

doi: 10.12068/j.issn.1005-3026.2024.03.017

# 火灾下面内约束钢筋混凝土简支双向板力学响应机理

丁发兴, 查湘衡, 王文君, 蒋彬辉  
(中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

**摘要:** 现有分析方法对火灾下面内约束简支双向板的开裂、变形响应以及面内约束导致抗火性能降低的机理缺乏合理解释, 本文应用ABAQUS有限元软件对火灾下面内约束钢筋混凝土简支双向板的温度场和热力耦合场进行了三维实体有限元分析, 在实验验证基础上进行参数分析, 探究钢筋和混凝土的挠度、应力变化规律和力学响应机理。结果表明: 在火灾下, 面内约束力削弱了板的倒拱效应与拉力膜效应, 导致抗火性能显著降低。单向和双向面内约束、长宽比、荷载比的增大均会缩短板的倒拱效应与拉力膜效应阶段的时间。

**关键词:** 钢筋混凝土双向板; 火灾; 面内约束; 力学响应; 倒拱效应

中图分类号: TU375.2 文献标志码: A 文章编号: 1005-3026(2024)03-0439-10

## Mechanical Response Mechanism of Simply Supported Two-Way Reinforced Concrete Slab with In-plane Constraints Under Fire

DING Fa-xing, ZHA Xiang-heng, WANG Wen-jun, JIANG Bin-hui

(School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China. Corresponding author: WANG Wen-jun, E-mail: wenjunwang@csu.edu.cn)

**Abstract:** The existing analysis methods lack a reasonable explanation for the cracking, deformation response, and the mechanism of fire resistance reduction caused by the internal confinement of the simply supported two-way reinforced concrete slab with in-plane constraints under the fire. Therefore, three-dimensional solid finite element models of simply supported two-way reinforced concrete slab with in-plane constraints under fire in both temperature field and thermo-mechanical coupling analysis were established using the ABAQUS software. On the basis of experimental verification, further parameter analysis was carried out to investigate the deflection, stress variation law, and mechanical response mechanism of steel bars and concrete. The results show that in the case of fire, the in-plane constraining force weakens the inverted arch effect and tensile film effect of the plate, resulting in a significant decrease in fire resistance. An increase in unidirectional and two-way in-plane constraints, aspect ratio, and load ratio will shorten the duration of the inverted arch effect and tension membrane effect stages of plate.

**Key words:** two-way reinforced concrete slab; fire; in-plane constraint; mechanical response; inverted arch effect

近年来, 建筑结构各种损伤灾害频发, 给人们的安全和环境带来了极大的危害。相比于地震灾害常发生在板块连接地带, 火灾的发生则不

受地域的限制, 因此更值得探讨。钢筋混凝土结构因为其便于施工、造价低廉等优点, 其应用最为广泛。钢筋混凝土楼板作为建筑结构的基本构件之

收稿日期: 2022-11-07

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51978664)。

作者简介: 丁发兴(1979-), 男, 浙江瑞安人, 中南大学教授, 博士生导师。

一,其裸露面积最大,火灾发生时其受火最为充分,在火灾下迅速升温,材料性能退化明显。

目前国际上不少学者对钢筋混凝土楼板抗火性能进行研究.如Lim等<sup>[1]</sup>使用SAFIRE软件,利用壳单元进行钢筋混凝土双向板的火灾模拟,结果表明板产生双曲模式变形并在初始阶段形成拉力膜效应,提升了变形能力;Jiang等<sup>[2]</sup>运用LS-DYNA软件,采用壳单元模拟钢筋混凝土双向板和组合楼板的火灾行为,指出火灾下大挠度楼板的薄膜效应显著提高了其抗火性能,并探讨了荷载比、边界条件、板厚、钢筋布置和纵横比对双向板拉力膜作用产生的影响;丁发兴等<sup>[3]</sup>采用ABAQUS软件开展了火灾下钢筋混凝土简支单向板和双向板力学响应机理的探讨,结果表明板的力学响应过程进一步细分为弹性、弹塑性、塑性、受拉开裂(拉力膜)等4个阶段,而弹塑性与塑性阶段的倒拱效应使得双向板抗火性能优秀,拉力膜阶段为火灾后期,此时板挠曲变形极大。

实际工程结构中混凝土板由于与相邻构件直接接触,混凝土板的变形行为会受到相邻构件对混凝土板产生的面内约束力影响,使混凝土板的火灾行为发生变化.而整体工程结构受力情况复杂,其中楼板所受具体约束力难以确定,故先探究面内约束力这一因素对板抗火性能的影响.已有学者通过试验和模拟进行探究,如Cooke<sup>[4]</sup>进行约束板火灾试验,结果表明轴向约束力对板的抗火性能可能不利,且约束力加载方式对其抗火性能影响较大;王勇等<sup>[5-6]</sup>对8块面内约束混凝土板进行了试验研究、壳元数值模拟和机理分析,结果表明面内约束作用不利于板大变形阶段受拉薄膜效应的发展,由于壳单元难以反映混凝土应力沿板厚方向的变化,因此模拟结果与试验的裂缝分布规律不甚符合.可见目前关于面内约束下受火简支板的开裂、变形响应以及面内约束使得板抗火性能降低的机理尚缺乏合理解释,为此本文应用ABAQUS有限元软件,采用考虑混凝土瞬态热应变、高温徐变与蠕变以及钢筋的高温徐变与蠕变的热力耦合本构关系并结合实体单元,建立火灾下面内约束钢筋混凝土简支双向板有限元模型,用已有试验结果的温度、变形以及裂缝分布规律验证其正确性.然后开展火灾下面内约束钢筋混凝土简支双向板参数分析,探讨火灾下面内约束板变形响应与应力重分布规律对抗火性能降低的力学响应机理影响规律,探讨约束荷载、长宽比、荷载比对约束板抗火性能的影响。

## 1 有限元模型与验证

### 1.1 温度场计算模型

1) 混凝土热工性能.混凝土比热容、热传导系数与温度 $\theta$ 的关系采用欧洲规范<sup>[7]</sup>提出的公式:

$$\left. \begin{aligned} c_c &= 900 + 80 \left( \frac{\theta}{120} \right) - 4 \left( \frac{\theta}{120} \right)^2, 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}; \\ \lambda_c &= 2 - 0.245 \left( \frac{\theta}{100} \right) + 0.0107 \left( \frac{\theta}{100} \right)^2, 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: $c_c$ 为混凝土比热容, $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ ; $\lambda_c$ 为混凝土导热系数, $\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ .

混凝土密度取 $\rho_c = 2300 \text{ kg/m}^3$ .

2) 钢材热工性能.高温下钢材的比热容采用文献<sup>[8]</sup>建议的表达式:

$$c_s = 38.1 \times 10^{-8} \theta^2 + 20.1 \times 10^{-5} \theta + 0.473. \quad (2)$$

式中, $c_s$ 为钢材的比热容, $\text{kJ}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ .

Lie<sup>[9]</sup>建议的高温下钢材导热系数表达式为

$$k_s = \begin{cases} -0.022\theta + 48, & 0^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}; \\ 28.2, & \theta > 900^\circ\text{C}. \end{cases} \quad (3)$$

式中, $k_s$ 为钢材的导热系数, $\text{W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ .

钢材密度取 $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

3) 单元类型与界面模拟.温度场分析中,混凝土采用8节点传热分析单元(DC3D8),钢筋采用2节点传热连接单元(DC1D2),采用结构化网格划分方式,钢筋与混凝土之间采用绑定约束.混凝土受火面和背火面的表面辐射系数均为 $0.7 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ <sup>[10]</sup>,膜层散热系数分别为 $25$ 和 $9 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ <sup>[10]</sup>.

### 1.2 热力耦合场模型

#### 1.2.1 混凝土热-力耦合本构关系

高温下混凝土总应变( $\varepsilon_{c,\text{total}}$ )包含瞬态热应变( $\varepsilon_{c,\text{tr}}$ )、高温徐变( $\varepsilon_{c,\text{cr}}$ )、自由膨胀应变( $\varepsilon_{c,\text{th}}$ )和应力作用产生的应变( $\varepsilon_{c,\sigma}$ ),其表达式为

$$\varepsilon_{c,\text{total}} = \varepsilon_{c,\text{th}} + \varepsilon_{c,\text{tr}} + \varepsilon_{c,\text{cr}} + \varepsilon_{c,\sigma}. \quad (4)$$

式中, $\varepsilon_{c,\text{tr}}$ 和 $\varepsilon_{c,\text{cr}}$ 采用过镇海等<sup>[11]</sup>建议的计算公式:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{c,\text{tr}} &= \frac{\sigma_c}{f_c} \left( 0.17 + 0.73 \frac{\theta - 20}{100} \right) \times \frac{\theta - 20}{100} \times 10^{-3}; \\ \varepsilon_{c,\text{cr}} &= \frac{\sigma_c}{f_c} (\theta - 20)^{1.25} \times t_f^{0.001} \times 10^{-6}. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

其中: $\sigma_c$ 为混凝土应力; $f_c$ 为混凝土单轴抗压强度; $t_f$ 为受火时间,min.

$\varepsilon_{c,\text{th}}$ 采用过镇海等<sup>[11]</sup>提出的混凝土热膨胀系数和温度的关系公式:

$$\varepsilon_{c,th} = 28 \left( \frac{\theta}{1000} \right)^2 \times 10^{-3}. \quad (6)$$

高温下混凝土的应力( $\sigma_c$ )-应变( $\varepsilon_{c,\sigma}$ )关系采用Ding等<sup>[12]</sup>提出的高温塑性-损伤本构模型,其表达式如下:

$$y = \begin{cases} \frac{A_n x + (B_n - 1)x^2}{1 + (A_n - 2)x + B_n x^2}, & x \leq 1; \\ \frac{x}{\alpha_n (x - 1)^2 + x}, & x > 1. \end{cases} \quad (7)$$

当 $n=1$ 时, $x=\varepsilon_{c,\sigma}/\varepsilon_{c,\theta}$ , $y=\sigma_c/f_{c,\theta}$ , $\varepsilon_{c,\theta}$ 为温度为 $\theta$ 时混凝土单轴抗压峰值应变, $\sigma_c$ 为应力, $f_{c,\theta}$ 为温度为 $\theta$ 时混凝土单轴抗压强度,曲线上升段参数 $A_1=9.1f_{cu}^{-4/9}$ ,参数 $B_1=1.6(A_1-1)^2$ ,下降段参数 $\alpha_1=2.5f_{cu}^3 \times 10^{-5}$ ;当 $n=2$ 时, $x=\varepsilon_{c,\sigma}/\varepsilon_{t,\theta}$ , $y=\sigma_c/f_{t,\theta}$ , $\varepsilon_{t,\theta}$ 为温度为 $\theta$ 时混凝土单轴抗拉峰值应变, $f_{t,\theta}$ 为温度为 $\theta$ 时混凝土单轴抗拉强度,曲线上升段参数 $A_2=1.306$ ,参数 $B_2=5(A_2-1)^{2/3}=0.15$ ,下降段参数 $\alpha_2=0.8$ , $f_{cu}$ 为混凝土立方体抗压强度, $f_{c,\theta}$ , $f_{t,\theta}$ , $\varepsilon_{c,\theta}$ 与 $\varepsilon_{t,\theta}$ 采用文献<sup>[13]</sup>建议的计算公式:

$$\frac{f_{c,\theta}}{f_c} = \frac{f_{t,\theta}}{f_t} = \frac{1}{1 + 19[(\theta - 293)/900]^{b_1}}, \quad (8)$$

$$\varepsilon_{c,\theta}/\varepsilon_c = \varepsilon_{t,\theta}/\varepsilon_t = 1 + 0.23[(\theta - 293)/100]^{1.5}. \quad (9)$$

式中: $f_c=0.4f_{cu}^{7/6}$ ;  $f_t=0.24f_{cu}^{2/23}$ ;  $\varepsilon_c=383f_{cu}^{7/18} \times 10^{-6}$ ;  $\varepsilon_t=33f_{cu}^{1/3} \times 10^{-6}$ ;

$$b_1 = \begin{cases} 6.70, & 20 \text{ MPa} \leq f_{cu} \leq 40 \text{ MPa}; \\ 3.65 + \frac{3.05}{1 + 0.001(f_{cu} - 40)^3}, & f_{cu} > 40 \text{ MPa}. \end{cases} \quad (10)$$

高温塑性-损伤本构模型中其他参数取值如下:拉、压子午线上第二应力不变量的比值为2/3,膨胀角取 $40^\circ$ ,流动偏角取 $0.1^\circ$ ,双轴等压时混凝土的强度与单轴强度之比为1.277,黏性系数为0.005;混凝土的泊松比为0.2,在受火初期高温下混凝土一般都处于弹性阶段,因此不考虑混凝土卸载引起的损伤,损伤因子为0.

### 1.2.2 钢材热-力耦合本构关系

高温下钢材总应变为自由膨胀应变( $\varepsilon_{s,th}$ )、高温蠕变( $\varepsilon_{s,cr}$ )和受力应变( $\varepsilon_{s,\sigma}$ )三部分之和,其表达式为

$$\varepsilon_{s,total} = \varepsilon_{s,\sigma} + \varepsilon_{s,th} + \varepsilon_{s,cr}. \quad (11)$$

式中,自由膨胀应变采用过镇海等<sup>[11]</sup>建议的钢材热膨胀系数随温度的关系式:

$$\varepsilon_{s,th} = 16 \left( \frac{\theta}{1000} \right)^{1.5} \times 10^{-3}. \quad (12)$$

高温蠕变采用文献<sup>[14]</sup>的计算公式:

$$\varepsilon_{s,cr} = 10^{a/(\theta+273)+b} (\sigma_s/9.8)^{c/(\theta+273)+d} t_f^{e/(\theta+273)+f}. \quad (13)$$

式中: $a=-8480$ ;  $b=2.50$ ;  $c=3060$ ;  $d=0.228$ ;  $e=$

0.002;  $f=-1.1$ ;  $\sigma_s$ 为钢材应力;  $t_f$ 为受火时间, min.

应力( $\sigma_s$ )-应变( $\varepsilon_{s,\sigma}$ )本构模型采用欧洲规范EC3<sup>[16]</sup>推荐表达式:

$$\sigma_s = \begin{cases} \varepsilon_{s,\sigma} E_{s,\theta}, & \varepsilon_{s,\sigma} \leq \varepsilon_{sp,\theta}; \\ f_{sp,\theta} - \bar{c} + (\bar{b}/\bar{a})(\bar{a}^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{s,\sigma})^2)^{0.5}, & \varepsilon_{sp,\theta} < \varepsilon_{s,\sigma} \leq \varepsilon_{sy,\theta}; \\ f_{sy,\theta}, & \varepsilon_{sy,\theta} < \varepsilon_{s,\sigma} \leq \varepsilon_{st,\theta}; \\ f_{sy,\theta} \left( 1 - \frac{\varepsilon_{s,\sigma} - \varepsilon_{st,\theta}}{\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}} \right), & \varepsilon_{st,\theta} < \varepsilon_{s,\sigma} < \varepsilon_{su,\theta}; \\ 0, & \varepsilon_{s,\sigma} = \varepsilon_{su,\theta}. \end{cases} \quad (14)$$

式中: $E_{s,\theta}$ 为温度为 $\theta$ 时钢材的弹性模量; $f_{sp,\theta}$ 为温度为 $\theta$ 时钢筋在比例极限的强度; $f_{sy,\theta}$ 为温度为 $\theta$ 时钢筋的屈服强度;比例极限应变 $\varepsilon_{sp,\theta}=f_{sp,\theta}/E_{s,\theta}$ ;屈服应变 $\varepsilon_{sy,\theta}=0.02$ ;峰值应变 $\varepsilon_{st,\theta}=0.15$ ;极限应变 $\varepsilon_{su,\theta}=0.2$ .

其他参数表达式如下:

$$\bar{a}^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta}), \quad (15)$$

$$\bar{b}^2 = \bar{c}(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + \bar{c}^2, \quad (16)$$

$$\bar{c} = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - (f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}. \quad (17)$$

### 1.3 模型验证

利用ABAQUS有限元软件,对面向内约束钢筋混凝土双向筒支板火灾试验进行数值模拟与分析.双向面内约束板有限元模型如图1所示,图中 $U_1, U_2, U_3$ 分别为 $X, Y, Z$ 轴3个方向自由度.当受荷工况为单向面内约束时,模型中 $N_Y=0$ .

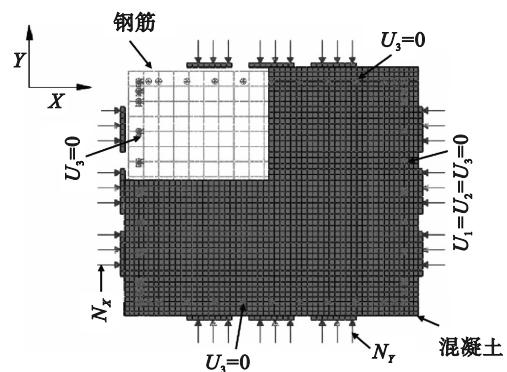


图1 面内约束钢筋混凝土双向板有限元模型  
Fig. 1 FE model for two-way reinforced concrete (RC) slabs with in-plane constraints

各试验板的详细参数如表1所示,其中 $L$ 为筒支板的长度, mm;  $B$ 为筒支板的宽度, mm;  $h$ 为筒支板的板厚, mm;  $f_y$ 为钢筋达到峰值强度, MPa;  $f_{cu}$ 为混凝土立方体抗压强度, MPa;  $g$ 为板的重力;  $q$ 为外荷载. 钢筋的保护层厚度 $c$ 为15 mm, 钢筋间距 $s$ 为200 mm.

图2为火灾下双向面内约束时钢筋混凝土筒

表 1 实验试件参数表  
Table 1 Detail parameters of specimens

来源	约束方式	试件编号	$L \times B \times h/mm$	$f_y/MPa$	$f_{cu}/MPa$	$g+q/(kN \cdot m^{-2})$	受火面积/ $mm^2$	支撑方式	约束力/MPa
文献 [5]	双向 面内 约束	R1	3900× 3300×100	485	34	4.5	3000×2400	四边 简支	$N_x=0$
		R2							$N_y=0$
		R3							$N_x=2$
		R4							$N_y=2$
文献 [6]	单向 面内 约束	S0	3300× 3300×100	414	25	4.76	2400×2400	四边 简支	$N_x=0$
		S1							$N_y=0$
		S2							$N_x=2$

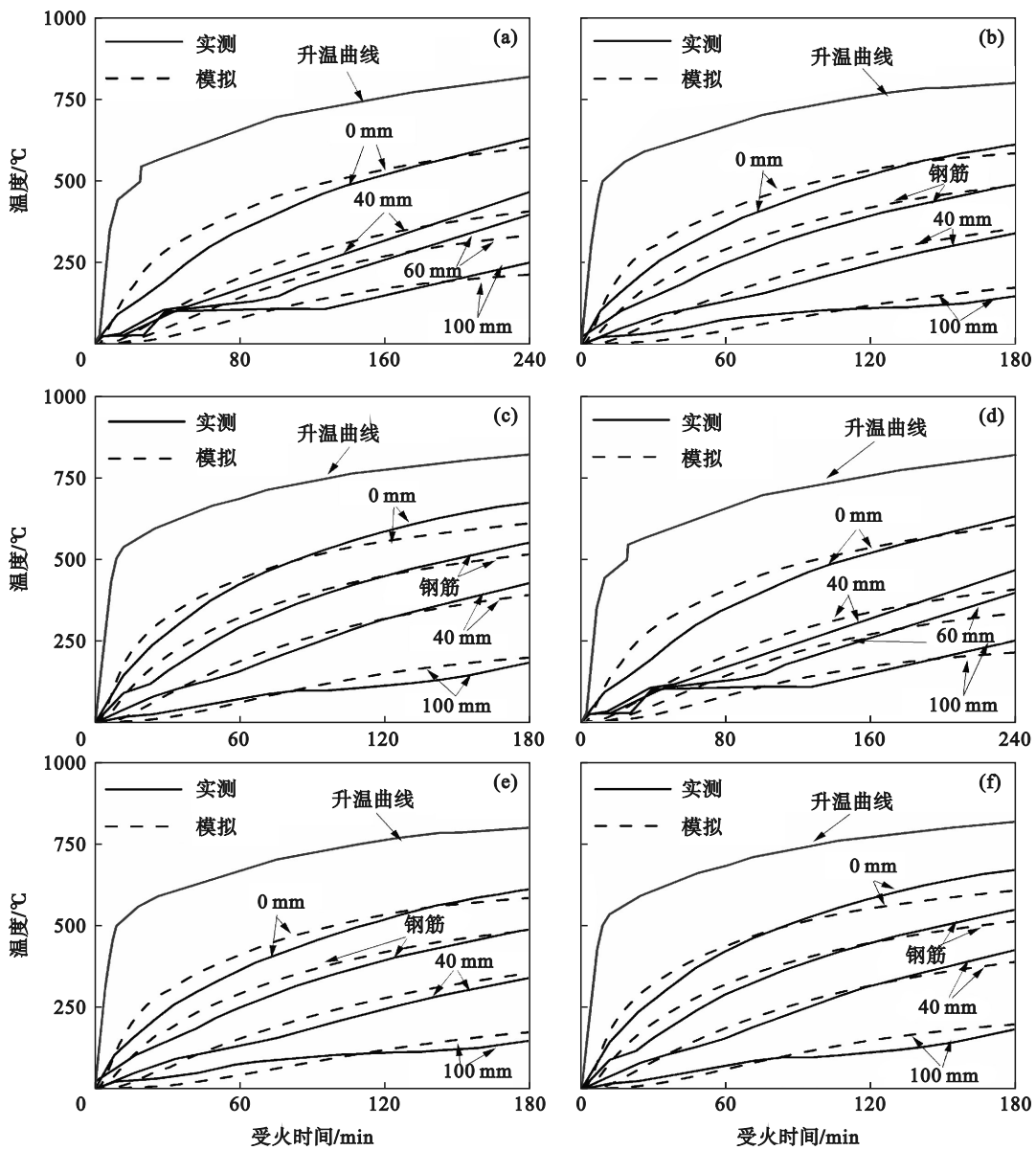


图 2 面内约束钢筋混凝土板温度测点实测值与模拟值比较

Fig. 2 Comparison of temperatures between measured and simulated values of RC slabs with in-plane constraints (a)—R1; (b)—R2; (c)—R3; (d)—S0; (e)—S1; (f)—S2.

支板(R1,R2和R3)和单向面内约束时钢筋混凝土简支板(S0,S1和S2)各温度测点的实测温度曲线与有限元模拟温度曲线对比图,图中标注的0,40,60,100 mm表示温度测点到板底的距离.

图3为火灾下面内约束钢筋混凝土板跨中挠度曲线实测值与有限元模拟值的比较,可见有限元模拟结果与实验结果吻合良好.

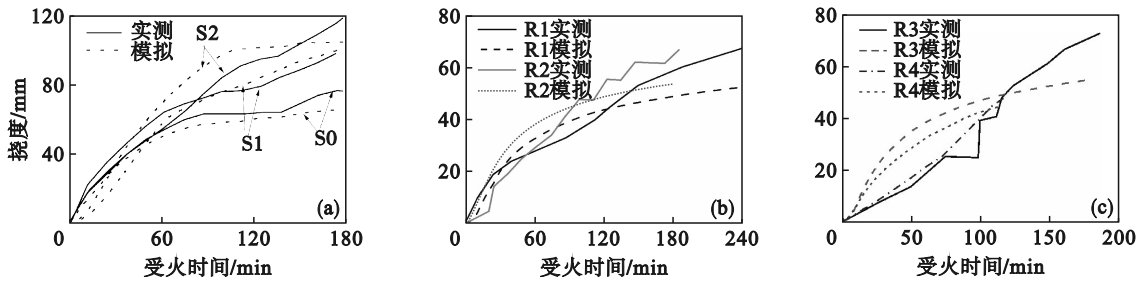


图3 面内约束钢筋混凝土板跨中挠度实测值与模拟值比较

Fig. 3 Comparisons of deflection between measured and simulated values of two-way RC slabs with in-plane constraints

(a)—S0,S1和S2;(b)—R1和R2;(c)—R3和R4.

图4为单向约束板S1和双向约束板R3的最大主应力分布图,可见:受火过程中S1,R3板顶跨中区域最大拉应力方向均为东西方向,与板顶跨中处出现南北竖向裂缝的实验现象相符;板底受火区域均处于双向受压状态,未受火的板边缘区域受拉,与板底未受火区域出现裂缝、直接受火区域无裂缝的实验现象相符.此外,受火过程中板顶四角处混凝土最大拉应力达到了高温抗拉强度且方向为东南方向,与板顶四角处出现西南角的斜

裂缝的实验现象相符,可见本文采用的实体单元模型更为合理.而此前王勇等<sup>[5-6]</sup>利用VULCAN软件采用壳单元对单双向面内约束板进行分析,在文献[5]的图23与文献[6]的图13中,板4个角部受压,与实验中4个角部出现斜裂缝的现象不符,中间椭圆部分受拉,难以说明受拉部分是出现在板顶还是板底,即壳单元无法反映板沿厚度方向混凝土的应力分布情况,因此难以解释实验中板底较为完好而板顶开裂的实验现象.

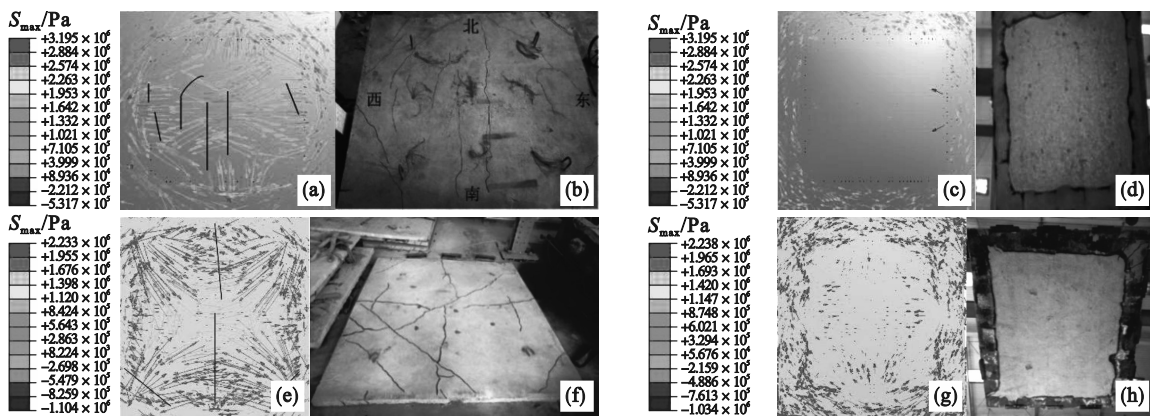


图4 单向约束板S1和双向约束板R3的最大主应力矢量图与试验现象图对比

Fig. 4 Comparisons of stress distribution and experimental phenomenon of unidirectional-constrained slab S1 and two-way-constrained slab R3

(a)—S1板顶最大主应力矢量图;(b)—S1板顶试验现象图;(c)—S1板底最大主应力矢量图;(d)—S1板底试验现象图;(e)—R3板顶最大主应力矢量图;(f)—R3板顶试验现象图;(g)—R3板底最大主应力矢量图;(h)—R3板底试验现象图.

## 2 参数分析

### 2.1 模型参数

为进一步研究面内约束对钢筋混凝土双向板抗火性能的影响机理,本节探讨面内约束、荷

载比和长宽比对标准升温条件下钢筋混凝土简支双向板抗火性能的影响.基本模型中板的长、宽、高分别为8000,6000,150 mm,混凝土强度 $f_{cu}=30$  MPa,钢筋屈服强度 $f_y=420$  MPa,配筋率为 $\rho=0.523\%$ ,保护层厚度为 $t_p=25$  mm,如图5所

示.各参数及其具体取值见表2.

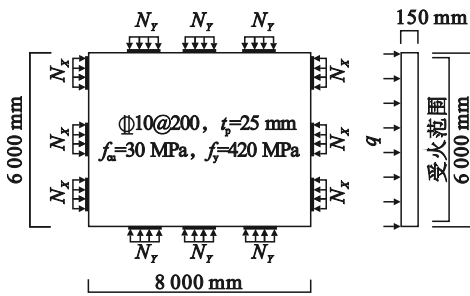


图5 参数分析试件有限元模型

Fig. 5 Finite element model for parameter analysis specimen

### 2.2 火灾下约束板力学响应机理

火灾下面内约束钢筋混凝土双向板高温力学响应图如图6所示,典型受火时刻沿厚度方向混凝土的应力分布曲线如图7~图10所示,图中各点位置分别距板宽边缘0,1,2,3 m.根据混凝土与钢筋的应力变化规律,可将约束简支板受火全过程的力学响应分为以下4个阶段:

弹性阶段(OA):O点为受火0时刻,A时刻为混凝土由受拉向受压变化的时刻.钢筋混凝土板只受外力作用时,板底混凝土与钢筋受拉.升温后,板底直接受火部分升温膨胀受到约束产生的

表2 参数分析试件属性  
Table 2 Details of parameter analysis specimens

试件编号	长、宽、高 mm	长宽比	Nx MPa	Ny MPa	设计荷载 kN·m <sup>-2</sup>	时间/min				
						弹性阶段(OA)	弹塑性阶段(AB)	塑性阶段(BC)	受拉开裂阶段(CD)	耐火极限
N1	8 000, 6 000, 150	1.3:1	0	0	10	8	8	142	—	—
N2	8 000, 6 000, 150	1.3:1	3	3	10	6	42	8	6	62
N3	8 000, 6 000, 150	1.3:1	0	4	10	2	19	2	3	26
N4	8 000, 6 000, 150	1.3:1	4	0	10	4	31	90	35	160
N5	6 000, 6 000, 150	1:1	3	3	10	3	23	48	18	92
N6	12 000, 6 000, 150	2:1	3	3	10	2	3	3	3	8
N7	8 000, 6 000, 150	1.3:1	4	4	10	3	18	8	1	30
N8	8 000, 6 000, 150	1.3:1	3	3	8	3	57	11	7	78
N9	8 000, 6 000, 150	1.3:1	3	3	12	3	36	6	5	50

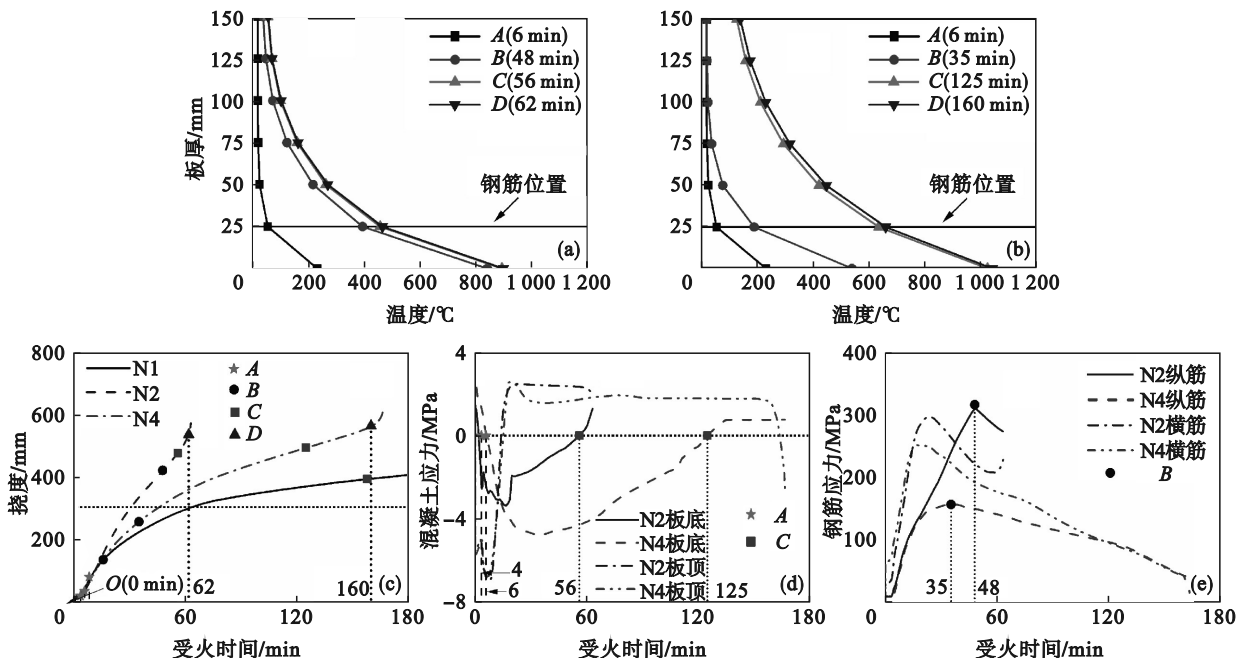


图6 约束混凝土双向板高温力学响应

Fig. 6 Mechanical response of two-way-constrained slabs under high temperature

(a)—双向约束板N2截面温度分布曲线;(b)—单向约束板N4截面温度分布曲线;(c)—挠度-受火时间曲线;  
(d)—混凝土应力-受火时间曲线;(e)—钢筋应力-受火时间曲线.

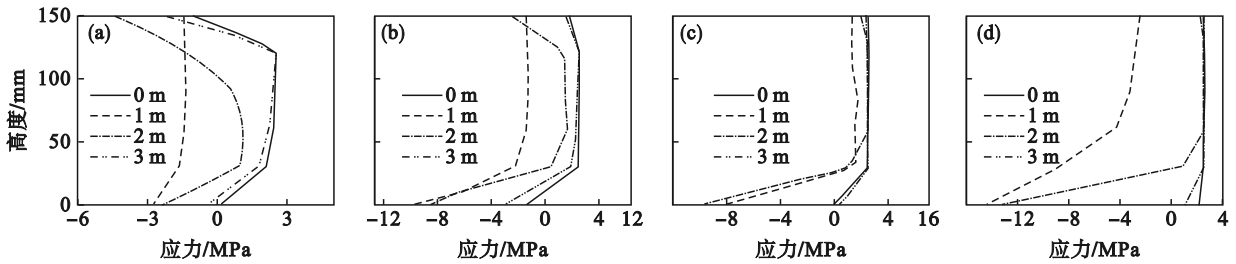


图 7 典型受火时刻双向面内约束双向板 N2 截面混凝土横向应力分布

Fig. 7 Transversal stress distribution of concrete in N2 section of two-way-constrained slab at typical fire time

(a)— $t=6$  min (A); (b)— $t=48$  min (B); (c)— $t=56$  min (C); (d)— $t=62$  min (D).

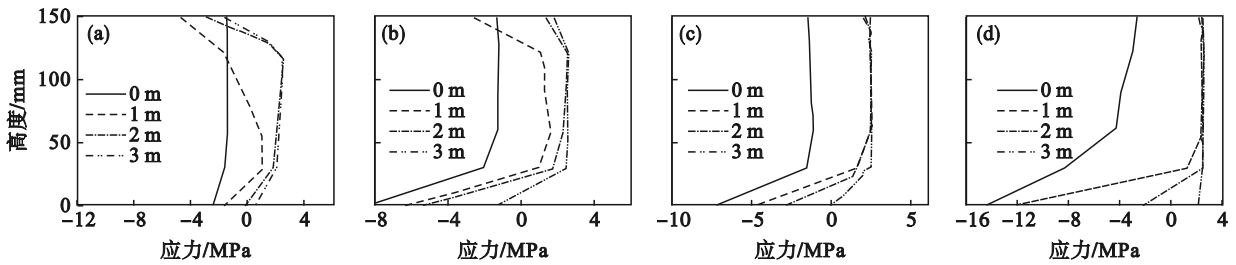


图 8 典型受火时刻双向面内约束双向板 N2 截面混凝土纵向应力分布

Fig. 8 Longitudinal stress distribution of concrete in N2 section of two-way-constrained slab at typical fire time

(a)— $t=6$  min (A); (b)— $t=48$  min (B); (c)— $t=56$  min (C); (d)— $t=62$  min (D).

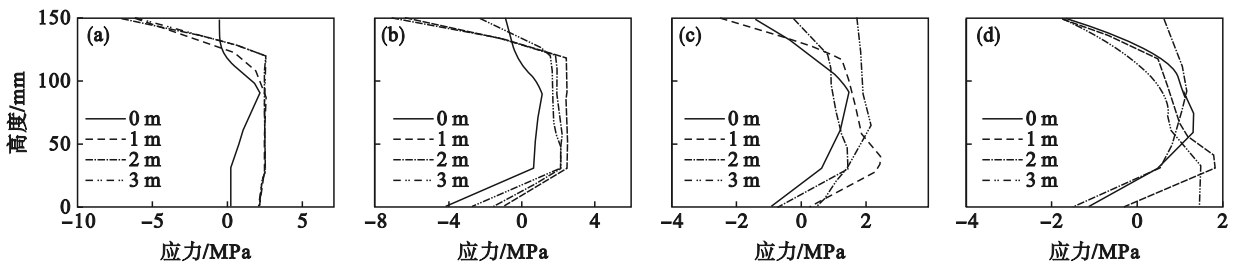


图 9 典型受火时刻单向面内约束双向板 N4 截面混凝土横向应力分布

Fig. 9 Transversal stress distribution of concrete in N4 section of two-way slab confined in unidirectional plane at typical fire time

(a)— $t=4$  min (A); (b)— $t=35$  min (B); (c)— $t=125$  min (C); (d)— $t=160$  min (D).

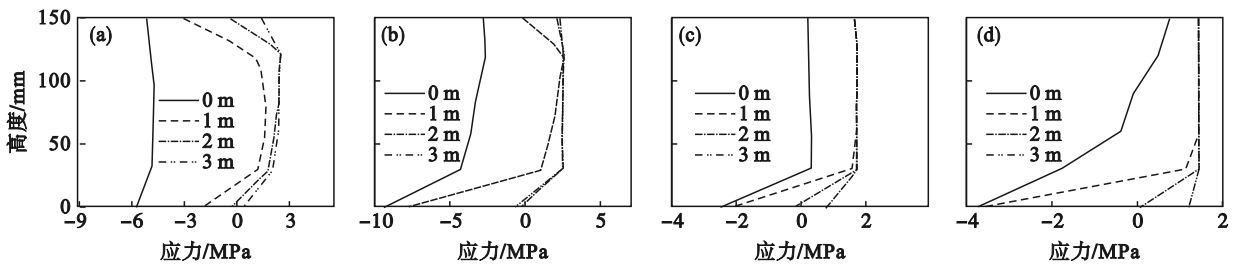


图 10 典型受火时刻单向面内约束双向板 N4 截面混凝土纵向应力分布

Fig. 10 Longitudinal stress distribution of concrete in N4 section of two-way slab confined in unidirectional plane at typical fire time

(a)— $t=4$  min (A); (b)— $t=35$  min (B); (c)— $t=125$  min (C); (d)— $t=160$  min (D).

温度压应力会逐渐抵消拉应力,至 A 时刻,板底混凝土由受拉转变为受压.此阶段,钢筋与混凝土温度较低,板以升温膨胀为主,挠度较小.由图 8a 可知,在火灾 4 min 时,距板底 25 ~ 150 mm 处混

凝土温度几乎无变化,则此高度范围的混凝土应力状态在 OA 阶段几乎无变化.

弹塑性阶段(AB):B 时刻为受力钢筋达到峰值的时刻.此阶段板底温度较高,但由于热惰性

沿板厚方向混凝土温度较低,且在火灾 35 min 时钢筋的温度低于 400 °C,因此板变形速率增加较小.而面内约束力在板平面会产生压应力,抵消部分受弯产生的拉应力,因此与简支板以及单向面内约束板相比,双向面内约束板的钢筋最晚达到峰值应力点,则 35 min 时双向约束简支板的挠度显著大于单向面内约束板及简支板.此阶段,板底混凝土的压应力增加,横向受拉区域减小,纵向受拉区域向板顶延伸,板顶混凝土压应力迅速减小;其中单向面内约束作用下板顶混凝土由受压转为受拉,拉应力已经达到其高温抗拉强度,板顶开裂.

塑性阶段(BC):C时刻为板底混凝土由受压向受拉变化的时刻.此阶段,板整体温度较高,混凝土与钢筋材料性能劣化较严重.但板底受压、板顶受拉的倒拱效应使得简支板和单面内约束板的变形速率减小,而双向面内约束板由于双向挠曲二阶效应,变形速率继续增加.板底混凝土的压应力在此阶段随着挠度增大迅速减小,由图 7~图 10 可知,混凝土大部分区域压应力逐渐减小,双向受拉区域增大,其中双向约束下变化更为明显.

受拉开裂阶段(CD):D时刻为混凝土板失效的时刻.BS 476-20<sup>[15]</sup>中,以板挠度达到跨度的 1/20 作为其耐火极限值.根据 ISO 834-1<sup>[16]</sup>,受弯构件挠度值达到  $\delta_a$  ( $\delta_a=L^2/(400\times H)$ ) 并且变形速率达到  $v$  ( $v=L^2/(9\ 000\times H)$ ,其中  $L$  表示板跨度,  $H$  表示板总高度)时,板达到耐火极限.由图 6c 可知,板挠度达到  $L/20=300$  mm 时,单向面内约束板处

于弹塑性阶段,双向面内约束板处于塑性阶段,因此以变形速率达到  $v$  作为板的耐火极限值更合理.当板底混凝土拉应力达到其高温抗拉强度时,板底开裂,板依靠钢筋产生的拉力膜效应承担荷载.板底混凝土的拉应力在此阶段缓慢上升而后趋于平缓,由图 7~图 10 可知,单向面内约束板距板底 20~120 mm 处的混凝土双向受拉,双向约束下混凝土绝大部分区域处于双向受拉状态.

上述分析表明面内约束力使得板的耐火性能显著降低,其原因如下:①弹塑性和塑性阶段,面内约束力产生的挠曲二阶效应使得板变形速率增加,抵消了板底升温膨胀产生的压应力,因此削弱了板的倒拱效应;②受拉开裂阶段,面内约束力削弱了板的拉力膜效应.

## 2.3 不同参数的影响

### 2.3.1 单向面内约束

参数分析试件力学响应各阶段时间见表 2.图 11 为单向面内约束对混凝土板耐火性能的影响,其中 N3 为横向约束板、N4 为纵向约束板,无约束板 N1 在受火 3 h 内并没有失效,而 N3 与 N4 的耐火极限分别为 26 与 160 min, N1 和 N4 受力钢筋应力达到峰值的受火时间分别为 16 和 35 min,表明 N4 比 N1 进入塑性阶段的受火时间延后了 19 min.可见由于受火初期双向板主要是横向承载,横向钢筋应力更大,因此横向约束板耐火性能降低显著,当单向面内约束应力低于 3.6 MPa 时,约束简支板无需额外的防火保护能满足受火时间 1.5 h 的一级防火等级要求<sup>[17]</sup>.

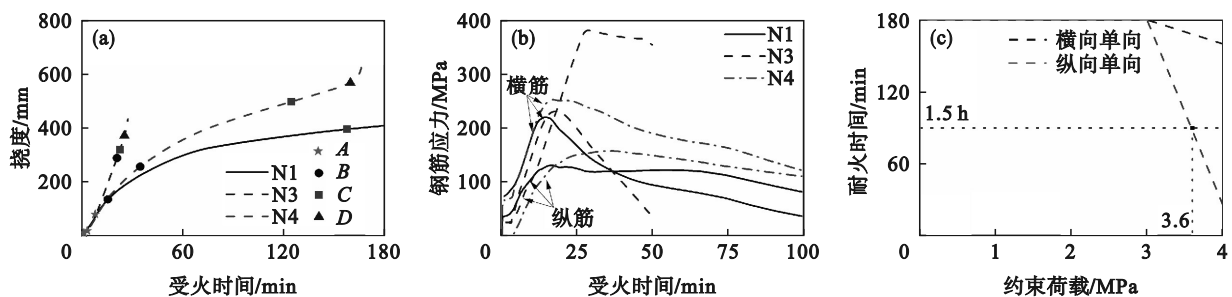


图 11 单向面内约束对混凝土板耐火性能的影响规律

Fig. 11 Effect of unidirectional constraints on fire resistance of concrete slab

(a)—挠度-受火时间曲线; (b)—钢筋应力-受火时间曲线; (c)—耐火极限-约束荷载曲线.

### 2.3.2 双向面内约束

图 12 为双向面内约束对混凝土板耐火性能的影响, N2 与 N7 的耐火极限分别为 62 min 与 30 min. 相比较于简支板 N1, 双向面内约束板 N7 的弹塑性阶段(AB)受火时间延长了 10 min, 但塑性阶段(BC)受火时间缩短了 134 min. 可见, 双向

约束力使得板耐火性能显著降低, N7 具有倒拱效应时的弹塑性和塑性阶段(AC)对应的受火时间较 N1 缩短了 124 min, 当双向面内约束应力低于 2.8 MPa 时, 此时约束简支板无需额外的防火保护, 即能满足受火时间 1.5 h 的一级防火等级要求<sup>[17]</sup>.

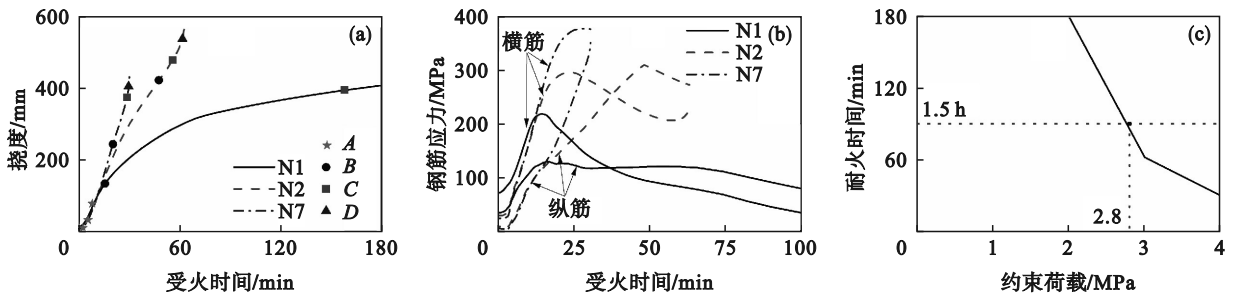


图 12 双向面内约束对混凝土板抗火性能的影响规律

Fig. 12 Effect of two-way constraints on fire resistance of concrete slab

(a)—挠度-受火时间曲线; (b)—钢筋应力-受火时间曲线; (c)—耐火极限-约束荷载曲线.

2.3.3 长宽比

图 13 为长宽比对双向面内约束钢筋混凝土板抗火性能的影响. 长宽比为 1:1 的 N5, 纵向和横向钢筋承担的荷载相同, 两个方向的钢筋应力随受火时间变化趋势几乎一致; 长宽比为 2:1 的 N6 耐火极限仅为 8 min. 与 N5 相比较, N6 处于倒

拱效应与拉力膜效应阶段的时间分别缩短了 65, 15 min, 因此面内约束板的耐火极限随着长宽比的增加显著减小, 仅当长宽比小于 1.05 时, 双向面内约束筒支板无需额外的防火保护, 才能满足受火时间 1.5 h 的一级防火等级要求<sup>[17]</sup>.

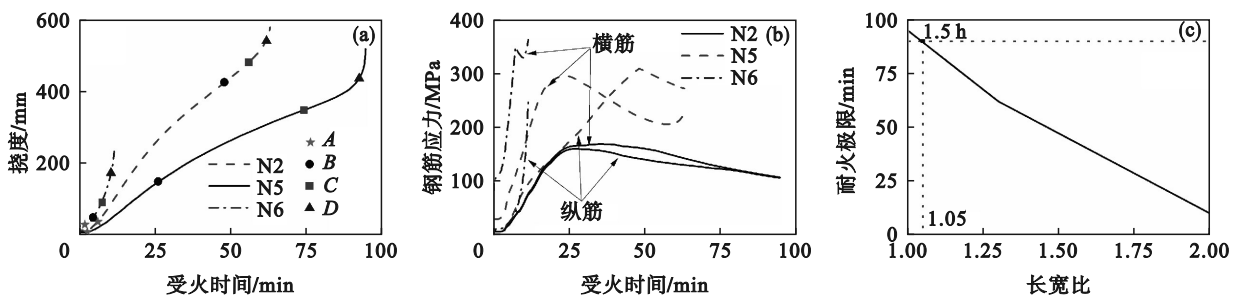


图 13 长宽比对混凝土板抗火性能的影响规律

Fig. 13 Effect of aspect ratio on fire resistance of concrete slab

(a)—挠度-受火时间曲线; (b)—钢筋应力-受火时间曲线; (c)—耐火极限-长宽比曲线.

2.3.4 荷载比

图 14 为荷载比对双向面内约束钢筋混凝土板抗火性能的影响. 根据屈服线理论, 常温下双向面内约束板的极限荷载为 22 kN/m<sup>2</sup>, N8, N2 和 N9 设计荷载分别为 8, 10 和 12 kN/m<sup>2</sup>, 荷载比分别为 0.36, 0.45 和 0.55, 对应的耐火极限分别为

78, 62 和 50 min, N8 和 N9 受力钢筋应力达到峰值对应的受火时间分别为 60 min 和 39 min, 表明 N9 进入塑性阶段的受火时间较 N8 提前了 21 min, 此外 N9 倒拱效应阶段(AC)的受火时间较 N8 缩短了 26 min, 因此荷载比的增加缩短了耐火极限.

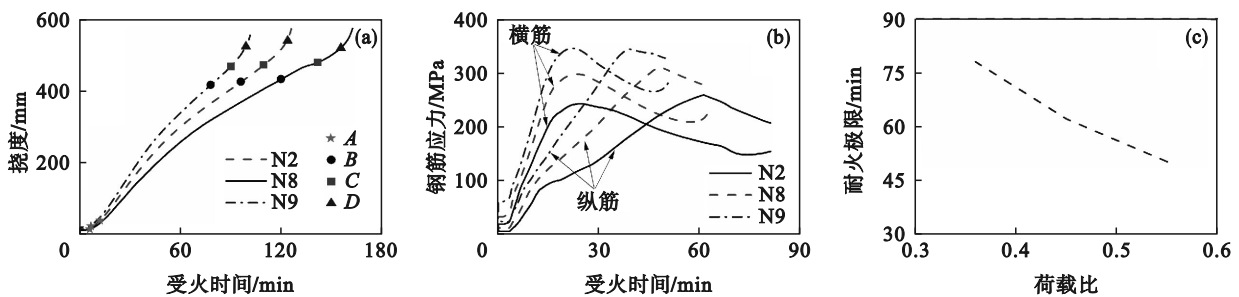


图 14 荷载比对混凝土板抗火性能的影响规律

Fig. 14 The effect of load ratio on fire resistance of concrete slab

(a)—挠度-受火时间曲线; (b)—钢筋应力-受火时间曲线; (c)—耐火极限-荷载比曲线.

### 3 结 论

1) 采用合理的材料热工参数和热-力耦合本构关系建立了火灾下面内约束钢筋混凝土简支双向板的实体元计算模型,温度、变形以及裂缝分布规律的计算结果与实验结果吻合良好。

2) 受火板的应力重分布过程经历了弹性、弹塑性、塑性与受拉开裂等4个阶段,面内约束力将削弱板弹塑性与塑性阶段的倒拱效应以及受拉开裂阶段的拉力膜效应,导致其抗火性能显著降低。

3) 火灾下面内约束钢筋混凝土简支双向板参数分析结果表明:单向和双向面内约束、长宽比、荷载比的增大均会缩短板的倒拱效应与拉力膜效应阶段的时间;为满足受火时间 1.5 h 的一级防火等级要求,火灾下双向约束板的最大面内约束应力为 2.8 MPa,单向约束板的面内最大约束应力为 3.6 MPa。

#### 参考文献:

- [ 1 ] Lim L, Buchanan A, Moss P, et al. Computer modeling of restrained reinforced concrete slabs in fire conditions [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2004, 130 (12) : 1964-1971.
- [ 2 ] Jiang J, Li G Q. Parameters affecting tensile membrane action of reinforced concrete floors subjected to elevated temperatures [J]. *Fire Safety Journal*, 2018, 96: 59-73.
- [ 3 ] 丁发兴,王文君,蒋彬辉,等.火灾下钢筋混凝土简支板力学响应机理[J].*工程力学*,2023,40(2):222-231.  
(Ding Fa-xing, Wang Wen-jun, Jiang Bin-hui, et al. Mechanical response of simply supported reinforced concrete slabs under fire [J]. *Engineering Mechanics*, 2023, 40(2): 222-231.)
- [ 4 ] Cooke G M E. Results of tests on end-restrained reinforced concrete floor strips exposed to standard fires [R]. Hertfordshire: Fire Research Station, 1993.
- [ 5 ] 王勇,段亚昆,张亚军,等.单向面内约束混凝土双向板抗火性能试验研究及数值分析[J].*工程力学*,2018,35(3): 65-78.  
(Wang Yong, Duan Ya-kun, Zhang Ya-jun, et al. Experiment and numerical analysis on the fire-resistant performance of two-way concrete slabs with unilateral in-plane restraints [J]. *Engineering Mechanics*, 2018, 35(3): 65-78.)
- [ 6 ] 王勇,马帅,史伟男,等.有单(双)向面内约束力混凝土板火灾行为机理分析[J].*土木工程学报*,2019,52(2):32-43.  
(Wang Yong, Ma Shuai, Shi Wei-nan, et al. Mechanism analysis of fire behavior of concrete slabs subject to uni-axial (bi-axial) in-plane restraint [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2019, 52(2): 32-43.)
- [ 7 ] Design of composite steel and concrete structures—part 1.2: general rules—structural fire design [S] London: British Standard Institution, 1994.
- [ 8 ] 李引擎.建筑结构防火设计计算和构造处理[M].北京:中国建筑工业出版社,1991.  
(Li Yin-qing. Fire protection design calculation and structural treatment of building structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1991.)
- [ 9 ] Lie T T. Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(5): 1489-1509.
- [ 10 ] Ellobody E A M, Bailey C G. Modelling of bonded post-tensioned concrete slabs in fire [J]. *Structures and Buildings*, 2008, 161(6): 311-323.
- [ 11 ] 过镇海,时旭东.钢筋混凝土的高温性能试验及其计算[M].北京:清华大学出版社,2011.  
(Guo Zhen-hai, Shi Xu-dong. High temperature performance test and calculation of reinforced concrete [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2011.)
- [ 12 ] Ding F X, Yu Z W. Behavior of concrete and circular concrete-filled steel tube columns at constant high temperatures [J]. *Journal of Central South University*, 2006, 13(6): 726-732.
- [ 13 ] 丁发兴,余志武,欧进萍.火灾下钢筋混凝土柱非线性有限元分析[J].*中南大学学报(自然科学版)*,2008,39(3): 608-614.  
(Ding Fa-xing, Yu Zhi-wu, Ou Jin-ping. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete columns in fire [J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2008, 39(3): 608-614.)
- [ 14 ] 孙金香,高伟.建筑物综合防火设计[M].天津:天津科技翻译出版公司,1994.  
(Sun Jin-xiang, Gao Wei. Comprehensive fire protection design of buildings [M]. Tianjin: Tianjin Technology Translation and Publishing Company, 1994.)
- [ 15 ] Fire tests on building materials and structures, part 20: method for determination of the fire resistance of elements of construction (general principles): BS 476-20 [S]. London: British Standards Institution, 1987.
- [ 16 ] Fire-resistance tests—elements of buildings construction—part 1: general requirements: ISO 834-1 [S]. Switzerland: International Organization for Standardization, 1999.
- [ 17 ] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑设计防火规范: GB 50016—2014 [S].北京:中国计划出版社,2018.  
(Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for fire protection design of buildings: GB 50016—2014 [S]. Beijing: China Planning Press, 2018.)