

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201908033

高温后型钢再生混凝土界面黏结性能试验研究*

陈宗平^{1,2}, 周济¹, 王成¹, 戴上秦¹

(1. 广西大学土木建筑工程学院, 广西南宁 530004;
2. 广西大学工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 广西南宁 530004)

摘要: 为了研究高温后型钢再生混凝土界面黏结性能, 对20个型钢再生混凝土试件进行了高温后静力推出试验, 设计变化参数包括再生粗骨料取代率和历经最高温度。试验获取了试件加载端与自由端的荷载—滑移曲线及特征点参数, 并基于试验数据, 深入分析了试件高温前后的物理力学性能变化、受力破坏过程以及各变化参数对型钢再生混凝土高温后黏结滑移性能的影响规律, 探讨并提出了高温后型钢再生混凝土黏结强度计算公式。研究结果表明: 加载端和自由端荷载—滑移曲线相似, 但加载端比自由端滑移更早; 随着历经最高温度的升高, 试件表面颜色由深变浅, 历经温度超过400℃后, 试件表面混凝土出现裂缝, 并且历经温度越高表面裂缝越多、越宽, 随温度的升高, 试件黏结强度显著降低; 当 $0\% \leq r \leq 50\%$ 时, 黏结强度不断增大, 当 $50\% < r \leq 100\%$ 时, 黏结强度有所降低, 且再生混凝土试件的黏结强度比普通混凝土试件大; 型钢再生混凝土高温黏结损伤发展过程与历经温度有关, 历经温度越高, 其黏结损伤发展较迟缓, 同时, 历经最高温度越高, 试件的耗能能力越强; 高温后型钢再生混凝土黏结强度的计算公式被提出, 且计算值接近试验值。

关键词: 型钢再生混凝土; 高温试验; 推出试验; 黏结强度; 黏结损伤

中图分类号: TU398 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)06-1145-12

Experimental Research on Bond—slip Behavior between Shape Steel and Recycled Coarse Aggregate Concrete after Elevated High Temperatures

CHEN Zongping^{1,2}, ZHOU Ji¹, WANG Cheng¹, DAI Shangqin¹

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China;
2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: In order to study the bond—slip behavior between steel and recycled coarse aggregate concrete after exposure to high temperatures, a total of 20 steel reinforced recycled aggregate concrete (SRRAC) specimens were designed with recycled coarse aggregates replacement percentage and maximum temperatures as the variation parameters, and the static push-out test after simulated fire was carried out. The load—slip curves at the loading end and free end of the specimens and characteristic point parameters were measured before and after high temperature. The physical and mechanical properties, the failure process and the impact of various variation parameters on the bond—slip behavior of

* 收稿日期:2019-08-12;修回日期:2019-10-17

基金项目:国家自然科学基金项目(51578163)、八桂学者专项经费资助项目([2019]79号)、广西研究生教育创新计划资助项目(YCBZ2021020)资助

作者简介:陈宗平(1975—),男,教授,博导,博士。主要从事钢—混凝土组合结构、再生混凝土结构、异形柱结构、海洋及近海混凝土结构等研究。E-mail: zpchen@gxu.edu.cn

SRRAC exposed to high temperature were deeply analyzed based on test data. What's more, the calculation formula for bond strength of SRAC subjected to high temperature was discussed and put forward. The results show that the load—slip curves at the loading end and the free end are similar, but the loading end slips earlier than the free end. As the maximum temperature rises, the surface color of specimens is getting lighter. When the temperature exceeds 400°, cracks appear on the surface of specimens, and the higher the temperature, the more and wider the surface cracks are. With the increase of temperature, the bond strength of specimens decreases significantly. When $0\% \leq r \leq 50\%$, the bond strength increases continuously and when $50\% < r \leq 100\%$, the bond strength decreases. The bond strength of the recycled concrete specimens is larger than that of the ordinary concrete specimens. The development process of bond damage of SRRAC at high temperatures is related to the experiencing temperature, the higher the temperature, the slower the development of bond damage. At the same time, higher maximum temperature leads to stronger energy dissipation capacity of the specimens. The calculated value obtained by the bond strength formula of SRRAC subjected to high temperatures is in good agreement with the experimental one.

Keywords: steel reinforced recycled aggregate concrete; high temperature test; push-out test; bond strength; bond damage

引 言

再生混凝土能使废旧混凝土循环利用、节省天然砂石,被认为是实现建筑资源环境可持续发展的绿色混凝土,具有显著的社会、经济和环保潜在效益^[1],因此有关再生混凝土的研究得到了国内外学者的重视。由于再生骨料是由混凝土破碎而得,因此其表面包裹着旧水泥基体且内部存在破碎时产生的裂缝,这些与天然骨料相比都有较大的不同,也就导致了由再生骨料生产的再生混凝土在性能上有别于相同配合比的普通混凝土^[2-6]。大量研究表明:再生混凝土的力学性能、耐久性能与普通混凝土相比离散性更大,而且一般认为再生混凝土的力学性能略差于同配合比的天然混凝土,不同再生骨料取代率其差异有所不同,但国内外大量试验结果表明,这种差异的波动范围在15%以内。目前世界各地学者基本都认为再生混凝土应用于工程结构中是可行的。

为了进一步改善再生混凝土的力学性能,有学者提出了型钢再生混凝土组合结构的概念,利用型钢对再生混凝土的约束作用,改善其由于再生骨料天然缺陷带来的力学性能的不利,并且已有大量研究表明,钢管再生混凝土、型钢再生混凝土均具有良好的承载能力和抗震性能^[7-8]。随着研究的

不断深入,除了开展常温环境下钢与再生混凝土组合结构的力学性能外,研究灾变环境,特别是火灾下及火灾后再生混凝土结构的力学性能同样意义远大,因此,揭示火灾下及火灾后钢与再生混凝土组合结构的力学性能,对进一步推广再生混凝土在实际工程中的应用具有深远意义。

有关火灾后再生混凝土力学性能的研究,国内外均较少,肖建庄等^[9]分析了高温后再生混凝土抗压破坏的微观机理,研究其残余抗压与温度变化的相互关系;徐明等^[10]研究了其轴心受力性能,给出轴心受压的应力—应变本构方程;罗超宁等^[11]对钢管再生混凝土柱的耐火性能进行了详细研究;李俊华等^[12]研究了高温后型钢混凝土柱的抗震性能;陈宗平等^[13-14]研究了高温后钢筋再生混凝土梁柱受力性能,对型钢再生混凝土柱在高温作用后受力性能进行了理论分析;史本龙等^[15]对高温后型钢普通混凝土的黏结滑移性能也进行了相应研究。但对于再生混凝土与钢材之间界面传力的火灾行为国内外文献均未见报导。钢材与再生混凝土两者能否协同工作,其良好的界面传力是基本保障。在遭遇火灾环境下及火灾后,其黏结性能如何,这对研究再生混凝土构件的火灾行为和火灾后安全评估具有十分重要的影响。

为此,拟通过20个型钢再生混凝土的模拟火灾高温试验,测试其高温后的界面黏结性能,并探讨

其性能退化规律,以期能为火灾后型钢再生混凝土组合结构的黏结性能提供参考。

1 试验概况

1.1 试验材料及试件设计

试验考虑了再生粗骨料取代率和历经最高温度两个变化参数,再生粗骨料取代率分别为0%、25%、50%、75%和100%;历经最高温度分别为20、200、400、600℃。一共设计20个试件,试件所用混凝土强度等级按C30配制,不同取代率时仅改变再生和天然粗骨料的比(质量比),其他成分(水泥、水、细骨料)严格保持一致。具体配合比见表1。再生粗骨料由实验室废弃试件经过破碎筛分而得,原生混凝土强度等级C30(碎石类)。对天然和再生粗骨料采用同条件筛分,粒径为5~31.5mm,实测其物理性能指标见表2。全部试件的锚固长度统一为400mm;截面尺寸为240mm×240mm,具体尺寸及构造如图1所示,各试件具体参数详见表3。

表1 混凝土配合比

Table 1 Mix proportion of concrete

粗骨料 取代率/%	水泥	水	砂	单位:kg/m ³	
				天然 骨料	再生粗 骨料
0	500	215	532	1 129	0
25	500	215	532	846.75	282.25
50	500	215	532	564.50	564.50
75	500	215	532	282.25	846.75
100	500	215	532	0	1 129

表2 粗骨料的物理性能

Table 2 Physical properties of coarse aggregate

粗骨料 类别	粒径/ mm	表观密度/ (kg·m ⁻³)	堆积密度/ (kg·m ⁻³)	吸水率/ %
天然	5~31.5	2 722	1 435	0.05
再生	5~31.5	2 614	1 270	4.38

试件浇筑时,在上端预留长为50mm的型钢,作为加载端;下端为自由端,自由端混凝土与型钢截面齐平。浇筑试件时预留了边长为150mm的标准立方体试块,依据我国标准试验方法对试验预留立方体试块和钢材进行标准力学性能试验,结果见表4。

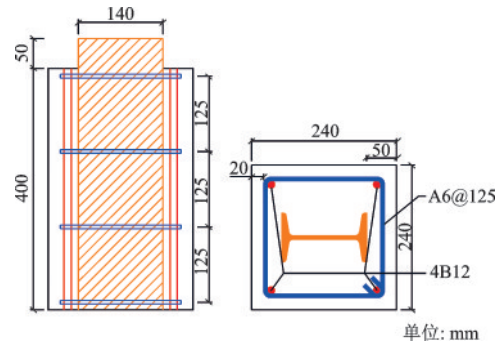


图1 试件尺寸及构造

Fig.1 Dimensions and details of specimens

1.2 模拟火灾升温试验

模拟火灾高温试验中,采用中国江苏生产的RX₃-45-9型电阻炉对型钢再生混凝土试件进行升温处理,试件在炉内均直立放置,保证其四面受火。试验设定升温速度为10℃/min,参考《建筑设计防火规范》^[16]中的相关规定,到达设计恒温温度后60min内保持温度恒定,恒温时长达到后,高温试验完毕,此时将炉门打开,以便于炉内热量散开,让试件的温度在自然条件下尽快下降至室温。图2为试件在高温炉内的实测升温曲线。

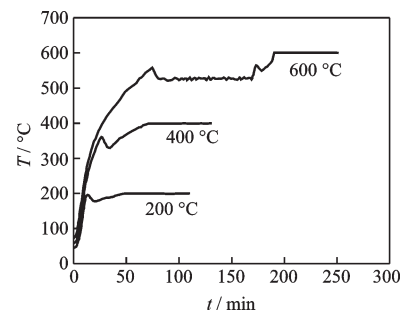


图2 升温曲线

Fig.2 Heating curves

1.3 加载装置与加载制度

采用RMT-201力学试验机对试件进行位移控制静力单调加载推出试验,加载速率为0.002mm/s,在自由端垫上30mm厚的特制垫板(图3),加载时,试件加载端处预留型钢受压,沿着特制钢板上的工字形开槽被推出。当试件加载端滑移量较大,且对应的荷载无明显变化时,停止加载,此时试验结束,试验加载装置如图4所示。

试验中试件加载端与自由端的滑移值通过电子百分表采集,各百分表的布设位置如图4(a)所

表3 试件设计参数及试验结果

Table 3 Parameters and test results of specimen

试件 编号	取代率 $r/\%$	温度 $T/^\circ\text{C}$	烧失率 $I/\%$	极限荷载 P_u/kN	残余荷载 P_r/kN	极限黏结强 度 τ_u/MPa	残余黏结强 度 τ_r/MPa	黏结抗剪刚度 $K_c/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	耗能因子 η
RSST-1	0	20	-	296	105	1.34	0.47	1 135.63	0.47
RSST-2	25	20	-	356	145	1.61	0.65	687.76	0.45
RSST-3	50	20	-	306	133	1.38	0.60	1 207.51	0.38
RSST-4	75	20	-	312	154	1.41	0.70	753.13	0.40
RSST-5	100	20	-	334	148	1.51	0.67	445.76	0.49
RSST-6	0	200	0.4	197	105	0.89	0.47	1 680.00	0.54
RSST-7	25	200	0.6	215	115	0.97	0.52	1 425.00	0.50
RSST-8	50	200	1.1	255	151	1.15	0.68	1 675.00	0.61
RSST-9	75	200	1.2	221	112	1.00	0.51	795.83	0.66
RSST-10	100	200	1.5	193	125	0.87	0.56	888.89	0.67
RSST-11	0	400	3.6	118	89	0.53	0.40	290.63	0.82
RSST-12	25	400	4.7	106	91	0.48	0.41	360.87	0.79
RSST-13	50	400	5.3	147	110	0.66	0.50	328.57	0.86
RSST-14	75	400	5.2	101	76	0.46	0.34	300.00	0.84
RSST-15	100	400	5.7	123	72	0.56	0.33	183.33	0.81
RSST-16	0	600	6.4	96	66	0.43	0.30	350.00	0.94
RSST-17	25	600	6.2	125	100	0.56	0.45	140.84	0.93
RSST-18	50	600	6.5	92	72	0.42	0.33	251.72	0.89
RSST-19	75	600	7.8	56	43	0.25	0.19	110.00	0.96
RSST-20	100	600	6.7	57	44	0.26	0.20	242.11	0.86

表4 高温后材料强度

Table 4 Strength of material after exposed to high temperatures

温度/ $^\circ\text{C}$	混凝土立方体抗压强度 f_{cu}/MPa					型钢			
	取代率/ $\%$					屈服强度 f_y/MPa		极限抗拉强度 f_u/MPa	
						腹板	翼缘	腹板	翼缘
0	25	50	75	100	腹板	翼缘	腹板	翼缘	
20	38.9	41.5	44.5	41	48.4	318.3	425.2	315.4	430.2
200	33.7	40.1	34.5	37.9	38.7	326.1	410.4	322.4	407.5
400	33.4	38.7	37.8	37.4	37.4	338.5	425.7	340.2	422.1
600	18.2	20.5	22.6	30.6	35.5	317.7	417.2	321.7	415.7

示。具体布设情况如下：在作动器下顶板表面黏结一块长条钢板，此钢板用于布置1号百分表，然后在试件加载端混凝土表面上黏结一根硬质木条，此处布置2号百分表，因此1号百分表与2号百分表测量数据之差反映的是加载端的滑移量；在特制钢板上工字形槽侧边切割出一条矩形边槽，在槽内的试

件的混凝土表面黏结一根硬质木条，此处布置3号百分表，用于测量自由端加载时由于试件与钢垫板间缝隙被压缩所产生的位移，同时在一端焊接于自由端型钢上的窄钢条上布置4号百分表，因此3号百分表与4号百分表的测量数据之差反映的是自由端的滑移量，具体布设位置如图4(a)所示。



图3 特制垫板

Fig.3 Special steel plate

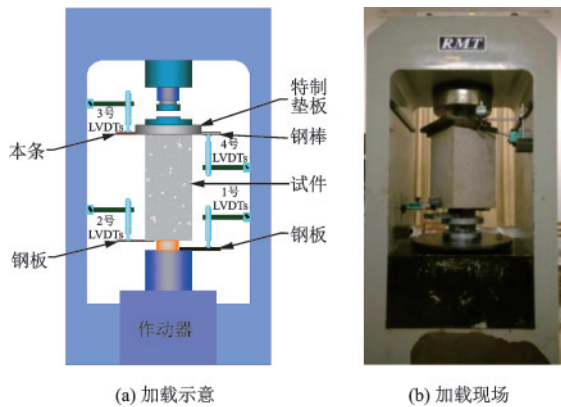


图4 试验加载装置

Fig.4 Test setup

2 试验结果与分析

2.1 高温后物理变化

在模拟火灾高温试验时,预留的标准立方体试块与对应的试件同批次进行处理,高温试验后,试件表面发生显著变化,随着历经温度的升高,表现颜色逐渐加深,裂缝出现并逐渐变宽。常温下为浅褐色,表面无裂缝;200 °C后,颜色变浅黄,无裂缝出现;400 °C后成棕灰色,表面出现明显裂缝;600 °C后变为棕红色,混凝土局部出现细小的网状裂缝。高温后裸露的型钢与空气中的氧气快速发生氧化反应产生红褐色的氧化铁,温度越高,颜色越明显。

2.2 质量烧失率

再生混凝土经历高温作用后,其内部的自由水和结合水大量蒸发,水分蒸发后,混凝土内部的可燃成分在持续的高温作用下燃烧,同时水分的蒸发会使部分水泥石中包含的C-S-H凝胶分解,这将使混凝土的力学性能严重劣化。因此通过对比高温试验前后试件的质量,可定义其质量烧失率为:

$$I = \frac{M_b - M_a}{M_b} \times 100\% \quad (1)$$

式中, M_b 和 M_a 分别为SRAC试件经历高温前后的质量。

各型钢再生混凝土试件的质量烧失率随历经最高温度及粗骨料取代率的变化趋势如图5所示。粗骨料取代率相同时,随温度的升高,试件烧失率明显增大。200 °C时,试件烧失率为0.4%~1.5%,400 °C时为3.6%~5.7%,当温度达到600 °C时则为6.2%~7.8%。由图5(a)可见当历经最高温度由200 °C增至400 °C时,烧失率变化最大,这是因为温度达到200 °C后,混凝土内保有的水分大量蒸发,升温过程中观察到温度为200 °C~400 °C时,炉口会有大量雾气逸出。

历经最高温度相同时,随粗骨料取代率的增加,整体上烧失率呈逐渐增大趋势,这是由于再生粗骨料表面被水泥基体包裹,吸水能力要强于普通骨料,因此取代率越高的试件中包含自由水的总量也越多,而经历高温试验后,混凝土中的自由水被大量蒸发,因此高取代率试件具有更大的烧失率。

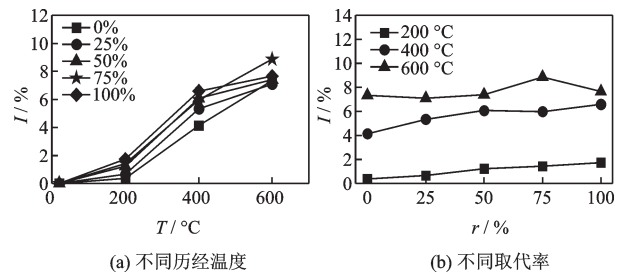


图5 SRAC试件烧失率

Fig.5 Mass loss of SRAC specimens

2.3 试件破坏形态

通过观察加载过程发现,当荷载加载至(5%~6%) P_u (P_u 为峰值荷载)时,滑移首先出现在试件的加载端,此时自由端无滑移量,滑移的发展也较为缓慢;随着荷载增大,加载端滑移量继续增大,自由端也相应出现滑移。当荷载接近80% P_u 时,靠近加载端且位于型钢翼缘的两个侧面首先出现微小裂缝;荷载大于80% P_u 时,部分集中于底面加载端的细微裂缝出现,且随荷载的增加,裂缝不断地发展,此时沿着试件的纵向,试件底部已有的裂缝逐步向试件上端延伸,部分试件的底端裂缝最终与顶端裂缝连接到一起;试件即将达到峰值荷载时,最先出现的微裂缝发展成为一条贯穿试件全截面高度的

主裂缝,如图6所示,且试件突然发出“咔嚓”的响声,此现象是由于混凝土与型钢界面间的化学胶结力突然失效所引起的;此后荷载急剧下降,下降至 $60\%P_u\sim 70\%P_u$ 后进入稳定滑移阶段,此后荷载基本保持不变。

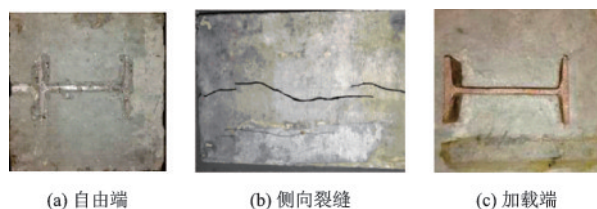


图6 试件典型裂缝形态

Fig.6 Typical crack form of specimen

2.4 荷载—滑移曲线

各试件加载端与自由端的荷载—滑移($P-S$)曲线如图7所示,两端荷载—滑移曲线形状大致相似,与自由端的滑移相比,加载端的滑移出现更早, $P-S$ 曲线分为3个阶段:

(1)上升段。在荷载未达到峰值荷载前,随着荷载的逐渐增大,试件的端部滑移逐渐增大,二者呈线性关系。加载初期,试件界面黏结力主要由化学胶结力提供,随着荷载增大,滑移首先出现在加载端,加载至峰值荷载的 $50\%\sim 70\%$ 时,自由端出现滑移,随着滑移段由加载端逐渐向自由端拓展,化学胶结力逐渐丧失,界面黏结力主要由咬合力和摩阻力承担。

(2)下降段。当加载至峰值荷载后, $P-S$ 曲线出现陡降段和缓降段两种现象,随着界面层滑移拓展至自由端,界面层的混凝土进一步破碎,对于型钢的挤压效应增大,故咬合力和摩阻力不断增加,但试件沿混凝土全长界面层的化学胶结力完全丧失,丧失的化学胶结力远远大于咬合力和摩阻力的增长,故出现陡降段,如试件SRAC-1~SRAC-10。缓降段的试件界面层水泥胶体被全部剪断,混凝土内部裂缝不再发展,破损程度基本稳定,虽然界面间的混凝土会继续破损,但程度轻微,咬合力和摩阻力的值平缓减小,如试件SRAC-11~SRAC-20。

(3)平缓段。此阶段荷载下降幅度明显减缓,界面层的破坏程度与咬合力和摩阻力的值更趋稳定,但随着加载的进行,试件继续发生滑移,因此荷载—滑移曲线在此过程中呈现出明显的水平段。

如图8所示,将高温后型钢再生混凝土试件加载端的 $P-S$ 曲线划分为3类典型曲线,第一类、第

三类曲线包括 OA 、 AB 、 BC 三段;而第二类曲线仅包括 OA 、 AB 两段。其中, OA 段为上升段,三类曲线均明显上升,但第一类曲线斜率均大于第二、第三类曲线; AB 段为下降段,第一类曲线此阶段下降最为迅速,达到峰值荷载后曲线陡降,此类曲线中峰值荷载 P_u 和残余荷载 P_r 分别对应的滑移量 S_u 和滑移量 S_r 的值都较小,常温和历经最高温度为 $200\text{ }^\circ\text{C}$ 的试件的 $P-S$ 曲线主要为此类型;第二类曲线 AB 段和 BC 段基本连接,且 AB 段斜率几乎为零,呈水平状态,曲线过峰值荷载后,荷载稍有减小,此类曲线中 S_u 较小但 S_r 较大,且历经最高温度为 $400\text{ }^\circ\text{C}$ 试件的 $P-S$ 曲线为此类;第三类曲线 AB 段缓降段,下降过程中曲线的斜率逐渐减小,这类曲线全部出现在历经 $600\text{ }^\circ\text{C}$ 的试件,且峰值荷载基本在 100 kN 以下。三类曲线在 BC 段下降均较为缓慢,基本上处于水平状态,故将其处理为水平段。

2.5 黏结应力

高温后型钢再生混凝土试件加载端 $P-S$ 曲线的特征点参数见表3,其中 P_u 、 S_u 分别为 $P-S$ 曲线上的峰值荷载和其对应的滑移量;加载过程中,当滑移量增大到一定数值时,荷载随滑移增大的变化量波动很小(一般小于 1 kN),基本上趋于稳定,因此当加载端滑移增加 0.05 mm 而荷载在 1 kN 内波动时,将此阶段定义为试件的黏结残余阶段, P_r 、 S_r 分别为此时的残余荷载和其对应的滑移量;定义极限黏结强度 τ_u 和残余黏结强度 τ_r 为与 P_u 和 P_r 对应的界面剪切应力,其计算公式如下:

$$\tau = \frac{P}{Sl_a} \quad (2)$$

式中, P 为荷载值, N ; l_a 为锚固长度, mm ; τ 为黏结强度, MPa ; S 为接触界面周长, mm 。

对于界面黏结强度的设计要求,各国规范都有相应的标准,例如日本规范AIJ^[17]规定黏结强度取 $0.02f_c$ 且不大于 0.45 MPa ,欧洲BSEN1994-1-1:2004规范^[18]中规定在锚固区内,黏结力取 0.5 MPa 。由表3可知, $T\leq 400\text{ }^\circ\text{C}$ 时,试件的 τ_u 和 τ_r 为 $0.36\sim 1.80\text{ MPa}$,满足上述两规范关于黏结强度设计值的要求;当 $T\geq 400\text{ }^\circ\text{C}$ 时,界面黏结强度迅速降低,基本低于规范要求,且随粗骨料取代率增加而不断降低,基于此,建议对有可能遭受火灾温度超过 $600\text{ }^\circ\text{C}$ 的型钢再生混凝土结构,应适当增加剪切连接件增强界面黏结力。

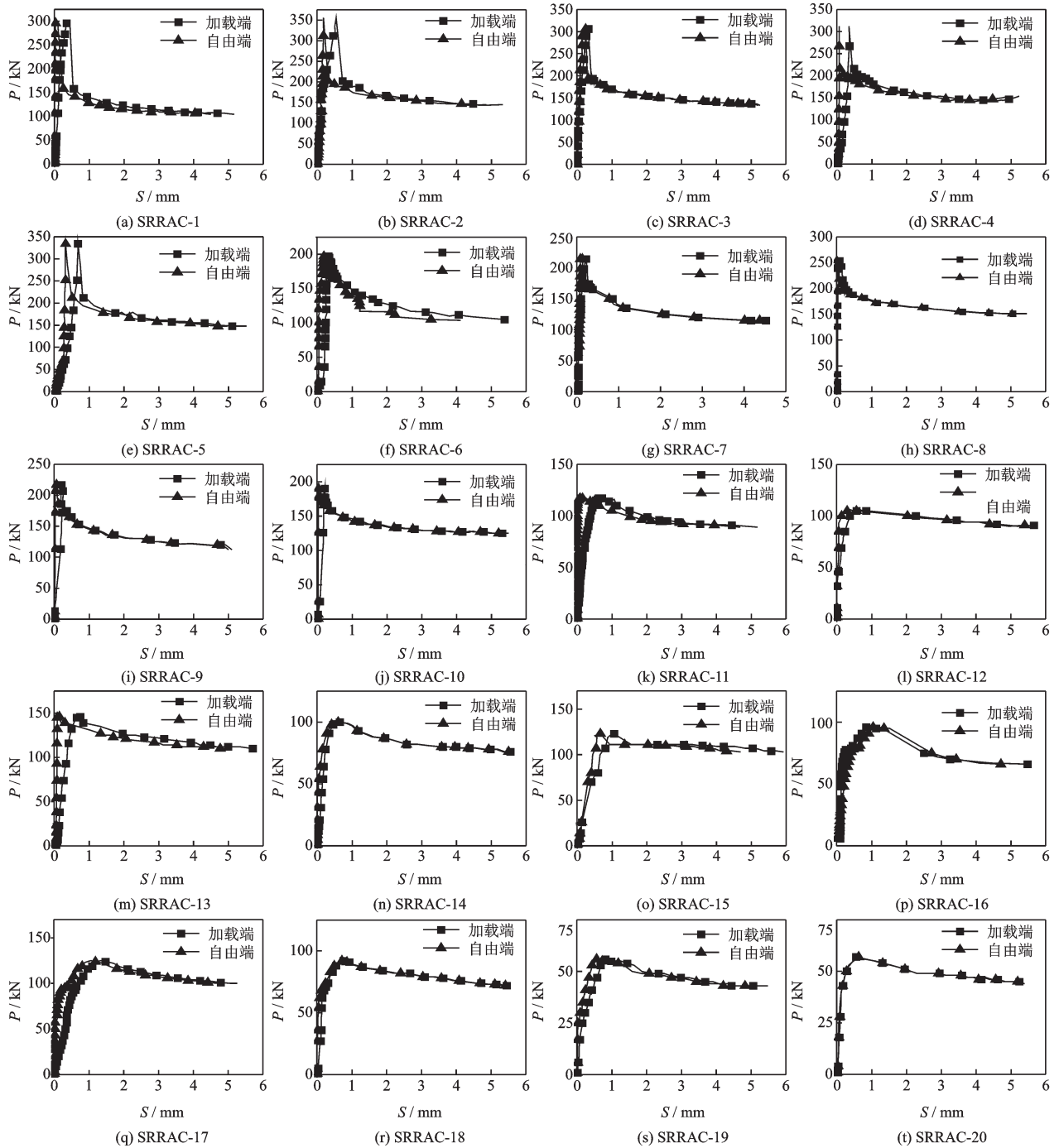


图7 各试件的荷载—滑移曲线

Fig.7 Load—slip curves of each specimen

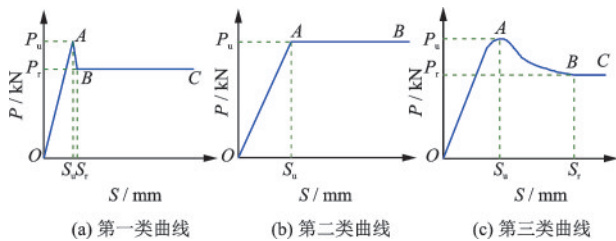


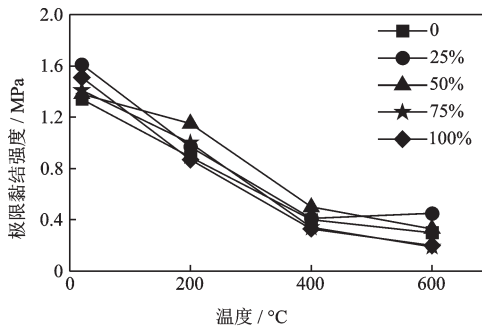
图8 三类荷载—滑移曲线

Fig.8 Three types of load—slip curves

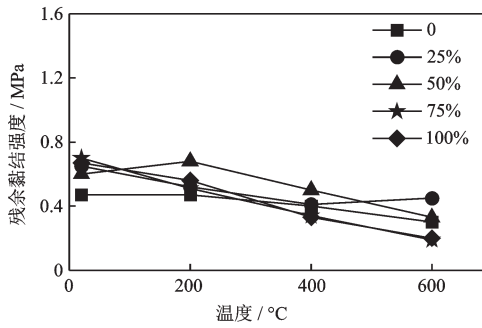
3 影响黏结强度的因素及其计算方法

3.1 历经最高温度

图9为试件的界面黏结强度随温度的变化情况。再生粗骨料取代率相同时,随着历经最高温度的上升,型钢再生混凝土的黏结强度呈现逐渐减小



(a) 极限黏结强度



(b) 残余黏结强度

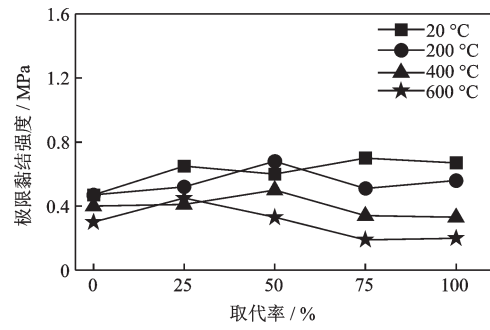
图9 温度影响

Fig.9 Influence of temperature

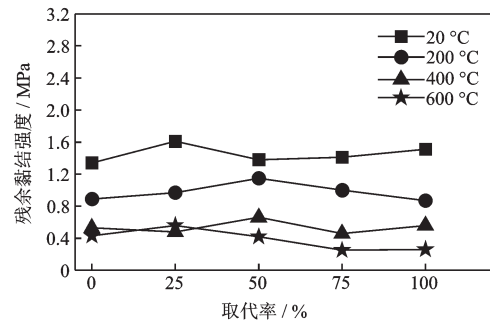
的规律,取同一温度下不同取代率试件的平均黏结强度对比发现,常温下试件的平均极限黏结强度为 1.45 MPa,与常温下试件相比,历经最高温度为 200 °C、400 °C 和 600 °C 试件的平均极限黏结强度分别降低了 32.8%、62.9% 和 79.7%。常温下试件的平均残余黏结强度为 0.618 MPa,为对应平均极限黏结强度的 42.6%,与常温下试件相比,历经最高温度为 200 °C、400 °C 和 600 °C 试件的平均残余黏结强度分别降低了 11.3%、35.9% 和 52.4%。出现这种规律是因为高温导致型钢与混凝土界面化学胶结力急剧降低,这与高温后型钢混凝土的界面黏结性能随温度变化的规律类似。

3.2 粗骨料取代率

试件界面的残余黏结强度随再生粗骨料取代率的变化情况如图 10 所示。由图可见,不同试件的残余黏结强度具有一定的离散性,为了消除这种影响,取不同温度下相同取代率试件的平均残余黏结强度进行对比发现,极平均限黏结强度与平均残余黏结强度随取代率变化的规律相似,当 $0\% \leq r \leq 50\%$ 时,黏结强度不断增大,当 $50\% < r \leq 100\%$ 时,黏结强度有所降低,且再生混凝土试件的黏结强度比普通混凝土试件大。出现此规律的原因是:由于



(a) 极限黏结强度



(b) 残余黏结强度

图10 取代率影响

Fig.10 Influence of replacement percentage

再生粗骨料是通过机械破碎所得,与普通碎石相比,表面更为粗糙、棱角更多,因此与型钢表面的机械咬合力更为充足,但由于再生骨料本身是由水泥基石与碎石骨料组成,其内部具有原始微裂缝,这种微裂缝的存在又会削弱型钢与混凝土之间的机械咬合力。分析可知,当 $0\% \leq r \leq 50\%$ 时,由于再生粗骨料只占据整体混凝土粗骨料的较少部分,再生粗骨料在增大型钢与混凝土表面机械咬合力的优势更明显,所以表现出黏结强度不断升高;当 $50\% < r \leq 100\%$ 时,此时混凝土中的粗骨料大部分由再生粗骨料占据,由于粗骨料中存在较多的原始初裂缝,使得劣势较为明显,进而使得黏结强度有所降低,但总的来说,型钢再生粗骨料混凝土界面间的黏结性能优于普通型钢混凝土。

3.3 黏结强度

结合文献[19]中关于高温后型钢混凝土黏结强度的研究成果,考虑再生粗骨料取代率 r 、历经最高温度 T 为主要影响参数,以试验获得的 τ_u 和 τ_r 的实测值为回归统计对象,得到下列回归公式。

(1)高温后型钢试件极限黏结强度回归公式:

$$\tau_u = -2.5 \times 10^{-3} T + 1.38 \times 10^{-6} T^2 + 4.11 \times 10^{-9} T^3 - 0.48 \times 10^{-3} r + 1.52 \quad (3)$$

(2)高温后型钢试件残余黏结强度回归公式:

$$\tau_r = -2.05 \times 10^{-3}T - 1.21 \times 10^{-5}T^2 + 1.22 \times 10^{-8}T^3 - 0.4 \times 10^{-3}r + 0.78 \quad (4)$$

式中, r 为再生粗骨料取代率, 取 0~100%; T 为历经最高温度, 取 20 °C~600 °C。

利用公式(3)和公式(4), 分别对各试件的极限黏结强度和残余黏结强度进行计算, 公式计算值与试验值的对比情况如图 11 所示。

通过对比发现, 高温后型钢再生混凝土试件的极限黏结强度计算值与实测值之比($\tau_{u,c}/\tau_{u,t}$)的平均值为 0.996, 变异系数为 0.84; 各试件残余黏结强度计算值与实测值之比($\tau_{r,c}/\tau_{r,t}$)的平均值为 1.02; 变异系数为 0.61, 由此可知, 上述计算公式可较准确的计算高温后型钢再生混凝土试件极限黏结强度和残余黏结强度。

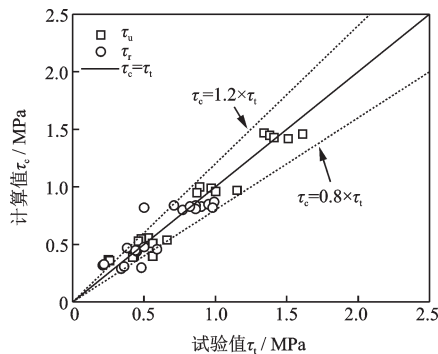


图 11 试验值与计算值的对比

Fig.11 Comparison of test and calculated results

4 高温对界面黏结失效的影响分析

4.1 界面剪切黏结刚度

界面剪切黏结刚度作为评估型钢再生混凝土结构受力性能的重要指标之一, 本文定义加载端 $P-S$ 曲线上荷载从零上升至 $0.4P_0$ 时对应点与原点之间割线斜率, 斜率值即为试件的弹性剪切黏结刚度 K_e 。

图 12 反映了各试件弹性剪切黏结刚度随温度变化情况, 由图可见, 随历经最高温度的升高, 各试件的弹性剪切黏结刚度呈现先增加后减小最后趋于平缓的变化规律。相同取代率下, $T \leq 200$ °C 时, 试件的 K_e 值逐渐增大, 200 °C 时达到最大值; $T \geq 200$ °C 时, 试件的 K_e 开始急剧减小, 说明试件抗剪能力在此阶段开始显著降低, 原因是: 在高温作用下, 型钢再生混凝土界面间的部分化学胶结力丧失, 因此当 $T=400$ °C 时, 型钢再生混凝土试件的 K_e 值普遍较小; 当 $T \geq 400$ °C 时, 试件剪切黏结刚度小幅平

缓变化, 温度为 600 °C 和 400 °C 的 K_e 差距不大, 说明当 $T \geq 400$ °C 时, 试件界面的黏结力降低已基本稳定, 抗剪能力基本不变。400 °C 以内, 高取代率的剪切黏结刚度明显低于低取代率的剪切黏结刚度, 原因是再生骨料在其破碎过程中累积的损伤导致型钢与再生混凝土界面有较多的初始微裂缝, 相同温度作用下取代率高的型钢与再生混凝土界面初始微裂缝更多, 导致其化学黏结力及咬合力降低, 而低取代率下影响相对要小。

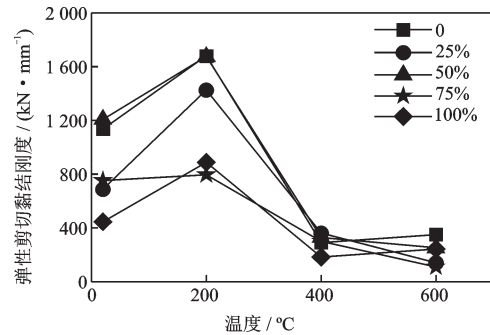


图 12 弹性剪切黏结刚度随温度的变化

Fig.12 The variation of elastic bond shear stiffness with temperature

4.2 界面损伤

由于试件在推出过程中会发生损伤, 参照文献 [19] 提出了损伤度的概念, 来定量描述试件的损伤发展过程, 其表达式为:

$$D = \frac{K_t}{K_e} \quad (5)$$

式中, K_e 为试件弹性阶段剪切黏结刚度; K_t 取加载端 $P-S$ 曲线任意点切线斜率值, 即为加载过程中任意时刻的剪切黏结刚度。

随着相对滑移 S/l_0 的发展, 部分试件的损伤度 D 的变化情况如图 13 所示。当试件刚开始加载不久时, 损伤度 $D=0$, 型钢与再生混凝土界面处于弹性黏结阶段, 此阶段界面无损伤; 随着加载的进行, 黏结界面进入弹塑性阶段, 此时损伤出现并开始逐渐发展, 损伤度 D 值为 0~1; 由图可见, 在相对滑移为 0.000 3~0.000 9 时, 各试件的黏结界面开始出现损伤。通过对比各试件黏结界面出现损伤的先后顺序发现, 当 $T \leq 400$ °C 时, 试件开始发生损伤时的相对滑移值差别较小, 其值为 0.000 3~0.000 5; 当 $T=600$ °C 时, 试件出现损伤时的相对滑移值大约为 0.000 9, 可以看出, 当 $T \geq 400$ °C 时, 试件的损伤出现较晚, 这是因为高温作用使再生混凝土产生了膨胀

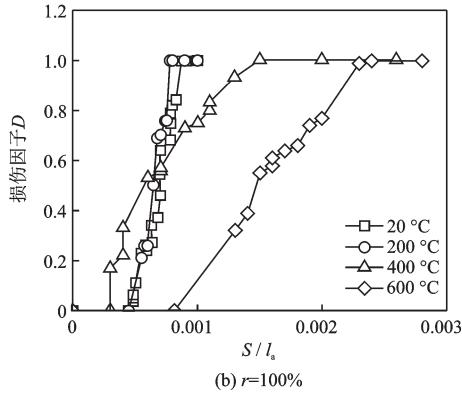
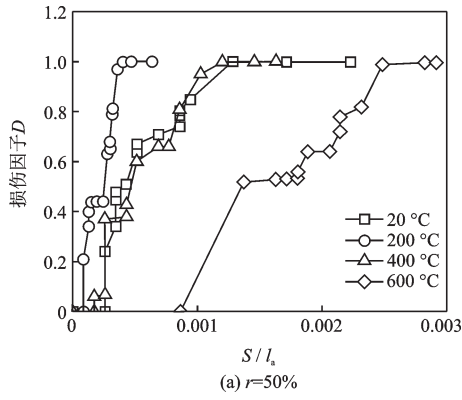


图13 黏结损伤随相对滑移的变化情况
Fig13 Bond damage varies with the relative slip

变形,高温作用后混凝土仍然存在残余变形,这就使得型钢与再生混凝土之间存在挤压力,在挤压力的作用下再生混凝土内部的空隙变小,因此使损伤的发展得以延缓。从损伤发展的速率来看,历经最高温度较低的试件损伤发展最快,历经最高温度较高的试件损伤发展相对缓慢,这种现象与对应试件的 $P-S$ 曲线上上升段相对较缓一致。随着再生粗骨料取代率的增大,试件黏结损伤开始出现的时间与发展速率的快慢的规律并不明显。

4.3 界面耗能能力

型钢再生混凝土黏结失效的过程伴随着能量吸收与消耗,黏结界面将滑移时的机械能转化为自身的弹塑性变形能,并以其他形式将能量释放出去。为研究高温后型钢与再生混凝土界面发生滑移时的耗能情况,耗能因子 η 定义如下:

$$\eta = \frac{S_{OBDE}}{S_{OACE}} \quad (6)$$

式中, S_{OBDE} 为图14中阴影面积; S_{OACE} 为矩形 $OACE$ 的面积。

各试件的耗能因子对比如图15所示,由图可知,随着历经最高温度的升高,试件的耗能因子逐

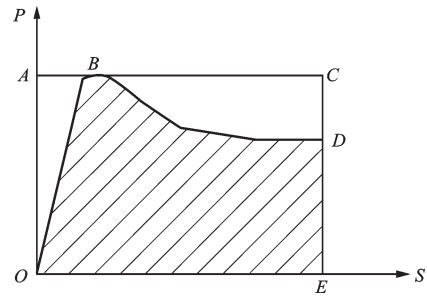
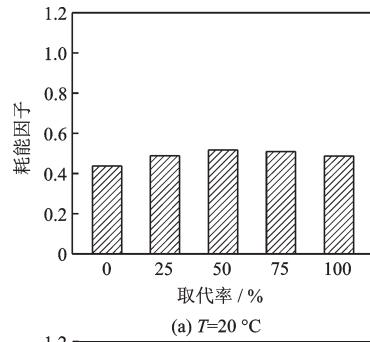
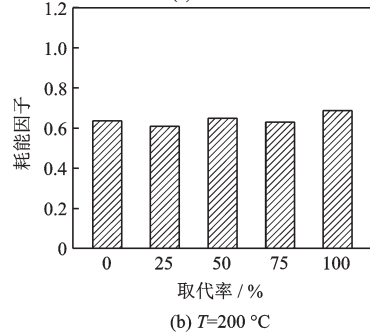


图14 耗能面积

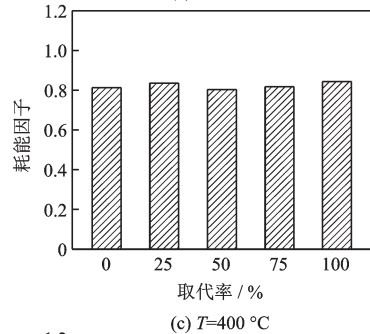
Fig.14 Energy dissipation area



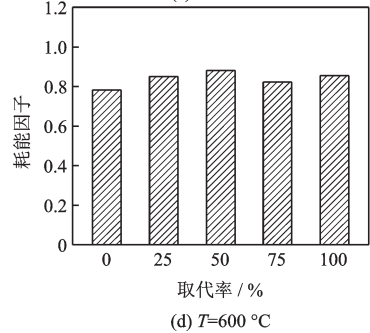
(a) $T=20^\circ\text{C}$



(b) $T=200^\circ\text{C}$



(c) $T=400^\circ\text{C}$



(d) $T=600^\circ\text{C}$

图15 耗能因子

Fig.15 Energy dissipation factor

渐增大,温度为20℃试件的耗能因子最小,平均值为0.49; $T \geq 400$ ℃时,其值在0.8~0.9,是20℃试件耗能因子的一倍左右。因此,在一定温度范围内,型钢再生混凝土的界面间黏结滑移的耗能能力随着温度的增加可以提高;通过对比同一温度下不同取代率试件的耗能因子的变化情况发现,再生粗骨料取代率对界面黏结耗能能力影响较小,耗能因子大小相近。

5 结 论

(1) 历经最高温度和取代率对高温后型钢再生混凝土试件的烧失率均存在影响,且随着温度的升高和取代率的增加,试件的烧失率逐渐增大。

(2) 经历高温作用后,型钢再生混凝土试件的荷载-滑移曲线经历了4个阶段:弹性阶段、弹塑性阶段、陡降阶段和残余阶段;加载端和自由端的荷载-滑移曲线形状相似,且滑移先出现在加载端;随着历经最高温度的升高,试件荷载-滑移曲线更为平缓,峰值荷载点逐渐下降并往右移动。

(3) 随着历经最高温度的升高,高温后型钢再生混凝土试件的黏结强度不断降低,与历经最高温度为的20℃试件相比,温度为200、400、600℃试件的极限黏结强度分别降低了32.8%、62.9%、79.7%;残余黏结强度分别降低了11.3%、35.9%、52.4%。

(4) 当 $0\% \leq r \leq 50\%$ 时,试件的黏结强度不断增大,当 $50\% < r \leq 100\%$ 时,试件的黏结强度有所降低,且再生混凝土试件的黏结强度比普通混凝土试件大。

(5) 结合已有的成果,根据本文的实测数据通过拟合得到了高温后型钢再生混凝土黏结强度的计算公式,且计算值接近试验值,为高温后型钢再生混凝土考虑黏结滑移影响的数值模拟分析提供了参考。

(6) 高温后型钢再生混凝土的弹性剪切黏结刚度以200℃为界, $T \leq 200$ ℃时,试件的 K_s 值逐渐增大, $T \geq 200$ ℃时,试件的 K_s 开始急剧减小,试件抗剪能力在此阶段开始显著降低。

(7) 型钢再生混凝土高温黏结损伤发展过程与历经温度有关,历经温度越高,其黏结损伤发展越迟缓;历经最高温度越高,试件的耗能能力越强。

参考文献:

- [1] 肖建庄. 再生混凝土[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008: 5-18.
Xiao J Zh. Recycled aggregate concrete [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008: 5-18. (in Chinese)
- [2] 王健, 孟秦倩. 再生骨料混凝土基本性能的试验研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2004, 2(2): 32-33.
Wang J, Meng Q Q. Experiment and study on basic characteristics of secondary aggregate concrete[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 2004, 2(2): 32-33. (in Chinese)
- [3] Olorunsogo F T, Padyachee N. Performance of recycled aggregate concrete monitored by durability indexes [J]. Cement and Concrete Research, 2002, 32 (2) : 179-185.
- [4] Bairagi N K, Kishore Ravanole, Pareek V K. Behaviour of concrete with different proportions of natural and recycled aggregates [J]. Resource Conserve Recycle, 1993, 9(1/2): 109-126.
- [5] 杨勇, 郭子雄, 薛建阳, 等. 型钢混凝土黏结滑移性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(4): 1-9.
Yang Y, Guo Z X, Xue J Y, et al. Experiment study on bond slip behavior between section steel and concrete in SRC structures [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(4): 1-9. (in Chinese)
- [6] 赵鸿铁, 杨勇, 薛建阳, 等. 型钢混凝土结构滑移力学性能研究及基本问题[J]. 力学进展, 2003, 33(1): 71-86.
Zhao H T, Yang Y, Xue J Y, et al. A review on the bond-slip mechanical behaviors of SRC structures [J]. Advance in Mechanics, 2003, 33(1): 71-86. (in Chinese)
- [7] Charles W R, Robert C. Shear connector requirements for embedded steel sections [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999, 125(2): 142-151.
- [8] 郑山锁, 邓国传. 型钢混凝土结构黏结滑移性能试验研究[J]. 工程力学, 2003, 20(5): 63-69.
Zheng Sh S, Deng G Zh. Experimental study on bond-slip behavior between steel shape and concrete in SRC structures [J]. Engineering Mechanics, 2003, 20 (5) : 63-69. (in Chinese)
- [9] 肖建庄, 黄运标. 高温后再生混凝土残余抗压强度[J]. 建筑材料学报, 2006, 9(3): 255-259.
Xiao J Zh, Huang Y B. Residual compressive strength of recycled concrete after high temperature [J]. Journal

- of Building Materials, 2006, 9(3): 255-259. (in Chinese)
- [10] 徐明, 王韬, 陈忠范. 高温后再生混凝土单轴受压应力-应变关系试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 30(2): 158-164.
Xu M, Wang T, Chen Zh F. Experimental research on uniaxial compressive stress-strain relationship of recycled concrete after high temperature [J]. Journal of Building Structures, 2015, 30(2): 158-164. (in Chinese)
- [11] 罗超宁, 查晓雄. 钢管再生混凝土柱耐火性能研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(增2): 35-41.
Luo Ch N, Zha X X. Research on fire resistance of recycled concrete filled steel tubular columns [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(Sup 2): 35-41. (in Chinese)
- [12] 李俊华, 陈建华, 孙彬. 高温后型钢混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(5): 124-132.
Li J H, Chen J H, Sun B. Experimental study on seismic performance of steel reinforced concrete columns after exposure to fire [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(5): 124-132. (in Chinese)
- [13] 陈宗平, 叶培欢, 徐金俊, 等. 高温后钢筋再生混凝土轴压短柱受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(6): 117-127.
Chen Z P, Ye P H, Xu J J, et al. Mechanical behavior of reinforced recycled aggregate concrete short columns under axial compression after high temperature [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(6): 117-127. (in Chinese)
- [14] 陈宗平, 周春恒, 谭秋虹. 高温后型钢再生混凝土柱轴压性能及承载力计算[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(12): 70-81.
Chen Z P, Zhou Ch H, Tan Q H. Axial compression performance and bearing capacity calculation of steel reinforced recycled concrete column under high temperature [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(12): 70-81. (in Chinese)
- [15] 史本龙, 王广勇. 高温后型钢混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(5): 117-124.
Shi B L, Wang G Y. Experimental research on seismic performance of steel reinforced concrete columns after exposure to fire [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(5): 117-124. (in Chinese)
- [16] 高层民用建筑设计防火规范: GB 50045—95[S]. 北京: 中国计划出版社, 2005.
- [17] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structure[S]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1997.
- [18] BSEN 1994-1-1; 2004 Eurocode4: design of composite steel and concrete structures: part 1.1, general rules and rules for building[S]. London: British Standard Institution, 2004.
- [19] 陈宗平, 周文祥, 徐金俊. 高温后型钢高强混凝土界面黏结滑移性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(12): 106-115.
Chen Z P, Zhou W X, Xu J J. Experimental study on bond-slip behavior of steel reinforced high strength concrete after high temperature [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(12): 106-115. (in Chinese)

(本文责编: 池莹莹)