

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2020.157

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



新型冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖 耐火性能数值模拟研究

王卫永¹, 马杰¹, 周绪红¹, 石宇¹, 马全涛²

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 日照大象房屋建设有限公司, 山东 日照 276800)

摘要:冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖主要由上部压型钢板-混凝土组合楼板和下部冷弯薄壁型钢拼合梁组成,当楼盖下侧发生火灾时,冷弯薄壁型钢梁和压型钢板会直接受火。为提升组合楼盖的耐火性能,在型钢梁的下翼缘固定防火板材,形成防火保护层,从而提出一种新型冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖。然而,加入防火保护层后,楼盖的温度分布、变形和耐火极限均发生改变,新型楼盖的耐火性能有待研究。建立简化的三维楼盖有限元模型,分析了混凝土板厚、梁高、荷载比和防火保护类型对新型楼盖耐火性能的影响,发现压型钢板板肋方向与钢梁垂直的楼盖钢梁同一高度处的温度沿跨度方向基本一致,仅沿高度方向不均匀;适当增加混凝土板厚对耐火极限提升较小。得到了不同截面尺寸的楼盖在0.2~0.5荷载比下的受火侧翼缘临界温度以及不同防火保护类型楼盖的受火侧翼缘时间-温度曲线,用于估算该类楼盖的耐火极限。

关键词:冷弯薄壁型钢;组合楼盖;耐火性能;有限元模拟

中图分类号:TU392 文献标志码:A 文章编号:2096-6717(2021)02-0084-10

Numerical analysis of fire resistance of a new type cold-formed thin-walled steel concrete composite floor

WANG Weiyong¹, MA Jie¹, ZHOU Xuhong¹, SHI Yu¹, MA Quantao²

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China; 2. Rizhao DSUN Building Construction Company Limited, Rizhao 276800, Shandong, P. R. China)

Abstract: Cold-formed thin-walled steel concrete composite floor is fabricated with profiled steel sheet-concrete composite slab at the top and cold formed steel built-up beam at the bottom. When fire occurs on the lower side of the floor, the cold-formed thin-walled steel beams and profiled steel sheets will be directly exposed to fire. In order to improve the fire resistance of the floor, a new type cold-formed thin-walled steel concrete composite floor is proposed by fixing fireproof board on the lower flange of cold-formed steel beams to form a fire protection layer. However, the temperature distribution, deflection and fire resistance time of the new floor will change after adding fire protection, so fire resistance performance of the new floor needs to be studied. A simplified three-dimensional finite element model is established to analyze the influence of concrete slab thickness, beam height, load ratio, fire protection on the fire resistance of the

收稿日期:2020-08-25

基金项目:国家自然科学基金(51878096)

作者简介:王卫永(1982-),男,博士,教授,主要从事结构抗火性能研究,E-mail:wywang@cqu.edu.cn.

Received:2020-08-25

Foundation items:National Natural Science Foundation of China (No. 51878096)

Author brief:WANG Weiyong (1982-), PhD, professor, main research interest: structural fire resistance, E-mail: wywang@cqu.edu.cn.

new floor. It is found that the temperature at the same height of the steel beam is basically similar along the span direction but not uniform along the height direction when the direction of the profiled steel sheet is vertical to the steel beam. Increasing the thickness of concrete slab appropriately has little effect on fire resistance. In addition, the critical temperature of the hot flange with different cross-section sizes under the load ratio of 0.2~0.5 and the time-temperature curves of the hot flange with different fire protection are obtained, which can be used to estimate the fire-resistance time of the new floor.

Keywords: cold-formed thin-walled steel; composite floor; fire resistance; finite element simulation

在施工现场,冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖通常采用自攻螺钉将压型钢板和下侧冷弯薄壁型钢梁固定,再在压型钢板上侧浇筑混凝土而成,楼盖结构轻巧,装配化水平高且施工便捷。学者们^[1-5]已对此类楼盖体系的受弯性能、连接性能和舒适度进行多项研究,表明其具备良好的应用价值。周绪红等^[6]、贾子文等^[7-8]对冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖的构造进行了详细阐述,同时结合试验和模拟提出楼盖的实用计算公式。组合楼盖的耐火性能也备受关注,Sharma等^[9]考虑楼盖受火时混凝土与钢板脱离而产生的隔热效应,建立钢板与混凝土之间的界面单元模型来实现传热过程的模拟和参数分析,最后提出了预测混凝土温度的经验公式。芦强^[10]推导了高温下组合楼盖变形计算公式,理论计算结果与有限元模拟吻合良好。任鹏飞等^[11]对受火90 min后的组合楼盖开展静载性能试验,发现虽然混凝土开裂严重,钢梁变形明显,但组合楼板仍具有较高剩余承载力。

目前,组合楼盖下侧通常无防火保护层,Bedná等^[12]指出,常规冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖的托梁等直接暴露在火灾中,对楼盖耐火性能很不利。为避免楼盖梁直接受火,在楼盖梁下侧固定防火板形成保护层的新楼盖构造如图1所示。防火保护层构造简单,施工方便,能大幅延缓型钢的升温过程,楼盖耐火性能明显提升。为研究新型楼盖的耐

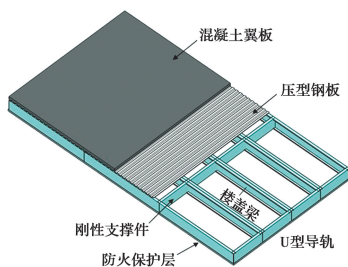


图1 新型冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖

Fig. 1 A new type cold-formed thin-walled steel concrete composite floor

火性能,采用 ABAQUS 分别建立楼盖的简化传热和热力耦合模型,分析下侧受火时截面尺寸、荷载比和防火保护类型对新型楼盖耐火性能的影响。

1 构件概况

设计一个新型冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖试件,整体尺寸 2 400 mm×4 500 mm,压型钢板规格为 YX18-78-920,板厚 0.8 mm,导轨采用 U 型钢,截面规格为 U202×50×1.2;楼盖梁由 C 型钢双肢拼合而成,其中单肢的规格为 C200×40×15×1.2,通过腹板双排间距 300 mm 的 4816 型自攻螺钉固定形成拼合梁,钢材等级为 Q345。楼盖梁与导轨连接处加设 C 型支座加劲件,其腹板和一侧翼缘分别与楼盖梁腹板和导轨腹板用自攻螺钉连接,避免楼盖梁在支座区域局部承压破坏。压型钢板板肋走向与楼盖梁垂直,在其上方浇筑 32 mm 厚混凝土层(压型钢板板肋以上的混凝土层厚 32 mm),强度等级为 C30。C 型钢、U 型钢和压型钢板之间均采用自攻螺钉连接,为便于下侧防火保护层的固定,楼盖梁间距取 600 mm。楼盖梁上翼缘与压型钢板连接,螺钉间距为 300 mm,下翼缘固定两层 12 mm 的防火石膏板作为防火保护层,螺钉间距为 300 mm。由于楼盖梁跨度较大,因此,在梁跨度方向两侧各 1/3 位置设置刚性支撑件,各型钢尺寸和试件构造分别见表 1 和图 2。

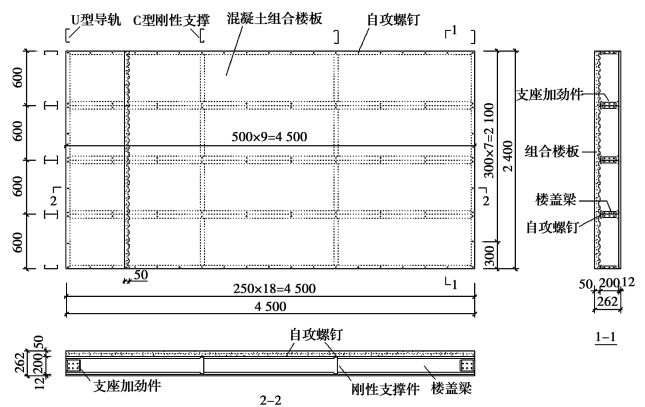


图2 试件构造图

Fig. 2 Configuration of specimen

表 1 型钢尺寸表
Table 1 Size of section steels

构件类型	腹板/ mm	翼缘/ mm	卷边/ mm	板厚/ mm	长度/ mm
C 型钢(楼盖梁)	200	40	15	1.2	4 500
U 型钢(导轨)	202	50		1.2	2 400
C 型钢(刚性支撑件)	200	40	15	1.2	600
C 型钢(支座加劲件)	200	40	15	1.2	160

2 有限元模型及验证

2.1 有限元模型

用 ABAQUS 软件建立楼盖试件的有限元模型(图 3)。由于楼盖梁垂直于跨度方向等间距布置,不妨取楼盖梁左右各 300 mm 范围内的楼盖部分,将楼盖体系简化为组合梁进行分析。对于楼盖梁,压型钢板等冷弯薄壁型钢构件,传热模型和热力耦合模型中单元类型分别为 DS4 和 S4R,混凝土层和

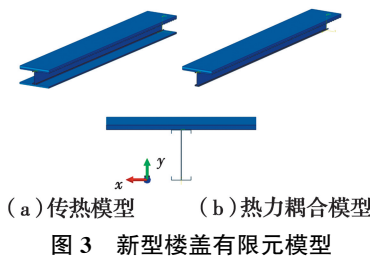


图 3 新型楼盖有限元模型
Fig. 3 Finite element model of the new floor

石膏板采用实体单元,传热模型和热力耦合模型中单元类型分别为 DC3D8 和 C3D8R。混凝土和钢材的高温力学性能和热工参数分别参考表 2、表 3、表 4、表 5,混凝土采用塑性损伤模型。受限于石膏板的尺寸,板材沿跨度方向必然存在接缝,无法连续传力,另外,楼盖梁为双肢拼合截面,且沿跨度方向两道支撑件具有一定约束侧移的作用,所以,楼盖梁下翼缘本身侧移较小,石膏板限制侧移的作用有限,因此,在热力耦合模型中忽略其结构作用,仅在传热模拟时考虑其隔热作用,导热系数、比热容和相对密度参考文献[13]。传热模型考虑楼盖下侧受火的场景,在石膏板外表面以辐射和对流形式施加 ISO-834 标准升温条件,参考 EN 1991-1-2^[14],受火侧和背火侧辐射系数分别取 1.0 和 0.8,对流系数分别取 25.9 W/m²·°C。将石膏板、楼盖梁、压型钢板和混凝土接触区域分别绑定,以实现热量传导,内部空腔两侧建立空腔辐射,辐射率取 0.7,温度测点布置见图 4。

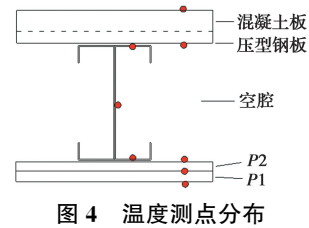


图 4 温度测点分布
Fig. 4 Distribution of temperature test points

表 2 混凝土高温力学性能

Table 2 Mechanical properties of concrete at elevated temperature

力学性能	表达式	说明	来源
抗压强度	$\frac{f_{cu,T}}{f_{cu}} = \frac{1}{2.4 \times (T-20)^6 \times 10 - 17 + 1}$	20 °C ≤ T ≤ 1 000 °C	
抗拉强度	$\frac{f_{t,T}}{f_t} = 1 - 0.001T$		
弹性模量	$\frac{E_{c,T}}{E_c} = -0.0011T + 0.83$	60 °C ≤ T ≤ 700 °C	李卫等 ^[18]
受压应力-应变关系	$\begin{cases} \frac{\sigma}{f_{c,T}} = 2.2x - 1.4x^2 + 0.2x^3, & x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{pT}} \leq 1 \\ \frac{\sigma}{f_{c,T}} = \frac{x}{0.8(x-1)^2 + x}, & x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{pT}} > 1 \end{cases}$	ϵ_p 为混凝土常温极限压应变,取 0.002	
受拉应力-应变关系	$\sigma = \begin{cases} \epsilon E_c(T), & \epsilon \leq \epsilon_{cr} \\ f'_t(T) - 0.1f'_t(T) \frac{\epsilon - \epsilon_{cr}}{\epsilon_{cr}}, & \epsilon_{cr} < \epsilon \leq 2\epsilon_{cr} \\ 0.9f'_t(T), & \epsilon > 2\epsilon_{cr} \end{cases}$	$\epsilon_{cr} = f'_t(T)/E_c(T)$ $f'_t(T) = 0.09f'_c(T)$	Hong 等 ^[19]
泊松比	$v(T) = \begin{cases} v(0.2 + 0.8 \frac{500-T}{480}) & T \leq 500 \text{ °C} \\ 0.2v & T > 500 \text{ °C} \end{cases}$	v 为混凝土常温泊松比,取 0.2	Gernay 等

表 3 Q345 冷弯型钢高温力学性能

Table 3 Mechanical properties of Q345 cold formed thin-walled steel at elevated temperature

温度/℃	$f_{y,T}/f_y$	$E_T/E^{[21]}$	泊松比	温度/℃	$f_{y,T}/f_y$	$E_T/E^{[21]}$	泊松比	温度/℃	$f_{y,T}/f_y$	$E_T/E^{[21]}$	泊松比
20	1	1	0.3	300	1	1	0.3	600	1	1	0.3
100	1	1	0.3	400	1	1	0.3	700	1	1	0.3
200	1	1	0.3	500	1	1	0.3	800	1	1	0.3

表 4 混凝土热工参数

Table 4 Thermal parameters of concrete

热工参数	表达式	单位和说明	来源
导热系数	$\lambda_c = 0.012 \left(\frac{T}{120}\right)^2 - 0.24 \left(\frac{T}{120}\right) + 2$	W/(m·K) 20 °C ≤ T ≤ 1 200 °C	
比热容	$C_c = -4 \left(\frac{T}{120}\right)^2 + 80 \left(\frac{T}{120}\right) + 900$	J/(kg·°C) 20 °C ≤ T ≤ 1 200 °C	EN 1994-1-2 ^[22]
膨胀系数	$\frac{\Delta l}{l} = \begin{cases} 2.3 \times 10^{-11} T^3 + 9 \times 10^{-6} T - 1.8 \times 10^{-4} \\ 0.014 \end{cases}$	20 °C ≤ T ≤ 700 °C 700 °C < T ≤ 1 200 °C	
密度	2 400	kg/m ³	

表 5 Q345 冷弯型钢热工参数

Table 5 Thermal parameters of Q345 cold formed thin-walled steel

热工参数	表达式	单位和说明	来源
导热系数	$\lambda_s = \begin{cases} 54 - 0.033 3T & 20 \text{ °C} \leq T \leq 800 \text{ °C} \\ 27.3 & 800 \text{ °C} < T \leq 1 200 \text{ °C} \end{cases}$		
比热容	$C_s = \begin{cases} 425 + 0.773T - 0.001 69T^2 + 2.22 \times 10^{-6} T^3 & 20 \text{ °C} \leq T \leq 600 \text{ °C} \\ 666 - \frac{13 002}{T-738} & 600 \text{ °C} < T \leq 735 \text{ °C} \\ 545 + \frac{17 820}{T-731} & 735 \text{ °C} < T \leq 900 \text{ °C} \\ 650 & 900 \text{ °C} < T \leq 1 200 \text{ °C} \end{cases}$	J/(kg·°C)	EN 1993-1-2 ^[21]
膨胀系数	$\frac{\Delta l}{l} = \begin{cases} 1.2 \times 10^{-5} T + 4 \times 10^{-9} T^2 - 2.416 \times 10^{-4} \\ 1.1 \times 10^{-2} \\ 2 \times 10^{-5} T - 6.2 \times 10^{-3} \end{cases}$	20 °C ≤ T ≤ 750 °C 750 °C < T ≤ 860 °C 860 °C < T ≤ 1 200 °C	
密度	7 850	kg/m ³	

热力耦合模型中,在混凝土和压型钢板接触区域建立硬接触,高温下混凝土与压型钢板接触面切向摩擦系数取 0.2^[15],如图 5(a);压型钢板仅在凸肋位置和楼盖梁上翼缘接触,所以,在凸肋对应接触区域法向建立硬接触,切向摩擦系数取 0.3,如图 5(b)。采用 Fasteners 模拟螺钉连接,连接位置包括楼盖梁腹板拼合处和压型钢板与楼盖梁连接处,具体位置参考图 2。在组合截面端部形心处建立参考点,将型钢梁端部的位移和转角分别于形心参考点耦合,参考点处施加简支约束,其中一侧参考点约束

x, y, z 方向平动自由度,即 $U_x = U_y = U_z = 0$;另一侧参考点约束 x, y 方向自由度,即 $U_x = U_y = 0$;混凝土板上表面作用均布荷载。参考已有的楼盖静力试验^[6]和耐火试验^[16],发现型钢之间螺钉连接多数未失效,所以,将连接属性设为刚性 MPC 约束,对比均布荷载作用下按《组合结构设计规范》^[17]和有限元方法得到的简化组合梁受弯承载力 30.12、28.8 kN·m,该建模方法可靠。混凝土板上表面施加均布荷载共 16.06 kN(荷载比 0.3),加载完成后导入传热分析的温度结果,进行热力耦合分析。

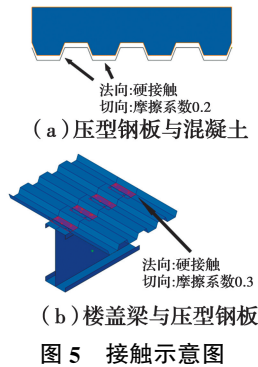


图 5 接触示意图

Fig. 5 Diagram of contacts

2.2 模型验证

选取文献[16]的一片冷弯薄壁型钢组合楼板耐火试验数据,建立三维简化传热和热力耦合模型来验证不均匀传热的楼板耐火性能建模方法的正确性。文献[16]的楼板构造见图 6,主要由 4 根托梁, 2 根导轨, 1 层胶合板和 2 层石膏板构成。型钢骨架上侧和下侧分别用自攻螺钉固定 1 层 19 mm 胶合板和 2 层 16 mm 防火石膏板(受火侧),其中,胶合板与托梁的螺钉连接间距为 300 mm,石膏板与托梁的螺钉连接间距为 200 mm。托梁采用 C 型钢(C180×40×15×1.15),导轨用 U 型钢(U182×50×1.15),钢材强度等级为 G500,实测屈服强度为 612 MPa。

按图 6 构造取跨中托梁左右各 300 mm 范围的楼板部分,建立传热模型(图 7(a)),其中,石膏板和胶合板按实体单元建模,单元类型为 DC3D8,托梁用壳单元,单元类型为 DS4;在受火侧最外层石膏板外表面以辐射和对流形式施加 ISO-834 标准升温条件,受火侧和背火侧辐射系数、对流系数与 2.1 节一致,空腔辐射的辐射率取 0.7 时,温度模拟效果较好。将楼板各层相应的接触区域绑定,保证热量传导。钢材和石膏板热工参数与 2.1 节一致,胶合板热工参数参考 EN 1995-1-2^[23],温度测点分布和各层的命名见图 6(b),温度模拟结果见图 8(a)。

热力耦合模型中钢材和胶合板高温力学性能参考文献[13],胶合板采用实体单元 C3D8R,托梁和导轨采用壳单元 S4R;按试验加载位置,分别在托梁 1/4 和 3/4 跨度上方的胶合板上表面区域施加各 4.5 kN 竖向荷载,型钢与胶合板接触区域法向建立硬接触,切向摩擦系数取 0.3。破坏时背火侧胶合板与托梁的螺钉连接仍未失效,所以,在螺钉连接位

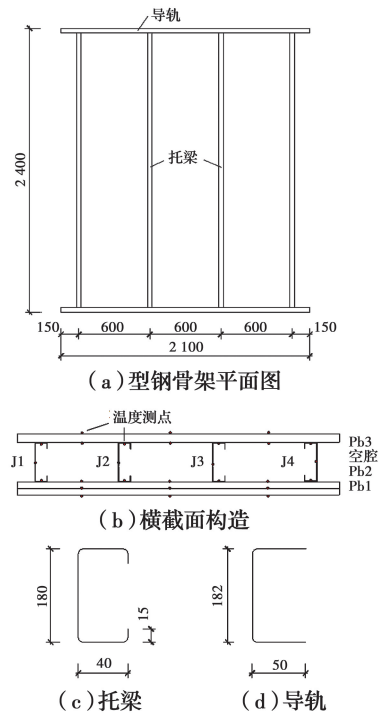


图 6 模拟楼板的构造

Fig. 6 Configuration of simulated floor

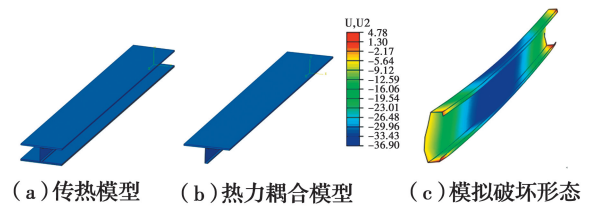


图 7 楼板有限元模型及破坏形态

Fig. 7 Finite element model and failure mode of the floor

置使用 Fasteners 建立刚性 MPC 约束,保证胶合板和托梁的共同变形。建立沿跨度方向的简支边界条件。由于耐火试验中受火侧石膏板在高温下逐渐开裂脱落,丧失对托梁下翼缘的侧移约束,且石膏板抗拉强度很低,对楼板的抗弯贡献有限;观察试验中受火时间超过 80 min 后,托梁挠度增速变快,假定此时石膏板丧失对托梁下翼缘侧移约束;在热力耦合模型中的具体做法为建立无下侧石膏板的热力耦合模型,如图 7(b),在前 80 min 内约束托梁下翼缘的水平侧移,80 min 后释放该约束,托梁自由变形。热力耦合模拟第 1 步按前述方式施加竖向荷载,第 2 步保持荷载不变,将试验测得的温度赋予到托梁和胶合板相应区域,最终楼板试验得到的耐火极限为 107 min,有限元模拟得到的耐火极限为 117 min,试验和模拟的破坏形式均为托梁失稳(图 7(c)),托梁的挠度随时间变化情况见图 8(b)。

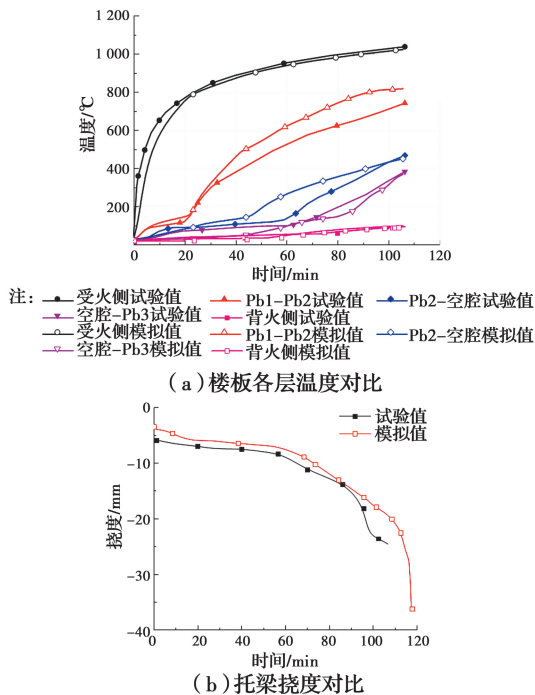


图 8 楼板试验和模拟情况对比

Fig. 8 Comparison of floor test and simulation

3 新型楼盖耐火性能分析

3.1 传热结果

有限元分析得到新型楼盖各层温度随时间的变化情况见图 9(a)。沿跨度方向压型钢板-混凝土组合楼板虽然仅在凸肋位置与楼盖梁发生接触传热,但由于压型钢板和楼盖梁均具有良好的导热性能,所以,楼盖梁在相邻的压型钢板-混凝土组合楼板凸肋处(接触区)和凹肋处(未接触区)无明显温差,即楼盖梁的腹板和翼缘温度沿跨度方向分布均匀,仅沿截面高度方向不均匀。另外,由于压型钢板与混凝土大面积贴合,能有效将受火侧石膏板内表面辐射至压型钢板的温度和楼盖梁传导至压型钢板的温度扩散至混凝土层,从而降低楼盖梁背火侧翼缘和腹板的温度,因此,破坏时梁的受火侧和背火侧翼缘温差达到约 400 °C;而文献[16]背火侧为胶合板,仅在翼缘处与托梁接触,胶合板导热系数也较小,失效时受火侧和背火侧翼缘温差仅 140 °C 左右。图 9 (b)反映了楼盖梁不同位置温度随时间的变化情况,其中,HF、Web、CF 分别代表梁的受火侧翼缘、腹板中点和背火侧翼缘。

3.2 热力耦合结果

荷载比 0.3 时,新型楼盖耐火极限达到 83 min,

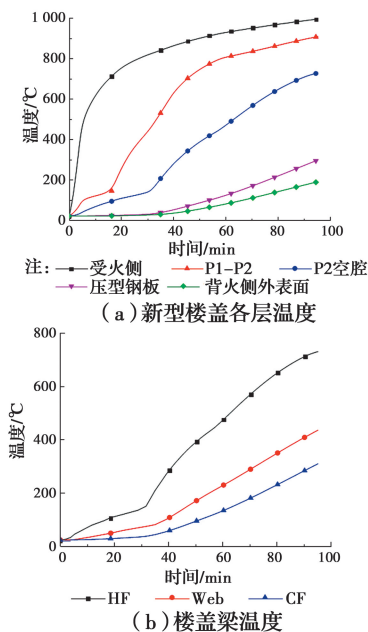


图 9 新型楼盖传热模拟结果

Fig. 9 Heat transfer simulation results of the new floor

破坏时跨中挠度 143 mm。结合楼盖的时间-跨中挠度曲线(图 10),可将其挠曲变形过程可分为 3 阶段,第 1 阶段为开始升温至 33 min,该阶段受火侧翼缘温度未超过 200 °C,材料力学性能降低较少,所以主要以不均匀膨胀弯曲为主,第 2 阶段为 34~72 min,楼盖梁下侧温度较高,力学性能降幅较大,该阶段的挠曲变形量由不均匀膨胀弯曲和抗弯刚度减小引起的弯曲变形增量共同构成。第 3 阶段为 73~83 min,该阶段由于挠曲变形过大,跨中区域混凝土板在凹肋位置受拉损伤严重(图 11(a)),对组合截面抗弯的贡献大幅降低,中和轴下移至楼盖梁腹板内,所以,楼盖梁上翼缘受压出现局部屈曲,同时,楼盖梁下侧部分区域温度过高,钢材严重软化,最终在跨中位置出现塑性铰(图 11(b)、(c)),楼盖失效。

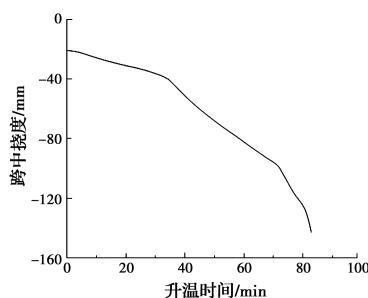


图 10 时间-跨中挠度曲线

Fig. 10 Time-deflection curve

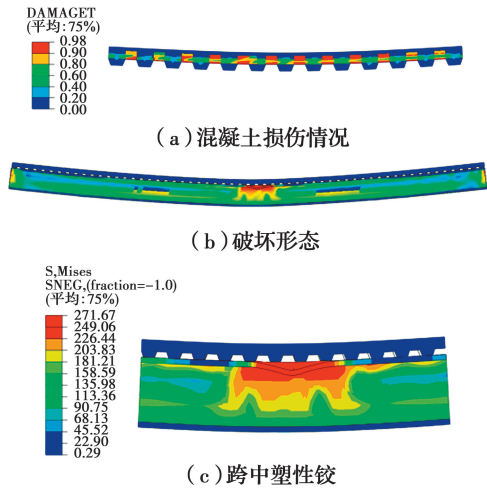


图 11 楼盖破坏模式

Fig. 11 Failure mode of the floor

4 参数分析

4.1 截面尺寸

设计两个截面尺寸不同但防火保护类型相同的楼盖试件,编号分别为 F2 和 F3,图 2 试件记为 F1,试件 F2、F3 与 F1 构造形式基本相同,仅改变混凝土板厚(压型钢板板肋以上)或楼盖梁腹板高度,试件具体尺寸见表 6。

1) 传热结果 试件 F2 和 F3 的传热模拟结果见图 12,从图 12(a)中可以看出,3 个试件的楼盖梁受火侧翼缘温度基本相同,这是由于受火侧防火保护类型相同。而 F1 的腹板中点、背火侧翼缘和压型钢板(图 12(b))温度略高于 F2 和 F3,因为更厚的混

表 6 楼盖尺寸表

Table 6 Size of the floors

试件编号	板厚/mm	腹板高/mm	翼缘/mm	卷边/mm	防火保护类型	研究内容
F1	32	200	40	15	S+S	截面尺寸对耐火性能影响
F2	50	200	40	15	S+S	
F3	50	250	40	15	S+S	
F4	32	200	40	15	S+B	防火保护类型对耐火性能影响
F5	32	200	40	15	B+S	
F6	50	250	40	15	S+B	

注:S代表石膏板(厚度 12mm),B代表玻镁板(厚度 12mm),防火板材按名称先后由外层向内依次排布。

凝土板能吸收更多来自钢梁和压型钢板的的热量,使钢梁背火侧和压型钢板温度更低;其次,混凝土板越厚,背火侧外表面温度也越低。另外,F2 腹板中点、背火侧翼缘和压型钢板的温度略高于 F3,原因是 F3 的空腔层更高。以上分析表明,增加混凝土板厚或空腔层高度能降低楼盖背火侧温度,但效果有限。

2) 热力耦合结果 参考《组合结构设计规范》得到 F1、F2 和 F3 对应的简化组合梁在均布荷载作用下的抗弯承载力分别为 28.8、32.4、39.6 kN·m。有限元计算不同荷载比下楼盖的时间-跨中挠度曲线如图 13 所示,耐火极限见表 7,其中 R=0.3 代表荷载比为 0.3,其余类推。受火前期混凝土损伤较少,对组合截面抗弯贡献较大,所以,在图 13(a)的前 60 min 内,相同荷载比(R=0.3)和受火时长下 F2 的挠曲变形较 F1 明显减小;而在 60 min 后,随着混凝土损伤的累积,F2 挠曲变形量逐渐接近 F1,最终 F1 耐火极限 83 min,F2 为 87 min,相差仅 4.8%。对于该类轻型楼盖,混凝土板无需过厚,否

则,冷弯型钢梁受拉侧会过早屈服,截面的组合效应难以发挥,而小范围的提升混凝土板厚虽能部分降低背火侧温度,但对耐火极限提升幅度较小,所以,片面地增加混凝土板厚并不能有效提升楼盖的耐火极限。在此不再对 F2 其他荷载比下的耐火极限做参数分析。对 F1 和 F3 做 0.2~0.5 的荷载比参数分析,随荷载比增加,楼盖耐火极限迅速降低,最大挠度也随之减小;荷载比超过 0.5 后,楼盖的耐火极限过低且破坏挠度很小,具有突发性,所以不再对 0.5 以上荷载比做参数分析。

表 7 楼盖的耐火极限和最大挠度

Table 7 Fire resistance and maximum deflection of floor

试件编号	R=0.2		R=0.3		R=0.4		R=0.5	
	t	f	t	f	t	f	t	f
F1	92	152	83	143	70	131	52	121
F3	104	141	93	142	76	120	46	101

注:t 为时间,min;f 为最大挠度,mm。

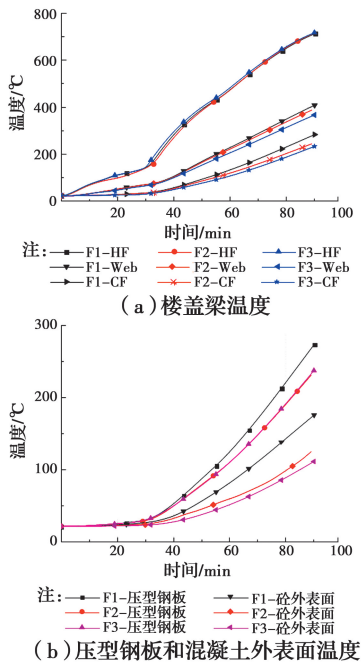


图 12 不同楼盖的温度对比

Fig. 12 Temperature comparison of different floors

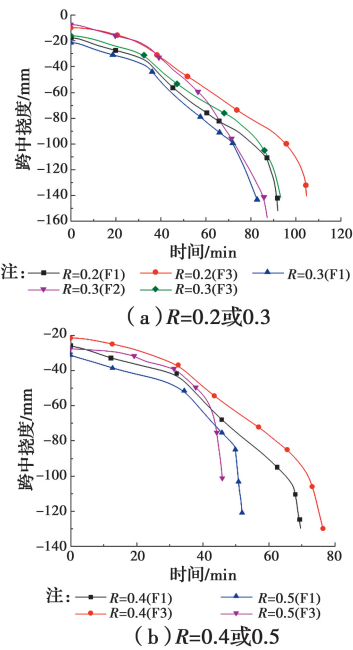


图 13 不同荷载比 R 时楼盖的时间-跨中挠度曲线

Fig. 13 Time-deflection curves of the floors under different load ratios

4.2 防火保护类型

设计 3 种不同防火保护类型的楼盖 F4、F5 和 F6,具体尺寸见表 6。玻镁板热工参数参考 Chen 等^[24]测试值,通过传热模拟得到 F4、F5 和 F6 的楼盖梁温度分布情况如图 14 所示,其中,F4 和 F6 防火保护类型相同,温度分布也较接近,而将玻镁板置

于外侧的 F5,由于玻镁板前期导热性能大于石膏板,故 F5 楼盖梁各部位温度稍高于 F4 和 F6。比较图 14(a)和(b),在 40 min 后 T_{HF} 、 T_{web} 和 T_{CF} 均接近于线性增长,且对于不同的防火保护类型,在楼盖梁同一位置的升温速率分别比较接近,所以,当两种不同防火保护类型的楼盖受火侧翼缘达到同一温度时,整个楼盖梁全截面的温度分布也很相似,只不过不同防火保护类型的楼盖梁达到某一相似的温度状态的时间或早或晚。

根据前述分析结果给出某一截面尺寸的楼盖在不同荷载比下受火侧翼缘临界温度和不同防火保护类型下楼盖梁受火侧翼缘的时间-温度关系表,即可通过受火侧翼缘临界温度查表得到某一防火保护类型的楼盖对应的耐火极限。表 8 为不同截面尺寸和荷载比的楼盖梁受火侧翼缘临界温度,表 9 为 3 种常见防火保护类型分别对应的楼盖梁受火侧翼缘的时间-温度关系,根据表 8 和表 9 可得到满足不同耐火等级(30、60、90 min)的楼盖防火保护类型和荷载比限值,例如,对于截面尺寸为“32-200”, $R \leq 0.3$ 且防火保护类型为“S+B”的楼盖,受火时间达到 90 min 时受火侧翼缘温度仍低于临界温度,即耐火极限在 90 min 以上,耐火等级则为一。

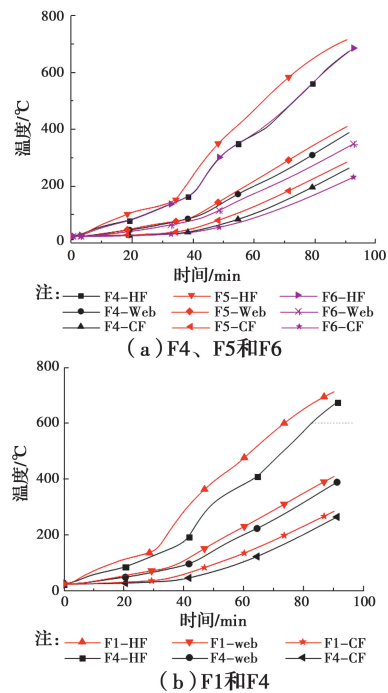


图 14 不同防火保护类型的楼盖梁温度对比

Fig. 14 Temperature of beams with different fire protections

表 8 楼盖梁受火侧翼缘的临界温度

Table 8 Critical temperature of hot flange of beam

截面尺寸	R=0.2	R=0.3	R=0.4	R=0.5
32-200	720	665	568	409
50-250	762	721	624	360

注:32-200 表示压型钢板板肋以上混凝土厚度为 32 mm,楼盖梁高为 200 mm。

表 9 不同防火保护类型楼盖梁受火侧翼缘
时间-温度关系Table 9 Time-temperature relation of hot flange of beam
under different fire protections

防火保护类型	温度/°C							
	40 min	50 min	60 min	70 min	80 min	90 min	100 min	110 min
S+S	295	399	481	565	655	714	740	785
S+B	171	312	376	460	560	664	725	763
B+S	239	363	462	565	649	711	739	786

5 结论

提出一种新型冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖的防火保护措施,采用 ABAQUS 软件建立楼盖的简化传热和热力耦合模型,考虑混凝土损伤,对楼盖耐火性能进行分析,通过有限元模拟得到以下结论:

1)楼盖下侧增设防火保护层后,极大延缓了内部楼盖梁和压型钢板等部件的升温,楼盖内部沿跨度方向同一高度处温度基本一致,仅沿截面高度方向分布不均匀。

2)新型楼盖的耐火性能影响因素主要有截面尺寸、防火保护类型、荷载比等。仅增加混凝土板厚能少许降低楼盖梁截面温度,但混凝土过早开裂失效,耐火极限提升幅度不超过 10%;从长期来看,相同厚度玻镁板隔热性能优于石膏板;耐火极限随荷载比增大迅速降低,荷载比从 0.2 增大至 0.5 时,耐火极限下降约一半,且高荷载比时破坏具有突发性。

3)基于参数分析结果,提出不同截面尺寸的楼盖受火侧翼缘临界温度,结合不同防火保护类型楼盖的受火侧翼缘时间-温度曲线,可估算某一类楼盖的耐火极限或满足某一耐火等级的楼盖防火保护类型和荷载比限值。

参考文献:

[1] HANAOR A. Tests of composite beams with cold-

formed sections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2000, 54(2): 245-264.

[2] CHAKLOS J M, YULISMANA W, EARLS C J. Concrete-steel interfacial bond strength in composite flooring: shoring and form removal [J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2004, 9(1): 9-15.

[3] LAKKAVALLI B S, LIU Y. Experimental study of composite cold-formed steel C-section floor joists [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(10): 995-1006.

[4] FAGGIANO B, MARZO A, MAZZOLANI F M, et al. Analysis of rectangular-shaped collar connectors for composite timber-steel-concrete floors: Push-out tests [J]. Journal of Civil Engineering and Management, 2009, 15(1): 47-58.

[5] DA SILVA J G S, DE ANDRADE S A L, LOPES E D C. Parametric modelling of the dynamic behaviour of a steel-concrete composite floor [J]. Engineering Structures, 2014, 75: 327-339.

[6] 周绪红, 贾子文. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖受弯承载力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(7): 13-22.

ZHOU X H, JIA Z W. Experimental study on flexural capacity of cold-formed steel joists and concrete composite floor [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(7): 13-22. (in Chinese)

[7] 贾子文, 周绪红, 刘永健. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖受弯承载力影响因素分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(4): 135-143.

JIA Z W, ZHOU X H, LIU Y J. Influencing factors analysis on flexural capacity of cold-formed steel joists concrete composite floor [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(4): 135-143. (in Chinese)

[8] 贾子文, 周绪红, 刘永健. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖构造与设计[J]. 建筑结构, 2013, 43(12): 20-24, 19.

JIA Z W, ZHOU X H, LIU Y J. Construction and design of cold-formed steel joists concrete composite floor [J]. Building Structure, 2013, 43(12): 20-24, 19. (in Chinese)

[9] SHARMA S, VADDAMANI V T, AGARWAL A. Insulation effect of the concrete slab-steel deck interface in fire conditions and its influence on the structural fire behavior of composite floor systems [J]. Fire Safety

- Journal, 2019, 105: 79-91.
- [10] 芦强. 冷弯薄壁型钢—混凝土组合楼盖的耐火性能研究 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工程大学, 2018.
- LU Q. Research on fire resistance of cold-formed steel concrete composite floor [D]. Harbin: Harbin Engineering University, 2018. (in Chinese)
- [11] 任鹏飞, 王新堂, 梧松. 轻骨料混凝土—薄壁钢梁组合楼板受火后承载性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2019, 40(4): 56-63.
- REN P F, WANG X T, WU S. Experimental study on post-fire bearing capacity of composite floor of lightweight aggregate concrete—thin walled steel beam [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(4): 56-63. (in Chinese)
- [12] BEDNÁŘ J, WALD F, VODIČKA J, et al. Experiments on membrane action of composite floors with steel fibre reinforced concrete slab exposed to fire [J]. Fire Safety Journal, 2013, 59: 111-121.
- [13] BALESHAN B, MAHENDRAN M. Fire design rules to predict the moment capacities of thin-walled floor joists subject to non-uniform temperature distributions [J]. Thin-Walled Structures, 2016, 105: 29-43.
- [14] Eurocode 1: Design of concrete structures - Part 1-2: General actions—actions on structures exposed to fire; EN 1991-1-2 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2002.
- [15] 徐有邻. 变形钢筋—混凝土粘结锚固性能的试验研究 [D]. 北京: 清华大学, 1990.
- XU Y L. Experimental study of bond-anchorage properties of deformed bars and concrete [D]. Beijing: Tsinghua University, 1990. (in Chinese)
- [16] BALESHAN B, MAHENDRAN M. Experimental study of light gauge steel framing floor systems under fire conditions [J]. Advances in Structural Engineering, 2017, 20(3): 426-445.
- [17] 组合结构设计规范: JGJ 138—2016 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Code for design of composite structures: JGJ 138-2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [18] 李卫, 过镇海. 高温下砼的强度和变形性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 1993, 14(1): 8-16.
- LI W, GUO Z H. Experimental investigation of strength and deformation of concrete at elevated temperature [J]. Journal of Building Structures, 1993, 14(1): 8-16. (in Chinese)
- [19] HONG S, VARMA A H. Analytical modeling of the standard fire behavior of loaded CFT columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1): 54-69.
- [20] GERNAY T, MILLARD A, FRANSSSEN J M. A multiaxial constitutive model for concrete in the fire situation: Theoretical formulation [J]. International Journal of Solids and Structures, 2013, 50(22/23): 3659-3673.
- [21] Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design; EN 1993-1-2: 2005 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [22] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design EN 1994-1-2: 2005 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [23] Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design; EN 1995-1-2: 2004 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [24] CHEN W, YE J H, BAI Y, et al. Thermal and mechanical modeling of load-bearing cold-formed steel wall systems in fire [J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(8): 657-670.

(编辑 胡玲)