

刚性钢框架异型节点性能及设计方法

彭修宁^{1,2,3}, 薛建阳¹, 刘祖强¹, 胡宗波¹, 陈俭勇²

(1. 西安建筑科技大学 土木工程博士后科研流动站, 西安 710055; 2. 广西大学 土木建筑工程学院, 南宁 530004; 3. 广西电力工业勘察设计研究院 博士后工作站, 南宁 530023)

摘要:为研究大型火电厂主厂房钢框架异型节点的受力性能,以轴压比及柱两侧梁截面高度比为设计参数,制作了 6 个缩尺比为 1:4 的异型节点试件,对其进行了低周反复加载试验。基于试件破坏规律分析了影响节点域承载能力的主要因素,通过对节点域进行分区并依据力学原理推导了该类型节点域的设计计算公式,将计算结果与试验结果进行比较,两者差值在 18% 左右,表明论文所提出的刚性钢框架异型节点域的设计方法是可行的,对节点域的设计计算有助于保证强节点要求。

关键词:刚性钢框架; 异型节点; 主应力; 性能; 设计方法

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2010)03-0022-05

Mechanical Behaviors and Design Method for Irregular Joints in Rigid Steel Frames

PENG Xiu-ning^{1,2,3}, XUE Jian-yang¹, LIU Zu-qiang¹,
HU Zong-bo¹, CHEN Jian-yong²

(1. Civil Engineering Postdoctoral Station of Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, P. R. China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, P. R. China; 3. Postdoctoral Station of Guangxi Electric Power Industry Investigation Design and Research Institute, Nanning 530023, P. R. China)

Abstract: In order to study the mechanical behaviors of irregular joints in rigid steel frames which had been used in large-scale power plant, 6 specimens in 1/4 scale of the prototype model were designed according to different axial compression ratio and section height ratio of beams and were tested under low cyclic reversed loading. Based on the failure law of specimens, the main factors that affect the bearing capacity of the irregular joints were analyzed. By the division of panel zone, the calculating formula was put forward according to mechanical principles. It is found that the difference between calculating results and experimental results is about 18%. And the proposed method for calculating the irregular joints in rigid steel frames is feasible.

Key words: rigid steel frame ; irregular joint; principal stress; behavior; design method

1994 年美国的 Northridge 地震和 1995 年日本的 Kobe 地震出现了大量钢框架结构梁柱刚性连接脆性断裂的现象,使人们认识到节点是刚性钢框架抗震的薄弱环节^[1-3]。近十年来国内外科研单位对此问题进行了初步的试验研究和理论分析^[4-6],对节

点的设计提出了有利于提高构件延性的改进措施。但是到目前为止,有关框架节点的研究工作都是针对常规框架节点^[7-8]或半刚性节点的^[9-11]。近年来随着工业建筑中工艺愈加复杂、荷载工况日趋增多以及大型民用建筑中空间与平面布局的特殊要求,

收稿日期:2009-10-28

基金项目:中国博士后科学基金(20080440814);广西电力工业勘察设计研究院博士后科学基金

作者简介:彭修宁(1973-),男,高级工程师,博士,一级注册结构工程师,主要从事结构工程方面研究,(E-mail) Xiuningpeng@163.com

在刚性钢框架中出现左右梁或上下柱变截面而产生异型节点的工程项目日渐增多,如大型火电钢结构主厂房,由于部分梁段荷载巨大(可高达 8 000 kN),该类梁截面远大于与其连接的柱截面,同时也远大于柱另一侧承受常规荷载的梁截面。由于柱左右两侧梁截面的变化就形成了刚性钢框架异型节点域。中国现行规范^[12-13]及欧标^[14]针对此类节点的设计条文基本上还是空白。针对钢框架柱两侧梁变截面而产生的异型节点,在对其进行低周反复加载试验的基础上,提出对节点域分区概念,推导出该类节点域的设计公式并提出了工程设计建议。

1 试验概况

为了研究大型火电厂主厂房钢框架异型节点的受力性能,以轴压比及柱两侧梁截面高度比为参数,设计制作了 6 个异型节点试件进行低周反复加载试验。试验时,首先在柱顶施加竖向荷载至设计值,然后在柱顶施加水平反复荷载。加载采用荷载-位移混合控制,试件屈服前以荷载控制加载,试件屈服后以位移控制加载,直至节点的转角过大,不适于继续加载为止。试件尺寸及材料见表 1,试验加载装置如图 1 所示。试验在西安建筑科技大学结构工程与抗震教育部重点实验室进行。

表 1 试件尺寸及材料

编号	型号	轴压比 n	节点域腹板厚/mm	制作工艺
JD20-1	小梁 I 200×150×10	0.2	6	焊接工字型梁
	大梁 □450×200×10			焊接箱型梁
JD20-2	小梁 I 200×150×10	0.3	6	焊接工字型梁
	大梁 □450×200×10			焊接箱型梁
JD20-3	小梁 I 200×150×10	0.4	6	焊接工字型梁
	大梁 □450×200×10			焊接箱型梁
JD27-1	小梁 I 270×150×10	0.2	6	焊接工字型梁
	大梁 □450×200×10			焊接箱型梁
JD27-2	小梁 I 270×150×10	0.3	6	焊接工字型梁
	大梁 □450×200×10			焊接箱型梁
JD27-3	小梁 I 270×150×10	0.4	6	焊接工字型梁
	大梁 □450×200×10			焊接箱型梁

注:柱均为焊接箱型柱,型号为□250×250×12×12



图 1 节点试件及其加载装置图

1.1 试验结果

1) 6 个试件都表现为节点域首先达到屈服,且节点域 1 区先于 2 区(见图 2)屈服。之后,试件中的连接焊缝开始开裂,所有试件焊缝的第一条裂缝都是在柱端推力作用下,在箱形梁下翼缘与柱翼缘焊缝连接处出现,随着推力的增加,下隔板、节点域 2 区腹板以及下柱腹板与柱箱形梁端翼缘的焊缝(以下称节点域 2 区焊缝)突然开裂(如图 3 所示),此时承载力显著下降,但是当反方向加载时,裂缝被压合后,荷载会继续增加。

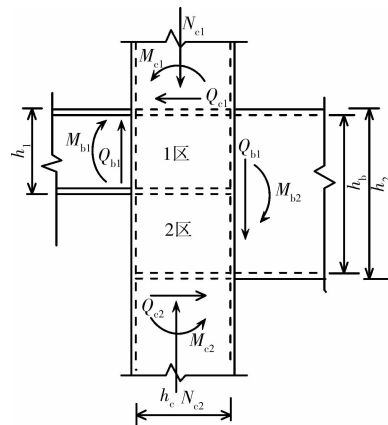


图 2 异型节点受力图

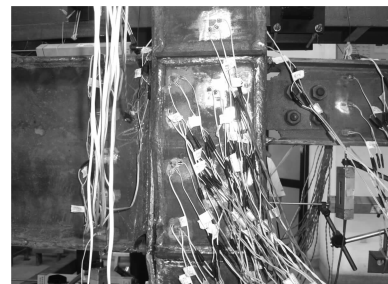


图 3 节点试件破坏图

2) 在弹性阶段,所有试件节点域的剪切变形都很小。进入塑性阶段以后,随着荷载的不断增大,节点域的剪切变形迅速增大。试件的滞回曲线都比较饱满,如图 4 所示。

3) 所有节点的塑性变形能力都很强,柱顶水平极限位移均大于 90 mm,且节点的极限承载力都相差不大,但上核心区承受的剪力比下核心区承受的剪力明显大很多。

1.2 试验结果分析

1) 由于箱形梁的截面抗弯刚度比工字梁大得多,所以在柱端施加荷载时,箱形梁端承受的荷载远大于工字梁端,因此箱形梁端焊缝开裂是试件破坏的主要形式。

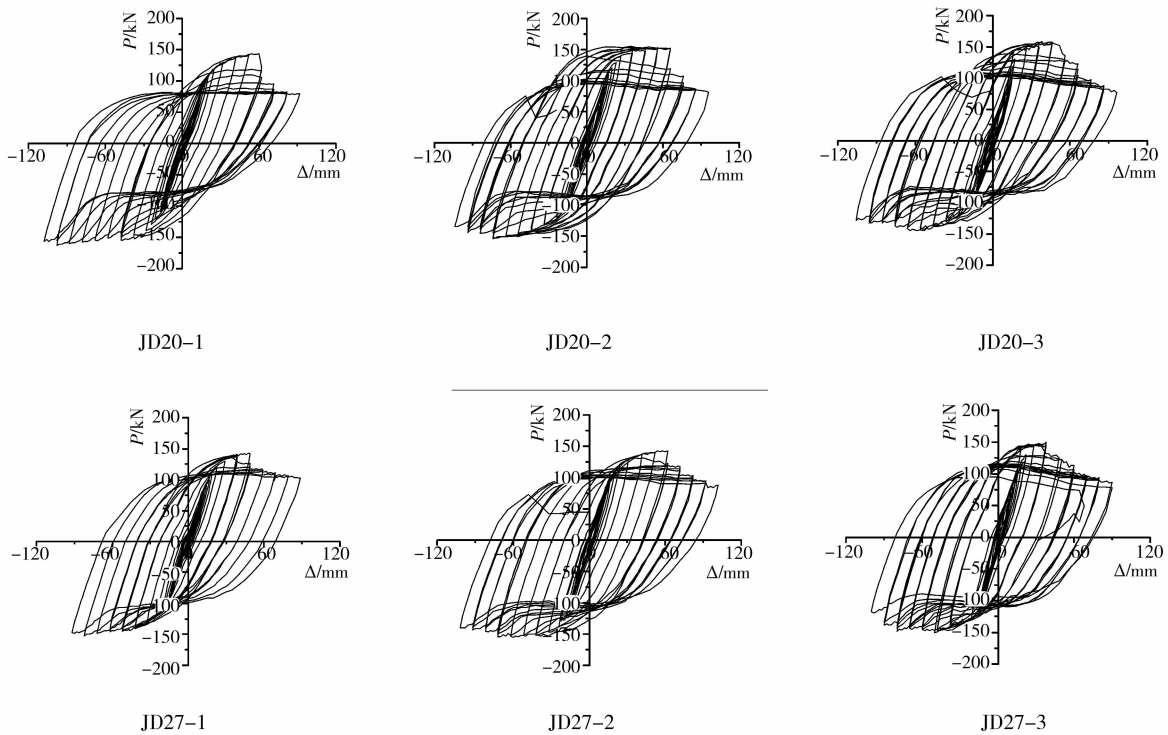


图 4 节点试件的荷载 P -柱端位移 Δ 滞回曲线

2) 所有试件的滞回曲线比较饱满, 说明钢结构异型节点的延性好, 耗能能力强, 具有良好的抗震性能。但是节点域 2 区焊缝的开裂, 使节点承受的正负荷载变化不对称。柱顶受水平推力作用时, 焊缝开裂并发展, 承载力出现明显下降, 但是当柱顶受拉力作用时, 由于焊缝裂缝被压合, 荷载又呈现上升趋势。

3) 梁截面的高度比和柱的轴压比对异型节点的极限承载力影响不大; 但节点域 2 区焊缝突然断裂以后, JD27 系列在柱顶受推力作用时的承载力显然比 JD20 系列的高, 说明梁截面的高度比在节点域 2 区焊缝突然断裂以后对异型节点的极限承载力的影响会增大。

2 异型节点域设计方法

2.1 现行规范的相关设计条款

文献[13]对柱两侧梁不等高异型节点给出了如下定性规定: “当柱两侧的梁不等高时, 每个梁翼缘对应位置均应设置柱的水平加劲肋。加劲肋间距不应小于 150 mm, 且不应小于水平加劲肋的宽度。”而当涉及在弯矩和剪力共同作用下节点域的计算公式时, 文献[13]的相关条文只是针对柱两侧梁截面等高的情况给出的, 对柱两侧梁截面不等高的异型节点并没有给出相应的计算公式。

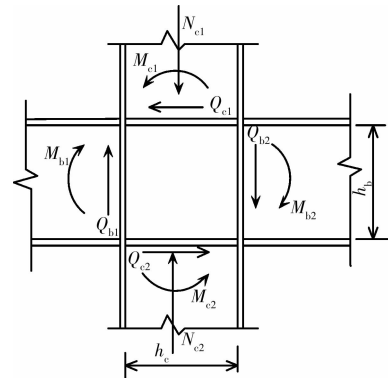


图 5 一般节点节点域受力图

2.2 设计计算公式

在梁、柱连接节点设计时, 除了保证梁端截面和柱端截面的安全外, 还应考虑节点域(由柱翼缘和横向加劲肋为边界的节点腹板区域)的抗剪承载力。

对于一般节点(如图 5 所示), 节点域所受的水平剪力为:

$$V = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b} - \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2} \quad (1)$$

剪应力应满足:

$$\tau = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b h_c t_w} - \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2 h_c t_w} \quad (2)$$

研究表明, 剪力对节点域抗剪承载力的影响要比弯矩小得多, 所以在实际工程中, 通常可以将上式第 2 项忽略, 但同时考虑到节点域周围柱翼缘和加劲隔板约束的影响, 将节点域的抗剪强度提高到

$\frac{4}{3}f_v$,这样节点域的抗剪强度公式可以写成:

$$\frac{M_{b1} + M_{b2}}{V_p} \leq \frac{4}{3}f_v \quad (3)$$

其中: M_{b1} 、 M_{b2} 分别为节点两侧梁端弯矩设计值; V_p 为节点域腹板的体积;对H型截面柱, $V_p = h_b h_c t_w$;对箱形截面柱, $V_p = 1.8 h_b h_c t_w$; t_w 为柱腹板厚; h_b 为梁腹板高度; h_c 为柱腹板高度。

对于研究的异型节点,节点域由2部分组成。其中1区为柱翼缘与工字梁高度尺寸对应的水平加劲肋所包围的区域,2区为柱翼缘与箱形梁高度尺寸对应的水平加劲肋所包围区域除去1区剩余的部分,具体见图2和图6。

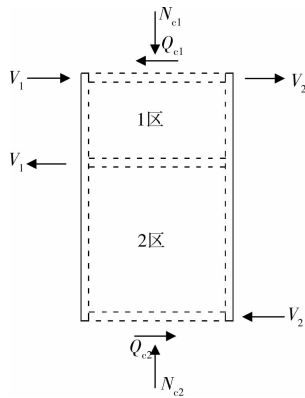


图6 异型节点节点域剪力图

由图6可知,1区(上核心区)水平剪力的大小为:

$$V_{\pm} = V_1 + V_2 - Q_{c1} \quad (4)$$

$$\text{其中 } V_1 = \frac{M_{b1}}{h_1}; V_2 = \frac{M_{b2}}{h_2}。$$

由于柱子为箱型截面柱,节点域具有2块侧板,则1区每块板上的剪应力应满足:

$$\tau = \frac{V_{\pm}}{2h_c t_w} \leq f_v \quad (5)$$

将式(4)代入式(5)得:

$$\tau = \frac{M_{b1}}{2h_1 h_c t_w} + \frac{M_{b2}}{2h_2 h_c t_w} - \frac{Q_{c1}}{2h_c t_w} \leq f_v \quad (6)$$

1区受到的轴压力为: $N = N_{c1}$,所以节点域1区

正应力为: $\sigma = \frac{N_{c1}}{A_{\text{柱}}}$,则节点域1区主应力:

$$\sigma_{\pm} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{N_{c1}}{A_{\text{柱}}}\right)^2 + 3\left(\frac{M_{b1}}{2h_1 h_c t_w} + \frac{M_{b2}}{2h_2 h_c t_w} - \frac{Q_{c1}}{2h_c t_w}\right)^2} \quad (7)$$

参照规范^[15]略去剪力项的影响,则

$$\sigma_{\pm} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{N_{c1}}{A_{\text{柱}}}\right)^2 + 3\left(\frac{M_{b1}}{2h_1 h_c t_w} + \frac{M_{b2}}{2h_2 h_c t_w}\right)^2} \quad (8)$$

在节点设计过程中要求: $\sigma_{\pm} \leq f_y$ 。

2区(下核心区)剪力大小为:

$$V_{\mp} = V_2 - Q_{c2} \quad (9)$$

对于箱型柱截面,节点域2区的每块柱腹板上的剪应力为:

$$\tau = \frac{V_{\mp}}{2h_c t_w} \quad (10)$$

将式(9)代入式(10)得到:

$$\tau = \frac{M_{b2}}{2h_2 h_c t_w} - \frac{Q_{c2}}{2h_c t_w} \quad (11)$$

并且要求: $\tau \leq f_v$ 。2区轴压力: $N = N_{c2}$,故2区节点域腹板正应力: $\sigma = \frac{N_{c2}}{A_{\text{柱}}}$,则2区节点腹板主应力:

$$\sigma_{\pm} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{N_{c2}}{A_{\text{柱}}}\right)^2 + 3\left(\frac{M_{b2}}{2h_2 h_c t_w} - \frac{Q_{c2}}{2h_c t_w}\right)^2} \quad (12)$$

略去剪力项的影响,则

$$\sigma_{\pm} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{N_{c2}}{A_{\text{柱}}}\right)^2 + 3\left(\frac{M_{b2}}{2h_2 h_c t_w}\right)^2} \quad (13)$$

在节点设计过程中要求: $\sigma_{\pm} \leq f_y$ 。

2.3 计算结果与试验结果的比较与分析

为了验证公式的准确性,现以式(7)和式(8)为例进行对比分析。取节点1区屈服之前的某个受力状态,由数据采集系统得到该状态下节点1区测得的应变值,则根据材料力学公式可计算出节点1区的主应力值,此值可视为实测值;同时可得到此时施加于试件的轴力、水平推力及工字梁和箱形梁的端部剪力,根据式(7)和式(8)也可计算出节点1区的主应力值,此值为计算值。为了更好地比较,JD20系列的3个试件取水平推力为60 kN时的加载步计算,JD27系列3个试件取水平推力为40 kN时的加载步计算,计算及其对比结果如表2所示。

表2 应力计算结果与试验结果的对比

试件 编号	实测值 P^e /MPa	计算值(1) P_1^c /MPa	计算值(2) P_2^c /MPa	P_1^c/P^e	P_2^c/P^e
JD20-1	178.38	204.64	241.44	1.147	1.354
JD20-2	163.72	170.58	203.92	1.042	1.246
JD20-3	227.77	194.91	226.26	0.856	0.993
JD27-1	97.31	128.95	156.06	1.325	1.604
JD27-2	153.56	169.01	201.90	1.101	1.315
JD27-3	125.43	157.85	182.84	1.258	1.458

注:计算值(1)是按式(7)计算所得,计算值(2)是按式(8)计算所得结果。

由表中结果可以求得,按式(7)计算所得的值 P_1^c 与实测值 P^e 的比值的平均值为1.182,而简化式

(8) 的计算值 P_2^e 与实测值 P^e 的比值的平均值为 1.328。计算值均比实测值大,这主要是由于计算时没有考虑节点区柱翼缘及横隔板对柱腹板约束的影响,同时异型节点的计算公式是根据规范中常规节点的公式推导而来,规范公式是有一定“富裕度”的。由以上分析可知,按文中提出的算式进行异型节点的设计是可行的。

3 结论及设计建议

1) 试验的 6 个试件都表现为节点域 1 区首先达到屈服。破坏主要表现为焊缝撕裂,且都集中发生在箱形梁梁端焊缝。异型节点箱形梁下翼缘处焊缝施工难度较大,加之与其对应的柱另一侧没有梁翼缘加以约束,容易引起施工缺陷及应力集中,为改善这些不利影响,应在柱与箱形梁下翼缘相连处设置横隔板并保证焊缝连接的施工质量。

2) 试件的滞回曲线比较饱满,说明钢结构异型节点的延性好,耗能能力强,具有良好的抗震性能。由滞回曲线可以看出,随着梁截面高度比和柱轴压比的变化,异型节点的承载力变化不大;但在节点域 2 区焊缝突然断裂以后,JD27 系列在柱顶为推力时的承载力显然比 JD20 系列的高。

3) 通过对节点域进行分区,并利用力学原理推导了异型节点域的设计计算式。结果表明,计算出的节点域 1 区的主应力比实测主应力大 18% 左右,这主要是由于节点区柱翼缘及横隔板对腹板约束造成的,同时也与规范中计算公式的“富裕度”有关。因此文中提出的异型节点的设计方法是可行的,且是偏于安全的。

参考文献:

- [1] 王喜堂,徐忠根. 钢框架栓焊梁柱连接节点的抗震设计[J]. 四川建筑科学研究, 2008, 34(1): 120-123.
WANG XI-TANG, XU ZHONG-GEN. Seismic design of beam-column bolted and welded joints of steel frames [J]. Sichuan Building Science, 2008, 34(1): 120-123.
- [2] 李国强,孙飞飞. 关于钢结构抗震存在的问题及建议[J]. 地震工程与工程震动, 2006, 26(3): 108-114.
LI GUO-QING, SUN FEI-FEI. Some problems and suggestions on seismic design of high-rise steel structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(3): 108-114.
- [3] DUANE K MILLER. Lessons learned from the northridge earthquake [J]. Engineering Structures, 1998, 20(4-6): 249-260.
- [4] ROEDER C W, FOUTH D A. Experimental results for seismic resistant steel moment frame connections [J]. J.

Struc. Eng. 1996, 122(6): 581-588.

- [5] MIRGHADERI S R, DEGHANI RENANI M. The rigid seismic connection of continuous beams to column [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(12): 1516-1529.
- [6] 张文元,朱福军. 梁端翼缘扩大型钢框架梁柱节点的受力性能分析[J]. 建筑钢结构进展, 2007, 9(6): 33-38.
ZHANG WEN-YUAN, ZHU FU-JUN. Studies on the behaviors of beam-to-column connections with beam-end flange hunch[J]. Progress in Steel Building Structures, 2007, 9(6): 33-38.
- [7] 张文元,于海丰,张耀春,等. 大型火电厂钢结构主厂房铰接中心支撑框架体系的振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(3): 11-19.
ZHANG WEN-YUAN, YU HAI-FENG, ZHANG YAO-CHUN, et al. Shaking table test of special concentrically braced steel frame with pinned connections for main structure[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(3): 11-19.
- [8] 苏明周,顾强,解宝安,等. 大型火电厂全焊钢框架梁柱连接抗震性能及加腋修复试验研究[J]. 建筑结构, 2006, 36(8): 37-41.
SU MING-ZHOU, GU QIANG, XIE BAO-AN, et al. Experimental research on hysteretic behaviors of welded moment resisting frame connections with general and haunch stiffened form in power plant [J]. Building Structure, 2006, 36(8): 37-41.
- [9] IHADDOUDENE A N T, SAIDANI M, CHEMROUK M. Mechanical mode for the analysis of steel frames with semi-rigid joints [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(3): 631-640.
- [10] HAGISHITA T, OHSAKI M. Optimal placement of braces for steel frames with semi-rigid joints by scatter search[J]. Computers & Structures, 2008, 86(21/22): 1983-1993.
- [11] HADIANFARD M A, RAZANI R. Effects of semi-rigid behavior of connections in the reliability of steel frames [J]. Structural Safety, 2003, 25(2): 123-138.
- [12] GB 50260-96 电力设施抗震设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 1996.
- [13] JGJ 99-98 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [14] European Committee for Standardization, Euro Code 3, Design of Steel Structures, Part 1. 8, Design of Joints. EN 1993-1-8[S]. Brussels, 2005.
- [15] GB 50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.

(编辑 王秀玲)