

# 门式刚架在高温 (火灾) 下的塑性铰分析

陶佳, 朱国政, 孙强

(安徽建筑大学 土木工程学院, 安徽 合肥 230601)

**摘要:** 门式刚架 (PF) 结构因其优异性能和安装简单方便而广泛用于工业厂房中。迄今为止, 对于 PF 结构在高温 (火灾) 下的塑性特征力学的分析较少。本文以 PF 结构为研究对象, 分析 PF 结构在高温 (火灾) 下的塑性力学特征。通过理论计算, 得到 PF 结构在热-力耦合作用下的临界荷载与塑性铰出铰顺序以及发展情况, 并同有限元数值分析结果进行分析对比。分析表明, 有限元数值分析与理论计算所得的结果吻合较好, 验证了对 PF 结构进行有限元分析结论的准确性, 为今后进一步研究高温 (火灾) 下的 PF 结构的力学特性提供一定参考。

**关键词:** PF 结构; 高温 (火灾); 有限元分析; 塑性铰; 热力耦合

中图分类号: TU352.5

文献标识码: A

文章编号: 2095-8382 (2021) 04-041-05

## The Analysis of Plastic Hinge of Portal Frame under High Temperature ( Fire )

TAO Jia, ZHU Guozheng, SUN Qiang

( School of Civil Engineering, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, China )

**Abstract:** The PF Structure is widely used in industrial plants due to its excellent performance and easy installation. So far, the research on PF Structure is mainly in the elastic state, and there are few analyses on the plastic characteristic mechanics of PF Structure under high temperature ( fire ). In this paper, the portal frame is used as the object to study and analyze the plastic mechanics characteristics of PF Structure under high temperature ( fire ). Through theoretical calculations, the critical load and plastic hinge sequence and development of the PF Structure under thermal-mechanical coupling are obtained, and the results are analyzed and compared with the finite element numerical analysis results. The analysis shows that the results obtained from the finite element numerical analysis and theoretical calculations are in good agreement, which verifies the accuracy of the finite element analysis conclusions of the PF structure, and provides a reference for further research on the mechanical properties of the PF structure under high temperature ( fire ) in the future.

**Keywords:** Portal frame ( PF ) Structure; high temperature ( fire ); finite element analysis; plastic hinge; thermal-mechanical coupling

门式刚架 (PF) 结构优势很多, 塑性韧性好、强度高且自重小、结构轻盈, 因而抗震性能强, 并且施工简单, 符合我国工业化的进程。但是, 钢结构随着温度和时间的增加, 其弹性模量和强度会迅速降低, 钢结构的强度和刚度会在 600 °C 时降为常温下

的一半<sup>[1]</sup>, 故在高温环境下钢构件非常容易遭到破坏, 从而导致整体结构的失稳, 进而极大可能地造成人员的伤亡。

国内外对钢结构抗火进行了大量研究。1918 年, 欧美就开始进行相关的抗火实验。二十世纪

收稿日期: 2020-12-11

基金项目: 国家重点基础研究项目子课题 (2012CB719703)

作者简介: 陶佳 (1995-), 男, 硕士研究生, 研究方向: 钢结构设计与应用。

七十年代,国外开始应用有限元模拟分析高温下 PF 结构的力学特性。2003 年, J Y Richard Liew 教授通过研究热辐射与多区域的关系, 得出最高温度的位置总是离火源最近处, 而离火源最远处的温度是最低的。20 世纪八十年代末, 由于火灾频发, 钢结构抗火研究逐渐被重视起来。李晓东, 李国强, 王永卫, 董毓利等人开始对钢结构抗火进行系统的计算和模型建立<sup>[2-8]</sup>, 取得了较好成果。

PF 结构的破坏始于刚度和强度的损失, 塑性铰更是钢架破坏与否的关键和标志。因此, 研究 PF 结构在高温(火灾)下的塑性铰特性就成为重要切入点。本文通过 PF 结构进行高温下的极限承载力计算, 得出门式刚架在热力耦合作用下的塑性铰出铰位置和顺序, 并进行数值分析处理, 模拟出的塑性铰出铰位置和顺序与理论计算出的结论一致。最后, 总结一般规律, 为实际工程应用中提供相关理论参考。

## 1 理论计算分析

### 1.1 工程实况

本工程为常温下单层单跨的 PF 结构。其单层 PF 结构的斜屋顶的坡度  $i=1/8$ , 高度为 4.0 m, 中柱与边柱的距离为 6.0 m, 柱子与地面之前用铰接, 其他连接点均为钢节点。选用工字钢且型号为 Q235, 斜梁为变截面, 其受 18 kN·m 的均布荷载。详细的规格尺寸见表 1.1 与表 1.2 所示。

表 1.1 柱的尺寸(mm)

构件	高	宽	肋板厚度	翼缘厚度
柱	200	200	8	12

表 1.2 梁的尺寸(mm)

构件	靠近柱端	远离柱端	宽	肋板厚度	翼缘厚度
斜梁	350	250	250	9	14

### 1.2 理论计算

#### 1.2.1 PF 结构在常温下的理论分析

此处理论分析使用静力法计算。由于结构仅受竖向均布荷载, 故水平方向无任何作用。由结构力学知识, 得出如下计算:

$$(1) \text{ 荷载作用下的弯矩: } M_x = 54x - 9x^2$$

$$\text{最大弯矩为: } M_{\max} = 18 \times 6^2 / 8 = 81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 赘余反力  $H$  产生的弯矩:

$$\text{柱顶处: } M_B = -4H \quad \text{屋脊处: } M_C = -4.375H$$

$$M_x = -(4+x/8)$$

由以上分析易知, 最大负弯矩出现在柱子的顶端位置, 但是最大正弯矩的出现部位仍需要计算求得。设此部位距离柱顶, 取极限情况: 塑性铰出在此处与梁柱的耦合节点处。令最大弯矩值为  $M_1$  且相同, 依据相关知识, 得:

$$4H = 54x - 9x^2 - (4+x/8)$$

即:

$$H = \frac{8(54x - 9x^2)}{64 + x^2}$$

为使求得的  $M_1$  为最大值, 应使得:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{d\left(\frac{8(54x - 9x^2)}{64 + x^2}\right)}{dx} = 0$$

解得:  $x = 2.93 \text{ m}$ , 即为斜梁上出现塑性铰位置。

此时最大弯矩  $M_1$  为 38.8 kN·m。

#### 1.2.2 PF 结构在高温(火灾)下的理论分析

依据 ISO834 标准升温曲线<sup>[9]</sup> 模拟在火灾下温度随时间的变化,

(1) 计算高温(火灾)环境下 PF 钢构件的极限温度及其燃烧时间  $t$  引入高温条件下结构钢材的屈服强度折减系数表达式<sup>[10]</sup>:

$$\frac{M}{Wf_y\phi_{bT}} \leq \frac{f_{yT}}{f_y} = 1 + \frac{T_s}{767 \ln T_s / 1750} \quad 0 \leq T_s \leq 600 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (1-1a)$$

$$\frac{M}{Wf_y\phi_{bT}} \leq \frac{f_{yT}}{f_y} = \frac{108(1 - T_s / 1000)}{T_s - 400} \quad 600 \leq T_s \leq 1000 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (1-1b)$$

式中:  $M$ ——结构钢材的弯矩;

$W$ ——截面惯性矩;

$f_{yT}$ ——高温下钢材屈服强度;

$\phi_{bT}$ ——高温下构件的整体稳定系数;

$f_y$ ——常温下钢材屈服强度;

$T_s$ ——高温下 PF 钢构件的极限温度。

依据文献 [11] 和 [12], 其中由以下公式可得:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi_{bT}}{\phi_b} = 1 + \gamma a_1 \lambda^3 \\ \phi_b \\ 0 \leq \lambda \leq 80 \\ \frac{\phi_{bT}}{\phi_b} = 1 + \gamma a_2 \left[ 1 - 3.29 \times 10^{-6} \times (250 - \lambda)^{2.4} \right] \\ \phi_b \\ 80 \leq \lambda \leq 250 \end{array} \right. \quad (1-2)$$

式中: $\varphi_b$ ——高温下构件的整体稳定系数;

$\gamma$ ——截面类型参数;

$a_1, a_2$ ——计算参数,常取  $a_1=1.091 \times 10^{-7}, a_2=12.601 \times 10^{-1}$ ;

$\lambda$ ——构件的长细比。

上式为超越方程,故作下表,具体温度可由插值法得到:

梁柱长细比  $\lambda_{梁}, \lambda_{柱}$  分别为 13.39, 49.4, 均小于 80, 且截面属于 a 类, 故  $\gamma=1.1$ 。  $a_1, a_2$  为计算参数, 在高温下的钢结构计算中, 常取  $a_1=1.091 \times 10^{-7}, a_2=12.601 \times 10^{-1}$ , 查阅通过钢结构规范 (GB50017-2017) 可以得到  $\varphi_b=0.73$ , 故得  $\varphi_{bT}=0.730 2$ , 由于  $\varphi_b$  的计算是通过钢构件处于弹性状态工作下得到的, 而在高温环境下, 钢构件不是完全弹性状态, 在未破坏前, 其处于弹塑性阶段, 故对  $\varphi_b$  做修正, 取  $\varphi_{bT}=0.72$ 。

由常温下的理论计算得到最大弯矩值为 38.8 kN·m, 带入 1-1 式中得到:

$$\frac{M}{W_f \varphi_{bT}} = \frac{108(1 - T_s / 1000)}{T_s - 400} = 0.177 3 \quad (1-3)$$

通过表 1.3, 得极限温度  $T_s=627 \text{ }^\circ\text{C}$ 。

采用的钢构件的截面形状系数计算式为:  $F/V = \frac{2h+4b-2t}{A}$ , 式中  $h, b, t$  和  $A$  分别为工字钢的高度、翼缘宽度、腹板厚度和截面面积。将梁靠近柱端的工字钢尺寸数据带入, 得梁靠近柱端的截面形状系数:  $F/V = \frac{2h+4b-2t}{A} = 170.0 \text{ m}^{-1}$ , 再由 ISO834 标准升温条件下无保护层钢构件的温度曲线, 然后插值计算有, 梁靠近柱端处: 空气温度数值是  $737 \text{ }^\circ\text{C}$ , 燃烧极限时间数值是 903 s。

将屋脊处梁的尺寸数据带入上式, 得到截面形状系数为:  $F/V=165.0 \text{ m}^{-1}$ , 再由 ISO834 标准升温条件下无保护层钢构件的温度曲线, 得到: 屋顶脊背处的空气温度是  $737 \text{ }^\circ\text{C}$ , 燃烧时间的极值是 853 s。

(2) 高温(火灾)条件下 PF 钢构件的弯矩极值的计算

引入火灾下受弯钢构件的整体稳定验算公式<sup>[13]</sup>:

$$\frac{M}{\varphi'_{bT} W} \leq \eta_T \gamma_R f \quad (1-4)$$

式中: $\varphi'_{bT}$ ——火灾下的稳定系数;

$\eta_T$ ——高温下钢材的强度折减系数;

$\gamma_R$ ——钢构件的抗力分项系数, 取值为 1.1。

由《建筑钢结构防火技术规范》<sup>[14]</sup>,  $\varphi'_{bT}, \eta_T$  由以下式计算:

$$\begin{cases} \eta_T = 1.0 & 20 \leq T_s \leq 300 \text{ }^\circ\text{C} \\ \eta_T = 1.24 \times 10^{-8} T_s^3 - 2.096 \times 10^{-5} T_s^2 + 9.288 \times 10^{-3} - 0.216 8 & 300 \leq T_s \leq 800 \text{ }^\circ\text{C} \\ \eta_T = 0.5 - T_s / 2000 & 800 \leq T_s \leq 1000 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases}$$

引入高温条件下普通结构钢的稳定验算参数  $\alpha_b$ <sup>[13]</sup> 见下表:

表 1.4 高温条件下普通结构钢的稳定验算参数  $\alpha_b$

温度 ( $^\circ\text{C}$ )	400	450	500	550	600	650	700
$\alpha_b$	0.917	0.962	1.027	1.096	1.101	0.961	0.950

$\varphi'_{bT}$  计算法为:

$$\begin{cases} \varphi'_{bT} = \alpha_b \varphi_b & \alpha_b \varphi_b \leq 0.6 \\ \varphi'_{bT} = 1.07 - 0.282 / \alpha_b \varphi_b & 0.6 \leq \alpha_b \varphi_b \leq 1.0 \end{cases}$$

将  $T_s=627 \text{ }^\circ\text{C}$  带入上式, 算得:  $\eta_T=0.361, \alpha_b=0.991$ , 故可得到:  $\varphi'_{bT}=0.681$ 。

再将上述值带入 1-4 式, 可算得梁端处临界弯矩:  $M=81.686 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。梁端处与屋脊处仅  $W$  不同, 故同理可算得屋脊处的临界弯矩为:  $M=71.387 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

由材料力学相关知识, 易算得此时梁端的应力极值为  $\sigma=61.023 \text{ MPa}$ , 屋脊处的应力极值为  $\sigma=83.589 \text{ MPa}$ 。

表 1.5 高温下临界弯矩和临界应力

关键截面	梁端处	屋脊处
弯矩极值 (kN·m)	81.686	71.387
应力极值 (MPa)	61.023	83.589

根据常温下的计算结果, 可以得到塑性铰出现的位置在梁柱耦合节点处和屋脊耦合节点处。同时, 根据高温条件下的分析结果: 在 853s 左右时, 首先到达应力极值的屋脊处, 然后分析对比易知此时刻的应力极值是屋脊处比梁端处的值要大, 从而可得出, 第一个塑性铰出现的位置是在屋脊处; 在

表 1.3 钢的临界极限温度

$T_s$ ( $^\circ\text{C}$ )	450	480	510	540	570	600	630	660	690
$M/(W_f \varphi_{bT})$	0.568 0	0.516 2	0.460 7	0.401 2	0.337 5	0.269 2	0.173 7	0.141 2	0.115 4

903 s 左右时,梁端处的应力已经逼近极值,故第二个塑性铰就出现在此处。因为该 PF 结构是对称的,故此结构共有 3 个塑性铰,且分别出现于两个梁的端处与屋脊耦合节点处。同时也得出出铰的顺序:屋脊耦合节点处最先出现,然后是两个梁端出现塑性铰。最后,随着时间进行,终至该 PF 结构发生结构破坏。

## 2 数值分析

### 2.1 模型建立

采用模型的尺寸数据与前面理论计算的数据相同,且选用 ISO834 标准升温曲线。柱脚采用铰接形式,梁柱节点与屋脊处均采用刚接形式,所选钢材为 Q235 工字钢,其屈服强度  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ 。钢材的高温本构关系采用 MISO 多线性等向强化模型,图 1 给出了材料不同温度下的应力应变曲线。

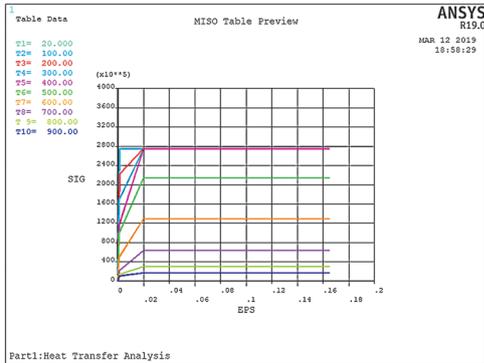


图 1 材料在不同温度下的应力应变曲线

利用 ANSYS 进行模拟分析,模型如下图所示。温度场分析时,使用的热单元是收敛性较好的 SOLID70 单元,热力耦合分析时,结构分析选择 SOLID45 单元。模型因对称,故选用左半部分进行分析。

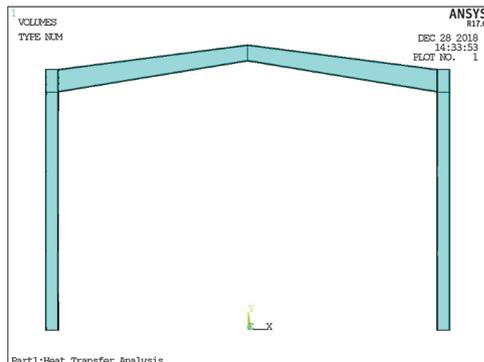


图 2 钢架模型图

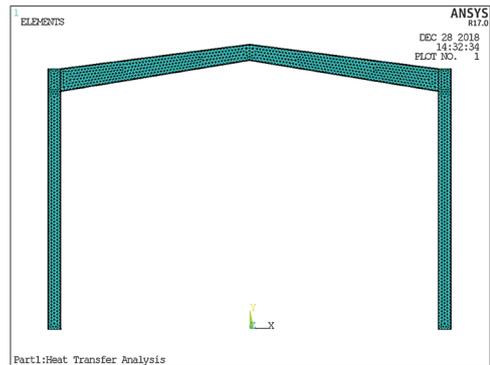


图 3 钢架模型网格划分图

### 2.2 热力效应分析

对单层 PF 结构的左半部分在热力耦合作用下进行分析,分别得出屋脊耦合节点和单元左柱节点在对应时间点的变形和应力大小。且令屋脊耦合节点为关键节点 1,单元左柱节点为关键节点 2。

表 2.1 关键节点 1 和 2 位移变化值

时间 (min)	关键节点 1 竖向位移 (mm)	关键节点 2 横向位移 (mm)
0	0	0
5	-14.605	-10.419
10	-19.596	-19.487
15	-25.153	-24.971
20	-34.023	-29.987
25	-38.123	-32.213

表 2.2 关键节点 1 和 2 应力变化值

时间 (min)	关键节点 1 处应力值 (MPa)	关键节点 2 处应力值 (MPa)
3	235.631	225.373
5	193.418	176.746
10	132.124	110.987
15	65.984	51.944
20	41.142	37.013
25	30.719	28.683

由《建筑钢结构防火技术规范》<sup>[14]</sup>和李国强等人的成果<sup>[15]</sup>,采用在高温下的结构构件承载力极限状态的判别标准,对于整个 PF 结构,梁的跨中挠度应该:  $\delta \geq \frac{l}{250} = 24.00 \text{ mm}$ ,柱的横向位移满足:  $\delta \geq \frac{l}{30} = 133.30 \text{ mm}$ 。

由表 2.1 可以得出,在时间到达 870 s 左右时,关键节点 1 处的竖向位移达到 24.597 mm,其值大于 24.00 mm,故在此后此处开始塑性状态的发展,并且此节点到达极限状态所用时间与理论分析的计算结果得到的时间 853 s 大致相当。在 870 s 时,关键节点 2 处的横向位移的值约为 24.423 mm,在

1 200 s 和 2 500 s 左右时,其值分别是 29.987 mm 和 32.213 mm,均小于 133.3 mm。因此,在分析中可先不考虑柱的影响。当温度上升到 626 °C 左右,此时钢材的屈服强度约为常温下的 15.3%,即屈服强度约为 36.12 MPa。由表 2.2 得,此时关键节点 1 处的应力值约为 76.598 MPa,关键节点 2 处的应力值约为 57.848 MPa,两应力值均大于屈服强度。故得出,钢材进入塑性阶段后,屋脊耦合节点处首先出现塑性铰,然后是梁柱耦合节点处。考虑到该模型结构是对称的,因此,该结构共有三个塑性铰,其位置分别位于梁柱耦合节点处和屋脊耦合节点处,且出现的顺序是:第 1 个塑性铰出现在屋脊耦合节点处,第 2,3 个塑性铰出现在梁柱耦合节点处。

### 3 理论计算与数值分析对比

通过上述数值分析结果与之前理论计算得到的极限应力值作比较,得到下表:

表 4.7 理论分析和数值模拟的极限应力值对比

关键截面	屋脊处	梁端处
理论计算 (MPa)	83.589	61.023
数值分析 (MPa)	76.598	57.848
相对误差 (%)	8.364	5.203

通过以上的分析对比理论计算与数值模拟得到的数据最大相对误差为 8.364%,较为接近。因此,结果可确认真实有效。

### 4 结论

(1) 由理论分析知,在高温或者火灾条件下,PF 结构的承载能力会随温度升高而下降。出铰顺序为:开始是屋脊耦合节点处,然后是梁柱耦合节点处,最后直至钢架破坏。

(2) 以有限元为工具,在热力耦合作用下,对 PF 结构进行应力分析。分析得到:位移分析中,关键节点 1 的竖向位移在 870 s 左右达到 24.597 mm,大于 24 mm,故此开始进入塑性状态;关键节点 2 的横向位移满足要求,可不考虑柱的影响。应力分析中,在 870 s 左右时,温度为 626 °C 左右,屋脊耦合节点与单元左柱节点的应力值为 76.598 MPa 和 57.848 MPa,均大于屈服强度。通过分析屋脊耦合节点与单元左柱节点的位移值和应力值的变化情况,得出该 PF 结构共存在三个塑性铰,其

位置分别位于屋脊耦合节点处和左右梁柱耦合节点处,且出现的顺序是:第一个塑性铰出现在屋脊耦合节点处,然后两个塑性铰出现在梁柱耦合节点处。

(3) 通过理论计算与有限元分析对比,得到数据的最大误差为 8.364%,小于 10%,故结果误差较小,得出的结论大致相同。验证了研究的结果,得出了 PF 结构的塑性铰位置及出铰的顺序,为以后工业厂房等相关工程的结构及防火设计提供理论支撑及参考。

#### 参考文献:

- [1] 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.
- [2] 李国强,冯程远,楼国彪. 火灾下门式钢刚架倒塌模式及影响因素[J]. 同济大学学报(自然科学版),2020,48(9):1271-1282,1304.
- [3] 金秀莲,周明,王新堂,等. 梁端约束 H 形钢梁-柱节点的火灾响应研究[J]. 空间结构,2019,25(3):72-79.
- [4] 李晓东,董毓利,丛术平. H 型截面钢梁抗火试验研究[J]. 建筑结构,2006,36(8):94-96,102.
- [5] 陈国强. 带约束轴心受压 H 形不锈钢柱抗火性能试验研究[D]. 南京:东南大学,2017.
- [6] 王卫永,何平召. 考虑高温蠕变影响的钢梁抗火性能[J]. 防灾减灾工程学报,2016,36(3):486-492.
- [7] 白正仙,白雅日图,刘学春. 钢管混凝土 L 形柱-H 型钢梁 Z 字形拼接节点受力性能分析[J]. 工业建筑,2020,50(11):153-161,194.
- [8] 蒋亚强,王良伟,钟波,等. 真实火灾下单层门式刚架抗倒塌性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2020,41(4):51-58.
- [9] International Standard IS0834 Fire-Resistance of Building Construction, Amendment 1, Amendment 2, 1980.
- [10] 蒋首超,李国强. 局部火灾下钢框架温度内力的实用计算方法[J]. 工业建筑,2000,30(9):56-61,82.
- [11] ECCS[M], European Recommendations for the Fire Safety of Construction Steel work, 2003.
- [12] 丁军,李国强,蒋首超. 火灾下钢结构构件的温度分析[J]. 钢结构,2002,17(2):53-56.
- [13] 朱国政. 门式刚架结构在高温下的塑性力学特征分析[D]. 合肥:安徽建筑大学,2019.
- [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] 李国强,韩林海,楼国彪. 钢结构及钢-混凝土组合结构抗火设计[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2006.