

## 高强钢外伸式端板节点性能试验与有限元分析

强旭红<sup>1</sup>,武念铎<sup>1</sup>,罗永峰<sup>1</sup>,刘晓<sup>2</sup>,姜旭<sup>1†</sup>

(1.同济大学 土木工程学院,上海 200092;2.上海宝冶工程技术有限公司,上海 200941)

**摘要:**为了解高强钢端板连接节点的受力性能和失效机理,对 Q690 和 Q960 高强钢端板连接节点进行足尺模型试验研究和有限元模拟分析,并将试验结果与采用欧洲规范 EC3 的计算结果、有限元分析结果进行对比。研究表明:节点的失效模式为端板破坏和螺栓断裂;高强钢端板连接节点具有良好的转动能力;EC3 中用于普通钢端板连接节点承载能力计算和失效模式预测的组件法可直接用于高强钢端板连接节点,但转动刚度的计算公式并不适用,且 EC3 关于保障节点转动能力的相关要求对高强钢端板连接节点偏于保守。本文建立的有限元模型可准确模拟该端板连接节点的弯矩-转角关系和失效模式。

**关键词:**高强钢;外伸式端板连接节点;试验研究;有限元分析

**中图分类号:**TU392

**文献标志码:**A

## Experimental and Numerical Analysis on High Strength Steel Extended Endplate Connections

QIANG Xuhong<sup>1</sup>, WU Nianduo<sup>1</sup>, LUO Yongfeng<sup>1</sup>, LIU Xiao<sup>2</sup>, JIANG Xu<sup>1†</sup>

(1.College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Shanghai Baoye Engineering Technology Co., Ltd, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** In order to reveal more information and understand the behavior and failure mechanisms of high strength steel endplate connections, a full-scale experimental and numerical study is carried out and presented in this paper. Moreover, their experimental behaviors are compared to the numerical results and relative provisions of Eurocode 3. The test results show that the failure mode of high strength steel end plate connections is bolt failure with flange yielding, and the rotation capacity of high strength steel beam-to-column end plate connections is sufficient. Furthermore, the component-based method of Eurocode 3 based on mild steel connections is used to calculate the plastic resistance and to predict the failure mode of high strength steel end plate connections, but it is not suitable to predict their stiffness. Meanwhile, the suggestions on rotation capacity of connections proposed in Eurocode 3 are too conservative for high strength steel end plate connections. The validation of this numerical modelling against all representative experimental results is further verified on moment-rotation relationship and failure mode, which shows good agreements.

**Key words:** high strength steel; extended endplate connection; experimental study; finite element analysis(FEA)

\* 收稿日期:2017-05-30

**基金项目:**国家重点研发计划重点专项资助项目(2017YFB0304701), National Key R&D Program of China(2017YFB0304701);国家自然科学基金资助项目(51408150), National Natural Science Foundation of China(51408150);财政部2013年施工新技术研究与开发项目(财企(2013)235号), National Ministry of Finance Program((2013)235);中央高校基本科研业务费专项资金资助项目, Fundamental Research Funds for the Central Universities

**作者简介:**强旭红(1984—),女,黑龙江齐齐哈尔人,同济大学副研究员,博士

† 通讯联系人, Email:jiangxu@tongji.edu.cn

高强钢结构在受力性能、建筑使用功能、社会经济及环保效益等方面具有显著优势,在国内外得到广泛应用<sup>[1]</sup>.与此同时,近年来国家大力提倡发展建筑工业化.可高度工厂化制作的预制装配式钢结构体系具有抗震性能好、施工速度快、节能环保等特点,是最适合工业化建造的结构体系之一.梁柱端板连接节点可先在工厂将端板焊接在钢梁上,以保证焊接质量;然后在施工现场采用螺栓将焊有端板的梁连接到柱翼缘上,施工方便快捷,因此,是预制装配式钢结构广泛采用的连接方式之一<sup>[2-3]</sup>.

然而,国内外现行规范和现有研究的不足制约了高强钢端板连接节点的应用.我国现行标准《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)<sup>[4]</sup>只适用于 Q420 及以下等级钢材,EN 1993-1-8<sup>[5]</sup>在原有普通钢材钢结构设计规范中增加补充条款 EN 1993-1-12<sup>[6]</sup>,将规范适用范围推广至 S460~S700 钢,但该规范仅将高强度结构钢材引入设计规范,而设计计算方法仍简单套用普通钢的方法,并明确指出目前缺乏高强钢的相关试验和研究依据.

乐毓敏<sup>[7]</sup>对 Q690 高强钢 T 型连接组件进行单调拉伸试验,将试验的最大变形值与 Jaspert 模型和 Faella 模型预测值进行对比.Coelho 等<sup>[8-10]</sup>对仅端板采用高强钢的齐平式和外伸式端板连接节点的试验研究表明,EC3<sup>[5]</sup>基于普通钢提出的计算方法能够较为准确地预测高强钢端板连接节点的承载力,但高估了节点的初始转动刚度,对转动能力的预测也较为保守;孙飞飞等<sup>[11]</sup>对普通钢、仅端板采用高强钢 Q690 及端板和柱均采用高强钢 Q690 的齐平式端板连接节点进行试验研究,得到与 Coelho 类似的结论,研究亦表明采用高强钢柱会削弱节点的转动能力.Qiang 等<sup>[12-15]</sup>对普通钢和仅端板采用高强钢的齐平式端板连接节点的常温、火灾下及火灾后力学性能进行了试验研究和有限元分析,并提出采用薄高强钢端板替代厚普通钢端板的设计理念,但尚未给出具体的设计方法.综上,现阶段针对仅端板采用高强钢的端板连接节点的研究较多,文献[11]对端板和柱均采用高强钢的齐平式端板连接节点进行研究,但未有学者对端板、梁及柱均采用高强钢的外伸式端板连接节点进行研究,而外伸式端板连接节点和齐平式端板连接节点的力学性能、失效模式及设计方法不同<sup>[16]</sup>.

为此,本文针对 Q690 和 Q960 高强钢端板连接节点(端板、梁和柱均采用高强钢)进行足尺试验研究与有限元分析,研究节点的失效模式、承载能力、

初始转动刚度、转动能力及延性.将试验结果与现行欧洲钢结构设计规范的计算结果进行对比,验证欧洲规范对于高强钢端板连接节点的适用性.

### 1 试验概况

#### 1.1 试件设计

本文以 EC3<sup>[5]</sup>组件法为理论依据设计制作 3 个高强钢端板螺栓连接试件(JD1、JD2 及 JD3),试件的梁、柱长度及连接位置见图 1.JD1 和 JD2 的梁、柱和端板均采用 Q690 钢,梁、柱截面尺寸分别为 H300 mm×180 mm×10 mm×12mm 和 H340 mm×200 mm×10 mm×12 mm. JD3 的梁、柱和端板均采用 Q960 钢,梁、柱截面尺寸分别为 H250 mm×180 mm×10 mm×12 mm 和 H300 mm×200 mm×10 mm×12 mm.试件的端板与梁端均采用 12 mm 角焊缝连接,焊条型号为 ER76-G.端板与柱翼缘均采用 10.9 级 M27 高强螺栓连接.为防止板件局部失稳,梁、柱内设加劲肋(图 1).JD1 和 JD2 端板上的螺栓布置和编号见图 2(a),JD3 端板上的螺栓布置和编号见图 2(b).

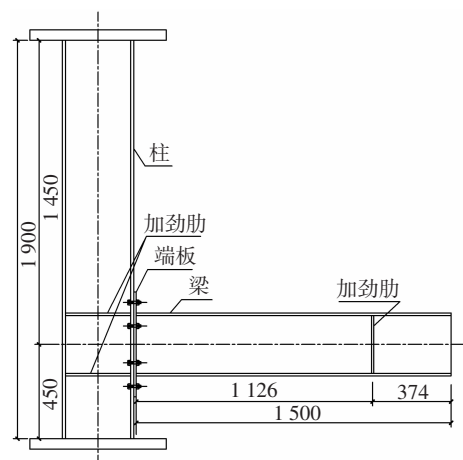


图 1 试件尺寸

Fig.1 Dimension of test specimen

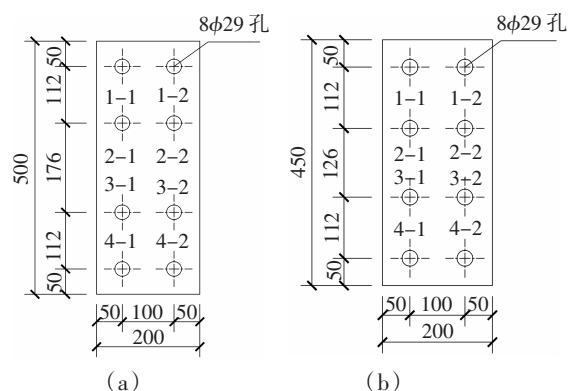


图 2 螺栓布置和编号

Fig.2 Arrangement and number of the bolts

### 1.2 材料性能

Q690 和 Q960 高强钢的材料力学性能采用本文拉伸试验结果, 高强螺栓的材料力学性能采用文献[17]的试验结果, 材料力学性能汇总于表 1.

表 1 钢材和螺栓材性

Tab. 1 Mechanical properties

材料	屈服强度 $f_y$ /MPa	极限强度 $f_u$ /MPa	弹性模量 $E$ /MPa	延伸率 $\delta$ /%
Q690	763	796	198 501	20.08
Q960	1 000	1 040	200 611	16.54
10.9 级高强螺栓	1 130	1 175	201 000	13.00

### 1.3 试验装置与测点布置

本文试验装置安装方式见图 3, 位移计布置见图 4. 在梁翼缘布置 3 个竖向位移计 DT1、DT2 及 DT14, 测量梁的竖向位移; 在端板布置 1 个竖向位移计 DT9, 测量端板的竖向位移; 在端板处布置 4 个水平位移计 DT5、DT6、DT7 和 DT8, 测量端板的水平位移; 在柱翼缘布置 2 个竖向位移计 DT3 和 DT4 测量柱翼缘竖向位移; 在柱翼缘布置 2 个水平位移计 DT12 和 DT13 测量柱翼缘水平位移.

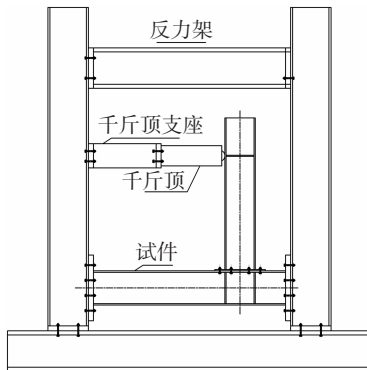


图 3 试验装置

Fig.3 Setup of the test instrumentation

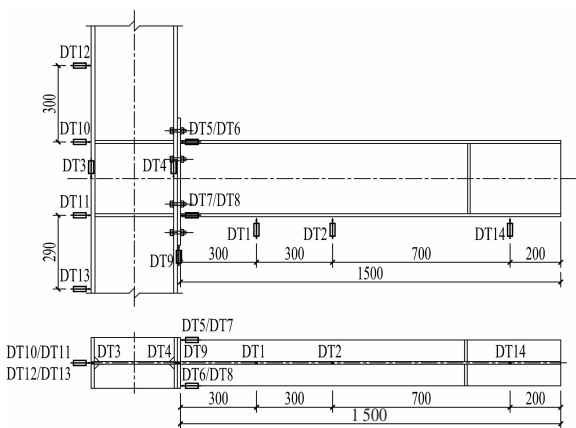


图 4 位移计布置

Fig.4 Location of the displacement sensors

### 1.4 加载制度

经预加载, 将仪器设备调试正常后, 进行正式加载. 正式加载采用位移控制加载方式, 加载速率为  $10 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$ . 试验加载至螺栓或端板发生破坏时, 停止试验.

## 2 试验结果与分析

### 2.1 失效模式

试件破坏后各组件的状况见表 2. JD1 和 JD2 的破坏现象相同, 限于篇幅, 本节仅列出 JD1 的破坏现象(见图 5), JD3 的破坏现象见图 6.

由图 5、图 6 和表 2 可见, 节点破坏后, 端板的受拉区有明显的塑性变形, 且受拉区螺栓(编号 2-1, 2-2)断裂, 因此, 依 EC3 Part 1-8<sup>[9]</sup>分析可知, 节点的失效模式为端板和螺栓组合破坏, 即为失效模式 2, 见表 3. 表 3 亦列出 EC3 组件法预测的节点失效模式, 由表可见, 预测结果与试验结果相同, 故 EC3 用于普通钢梁柱端板连接节点失效模式预测的组件法可推广到高强钢.

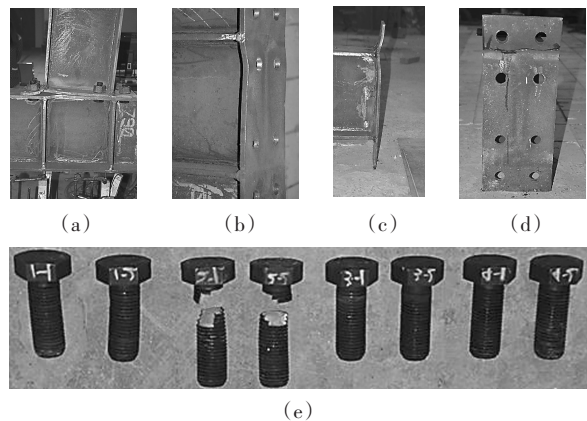


图 5 JD1 破坏现象

Fig.5 Final deformation state of JD1

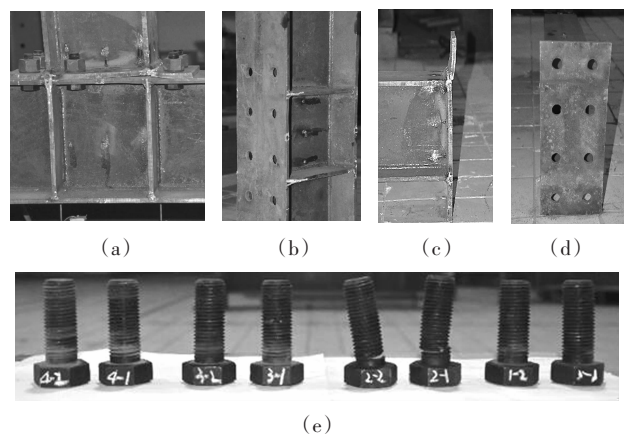


图 6 JD3 破坏现象

Fig.6 Final deformation state of JD3

表2 破坏后节点各组件的状况

Tab.2 Description of components at the end of tests

试件	端板 屈服	受拉区 螺栓断裂	受拉区 螺母脱落	焊缝 破坏	受压区 螺栓平直
JD1	是	是	否	否	是
JD2	是	是	否	否	是
JD3	是	是	否 </td <td>否</td> <td>是</td>	否	是

表3 节点失效模式

Tab.3 Failure mode of the joints

试件	失效模式	
	试验	EC3 预测
JD1	失效模式 2	失效模式 2
JD2	失效模式 2	失效模式 2
JD3	失效模式 2	失效模式 2

## 2.2 弯矩-转角曲线

梁柱节点的力学性能一般采用  $M-\theta$  曲线描述, 其中  $M$  为节点所承受的弯矩,  $\theta$  为节点转角.  $M$  通过式(1)求得,  $\theta$  通过式(2)求得.

$$M = PL_{\text{load}} \quad (1)$$

$$\theta = \theta_b - \theta_c \quad (2)$$

式中,  $P$  为荷载;  $L_{\text{load}}$  为荷载施加点至端板中面的距离;  $\theta_b$ 、 $\theta_c$  分别为梁、柱转角.

通过式(3)~(5)计算  $\theta_b$ , 由此得到节点的  $M-\theta_b$  曲线见图 7.

$$\theta_b = \arctan \frac{|\delta_{DT1} - \delta_{\text{bel},DT1}| - |\delta_{DT9}|}{300} =$$

$$\arctan \frac{|\delta_{DT2} - \delta_{\text{bel},DT2}| - |\delta_{DT9}|}{600} =$$

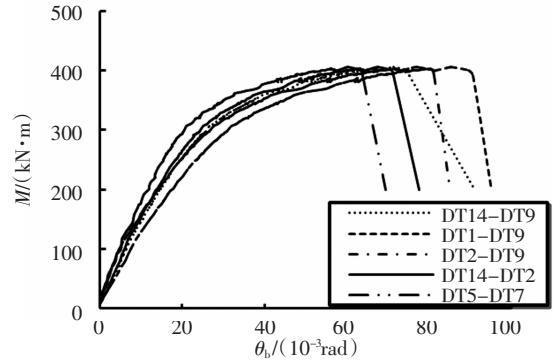
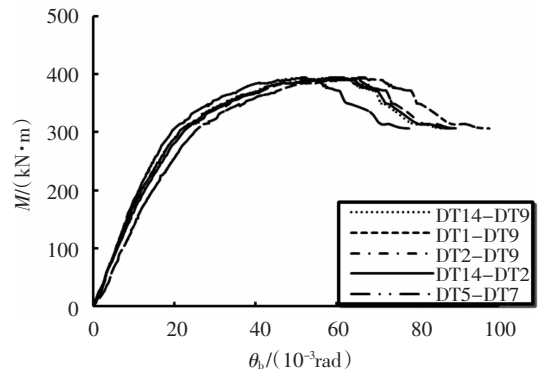
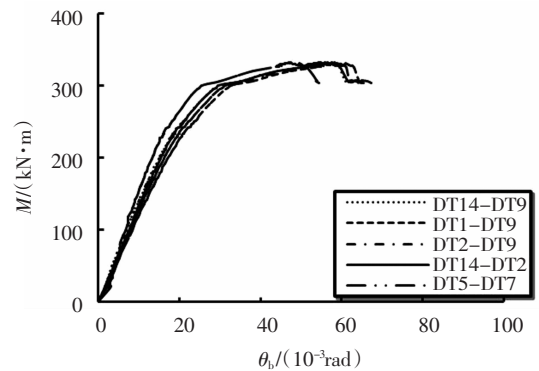
$$\arctan \frac{|\delta_{DT14} - \delta_{\text{bel},DT14}| - |\delta_{DT9}|}{1300} =$$

$$\arctan \frac{|\delta_{DT14} - \delta_{\text{bel},DT14}| - |\delta_{DT2} - \delta_{\text{bel},DT2}|}{700} \quad (3)$$

$$\delta_{\text{bel},DTi} = -\frac{P}{E_b I_b} \left( \frac{x_{DTi}^3}{6} - \frac{L_{\text{load}} x_{DTi}^2}{2} \right) \quad (4)$$

$$\theta_b = \arctan \frac{|\delta_{DT5}| + |\delta_{DT7}|}{288} = \arctan \frac{|\delta_{DT6}| + |\delta_{DT8}|}{288} \quad (5)$$

式中,  $\delta_{DTi}$  为位移计 DT $i$  测得的位移;  $\delta_{\text{bel},DTi}$  为计算求得梁在 DT $i$  处的弹性位移;  $E_b$  为梁钢材弹性模量;  $I_b$  为梁截面惯性矩;  $x_{DTi}$  为 DT $i$  距端板中面的距离.

(a) JD1 的  $M-\theta_b$  曲线(b) JD2 的  $M-\theta_b$  曲线(c) JD3 的  $M-\theta_b$  曲线图7 试件的  $M-\theta_b$  曲线Fig.7  $M-\theta_b$  curves

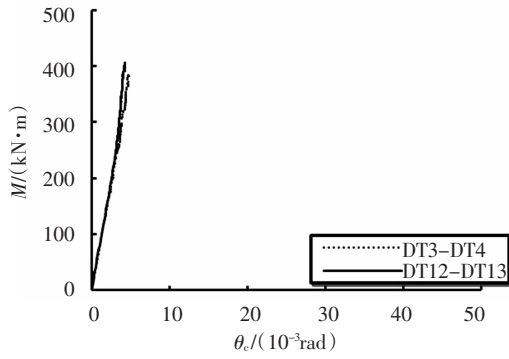
由图 7 可见, 除 DT5-DT7 和 DT1-DT9 外, 其余测量值的计算结果基本一致. 用 DT5-DT7 测量值计算求得的  $\theta_b$  偏小, 其原因文献[9]已阐述. 由于 DT1 靠近端板, 在该区域式(4)不适用, 故用 DT1-DT9 测量值计算  $\theta_b$  时存在偏差. 因此, 后续分析中,  $\theta_b$  采用 DT14-DT2 测量值的计算结果.

通过式(6)~(7)计算  $\theta_c$ , 由此得到节点的  $M-\theta_c$  曲线, 见图 8. 由图可见, 各组数据吻合良好, 后续分析中,  $\theta_c$  采用 DT3-DT4 测量值的计算结果.

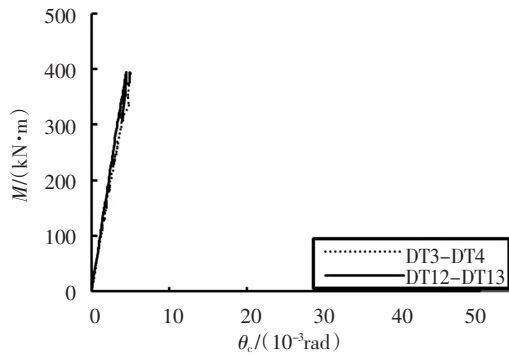
$$\theta_c = \arctan \frac{|\delta_{DT3}| + |\delta_{DT4}|}{328} \quad (6)$$

$$\theta_c = \arctan \frac{|\delta_{DT2}| + |\delta_{DT3}|}{878} \quad (7)$$

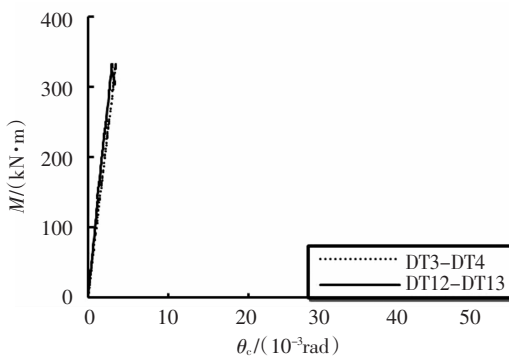




(a) JD1  $M-\theta_c$  曲线对比



(b) JD2  $M-\theta_c$  曲线对比



(c) JD3  $M-\theta_c$  曲线对比

图 8 试件  $M-\theta_c$  曲线

Fig.8  $M-\theta_c$  curves

由式(2)求得试件的转角  $\theta$ , 并分别绘出节点的  $M-\theta$  曲线, 见图 9. 图 10 给出了依据  $M-\theta$  曲线确定节点力学指标的方法, 依据图示方法, 可得节点的主要力学指标的试验值:

①初始转动刚度  $K_{ini}$ : 节点  $M-\theta$  曲线在原点  $O$  处与  $x$  轴夹角  $\alpha$  的正切值;

②屈服后刚度  $K_p$ : 节点  $M-\theta$  曲线的斜线段  $BC$  与  $x$  轴夹角  $\beta$  的正切值;

③受弯承载力  $M_y$ : 依据 Jaspart 建议的方法<sup>[12]</sup> (见图 11) 确定节点的受弯承载力, 即做节点  $M-\theta$  曲线  $BC$  段的延伸线与纵坐标相交, 交点对应的纵坐标值即为  $M_y$ ;

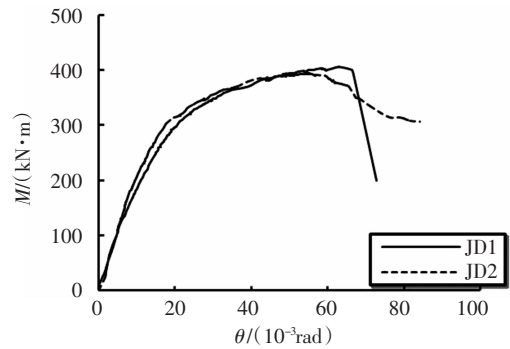
④受弯承载力对应的转角  $\theta_y$ : 以  $O$  点为起点、

初始刚度  $K_{ini}$  为斜率做直线与纵坐标为  $M_y$  的水平线交于  $A$  点,  $A$  点对应的横坐标值即为  $\theta_y$ ;

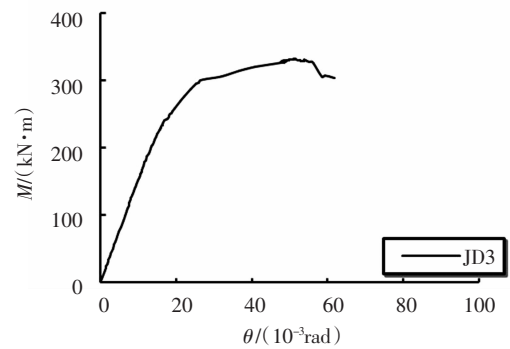
⑤极限弯矩  $M_{max}$ : 节点  $M-\theta$  曲线的最高点  $D$  对应的纵坐标值;

⑥极限弯矩对应的转角  $\theta_{max}$ :  $D$  点对应的横坐标值;

⑦极限转角  $\theta_c$ :  $M-\theta$  曲线终点  $E$  对应的横坐标值.



(a) JD1 和 JD2  $M-\theta$  曲线



(b) JD3  $M-\theta$  曲线

图 9 试件  $M-\theta$  曲线

Fig.9  $M-\theta$  curves

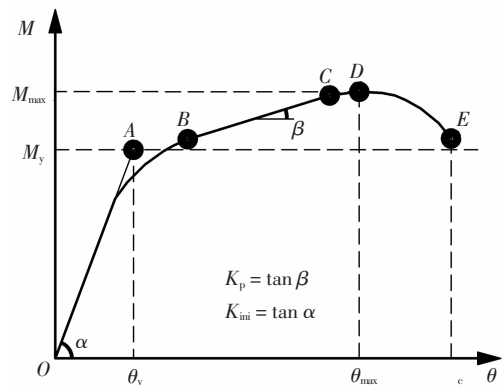


图 10 节点特征参量

Fig.10 Characteristic parameters of the connection

### 2.3 受弯承载力

本文采用 Jaspart 建议的方法<sup>[12]</sup> (见图 11) 确定节点的受弯承载力试验值  $M_{y,exp}$ , 按照 EC3 组合法<sup>[4]</sup>

计算得到节点的受弯承载力理论值  $M_{y,EC3}$ 。表 4 列出了  $M_{y,exp}$ 、 $M_{y,EC3}$  及二者比值,由表可见,节点的  $M_{y,EC3}$  与  $M_{y,exp}$  基本相同,故 EC3 用于普通钢梁柱端板连接节点受弯承载力计算的组件法可推广到高强度钢。

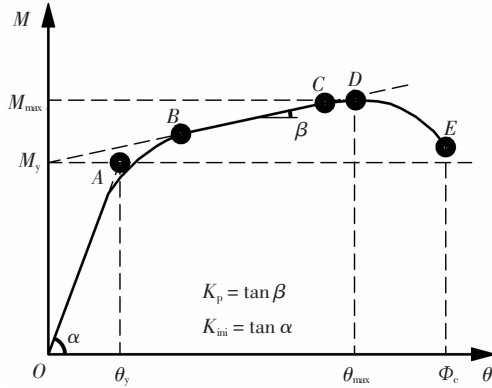


图 11  $M_{y,exp}$  确定方法

Fig.11  $M_{y,exp}$  according to Jaspert<sup>[12]</sup>

表 4 节点受弯承载力

Tab.4 Plastic flexural resistance of the joints

试件	$M_{y,exp}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{y,EC3}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{y,exp}/M_{y,EC3}$
JD1	298.86	292.03	1.02
JD2	303.93	292.03	1.04
JD3	269.38	253.75	1.06

## 2.4 初始转动刚度

本文由  $M-\theta$  曲线可得节点的初始转动刚度试验值  $K_{ini,exp}$ ,按 EC3 组件法计算得到节点的转动刚度理论值  $K_{ini,EC3}$ 。表 5 列出了  $K_{ini,exp}$ 、 $K_{ini,EC3}$  及二者比值,由表可见,节点的  $K_{ini,EC3}$  远大于  $K_{ini,exp}$ ,故采用 EC3 组件法计算得到的高强度钢端板连接节点初始刚度偏高。导致计算结果偏高的原因有两方面:一是 EC3 的计算方法是在普通钢的科研成果之上提出的,本文研究的节点是全高强度钢的,可能超出 EC3 建议计算初始转动刚度方法的适用范围,因此 EC3 的现行方法是否适用于高强度钢节点有待验证;二是 EC3 组件法在计算节点初始转动刚度时忽略梁翼缘的抗拉刚度,本文试件因均采用高强度钢,故梁截面尺寸较小,导致梁翼缘抗拉刚度不可忽略。

表 5 节点初始转动刚度

Tab.5 Initial rotational stiffness of the joints

试件	$K_{ini,exp}/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	$K_{ini,EC3}/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	$K_{ini,exp}/K_{ini,EC3}$
JD1	20 439	34 271	0.60
JD2	22 142	34 271	0.65
JD3	15 201	24 526	0.62

## 2.5 转动能力

对于普通钢端板连接节点,文献[11]建议: $\Phi_c$  达到 0.04~0.05 rad 即可认为其具有足够的转动能力;Wilkinson<sup>[18]</sup>认为,节点的塑性转角  $\theta_p$ (见式(8)(9))大于 0.03 rad 时,在地震作用下节点不会先于构件破坏。EC3<sup>[9]</sup>建议:若节点的受弯承载力由端板或柱翼缘控制,且柱翼缘或端板厚度满足式(10),则节点的转动能力满足要求。

$$\theta_c = \frac{2M_y}{3K_{ini}} \quad (8)$$

$$\theta_p = \Phi_c - \theta_c \quad (9)$$

$$t \leq 0.36d\sqrt{f_{u,b}/f_y} \quad (10)$$

对节点的  $M-\theta$  曲线进行分析,并结合式(8)~(9),得到节点的  $\Phi_c$ 、 $\theta_p$ ,列于表 6。由表 6 可见,节点的  $\Phi_c$  均大于 0.05 rad,  $\theta_p$  均大于 0.03 rad,因此,可认为节点的转动能力良好。

表 6 节点转动能力

Tab.6 Rotation capacity of the joints

试件	$\theta_y/(10^{-3}\text{rad})$	$\theta_{max}/(10^{-3}\text{rad})$	$\theta_p/(10^{-3}\text{rad})$	$\Phi_c/(10^{-3}\text{rad})$
JD1	20.36	58.34	63.12	72.92
JD2	17.79	54.93	75.08	84.28
JD3	18.79	50.96	50.57	61.70

依据 EC3<sup>[9]</sup>关于保障节点转动能力的相关要求,JD1、JD2 及 JD3 具备良好转动能力的前提分别是端板厚度  $t \leq 11.83 \text{ mm}$  和  $t \leq 10.33 \text{ mm}$ (见式(10)).但本文试验结果表明:虽然节点的端板厚度(均为 12 mm)均超过 EC3 上限值,但节点的转动能力良好,故 EC3<sup>[4]</sup>关于保障节点转动能力的相关要求对高强度钢端板连接节点有些偏于保守。

## 2.6 延性

节点延性一般用转角延性系数  $\mu_\theta$  评价。文献[19]建议采用式(11)计算  $\mu_\theta$ ,而 Coelho<sup>[10]</sup>分别采用式(11)和式(12)计算  $\mu_\theta$ ,本文采用文献[10]的建议计算节点的  $\mu_\theta$  值,计算结果见表 7。

$$\mu_{\theta 1} = \Phi_c / \theta_y \quad (11)$$

$$\mu_{\theta 2} = \theta_{max} / \theta_y \quad (12)$$

表 7 转角延性系数

Tab.7 Ductility index of the joints

试件	$\mu_{\theta 1}$	$\mu_{\theta 2}$
JD1	3.58	2.87
JD2	4.74	3.09
JD3	3.28	2.71

由表 7 可见,JD1、JD2 的  $\mu_{\theta 1}$  值偏差较大(JD1 的  $\mu_{\theta 1}$  值仅为 JD2 的 0.76),文献[10]也报导了此类偏差

现象. 本文分析认为, 由于  $\mu_{01}$  为  $\Phi_c$  与  $\theta_y$  的比值, 而试验所得节点  $M-\theta$  曲线的下降段受材料性能、荷载偏心、加载设备应变能释放等因素影响, 极不稳定, 故  $\Phi_c$  离散性很大, 这导致 JD1、JD2 的  $\mu_{01}$  值偏差较大. 而  $\mu_{02}$  为  $\theta_{max}$  与  $\theta_y$  的比值,  $\theta_{max}$  较为稳定 (由表 6 可见 JD1、JD2 的  $\theta_{max}$  相差较小), 因此, JD1、JD2 的  $\mu_{02}$  较为接近 (JD1 的  $\mu_{02}$  值为 JD2 的 0.93). 综上, 本文建议采用式 (12) 计算节点的转角延性系数  $\mu_0$ .

### 3 有限元分析

#### 3.1 有限元模型

本文采用 ABAQUS 建立有限元模型. 由于试件的几何尺寸、荷载及边界条件具有对称性, 为节约计算时间, 取试件的一半进行建模分析. 由于节点螺栓孔附近应力分布复杂, 故在端板和柱翼缘的螺栓孔区域进行网格细分. 节点的有限元模型见图 12. 有限元模型采用 8 节点 6 面体线性减缩积分单元 C3D8R.

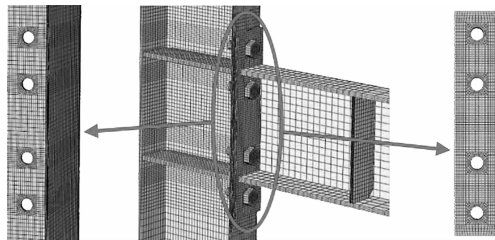


图 12 网格划分

Fig.12 Mesh generation of FE model

有限元模型中的接触关系包括: 螺帽-柱翼缘、螺杆-螺孔、螺杆-螺母、螺母-端板及柱翼缘-端板, 接触对中“面面接触”属性均采用“有限滑移”. 螺杆与螺母采用绑定约束模拟. 为简化计算模型, 本文未对梁和端板之间的焊缝建立实体模型, 亦采用了绑定约束模拟. 为解决接触分析的收敛问题, 分析过程分 4 步: ①临时约束螺栓和端板的所有自由度, 施加 10 N 的螺栓预紧力; ②释放螺栓和端板的临时约束; ③固定螺栓长度; ④施加荷载进行计算. 分析步 ①~③用以保证接触关系平稳建立, 可有效解决接触分析的收敛问题<sup>[13]</sup>. 数值计算时考虑材料与几何双重非线性效应. 节点各组件的失效准则采用文献 [13] 的建议: 对于柱翼缘和端板, 当等效塑性应变达到材料极限应变即认为其失效; 对于螺栓, 由于螺栓受到拉弯作用, 其横截面应变分布如图 13 所示, 当平均主应变  $\varepsilon_{11,av,b}$  (见式 (13)) 达到材料极限应变即认为其失效.

$$\varepsilon_{11,av,b} = \frac{\varepsilon_{min} + \varepsilon_{max}}{2} \quad (13)$$

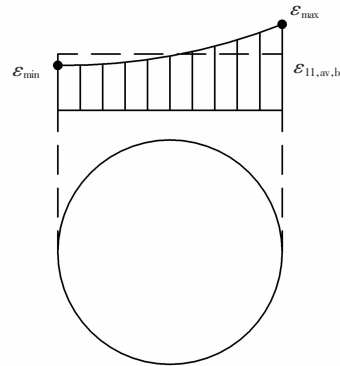


图 13 螺栓横截面应变分布

Fig.13 Strain distribution of bolt section

本文以 EC3<sup>[20]</sup> 给出的考虑材料强化的应力-应变关系 (见图 14) 为基础, 建立高强钢及高强螺栓的应力-应变本构关系. 图中,  $f_y$  为屈服强度,  $f_u$  为极限强度;  $\varepsilon_p$  取  $f_y/E$ ,  $\varepsilon_y$  取 0.02,  $\varepsilon_s$  取 0.04,  $\varepsilon_t$  取 0.15,  $\varepsilon_u$  取 0.20. 有限元模型中, Q690 高强钢和 10.9 级高强螺栓的材料真实应力  $\sigma_{true}$ 、真实应变  $\varepsilon_{true}$  由式 (14)~(15) 计算得到.

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{eng}) \quad (14)$$

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng}(1 + \varepsilon_{eng}) \quad (15)$$

式中,  $\sigma_{eng}$ 、 $\varepsilon_{eng}$  为材料的工程应力、应变, 依据表 1 试验结果确定.

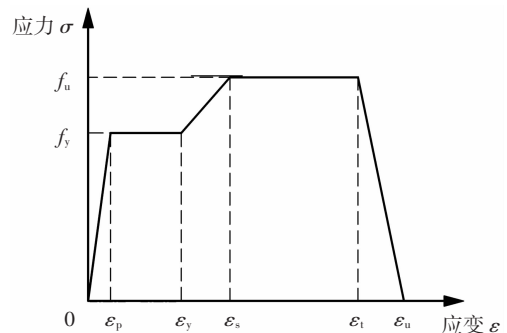


图 14 EC3 应力-应变关系模型

Fig.14 Relationship between stress and strain according to EC3

#### 3.2 有限元分析结果

##### 3.2.1 失效模式

试验所得 JD1 (限于篇幅, 本节未列出 JD2 有限元模拟结果) 和 JD3 的破坏形态及有限元模拟结果分别见图 15~16. 由图可见, 两者吻合较好. 有限元模拟得到 JD1 和 JD3 的端板和螺栓的等效塑性应变云图与试验所得破坏形态的对比分别见图 17~18, 由图可见, 二者较为吻合.

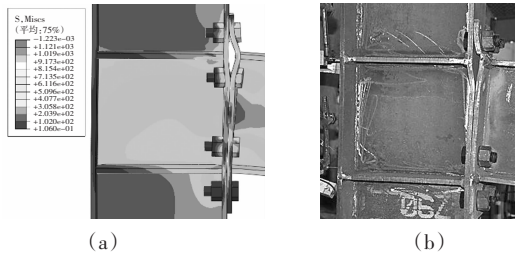


图 15 JD1 破坏形态对比

Fig.15 Comparison on deformation of JD1 after failure

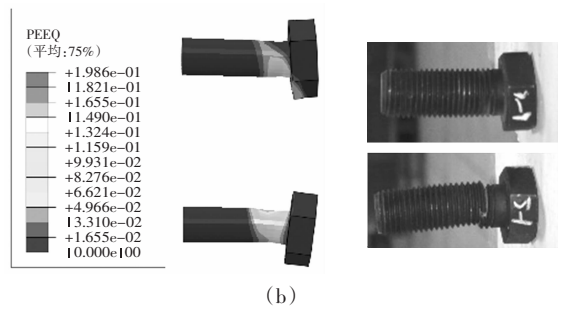


图 18 JD3 端板、螺栓破坏形态和等效塑性应变云图对比

Fig.18 Comparison of experimental final deformation and numerically predicted equivalent plastic strain of JD3 connection

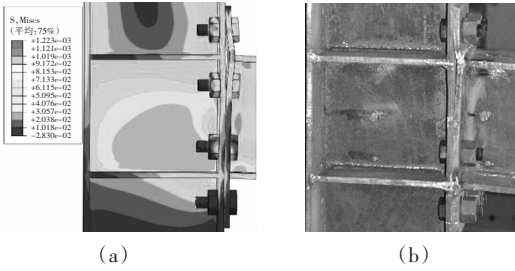


图 16 JD3 破坏形态对比

Fig.16 Comparison on deformation of JD3 after failure

### 3.2.2 $M-\theta$ 曲线

试验和有限元模拟得到节点的  $M-\theta$  曲线见图 19.由图 19 可见,除下降段外,试验结果与有限元模拟结果吻合良好. 由于有限元模型求解时采用完全牛顿法,无法模拟  $M-\theta$  曲线的下降阶段,故无法得到  $\phi_c$ .

试验所得节点极限承载力  $M_{max,exp}$  与有限元模拟所得节点极限承载力  $M_{max,FEM}$  见表 8,二者最大偏差仅为 3%.

综上,本文的有限元可较为合理、准确地模拟高强钢端板连接节点的力学行为.

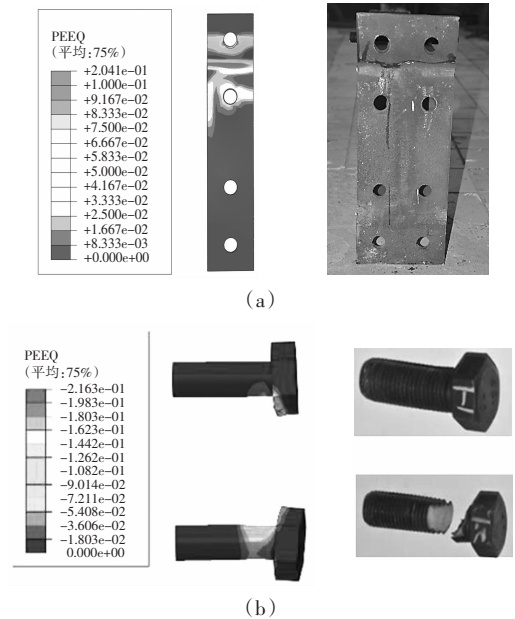
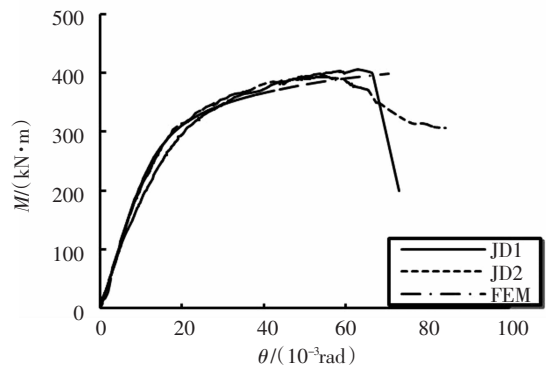
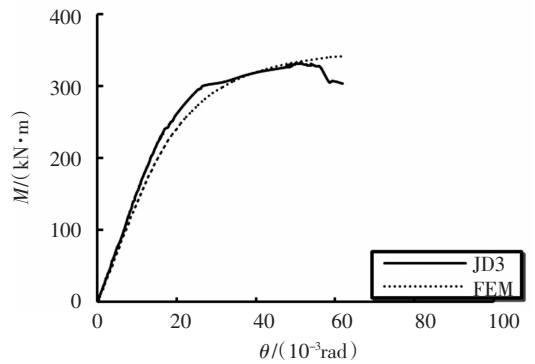


图 17 JD1 端板、螺栓破坏形态和等效塑性应变云图对比

Fig.17 Comparison of experimental final deformation and numerically predicted equivalent plastic strain of JD1 connection



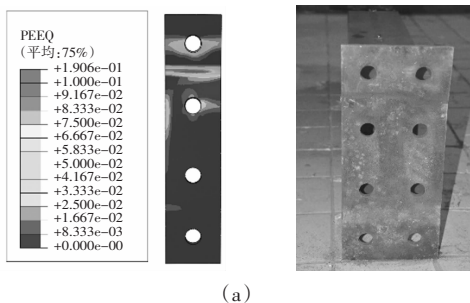
(a)JD1 和 JD2  $M-\theta$  曲线



(a)JD3  $M-\theta$  曲线

图 19  $M-\theta$  曲线

Fig.19  $M-\theta$  curves



(a)



表8 节点极限承载力对比

Tab.8 Comparison on peak load of connection

试件	$M_{max,exp}/(kN\cdot m)$	$M_{max,FEM}/(kN\cdot m)$	$M_{max,exp}/M_{max,FEM}$
JD1	406.32	399.36	1.02
JD2	394.98		0.99
JD3	332.70	342.68	0.97

## 4 结论

通过对高强度装配式梁柱端板连接节点进行足尺模型试验研究和数值模拟分析,得出以下结论:

1)高强度端板连接节点的失效模式为端板和螺栓组合破坏,为延性破坏.高强度端板连接节点具有良好的转动能力.

2)EC3对普通钢节点失效模式的预测方法和节点受弯承载力的计算方法可直接用于高强度端板连接节点;但EC3方法对高强度端板连接节点初始转动刚度的计算结果偏高,且EC3有关保障节点转动能力的相关要求对于高强度端板连接节点偏于保守.

3)节点受弯试验所得 $\Phi_e$ 值的离散性较大,建议节点转角延性系数采用式(12)进行计算.

4)有限元模型能准确模拟节点的失效模式和 $M-\theta$ 曲线,可作为后续参数分析的依据.

## 参考文献

- [1] 施刚,班慧勇,石永久,等.高强度钢材钢结构研究进展综述[J].工程力学,2013,30(1):1—13.  
SHI G, BAN H Y, SHI Y J, *et al.* Overview of research progress for high strength steel structures[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1):1—13. (In Chinese)
- [2] 何益斌,黄频,郭健,等.外伸端板节点有限元分析[J].湖南大学学报(自然科学版),2009,36(5):1—6.  
HE Y B, HUANG P, GUO J, *et al.* Finite element analysis for extended endplate connections[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2009, 36(5):1—6. (In Chinese)
- [3] 郭健,何益斌,黄频,等.端板连接节点中端板强度计算[J].湖南大学学报(自然科学版),2008,35(2):13—16.  
GUO J, HE Y B, HUANG P, *et al.* Calculation of end-plate strength in end-plate connections[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2008, 35(2):13—16. (In Chinese)
- [4] GB 50017—2003 钢结构设计规范[S].北京:中国计划出版社,2003:14—17.  
GB 50017—2003 Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2003:14—17. (In Chinese)
- [5] EN 1993-1-8 Eurocode 3—design of steel structures—part 1-8: design of joints[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005:60—100.
- [6] EN 1993-1-12 Eurocode 3—design of steel structures—part 1-12: additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grade S700[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2007:3—4.

- [7] 乐毓敏. Q690 高强度 T 型连接极限变形能力研究[J].佳木斯大学学报,2013,31(2):199—202.  
YUE Y M. Study on the performance of Q690 high strength steel T-stub connections[J]. Journal of Jiamusi University: Natural Science Edition, 2013, 31(2):199—202. (In Chinese)
- [8] COELHO A M G, SILVA L S, BIJLAARD F S K. Experimental behaviour of high strength steel end-plate connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(9):1228—1240.
- [9] COELHO A M G, SILVA L S, BIJLAARD F S K. Experimental assessment of the ductility of extended end plate connections [J]. Engineering Structures, 2004, 26(9):1185—1206.
- [10] COELHO A M G, BIJLAARD F S K. Ductility of high strength steel moment connections [J]. The International Journal of Advanced Steel Construction, 2007, 3(4):765—783.
- [11] 孙飞飞,孙密,李国强,等. Q690 高强度端板连接梁柱节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(4):116—124.  
SUN F F, SUN M, LI G Q, *et al.* Experimental study on seismic behavior of high-strength steel beam-to-column end-plate connections [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(4):116—124. (In Chinese)
- [12] QIANG X, BIJLAARD F S K, KOLSTEIN H, *et al.* Behaviour of beam-to-column high strength steel endplate connections under fire conditions—Part 1: Experimental study[J]. Engineering Structures, 2014, 64(4):23—38.
- [13] QIANG X, BIJLAARD F S K, KOLSTEIN H, *et al.* Behaviour of beam-to-column high strength steel endplate connections under fire conditions—Part 2: Numerical study[J]. Engineering Structures, 2014, 64(4):39—51.
- [14] QIANG X, JIANG X, BIJLAARD F S K, *et al.* Post-fire behaviour of high strength steel endplate connections—Part 1: Experimental study[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 108:82—93.
- [15] QIANG X, JIANG X, BIJLAARD F S K, *et al.* Post-fire behaviour of high strength steel endplate connections — Part 2: Numerical study[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 108:94—102.
- [16] 李国强,石文龙,王静峰.半刚性连接钢框架结构设计[M].北京:中国建筑工业出版社,2009:4—7.  
LI G Q, SHI W L, WANG J F. Design of steel frames with semi-rigid connections [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009:4—7. (In Chinese)
- [17] 李国强,李明菲,殷颖智,等.高温下高强度螺栓 20MnTiB 钢的材料性能试验研究[J].土木工程学报,2001,34(5):100—104.  
LI G Q, LI M F, YIN Y Z, *et al.* Experimental studies on the behavior of high-strength bolts made of 20MnTiB steel at elevated temperatures [J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 34(5):100—104. (In Chinese)
- [18] WILKINSON S, HURDMAN G, CROWTHER A. A moment resisting connection for earthquake resistant structures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(3):295—302.
- [19] DASILVA L S, SANTIAGO A, REAL P V. Post-limit stiffness and ductility of end-plate beam-to-column steel joints[J]. Computers & Structures, 2002, 80(5):515—531.
- [20] EN 1993-1-2 Eurocode 3—design of steel structures—part 1-2: general rules—structural fire design [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005:45—46.