

全高强钢端板节点火灾后性能试验

强旭红¹, 武念铎¹, 罗永峰¹, 黄震²

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 大连坤龙市政园林建设有限公司, 大连 116000)

摘要: 为了解 Q690 高强钢端板节点火灾后的受力性能和失效机理, 对 2 个过火 550 °C 冷却后的 Q690 高强钢端板节点进行足尺模型试验研究, 并将试验结果与常温下高强钢端板节点试验的结果、采用欧洲规范 EC3 计算的结果进行对比. 研究表明: 节点火灾后的失效模式为端板和螺栓组合破坏; 高强钢端板节点火灾后仍具有良好的转动能力; EC3 中用于普通钢端板节点承载能力计算和失效模式预测的组件法可直接用于计算和预测高强钢端板节点火灾后的承载能力和失效模式, 但转动刚度的计算公式并不适用; 过火 550 °C 后冷却至常温, 节点可恢复常温下 90% 以上的承载力. 最后, 给出判断高强钢节点火灾后失效模式的计算公式.

关键词: 高强钢; 端板连接节点; 火灾后; 试验研究

中图分类号: TU392

文献标志码: A

Experimental Research on Post-fire Behavior of Full High Strength Steel Endplate Connections

QIANG XuHong¹, WU Nianduo¹, LUO Yongfeng¹, HUANG Zhen²

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, 200092 Shanghai, China; 2. Dalian Kun Long Municipal Garden Construction Co., Ltd., 116000, Dalian, China)

Abstract: In order to reveal more information and understanding on behavior and failure mechanisms of high strength steel Q690 endplate connection after fire, a full-scale experimental study has been carried out after cooling down from fire temperature 550 °C. Further, their behavior was compared with the provisions of Eurocode 3 and the test results obtained from the experimental study on the high strength steel endplate connections without fire exposure. The research shows that the failure mode of high strength steel Q690 endplate connection after fire is bolt failure with yielding of the flange, and their rotation capacity is sufficient. What is more, using accurate post-fire mechanical properties, the component method which Eurocode 3 proposed based on

connections made of mild steels can be used to calculate the plastic resistance and to predict the failure mode of high strength steel endplate connections after fire, but it is not suit to predict their stiffness. Furthermore, they can regain more than 90% of its original load bearing capacity after cooling down from fire temperature 550 °C. Moreover, a series of formulations are presented for judging the failure mode of high strength steel endplate connections post fire.

Key words: high strength steel; endplate connection; after fire; experimental study

高强度结构钢材(高强钢)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^[1-2]. 与此同时, 国家于近年来大力发展建筑工业化, 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, 是预制装配式钢结构广泛采用的连接方式. 自美国“911”恐怖事件后, 研究火灾下材料性能退化、热约束和结构构件的偶然移除对结构性能的综合影响成为结构工程领域的当务之急. 若结构火灾后未倒塌, 其是否需要拆除、维修或者直接继续使用, 需要可靠的检测与鉴定, 而节点火灾后力学性能是结构火灾后性能检测与鉴定的重要依据之一^[3].

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》GB50017—2003^[4]只适用于 Q420 及以下等级钢材, EN 1993-1-8^[5]在原有普通钢材钢结构设计规范基础上增加补充条款 EN 1993-1-12^[6], 将规范适用范围推广至 S460-S700, 但规范仅将高强度

收稿日期: 2016-06-10

基金项目: 国家自然科学基金(51408150); 中央高校基本科研业务费专项资金(2014KJ044)

第一作者: 强旭红(1984—), 女, 工学博士, 讲师, 主要研究方向为钢结构防火及高强钢在土木工程领域的应用.

E-mail: qiangxuhong@tongji.edu.cn

结构钢引入设计规范,设计和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实验和研究依据。目前,对于高强钢端板连接节点常温力学性能,Coelho^[7-11]对端板采用高强钢,梁和柱采用普通钢的端板连接节点进行的试验研究表明 EN 1993-1-8^[5]可准确预测节点的承载力,且节点具有足够的转动能力。孙飞飞等^[12]对仅端板采用高强钢和梁、柱及端板均采用高强钢的端板连接节点进行了试验研究,得到与 Coelho 类似的结论,并指出高强钢柱对连接受拉区的螺栓受力有不利影响。Qiang^[13-14]对仅端板采用高强钢的端板连接节点进行了试验研究和有限元分析,并提出采用薄高强钢端板代替厚普通钢端板的设计理念。对于高强钢端板连接节点火灾后力学性能,仅 Qiang^[3,15]对端板采用高强钢的端板连接节点火灾后力学性能进行了试验研究和有限元分析,研究表明火灾后高强钢端板连接节点可恢复常温下 90% 的承载力,且节点具有足够的转动能力。现阶段还未有学者对梁、柱及端板均采用高强钢的端板连接节点火灾后力学性能进行研究。

为此,本文针对 Q690 高强钢端板连接节点(端板、梁和柱均采用高强钢)进行火灾后足尺模型单调加载试验研究,研究节点火灾后的失效模式、承载能力、初始转动刚度和转动能力。将试验结果与采用欧洲规范 EC3 计算的结果进行对比,验证 EC3 中端板节点的相关计算方法对于高强钢端板节点火灾后力学性能的适用性。最后,给出判断高强钢端板连接节点火灾后失效模式的计算公式。

1 试验概况

1.1 试件设计

本文以 EC3^[5] 组件法为理论依据设计制作了 2 个高强钢端板螺栓连接试件(JD1P、JD2P)。试件的梁、柱及端板均采用 Q690 钢,截面尺寸分别为 H300×180×10×12、H340×200×10×12、500×200×12(单位:mm)。端板与梁端采用角焊缝连接,端板与柱翼缘采用 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)。端板上的螺栓布置和编号如图 2 所示。

1.2 材料性能

Q690 高强钢的火灾后材料力学性能采用本文拉伸试验结果,高强螺栓火灾后的材料力学性能采用文献[16]的试验结果,材料力学性能均列于表 1。

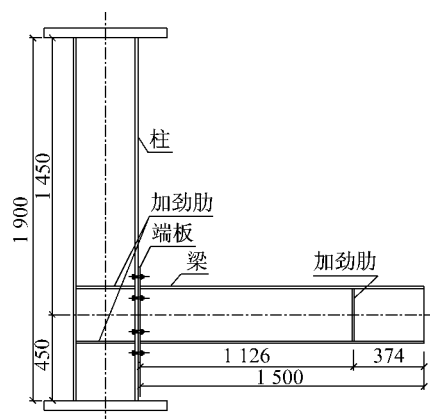


图 1 试件立面图(单位:mm)

Fig.1 Elevation drawing of test specimen(unit: mm)

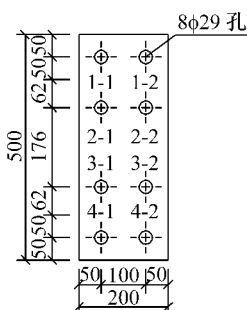


图 2 螺栓布置和编号(单位:mm)

Fig.2 Arrangement and number of the bolts(unit: mm)

表 1 钢材和螺栓材性

Tab.1 Mechanical properties of the steel and bolts

材料	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa	弹性模量 E/MPa
Q690	751	787	201 562
10.9 级高强螺栓	897	933	166 860

1.3 试验装置与加载制度

试件的升温在同济大学土木工程防灾国家重点实验室的火灾试验炉(图 3)中进行。试件以恒定速率 $10^\circ\text{C} \cdot \text{min}^{-1}$ (与有防火保护的钢构件升温速率相同^[17])升至 550°C ,待温度稳定后停止加热,持温 20 min,随后试件自然冷却至常温。在常温下对试件进行单调加载试验,加载装置如图 4 所示。本文采用位

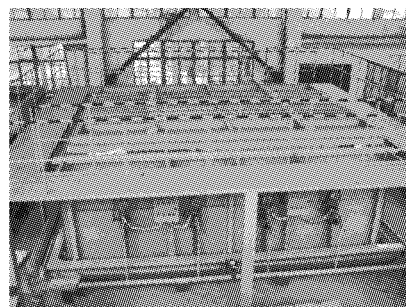


图 3 火灾试验炉

Fig.3 Fire test furnace

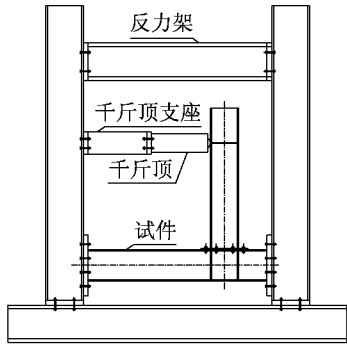


图 4 试验装置

Fig.4 Test instrumentation

移控制加载方式,加载速率为 $10\text{ mm}\cdot\text{min}^{-1}$ 。

1.4 测点布置

位移计布置如图 5 所示。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。

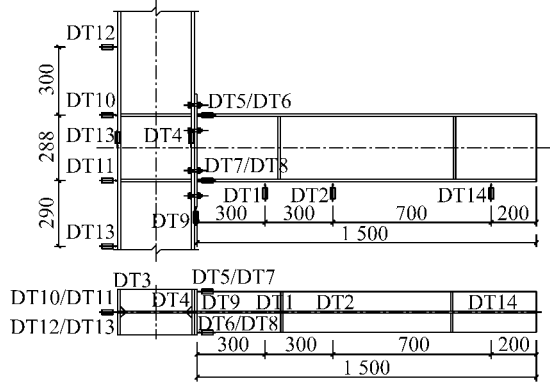


图 5 位移计布置(单位:mm)

Fig.5 Location of the displacement sensors(unit: mm)

2 试验结果与分析

2.1 失效模式

JD1P、JD2P 破坏后各组件的状况见表 2。由表可见,两者破坏现象相同,限于篇幅,本节仅列出 JD1P 的破坏现象(图 6)。

表 2 破坏后节点各组件的状况

Tab.2 Failure patterns of the components

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
JD1P	是	是	否	否	是
JD2P	是	是	否	否	是

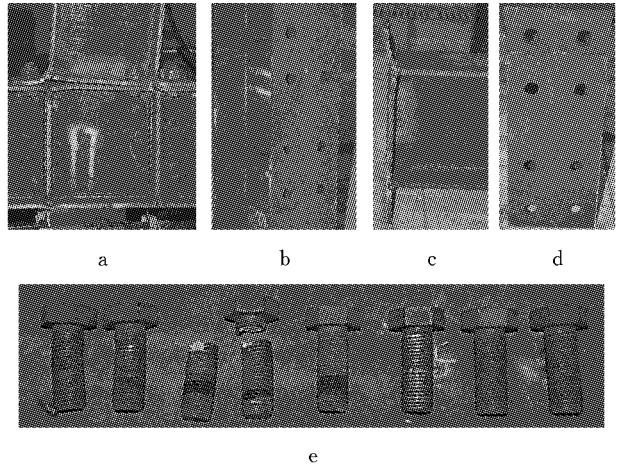


图 6 试件 JD1P 破坏形态

Fig.6 Failure patterns of JD1P

由图 6 和表 2 可见,节点破坏后,端板的受拉区有明显的残余塑性变形,且受拉区螺栓(编号 2-1,2-2)断裂,因此,参照 EC3 Part 1-8^[5]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。采用材料火灾后力学性能,按照 EC3 组合法^[5]计算得到节点理论上的失效模式亦见表 3。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合法可预测高强钢端板连接节点火灾后的失效模式。作者前期对几何尺寸构造材料性能与 JD1P 和 JD2P 完全相同的高强钢端板节点(JD1,JD2)常温力学性能进行试验研究。表 3 还列出节点常温下(未受火)的失效模式,由表可见,节点火灾后的失效模式与常温下相同。

表 3 节点失效模式

Tab.3 Failure mode of the joints

试件	失效模式	
	试验	理论
JD1	失效模式 2	失效模式 2
JD2	失效模式 2	失效模式 2
JD1P	失效模式 2	失效模式 2
JD2P	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, θ 为节点转角。 M 通过式(1)求得, θ 通过式(2)求得。

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

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

式中: P 为荷载; L_{load} 为荷载施加点至端板中面的距离; θ_b 、 θ_c 分别为梁、柱转角。

本文通过式(3)—(5)计算 θ_b ,由此得到节点的 $M-\theta_b$ 曲线见图 7。图中,DT*i*-DT*j* 表示由这两个位移

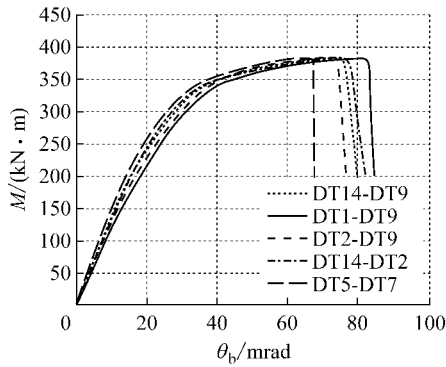
计测量结果计算得到的曲线. 下同.

$$\begin{aligned}\theta_b &= \arctan \frac{|\delta_{DT1} - \delta_{bel,DT1}| - |\delta_{DT9}|}{300} = \\ &\arctan \frac{|\delta_{DT2} - \delta_{bel,DT2}| - |\delta_{DT9}|}{600} = \\ &\arctan \frac{|\delta_{DT14} - \delta_{bel,DT14}| - |\delta_{DT9}|}{1\ 300} = \\ &\arctan \frac{|\delta_{DT14} - \delta_{bel,DT14}| - |\delta_{DT2} - \delta_{bel,DT2}|}{700}\end{aligned}\quad (3)$$

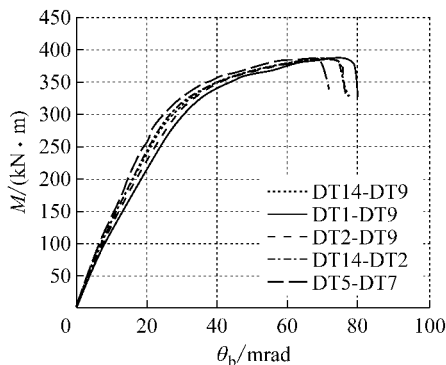
$$\delta_{bel,DTi} = -\frac{P}{E_b I_b} \left(\frac{x_{DTi}^3}{6} - \frac{L_{load} x_{DTi}^2}{2} \right) \quad (4)$$

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

式中: δ_{DTi} 为位移计 DT*i* 测得的位移; $\delta_{bel,DTi}$ 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 JD1P $M-\theta_b$ 曲线



b JD2P $M-\theta_b$ 曲线

图 7 试件 $M-\theta_b$ 曲线

Fig. 7 $M-\theta_b$ curves

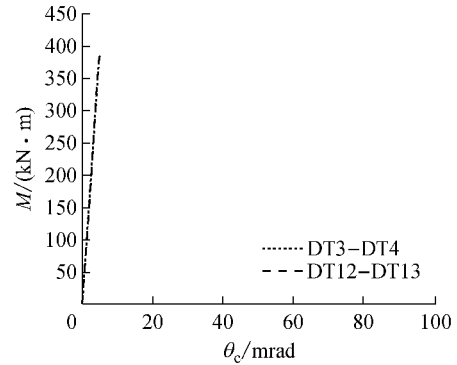
由图 7 可见,除 DT5-DT7 和 DT1-DT9 外,其余测量值的计算结果基本一致. 用 DT5-DT7 测量值计算求得的 θ_b 偏小,其原因已在文献[9,18]中阐述. 由于 DT1 靠近端板,在该区域式(4)不适用,故用 DT1-DT9 测量值计算 θ_b 时存在偏差. 因此,后续分

析中, θ_b 采用 DT14-DT2 测量值的计算结果.

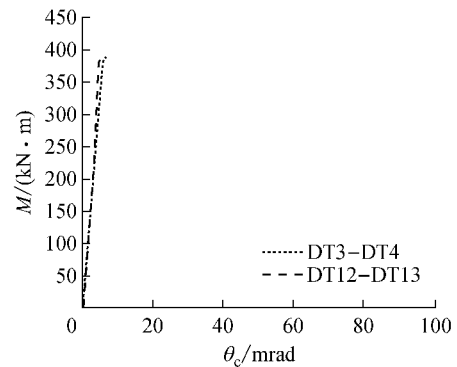
本文通过式(6)~(7)计算 θ_c ,由此得到节点的 $M-\theta_c$ 曲线,如图 8 所示. 由图可见,各组数据吻合良好,后续分析中, θ_c 采用 DT3-DT4 测量值的计算结果.

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

$$\theta_c = \arctan \frac{|\delta_{DT12}| + |\delta_{DT13}|}{878} \quad (7)$$



a JD1P $M-\theta_c$ 曲线对比



b JD2P $M-\theta_c$ 曲线对比

图 8 试件 $M-\theta_c$ 曲线

Fig. 8 $M-\theta_c$ curves

由式(2)求得 JD1P、JD2P 转角 θ ,并分别绘出节点的 $M-\theta$ 曲线,如图 9 所示. 由图可见,二者基本一致. 图 9 还列出试件 JD1 和 JD2 的 $M-\theta$ 曲线,用以研究火灾高温对节点力学性能的影响. 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数值,包括受弯承载力 M_y 、受弯承载力对应的转角 θ_y 、极限弯矩 M_{max} 、极限弯矩对应的转角 θ_{max} 、极限转角 Φ_c 、初始转动刚度 K_{ni} 和屈服后刚度 K_p .

2.3 受弯承载力

本文采用 Jaspart^[19] 建议的方法(图 11)确定 JD1P、JD2P 受弯承载力试验值 $M_{y,exp}$,按照 EC3 组件法^[5],采用材料火灾后力学性能计算得到节点受弯承载力理论值 $M_{y,EC3}$. 表 4 列出了 $M_{y,exp}$ 、 $M_{y,EC3}$ 及

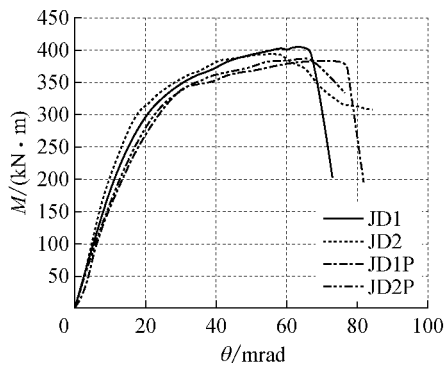
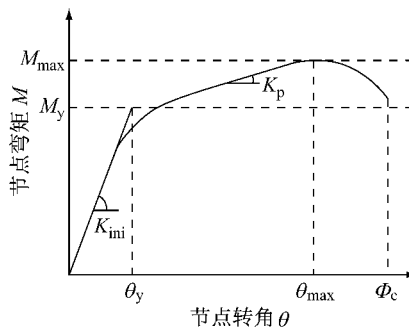
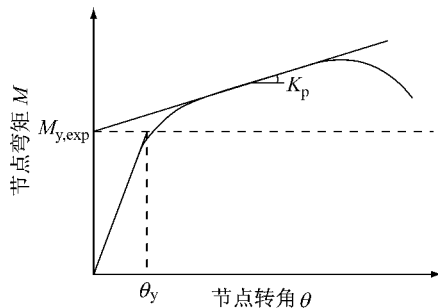
图9 试件 $M-\theta$ 曲线Fig.9 $M-\theta$ curves

图10 节点特征参量

Fig.10 Characteristic parameters of the connection

图11 M_y 确定方法Fig.11 M_y according to Jaspart^[20]

二者比值,由表可见,JD1P、JD2P的 $M_{y,EC3}$ 与 $M_{y,exp}$ 基本相同,故采用材料火灾后的力学性能,EC3预测普通钢梁柱端板螺栓连接节点受弯承载力的方法可以预测高强钢火灾后受弯承载力.表4还列出节点常温下(未受火)的承载力.由表可见,高强钢端板连接节点从550℃冷却至常温后,其受弯承载力可恢复90%以上,这对高强钢结构火灾后的继续使用是十分有利的.

2.4 初始转动刚度

本文由 $M-\theta$ 曲线可得JD1P、JD2P初始转动刚度试验值 $K_{ini,exp}$,按EC3组件法计算得到节点转动刚度理论值 $K_{ini,EC3}$.表5列出了 $K_{ini,exp}$ 、 $K_{ini,EC3}$ 及二

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
JD1P	287.30	263.67	1.09
JD2P	292.37	263.67	1.11

者比值,由表可见,JD1P、JD2P的 $K_{ini,EC3}$ 远大于 $K_{ini,exp}$,故采用EC3组件法计算得到的高强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三方面,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钢的,可能超出EC3建议计算初始转动刚度(K_{ini})方法的适用范围,因此EC3的现行方法是否适用于高强钢节点有待验证;二是节点域火灾温度场分布不均匀,导致火灾后节点域各处的材料力学性能有偏差;三是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钢,故梁截面尺寸较小,导致梁翼缘抗拉刚度不可忽略.表5还列出节点常温下(未受火)的初始刚度.由表可见,高强钢端板连接节点过火550℃冷却至常温后,节点的初始转动刚度可恢复80%以上.

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
JD1P	17 484	34 253	0.52
JD2P	18 632	34 253	0.54

2.5 转动能力

对于普通钢端板连接节点,文献[18]建议:极限转角 Φ_c 达到0.04~0.05 rad即可认为其具有足够的转动能力;Wilkinson^[20]认为,节点的塑性转角 θ_p (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.

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

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

对JD1P、JD2P的 $M-\theta$ 曲线进行分析,并结合式(8)、(9),得到JD1P、JD2P的 Φ_c 、 θ_p ,列于表6.由表可见,节点的 Φ_c 均大于0.05 rad, θ_p 均大于0.03 rad,因此,可认为JD1P、JD2P转动能力良好.表6还列出节点常温下(未受火)的极限转角 Φ_c 、 θ_p .由表可见,高强钢端板连接节点火灾后的转动能力与常温时基本相同.

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
JD1P	21.85	73.57	70.43	81.43
JD2P	21.23	65.39	66.37	76.88

3 理论分析

通过对高强钢和高强螺栓火灾后屈服强度剩余系数^[17,21-22]进行总结发现,高强螺栓火灾后屈服强度的剩余系数低于高强钢(表 7),且二者的差距随过火温度的升高而增大(表 8). 因此,理论上火灾后高强螺栓更易破坏,这可能导致当过火温度超过一定值后,高强钢端板连接节点受拉区火灾后的失效模式与常温时(未过火)相比会发生转变,甚至由延性的端板破坏或端板和螺栓组合破坏转变为脆性的螺栓破坏,该现象不利于结构火灾后的安全性.

表 7 高强钢和高强螺栓火灾后屈服强度剩余系数

Tab. 7 Post-fire yield strength residual factors of high strength steels and bolts

火灾温度/ $^{\circ}\text{C}$	S460	S690	S960	8.8 级高强螺栓	10.9 级高强螺栓
500	1.007	0.997	1.008	0.98	0.83
600	0.980	0.995	0.990	0.87	0.75
700	0.968	0.894	0.722	0.63	0.58
750	0.901	0.749	0.671	0.53	0.48

表 8 高强钢和高强螺栓火灾后屈服强度剩余系数比值

Tab. 8 Ratio between post-fire yield strength residual factors of high strength steels and bolts

火灾温度/ $^{\circ}\text{C}$	S460/8.8	S460/10.9	S690/8.8	S690/10.9	S960/8.8	S960/10.9
500	1.03	1.21	1.02	1.20	1.03	1.21
600	1.13	1.31	1.14	1.33	1.14	1.32
700	1.54	1.67	1.42	1.54	1.15	1.24
750	1.70	1.88	1.41	1.56	1.27	1.40

EN 1993-1-8^[5]推荐的组件法将端板连接节点的受拉区等效为 T 型连接,其失效模式有三种:端板屈服破坏、端板屈服同时螺栓破坏、螺栓破坏,如图 12 所示. EN 1993-1-8^[5]还给出三种失效模式对应的抗拉承载力的计算公式,见式(10)–(15).

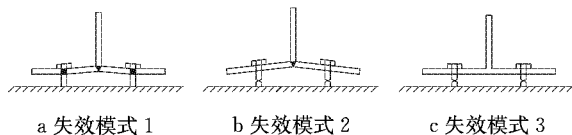


图 12 等效 T 型连接的破坏机制

Fig. 12 Failure mode of T-stub

失效模式 1 对应的抗拉承载力 $F_{T,1}$:

$$F_{T,1} = \frac{4M_{pl,1}}{m} \quad (10)$$

$$M_{pl,1} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y \quad (11)$$

失效模式 2 对应的抗拉承载力 $F_{T,2}$:

$$F_{T,2} = \frac{2M_{pl,2} + n \sum F_b}{m + n} \quad (12)$$

$$M_{pl,2} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y \quad (13)$$

$$F_b = f_{yb} A_s \quad (14)$$

失效模式 3 对应的抗拉承载力 $F_{T,3}$:

$$F_{T,3} = \sum F_b \quad (15)$$

式(10)–(15)中: f_y 为钢材屈服强度; f_{yb} 为螺栓屈服强度; F_b 为单个螺栓的抗拉承载力; $M_{pl,1}$ 和 $M_{pl,2}$ 为相应破坏形式下 T 型连接翼缘的抗弯承载力; $l_{eff,1}$ 和 $l_{eff,2}$ 分别为相应破坏形式下 T 型连接翼缘的受弯塑性铰线长度; t_f 为端板厚度; A_s 为螺栓截面积; m 和 n 为与端板几何尺寸和螺栓分布有关的参数.

T 型连接抗拉承载力 F_T 取三者中的最小值,如式(16)所示.

$$F_T = \min(F_{T,1}, F_{T,2}, F_{T,3}) \quad (16)$$

由于失效模式 3 为脆性破坏,因此应满足:

$$F_{T,3} > F_{T,1}, F_{T,3} > F_{T,2} \quad (17)$$

假定火灾后等效 T 型连接受弯塑性铰线分布与常温相同,则过火温度仅影响高强钢和螺栓的强度,火灾后各破坏机制下 T 型连接的抗拉承载力见式(18)–(23)符号下标加 p 表示火灾后相应的变量.

火灾后失效模式 1 对应的抗拉承载力 $F_{T,1p}$:

$$M_{pl,1p} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_f^2 \alpha_s f_y = \alpha_s M_{pl,1} \quad (18)$$

$$F_{T,1p} = \frac{4M_{pl,1p}}{m} = \alpha_s F_{T,1} \quad (19)$$

式中, α_s 为火灾后高强钢的屈服强度剩余系数.

火灾后失效模式 2 对应的抗拉承载力 $F_{T,2p}$:

$$M_{pl,2p} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 \alpha_s f_y = \alpha_s M_{pl,2} \quad (20)$$

$$F_{bp} = \alpha_b f_{yb} A_s = \alpha_b F_b \quad (21)$$

式中, α_b 为火灾后螺栓的屈服强度剩余系数.

$$\begin{aligned} F_{T,2p} &= \frac{2M_{pl,2p} + n \sum F_{bp}}{m + n} \\ &= \frac{2\alpha_s M_{pl,2} + n \sum \alpha_b F_b}{m + n} \\ &= \alpha_b F_{T,2} + \frac{2(\alpha_s - \alpha_b) M_{pl,2}}{m + n} \end{aligned} \quad (22)$$

火灾后失效模式 3 对应的抗拉承载力 $F_{T,3p}$:

$$F_{T,3p} = \sum F_{bp} = \alpha_b F_{T,3} \quad (23)$$

火灾后 T 型连接抗拉承载力 $F_{T,p,Rd}$ 取三者中的最小值,如式(24)所示。

$$F_{Tp} = \min(F_{T,1p}, F_{T,2p}, F_{T,3p}) \quad (24)$$

同样,由于失效模式 3 为脆性破坏,因此应满足:

$$F_{T,3p} > F_{T,1p}, F_{T,3p} > F_{T,2p} \quad (25)$$

将式(19)、(22)及(23)代入式(25)得:

$$F_{T,3} > \frac{\alpha_s}{\alpha_b} F_{T,1} \quad (26)$$

$$F_{T,3} > F_{T,2} + \frac{2(\frac{\alpha_s}{\alpha_b} - 1)M_{pl,2}}{m+n} \quad (27)$$

对于高强钢结构的抗火设计,需保证火灾后节点不出现脆性破坏的失效模式 3,因而,在设计时建议按式(26)和(27)进行计算,适当调整螺栓规格或等级。对于对已发生火灾但未倒塌的高强钢结构,如知构件和节点所经历的最高火灾温度,同样可按式(26)和(27)判断节点火灾后的失效模式。

4 结论

(1)过火 550 °C 后冷却至常温, Q690 高强钢端板连接节点的失效模式为延性的端板和螺栓组合破坏。EC3 推荐的组件法可准确预测 Q690 高强钢端板连接节点过火 550 °C 后的失效模式;

(2)过火 550 °C 后冷却至常温, Q690 高强钢端板连接节点可恢复 90% 以上的承载力,这对高强钢结构火灾后的继续使用十分有利;

(3)EC3 推荐的组件法可准确预测 Q690 高强钢端板连接节点过火 550 °C 后冷却至常温的受弯承载力,但高估了节点的初始转动刚度;

(4)过火 550 °C 后冷却至常温,高强钢端板连接节点的转动能力与常温(未过火)下基本相同,因此其在火灾后仍具有良好的转动能力;

(5)由于高强钢火灾后材料力学性能的剩余程度大于高强螺栓,故高强钢端板连接节点火灾后可发生失效模式转变,本文给出判断火灾后端板连接节点时效模式的计算公式,为钢结构抗火设计和火灾后检测与鉴定提供依据。

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.

SHI Gang, BAN Huiyong, SHI Yongjiu, *et al.* Overview of research progress for high strength steel structures [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1):1.

[2] 班慧勇, 施刚, 石永久, 等. 超高强度钢材钢结构受力性能研究[C]//钢结构工程研究⑦中国钢协结构稳定与疲劳分会 2008 年学术交会论文集. 北京: 工业建筑杂志社, 2008:29-37.

BAN Huiyong, SHI Gang, SHI Yongjiu, *et al.* Mechanical behavior of ultra-high strength steel structures [C]//Research on Steel Structural Engineering (Volume 7), Proceeding of the 2008 Colloquium Institute of Structural Stability and Fatigue China Steel Construction Society (ISSF, CSCS). Beijing: Industrial Construction Press, 2008: 29-37.

[3] Qiang X, Jiang X, Bijlaard F S K, *et al.* Post-fire behavior of high strength steel endplate connections—part 1: experimental study [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 108: 82.

[4] GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.

GB50017—2003 Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2003.

[5] European committee for standardization. EN 1993-1-8 Eurocode 3-design of steel structures—part 1-8: design of joints [S]. Brussels: CEN, 2005.

[6] European committee for standardization. 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: CEN, 2007.

[7] Coelho A M G, Bijlaard F. High strength steel in building and civil engineering structures: design of connections [J]. Advances in Structural Engineering, 2010, 13(3):413.

[8] Coelho A M G, Bijlaard F S K. Experimental behavior of high strength steel end-plate connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(9):1228.

[9] Coelho A M G, Silva L S da, Bijlaard F S K. Experimental assessment of the ductility of extended endplate connections [J]. Engineering Structures, 2004, 26(9):1185.

[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.

[11] Coelho A M G, Silva L S da, Bijlaard F S K. Ductility analysis of bolted extended end plate beam-to column connections in the framework of the component method [J]. Steel and Composite Structures, 2006, 6(1):33.

[12] 孙飞飞, 孙密, 李国强, 等. Q690 高强钢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. SUN Feifei, Sun Mi, Li Guoqiang, *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.

[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 1: experimental study [J]. Engineering Structures, 2014, 64(4):23.

(下转第 194 页)