

高温下栓钉剪力连接件抗剪性能试验

陈玲珠¹, 李国强^{1,2}, 蒋首超^{1,2}, 王卫永³

(1. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;

3. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要: 为研究高温下栓钉的抗剪性能,对 24 个栓钉推出试件进行了高温下推出试验. 试验考虑了平板、压型钢板肋与钢梁垂直和压型钢板肋与钢梁平行三种混凝土板型式,考察了栓钉在不同温度下不同混凝土板型式中的受力特点和破坏模式. 试验结果表明:平板混凝土试件和压型钢板肋与钢梁平行的试件均为焊缝上侧栓钉剪断破坏,而压型钢板肋与钢梁垂直的试件在温度较低时为混凝土拔出破坏,温度较高时转为栓钉剪断破坏. 另外,三种混凝土板型式中栓钉的抗剪承载力和刚度均随温度的升高而降低,且平板混凝土试件和压型钢板肋与钢梁平行的试件中栓钉的承载力比压型钢板肋与钢梁垂直的试件中栓钉要高. 通过对试验数据的拟合,提出了高温下栓钉抗剪承载力的计算公式.

关键词: 抗剪性能; 栓钉剪力连接件; 高温

中图分类号: TU317.1; TU973.257

文献标志码: A

in the test that the predominant mode of failure for the solid slabs and profiled slabs with trapezoidal steel sheeting parallel to the steel beam was headed stud shear failure while the predominant mode of failure for the profiled slabs with trapezoidal steel sheeting perpendicular to the steel beam was concrete cracking failure at low temperatures and stud shear failure at high temperatures. Also, the ultimate load in solid slabs was generally higher than that in the profiled slabs. In addition, the ultimate load and stiffness decreased with increasing temperature for all slabs. By analyzing the test results, an empirical equation was proposed to calculate the shear capacity of studs at high temperatures.

Key words: shear performance; headed stud shear connectors; elevated temperatures

Experimental Studies on Behavior of Headed Stud Shear Connectors at Elevated Temperatures

CHEN Lingzhu¹, LI Guoqiang^{1,2}, JIANG Shouchao^{1,2}, WANG Weiyong³

(1. Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: Twenty-four push-out tests were carried out in Tongji University to investigate the performance of the shear stud at elevated temperatures. Three different floor arrangements including solid slabs, composite slabs with trapezoidal steel sheeting parallel to the steel beam and composite slabs with trapezoidal steel sheeting perpendicular to the steel beam, were considered in tests. It was observed

钢-混凝土组合梁由于其高度小、自重轻、延性好等优点广泛应用于建筑结构和桥梁结构中. 钢-混凝土组合梁一般由钢梁和混凝土板组成. 剪力连接件是组合梁中钢梁与混凝土板实现共同作用的关键,其主要作用是传递两者之间的纵向剪力以及抵抗钢梁与混凝土板之间的掀起作用. 栓钉是目前广泛应用的一种剪力连接件. 高温下栓钉的抗剪性能是组合梁的抗火性能设计的重要内容. 国内外学者对常温下栓钉连接件的受力性能进行了许多试验和有限元研究^[1-3],并且各国规范中也给出了常温下栓钉抗剪承载力设计公式. 常温下,剪力连接件根部处于拉-剪-弯组合作用状态,受力机理复杂,在高温情况下,混凝土板中温度分布不均匀,存在热应力,剪力连接件的受力更加复杂. 目前对高温下栓钉的抗剪性能的研究较少. 1997 年, Zhao 等^[4]采用推出试验装置,通过恒载升温试验,对高温下平板和压型钢板肋与钢梁垂直混凝土板中栓钉的抗剪性能进行了

收稿日期: 2012-08-13

基金项目: 土木工程防灾国家重点实验室开放课题(SLDRCE-MB-05)

第一作者: 陈玲珠(1988—),女,博士生,主要研究方向为组合梁抗火性能. E-mail: 2lingzhuchen@tongji.edu.cn

通讯作者: 蒋首超(1971—),男,副教授,工学博士,主要研究方向为钢结构和组合结构的抗火理论与设计方法及火灾后鉴定与加固.

E-mail: scjiang@tongji.edu.cn

研究,通过对试验数据的拟合给出了高温下栓钉承载力的计算公式,并被欧洲规范采用^[5]. 2009年,Choi等^[6]采用改进的推出试验装置,通过恒温加载试验,对高温下栓钉的抗剪性能进行了研究,也给出了高温下栓钉承载力的建议公式. 2011年,Mirza等^[7]对高温下平板和压型钢板与钢梁垂直混凝土板中栓钉的抗剪性能进行了试验研究,研究表明平板混凝土中栓钉的承载力一般比带压型钢板中栓钉的承载力高,而平板混凝土中栓钉的延性则比带压型钢板中栓钉的承载力差,并通过对试验数据的拟合得到了高温下栓钉承载力的计算公式.

虽然目前有一些高温下栓钉承载力的建议公式,但是中国规范中没有对高温下栓钉的抗剪承载力设计方法作出相关规定. 本文分别对平板、压型钢板与钢梁垂直和压型钢板与钢梁平行三种形式混凝土板中栓钉进行高温下推出试验,通过试验分析给出了高温下栓钉抗剪承载力的计算建议.

1 试验概况

1.1 试验目的

栓钉的力学特性主要有抗剪承载力和荷载-滑移性能. 本文试验目的主要是考察不同温度下不同混凝土板型推出试件的温度场分布特点和破坏模式,得到栓钉抗剪承载力随温度的退化规律和高温下栓钉的荷载滑移性能.

1.2 试件设计和安装

试验共设计制作了 24 个推出试件,所有试件都根据欧洲规范 BS EN1994-1-1^[8]中相关规定进行设计,并根据试验炉的尺寸做了一些修改. 每个构件由一根焊接 H 型钢梁、两块矩形混凝土板和两个栓钉组成. 试验中分别考察了三种混凝土板型式:平板、压型钢板肋与钢梁垂直、压型钢板肋与钢梁平行. 试件设计见表 1.

所有栓钉的尺寸均一致,用专业焊枪焊在钢梁翼缘的中心线上. 栓钉直径为 19 mm,长度为 100 mm. 混凝土采用 C30 商品混凝土. 通过对现场浇注的立方体试块的材性试验得到试验时实测混凝土立方体抗压强度为 44.51 MPa,弹性模量为 2.84×10^4 MPa.

钢筋直径采用 10 mm,具体布置见图 1. 压型钢板采用 LK-688 型楼承板,厚度为 0.8 mm. 由于楼承板表面有压痕,压型钢板肋与钢梁垂直混凝土板中栓钉焊接时,焊在了压痕上侧. 钢板和钢筋的实

表 1 推出试件参数

试件编号	混凝土板型式	试验温度/°C	数量/个
F-P-20	平板	20	2
F-P-400		400	2
F-P-500		500	2
F-P-600		600	2
F-YP-20	压型钢板肋与钢梁平行	20	2
F-YP-400		400	2
F-YP-500		500	2
F-YP-600		600	2
F-YC-20	压型钢板肋与钢梁垂直	20	2
F-YC-400		400	2
F-YC-500		500	2
F-YC-600		600	2

测材料强度见表 2. 试验时试验设备布置图见图 2. 试件共布置 8 个位移计,分别用于监测钢梁端部和栓钉处混凝土的绝对位移和相对位移和混凝土块的掀起位移(图 3);在构件上共布置 11 个 K-型热电偶,分别用于监测钢梁翼缘和腹板,栓钉离翼缘 10 mm 和 25 mm,混凝土离翼缘 10、50 和 100 mm 处的温度. 栓钉上的温度通过在栓钉上开 2 mm 宽的槽,再在槽中布置热电偶来测定.

1.3 试验过程

采用 500 kN 千斤顶进行加载. 试件安装完毕后先进行预加载,检查位移计和采集系统是否正常工作,并进行对中. 各项准备工作检查无误后,电炉开始升温. 取栓钉离翼缘 10 mm 处的温度为试验温度,将构件加热到指定试验温度后,将构件加载到破坏. 因为考虑到:① 栓钉沿长度方向的温度分布不是均匀的;② 栓钉根部应力集中明显而且通常是发生破坏的地方;③ 栓钉根部 10 mm 以下温度较接近且在 10 mm 附近布置热电偶对栓钉的受力性能影响较小,所以取栓钉离翼缘 10 mm 处的温度为试验温度.

表 2 实测材料强度

板件	尺寸/mm	材料等级	屈服强度 /MPa	极限抗拉强度 /MPa
钢梁翼缘	12	Q235B	241.0	346.2
钢梁腹板	8	Q235B	244.1	339.9
钢筋	10	HRB335	345.8	462.1
栓钉	19		360.0	475.0

2 试验结果及分析

2.1 试验现象

平板混凝土试件和压型钢板肋与钢梁平行的试

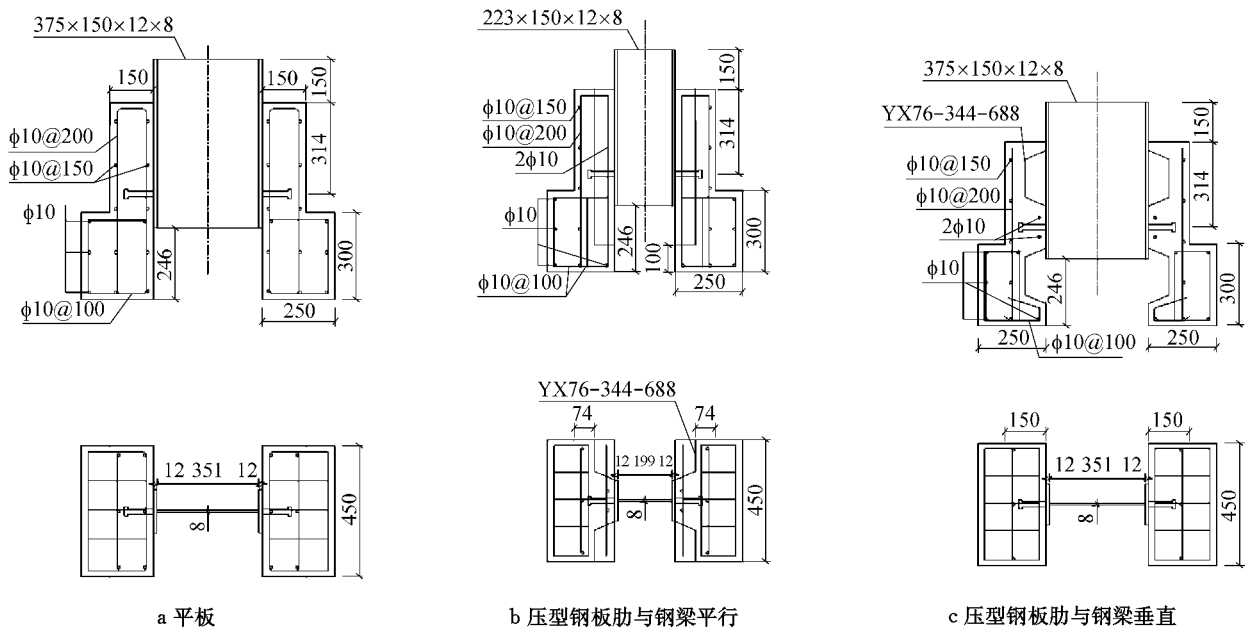


图 1 推出试件截面尺寸(单位:mm)

Fig.1 Dimensions of push-out specimens (unit: mm)

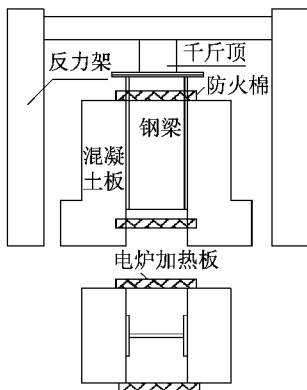


图 2 试验设备布置图

Fig.2 Arrangement of the instrument

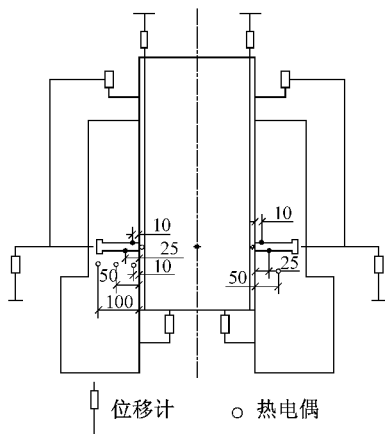


图 3 热电偶和位移计布置图(单位:mm)

Fig.3 Locations of thermocouples and displacement gauges(unit: mm)

件均为焊缝上侧栓钉剪断破坏(图 4),而压型钢板

肋与钢梁垂直的试件在温度较低时为混凝土拔出破坏,温度较高时为栓钉剪断破坏(图 5)。这主要是由于高温下混凝土的温度比栓钉的温度低,混凝土的强度比栓钉强度高,故在温度较低时强度由混凝土肋的破坏控制,在温度较高时强度由栓钉的破坏控制,但是发生这一转变的控制温度有待于进一步研究。需要指出的是压型钢板的具体型式会对试件的破坏模式产生影响,故本文中结论只适用于高宽比较小的压型钢板型式,对于其他型式的压型钢板,还需进一步研究。各构件的试验结果见表 3。表中, Q_T 为高温下栓钉抗剪承载力实测值。

2.2 温度分布

显然,混凝土板沿厚度方向的温度分布是不均匀的。图 6 给出了钢梁、栓钉和混凝土不同位置处的升温曲线。由于电炉的功率较低,炉温的升温曲线与 ISO (International Organization for Standardization) 标准升温曲线不一致,故本试验中栓钉和混凝土板的温度分布与组合梁标准火灾试验中的温度分布不完全一致,但是分布规律是一致的。从图中可以看出,栓钉根部温度低于钢梁翼缘的温度。在混凝土温度达到 100 °C 时,由于水蒸气的蒸发形成一个升温滞后平台。

2.3 荷载—滑移曲线

平板、压型钢板肋与钢梁平行、压型钢板肋与钢梁垂直混凝土板型式中栓钉的荷载—滑移曲线如图 7 所示。从图中可以看出,所有混凝土板型式中栓钉的抗剪承载力和刚度均随温度的升高而降低。图 7 c

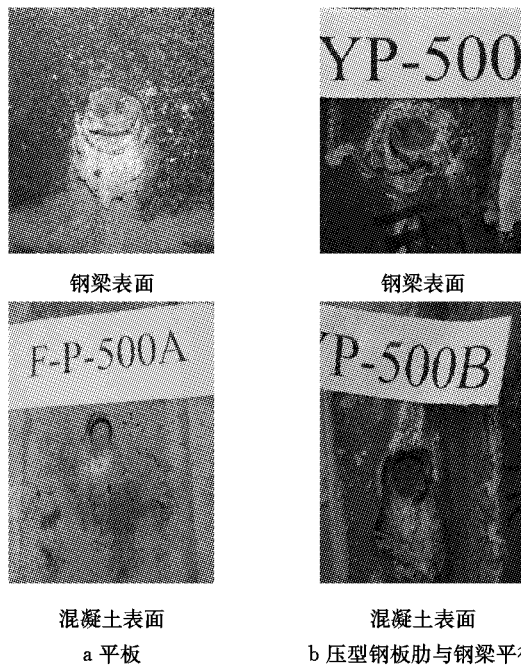


图 4 推出试验后栓钉的典型破坏模式
Fig. 4 Typical failure mode of stud shear connector after push-out test

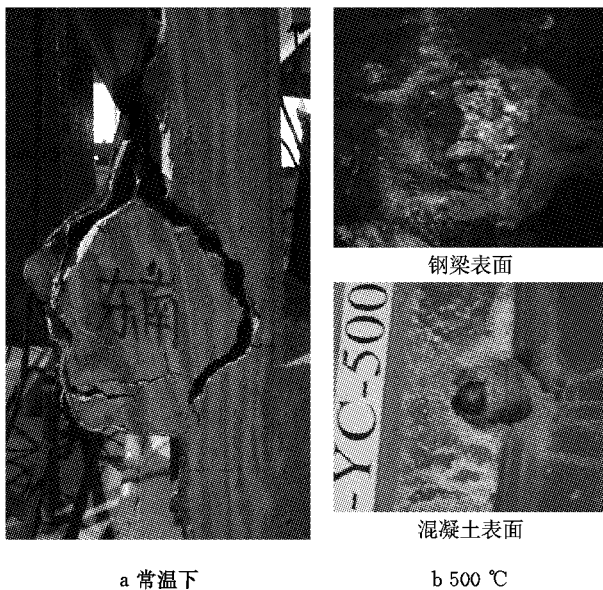


图 5 压型钢板肋与钢梁垂直混凝土板中栓钉破坏模式
Fig. 5 Failure mode of stud shear connector in composite slab with deck perpendicular to the steel beam

中当栓钉温度为 400 °C 时,试件由于栓钉焊接缺陷发生了焊缝破坏,故破坏为脆性破坏,这在施工中应通过严格控制焊缝质量来避免。

2.4 极限荷载

根据图 7 所示荷载—滑移曲线可得到栓钉的极限抗剪承载力。图 8 给出了栓钉极限荷载随温度的下降关系。图中高温下栓钉承载力折减系数为高温

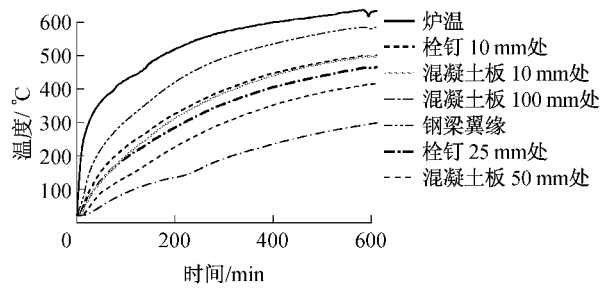


图 6 升温曲线
Fig. 6 Measured temperature development

下栓钉极限荷载与对应楼板型式中栓钉常温下极限荷载值的比。从图 7 和表 3 可以看出,平板混凝土试件和压型钢板肋与钢梁平行的试件中栓钉的极限承载力比压型钢板肋与钢梁垂直的试件中栓钉要高,这主要是因为压型钢板与钢梁垂直的试件中栓钉的受压侧受压混凝土面积较小。另外,平板混凝土试件中栓钉极限承载力稍大于压型钢板肋与钢梁平行的试件中栓钉承载力,但很接近,这主要是由于本文试验中使用的压型钢板肋高宽比较小,压型钢板肋对栓钉的承载力影响较小,相反如果压型钢板肋高宽比较大,压型钢板肋对栓钉的承载力会造成很大的影响,那么压型钢板肋与钢梁平行的试件中栓钉的承载力就要比平板混凝土试件中栓钉承载力低很多。

3 高温下栓钉抗剪承载力计算方法

《钢结构规范》(GB50017—2003)^[9]中规定常温下平板混凝土板中栓钉承载力的计算公式为

$$Q_d = 0.43A_s \sqrt{f_c E_c} \leq 0.7A_s \gamma f \quad (1)$$

式中: f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值,MPa; E_c 为混凝土弹性模量,MPa; A_s 为栓钉截面积,mm²; f 为栓钉抗拉强度设计值,MPa; γ 为栓钉材料抗拉强度最小值与屈服值之比。

对于用压型钢板混凝土组合板做翼缘的组合梁,其栓钉连接件的抗剪承载力设计值应分别按以下两种情况予以降低。

(1) 当压型钢板肋平行于钢梁布置,设 b_w 为混凝土凸肋的平均宽度,mm; h_e 为混凝土凸肋高度,mm, $b_w/h_e < 1.5$ 时,按式(1)算得的承载力应乘以折减系数 β_v , β_v 计算如下:

$$\beta_v = 0.6 \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \leq 1 \quad (2)$$

式中: h_d 为栓钉高度,mm。

(2) 当压型钢板肋垂直于钢梁布置时,栓钉抗

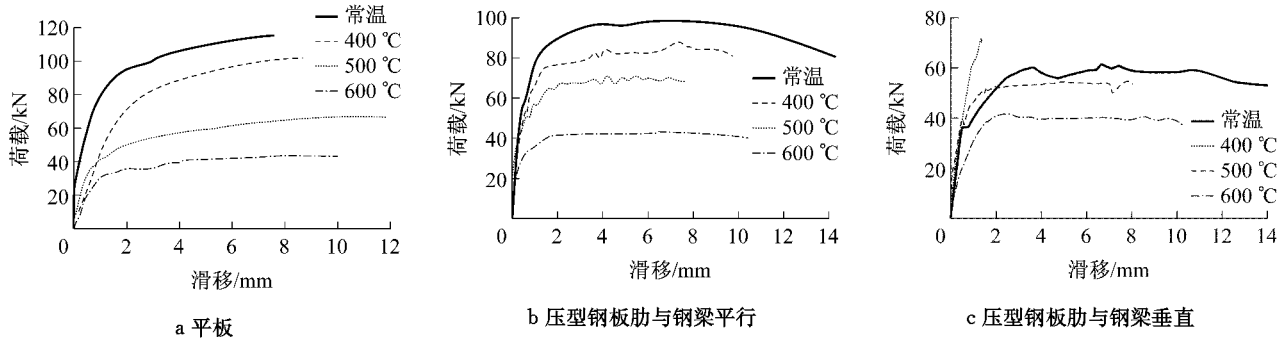


图 7 高温下栓钉荷载—滑移曲线

Fig.7 Load-slip relationship of headed studs at elevated temperatures

表 3 试验结果

Tab.3 Summaries of test results

试件编号	实测温度 / °C	极限荷载 Q_T / kN	平均值 / kN	Q_{dT} / kN	Q_T / Q_{dT}	破坏模式
F-P-20	1	280.0	255.2	188.5	1.4	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	230.4				
F-P-400	1	203.6	196.2	172.4	1.1	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	188.8				
F-P-500	1	150.8	142.3	133.3	1.1	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	133.7				
F-P-600	1	87.3	95.1	85.4	1.1	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	102.9				
F-YP-20	1	197.0	199.5	188.5	1.1	压型钢板与混凝土分离,栓钉剪断 压型钢板与混凝土分离,栓钉剪断
	2	202.0				
F-YP-400	1	175.8	183.2	172.4	1.1	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	190.5				
F-YP-500	1	140.8	134.1	133.3	1.0	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	127.4				
F-YP-600	1	108.5	108.5	85.4	1.3	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	85.4				
F-YC-20	1	138.4	133.6	120.9	1.1	混凝土拔出破坏 混凝土拔出破坏
	2	128.8				
F-YC-400	1	109.7	109.7	110.5	1.0	混凝土拔出破坏 焊缝破坏
	2	142.5				
F-YC-500	1	141.3	108.0	85.5	1.3	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	108.0				
F-YC-600	1	79.1	81.6	60.9	1.3	栓钉剪断 栓钉剪断
	2	84.1				
平均值				1.15		
方差				0.02		

剪承载力设计值的折减系数计算如下:

$$\beta_v = \frac{0.85}{\sqrt{n_0}} \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \leq 1 \quad (3)$$

式中: n_0 为在梁某截面处一个肋中布置的栓钉数, 当多于 3 个时, 按 3 个计算.

高温下栓钉抗剪承载力可由式(4)计算所得:

$$Q_{dT} = k_T Q_d \quad (4)$$

式中: k_T 为高温下栓钉抗剪承载力折减系数; Q_d 为常温下抗剪承载力计算值. 三种楼板型式栓钉抗剪承载力折减系数 k_T 均可按式(5)计算所得:

$$k_T = \begin{cases} 1.0, & 20 \leq T_s < 375 \\ 6.35 \times 10^{-9} T_s^3 - 1.341 \times 10^{-5} T_s^2 + \\ 7.382 \times 10^{-3} T_s - 0.2168, & 375 \leq T_s < 1000 \\ 0.5 - T_s / 2400, & 1000 \leq T_s < 1200 \end{cases} \quad (5)$$

式中: T_s 为钢梁上翼缘温度. 组合梁中钢梁翼缘温度可根据《建筑钢结构防火技术规范》^[10] 中规定, 按三面受火计算.

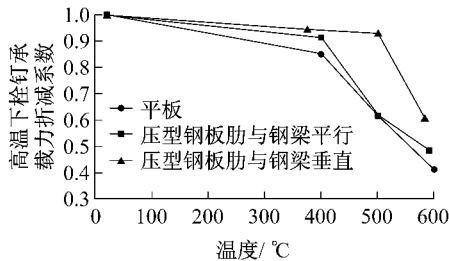


图8 栓钉抗剪承载力随温度的退化关系

Fig.8 Ultimate shear load versus temperature

根据欧洲规范 BS EN1994-1-2 的规定, 栓钉根部温度可取为钢梁上翼缘温度的 0.8 倍. 通过与试验数据的对比发现, 当发生栓钉剪断破坏时, 高温下栓钉承载力的折减系数可取高温下钢材的强度折减系数. 通过对《建筑钢结构防火技术规范》中计算高温下钢材材料强度折减系数的公式进行修改即得到式(5).

从图 9 中可以看出, 建议公式计算所得的结果跟试验数据吻合较好. 按式(4)计算所得的高温下栓钉承载力与试验实测值对比见表 3. 由于 F-YC-500-1 的结果比常温下承载力大, 不太合理, 故在分析中不予考虑, F-YC-400-2 由于发生焊缝破坏, 也不予考虑. 从表 3 可以看出, 式(4)能较稳定地预测高温下栓钉的抗剪承载力. 由于本试验中试件主要发生栓钉剪断破坏, 对于发生混凝土压碎破坏的情况(主要是在温度较低时, 混凝土强度相对于栓钉强度较小时发生; 当温度较高时, 由于栓钉升温比混凝土板快, 一般发生栓钉剪断破坏), 高温下栓钉的承载力折减系数仍需进一步研究, 才能得出结论, 且本文试验只考虑了一种压型钢板型式(LK-688), 对于其他

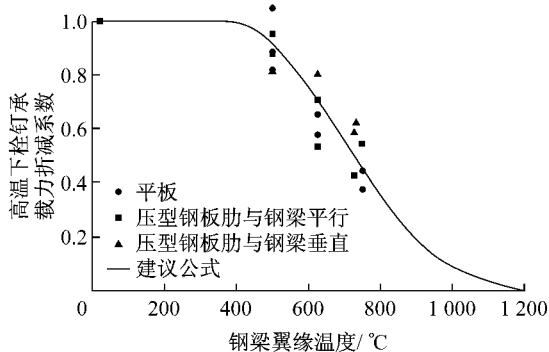


图9 建议公式计算结果与试验对比

Fig.9 Comparison between the predicted and test results

压型钢板型式仍需进一步研究.

4 结论

通过对 24 个推出试件进行了高温下推出试验, 比较了三种混凝土板型中栓钉荷载—滑移曲线的差异, 得到如下结论:

(1) 平板混凝土试件和压型钢板肋与钢梁平行的试件均为焊缝上侧栓钉剪断破坏, 而压型钢板肋与钢梁垂直的试件在温度较低时为混凝土拔出破坏, 温度较高时为栓钉剪断破坏.

(2) 所有混凝土板型式中栓钉的抗剪承载力和刚度均随温度的升高而降低, 且平板混凝土试件和压型钢板肋与钢梁平行的试件中栓钉的承载力比压型钢板肋与钢梁垂直的试件中栓钉要高.

(3) 本文给出的高温下栓钉抗剪承载力设计公式能较准确且偏于安全地预测栓钉高温下抗剪强度.

参考文献:

- [1] Vjest I M. Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel T-beams [J]. Journal of the American Concrete Institute, 1956, 27(8):875.
- [2] Ollgaard J G, Slutter R G, Fisher J W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete [J]. Engineering Journal, 1971, 8(2):55.
- [3] Lam D, El-Lobody E. Behaviour of headed studs shear connectors in composite beam [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(1):96.
- [4] Zhao B, Kruppa J. Property and service performance; fire resistance of composite slabs with profiled steel sheet and of composite steel concrete beams, part 2: composite beams[R]. Luxembourg: Directorate-General Science, Research and Development, 1997.
- [5] BS EN 1994-1-2 Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures, part 1-2: general rules-structural fire design[S]. London: British Standards Institution, 2005.
- [6] Choi S K, Han S H, Kim S B, et al. Performance of shear studs in fire[C]//Proceedings of International Conference on Application of Structural Fire Engineering. Prague: Czech Technical University in Prague, 2009: 490-495.
- [7] Mirza O, Uy B, Krezo S. Experimental studies on the behaviour of headed stud shear connectors for composite steel concrete beams under elevated temperatures[C]//Advances in Steel and Aluminium Structures-7th International Conference on Steel and Aluminium Structures. Malaysia: Research Publishing Services, 2011: 467-473.
- [8] BS EN 1994-1-1 Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures, part 1-1: general rules and rules for buildings[S]. London: British Standards Institution, 2004.

[9] GB 50017—2003 钢结构设计规范[S].北京:中华人民共和国建设部,2003.
GB50017—2003 Code for design of steel structures [S]. Beijing: Ministry of Construction of the People's Republic of China, 2003.

[10] CECS 200:2006 建筑钢结构防火技术规范[S].北京:中国计划出版社,2006.
CECS 200:2006 Code fire safety of steel structures in buildings [S]. Beijing: China Planning Press, 2006.

(上接第 1139 页)

系数影响很大,SSP 模型次之. BIL 模型有很强的恢复到原点的能,承载力的后期退化对其调整系数谱几乎没有影响.

(2) 实践中取承载力退化多少来定义延性系数,根据本文的研究发现对 SSP, BIL 模型可以适当放宽要求. 对退化的 MEPP 模型,得到了与承载力退化模型等效的理想弹塑性模型. 即有退化的结构的承载力的要求是理想弹塑性模型的 α_{EK} 倍,同时对变形能力的需求也是理想弹塑性模型的 α_{EK} 倍.

参考文献:

[1] Park R. Ductility evaluation from laboratory and analytical testing [C]//Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto:IAEE, 1988; 605-616.
[2] Kazemi M T. Seismic shear strengthening of R/C columns with ferrocement jacket [J]. Cement and Concrete Composites, 2005, 27:834.
[3] Usami T, Ge H B. Cyclic behavior of thin-walled steel structures—numerical analysis [J]. Thin-Walled Structures, 1998, 32:41.
[4] FEMA356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington D C: Federal

Emergency Management Agency, 2000.
[5] Vidic T, Fajfar P, Fischinger M. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1994, 23:507.
[6] Mahin S A, Bertero V V. Problems in Establishing and predicting ductility in structural design[C]//Proceedings of the International Symposium on Earthquake Structural Engineering. Missouri:[s. n.], 1976; 613-628.
[7] 中国工程建设标准化协会. CECS160—2004 建筑工程抗震性态设计通则(试用)[S].北京:中国计划出版社,2004.
China Engineering Construction Standardization Society. CECS160—2004 General rules for performance-based seismic design of buildings[S]. Beijing: China Planning Press, 2004.
[8] Zhao Y F, Tong G S. An investigation of characteristic periods of seismic ground motion [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13: 540.
[9] 蔡志恒,双周期标准化的弹塑性反应谱研究[D].杭州:浙江大学土木工程学系,2011.
CAI Zhiheng. Inelastic spectra normalized by two characteristic periods[D]. Hangzhou: College of Civil Engineering and Architecture of Zhejiang University, 2011.
[10] 罗桂发,钢支撑和框架的弹塑性抗侧性能及其协同工作[D].杭州:浙江大学土木工程学院,2012.
LUO Guifa. Elastic-plastic resistances of steel brace, moment-resisting frame and their cooperation in dual system[D]. Hangzhou: College of Civil Engineering and Architecture of Zhejiang University, 2012.