

地铁站房建设工程中钢拱梁结构优化研究

●张忠兵 吕建文



[摘要] 通过分析地铁站房建设工程实践可知,钢结构具有满足大跨复杂结构要求、抗震抗风能力强、施工时间短、强度高、自重轻等优势。现阶段,钢结构已经在地铁站房建设中得到广泛应用。在建设地铁站房的过程中,钢拱梁节点形式是影响站房屋面节点受力情况的关键因素。基于此,本文将以某地铁站房建设工程案例为依据,深入分析优化站房钢拱梁结构的方法,并分析优化后钢拱梁结构的承载能力、节点转动能力等,希望能够为相关人员落实优化地铁站房钢拱梁结构的工作提供一定的借鉴。

[关键词] 地铁站房建设;钢拱梁;结构优化

钢 结构主要由使用节点连接的钢构件组成,这也决定了节点在整个结构体系中具有非常重要的地位。因此,在钢结构设计中相关人员必须充分重视节点设计问题。本文中笔者分析了地铁站房建设工程中钢拱梁结构优化的问题,并提出合理的方案优化地铁站房钢拱梁结构的各项性能,从而提升地铁站房整体的稳固性。

Q 工程概况

某地铁站房建设工程位于浙江省金华市横店镇,车站为DK161+360中心里程,该地铁站房为线侧+高架站型,为3台8线站台规模,最多可完成1600人的聚集。站房共有29995.48m²总建筑面积,在平面方向呈现T型结构,具有122.1m长度、196.0m宽度,在设缝处分界,分为南站房和高架站房。南站房为196.0m×34.3m平面尺寸。高铁站房为116.0m×87.6m平面尺寸,借助设缝又将南站房分为3个部分。

该地铁站房由钢拱梁屋盖、标高22.000m候车厅夹层屋面、标高16.900m候车厅夹层、标高10.000m候车厅层、标高5.500m夹层、进站厅层、站前平台、±0站台层、标高-3.500m承轨层、标高-6.300m地下夹层、城市通廊、地铁换乘厅、标高-12.300m的地下出站通道构成。

Q 钢拱梁节点优化方案

在地铁站房建设工程中,以往相关人员大多使用钢板补强方法来连接房屋钢拱梁节点,其操作方法为,将槽开在斜梁翼缘管中间处,同时将补强钢板焊接在钢拱梁斜梁翼缘钢管上,之后在斜梁翼缘管开槽部分插入补强钢板,利用焊接

的方式使两个部分有机结合成一个整体。当结束安装斜梁分片的工作后可实施吊装连接工作。因此,在吊装期间必须在各斜梁翼缘管开槽部位准确插入补强钢板,而且斜梁中部需要合理拼接已吊装结束的斜梁。

在该地铁站房建设项目中,相关人员使用了以下方法优化钢拱梁节点:首先在斜梁翼缘钢管的两侧分别套上一根补强钢管,在吊装斜梁至适当位置后,紧密贴合并焊接钢拱梁和补强套管。采取此种节点优化方法可以使站房钢拱梁连接节点对位工作变得更为简单。同时,在此情况下,连接节点的稳固性不易受到构件加工误差的影响,可保障站房屋顶施工质量控制效果。由于此种连接节点存在较为特殊的构造,使其受力情况变得更为复杂。因此,相关人员想要了解钢拱梁结构实际性能,还需要构建有限元模型开展相关的分析与研究工作。

Q 有限元模型构建与计算

(一)构建有限元模型

利用构建地铁站房钢拱梁节点有限元模型的方式,能够将钢拱梁各节点实际连接情况更为直观、清晰地展现出来,从而帮助相关人员深入了解在使用结构优化方案后钢拱梁结构变化情况。在实际开展工作时,相关人员构建了20个地铁站房钢拱梁节点有限元模型,使用的工具为ABAQUS有限元软件,20个节点的编号分别为1~20,各连接节点使用不同的规格和型号,端板厚度主要分为四种,分别为34mm、30mm、26mm以及23mm;螺栓主要有3种规格,分别为M28、M25以及M22;螺栓主要为2种布置形式,分别为A和B。实施1~4号建模试验,并有效对比相关试验

结果,然后再使用其余 16 个模型对地铁站房钢拱梁连接节点性能展开进一步分析。所有地铁站房钢拱梁连接节点有限元模型的焊接截面为 600mm×40mm×70mm,选择与试验试件一致的连接节点螺栓间距、加劲肋、边距等。表 1 为连接节点的有限元模型参数。

表 1 连接节点的有限元模型参数

编号	Db (mm)	Tep (mm)	螺栓 布置	Md (kN·m)	My (kN·m)	Md/My
1	28	23	A	1330.9	3006.1	0.444
2	25	30	A	1101.9	3484.9	0.317
3	28	30	B	1371.2	3722.0	0.369
4	25	30	B	1101.9	2905.1	0.380
5	22	30	B	832.5	2325.4	0.359
6	28	30	B	1330.9	3160.1	0.422
7	25	30	B	1101.9	2712.6	0.407
8	22	23	B	832.5	2234.7	0.374
9	28	23	B	1471.2	3470.4	0.425
10	25	23	B	1101.9	2797.5	0.395
11	22	26	B	832.5	2304.1	0.362
12	28	26	B	1371.2	3747.7	0.367
13	25	26	B	1101.9	2927.1	0.377
14	22	34	B	832.5	2332.1	0.358
15	25	34	A	1101.9	2791.2	0.396
16	22	34	A	832.5	2575.7	0.324
17	22	23	A	832.5	2759.8	0.303
18	28	34	A	1371.2	4116.8	0.334
19	25	34	A	1101.9	3443.6	0.321
20	25	34	A	832.5	2908.1	0.287

在表 1 中有限元模型所构建的屈服弯矩用 My 表示;螺栓公称直径用 d 表示;计算所得的设计弯矩用 Md 表示,端板直径用 t 表示。所有有限元连接模型均与其规格有效面积相符。在开展试验时主要使用了 M25 与 M28 两种螺栓, M25 螺栓拥有 1010MPa 屈服强度, 205GPa 弹性模量, 1165MPa 抗拉强度, 0.10 极限应变; M28 螺栓为 1035MPa 屈服强度, 其他参数与 M25 螺栓一致。

在 3 号地铁站房钢拱梁有限元模型构建工作中, 螺栓取值为 M25, 并全面比较 3 号与试验结果, 其他所有模型就使用 M28 的螺栓材料, 借此完成各种模型节点连接情况对比, 并分析结构优化情况。

(二) 优化后地铁站房钢拱梁节点性能计算

当完成地铁站房钢拱梁有限元模型构建工作后, 相关人员采取优化工作后的钢拱梁节点性能与模型基本一致, 可为优化钢拱梁节点工作提供有效支持。在实际工作中, 相关人员需要在全面考量钢拱梁连接节点转动能力和承载能力的前提下确定各方案的优越性。

1. 连接节点承载能力计算

因为在地铁站房钢拱梁运行过程中其时常需要承受连接节点处传递来的节点重量和外部荷载引发的弯矩、扭矩、剪力等力量, 所以钢拱梁连接节点区域存在比较复杂的应力情况。若是相关人员无法将其强度控制在适宜范围内, 其出现过度变形与破坏钢拱梁结构的概率就会比较大。由于钢拱梁与每两个斜梁均是呈 K 形布置, 钢梁中心线和斜梁中心线处于相交状态, 且斜梁与斜梁间仅存在较小间距, 在此种情况下, 想要准确计算出连接节点的承载能力, 需要以钢拱梁与斜梁连接节点 K 形为基础开展研究工作。借助仿真计算有限元模型情况, 可使相关应力计算变得更为简单。当计算抗压、抗拉强度时, 相关人员可使用以下公式:

$$\delta = \frac{W}{Z} \leq f_c \text{ 或 } f_t$$

在上面公式中, 翼缘和钢横梁焊接抗拉强度用 f_t 表示; 翼缘和钢横梁焊接抗压强度用 f_c 表示; 斜梁梁端弯矩用 W 表示; 横截面抵抗力矩用 Z 表示; 抗压、抗拉强度均用 δ 表示。相关人员在使用以上公式计算后得出, 翼缘与钢横梁焊接抗压、抗拉强度为 28.8kN/cm²。抗压、抗拉强度为 5.15kN/cm²。由此, 能够了解到地铁站房钢拱梁连接节点在优化后其拥有满足地铁站房工程建设规范的抗压、抗拉强度。

然后, 相关人员还计算了钢拱梁节点的抗剪强度, 具体计算公式为:

$$w_f \frac{H}{2kl} \leq f_f$$

在上面公式中, 角焊缝强度设计值用 f_f 表示; 角焊缝的设计厚度用 k 表示; 角焊缝的计算长度用 l 表示; 抗剪强度用 w_f 表示; 垂直剪力用 H 表示。最终计算结果中, f_f 的值为 14.4kN/cm², w_f 的值为 5.17kN/cm²。据此可以判断, 当钢拱梁连接节点优化后可满足地铁站房建设需求。

2. 连接节点转动能力计算

当优化地铁站房钢拱梁连接节点后, 由于屋顶结构的抗震性能会受到连接节点刚度与转动性能的影响。因此, 相关人员必须高度重视连接节点抗震性能指标的计算工作, 其具体包含塑性转动能力和延性转动能力。

当计算连接节点延性时, 其简单理解就是斜梁和钢拱梁之间连接节点的变形能力。相关人员想要准确得出连接节点延性系数, 需要明确极限转角和屈服转角两项参数, 其计算公式为:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

在上面公式中, μ_θ 表示连接节点延性系数; θ_y 表示连接节点屈服转角; θ_u 表示连接节点极限转角, 最终计算出连接节点拥有 7.26 延性系数, 比地铁站房建设中提出的 4 延

性系数要求更高,可使抗震方面的需求得到满足。

在此过程中,相关人员还落实了连接节点转角曲线计算工作,该转角就是以上下翼缘中心线为基准钢拱梁端的相对转角。在计算过程中需要将钢拱梁结构变形问题作为重点考虑对象,具体可使用以下公式计算连接节点转角:

$$\theta = \theta_1 - \theta_2 = \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{h_{bf}} - \frac{\Delta 3 + \Delta 4}{h_{cf}}$$

在上面公式中,钢拱梁上下高度用 h_{cf} 表示;斜梁上下高度用 h_{bf} 表示;斜梁转角用 θ_1 表示;钢拱梁转角用 θ_2 表示;斜梁上下水平位移用 $\Delta 1$ 、 $\Delta 2$ 表示;钢拱梁上下水平位移用 $\Delta 3$ 、 $\Delta 4$ 表示。

除此之外,相关人员还计算了连接节点塑性转动性能。地铁站房钢拱梁连接节点塑性转动性能主要是在钢拱梁结构两端最大塑性转角处得以体现,其是建设地铁站房钢拱梁结构必须满足的性能指标。连接节点的塑性铰可提升地铁站房应对地震的能力,减轻站房被破坏的程度。相关人员可使用以下公式:

$$\theta_p = \frac{\Delta}{L}$$

在上面公式中, θ_p 代表连接节点塑性转动性能; Δ 塑性铰所处位置与梁的竖向位移差值; L 表示房梁的高度。设置在各种弯矩情况下连接节点塑性转动性能情况,最终了解到当开展结构优化工作后连接节点拥有 0.066/rad 的塑性转动性能,与钢拱梁结构地铁站点建设要求相比,优化后结构明显拥有更高的连接节点塑性转动性能。

Q 试验分析

相关人员在开展各项计算工作后,还组织了专业的荷载试验,希望借此了解地铁站房钢拱梁连接节点在极限荷载和未加载情况下的变形情况。通过此种方式展开分析,不但可以缩短分析钢拱梁性能所需时间,还能够帮助相关人员得出更为准确的计算结果。结合钢拱梁结构优化后的实际情况构建有限元分析模型,比较优化工作前和优化工作后钢拱梁连接节点各项性能。在试验过程中两种连接节点所承受的压力务必保证完全相同,进而完成钢拱梁连接节点承载力检验。最终了解到,在开展优化工作前钢拱梁连接节点最

大可达到 73kN 承载力,但是在使用本文所述方法进行优化后,连接节点最高承载力可提升至 115kN。同时,相关人员在试验过程中还观察了钢拱梁连接节点转动能力。当弯矩处于 $0\text{kN}\cdot\text{m}\sim 1200\text{kN}\cdot\text{m}$ 的范围时,连接节点转角与弯矩之间成正比例关系,此阶段属于弹性变形阶段;当弯矩达到 $1300\text{kN}\cdot\text{m}$ 以上时,连接节点转角与弯矩之间会出现非线性关系,此阶段属于弹塑性阶段;当弯矩为 $1600\text{kN}\cdot\text{m}$ 以上时,连接节点转角与弯矩开始转变为较为稳定的关系。通过此种情况可了解到,在优化钢拱梁节点后,其连接点拥有较好的转动能力,可避免多种情况破坏连接点的问题。

Q 结束语

综上所述,在本次研究中笔者根据某地铁站房建设实际案例分析了优化钢拱梁结构的问题,最终借助仿真分析了解到,当在斜梁翼缘钢管的两侧分别套上一个补强钢管,在吊装斜梁至适当位置后,紧密贴合并焊接钢拱梁和补强套管后,可有效提升钢拱梁连接节点承载能力和转动能力,这种方式值得相关人员推广和应用。

Q 参考文献

- [1]宗鑫,李兴磊,周坚.房屋钢拱梁连接节点优化设计研究[J].建筑技术开发,2023,50(10):20-23.
- [2]彭辉.大跨度钢桁拱梁架设施工技术应用探讨[J].工程机械与维修,2022,13(06):201-203.
- [3]翟广军,逯爱婷,宋应科.地铁站房建设工程中钢拱梁结构优化研究[J].建筑技术开发,2023,50(03):21-23.
- [4]魏云峰,崔怀春,郑伟.七块预制构件组成的装配式地铁车站拼装精度控制研究[J].建筑技术开发,2022,49(23):88-91.
- [5]王建红.大跨度连续梁-拱组合结构钢管拱肋安装工艺研究[J].工程技术研究,2023,8(12):70-72.
- [6]王鹏,刘爽,尤岭.单片钢管混凝土拱桥梁稳定性分析[J].建筑结构,2023,53(S1):1924-1928.

作者简介:

张忠兵(1985—),男,汉族,山东菏泽人,本科,工程师,青岛市建筑设计研究院集团股份有限公司济南分公司,研究方向:结构工程。