

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.201905008



混凝土板柱结构抗火性能的 有限元分析

王冬晔, 董毓利, 王卫华, 张大山, 段进涛

(华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021)

摘要: 基于通用有限元软件 ABAQUS, 建立火灾下混凝土板柱结构的计算模型, 采用不同规范中混凝土和钢筋热工参数的取值, 对现有试验中的温度场及位移曲线进行模拟分析对比, 在此基础上, 对实际工程进行模拟分析. 分析结果表明: 按照美国规范选取材料的热工参数时得到的温度值最高, 按照欧洲规范取值时次之, 按照中国规范取值时最低; 按照中国规范选取材料热工参数和材料力学参数时, 模拟的混凝土温度-时间曲线和位移-时间曲线与试验吻合较好; 模拟的实际工程呈现冲弯破坏的趋势, 与现有试验有所差别.

关键词: 混凝土板; 抗火性能; 有限元分析; 数值模拟

中图分类号: TU 375.2

文献标志码: A

文章编号: 1000-5013(2019)06-0724-09

Finite Element Analysis of Fire Resistance of Concrete Slab-Column Structure

WANG Dongye, DONG Yuli, WANG Weihua,
ZHANG Dashan, DUAN Jintao

(School of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361012, China)

Abstract: Based on the general finite element software ABAQUS, the calculation model of concrete slab-column structure under fire was established. The temperature field and displacement curve in the existed test were midspan simulated and analyzed for the thermal parameters of concrete and reinforcement in different codes, then the actual engineering was also simulated and analyzed. The analysis results show that the temperature value is the highest for the material thermal parameters of the American code, is medium for the parameters of the European code, and is the lowest for the parameters of the Chinese code. When the material thermal parameters and material mechanical parameters are selected according to the Chinese code, the simulated concrete temperature-time curve and displacement-time curve are in good agreement with the test. The simulated engineering tends to the bending failure, which is different from the tests.

Keywords: concrete slab; fire resistance; finite element analysis; numerical simulation

近年来,我国多个地下板柱结构停车库接连发生倒塌事故,各地有关部门先后出台办法,力求排除地下板柱结构存在的风险.在高温下,板柱结构即使不超载,也可能发生冲切破坏,如 2004 年 11 月在瑞士西北部 Gretzenbach 镇发生的地下车库倒塌事故,正是板柱结构在火灾下冲切破坏导致的.目前,国内外学者对板柱结构的抗火研究较少,且主要以试验为主.在理论研究方面,主要采用有限元软件

收稿日期: 2019-05-09

通信作者: 董毓利(1965-),男,教授,博士,博士生导师,主要从事土木工程防灾、减灾的研究. E-mail: DongYL@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51178143)

ABAQUS 进行模拟分析. George 等^[1]建立一个 4×4 跨、5 层板柱结构办公楼的数值模型, 计算火灾过程中楼板位移、楼板中钢筋内力、楼板弯矩的分布情况; Annerel 等^[2]采用 FDS 和 ABAQUS 软件, 对瑞士 Gretzenbach 镇地下车库火灾连续倒塌过程进行了数值模拟研究; Atli^[3]对 ISO-834 升温曲线^[4]下, 板柱结构的内部温度场及结构相应进行研究, 模拟冲切锥体的形成. 目前, 对于不同规范或研究成果中材料热工参数及力学性能参数的对比研究较少, 不同研究者对参数的取值各不相同, 且尚未有基于中国规范的研究报道. 因此, 本文拟建立火灾下板柱结构的有限元模型, 对美国规范、欧洲规范及中国规范中不同的参数进行对比, 在此基础上, 模拟真实工程并进行分析.

1 现有试验的模拟分析

1.1 试验模型

在抗火试验中, 我国采用最多的是国际标准组织制订的 ISO-834 标准升温曲线^[4], 而美国和加拿大采用的是 ASTM E-119 标准升温曲线^[5]. 为了方便试验的比较研究, 在建立有限元模型时, 采用以 ASTM E-119 曲线为代表的文献^[6]和以 ISO-834 曲线为代表的文献^[7]中的高温试件作为分析对象. 其中: 文献^[6]中的高温试件有 6 个; 文献^[7]中的高温试件有 4 个, 但试验中仅采集到 2 个相关数据. 试验模型参数, 如表 1 所示. 表 1 中: f'_c 表示混凝土圆柱体抗压强度; f_y 表示钢筋屈服强度; F_{test} 表示试验中柱上采用的集中荷载; 序号 1~6 为文献^[6]中的 6 个高温试件; 序号 7, 8 为文献^[7]中的 2 个高温试件.

表 1 试验模型参数
Tab. 1 Test model parameters

序号	试件编号	板尺寸/mm×mm×mm	柱尺寸/mm×mm×mm	f'_c /MPa	f_y /MPa	F_{test} /kN
1	TS-R1-C1-N	1 800×1 800×120	180×180×400	32	420	116
2	TS-R2-C1-N	1 800×1 800×120	180×180×400	58	420	140
3	TS-R1-C2-N	1 800×1 800×120	180×180×400	32	420	144
4	TS-R2-C2-N	1 800×1 800×120	180×180×400	58	420	166
5	CS-R1-C1-N	1 220×1 220×120	180×180×400	32	420	120
6	CS-R2-C2-N	1 220×1 220×120	180×180×400	58	420	260
7	S0_fire	3 500×3 200×250	300×300×650	25	500	270
8	S1_fire	3 500×3 200×250	300×300×650	25	500	366

1.2 温度场及热参数的设置

首先, 采用有限元软件 ABAQUS 中的热传导模块(heat transfer)对温度场建模计算; 然后, 将温度分析结果导入力学计算模块进行高温下的力学分析. 根据文献^[8], 涉及温度场的参数中: σ 为 Stefan-Boltzmann 常数, 取 $5.67 \times 10^{-8} \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)^{-1}$; α_c 为对流传热系数, 受火面取 $25 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K})^{-1}$, 背火面取 $4 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K})^{-1}$; ϵ 为综合辐射系数, 取 0.5.

在文献^[6-7]的试验中, 由于实际炉温与标准升温曲线有所偏差, 且受试验条件的限制, 试件各部位或存在受火不均的情况, 若严格按照文献^[8]的规定计算, 得到的混凝土温度曲线和试验数据偏差较大. 根据文献^[9]的方法, 对不同试验中的 α_c 和 ϵ 进行试算, 以期得到与试验较吻合的温度-时间曲线, 减少在位移计算时温度应力的影响. 通过试算, 模拟文献^[6]的分析中, 受火面和背火面的 α_c 均取 $45 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K})^{-1}$, ϵ 取 0.5; 模拟文献^[7]的分析中, 受火面和背火面的 α_c 均取 $15 \text{ W} \cdot (\text{m}^2 \cdot \text{K})^{-1}$, ϵ 取 0.3.

1.3 材料热工参数

材料的热工性能和高温下的力学性能是结构抗火分析的两个重要方面. 世界各国的规范及学者对混凝土和钢筋热工性能中的膨胀系数、热传导系数、比热, 以及高温下力学性能中的强度、弹性模量、应力-应变本构关系等提出过许多经验公式. 在板柱结构火灾下冲切的有限元分析中, 选择适合的热工性能及力学性能公式, 对分析结果的准确性至关重要. 在进行有限元模拟时, 主要选取美国规范^[10-11]、欧洲规范^[12-13]和中国规范^[14]中相关规定的材料热工参数.

1.4 混凝土的力学参数

混凝土采用 ABAQUS 软件中提供的塑性损伤模型, 基本参数的取值根据文献^[15-16]确定, 流动偏心参数取 0.1, 混凝土双轴等压屈服强度与单轴抗压强度的比值取 1.16, 拉压子午线上第二应力不变

量比值取 2/3,粘性系数取 0. 基于试验测得的塑性损伤模型,考虑了钢筋强度降低、软化以及混凝土干裂等因素的影响.

对于高温下混凝土受压的应力-应变关系曲线及弹性模量,美国规范及欧洲规范均有相应的计算公式,而中国规范对此无相关规定,但混凝土在高温下的弹性模量是由文献[12]的应力-应变关系曲线推导得到的,因此,中国规范关于高温下混凝土的应力-应变关系曲线实际上与欧洲规范一致. 在美国规范中,当温度超过 874 ℃时,混凝土的抗压强度为 0,考虑到引用的试验模型的试件温度最终均超过 1 000 ℃,若采用美国规范进行分析,可能导致结果失真,因此,文中的高温下混凝土的应力-应变关系曲线参考欧洲规范[12].

ABAQUS 提供了 3 种定义混凝土受拉软化性能的方法,即受拉应力-应变关系、应力-裂缝宽度关系、应力-断裂能关系. Vecchio 等[17]提出的混凝土受拉应变软化模型在混凝土结构计算分析中采用得较多,且程序求解也较稳定[18]. 因此,进行高温分析时,采用文献[17]的模型,具体表达式[18-19]为

$$\sigma_{iT} = \begin{cases} E_{cT} \cdot \epsilon_{iT}, & 0 \leq \epsilon_{iT} \leq \epsilon_{icrT}, \\ f_{iT}/(1 + \sqrt{200\epsilon_{iT}}), & \epsilon_{icrT} < \epsilon_{iT} \leq \epsilon_{tuT}. \end{cases} \tag{1}$$

式(1)中: σ_{iT} 为高温下混凝土的拉应力; E_{cT} 为高温下混凝土的弹性模量; ϵ_{iT} 为高温下混凝土的拉应变; ϵ_{icrT} 为高温下混凝土峰值拉应力对应的应变,即开裂应变, $\epsilon_{icrT} = f_{iT}/E_{cT}$; ϵ_{tuT} 为高温下混凝土受拉最大应变, $\epsilon_{tuT} = (10 \sim 25)\epsilon_{icrT}$,Cai 等[18]在计算中取 $\epsilon_{tuT} = 15\epsilon_{icrT}$; f_{iT} 为高温下混凝土抗拉强度,采用沈聚敏等[20]提出的常温下混凝土抗拉强度计算公式,并考虑高温下抗拉强度的下降[21],其表达式为

$$f_{iT} = 0.26 \times (1.5f_{ck})^{2/3} (1 - \theta/1\,000), \quad 20\,^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1\,000\,^{\circ}\text{C}. \tag{2}$$

式(2)中: f_{ck} 为混凝土的轴心抗压强度标准值; θ 为混凝土温度.

1.5 钢筋的力学参数

钢筋在高温下的应力-应变曲线及弹性模量,主要采用欧洲规范[12]的规定. 郑永乾[22]、谭清华[23]对高温下钢筋和混凝土的粘结滑移进行讨论,结果表明,不考虑钢筋和混凝土的粘结滑移的影响,模拟结果的误差在工程可接受的范围内;吴波[24]指出,当钢筋温度低于 600 ℃时,可不考虑钢筋和混凝土的粘结滑移影响;由文献[6-7]的 2 个试验可知,钢筋温度始终低于 600 ℃. 因此,在有限元模拟时,不考虑钢筋粘结滑移的影响.

1.6 有限元模型

在建模时,将钢筋嵌入混凝土中;而在温度场分析时,混凝土和钢筋均采用热传导的单元类型. 当温度场分析完成后,将结果导入静力分析模块. 在静力分析中,混凝土采用 20 节点的三维实体减缩积分单元 C3D20R,钢筋采用杆单元 Truss.

在文献[6]中,试件 TS-R1-C1-N,TS-R2-C1-N,TS-R1-C2-N,TS-R2-C2-N 的边界条件为在背火面四角铰支;CS-R1-C1-N 和 CS-R2-C2-N 的边界条件为受火面四角铰支. 文献[6]TS 系列试件及边界条件,如图 1 所示. 图 1 中:R2~R5 表示在板的 4 个角设置约束.

文献[7]中的 S1_fire 试件的钢筋单元,如图 2 所示. 根据试验模型,设置模型的边界条件及施加荷载. 文献[7]中,2 个试件的边界条件为受火面四角铰接,背火面在以板中为圆心、直径 $D=1.3\text{ m}$ 的圆上均布 8 个半球铰,其背火面及受火面的边界,如图 3,4 所示.

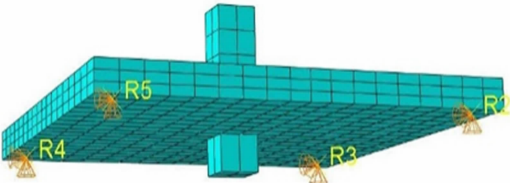


图 1 文献[6]TS 系列试件及边界条件
Fig. 1 Specimens of TS series and boundary conditions in reference [6]

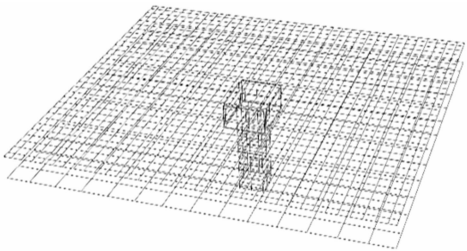


图 2 文献[7]中的试件 S1_fire 的钢筋单元
Fig. 2 Reinforcement element of specimen S1_fire in reference [7]

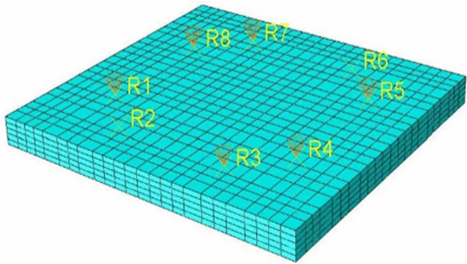


图 3 文献[7]试件背火面的边界

Fig. 3 Boundary of back fire surface of specimens in reference [7]

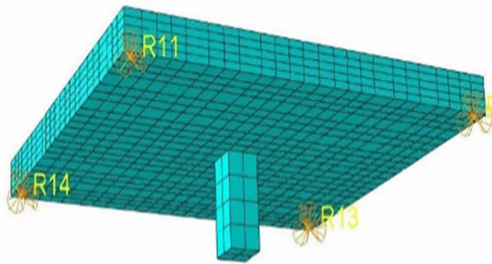


图 4 文献[7]试件受火面的边界

Fig. 4 Boundary of fire surface of specimens in reference [7]

2 试验验证

2.1 温度曲线的验证

文献[6]中,每个试件沿平面布置 7 个温度测点,沿板厚方向布置 3 排,即 1 个试件共布置 21 个测点;文献[7]中,每个试件在板顶筋和板底筋处各布置 3 个温度测点,即 1 个试件布置 6 个温度测点.文献[6]中仅给出 4 个试件的温度曲线试验数据,而文献[7]中 2 个试件的温度曲线均有记录.在温度场有限元分析中,对上述有温度曲线记录的试件的各个温度测点进行建模,由于篇幅关系,仅列出一些典型的温度曲线对比图,如图 5,6 所示.图 5,6 中: t 为时间; θ 为混凝土的温度.

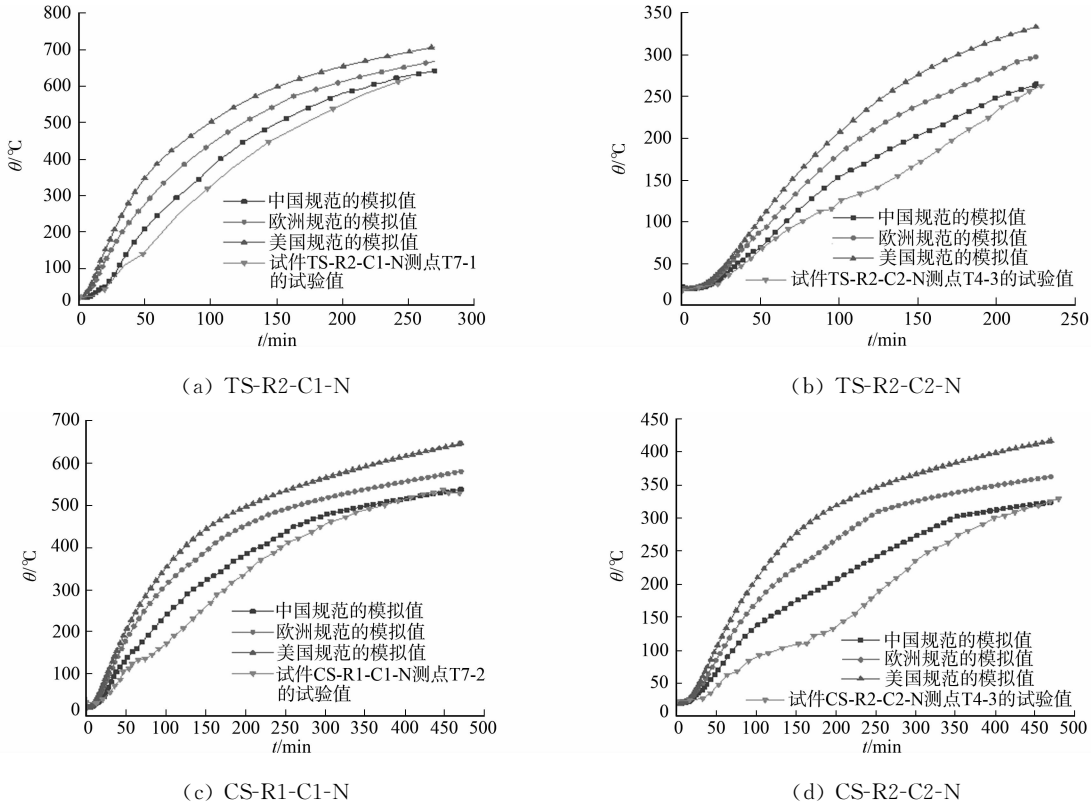


图 5 文献[6]试件的温度曲线对比

Fig. 5 Comparison of temperature curves of specimens in reference [6]

由图 5,6 可知:在同样时间下,按美国规范取值的温度略高,按欧洲规范取值的温度次之,按中国规范取值的温度略低.由图 5(d)可知:当时间为 16 200 s 时,3 条模拟值曲线的最高温度分别为 416 ℃(美国),362 ℃(欧洲),324 ℃(中国);中国规范曲线与美国规范曲线最高温度相差约 22%.在试验升温过程中,混凝土中的水从结合态转变为游离态并蒸发出来,带走一部分热量,使试验的温度-时间曲线出现水平段,这在有限元分析中较难模拟.总体而言,按中国规范计算的混凝土温度-时间曲线与试验对应的

曲线吻合较好.

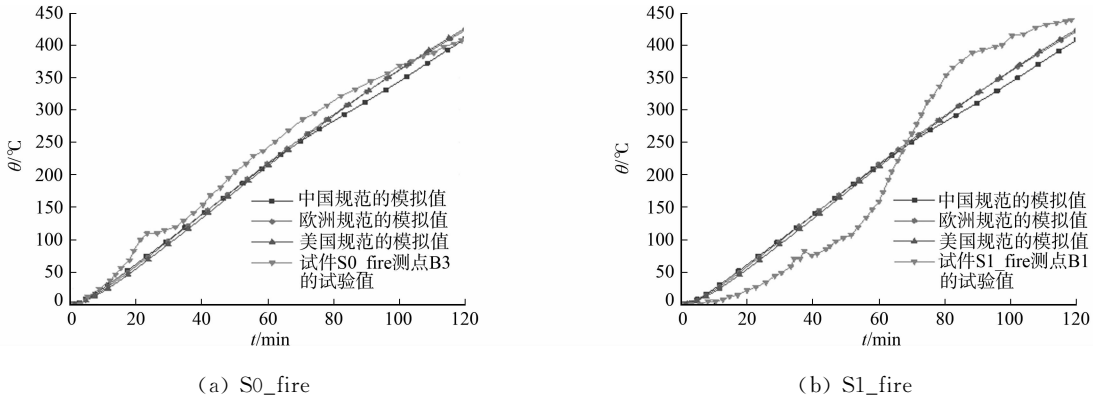


图 6 文献[7]试件的温度曲线对比
Fig. 6 Comparison of temperature curves of specimens in reference [7]

2.2 位移曲线的验证

文献[6]中,每个试件布置 7 个位移测点,并给出了柱中测点 V5 和板角部测点 V6 的数据.文献[7]中,每个试件都沿长边(3.5 m)方向在板面布置 9 个测点 V1~V9,其中,V1 和 V9 布置在板边缘;V2 和 V8 布置在距离板边缘 0.5 m 处;V3 和 V7 布置在距离板边缘 1 m 处;V4 和 V6 布置在距离板边缘 1.5 m 处;V5 布置在板中位置.对所有试件中的位移测点进行模拟,混凝土和钢筋的热工参数采用中国规范^[14]的规定,混凝土和钢筋的应力-应变关系及弹性模量均采用欧洲规范^[12]的规定.由于篇幅关系,仅列出部分竖向位移-时间曲线的对比图,如图 7,8 所示.图 7,8 中: S_y 为竖向位移.

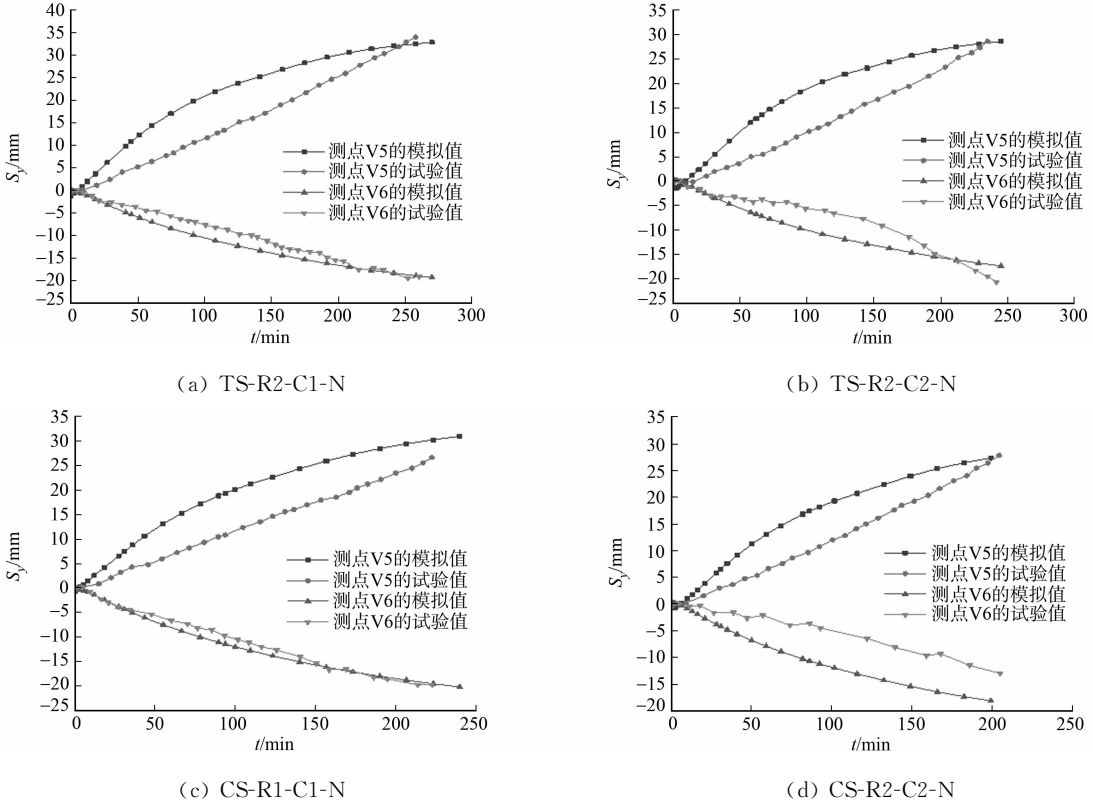


图 7 文献[6]试件竖向位移-时间曲线对比

Fig. 7 Comparison of vertical displacement-time curves of specimens in reference [6]

在高温下,随着温度的升高,混凝土和钢筋的材性不断劣化,强度和刚度下降,导致试件变形不断增加,变形的增长速率与材料的劣化程度成正比,即与温度的增长速率成正比.由于升温曲线本身呈现抛物线的变化形式,因此,模拟的竖向位移-时间曲线均呈现出抛物线的变化规律(图 7).

试验中,由于各种原因的制约,导致采集的竖向位移曲线的变化规律与模拟对应的曲线有所差别,

尤其是文献[7]中的试验数据本身具有较大的离散性. 由图 8 可知: 试验的竖向位移曲线的变化规律与模拟的曲线规律差别较大. 在停火时刻附近, 文献[6-7]中模拟的竖向位移与试验实测的竖向位移在数值上较为接近, 其中, 文献[6]中的板角部竖向位移测点 V6 与试验对应的曲线规律吻合得较好.

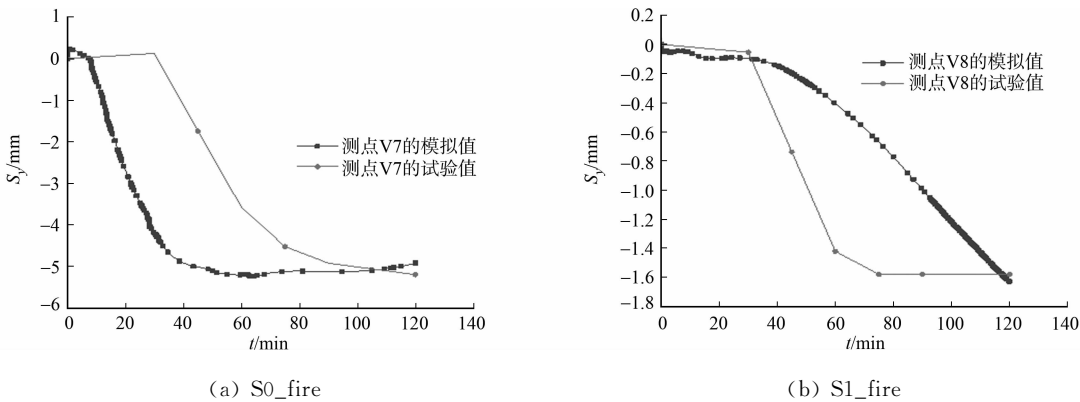


图 8 文献[7]试件竖向位移-时间曲线对比

Fig. 8 Comparison of vertical displacement-time curves of specimens in reference [7]

2.3 受力模态验证

文献[6]中, 试件 TS-R1-C1-N 在 270 min 时, 背火面的平面内正应力(σ_y)分布, 如图 9 所示. 由图 9 可知: 正应力最大值约为 2.095 MPa, 未超过混凝土相应的受拉强度标准值 f_{tk} , 这与试验情况吻合.

文献[7]中, 试件 S1_fire 在 120 min 时, 整体的竖向位移情况, 如图 10 所示. 由图 10 可知: 在停火时刻, 试件 S1_fire 呈现棱台型的变形趋势, 柱端有明显向着背火面拱起的位移, 这与试验现象相吻合.

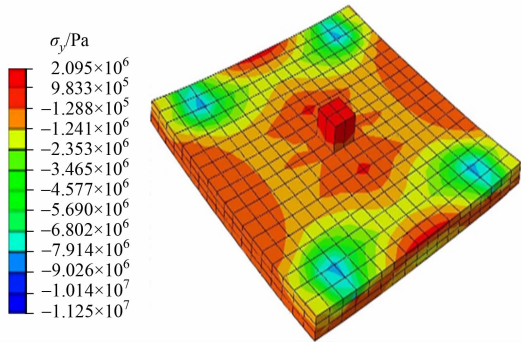


图 9 试件 TS-R1-C1-N 的应力分布图
Fig. 9 Stress distribution diagram of specimen TS-R1-C1-N

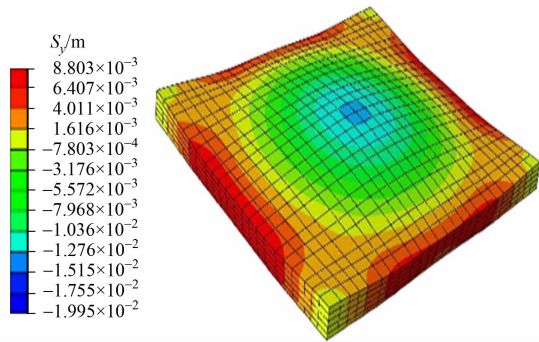


图 10 试件 S1_fire 的位移分布图
Fig. 10 Displacement distribution diagram of specimen S1_fire

3 实际工程的模拟分析

3.1 工程案例模型

混凝土板柱结构广泛运用于车库项目中, 根据柱间停放车辆数量的多少, 通常把车库分为大柱网和小柱网两种形式. 其中, 大柱网柱间可停放 3 辆小型机动车, 柱间距约为 8.1 m; 小柱网柱间可停放 2 辆小型机动车, 柱间距约为 5.4 m. 选取小柱网车库作为分析对象, 柱网尺寸为 5.4 m \times 5.4 m. 根据文献[25], 确定参数如下: 板厚为 200 mm, 柱子尺寸为 400 mm \times 400 mm; 混凝土强度等级采用 C35; 钢筋均采用 HRB400 级钢筋, 板钢筋采用双层双向配置, 直径为 12 mm, 间距为 150 mm, 保护层厚度为 20 mm; 柱纵向钢筋共 8 根, 直径为 20 mm; 箍筋采用三肢箍, 直径为 8 mm, 间距为 100 mm. 实际工程尺寸, 如图 11 所示. 图 11 中: V1 为位移观测点.

根据文献[26], 板面承受车辆荷载 q_k 为 4 kPa, 钢筋混凝土容重为 25 kN \cdot m $^{-3}$, 乘以板厚(200 mm), 得到永久荷载标准值 g_k 为 5 kPa, 恒载分项系数为 1.2, 活载分项系数为 1.4. 因此, 柱顶承受的冲切荷载为

$$F_1 = (1.2 \times g_k + 1.4 \times q_k) \times L \times B = (1.2 \times 5 + 1.4 \times 4) \times 5.4 \times 5.4 = 334 \text{ kN}.$$

上式中:L,B 分别为试件的长和宽.

根据文献[25],计算常温下柱的冲切承载力 V_R ,其中,板保护层厚度 $c=25 \text{ mm}$,钢筋保护层厚度加受力主筋直径一半 $a_s=35 \text{ mm}$. 通过计算,得到 $V_R=410 \text{ kN}$,则施加的荷载比为

$$F_1/V_R = 334/410 = 0.81.$$

假设车库中的汽车燃烧,火焰上升,使顶板底部受火,进行有限元建模,对顶板在火灾下的温度变化、位移及中柱顶应力分布进行分析. 温度曲线采用 ISO-834 曲线^[4],受火时间为 240 min,温度场参数参照文献[8],材料热工参数参照文献[14],力学参数参照文献[13]. 柱底边界采用固结,其他参数设置与前述一致. 有限元模型中的钢筋网模型,如图 12 所示. 在一跨(5.4 m×5.4 m)板的中部设置一个位移观测点 V1(图 11). 沿板厚方向均匀设置 6 个温度观测点 T1~T6,其中,T1 位于板底,T6 位于板顶,各观测点的间距为 4 cm.

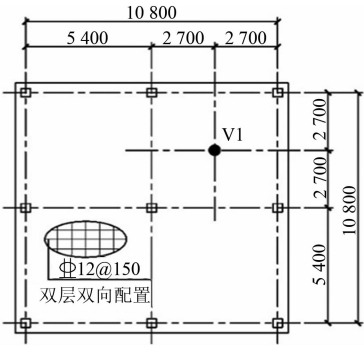


图 11 实际工程尺寸(单位:mm)

Fig. 11 Actual engineering dimensions (unit: mm)

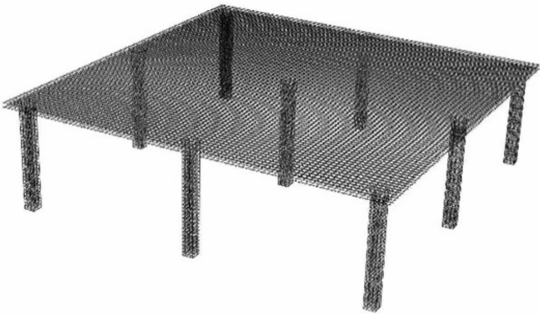


图 12 钢筋网建模

Fig. 12 Modeling of reinforcement mesh

3.2 结果分析

各测点的温度-时间曲线,如图 13 所示. 由图 13 可知:各测点温度呈明显的梯度分布,由于板底直接受火,而板顶混凝土处于背火面,因此,板底温度上升最快,板顶混凝土温度上升最慢.

在实际工程中,跨中竖向位移-时间的关系曲线,如图 14 所示. 由图 13,14 可知: 在 240 min 时,ISO-834 升温曲线达到 1 152 ℃,此时,测点 T1 的温度为 1 128 ℃,略低于 ISO-834 升温曲线的温度,测点 T1 温度曲线的分布规律也与 ISO-834 升温曲线相近;测点 T2~T6 的最高温度分别为 656,394,239,140,70 ℃.

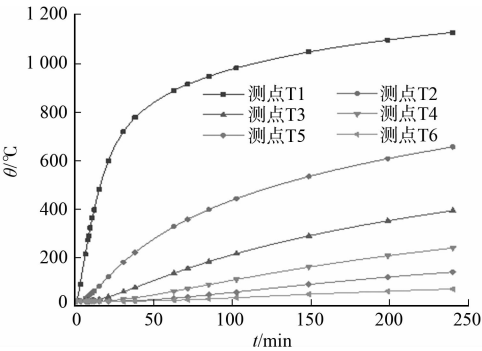


图 13 各测点的温度-时间曲线

Fig. 13 Temperature-time curve of each measuring point

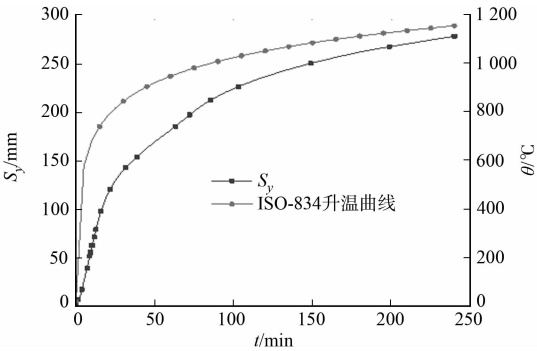


图 14 跨中竖向位移-时间曲线

Fig. 14 Vertical midspan displacement-time curve

在受火 240 min 后,试件整体结构的竖向变形情况,如图 15 所示. 由图 15 可知:板面跨中部位产生向下变形,形成较大挠度,其中,跨中 V1 处挠度最大,达到 278 mm,和跨度的比值为 278/5 400=0.05;柱顶基本保持不动,在板柱节点处呈现棱台状的变形形态. 由此可见,在实际工程中,在均布荷载和温度的共同作用下,顶板有较大的延性变形,是典型的冲弯破坏形态,在考虑柱顶冲切承载力时,应充分考虑板钢筋弯曲的影响. 现有的试验^[1-3]中,由于在试件边缘设置了竖向约束,荷载直接施加在柱头而不是均布在板上,使试件破坏多数为脆性破坏,板的变形相对较小,这与实际工况有偏差. 由图 14 还可知:竖向

位移的变形增长速率与升温曲线的变化成正比, 呈抛物线的变化规律。

受火 240 min 后, 中柱柱顶的正应力(σ_z)分布情况, 如图 16 所示。由图 16 可知: 在柱顶呈现一个类似锥形的塑性区域, 锥面边缘与水平线的夹角约为 25° , 此区域内的应力最大值约为 2.575 MPa, 超过文献[25]规定的混凝土抗拉强度设计值, 说明在实际工程中, 此区域内应该会有内部裂缝形成, 但其结构是否丧失承载能力, 尚需要进行进一步的试验研究或进行其他理论方法的研究。

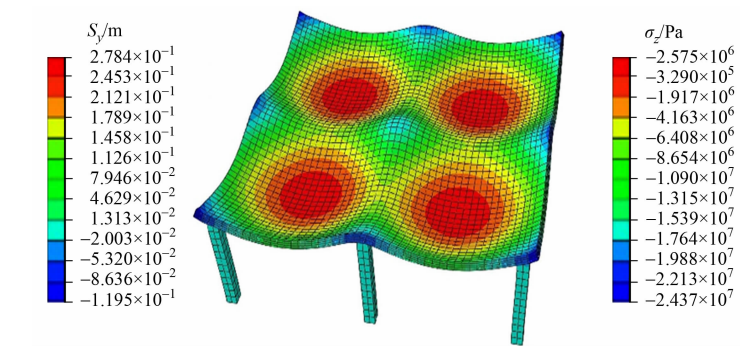


图 15 实际工程的竖向变形图
Fig. 15 Vertical deformation of actual engineering

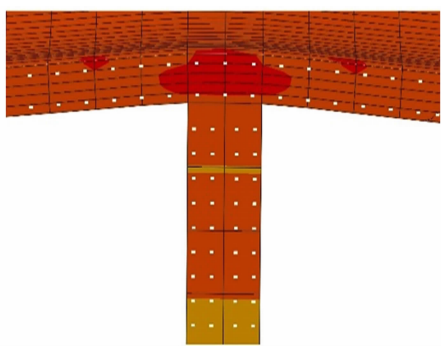


图 16 中柱柱顶的正应力分布
Fig. 16 Stress distribution on top of middle column

4 结论

基于不同规范, 选取材料的热工参数及高温力学性能参数, 采用有限元软件 ABAQUS, 对已有火灾下钢筋混凝土板柱结构冲切性能试验进行分析, 得到以下 3 点结论。

- 1) 按照中国、欧洲及美国规范选取材料的热工参数, 对混凝土温度-时间曲线进行分析, 结果表明: 按照美国规范取值时得到的温度值最高, 按照欧洲规范取值时得到的温度值次之, 按中国规范取值时得到的温度值最低; 按中国规范取值时的温度-时间曲线与现有试验对应的曲线吻合得较好。
- 2) 采用中国规范规定的相关参数对现有试验的位移-时间曲线进行对比, 结果吻合良好。
- 3) 对实际工程进行模拟分析, 可见结构呈现冲弯破坏的趋势, 这与现有试验有所差别; 模拟分析方法可运用于实际工程的计算分析。

火灾下混凝土板柱结构的抗火研究是一个较新的课题, 现有的试验研究还比较少, 且试验数据具有较大的离散性, 因此, 进行大量的试验研究是十分必要的。试验研究要注意边界条件的设置与实际工况尽量相近, 且考虑板钢筋的弯曲作用。在有限元分析方面, 对于混凝土塑性区材料损伤导致的强度和刚度折减, 以及高温下混凝土爆裂等方面的影响, 应作进一步的研究; 对于板柱节点承载力的研究, 应结合试验研究并与其他理论方法互相验证。

参考文献:

[1] GEORGE S J, TIAN Ying. Structural performance of reinforced concrete flat plate buildings subjected to fire[J]. International Journal of Concrete Structures and Materials, 2012, 6(2): 111-121. DOI:10.1007/s40069-012-0011-2.

[2] ANNEREL E, TAERWE L, MERCI B. Thermo-mechanical analysis of an underground car park structure exposed to fire[J]. Fire Safety Journal, 2013, 57(1): 96-106. DOI:10.1016/j.firesaf.2012.07.006.

[3] ATLI R T. Punching shear of flat slabs in fire conditions[D]. Edinburgh: University of Edinburgh, 2012.

[4] INTERNATIONAL ORGANIZATION of STANDARDIZATION. Fire-resistance tests elements of building construction; ISO 834-1[S]. Switzerland: International Organization of Standardization, 1999.

[5] ASTM INTERNATIONAL. Standard test methods for fire test of building construction and materials; ASTM E119-08[S]. West Conshohocken: ASTM International, 2008.

[6] ANNEREL E, LU Limin, TAERWE L. Punching shear tests on flat concrete slabs exposed to fire[J]. Fire Safety Journal, 2013, 57(1): 83-95. DOI:10.1016/j.firesaf.2012.10.013.

[7] LIAO J S, CHENG Fuping, CHEN C C. Fire resistance of concrete slabs in punching shear[J]. Journal of Structural

- Engineering, 2014, 140(1): 71-79. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000809.
- [8] ECCS-TECHNICAL COMMITTEE 3. Calculation of the fire resistance of centrally loaded composite steel-concrete columns exposed to the standard fire[S]. Brussels: ECCS-Technical Committee 3, 1988.
- [9] 郑文忠, 侯晓荫, 闫凯. 预应力混凝土高温性能及抗火设计[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2012.
- [10] LIE T T, DENHAM E M A. Factors affecting the fire resistance of circular hollow steel columns filled with bar-reinforced concrete[R]. [S. l.]: NRC-CNRC, 1996. DOI: 10.4224/20358846.
- [11] AMERICAN SOCIETY of CIVIL ENGINEERING. Structural fire protection: ASCE manuals and reports on engineering practice No. 78[S]. New York: American Society of Civil Engineering, 1992. DOI: 10.1016/0379-7112(93)90050-Z.
- [12] EUROPEAN COMMITTEE for STANDARDIZATION. Design of concrete structure, part 1.2: Structural fire design: ENV 1992-1-2 Eurocode 2[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 1992.
- [13] EUROPEAN COMMITTEE for STANDARDIZATION. Design of steel structure, part 1.2: Structural fire design: ENV 1993-1-2 Eurocode 3[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 1993.
- [14] 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.
- [15] LUBLINER J, OLIVER J, OLLER S, *et al.* A plastic-damage model for concrete[J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, 25(3): 299-329. DOI: 10.1016/0020-7683(89)90050-4.
- [16] LEE J, FENVES G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structure[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900.
- [17] VECCHIO F J, COLLINS M P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear[J]. ACI Journal, 1986, 83(2): 219-231.
- [18] CAI Jun, BURGESS I, PLANK R. A generalized steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions[J]. Engineering Structures, 2003, 25(6): 817-833. DOI: 10.1016/S0141-0296(03)00019-1.
- [19] HUANG Zhaohui, BURGESS I, PLANK R. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs subjected to fire[J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(1): 127-135. DOI: 10.1109/CITCON.1999.767052.
- [20] 沈聚敏, 王传志, 江见鲸. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京: 清华大学出版社, 1993.
- [21] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 3 版. 北京: 清华大学出版社, 2014.
- [22] 郑永乾. 型钢混凝土构件及梁柱连接节点耐火性能研究[D]. 福州: 福州大学, 2007.
- [23] 谭清华. 火灾后型钢混凝土柱、平面框架力学性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2012.
- [24] 吴波. 火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M]. 北京: 科学出版社, 2003.
- [25] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [26] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑结构荷载规范: GB 50009—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.

(责任编辑: 黄晓楠 英文审校: 方德平)