

火灾后预应力混凝土简支板力学性能试验

郑文忠, 侯晓萌, 陈伟宏

(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 150090 哈尔滨, zhengewenzhong@hit.edu.cn)

摘要: 为了研究火灾后预应力混凝土板的承载力、变形和板中预应力筋有效应力的退化规律, 进行了13块无粘结和1块有粘结预应力混凝土单向简支板火灾后力学性能试验. 根据火灾下温度场分布沿板厚方向将截面分条带, 引入火灾后钢筋、混凝土本构关系, 基于截面轴力、弯矩平衡, 获得了火灾下预应力混凝土板任意截面的弯矩-曲率关系全曲线, 进而对截面曲率积分可求得简支板的变形. 试验结果表明: 初始有效应力越高、受火时间越长, 火灾后预应力损失越大; 保护层厚度越小、受火时间越长、荷载水平越大, 火灾后板承载力降低幅度越大; 相同条件下, 火灾后有粘结板预应力混凝土板承载力降低幅度较无粘结预应力混凝土板大. 根据试验结果拟合出火灾后无粘结预应力混凝土简支板中无粘结筋剩余应力、极限应力的计算公式, 提出了火灾后预应力混凝土板正截面承载力计算公式.

关键词: 预应力混凝土简支板; 火灾后; 钢丝应力; 承载力; 变形

中图分类号: TU378.5; TU352.5

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2011)02-0008-06

Experiment and analysis on mechanical performance of prestressed concrete simply-supported slab after elevated temperature

ZHENG Wen-zhong, HOU Xiao-meng, CHEN Wei-hong

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China, zhengewenzhong@hit.edu.cn)

Abstract: To research the load-bearing capacity, deflection and effective prestress in steel wire of prestressed concrete (PC) slabs after elevated temperature, experiments on mechanical performance of thirteen unbonded and one bonded PC simply-supported slab after elevated temperature were completed. The section of the slab was divided into strips along its depth according to the distribution of temperature field, and the strain-stress relationship of concrete and steel after elevated temperature were introduced, and then the moment-curve of the PC slab was obtained based on equilibrium equations of force and moment on slab section, therefore, the deflection of slab could be obtained by curve integral of section. The experimental results show that: the prestress losses in stress wire in the PC slab after elevated temperature increases with the rise of the effective prestress at ambient temperature and the heating time. The rate of load-bearing capacity degradation of the PC slab increases with the rise of heating time and load level and the decrease of concrete cover. The rate of load-bearing capacity degradation of bonded PC slab after elevated temperature is larger than that of the unbonded PC slab in the same condition. The residual stress and ultimate stress in unbonded stress wire in the PC slab were obtained by fitting curve of experimental data, and the calculation method for normal section load-bearing capacity of the PC slab was established.

Key words: prestressed concrete simply-supported slab; after elevated temperature; stress in steel wire; load-bearing capacity; deflection

收稿日期: 2009-10-06.

基金项目: 长江学者特聘教授奖励计划(2009-37);

黑龙江自然科学基金资助项目(E201037).

作者简介: 郑文忠(1965—), 男, 长江学者特聘教授, 博士生导师.

结构抗火设计需要同时满足结构火灾下与火灾后的安全, 以往的抗火研究多集中在结构构件在火灾下的力学性能研究, 而目前尚未有较合理的火

灾后预应力混凝土结构损伤评估方法. 文献[1]给出了火灾后钢筋混凝土梁板承载力计算简化方法,但未能给出火灾后预应力混凝土梁板的承载力计算方法;文献[2]进行了26根火灾后无粘结预应力混凝土扁梁受力性能试验,但没有提出火灾后无粘结筋剩余应力、极限应力的计算方法. 本文进行14块火灾后预应力混凝土简支板受力性能试验,获得其裂缝分布与开展、变形发展、正截面承载力、火灾后无粘结筋剩余应力、无粘结筋应力增长规律,提出了火灾后预应力混凝土板的剩余应力、极限应力与正截面承载力计算公式,并给出了火灾后预应力混凝土简支板变形的分析方法,为进行火灾后预应力混凝土结构损伤评估与修复提供基础性素材.

1 试 验

1.1 试件参数

表1列出了火灾后预应力混凝土简支板试件

表1 各试验板关键参数

编号	保护层 厚/mm	预应力 度 PPR	常温下 σ_{pe}/MPa	荷载 水平	A_p	A_s	板断面 尺寸	火灾后 σ_{pe}/MPa	重新张拉 σ_{pe}/MPa	$f_{cu,m}/$ MPa	含水率/受火时间/ % min	
UPSS-1	15	0.41	655	0.42	3 Φ^{p5}	2 $\Phi^{6.5}+3\Phi^8$	600×80	349	693	56.9	3.98	68
UPSS-2	15	0.54	780	0.45	3 Φ^{p5}	3 Φ^8	600×80	320	708	48.2	3.50	68
UPSS-3	15	0.70	1013	0.52	5 Φ^{p5}	3 Φ^8	600×80	579	809	56.9	3.98	68
UPSS-4	25	0.42	806	0.54	3 Φ^{p5}	5 Φ^8	600×90	604	908	52.1	2.36	68
UPSS-5	25	0.56	988	0.34	3 Φ^p	2 $\Phi^{6.5}+2\Phi^8$	600×90	343	343	52.0	3.29	112
UPSS-6	25	0.68	651	0.44	5 Φ^p	2 $\Phi^{6.5}+1\Phi^8$	600×90	606	761	52.1	2.36	68
UPSS-7	30	0.42	1022	0.43	2 Φ^p	3 $\Phi^{6.5}+2\Phi^8$	600×95	766	766	52.0	3.29	112
UPSS-8	30	0.56	701	0.52	4 Φ^p	2 $\Phi^{6.5}+2\Phi^8$	600×95	298	298	47.3	3.49	112
UPSS-9	30	0.72	842	0.36	5 Φ^{p5}	2 $\Phi^{6.5}+1\Phi^8$	600×95	755	755	22.8	1.83	112
PSS-1	25	0.55	900	0.35	3 Φ^{p5}	2 $\Phi^{6.5}+3\Phi^8$	600×90	—	—	41.3	2.67	112
UPSA-1	15	0.43	678	—	3 Φ^{p5}	2 $\Phi^{6.5}+3\Phi^8$	600×80	582	1001	40.9	2.77	27
UPSA-3	30	0.50	989	—	2 Φ^{p5}	3 $\Phi^{6.5}+2\Phi^8$	600×95	648	989	47.3	3.49	27
UPSA-4	30	0.42	674	—	6 Φ^{p5}	1 $\Phi^{6.5}+2\Phi^8$	600×95	559	916	22.8	1.83	27
UPSA-S	15	0.48	900	—	1 Φ^s15	4 Φ^8	600×80	—	—	48.2	3.50	27

注:所有简支板板长/计算跨度均为3 500/3 300 mm,板断面尺寸项中的数据单位为 mm;编号为 UPSA-1、UPSA-3、UPSA-4、UPSA-S 这4块板作用荷载仅为板自重;PSS-1为先张有粘结板,其余试验板为后张无粘结板.

1.2 试验方法

凿去各简支板迎火面混凝土,用设计强度等级为M10的砂浆置换,对原有裂缝进行灌浆,灌浆料配比按 m (水泥): m (107 胶): m (水) = 1.0:0.2:0.6. 重新张拉部分无粘结预应力混凝土简支板预应力钢丝,考察预应力筋有效应力对板承载力、变形的影响. 简支板采用三分点加载,测量板在各级荷载作用下跨中变形,支座沉降,钢丝应力的变化. 试验初始阶段加载幅度按破坏荷载预估值的5%递增,每级加载后,持续5 min,待变形稳定后记录跨中挠度与支座沉降,同时采集预应力筋拉压传感器读数,板接近极限荷载后,按位

的关键参数与配筋情况. 预应力混凝土简支板受火升温曲线表达式为

$$\theta = 300\lg(8t + 1) + \theta_0.$$
 (1)

式中: θ 为火面环境温度,℃; t 为受火时间,min; θ_0 为室温,取为14℃.

受火试验中板的荷载是通过合理布置砝码来实现的. 通过燃烧燃油来实现炉内升温. 先将外荷载施加到拟定水平,然后按式(1)升温曲线对试验板升温. 预应力混凝土简支板受火后自然冷却,随后进行承载力试验. 通过预埋于预应力混凝土板中镍铬-镍硅热电偶测量火灾下混凝土温度,根据温度场实测结果确定温度场分析时的热工参数,进而用 ANSYS 有限元软件计算得到火灾下与火灾后的试验板温度场分布,计算预应力简支板温度场的热工参数与预应力混凝土简支板抗火试验的详细信息见文献[3-4].

移控制加载,位移增量为5 mm,受压区混凝土被压碎后停止加载.

1.3 试验现象

以简支板 UPSS-1 为例描述试验现象,其余试验板的试验现象与此相似. 板 UPSS-1 迎火面混凝土未剥落,将迎火面混凝土凿掉,并用 M10 砂浆置换(实测抗压强度平均值为15.8 MPa),试验前测得火灾后预应力钢丝的剩余应力为349 MPa,试验时将所有钢丝均重新张拉至693 MPa. 随着外荷载增大,板 UPCS-1 的裂缝宽度、跨中变形和预应力钢丝应力不断增大,当外荷载达4.11 kN时,加载千斤顶达到位移量程,混凝

土被轻微压碎,此时预应力钢丝的极限应力为 921 MPa. 预应力钢丝应力早期增长缓慢,后期增长迅速. 加载前跨中变形为 91.5 mm,卸载后跨中变形为 162 mm.

1.4 测试结果

通过穿心式千斤顶重新张拉预应力钢丝测量

火灾后预应力钢丝的剩余应力,通过位移计测量试验板在各荷载作用下的跨中变形,通过在无粘结预应力钢丝端部布置拉压传感器(量程 50 kN)来测量试验板在各级荷载作用下的钢丝应力,图 1 给出 3 块试验板的荷载-跨中变形曲线与荷载-钢丝应力曲线.

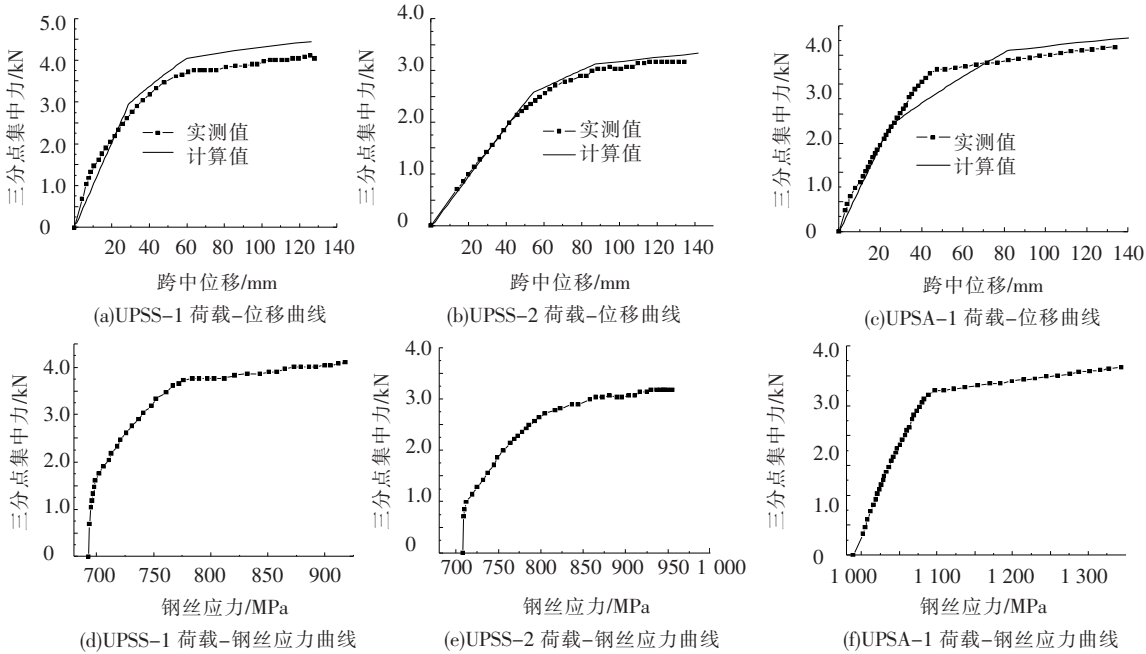


图 1 部分试验板荷载-位移、荷载-钢丝应力曲线

2 火灾后预应力混凝土简支板正截面承载力

2.1 火灾后无粘结预应力钢丝剩余应力

综合考虑常温下有效预应力 σ_{pe} , 受火时间 t , 试验板跨中截面预应力钢丝混凝土保护层厚度与板厚比值 c/h , 荷载水平 η , 试验板跨中截面综合配筋指标 β 等 5 个参数的影响,对本次抗火试验获得的 12 块预应力简支板火灾后剩余应力实测值进行拟合,可得如下火灾后简支板中无粘结预应力钢丝剩余应力 $\sigma_{p,A}$ 计算公式为

$$\sigma_{p,A} = \sigma_{pe} - \frac{f(\bar{t}) \times f(\bar{\sigma}_{pe}, \bar{t})f(\eta, \bar{t})f(c/h, \bar{t})}{f(\beta, \bar{t})} \tag{2}$$

式中: $f(\bar{t}) = 2.492\bar{t}^2 + 1.220\bar{t}$; $f(\bar{\sigma}_{pe}, \bar{t}) = (-0.864\bar{t} + 0.384)\bar{\sigma}_{pe} - 2.841$; $f(\eta, \bar{t}) = (2.492\bar{t} + 1.220)\eta$; $f(c/h, \bar{t}) = (0.972\bar{t}^2 - 2.914\bar{t} + 2.039)c/h + 0.005$; $f(\beta, \bar{t}) = (0.274\bar{t} - 0.07)\beta$; $\bar{t} = t/(60\text{ s})$, $\bar{t} \leq 1.5$, $\bar{\sigma}_{pe} = \sigma_{pe}/\text{MPa}$, $\bar{c} = c/\text{mm}$, $\beta = (A_p\sigma_{pe} + A_f f_y)/f_c b h_p$; f_c 为常温下混凝土棱柱体抗压强度; h_p 为跨中截面预应力钢丝合力点到板受压区顶面的距离; 将 t 除以 60 s, σ_{pe} 除以

MPa, 进行量纲 1 处理, 式(2) 计算值与实测值比值的平均值 $\bar{X} = 1.037$, 标准差 $\sigma = 0.159$, 变异系数 $\delta = 0.153$. 计算值与实测值对比如图 2 所示, 可见计算值与实测值吻合较好.

2.2 火灾后无粘结预应力钢丝极限应力

综合考虑 $\sigma_{p,A}$ (火灾后无粘结预应力钢丝剩余应力, 以 MPa 计), σ_{pe} , t , c/h , η , β 共 5 个参数的影响,对本次抗火试验获得的 12 块预应力简支板火灾后极限应力实测值进行拟合,可得火灾后简支板中无粘结预应力钢丝极限应力 $\sigma_{pu,A}$ 计算公式为

$$\sigma_{pu,A} = \sigma_{p,A} + \frac{f(\bar{t}) \times f(\bar{\sigma}_{pe}, \bar{t})f(\eta, \bar{t})f(c/h, \bar{t})}{f(\beta, \bar{t})} \tag{3}$$

式中: $f(\bar{t}) = 1.091\bar{t}^2 + 2.223\bar{t}$; $f(\bar{\sigma}_{pe}, \bar{t}) = (0.005\bar{t} - 0.004)\bar{\sigma}_{pe} + 2.673$; $f(\eta, \bar{t}) = (1.095\bar{t} + 2.220)\eta$; $f(c/h, \bar{t}) = (-1.618\bar{t}^2 - 0.946\bar{t} - 0.468)c/h + 2.195$; $f(\beta, \bar{t}) = (1.471\bar{t} - 0.631)\beta$.

式(3) 计算值与实测值比值的平均值 $\bar{X} = 0.965$, 标准差 $\sigma = 0.122$, 变异系数 $\delta = 0.127$. 计算值与实测值对比如图 3 所示, 可见计算值与实测值吻合较好.

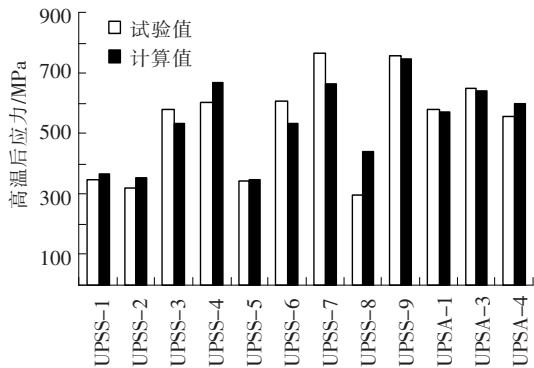


图2 火灾后简支板预应力钢丝剩余应力

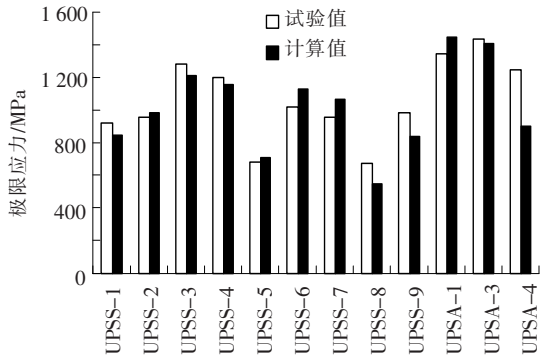


图3 火灾后简支板中预应力钢丝极限应力试验值与式(3)计算值对比

综合考虑 $\sigma_{pe,A}$ (火灾后重新张拉无粘结预应力钢丝后的应力,以 MPa 计), σ_{pe} , t , c/h , η , β_z 共 5 个参数的影响,对本次抗火试验获得的 12 块预应力简支板火灾后极限应力实测值进行拟合,可得如下火灾后简支板中无粘结预应力钢丝极限应力 $\sigma_{pu,A}$ 计算公式为

$$\sigma_{pu,A} = \sigma_{pe,A} + \frac{f(\bar{\sigma}_{pe}, \bar{t})f(\eta, \bar{t})f(c/h, \bar{t})}{f(\beta_z, \bar{t})}. \quad (4)$$

式中: $f(\bar{\sigma}_{pe}, \bar{t}) = (0.325\bar{t} - 0.161)\bar{\sigma}_{pe} + 18.837$; $f(\eta, \bar{t}) = (1.746\bar{t} - 0.104)\eta$; $f(c/h, \bar{t}) = 1.512\bar{t}^2 - 4.772\bar{t} + 3.285c/h + 0.192$; $f(\beta_z, \bar{t}) = (1.293\bar{t} - 0.566)\beta_z$.

式(4)计算值与实测值比值的平均值 $\bar{X} = 0.979$, 标准差 $\sigma = 0.095$, 变异系数 $\delta = 0.097$. 计算值与实测值对比如图 4 所示,吻合较好.

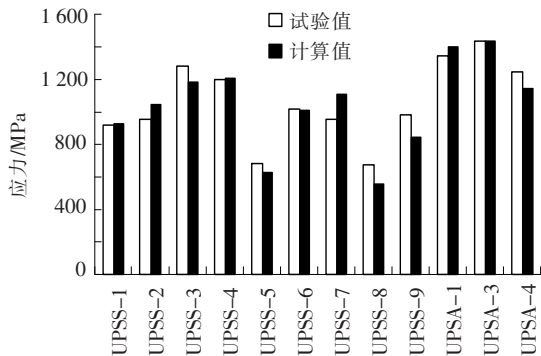


图4 火灾后简支板中预应力钢丝极限应力试验值与式(4)计算值对比

2.3 火灾后预应力混凝土简支板正截面承载力

火灾后预应力混凝土简支板截面温度场分布不均匀,材料性能退化不均匀,根据火灾下温度场分布沿板厚方向将截面分条带,按混凝土、受力钢筋火灾后的实际强度进行简支板承载力计算.

火灾后无粘结预应力混凝土简支板承载力计算公式为

$$\begin{aligned} M_{u,A} + M_{p,A} &= A_s f_{y,A} (h_s - R\Delta h/2) + \\ &A_p \sigma_{pe,A} (h_p - e_p - R\Delta h/2) + \\ &A_p (\sigma_{pu,A} - \sigma_{pe,A}) (h_p - R\Delta h/2); \\ \sum_{j=1}^R \alpha_i f_{c,j,A} b \Delta h &= A_s f_{y,A} + A_p \sigma_{pu,A}. \end{aligned} \quad (5)$$

式中: $M_{u,A}$ 为火灾后无粘结预应力混凝土简支板正截面极限弯矩值; $M_{p,A}$ 为火灾后在端部预加力及预应力引起的结间等效荷载作用下控制截面的弯矩值^[5]; $\sigma_{pe,A}$ 、 $\sigma_{pu,A}$ 分别为火灾后无粘结筋的有效应力、极限应力, $\sigma_{pe,A}$ 按实测值取用, $\sigma_{pu,A}$ 按式(3)计算; $f_{y,A}$ 为火灾后非预应力筋的抗拉强度,按文献[6-7]提供的相关公式进行计算; $f_{c,j,A}$ 为火灾后 j 条带混凝土轴心抗压强度,按强度退化规律按文献[8]提供的相关公式进行计算;其余符号意义见文献[9].

对有粘结预应力混凝土板,由于受压区混凝土被压碎时,其预应力筋强度仅能达到非预应力筋强度屈服值,在没有更多试验数据的前提下,可取火灾后预应力筋的强度设计值 $f_{py,A} = f_{y,A}$,代替无粘结筋极限应力 $\sigma_{pu,A}$,代入式(5)即可.

预应力混凝土简支板抗弯承载力实测值与按式(5)计算值的对比如表 2 所示,计算值与实测值比值的平均值 $\bar{X} = 1.020$, 标准差 $\sigma = 0.068$, 变异系数 $\delta = 0.069$. 从表 2 可以看出,保护层厚度越小、受火时间越长、荷载水平越大,板承载力降低幅度越大;在受火时间、保护层、荷载水平相同、配筋情况相似的情况下 (UPSS-5 与 PSS-1),配筋率稍大的先张板 PSS-1 承载力下降幅度大.

3 火灾后无粘结预应力混凝土简支板变形计算

3.1 火灾后混凝土、钢筋的本构关系

采用文献[8]提供的火灾后混凝土本构关系

$$y = \begin{cases} 0.628x + 1.741x^2 - 1.371x^3, & x \leq 1; \\ \frac{0.674x - 0.217x^2}{1 - 1.326x + 0.783x^2}, & x > 1. \end{cases}$$

式中: $y = \sigma/f_{c,T}(\theta)$, $x = \varepsilon/\varepsilon_{0,T}(\theta)$, $f_{c,T}(\theta)$ 、 $\varepsilon_{0,T}(\theta)$ 分别为经历最高温度为 θ 之后,混凝土立

方体的峰值应力,峰值应变.

公式为

文献[8]提供的火灾后混凝土峰值应力计算

$$f_{c,T}(\theta)=\begin{cases}\left[1.0-0.582\left(\frac{\theta-20}{1\,000}\right)\right]f_c,\theta\leqslant200\text{ }^{\circ}\text{C};\\ \left[1.146-1.393\left(\frac{\theta-20}{1\,000}\right)\right]f_c,\theta>200\text{ }^{\circ}\text{C}.\end{cases}$$

表 2 火灾后简支板承载力实测值与计算值的对比

编号	火灾后 $\sigma_{pu,A}/$ MPa	实测 $M_{u,A}/$ (kN·m)	计算 $M_{u,A}/$ (kN·m)	相对误差/%	计算 $M_u/$ (kN·m)	承载力下 降幅度/%
UPSS-1	921	6.15	6.57	6.8	9.02	31.8
UPSS-2	955	5.12	5.76	12.5	7.76	34.0
UPSS-3	1 280	8.92	9.61	7.8	10.99	18.9
UPSS-4	1 202	8.86	8.05	-9.1	9.45	6.3
UPSS-5	679	5.60	6.11	9.1	8.05	30.4
UPSS-6	1 018	7.38	7.57	2.6	10.23	27.8
UPSS-7	959	5.95	5.58	-6.3	7.21	17.4
UPSS-8	674	5.81	5.89	1.3	9.7	40.1
UPSS-9	978	6.41	6.94	8.3	9.43	21.7
PSS-1	—	4.71	4.61	-2.1	8.87	46.9
UPSA-1	1 344	8.53	8.08	-5.3	8.65	1.4
UPSA-3	1 436	7.63	7.48	-1.9	7.65	0.3
UPSA-4	1 250	9.78	10.39	6.2	11.33	13.7
UPSA-S	—	9.22	9.1	-1.3	13.8	33.2

注:表中相对误差定义为(火灾后承载力计算值-实测值)/实测值;承载力下降幅度定义为(常温下承载力计算值-火灾后实测值)/常温下计算值.

文献[8]提供的火灾后混凝土峰值应变计算公式为

$$\varepsilon_{0,T}(\theta)=\begin{cases}\varepsilon_0,\theta\leqslant200\text{ }^{\circ}\text{C};\\ \left[0.577+2.352\left(\frac{\theta-20}{1\,000}\right)\right]\varepsilon_0,\theta>200\text{ }^{\circ}\text{C}.\end{cases}$$

文献[8]提供的火灾后混凝土弹性模量退化规律为

$$E_{c,T}(\theta)=\begin{cases}\left[1.027-1.335\left(\frac{\theta}{1\,000}\right)\right]E_c,\theta\leqslant200\text{ }^{\circ}\text{C};\\ \left[1.335-3.371\left(\frac{\theta}{1\,000}\right)+2.382\left(\frac{\theta}{1\,000}\right)^2\right]E_c,\\ 200\text{ }^{\circ}\text{C}<\theta<600\text{ }^{\circ}\text{C}.\end{cases}$$

采用与初始应力水平和所经历的最高温度相关的火灾后预应力钢丝的本构关系,其表达式见文献[6],以简支板 UPSS-1 为例,火灾后 1 670 级预应力钢丝受拉本构关系如图 5 所示.

采用与初始应力水平和所经历的最高温度相关的火灾后非预应力钢筋的本构关系,其表达式见文献[6].

3.2 火灾后预应力混凝土简支板变形分析方法

根据火灾下板截面温度场分布,将板按厚度划分条带,由平截面假定计算火灾后简支板的弯矩-曲率曲线,进而对截面曲率积分可求得简支

板的变形.根据火灾下板截面温度场分布,将板按厚度划分条带.假定火灾后简支板截面应变符合平截面假定,截面总曲率为 φ ,截面上任意单元的总应变 ε 可用下式计算: $\varepsilon=\varepsilon_0+\varphi y$.其中, ε_0 为有效荷载作用下混凝土受压边缘的初始应变, y 为混凝土受压边缘至所考察单元中心的距离.

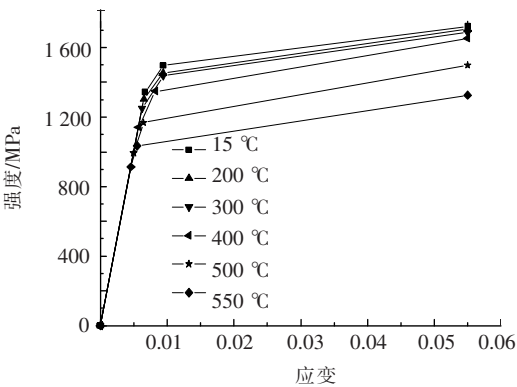


图 5 火灾后预应力钢丝的受拉本构关系

根据截面力、力矩的平衡方程有

$$\sum_{i=1}^n\sigma_{c,i,A}b_ih_i-\sigma_{s,A}A_s-\Delta\sigma_{p,A}A_p=N;$$

$$\sum_{i=1}^n\sigma_{c,i,A}b_ih_iy_i-\sigma_{s,A}A_sh_s-\Delta\sigma_{p,A}A_ph_p=M.$$

式中: n 为沿板厚方向划分条带个数; b_i,h_i 分别为火灾后截面条带宽度,高度; A_s,A_p 分别为非预应力筋与预应力筋面积; y_i,h_s,h_p 分别为各混凝土条

带、非预应力筋、预应力筋合力点到受压区混凝土边缘的距离; $\sigma_{c,A}, \sigma_{s,A}$ 分别为火灾后混凝土、非预应力筋应力; $\Delta\sigma_{p,A}$ 为火灾后预应力筋应力增量,应力以受压为正; N, M 分别为截面轴力与弯矩(包括预应力效应的影响). 这里需要指出,若为有粘结预应力混凝土板,则预应力筋应变增量按平截面假定计算,若为无粘结预应力混凝土板,则用火灾后简支板中无粘结筋应力实测值.

火灾后混凝土、非预应力筋、预应力筋的本构关系按 3.1 中给出的公式进行计算,当混凝土达到极限压应变时,终止程序. 按分层法计算火灾后板 UPSS-1 的弯矩-曲率关系曲线如图 6 所示. 火灾后预应力简支板弯矩-曲率曲线呈四折线形式,分别为原点-混凝土开裂点-非预应力筋屈服点-预应力筋屈服点,最后至混凝土被压碎. 因火灾后板受拉区混凝土抗拉强度很低或已经开裂,故大部分实测火灾后预应力混凝土简支板的弯矩-曲率曲线没有开裂点.

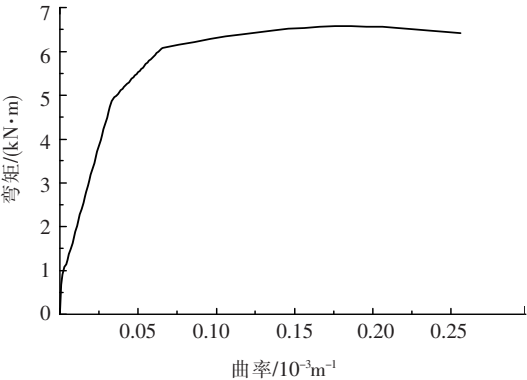


图 6 火灾后板 UPSS-1 跨中截面弯矩-曲率关系

作用在跨度为 l 的简支板上分布荷载 $q(x)$, 则简支板支座反力 $R = \frac{1}{2} \int_0^l q(x) dx$. 任意截面处弯矩为 $M(x) = Rx - \int_0^x q(z)(x-z) dz$. 由截面弯矩 $M(x)$, 根据所得弯矩-曲率关系, 可求得弯矩对应的曲率 $\varphi(x)$.

将曲率作为荷载施加在虚梁上^[10], 可求得截面的挠度

$$f(x) = \phi_R x - \int_0^x \varphi(z)(x-z) dz.$$

式中 $\phi_R = \left(\int_0^l \phi(x) dx \right) / 2$.

采用分级加曲率求简支板的荷载-变形曲线, 部分试验板变形计算值与实测值的对比如图 2 所示, 计算值与实测值吻合较好.

4 结 论

1) 完成了 14 块火灾后预应力混凝土简支板受力性能试验, 研究结果表明: 初始有效应力越高、受火时间越长, 火灾后简支板预应力损失越大; 保护层厚度越小、受火时间越长、荷载水平越大, 火灾后板承载力降低幅度越大; 相同条件下, 先张有粘结板预应力混凝土板承载力降低幅度较后张无粘结预应力混凝土板大.

2) 基于试验结果, 给出了火灾后无粘结预应力混凝土简支板剩余应力、极限应力与正截面承载力的计算方法. 提出了火灾后预应力混凝土简支板荷载-位移曲线的计算方法.

参考文献:

[1] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土的高温性能及其计算 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2003: 246-255.

[2] 王中强. 无粘结预应力混凝土扁梁抗火性能的试验研究和理论分析 [D]. 长沙: 中南大学, 2006. 03: 32-55.

[3] ZHENG Wenzhong, HOU Xiaomeng. Experiment and analysis on the mechanical behaviour of PC simply-supported slabs subjected to fire [J]. Advances in Structural Engineering, 2008, 11(1): 71-89.

[4] 许名鑫. 预应力混凝土梁板抗火性能试验与分析 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2006: 35-39.

[5] 郑文忠, 王英. 预应力混凝土房屋结构设计统一方法与实例 [M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1998: 18-26.

[6] 经建生, 侯晓萌, 郑文忠. 高温后预应力钢筋及非预应力钢筋力学性能 [J]. 吉林大学学报: 工学版, 2010, 40(2): 441-446.

[7] 郑文忠, 胡琼, 张昊宇. 高温下及高温后 1770 级 ϕ^p5 低松弛预应力钢丝力学性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2006, 27(2): 120-128.

[8] 吴波, 马忠诚, 欧进萍. 高温后混凝土变形特性和本构关系的试验研究 [J]. 建筑结构学报, 1999, 20(5): 42-49.

[9] 侯晓萌, 郑文忠. 火灾后预应力混凝土连续板力学性能试验与分析 [J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2010, 37(2): 6-13.

[10] 何政, 欧进萍. 钢筋混凝土结构非线性分析 [M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2006: 216-227.

(编辑 魏希柱)