提高了节点的塑性变形能力.

4) 除标准节点试件 SJ-1 外, 各试件平均位移延性系数介于 3.01~3.37, 均大于 3; 平均层间塑性转角介于 0.030 0~0.033 7 rad, 均大于 FEMA 350<sup>[10]</sup> 最低抗震性能限值 0.03 rad; 平均层间极限转角介于 0.042

6~0.050 5 rad, 均大于现行抗震规范<sup>[9]</sup> 钢结构弹塑性层间位移角限值 1/50 (0.02 rad), 表明采取局部构造措施的节点均具有较好的延性和变形转动能力, 满足罕遇地震作用下的变形能力要求.

## 2.4 承载力退化

试件在加载过程中的承载力退化特性可采用承载力退化系数  $\lambda$  表征, 即同一位移级别下最后一次循环时的峰值荷载与第一次循环时的峰值荷载之比<sup>[11,13]</sup>. 图 9 给出了各试件的承载力退化曲线.

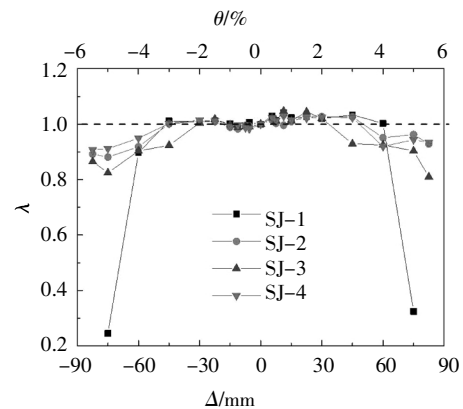


图 9 试件承载力退化曲线

Fig.9 Strength degradation curves of specimens

各试件在  $\theta = 3\%$  前, 承载力退化系数稳定,  $\lambda \geq 1$ , 这是由于加载前期试件塑性应变累积较小, 且钢材存在循环强化作用. 随着位移幅值的增大, 试件塑性应变累积不断增大, 承载力退化系数有所减小. 当  $\theta = 5\%$  时标准节点试件发生脆性破坏, 其承载力退化系数骤降至 0.32. 而采取局部构造措施的节点, 梁

端塑性铰形成并充分发展,其承载力退化系数逐步降低;当 $\theta = 5.5\%$ 时,承载力退化系数仍大于0.8.表明采取局部构造措施的节点在大变形情况下仍有较大的安全储备.

此外,新型节点与加强型节点承载力退化曲线较为平缓且稳定,退化性能优;而削弱型节点承载力退化曲线较为陡峭且曲折,退化性能差,这是由于削弱型节点腹板开孔更易引起薄弱处翼缘、腹板局部稳定性问题.

## 2.5 刚度退化

采用刚度退化系数 $\beta$ ( $\beta = K_i/K_0$ ,  $K_i$ 为第 $i$ 级加载割线刚度,  $K_0$ 为初始弹性刚度)<sup>[11,14]</sup>表征试件的刚度退化特性,图10给出了各试件的刚度退化曲线.可知,各试件刚度退化趋势一致:加载前期刚度退化严重,随着位移的增加,刚度退化逐渐缓慢.但标准节点试件在 $\theta = 5\%$ 时刚度退化突增,发生脆性破坏.此外,对比新型节点与加强型节点,削弱型节点刚度退化更为显著,这是由于其梁端腹板开孔导致有效截面削弱,加剧了翼缘、腹板局部屈曲现象.

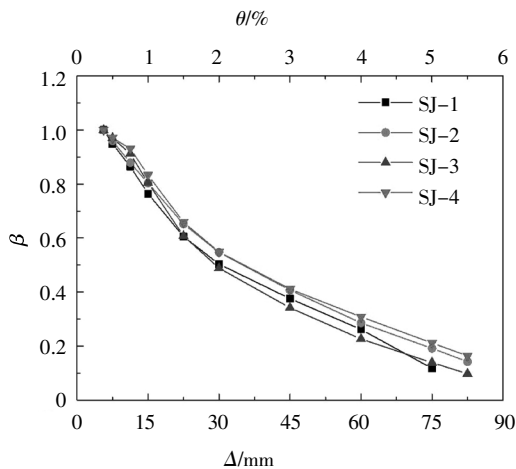


图10 试件刚度退化曲线

Fig.10 Stiffness degradation curves of specimens

## 2.6 耗能能力

图11所示为各试件累积耗能 $E_{total}$ 对比图.图12给出了各试件破坏时的等效黏滞阻尼系数 $h_{e,u}$ 对比图<sup>[15]</sup>.可知,与标准节点试件SJ-1相比,新型节点试件SJ-2的累积耗能、破坏时的等效黏滞阻尼系数分别增大了27.9%、34.6%;削弱型节点试件SJ-3的累积耗能、破坏时的等效黏滞阻尼系数分别增大17.6%、24.8%;加强型节点试件SJ-4的累积耗能及破坏时的等效黏滞阻尼系数分别增大36.0%、40.6%.表明采取局部构造措施的节点耗能能力均得到显著提升.此外,削弱型节点由于腹板开孔易引起

板件局部失稳,而新型节点由于盖板增强与腹板开孔削弱相互作用,性能介于加强型节点和削弱型节点之间,可知加强型节点、新型节点、削弱型节点、标准节点的耗能能力依次减弱.

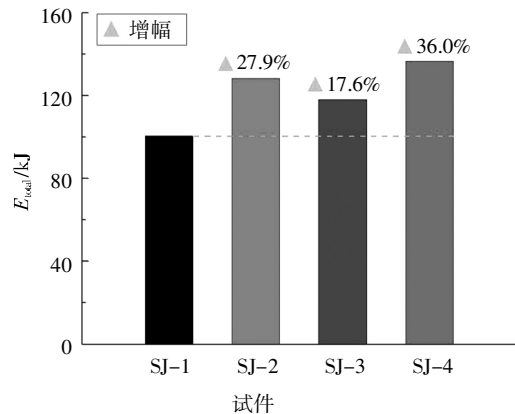


图11 试件累积耗能

Fig.11 Cumulative energy dissipation of specimens

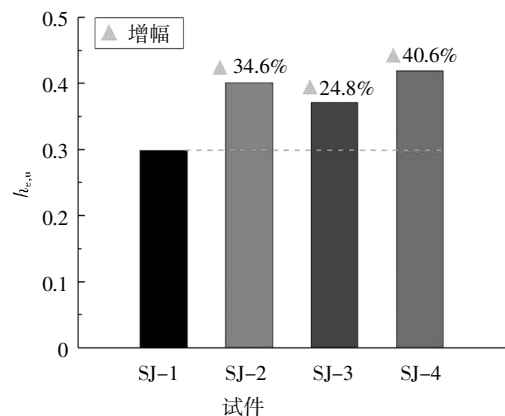


图12 试件等效黏滞阻尼系数

Fig.12 Equivalent viscous damping ratio of specimens

## 2.7 应变分布

各试件梁端翼缘沿长度方向应变分布见图13.其中,根据材性试验结果,梁翼缘的屈服应变为: $\varepsilon_y = f_y/E = 282.03 / (2.05 \times 10^5) = 1.38 \times 10^{-3}$ .由图13可知:

1)屈服应变前( $\theta = 1.5\%$ ),各试件梁翼缘测点应变分布与内力分布规律一致,呈线性发展;且正、负向加载时应变分布基本相似.屈服应变后,各测点应变增长迅速,并由于局部塑性应变累积较大呈现出明显的非线性应变分布.此外,由于翼缘局部屈曲,导致翼缘受拉时应变值负增长,最终形成正、负向加载时应变非对称分布现象.

2)标准节点试件SJ-1进入塑性阶段后,梁根部应变增长较其他测点迅速(破坏时梁根部应变小于相邻测点应变,这是因为梁根部翼缘受到柱的约束作用及连接处焊接硬化的影响).而新型节点试件

SJ-2、削弱型节点试件 SJ-3 进入塑性阶段后, 腹板开口区段应变增长速率最大; 加强型节点试件 SJ-4 在盖板末端处应变增长速率最大; 且破坏时塑性铰区段应变充分发展, 与前述试验现象一致. 这表明采取局部构造措施的节点均实现了塑性铰外移的设计目标, 有效避免了梁柱连接焊缝处的应力集中现象.

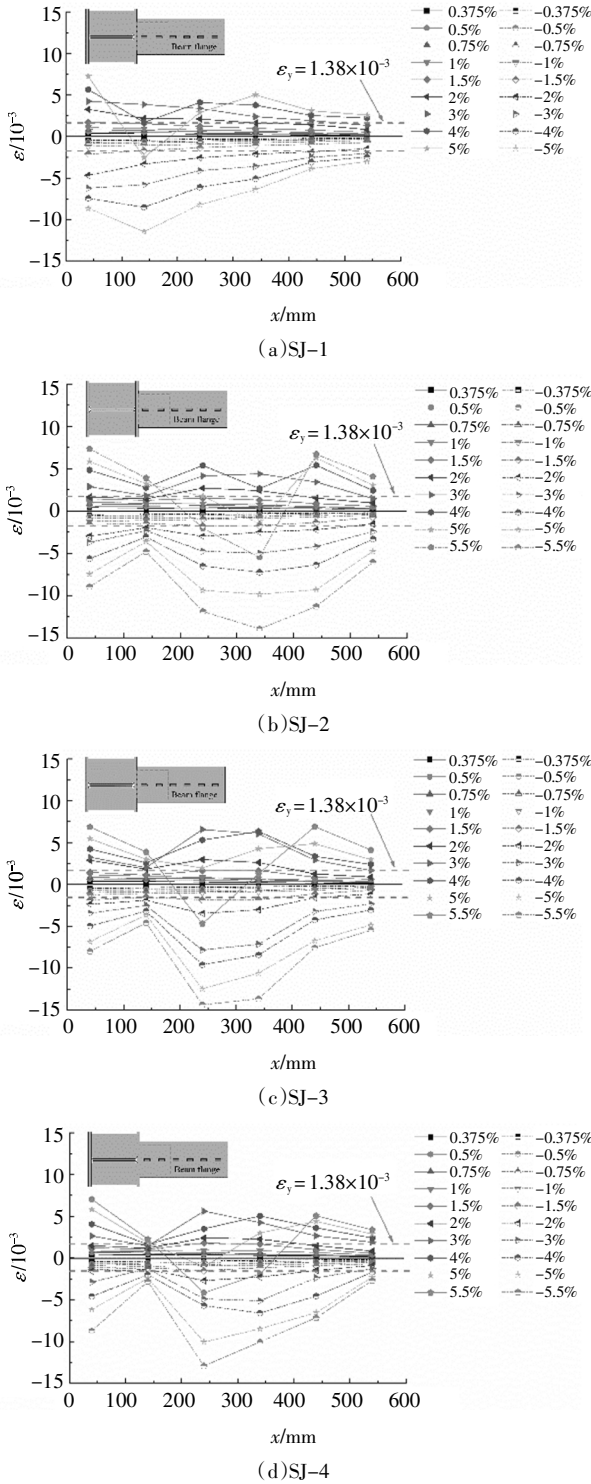


图 13 梁翼缘沿长度方向应变分布

Fig.13 Strain distribution along the length of the beam flange

### 3 有限元分析

#### 3.1 模型建立

采用通用软件 ABAQUS 对试验钢框架节点进行数值模拟. 钢材本构采用真实应力-应变关系曲线, 并在材料属性中添加基于应力三轴度的延性金属损伤准则 (ductile damage). 其中, 应力三轴度与等效塑性损伤应变路径按式(2)确定<sup>[16-17]</sup>:

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

式中:  $\bar{\varepsilon}_0^{pl}$  为等效塑性损伤应变;  $\eta$  为应力三轴度;  $C_1$  为钢材平板纯剪切状态下的等效塑性损伤应变;  $C_2$  为钢材开口圆棒单轴拉伸时的等效塑性损伤应变;  $\eta_0$  为一常数, 本文取值为 1/3.

$C_2$  可按式(3)确定,

$$C_2 = \ln\left(\frac{A_0}{A_f}\right). \quad (3)$$

式中:  $A_0$ 、 $A_f$  分别为钢材拉伸试件原始面积和断裂后面积.

$$\text{同时, } C_1 = C_2 \left(\frac{\sqrt{3}}{2}\right)^{1/n}, \quad (4)$$

$$\sigma = K(\varepsilon)^n. \quad (5)$$

式中:  $K$ 、 $n$  为钢材硬化参数, 可通过钢材真实应力-应变曲线反算得出.

损伤演化路径通过对钢材拉伸试验得到真实应力-应变关系曲线下降段进行归一化及回归分析确定, 见式(6).

$$D = 1.3 \left(\frac{\bar{u}^{pl}}{\bar{u}_f}\right)^{7.6}. \quad (6)$$

式中:  $D$  为钢材损伤因子;  $\bar{u}^{pl}$  为塑性位移;  $\bar{u}_f$  为钢材拉伸断裂时的塑性位移. 综合钢材拉伸试验结果和既有相关文献<sup>[16-18]</sup>, 本文钢材损伤准则相关参数取值见表 2.

所有部件均采用 C3D10M 实体单元; 使用自由网格划分技术划分网格, 且对节点域进行网格加密处理; 各部件焊接作用采用绑定约束 (Tie) 模拟. 为防止应力集中, 将梁加载端翼缘局部面与一特征点进行 CP 耦合, 用于施加水平往复荷载; 柱轴压力通过压强形式均匀施加; 边界条件与试验一致. 同时, 将一阶屈曲模态作为初始缺陷引入到模型中. 图 14 为试件有限元模型.



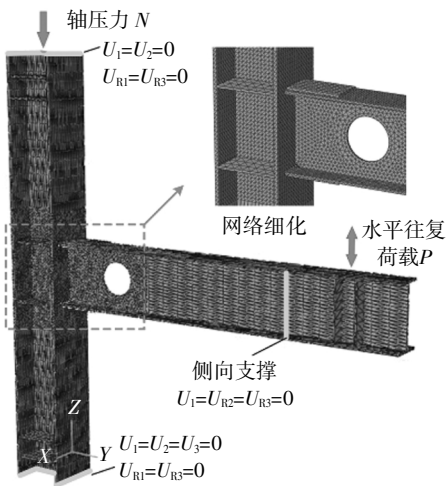


图 14 有限元模型

Fig.14 Finite element model

### 3.2 模型验证

由图 7 可知,有限元计算滞回曲线与试验滞回曲线吻合较好,能够描述钢框架焊接节点试件的滞回性能.图 15 所示为有限元模型破坏形态,对比图 6 和图 15 可知,各试件有限元破坏形态与试验破坏形态相似,板件局部屈曲位置、变形范围及应力最大处(母材撕裂之处)与试验结果基本一致,验证了有限元模型的正确性.

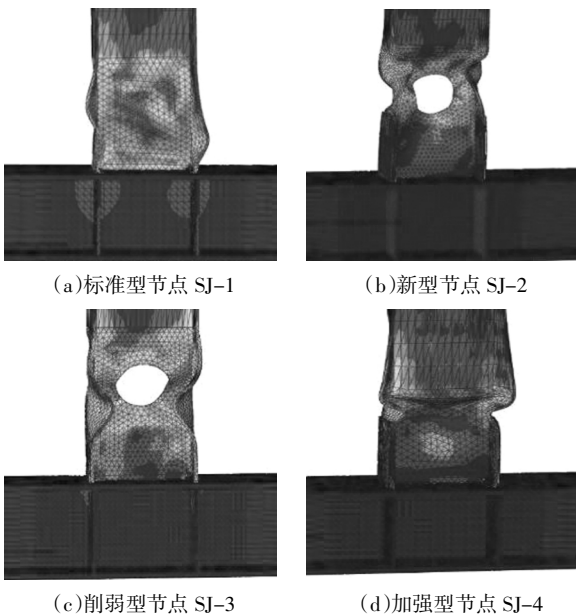


图 15 有限元模型破坏形态

Fig.15 Failure modes of FEM

### 3.3 断裂性能

断裂指数  $R_1$  是反映钢材局部的延性以及断裂倾向的常用指标<sup>[9]</sup>,其计算式为:

$$R_1 = \frac{\bar{\varepsilon}^p}{e^{(-1.5\eta)}} \quad (7)$$

式中: $\bar{\varepsilon}^p$  为等效塑性应变; $\eta$  为应力三轴度.

图 16 所示为有限元分析所得各模型加载到  $\theta=3\%$  时,梁根部翼缘及局部屈曲中心翼缘的最大断裂指数  $R_1$  对比.可知,相比标准节点,采取局部构造措施的节点,梁翼缘根部断裂指数大幅下降,而局部屈曲中心位置处断裂指数均有所提升,表明采取局部构造措施的节点使得梁端高应力区外移至加强板末端或开孔削弱区域,从而避免梁根部应力发展所导致的梁柱连接焊缝处过早破坏.此外,所有节点梁局部屈曲位置处的断裂指数均高于梁根部,表明梁发生局部屈曲现象可改善节点的破坏模式,避免梁柱连接焊缝处发生脆性断裂.

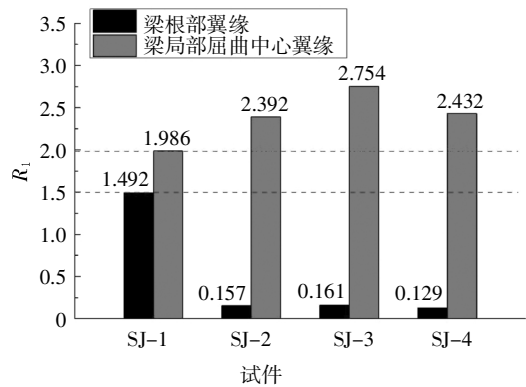


图 16 有限元模型断裂指数

Fig.16 Rupture index of FEM

## 4 结论

1)盖板加强型节点、腹板开孔削弱型节点及新型节点均达到了塑性铰外移的目的,有效避免了梁柱连接焊缝处的应力集中现象,使得破坏模式由梁柱连接脆性破坏转换为梁局部塑性破坏,很大程度上改善了节点的抗震性能.

2)低周往复荷载作用下标准节点因塑性应变累积小、梁柱连接焊缝处过早脆性破坏导致其延性及耗能能力未得到充分发挥.而采取局部构造措施的节点由于塑性铰外移,塑性应变累积较大,进而加剧板件局部屈曲,造成强度、刚度逐步退化现象,抗震性能更为优越.

3)在峰值荷载前新型节点承载力、刚度与标准节点一致;且由于盖板增强作用与腹板开孔削弱作用相互抵消,其峰值荷载仅降低 2.39%,而位移延性系数及累积耗能却分别增加了 20.0%、27.9%,充分

体现了新型节点的设计理念,实现了在强度、刚度基本不变的前提下改善节点抗震性能的设计目标。

4)在破坏形态、滞回性能等方面有限元分析结果与试验结果吻合较好,表明文中建立的考虑应力三轴度损伤准则的有限元模型可有效模拟钢框架焊接节点在低周往复荷载作用下的受力性能,亦验证了新型节点的合理性。

## 参考文献

- [1] KIM T, KIM J. Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65(6): 1316—1322.
- [2] 石永久,王萌,王元清. 钢框架不同构造形式焊接节点抗震性能分析[J]. *工程力学*, 2012, 29(7): 75—83.  
SHI Y J, WANG M, WANG Y Q. Analysis on seismic behavior of different structural constructions of welded steel frame connections [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(7): 75—83. (In Chinese)
- [3] 陶长发,孙国华,何若全,等. 盖板加强型节点钢框架子结构抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(6): 19—28.  
TAO C F, SUN G H, HE R Q, *et al.* Experimental study on seismic behavior of steel frame substructure with cover-plate reinforced connections [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(6): 19—28. (In Chinese)
- [4] CHEN C C, LIN C C. Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with tapered beam flanges [J]. *Engineering Structures*, 2013, 48: 588—601.
- [5] SOPHANOPOULOS D S, DERI A E. Parameters affecting response and design of steel moment frame reduced beam section connections: an overview [J]. *International Journal of Steel Structures*, 2011, 11(2): 133—144.
- [6] 王燕,郁有升,王鹏. 钢框架梁端翼缘板式加强型节点力学性能试验研究[J]. *工程力学*, 2011, 28(3): 177—184.  
WANG Y, YU Y S, WANG P. Experimental study on mechanics property of flange plate-reinforced connections of steel frames [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(3): 177—184. (In Chinese)
- [7] 杨庆山,李波,杨娜. 梁腹板开圆孔钢框架梁柱节点的性能研究[J]. *工程力学*, 2007, 24(9): 111—121.  
YANG Q S, LI B, YANG N. Investigation on behaviors of the connection with opening in beam web of steel moment resisting frames [J]. *Engineering Mechanics*, 2007, 24(9): 111—121. (In Chinese)
- [8] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2017: 113—118.  
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017: 113—118. (In Chinese)
- [9] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016: 55—60.  
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 55—60. (In Chinese)
- [10] FEMA 350 Recommended seismic criteria for new steel moment-frame buildings [S]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2000: 39—42.
- [11] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2015: 10—18.  
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015: 10—18. (In Chinese)
- [12] ANSI/AISC 341—10 Seismic provisions for structural steel buildings [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010: 125—126.
- [13] 田甜,邱文亮,张哲. 小剪跨比钢管混凝土组合桥墩抗震性能试验研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2018, 45(1): 52—60.  
TIAN T, QIU W L, ZHANG Z. Experimental study on seismic behavior of steel tube reinforced concrete bridge columns with lower shear span ratio [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2018, 45(1): 52—60. (In Chinese)
- [14] ZHENG S S, ZHANG X H, ZHAO X R. Experimental investigation on seismic performance of corroded steel columns in offshore atmospheric environment [J]. *The Structural Design of Tall & Special Buildings*, 2018, 28(4): e1580.
- [15] 汪梦甫,张旭. 高轴压比下 PVA-ECC 柱抗震性能试验研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2017, 44(5): 1—9.  
WANG M F, ZHANG X. Experimental study on seismic performance of PVA-ECC columns with high axial load ratio [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2017, 44(5): 1—9. (In Chinese)
- [16] 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(7): 146—155.  
ZHOU T H, LI W C, GUAN Y, *et al.* Damage analysis of steel frames under cyclic load based on stress triaxiality [J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(7): 146—155. (In Chinese)
- [17] LEE Y W, WIERZBICKI T. Quick fracture calibration for industrial use [R]. Cambridge, MA, USA: MIT Impact and Crashworthiness Lab, 2004.
- [18] BAO Y, WIERZBICKI T. On fracture locus in the equivalent strain and stress triaxiality space [J]. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2004, 46(1): 81—98.
- [19] EL-TAWIL S, VIDARSSON E, MIKESSELL T, *et al.* Inelastic behavior and design of steel panel zones [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1999, 126(2): 183—193.