

引用本文:郑 宏,杨瑞鹏,戴永超,等.装配式梁翼缘侧板加强-狗骨式削弱节点滞回性能及变参研究[J].建筑科学与工程学报,2020,37(5):88-96.
ZHENG Hong, YANG Rui-peng, DAI Yong-chao, et al. Study on Hysteretic Behavior and Variable Parameters of Prefabricated Beam Flange Side Plate Strengthened Dog Bone Weakened Joint[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(5): 88-96.

DOI:10.19815/j.jace.2019.08011

装配式梁翼缘侧板加强-狗骨式削弱节点 滞回性能及变参研究

郑 宏,杨瑞鹏,戴永超,郁曙光

(长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061)

摘要:提出一种新型装配式梁翼缘侧板加强-狗骨式削弱节点,利用有限元软件 ABAQUS 对其进行静力和拟静力加载分析;在此基础上对该新型节点进行系列参数分析,设计了端板厚度 t_d 、梯形侧板末端斜边在梁长度方向的尺寸 l_t 、削弱区削弱深度 c 共 3 个变参数系列试件,探究各参数对节点滞回性能的影响,并给出设计参考建议。结果表明:在静力加载过程中,节点在梁端削弱区产生大量塑性变形,形成塑性铰破坏,该种破坏形式属延性破坏;在拟静力加载过程中,节点滞回曲线饱满,表现出良好的耗能能力;端板厚度 t_d 对节点滞回性能影响较大,对塑性铰的形成位置起决定作用,建议端板厚度 t_d 的取值为 $t_f \leq t_d \leq 1.5t_f$ (t_f 为柱翼缘厚度);梯形侧板末端倾斜角度 θ 对节点的承载能力和耗能性能有较大影响,建议倾斜角度的正切值取值为 $0.27 \leq \tan(\theta) \leq 0.59$ (θ 为侧板末端角度);削弱区削弱深度 c 影响着节点的承载力和延性系数等多项指标,削弱深度的取值应该综合考虑承载力和耗能能力 2 种性能的影响,建议削弱深度的取值为 $0.18b_f \leq c \leq 0.25b_f$ (b_f 为梁翼缘宽度)。

关键词:侧板加强;狗骨式削弱;抗震性能;滞回性能

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2020)05-0088-09

Study on Hysteretic Behavior and Variable Parameters of Prefabricated Beam Flange Side Plate Strengthened Dog Bone Weakened Joint

ZHENG Hong, YANG Rui-peng, DAI Yong-chao, YU Shu-guang

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

Abstract: A new type of prefabricated beam flange side plate strengthened dog bone weakened joint was proposed, and the static and quasi-static loading analyses were carried out by using the finite element software ABAQUS. On this basis, a series of parameters of the new joints were analyzed, and three variable parameter series were designed, including the thickness of end plate t_d , the inclination length of trapezoidal side plate end l_t , and the weakening depth of weakening zone c . The Influence of each parameter on the hysteretic performance of the joint was explored, and the design reference suggestions were given. The results show that in the process of static loading, a large amount of plastic deformation occurs in the weakening area of beam end and

收稿日期:2019-12-26

基金项目:国家自然科学基金项目(51278061);中央高校基本科研业务费专项资金项目(310828175002)

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。

forms plastic hinge failure, which belongs to ductile failure; in the process of quasi-static loading, the hysteretic curve of the joint is full, which shows good energy dissipation capacity. The thickness of end plate t_d has a great influence on the hysteretic behavior of the joint, and plays a decisive role in the formation of the plastic hinge. It is suggested that the value of the end plate thickness t_d is $t_f \leq t_d \leq 1.5t_f$ (t_f is the thickness of the column flange). The inclination angle of the trapezoidal side plate has a great influence on the bearing capacity and energy dissipation performance of the joint. The tangent value of the inclination angle is suggested to be $0.27 \leq \tan(\theta) \leq 0.59$ (θ is the end angle of the side plate). The influence of bearing capacity and energy dissipation capacity should be taken into account in the value of weakening depth c , and the value of weakening depth is suggested to be $0.18b_f \leq c \leq 0.25b_f$ (b_f is the width of beam flange).

Key words: side plate strengthening; dog bone weakening; seismic performance; hysteretic property

0 引言

钢结构体系在抵抗地震作用方面有其独特的性能,钢梁柱节点在钢框架抗震中发挥着重要作用,其已成为钢结构体系研究中的热点。研究发现梁柱端板连接在增加结构耗能中表现良好且形式多样^[1-2]。目前端板连接分为加强型和削弱型^[3-5]。强旭红等^[6]通过对高强钢外伸式端板节点性能试验与有限元分析得出:高强钢端板连接具有较好的转动能力。Gholami 等^[7]通过对 3 种端板试件进行试验和有限元模拟分析,得出 3 种试件均在盖板的端部出现了明显的塑性区域,建议设计时提高焊缝材料强度并减小盖板尺寸。Popov 等^[8]通过对狗骨式节点进行试验研究得出:各试件在加载过程中具有稳定的承载能力和变形能力以保护节点域。樊宝锋等^[9-11]通过有限元分析探讨了在不同螺栓、端板厚度以及开孔参数情况下节点力学性能的响应。王路遥^[12]结合加强型和削弱型 2 种方式制作试件进行试验分析,结果表明试验节点能充分发挥 2 类节点的长处。加强型节点依靠增加梁柱节点构造迫使塑性较外移,虽然可以增加其抗震性能,但构造过多会产生残余应力,过少则不能满足要求,对构造形式要求严格。削弱型节点在使塑性较外移方面表现良好,但同时会降低节点的强度。结合加强型和削弱型 2 类节点的优缺点,综合已有的研究成果,提出了一种更为良好的实现抗震要求的节点形式^[13],该新型节点不仅可以有效缓解加强型节点装配困难和削弱型节点强度减弱的问题,还可以通过端板实现装配化施工。

1 有限元数值模拟

对文献[14]中的 SPS-1 试件进行模拟,选取平

面框架中层边柱节点,梁长 1 800 mm,柱高 2 050 mm;梁截面尺寸为 HN300×150×6.5×9,柱截面尺寸为 HW250×250×9×14,梁侧加强板厚 9 mm,梁、柱采用 Q235B 钢,柱加强板采用 Q345B 钢,采用考虑包辛格效应的三折线随动强化模型的钢材本构关系,如图 1 所示,其中 σ, ϵ 分别为钢材应力和应变, $\sigma_y, \epsilon_y, \sigma_u, \epsilon_u$ 分别为钢材的屈服强度、屈服应变、极限强度和极限应变,图 2 为节点细部构造图。图 3 为试验和有限元模拟滞回曲线对比,从图 3 可以看出:在弹塑性阶段,2 条曲线基本重合;在加载后期,由于有限元未考虑钢材损伤累积,对焊缝没有精细化建模,未考虑焊缝残余应力和试件的加工缺陷以及安装的误差等,使两者有一定差异,但总体变化一致,模拟较为理想。图 4 展示 2 个试件最终破坏形态均是梁下翼缘侧板加强的末端钢材由于截面突变,出现明显的应力集中。因此,可用有限元软件模拟侧板加强型节点破坏形态。

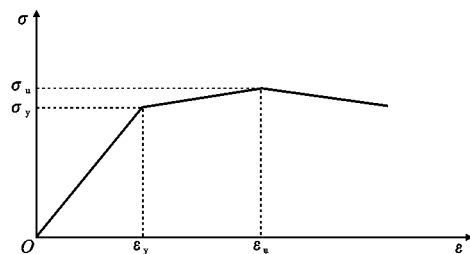


图 1 本构关系

Fig. 1 Constitutive Relationship

2 新型节点的有限元模拟

如图 5 所示,新型装配式梁翼缘侧板加强-狗骨式削弱节点试件 (BASE 试件) 中柱截面尺寸为 HW250×250×9×14,柱高取 2 050 mm;梁截面尺寸为 HN300×150×6.5×9,梁长取 1 800 mm;端

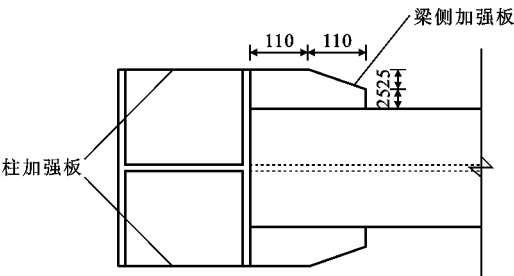


图 2 节点细部构造(单位:mm)

Fig. 2 Construction of Node Details (Unit:mm)

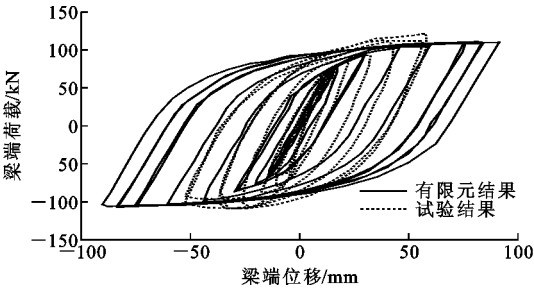
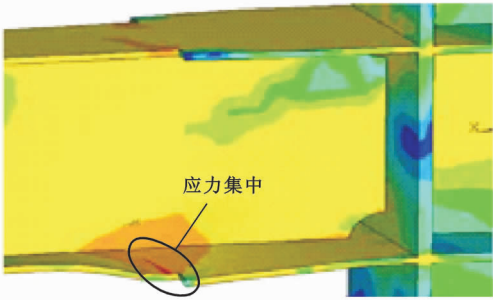


图 3 试验与有限元加载点滞回曲线对比

Fig. 3 Comparison of Loading Point Hysteretic Curves Between Test and Finite Element



(a) 现场试件破坏形态



(b) 有限元试件破坏形态

图 4 试件破坏形态

Fig. 4 Failure Forms of Specimens

板厚度 $t_d=14$ mm,水平梯形侧板的厚度取 9 mm,竖侧板尺寸取 110 mm×50 mm×9 mm。模型削弱处距梁端距离 $a=220$ mm,削弱长度 $b=200$ mm,削弱深度 $c=30$ mm;BASE 试件详细尺寸见图 6;节点试件端板螺栓布置^[15]如图 7 所示,有限元模型见图 8,钢材的本构关系^[16]同第 1 节。

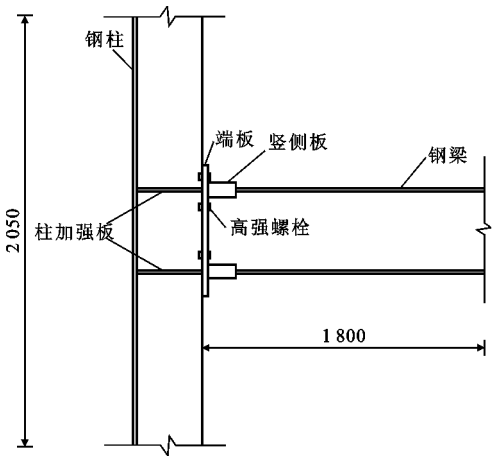


图 5 装配式梁翼缘侧板加强-狗骨式削弱节点(单位:mm)

Fig. 5 Stiffened Flange Side Plates of Fabricated Beam
Flange Side Plate Strengthened Dog Bone Weakened Joints (Unit:mm)

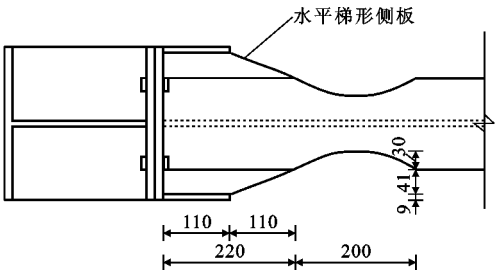


图 6 BASE 试件节点局部尺寸(单位:mm)

Fig. 6 Local Size of BASE Specimen Node (Unit:mm)

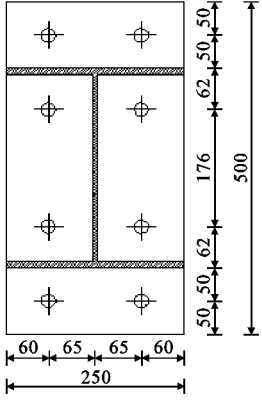


图 7 端板螺栓布置(单位:mm)

Fig. 7 Layout of End Plate Bolts (Unit:mm)

2.1 单调加载下节点的力学性能

边界条件:工字型柱底固接,柱顶铰接,并在柱顶施加一定大小竖向集中力。加载制度:采用单调加载和循环加载 2 种方式,试件上施加荷载的顺序为首先施加螺栓预紧力 $P=155$ kN,再施加柱顶 Z 向荷载。循环加载以位移控制为主,初始位移幅值为屈服位移的 20%,之后每级荷载增量为 20%,直

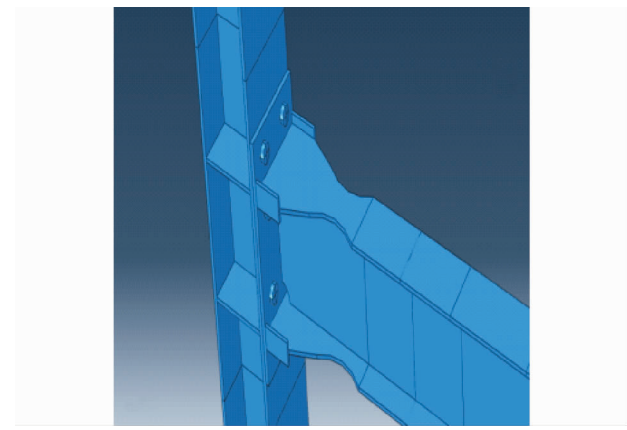


图 8 BASE 试件 ABAQUS 有限元模型

Fig. 8 Finite Element Model of BASE

Specimen by ABAQUS

至达到屈服位移,在位移幅值达到屈服位移之前每级荷载循环 1 次;当位移幅值达到屈服位移时,加载位移按照 1 倍、2 倍、3 倍、4 倍的屈服位移进行加载,每级加载循环 3 次。

由图 9 的荷载-位移曲线可知,节点经历了弹性、弹塑性和极限 3 个阶段,初始刚度为 $4.79 \text{ kN} \cdot \text{mm}^{-1}$,屈服位移为 30.64 mm ,屈服荷载为 107.29 kN ,极限位移为 72.32 mm ,极限荷载为 122.29 kN 。图 10 为节点达到极限承载能力时刻的应力云图,节点的塑性变形主要集中在削弱区。

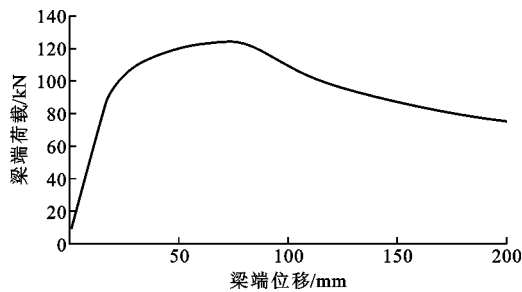


图 9 荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-displacement Curve

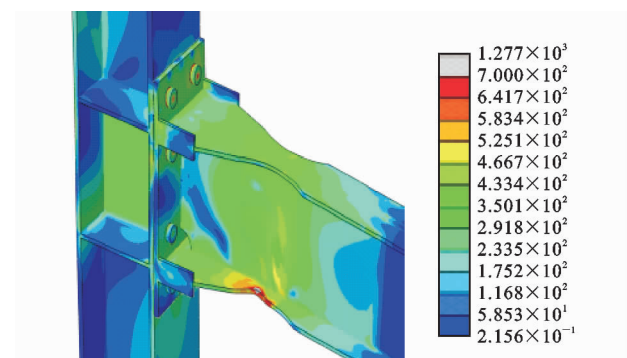
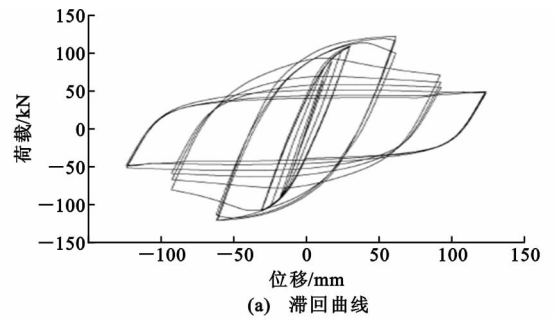


图 10 节点 Mises 应力云图(单位:MPa)

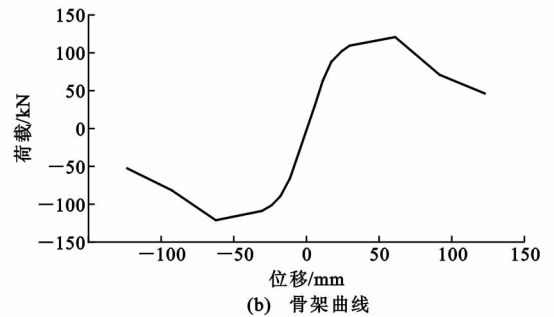
Fig. 10 Mises Stress Nephogram of Joints (Unit:MPa)

2.2 节点在往复加载下的力学性能

图 11 为试件的滞回曲线和骨架曲线,曲线饱满,节点具有良好的耗能能力。骨架曲线呈 S 形,先升后降,且下降比较缓慢,计算得试件延性系数 $\mu = 3.13 > 3$,BASE 试件具有较好的延性和变形能力。



(a) 滞回曲线



(b) 骨架曲线

图 11 BASE 试件的滞回曲线和骨架曲线

Fig. 11 Hysteretic Curve and Skeleton Curve of

BASE Specimen

本文中用割线刚度 K_i 来代表节点的等效刚度,其大小可以由式(1)来计算,即

$$K_i = \frac{|+P_i| + |-P_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (1)$$

式中: $+P_i$, $-P_i$ 分别为第 i 次正、负向峰值荷载; $+\Delta_i$, $-\Delta_i$ 分别为第 i 次正、负向最大位移。

强度退化系数 λ_{i+1} 计算公式如下

$$\lambda_{i+1} = \frac{P_j^{i+1}}{P_j^i} \quad (2)$$

式中: P_j^i 为第 j 级加载时,第 i 次循环的峰值荷载。

结合图 12 和图 13 可以看出,在加载 2 倍、3 倍、4 倍屈服位移时为塑性铰形成过程,节点刚度退化明显,但下降速率较缓,该节点一定程度上减缓了刚度退化。加载初期,退化系数稳定在 1 左右,在塑性铰形成阶段,节点强度下降最快。

3 循环加载下节点的变参性能

为了更好地了解该节点各参数的取值对节点性能的影响,主要研究端板厚度 t_d 、水平梯形加强侧板末端倾斜角度 θ 和削弱深度 c 对节点滞回性能的影响。其中梯形侧板的倾斜角度 θ 是通过改变图 14

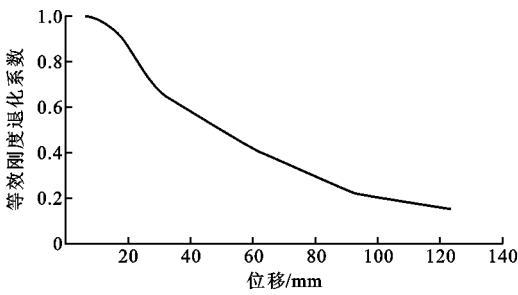


图 12 BASE 试件的刚度退化曲线

Fig. 12 Stiffness Degradation Curve of BASE Specimen

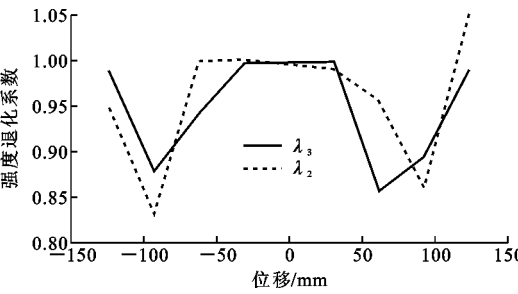


图 13 BASE 试件的强度退化曲线

Fig. 13 Strength Degradation Curves of BASE Specimen

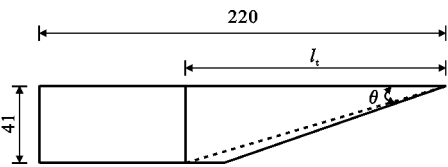


图 14 梯形侧板局部尺寸(单位:mm)

Fig. 14 Local Size of Trapezoidal Side Plate (Unit:mm)

中侧板斜边在梁长度方向的尺寸 l_1 来实现,各系列试件尺寸见表1。

3.1 端板厚度的影响

由图15中DB系列试件的滞回曲线可知:除了DB-1试件外,其他试件的滞回曲线均比较饱满;试件的滞回环面积随着端板厚度的增加而增大,在合理取值范围内,端板厚度的变化可以改变试件的滞回性能,DB-1试件由于端板较薄,未能实现塑性铰外移,造成梁翼缘与端板焊缝连接脆性破坏。

表2为DB系列试件在滞回加载时的力学性能指标。图16为试件的骨架曲线。由表2、图16可知,

表 2 DB 系列试件力学性能

Tab. 2 Mechanical Performance of DB Series Specimens

试件编号	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_{max}/mm	P_{max}/kN	Δ_u/mm	P_u/kN	μ
DB-2	25.15	102.81	61.62	121.16	78.72	103.63	3.13
DB-3	24.43	104.85	59.31	122.56	77.20	104.18	3.16
DB-4	23.57	105.62	59.33	122.89	73.30	104.47	3.11
DB-5	22.72	105.64	59.49	122.94	72.70	104.50	3.20
DB-6	21.94	105.58	59.50	121.93	70.43	103.64	3.21

注: Δ_y 为屈服位移; P_y 为屈服荷载; Δ_{max} 为最大位移; P_{max} 为最大荷载; Δ_u 为破坏位移; P_u 为破坏荷载。

表 1 各试件参数

Tab. 1 Parameters of Specimens

系列编号	试件编号	t_d/mm	l_1/mm	c/mm
DB	DB-1	12	110	30
	DB-2	14		
	DB-3	16		
	DB-4	18		
	DB-5	20		
	DB-6	22		
TX	TX-1	16	70	30
	TX-2		90	
	TX-3		110	
	TX-4		130	
	TX-5		150	
C	C-1	16	90	22
	C-2			26
	C-3			30
	C-4			34
	C-5			36
	C-6			38

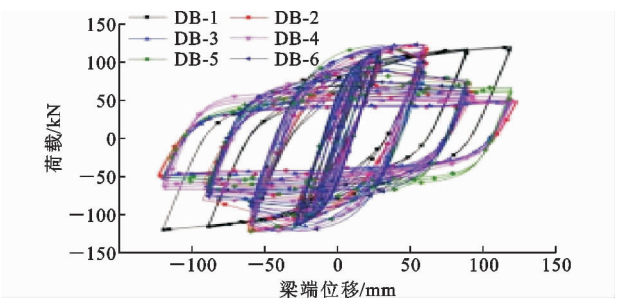


图 15 DB 系列试件滞回曲线

Fig. 15 Hysteretic Curves of DB Series Specimens

屈服位移随着端板厚度的增加而减小,极限荷载先增加后减少,但改变的幅度不大。合理确定端板厚度可以在实现塑性铰外移的同时,提高节点的极限承载力。经骨架曲线计算的试件延性系数均大于3,节点具有良好的延性,整体延性系数随端板厚度呈增长状态。

图17为DB系列试件的刚度退化曲线,图18为DB系列试件的强度退化曲线。

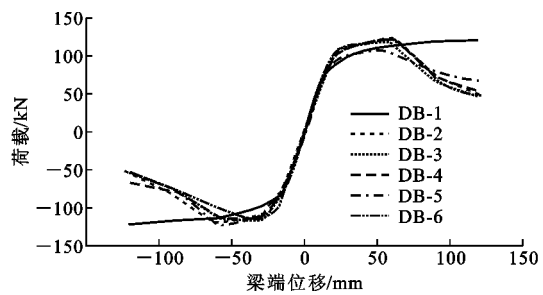


图 16 DB 系列试件骨架曲线

Fig. 16 Skeleton Curves of DB Series Specimens

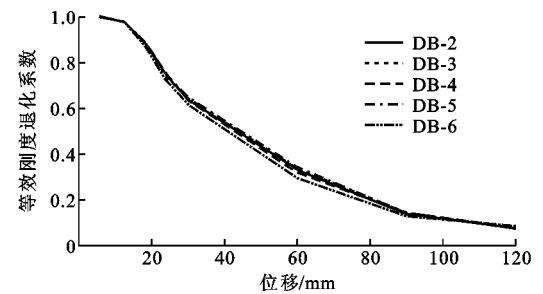
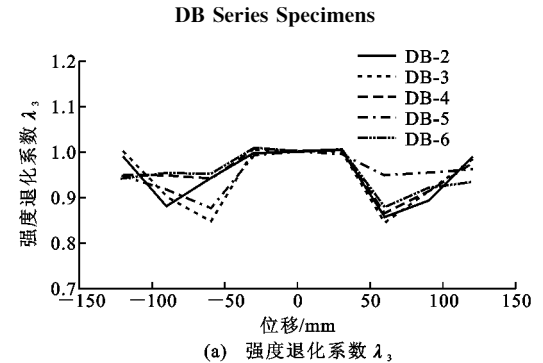
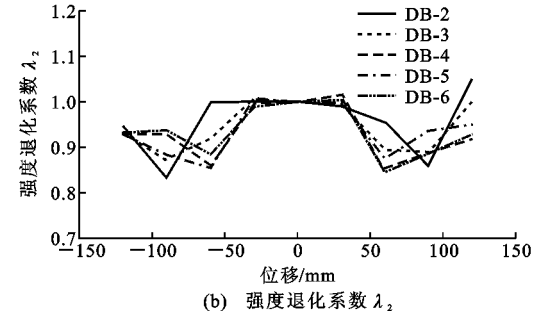


图 17 DB 系列试件等效刚度退化曲线

Fig. 17 Equivalent Stiffness Degradation Curves of DB Series Specimens



(a) 强度退化系数 λ_1



(b) 强度退化系数 λ_2

图 18 DB 系列试件强度退化曲线

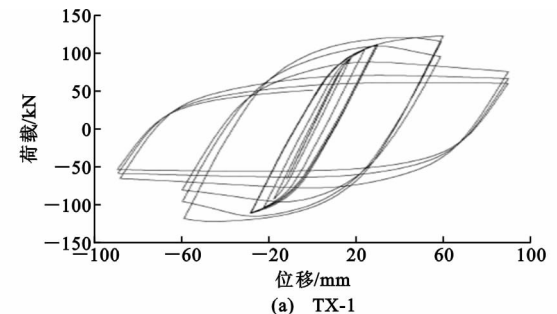
Fig. 18 Strength Degradation Curves of DB Series Specimens

Series Specimens

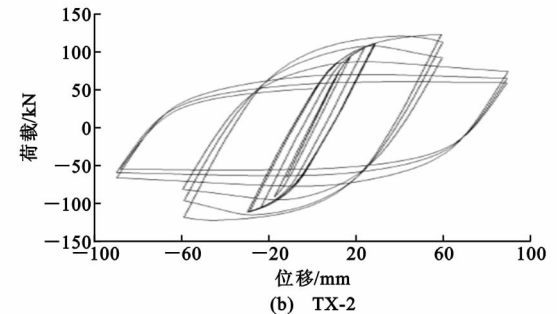
由图 17,18 可知,在加载的初期,各试件的刚度退化比较缓慢,强度退化系数也稳定在 1 附近,继续加载,在塑性铰形成阶段,刚度退化加快,刚度退化下降速率随端板厚度的增加而增大,强度退化系数随着端板厚度的增加出现先增加后降低的现象,合理的端板厚度可以减弱节点的强度退化。

3.2 梯形侧板末端倾斜角度的影响

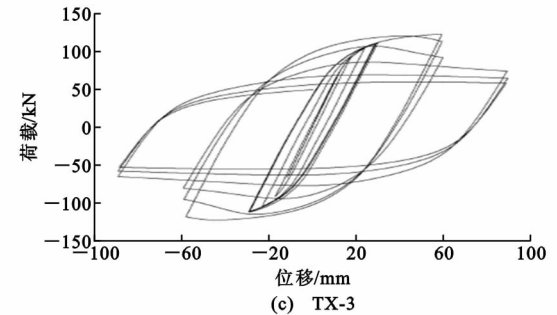
TX 系列试件的滞回曲线如图 19 所示,各试件的滞回曲线饱满,差异不大,具有良好的耗能能力, TX-2 试件滞回环面积最大。



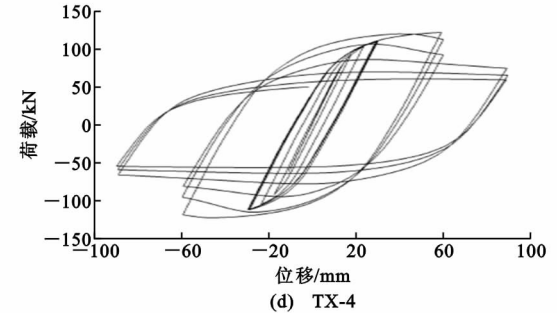
(a) TX-1



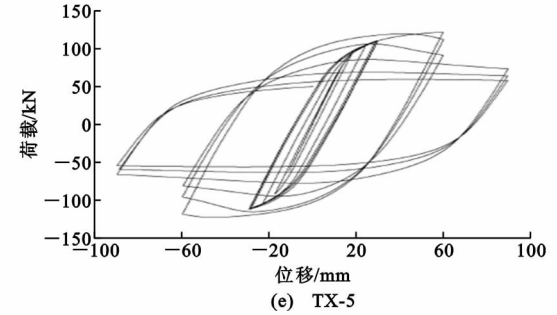
(b) TX-2



(c) TX-3



(d) TX-4



(e) TX-5

图 19 TX 系列试件滞回曲线

Fig. 19 Hysteretic Curves of TX Series Specimens

表 3 为 TX 系列试件在滞回加载时的力学性能指标,图 20 为试件的骨架曲线。由表 3、图 20 可知:节点试件的屈服位移与侧板末端角度呈负相关,屈服荷载反之,但变化的幅度很小;试件的最大承载

力随着侧板末端角度的减小逐渐降低。对比各试件的骨架曲线发现峰值荷载随着侧板末端角度的减小而减小,延性系数随着侧板末端角度的减小而先增加后降低,其有较大值。

表 3 TX 系列试件的力学性能
Tab.3 Mechanical Performance of TX Series Specimens

试件编号	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_{max}/mm	P_{max}/kN	Δ_u/mm	P_u/kN	μ
TX-1	24.30	105.04	59.92	130.68	77.27	111.08	3.18
TX-2	24.37	105.00	59.30	126.63	78.23	107.64	3.21
TX-3	24.43	104.85	59.31	121.56	77.20	103.33	3.16
TX-4	24.47	104.71	59.12	118.50	77.33	100.73	3.16
TX-5	24.58	104.74	59.80	116.47	77.43	99.00	3.15

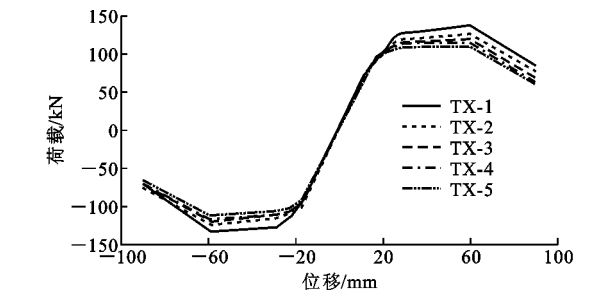


图 20 TX 系列试件骨架曲线

Fig. 20 Skeleton Curves of TX Series Specimens

图 21 和图 22 分别为 TX 系列试件的等效刚度退化曲线和强度退化曲线。由图 21、22 可以看出,各曲线差异不大,说明侧板末端角度对节点刚度和强度退化影响较小。

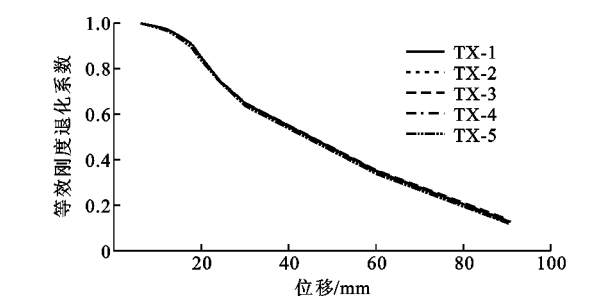


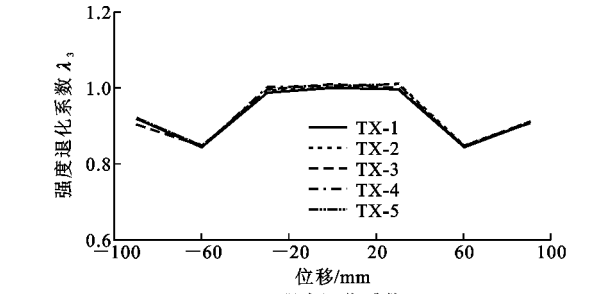
图 21 TX 系列试件等效刚度退化曲线

Fig. 21 Equivalent Stiffness Degradation Curves of TX Series Specimens

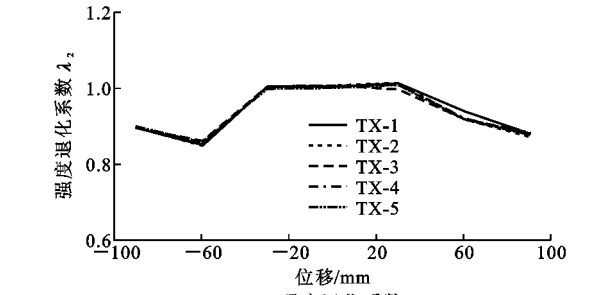
3.3 削弱深度的影响

C 系列试件的滞回曲线见图 23。由图 23 可知,除 C-1 试件塑性铰未在削弱区形成外,其余试件的滞回曲线均呈饱满的梭形,试件具有良好的耗能能力。

C 系列各试件的主要力学性能指标见表 4,图 24 为试件的骨架曲线。节点的承载力随削弱深度的增加而减小,延性系数则相反,在保证节点承载力的同时提高其延性,削弱深度取值有其合理范围。



(a) 强度退化系数 λ_3



(b) 强度退化系数 λ_2

图 22 TX 系列试件强度退化曲线

Fig. 22 Strength Degradation Curves of TX Series Specimens

图 25 为 C 系列试件在滞回加载时的刚度退化曲线,试件的刚度退化随削弱深度的增大逐渐加快。图 26 为 C 系列试件的强度退化系数,在梁端塑性铰形成阶段,强度退化较快。

4 结 语

(1)对 BASE 试件进行了单调加载和循环加载,结果表明:单调加载作用下节点的最大承载力为 122.29 kN,节点破坏时在梁端形成了明显的塑性区域。循环荷载作用下节点的滞回曲线所围的面积较大,节点的延性系数达到了规范要求;破坏模式为梁端塑性铰破坏,缓解了刚度、强度退化速率。

(2)取合理的端板厚度、削弱区长度和侧板末端角度,均能实现塑性铰的外移,试件的破坏为延性

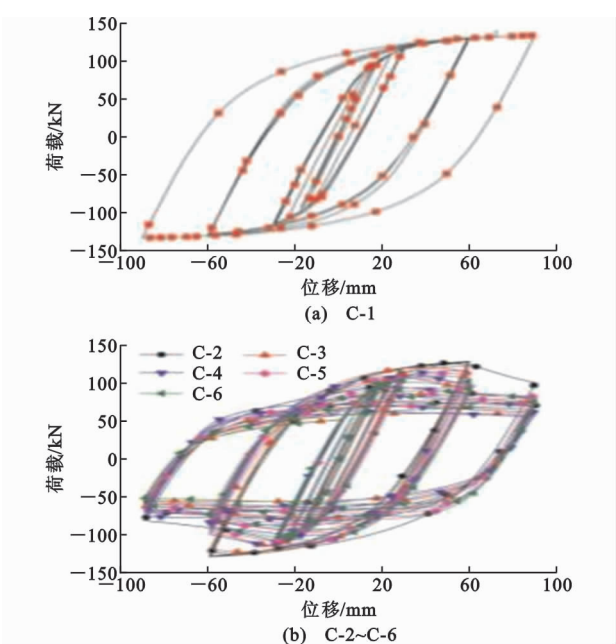


图 23 C 系列试件滞回曲线

Fig. 23 Hysteretic Curves of C Series Specimens

表 4 C 系列各试件力学性能

Tab. 4 Mechanical Properties of C Series Specimens

试件编号	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_{\max}/mm	P_{\max}/kN	Δ_u/mm	P_u/kN	μ
C-2	25.28	107.97	59.47	127.23	82.67	108.15	3.27
C-3	24.37	105.00	59.30	122.63	78.23	104.24	3.21
C-4	22.60	99.74	59.02	115.16	73.45	97.89	3.25
C-5	21.65	96.73	59.53	110.80	76.42	94.18	3.53
C-6	20.82	94.10	59.55	106.10	78.91	90.19	3.79

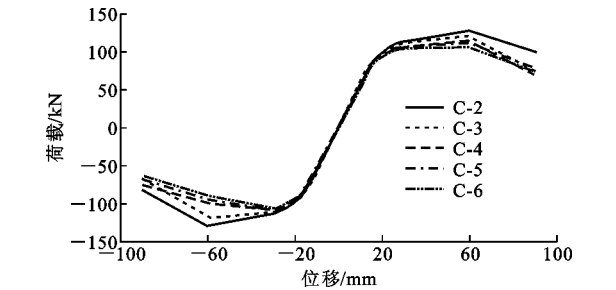


图 24 C 系列试件骨架曲线

Fig. 24 Skeleton Curves of C Series Specimens

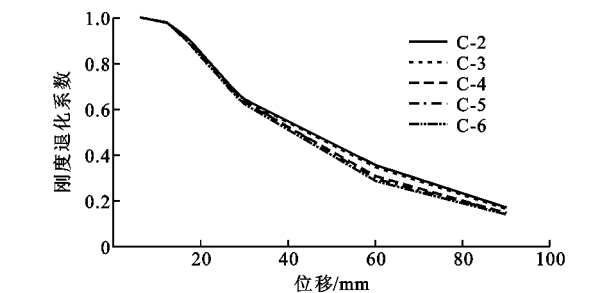


图 25 C 系列试件刚度退化曲线

Fig. 25 Stiffness Degradation Curves of C Series Specimens

破坏。

(3)端板厚度对节点的破坏模式有较大的影响。厚度过小,塑性铰无法在削弱区形成;端板过厚则会影响节点的屈服荷载和强度退化等指标,依照相关研究可知端板厚度取值不低于柱翼缘厚度,结合有限元模拟分析,建议端板厚度取 $t_f \leq t_d \leq 1.5t_f$ (t_f 为柱翼缘厚度)。

(4)水平加强侧板末端角度的变化对节点试件的滞回性能有一定的影响,随着角度的减小,节点的耗能能力有所降低;考虑到倾斜角度过大会造成应力集中,结合 l_t 的取值,建议倾斜角度的正切值取值范围为 $0.27 \leq \tan(\theta) \leq 0.59$ 。

(5)削弱深度较大影响节点的力学性能,节点的延性系数和耗能能力与削弱深度的取值呈正相关,与节点的极限承载力呈负相关。因此削弱深度的取值应该综合考虑多方面因素,在承载力与耗能能力方面取得平衡。根据已有研究削弱深度与梁翼缘关系可知,削弱深度的建议取值为 $0.18b_f \leq c \leq 0.25b_f$ (b_f 为梁翼缘宽度)。

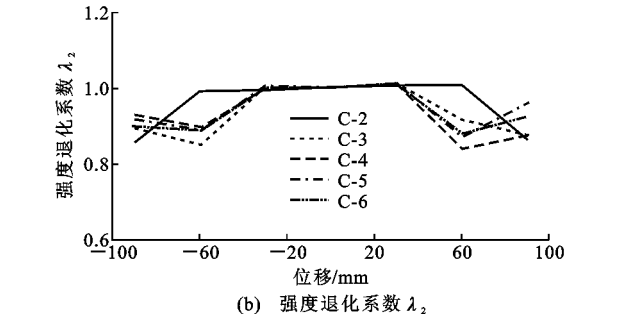
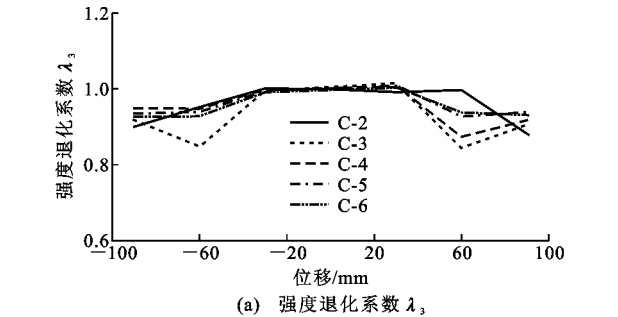


图 26 C 系列试件的强度退化曲线

Fig. 26 Strength Degradation Curves of C Series Specimens

参考文献:

References:

- [1] ASTANEH-ASL A. Seismic Performance and Design of Bolted Steel Moment-resisting Frames[J]. Engineering Journal, 1999, 36(3): 105-120.
- [2] MURRAY T M, SHOEMAKER W L. Steel Design Guide Series 16, Flush and Extended Multiple-row Moment End-plate Connections[M]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 1993.
- [3] 宿专青, 殷福新, 张继涛. 断面削弱型节点的研究进展[J]. 建筑钢结构进展, 2012, 14(6): 14-20.
SU Zhuan-qing, YIN Fu-xin, ZHANG Ji-tao. Research Development Review of Reduced Beam-to-column Connections[J]. Progress in Steel Building Structures, 2012, 14(6): 14-20.
- [4] 余 非. 梁端腹板削弱型钢框架滞回性能研究[D]. 大庆: 东北石油大学, 2015.
YU Fei. Research on Hysteretic Behavior and Design Methods of Steel Frame with Opening on Beam Web[D]. Daqing: Northeast Petroleum University, 2015.
- [5] 郁有升, 王 燕, 刘秀丽. 钢框架梁翼缘削弱型节点循环荷载作用下的有限元分析及试验研究[J]. 工程力学, 2009, 26(9): 162-169.
YU You-sheng, WANG Yan, LIU Xiu-li. Finite Element Analysis and Experimental Study on the Behavior of Reduced Beam Section Connections of Steel Frame Under Cyclic Loading[J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(9): 162-169.
- [6] 强旭红, 武念铎, 罗永峰, 等. 高强钢外伸式端板节点性能试验与有限元分析[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2018, 45(7): 1-9.
QIANG Xu-hong, WU Nian-duo, LUO Yong-feng, et al. Experimental and Numerical Analysis on High Strength Steel Extended Endplate Connections [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2018, 45(7): 1-9.
- [7] GHOLAMI M, DEYLAMI A, TEHRANIZADEH M. Seismic Performance of Flange Plate Connections Between Steel Beams and Box Columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 84: 36-48.
- [8] POPOV E P, BLONDET M, STEPANOV L. Application of Dog Bones for Improvement of Seismic Behavior of Steel Connections[R]. Berkeley: University of California, 1996.
- [9] 樊宝锋. 钢结构梁柱端板连接节点的有限元分析[D]. 北京: 北京交通大学, 2006.
FAN Bao-feng. Finite Element Analysis of Beam-to-column End-plate Connections in Steel Structure[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2006.
- [10] 樊宝锋, 章梓茂, 杨庆山, 等. 钢结构梁柱端板连接腹板开孔型节点的延性分析[J]. 工程力学, 2009, 26(3): 140-147.
FAN Bao-feng, ZHANG Zi-mao, YANG Qing-shan, et al. Ductility Analysis of Beam-to-column End-plate Connections with Web Opening in Steel Structures [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(3): 140-147.
- [11] 樊宝锋, 章梓茂, 杨庆山. 钢结构梁柱端板连接腹板开孔型节点的受力特性[J]. 北京交通大学学报, 2009, 33(4): 78-82.
FAN Bao-feng, ZHANG Zi-mao, YANG Qing-shan. Stress Characteristics of Beam-to-column End-plate Connections with Web Opening in the Structures[J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2009, 33(4): 78-82.
- [12] 王路遥. 钢框架梁柱改进型刚接节点抗震性能研究[D]. 北京: 北京建筑工程学院, 2011.
WANG Lu-yao. The Seismic Performance Study on Beam-to-column Modified Rigid Connection of Steel Frame[D]. Beijing: Beijing University of Civil Engineering and Architecture, 2011.
- [13] 郁曙光. 一种装配式钢结构梁柱连接节点: 中国, ZL201721845125. X[P]. 2018-08-03.
YU Shu-guang. A Connection Node of Prefabricated Steel Structure Beam and Column: China, ZL201721845125. X[P]. 2018-08-03.
- [14] 王玉田. 梁端翼缘扩大型连接钢框架抗震性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2012.
WANG Yu-tian. Seismic Behavior of Steel Frame with Expanded Flange at the Beam End[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2012.
- [15] GB 50017—2017, 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017, Standard for Design of Steel Structures[S].
- [16] 郭 兵, 顾 强, 柳 锋, 等. 梁柱端板连接节点的滞回性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(3): 8-13.
GUO Bing, GU Qiang, LIU Feng, et al. Experimental Research on Hysteretic Behavior of End-plate Beam-column Connections [J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(3): 8-13.