

文章编号:1673-2049(2016)04-0120-07

翼缘削弱型节点空间钢框架在低周反复荷载作用下的抗震性能

郑 宏,孟春辉,石 丹

(长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061)

摘要:为研究翼缘削弱型节点空间钢框架在低周反复荷载作用下的抗震性能,采用有限元分析软件 ABAQUS 对普通节点和翼缘削弱型节点的空间钢框架模型进行有限元模拟,对 2 种钢框架模型的破坏形式、承载力、滞回性能、耗能能力、强度及刚度退化性能等进行了对比分析。结果表明:翼缘削弱型节点可使梁端塑性铰外移至梁端翼缘削弱处,避免梁端焊缝处应力集中导致脆性破坏;翼缘削弱型节点等效粘滞阻尼系数与普通节点空间钢框架相比有明显的提高,进入屈服阶段后由于应力重分布,其刚度及承载力退化速度较普通节点空间钢框架慢,翼缘削弱型节点钢框架具有梁铰延性破坏机制,抗震性能较好。

关键词:翼缘削弱型节点;空间钢框架;有限元分析;塑性铰;滞回性能;抗震性能

中图分类号:TU323.5

文献标志码:A

Seismic Performance of Reduced Beam Section Connection Steel Frames Under Low-cyclic Loading

ZHENG Hong, MENG Chun-hui, SHI Dan

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

Abstract: In order to study seismic performance of reduced beam section connection steel frames under low-cyclic loading, finite element simulation analysis of space steel frames with common connections or reduced beam section connections were carried out using ABAQUS software. Based on the finite element simulation analysis results, the failure mode, bearing capacity, hysteretic behavior, energy dissipation capacity, strength and stiffness degradation of the two types of steel frames were compared. The results show that the reduced beam section connection can let the plastic hinge of beam end move outward to beam end flange weakened, and avoid welded connection brittle fracture induced by stress concentration. The equivalent viscous damping ratio of reduced beam section connection steel frame is obviously greater than common connection steel frame. When the steel frames enter the yield stage, the stiffness and bearing capacity degradation of reduced beam section connection steel frame is slower than common connection steel frame. The reduced beam section connection steel frame has beam hinge ductility failure mechanism, and the seismic performance is better.

Key words: reduced beam section connection; space steel frame; finite element analysis; plastic hinge; hysteretic behavior; seismic performance

收稿日期:2015-12-11

作者简介:郑 宏(1964-),男,黑龙江哈尔滨人,教授,博士研究生导师,工学博士,博士后,E-mail:cezheng@chd.edu.cn。

0 引 言

钢结构具有造型美观、施工速度快、抗震性能突出、节能可再生等优势,已经成为大型公共建筑、高层和超高层建筑、工业建筑的主要结构形式。在 1994 年美国北岭地震和 1995 年日本阪神大地震中,被认为具有优良延性的钢框架结构发生了严重的脆断破坏,钢材的良好延性并没有表现出来,地震调查数据表明破坏主要是梁根部翼缘坡口焊缝出现应力集中以及梁柱连接焊缝质量缺陷造成的^[1-4],震后钢框架梁柱节点问题成为研究热点^[5]。为了保证塑性耗能发展之前梁柱连接焊缝处不发生破坏,应避免钢框架塑性铰出现在受力复杂及应力集中的连接焊缝处,提高其抗震性能。各国大量研究表明,目前有节点削弱型和节点加强型 2 种类型能够实现钢框架塑性铰转移,前者是离开梁柱焊缝区域一定距离对梁截面进行适当削弱,后者是对节点区域进行加强,两者均可形成梁铰延性破坏机制,达到“强柱弱梁,强节点弱构件”的抗震设计要求,充分发挥了钢材的塑性承载力和延性性能,有效提高结构的抗震性能。目前各国学者的研究工作主要集中在加强型节点和削弱型节点的外移机理上,而对钢框架在低周反复荷载作用下整体结构的抗震性能及破坏机理研究较少。本文在翼缘削弱型节点抗震性能研究的基础上^[6-8],采用 ABAQUS 有限元软件,建立三维空间普通节点钢框架(Ordinary Node Steel Frame,

OSF)有限元模型和翼缘削弱型节点空间钢框架(Reduced Beam Node Steel Frame,RSF)有限元模型,研究梁翼缘削弱型节点和普通节点空间钢框架模型在低周反复荷载作用下的破坏形式、承载力、滞回性能、变形能力、耗能能力、强度及刚度退化等抗震性能,并将两者进行对比,所得结论可为工程应用提供参考。

1 有限元建模及加载制度

1.1 空间钢框架几何参数

为了确定空间钢框架的基本几何尺寸,先采用 PKPM 软件对十层空间钢框架进行设计。设计时钢框架的跨度、柱距和层高均采用工程常用尺寸,其中楼面荷载设计值取 $6\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$,基本风压为 $0.5\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$,Ⅱ类场地土,设防烈度为 8 度,抗震等级为 2 级,水平地震影响系数最大值为 0.16,罕遇地震影响系数最大值为 0.9,阻尼比为 0.02。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)选定基本空间钢结构梁、柱截面尺寸分别为 $450\text{ mm}\times 200\text{ mm}\times 8\text{ mm}\times 14\text{ mm}$ 和 $400\text{ mm}\times 400\text{ mm}\times 12\text{ mm}\times 20\text{ mm}$,所用钢材均为 Q235 钢;根据文献[9]取削弱长度 $b=0.5b_f$,削弱深度 $c=0.75h$,其中, b_f 为梁的翼缘宽度, h 为梁的高度。按照 SAC 的推荐标准,削弱起始点至柱面的距离 $a=(0.20\sim 0.25)b_f$, $b=(0.5\sim 0.75)b_f$, $c=(0.65\sim 0.85)h$ 。钢框架几何参数如表 1 所示。

表 1 钢框架几何参数

Tab. 1 Geometry Parameters of Steel Frames

mm

钢框架类型	主次梁截面			柱截面			翼缘削弱参数				
	h	b_f	t_1	t_2	h	b_f	t_1	t_2	a	b	c
OSF	400	400	12	20	450	200	8	14			
RSF	400	400	12	20	450	200	8	14	50	10	338

注: t_1 为腹板的厚度; t_2 为翼缘的厚度。

1.2 材料本构模型

采用有限元软件 ABAQUS^[10]建立空间钢框架计算模型,选用 C3D8I 单元(八节点六面体线性非协调单元),此单元可以克服线性完全积分单元的剪切自锁问题及线性减缩单元的沙漏问题,但对单元扭曲比较敏感。单元扭曲太大会降低分析精度,为提高计算精度,网格划分尽量规则,并对梁柱节点处网格加密,材料本构模型采用多线性随动强化三折线模型(图 1 中, σ 为应力, ϵ 为应变),采用 Von-Mises 屈服准则,同时考虑循环荷载作用下钢材的包辛格效应。材料力学性能参照文献[11]中的钢材拉伸

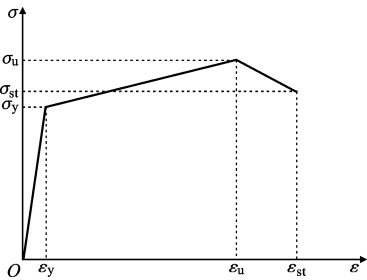


图 1 钢材应力-应变关系

Fig. 1 Stress-strain Curve of Steel

试验结果,屈服强度 $\sigma_y=318\text{ MPa}$,屈服应变 $\epsilon_y=1.54\times 10^{-3}$,极限强度 $\sigma_u=470\text{ MPa}$,极限应变 $\epsilon_u=$

1.2×10^{-3} , 破坏强度 $\sigma_{st} = 367 \text{ MPa}$, 破坏时应变 $\epsilon_{st} = 1.7 \times 10^{-3}$ 。建立的有限元模型如图 2 所示。

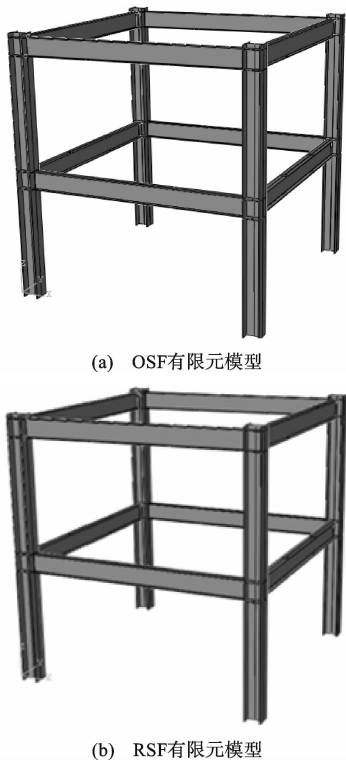


图 2 三维空间钢框架计算模型

Fig. 2 Calculation Models of 3D Space Steel Frame

1.3 边界条件及加载方法

在空间钢框架建模中,沿主梁轴线方向为 x 轴,沿次梁轴线方向为 y 轴,沿柱轴线方向为 z 轴。为了防止加载处出现应力集中现象,将 2 层加载端柱翼缘上的所有节点进行 x 方向耦合。为了防止主梁在加载过程中过早发生平面外失稳,对主梁上翼缘 1/3 跨度处施加 x 方向的位移约束,以模拟次梁对主梁的约束。为了模拟钢柱脚固定支座,将柱底端面全部约束,如图 3 所示。空间钢框架需考虑重力的二阶效应影响,加载制度参考 ECCS 相关方法^[12]。采用通用屈服弯矩法^[13]得到普通节点和翼缘削弱型节点 2 种空间钢框架的屈服位移分别为 30,25 mm。具体加载方法如表 2 所示。

2 有限元分析结果

2.1 塑性铰的形成过程及应力云图

图 4,5 分别为普通节点与翼缘削弱型节点空间钢框架在循环加载过程中的应力云图及塑性铰的发展情况,加载过程中钢框架模型没有发生平面外失稳破坏。

由图 4 可知:当循环加载至 $2\delta_y$ 时,钢框架 1,2



图 3 边界约束与荷载施加

Fig. 3 Boundary Constraints and Applied Load

表 2 加载方法

Tab. 2 Loading Scheme

加载步骤	2 层位移幅值	循环次数	荷载步数
1	$\pm \delta_y / 4$	1	1~2
2	$\pm \delta_y / 2$	1	3~4
3	$\pm \delta_y$	1	5~6
4	$\pm 2\delta_y$	2	7~10
5	$\pm 3\delta_y$	2	11~14
6	$\pm 4\delta_y$	2	15~18
7	$\pm 5\delta_y$	2	19~22
8	$\pm 6\delta_y$	2	23~26
9	$\pm 7\delta_y$	2	27~30
10	$\pm 8\delta_y$	2	31~34
11	$\pm 9\delta_y$	2	35~39

层梁端与柱翼缘连接焊缝处及节点域的应力发展较快,2 层梁截面的等效应力逐渐向腹板中部发展,柱脚端部应力也缓慢增加并向柱腹板发展,2 层梁端与柱翼缘连接焊缝处应力较大,高达 330 MPa;循环加载至 $4\delta_y$ 时,在远离加载端的 2 层梁末端约 100 mm 处梁的上翼缘发生了局部屈曲,1,2 层梁端与柱翼缘连接焊缝处应力增加,梁截面应力也增大;当循环加载至 $5\delta_y$ 时,1,2 层梁应力有所降低,但 1,2 层梁端都先发生了塑性变形,柱脚翼缘紧接着发生了局部屈曲,柱脚形成塑性铰,钢框架破坏的标志为承载力下降至最大承载力的 85%。

由 OSF 的等效应力云图可知,在加载过程中,空间钢框架节点域率先进入弹塑性状态,紧接着是柱脚和梁端部位。这主要是由于节点域受力情况较复杂,等效应力较大,因此工程设计时应当对节点域给予加强,防止节点域出现局部屈曲现象。与此同时,OSF 的高峰应力首先出现在框架梁的梁端与柱翼缘连接焊缝处,随后钢框架柱脚的翼缘板屈曲形成塑性铰,梁端与柱翼缘连接焊缝处的应力始终较大,实际地震作用中易发生钢框架梁端与柱翼缘连



图 4 OSF 的应力发展 (单位:MPa)

Fig. 4 Stress Development of Specimen OSF (Unit:MPa)



图 5 RSF 的应力发展 (单位:MPa)

Fig. 5 Stress Development of Specimen RSF (Unit:MPa)

接焊缝的开裂破坏,致使框架过早破坏。

由 RSF 的应力云图可以看出:钢框架在循环加载至 $2\delta_y$ 时,1,2 层梁翼缘削弱处应力增加较快,梁端与柱翼缘连接焊缝处应力较小,为 180 MPa;循环加载至 $4\delta_y$ 时,在远离加载端的 2 层梁翼缘削弱处腹板出现局部鼓曲,1,2 层梁端与柱翼缘连接焊缝

处应力较小,梁截面应力逐渐向跨中发展,应力增大;在循环加载至 $5\delta_y$ 时,1,2 层梁端都发生了较大塑性变形,柱脚翼缘出现了局部鼓曲现象,梁端、柱脚也缓慢形成塑性铰,此时钢框架承载力下降至其最大承载力的 85%,认为钢框架已破坏。

由上述可知:RSF 应力发展依次为削弱处、节点域、柱脚;在结构承载力下降阶段,主要通过梁的弯曲变形和柱脚屈曲耗能;在整个加载过程中,梁翼缘与腹板连接的焊缝处应力较小,相比普通框架而言,实现了塑性铰的转移,防止钢框架出现脆性破坏。

2.2 滞回性能及骨架曲线

滞回曲线是评价结构抗震性能的主要依据之一,滞回曲线越饱满,表示试件耗散地震能量的能力越好,抗震性能越强。循环荷载作用下空间钢框架的荷载-位移滞回曲线如图 6 所示。图 7 为 OSF 和 RSF 骨架曲线对比。

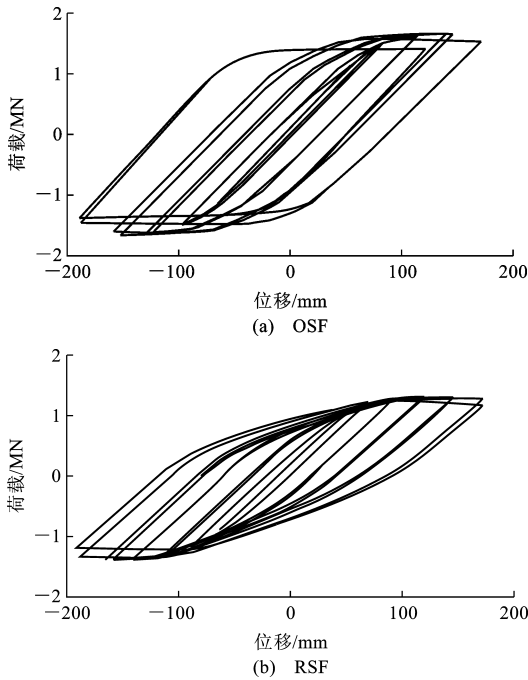


图 6 OSF 和 RSF 滞回曲线

Fig. 6 Hysteretic Curves of OSF and RSF

由图 6 可知:循环荷载作用下普通节点钢框架和翼缘削弱型节点钢框架的滞回曲线均较饱满,体现了抗弯钢框架本身具有较好的抗震耗能能力;在弹性阶段,2 种钢框架的滞回曲线基本趋势一致,说明此时钢框架的抗震耗能基本接近;加载到弹塑性受力阶段之后,翼缘削弱型节点钢框架的滞回面积与普通节点钢框架基本相当;当进入塑性破坏阶段时,翼缘削弱型节点钢框架滞回曲线最大值比普通

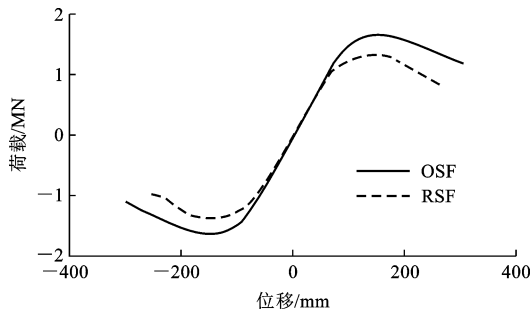


图 7 OSF 和 RSF 骨架曲线对比

Fig. 7 Comparison of Skeleton Curves of OSF and RSF

节点钢框架下降快;总体来看,普通节点钢框架的滞回面积更大,滞回性能更好。

由图 7 知,循环荷载作用下 2 种钢框架都经历了弹性、弹塑性、塑性、破坏 4 个阶段。在弹性阶段 2 种钢框架的骨架曲线吻合较好,但进入弹塑性及塑性受力阶段,翼缘削弱型节点钢框架的骨架曲线略低于普通节点钢框架,翼缘削弱型节点钢框架表现出较好的延性性能。

表 3 为钢框架承载力对比。由表 3 可知,2 种钢框架弹性承载力基本相同,但是翼缘削弱型节点钢框架的屈服承载力和极限承载力较普通节点钢框架分别降低了 4.5% 和 16.3%,说明翼缘削弱型节点钢框架可以降低承载力,实现“强柱弱梁”的抗震设计要求。翼缘削弱型节点钢框架承载力较普通节点钢框架低,加载过程中削弱梁端腹板易发生局部鼓曲,应在腹板处设置加劲肋,防止削弱梁端过早发生局部鼓曲。

表 3 钢框架承载力对比

Tab. 3 Comparison of Bearing Capacities of

Steel Frames			kN
钢框架类型	弹性承载力	屈服承载力	极限承载力
OSF	879.3	1 134.6	1 661.62
RSF	878.4	1 083.4	1 388.07

2.3 耗能能力

结构耗能性能可以用来评价结构的抗震性能,空间钢框架的耗能能力可以用等效粘滞阻尼系数 h_e [13] 来衡量。钢框架的等效粘滞阻尼系数是图 8 中滞回曲线 ABC 与横轴所围成的面积 S_{ABCOA} 与 $\triangle BOD$ 的面积 $S_{\triangle BOD}$ 之比,等效粘滞阻尼系数 $h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABCOA}}{S_{\triangle BOD}}$,钢框架等效粘滞阻尼系数计算结果如表 4 所示。翼缘削弱型节点钢框架的等效粘滞阻尼系数明显高于普通节点钢框架,二者的等效粘滞阻尼系数相差 6.7%,说明翼缘削弱型节点钢框架具有

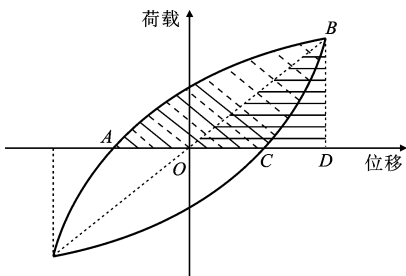


图 8 等效粘滞阻尼系数计算示意

Fig. 8 Calculation Schematic Diagram of Equivalent Viscous Damping Ratio

表 4 钢框架等效粘滞阻尼系数

Tab. 4 Equivalent Adhesive Damper Coefficients of Steel Frames

钢框架类型	$S_{ABCOA}/(\text{kN} \cdot \text{mm})$	$S_{\Delta BOD}/(\text{kN} \cdot \text{mm})$	h_e
OSF	182 287	104 344	0.282
RSF	233 797	123 795	0.301

较好的耗能能力。

2.4 刚度退化分析

刚度退化是评价结构抗震性能的重要指标。等效刚度是各钢框架结构模型滞回曲线中坐标原点与各条循环曲线峰值点连线的斜率。等效刚度退化系数是衡量刚度退化的重要参数，钢框架等效刚度退化系数即等效刚度与最大刚度的比值。图 9 为普通节点钢框架及翼缘削弱型节点钢框架有限元计算模型的刚度退化曲线。由图 9 可以看出，2 种钢框架有限元模型的退化规律相似，退化曲线分布呈现“几”字形，等效刚度退化系数基本对称。处于弹性工作阶段时，模型刚度基本保持不变，承载力增加；进入塑性阶段时，刚度退化曲线开始缓慢下降。

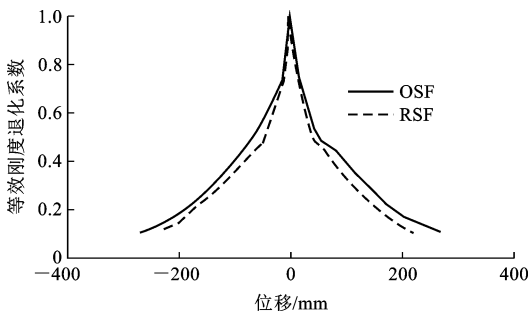


图 9 刚度退化曲线

Fig. 9 Stiffness Degradation Curves

当 OSF, RSF 在循环荷载分别增大至 $2\delta_y$ 时，刚度退化曲线基本稳定，进入塑性阶段。RSF 的极限位移为 200 mm，OSF 的极限位移为 220 mm，RSF 的刚度退化曲线位于 OSF 的下部，退化较为缓慢。

2.5 断裂能力

各国重大震害调查数据表明，钢框架梁柱节点在地震荷载作用下易发生脆性断裂，特别是承受反复荷载作用下的钢框架结构，通常存在不同程度的缺陷和疲劳损伤，内部的微小缺陷在荷载和侵蚀环境作用下易过早断裂导致节点脆性破坏，所以需要研究弹塑性阶段应力较大处焊缝的开裂情况。根据开裂指数 R_1 [14] 可判断在循环荷载作用下钢材是否断裂， R_1 反映结构开裂能力的大小，因此选取在弹塑性阶段路径处的开裂指数来衡量框架断裂能力。由图 10 可知，OSF 梁柱连接焊缝中部 R_1 最大，其值为 12，而 RSF 梁柱相应的焊缝位置处 R_1 为 0。参考文献[15]结论，当 R_1 大于 20 时容易发生断裂，所以 OSF 梁柱在弹塑性阶段的累积下焊缝不易发生脆性断裂，而 RSF 翼缘削弱的设计在一定程度上正好可以降低梁柱焊缝出现断裂的可能性，防止焊缝过早出现脆性破坏而导致承载力严重降低。

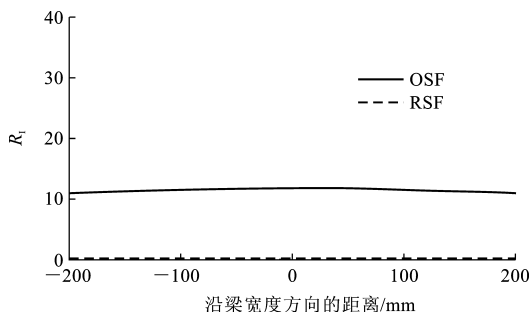


图 10 OSF, RSF 梁柱连接处 R_1 对比

Fig. 10 Comparison of R_1 at Beam-column Connections Between OSF and RSF

3 结 语

(1)通过空间钢框架有限元模拟分析，发现翼缘削弱型节点可使梁端塑性铰出现在翼缘削弱处，避免先在柱脚形成塑性铰，达到了“强柱弱梁”的抗震设计要求。

(2)在弹塑性和塑性阶段，削弱型节点翼缘削弱处腹板过早屈曲，导致其承载力和普通节点钢框架相比明显降低，但翼缘削弱型节点耗能能力高于普通节点钢框架。在实际工程应用过程中，如果使用翼缘削弱型节点应采取措施（比如适当地设置加劲肋）抑制翼缘削弱处腹板过早屈服，在实现塑性铰转移的同时提高其承载力。

(3)2 种空间钢框架的刚度退化曲线趋势基本一致，屈服阶段后翼缘削弱型节点钢框架的负向强度退化速度大于普通节点钢框架，但相差不大，建议

在中强震地区使用翼缘削弱型节点钢框架。

(4)在弹塑性阶段初期,由于塑性累积作用不明显,2种节点空间钢框架梁柱翼缘焊缝不易发生开裂,并且翼缘削弱型节点钢框架梁柱连接焊缝处的开裂指数较普通节点钢框架要小,可以有效避免钢框架脆性开裂,导致钢框架承载能力的降低。

参考文献:

References:

- [1] CHEN S J, YE H C H, CHU J M. Ductile Steel Beam-to-column Connections for Seismic Resistance [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122 (11): 1292-1299.
- [2] MILLER D K. Lessons Learned from the Northridge Earthquake [J]. Engineering Structures, 1998, 20 (4): 249-260.
- [3] NAKASHIMA M, INOUE K, TADA M. Classification of Damage to Steel Buildings Observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake [J]. Engineering Structures, 1998, 20 (4): 271-281.
- [4] CHI B, UANG C M. Cyclic Response and Design Recommendations of Reduced Beam Section Moment Connections with Deep Columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128 (4): 464-473.
- [5] 郁有升, 孙婷, 王燕. 梁柱弱轴连接翼缘削弱型节点的滞回性能研究 [J]. 建筑钢结构进展, 2013, 15 (1): 15-21.
- YU You-sheng, SUN Ting, WANG Yan. Analysis on the Hysteretic Behavior of Reduced Section Beam-to-column Connections in Minor-axis Direction of Steel Frames [J]. Progress in Steel Building Structures, 2013, 15 (1): 15-21.
- [6] CHEN S J, TSAO Y C, CHAO Y C. Enhancement of Ductility of Existing Seismic Steel Moment Connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127 (5): 538-545.
- [7] KIM T, WHITTAKER A S, GILANI A S J, et al. Experimental Evaluation of Plate-reinforced Steel Moment-resisting Connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128 (4): 483-491.
- [8] ZHANG X F, RICLES J M. Seismic Behavior of Reduced Beam Section Moment Connections to Deep Columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132 (3): 358-367.
- [9] 杨尉彪, 高小旺, 张维嶽, 等. 高层建筑钢结构梁柱节点试验研究 [J]. 建筑结构, 2001, 31 (8): 3-8.
- YANG Wei-biao, GAO Xiao-wang, ZHANG Wei-yue, et al. Experimental Research on Beam-column Joints of Steel Structure of High-rise Building [J]. Building Structure, 2001, 31 (8): 3-8.
- [10] ABAQUS Inc. ABAQUS Theory Manual [M]. Pawtucket: ABAQUS Inc, 2006.
- [11] 陶帅. 扩翼型节点钢框架的抗震性能研究 [D]. 青岛: 青岛理工大学, 2011.
- TAO Shuai. Seismic Performance Examination of Widen Flange Section of Steel Frame [D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2011.
- [12] ECCS-technical Committee. Study of Design of Steel Building in Earthquake Zones [M]. Chicago: ECCS General Secretariat, 1986.
- [13] 姚谦峰, 陈平. 土木工程结构试验 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- YAO Qian-feng, CHEN Ping. Civil Engineering Structure Test [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001.
- [14] MAO C S, RICLES J, LU L W, et al. Effect of Local Details on Ductility of Welded Moment Connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127 (9): 1036-1044.
- [15] 王薇. 钢框架板式加强型焊接节点的断裂性能分析 [D]. 青岛: 青岛理工大学, 2011.
- WANG Wei. Study on Fracture Behavior of Plate Welded Moment-resisting Connections in Steel Frame [D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2011.