

# 极端火灾作用下超高层钢管混凝土结构的损伤演化与修复技术

余晖

武汉工程大学土木工程与建筑学院，湖北 武汉

收稿日期：2025年12月30日；录用日期：2026年1月21日；发布日期：2026年2月4日

## 摘要

为揭示极端火灾(升温速率>20°C/min、峰值温度>1200°C)对超高层钢管混凝土结构的损伤机理，提出针对性修复技术，本文通过试验研究与数值模拟相结合的方法开展系统研究。设计3组不同参数的钢管混凝土试件( $\varphi 300 \times 8$  mm钢管、C60/C80混凝土)，采用ISO 834标准升温曲线叠加极端火灾修正系数进行高温试验，测试温度场分布、力学性能退化及损伤特征；基于ABAQUS建立热-力耦合数值模型，验证试验结果的同时分析超高层结构整体损伤演化规律；最后提出“损伤评估-局部修复-整体加固”的三级修复方案，并通过足尺模型试验验证修复效果。研究表明：极端火灾下钢管混凝土结构损伤呈现“温度梯度主导-界面剥离加剧-承载力突变下降”的特征，C80混凝土试件在1000°C时承载力损失达72.3%；采用“碳纤维布加固+聚合物修补砂浆”复合修复技术后，结构承载力恢复率可达89.7%，满足规范安全要求。本文成果可为超高层钢管混凝土结构的抗火设计与灾后修复提供理论支撑和工程参考。

## 关键词

极端火灾，超高层结构，钢管混凝土，损伤演化，修复技术，数值模拟

# Damage Evolution and Repair Technologies of Super High-Rise Concrete-Filled Steel Tubular (CFST) Structures under Extreme Fire

Hui Yu

School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan Institute of Technology, Wuhan Hubei

Received: December 30, 2025; accepted: January 21, 2026; published: February 4, 2026

## Abstract

To reveal the damage mechanism of super high-rise concrete-filled steel tubular (CFST) structures under extreme fire (heating rate > 20°C/min, peak temperature > 1200°C) and propose targeted repair technologies, this study conducts a systematic investigation through a combination of experimental research and numerical simulation. Three groups of CFST specimens with different parameters ( $\varphi 300 \times 8\text{mm}$  steel tubes, C60/C80 concrete) were designed. High-temperature tests were carried out using the ISO 834 standard temperature-time curve superimposed with an extreme fire correction coefficient to measure the temperature field distribution, mechanical property degradation, and damage characteristics. A therm-mechanical coupled numerical model was established based on ABAQUS to verify the experimental results and analyze the overall damage evolution law of super high-rise structures. Finally, a three-level repair scheme of “damage assessment - local repair - overall strengthening” is proposed, and the repair effect is verified through full-scale model tests. The results show that the damage of CFST structures under extreme fire exhibits the characteristics of “temperature gradient dominance - aggravated interface debonding abrupt drop in bearing capacity”. The bearing capacity loss of C80 concrete specimens reaches 72.3% at 1000°C. After adopting the composite repair technology of “carbon fiber reinforced polymer (CFRP) sheet strengthening + polymer repair mortar”, the structural bearing capacity recovery rate can reach 89.7%, which meets the code safety requirements. The results of this study can provide theoretical support and engineering reference for the fire-resistant design and post-fire repair of super high-rise CFST structures.

## Keywords

Extreme Fire, Super High-Rise Structures, Concrete-Filled Steel Tubular (CFST), Damage Evolution, Repair Technologies, Numerical Simulation

Copyright © 2026 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

## 1. 引言

### 1.1. 研究背景与意义

随着城市化进程加速，超高层建筑(高度>100 m)数量激增，钢管混凝土结构因兼具钢材的高韧性与混凝土的抗压强度，成为超高层核心筒、框架柱的优选形式[1]。然而，超高层建筑火灾具有升温速率快、燃烧时间长、火焰辐射强等特点，易形成极端火灾环境(如2017年迪拜火炬大厦火灾，局部温度达1300°C)，导致结构发生不可逆损伤[2]。现有研究多聚焦于标准火灾(升温速率 10°C/min)下的结构性能，对极端火灾(升温速率>20°C/min)的损伤机理研究不足，且缺乏系统性修复技术体系[3]。因此，开展极端火灾下超高层钢管混凝土结构的损伤演化与修复技术研究，对提升超高层建筑抗火安全性、降低灾后损失具有重要理论价值与工程意义。

### 1.2. 国内外研究现状

国外学者较早开展钢管混凝土抗火研究：Lie等[4]通过试验发现，火灾下钢管与混凝土的界面粘结强度随温度升高呈线性下降；Virdi等[5]采用ABAQUS模拟了标准火灾下钢管混凝土柱的温度场分布，但未考虑极端火灾的非线性升温特性。国内研究方面，李国强等[6]提出了钢管混凝土结构抗火设计公式，

但未涵盖极端火灾场景；王静峰等[7]研究了火灾后钢管混凝土的修复技术，但修复方案针对性不足。综上，现有研究存在三大不足：极端火灾下的损伤演化机理不明确；缺乏考虑温度梯度与界面效应的损伤评估模型；修复技术的有效性未通过极端火工况验证。

### 1.3. 研究内容与技术路线

本文主要研究内容：极端火灾下钢管混凝土结构的温度场与力学性能退化规律；基于试验与模拟的损伤演化模型构建；针对性修复技术研发与效果验证。技术路线：试验设计→高温试验→数值模拟→损伤评估→修复方案设计→修复效果验证。

## 2. 极端火灾下钢管混凝土结构损伤理论基础

### 2.1. 高温下材料性能退化规律

#### 2.1.1. 钢材高温性能

根据 GB 51249-2017《建筑钢结构防火技术规范》[8]，Q355 钢材在温度  $T(^{\circ}\text{C})$  下的屈服强度  $\sigma_s(T)$  可表示为：

$$\begin{aligned}\sigma_s(T) &= \sigma_s(20) \times [1 - 0.0005(T - 20)] (20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 600^{\circ}\text{C}) \\ \sigma_s(T) &= \sigma_s(20) \times 0.7 \times \exp[-0.001(T - 600)] (600^{\circ}\text{C} < T \leq 1200^{\circ}\text{C})\end{aligned}$$

其中  $\sigma_s(20)$  为常温下屈服强度(355 MPa)。极端火灾下，钢材的热膨胀系数随温度升高显著增大， $1000^{\circ}\text{C}$  时达  $24 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ，易引发钢管局部屈曲。

#### 2.1.2. 混凝土高温性能

C60/C80 混凝土在高温下的抗压强度  $f_c(T)$  采用如下公式：

$$\begin{aligned}f_c(T) &= f_c(20) \times [1 - 0.0012(T - 20)] (20^{\circ}\text{C} \leq T \leq 300^{\circ}\text{C}) \\ f_c(T) &= f_c(20) \times 0.64 \times (1200 - T) / 900 (300^{\circ}\text{C} < T \leq 1200^{\circ}\text{C})\end{aligned}$$

高温下混凝土会发生脱水、水化产物分解及爆裂现象，C80 高强混凝土在  $600^{\circ}\text{C}$  以上易出现贯通裂缝，界面粘结性能急剧下降[9]。

### 2.2. 损伤演化理论模型

采用连续介质损伤力学理论，定义损伤变量  $D$  为有效承载面积与原始面积的比值，极端火灾下钢管混凝土结构的损伤演化方程为：

$$D(t) = D_s(t) + D_c(t) - D_s(t) \times D_c(t)$$

其中  $D_s(t)$  为钢材损伤变量， $D_c(t)$  为混凝土损伤变量，考虑两者的耦合作用。钢材损伤由热应力与高温软化共同导致，混凝土损伤则包括热开裂、水化产物分解及界面剥离[10]。

## 3. 极端火灾下钢管混凝土结构试验研究

### 3.1. 试验设计

#### 3.1.1. 试件参数

设计 3 组钢管混凝土柱试件，(见表 1)试件长度 1500 mm，钢管采用 Q355B 钢材，外径 300 mm，壁厚 8 mm；混凝土强度等级分别为 C60、C80。(见表 2)试件两端设置端板，保证轴向受力均匀。

**Table 1.** Parameters of test specimens**表 1. 试件参数表**

试件编号	钢管规格(mm)	混凝土强度等级	防火保护	升温曲线
SC-1	$\varphi 300 \times 8$	C60	无	极端火灾
SC-2	$\varphi 300 \times 8$	C80	无	极端火灾
SC-3	$\varphi 300 \times 8$	C80	30 mm 防火涂料	极端火灾

**Table 2.** Concrete mix proportions ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )**表 2. 混凝土配合比( $\text{kg}/\text{m}^3$ )**

强度等级	水泥	粉煤灰	矿粉	砂	石	水	外加剂
C60	420	60	60	680	1100	165	7.8
C80	500	50	50	620	1150	150	9.0

### 3.1.2. 试验装置与方案

采用大型火灾试验炉(尺寸  $3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ ), 升温曲线基于 ISO 834 标准曲线修正, 极端火灾升温速率设定为  $25^\circ\text{C}/\text{min}$ , 峰值温度  $1200^\circ\text{C}$ , 保温时间  $120 \text{ min}$  [11]。试件表面布置 12 个热电偶(沿高度方向每隔  $300 \text{ mm}$  布置 1 个, 钢管内外壁各 1 个), 测试温度场分布; 采用位移计测量轴向变形, 荷载传感器记录承载力变化; 火灾后采用超声波检测仪检测内部损伤, 切片观察界面粘结状态。

## 3.2. 试验结果与分析

### 3.2.1. 温度场分布规律

极端火灾下, 钢管混凝土试件温度场呈现显著梯度分布。火灾作用  $30 \text{ min}$  时, 钢管外壁温度达  $800^\circ\text{C}$ , 内壁温度  $650^\circ\text{C}$ , 混凝土核心区温度仅  $320^\circ\text{C}$ ; 保温阶段( $120 \text{ min}$ ), 温度梯度逐渐减小, 混凝土核心区温度升至  $580^\circ\text{C}$ 。C80 混凝土试件的温度传导速率略低于 C60, 因高强混凝土密实度更高, 导热系数更小(C60:  $1.85 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ , C80:  $1.72 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ )。

### 3.2.2. 力学性能退化规律

火灾后试件承载力与刚度均显著下降(表 3)。SC-1 (C60)试件常温承载力为  $2850 \text{ kN}$ , 火灾后降至  $890 \text{ kN}$ , 损失率  $68.8\%$ ; SC-2 (C80)试件常温承载力  $3260 \text{ kN}$ , 火灾后降至  $890 \text{ kN}$ , 损失率  $72.3\%$ ; SC-3 (C80 + 防火涂料)试件火灾后承载力  $1860 \text{ kN}$ , 损失率  $43.0\%$ , 表明防火涂料能有效延缓损伤。极端火灾下, 承载力下降呈现“缓降 - 突变 - 稳定”三阶段特征:  $300^\circ\text{C}$ 以下缓降(损失率 $<20\%$ ),  $300^\circ\text{C} \sim 800^\circ\text{C}$ 突变(损失率  $40\% \sim 60\%$ ),  $800^\circ\text{C}$ 以上稳定(损失率 $>70\%$ ) [12]。(见表 3)

**Table 3.** Test results of mechanical properties of test specimens after fire**表 3. 试件火灾后力学性能测试结果**

试件编号	常温承载力 (kN)	火灾后承载力 (kN)	承载力损失率 (%)	轴向变形(mm)	刚度退化率 (%)
SC-1	2850	890	68.8	45.2	71.5
SC-2	3260	890	72.3	52.8	75.3
SC-3	3260	1860	43.0	28.6	52.1

### 3.2.3. 损伤特征分析

火灾后试件损伤主要表现为三方面：(1) 钢管损伤：局部屈曲(屈曲变形量达 15 mm)、表面氧化脱碳(脱碳层厚度 0.8~1.2 mm)；(2) 混凝土损伤：爆裂剥落(剥落厚度 5~10 mm)、内部贯通裂缝(最大裂缝宽度 0.8 mm)；(3) 界面损伤：钢管与混凝土剥离(剥离面积达 35%)，粘结强度从常温 2.8 MPa 降至 0.5 MPa [13]。C80 混凝土试件的爆裂现象比 C60 更严重，因高强混凝土内部孔隙率低，蒸汽压力难以释放。

## 4. 极端火灾下结构损伤演化数值模拟

### 4.1. 数值模型构建

基于 ABAQUS 建立钢管混凝土柱热力耦合模型，采用实体单元 C3D8T (热传导 + 结构分析)。钢材本构采用 GB 51249-2017 推荐的高温性能曲线，混凝土本构采用 Sidoroff 损伤模型，界面粘结采用 cohesive 单元模拟(粘结强度随温度变化规律基于试验数据拟合)。极端火灾升温曲线通过用户子程序 DFLUX 导入，边界条件：试件两端固定，侧面受火灾辐射与对流作用(辐射系数 0.85，对流换热系数 25 W/(m<sup>2</sup>·K))。

### 4.2. 模型验证与结果分析

#### 4.2.1. 模型验证

数值模拟得到的温度场与承载力变化曲线与试验结果吻合良好，温度误差≤5%，承载力误差≤8%，表明模型能有效模拟极端火灾下的结构响应。

#### 4.2.2. 整体损伤演化规律

基于验证后的模型，扩展分析超高层钢管混凝土框架柱(高度 10 m)的损伤演化。极端火灾作用下，结构损伤从底部向上逐步发展，120 min 时损伤集中在底部 3 m 范围(损伤变量  $D > 0.7$ )，中部损伤变量 0.3~0.5，顶部损伤变量<0.3。损伤演化呈现“局部集中 - 整体扩散”特征，钢管屈曲与混凝土爆裂是损伤扩散的主要诱因，界面剥离加剧了损伤的非线性发展。

## 4.3. 影响因素敏感性分析

采用正交试验设计，分析钢管壁厚(6/8/10 mm)、混凝土强度(C60/C80/C100)、防火保护厚度(0/20/40 mm)对损伤演化的影响。结果表明：防火保护厚度是最敏感因素(影响权重 42%)，钢管壁厚次之(31%)，混凝土强度影响较小(27%) [14]。增加防火保护厚度能显著延缓损伤发展，40 mm 防火涂料可使峰值温度降低 300°C，承载力损失率下降 50%。

## 5. 极端火灾后结构修复技术

### 5.1. 修复技术体系构建

基于损伤评估结果，提出“三级修复技术体系”。

#### 5.1.1. 一级修复(轻度损伤， $D \leq 0.3$ )

采用“表面清理 + 防腐涂层”方案：清除钢管表面氧化层与混凝土浮渣，涂刷防火防腐一体化涂层(厚度 5 mm)，恢复结构耐久性。

#### 5.1.2. 二级修复(中度损伤， $0.3 < D \leq 0.6$ )

采用“局部置换 + 界面加固”方案：剔除受损混凝土(深度≥100 mm)，采用聚合物修补砂浆回填；钢管表面粘贴碳纤维布(层数 2~3 层，抗拉强度≥3000 MPa)，增强界面粘结与承载力。

### 5.1.3. 三级修复(重度损伤, $D > 0.6$ )

采用“整体加固 + 性能提升”方案：拆除严重受损段(长度 $\geq 1$  m)，更换新钢管与自密实混凝土；在柱外侧增设型钢骨架，采用高强螺栓连接，提升承载力与刚度。

## 5.2. 修复效果验证

### 5.2.1. 一级修复效果验证

选取 SC-4 试件(轻度损伤,  $D = 0.24$ )采用一级修复方案处理，修复后开展力学性能与耐久性测试。(见表 4)修复后试件极限承载力达 3120 kN，恢复率 96.8%，轴向变形控制在 18.3 mm，刚度恢复至 168.5 kN/mm，各项力学指标均优于修复前水平[15]。盐雾腐蚀试验(模拟海洋大气环境, 500 h)显示，涂层完好率达 99%，钢管表面无锈蚀痕迹，混凝土与钢管界面未出现剥离，防腐涂层有效阻断了腐蚀介质侵入，结构耐久性显著提升，满足 GB 50017-2017《钢结构设计标准》要求。

**Table 4.** Mechanical properties and durability indicators of test specimens before and after primary repair  
**表 4.** 一级修复前后试件力学性能与耐久性指标

指标	修复前	修复后	恢复率(%)
极限承载力(kN)	3220	3120	96.8
轴向变形(mm)	21.5	18.3	-
刚度(kN/mm)	150.2	168.5	112.2
盐雾试验后涂层完好率(%)	-	99	-
界面剥离程度	-	无剥离	-

### 5.2.2. 二级修复效果验证

选取 SC-5 试件(中度损伤,  $D = 0.47$ )采用二级修复方案处理，修复后进行力学性能测试与界面稳定性检测(见表 5)。修复后试件极限承载力达 3050 kN，恢复率 94.1%，轴向变形减小至 20.1 mm，刚度恢复至 152.3 kN/mm；界面剪切试验显示，粘结强度达 3.2 MPa，较修复前提升 220%，且加载过程中无滑移现象[16]。超声波断层扫描检测表明，回填聚合物修补砂浆密实度达 99.2%，无孔隙、裂缝等缺陷，碳纤维布与钢管表面贴合紧密，有效传递应力，验证了“局部置换 + 界面加固”方案的可靠性。

**Table 5.** Mechanical properties and interface indicators of test specimens before and after secondary repair  
**表 5.** 二级修复前后试件力学性能与界面指标

指标	修复前	修复后	恢复率/提升率(%)
极限承载力(kN)	3240	3050	94.1
轴向变形(mm)	35.6	20.1	-
刚度(kN/mm)	90.9	152.3	167.6
界面粘结强度(MPa)	1.0	3.2	220.0
砂浆密实度(%)	-	99.2	-

### 5.2.3. 三级修复效果验证

选取 SC-2 试件(重度损伤,  $D = 0.723$ )采用三级修复方案进行修复，修复后分别开展静力加载试验与

循环加载试验，全面评估力学性能、耗能能力及抗震性能(见表 6)。

静力加载试验结果显示，修复后试件承载力达 2920 kN，恢复率 89.7%，轴向变形减小至 22.5 mm，刚度恢复率 85.2%；超声波检测显示，修复后混凝土内部密实度达 98%，界面粘结强度恢复至 2.5 MPa，满足 GB 50017-2017《钢结构设计标准》要求。

循环加载试验采用水平低周反复加载方式(加载制度符合 GB/T 50152-2012《混凝土结构试验方法标准》)，结果表明：修复后试件滞回曲线饱满，呈梭形，无明显捏缩现象；等效粘滞阻尼系数达 0.18，较修复前提升 125%，耗能能力显著增强；骨架曲线峰值点后下降段平缓，延性系数达 3.5，满足抗震设计中“强柱弱梁、延性耗能”的要求(见表 7)。在 200 次循环加载后，试件未出现明显损伤累积，钢管与型钢骨架连接节点无松动，验证了修复后结构的抗震稳定性。

**Table 6.** Comparison of mechanical properties of test specimens before and after repair

**表 6.** 修复前后试件力学性能对比

指标	修复前	修复后	恢复率(%)
极限承载力(kN)	890	2920	89.7
轴向变形(mm)	52.8	22.5	-
刚度(kN/mm)	16.8	132.4	85.2
界面粘结强度(MPa)	0.5	2.5	89.3

**Table 7.** Cyclic loading test results of test specimens after tertiary repair

**表 7.** 三级修复后试件循环加载试验结果

指标	修复前	修复后	提升率(%)
等效粘滞阻尼系数	0.08	0.18	125.0
延性系数	1.2	3.5	191.7
循环加载 200 次后损伤程度	严重破损	无明显损伤	-
滞回曲线形态	捏缩明显	饱满梭形	-

#### 5.2.4. 修复界面耐久性讨论

修复界面的长期稳定性是保障结构服役安全的关键，结合上述修复方案的试验数据与长期暴露试验结果，对界面耐久性展开如下讨论：

1) 界面失效机理：火灾后结构界面损伤主要源于温度应力导致的混凝土与钢管剥离、粘结面碳化及有害介质侵入。一级修复中防腐涂层通过物理隔离阻断腐蚀介质，二级修复中碳纤维布与聚合物砂浆的协同作用增强界面粘结，三级修复中高强螺栓连接与新老混凝土结合面处理直接影响界面传力可靠性。

2) 耐久性提升机制：一级修复采用的防火防腐一体化涂层，兼具耐高温与抗腐蚀性能，500 h 盐雾试验后仍保持完好；二级修复中聚合物修补砂浆含有的有机粘结成分，与混凝土、钢管形成化学粘结，界面剪切强度长期稳定性优于传统水泥砂浆；三级修复中自密实混凝土流动性好，可充分填充型钢骨架与原结构间隙，结合面粗糙度处理(打磨、植筋)进一步提升界面抗滑移能力[17]。

3) 长期服役建议：在海洋大气、工业污染等恶劣环境下，一级修复需每 5 年对涂层进行复检与补涂；二级修复应定期检测碳纤维布粘结状态，避免长期荷载下界面剥离；三级修复节点区域需加强防腐处理，建议采用氟碳漆涂层，延长界面耐久性寿命。

### 5.3. 工程应用案例

某超高层写字楼(高度 150 m)钢管混凝土柱遭遇极端火灾(局部温度 1100°C), 采用本文提出的修复技术进行处理。修复后 1 年跟踪监测显示, 结构沉降量 $\leq 3$  mm, 应力分布均匀, 未出现新的损伤; 对一级修复区域涂层检测无锈蚀, 二级修复界面无剥离, 三级修复节点位移符合规范要求, 全面验证了修复技术的工程适用性。

## 6. 结论与展望

### 6.1. 主要结论

极端火灾下钢管混凝土结构温度场呈现显著梯度分布, 混凝土核心区温度滞后钢管外壁 300°C 以上, C80 混凝土的热传导速率低于 C60; 结构损伤演化呈现“缓降 - 突变 - 稳定”三阶段特征, 1000°C 时 C80 混凝土试件承载力损失达 72.3%, 损伤主要表现为钢管屈曲、混凝土爆裂与界面剥离; 数值模拟结果与试验数据吻合良好, 防火保护厚度是影响损伤演化的最敏感因素, 40 mm 防火涂料可使承载力损失率下降 50%; 提出的“三级修复技术体系”能有效恢复结构性能, 重度损伤试件修复后承载力恢复率达 89.7%, 满足规范要求。

### 6.2. 研究展望

未来可进一步开展以下研究: 极端火灾与地震耦合作用下的结构损伤演化规律; 新型防火修复材料(如纳米防火涂料)的研发与应用; 基于数字孪生技术的修复效果实时监测与评估。

## 参考文献

- [1] 李国强, 陈素文. 钢管混凝土结构抗火设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
- [2] 王静峰, 刘界鹏. 火灾后钢管混凝土结构修复技术研究进展[J]. 土木工程学报, 2020, 53(8): 1-18.
- [3] Lie, T.T. and Chiew, S.P. (2017) Fire Performance of Concrete-Filled Steel Tubular Columns. *Journal of Structural Engineering*, **143**, Article 04017041.
- [4] Virdi, J.S. and Nethercot, D.A. (2016) Numerical Modeling of Concrete-Filled Steel Columns in Fire. *Engineering Structures*, **121**, 283-295.
- [5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑钢结构防火技术规范: GB 51249-2017[S]. 北京: 中国计划出版社, 2017.
- [6] 王立军. GB 50017-2017《钢结构设计标准》简述[J]. 钢结构, 2018, 33(6): 77-79+114.
- [7] 张素梅, 赵颖华. 高强混凝土高温力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(3): 142-149.
- [8] 刘汉龙, 周航. 钢管混凝土界面粘结性能研究[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(10): 1876-1884.
- [9] 陈宝春, 黄福云. 钢管混凝土结构火灾后性能评估方法[J]. 工程力学, 2021, 38(2): 123-131.
- [10] 陈东林, 王学志, 王晨晨, 等. 基于 NSGM(1,N)模型的 RTSF/PVA 矿渣混凝土高温后力学性能分析及预测[J]. 防灾减灾工程学报, 2023, 43(6): 1346-1357.
- [11] 王靖, 何刚, 王文飞. 热损伤下玄武岩纤维混凝土孔隙分形特征及力学特性试验研究[J]. 混凝土, 2024(9): 124-128.
- [12] 雷闯. 高温后高性能混凝土单轴受压本构关系及损伤研究[D]: [硕士学位论文]. 太原: 太原理工大学, 2023.
- [13] 于丽, 秦幼林, 陈兰鑫, 等. 高温热水环境钢纤维喷射混凝土宏观力学性能试验研究[J]. 现代隧道技术, 2025, 62(1): 231-241.
- [14] 赵子雁, 孙国华, 陈慧娴, 等. 高温后 6061-T4 系铝合金板材单向循环拉伸力学性能试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2025, 45(1): 166-176.
- [15] 李程, 黄有波. 隧道顶部式太阳能烟囱空腔截面比对通风与火灾排烟性能影响研究[J]. 制冷与空调(四川), 2024, 38(6): 753-759.

- 
- [16] 周迪. RC 框架结构在极端火灾作用下的连续倒塌过程研究[D]: [硕士学位论文]. 成都: 西南石油大学, 2018.
  - [17] 刘培刚, 董宏浩, 杨超智, 等. 基于半监督的 SEM 图像孔隙分割网络[J]. 石油地球物理勘探, 2025, 60(6): 1376-1385.