

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.S1.011

六和塔保养维修悬臂脚手架的模型试验研究

张世民, 李登辉, 魏新江, 王新泉

(浙江大学城市学院, 杭州 310015)

摘要:六和塔为国保级文物单位,距今最近的一次维修于上世纪90年代,现需重新对六和塔进行保养性维修,维修的同时要保证游客仍能正常参观。本次保养性维修采用新型索吊桁架悬挑脚手架,现对该脚手架采用数值模拟和1:1模型试验进行加载测试,以验证其完成六和塔保养性维修工作的适用性。将数值模拟和模型试验的结果进行对比研究,在对两者的受荷性能进行对比分析后,得出该脚手架的杆件中产生的应力小于结构的临界荷载强度,应变及整体变形均符合国家规范的要求,因此该脚手架能够顺利的应用于该工程中,为开展六和塔的保养性维修工作提供可靠的技术支持。

关键词:六和塔;索吊桁架悬挑脚手架;数值模拟;模型试验;

中图分类号:TU366.2 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)S1-0045-07

Model Test Study on the Preventive Maintenance with Cantilever Scaffold of the Pagoda of Six Harmonies

Zhang Shimin, Li Denghui, Wei Xinjiang, Wang Xinquan

(Zhejiang University City College, Hangzhou 310015, P. R. China)

Abstract: Pagoda of Six Harmonies is a protected unit of cultural relics in China whose last maintenance dates back to the 1990s. Now Pagoda of Six Harmonies needs to do some preventive maintenance which required protecting the visitors' normal visit. This time a new type of suspension truss cantilever scaffold is used in the engineering. Numerical simulation and 1:1 model load test are employed to prove the serviceability of applying the suspension truss cantilever scaffold to maintain the Pagoda of Six Harmonies. The result of the numerical simulation and the model test is used to comparative study. Comparing the loading performance shows the stress of the members smaller than the structure's critical load intensity. In the meanwhile, the strain and deformation conform to the national standard. Therefore, the scaffold can be applied to the engineering successfully. This paper provides a reliable technical support for the preventive maintenance of the pagoda of Six Harmonies.

Key words: Pagoda of Six Harmonies; suspension truss cantilever scaffold; numerical simulation; model load test

六和塔坐落于浙江省杭州市钱塘江北岸的月轮峰上,始建于北宋开宝三年(970年),现高63.9m,巍峨突起,依陆俯看钱塘^[1]。六和塔在1961年被中国国务院定为全国重点文物保护单位,作为西湖景区的重要组成部分,2011年入选世界文化遗产。六和塔的正视图和剖面图见图1。

六和塔距今最近的一次维修在上世纪的90年代。现需对六和塔进行保养性维修,根据现在工程中的普遍方法及该塔以前维修的经验,需要搭设满堂脚手架进行施工。然而满堂脚手架的搭设在施工期间需要关闭六和塔的旅游,游客不得登塔参观,会给相关单位带来巨大的经济损失。为了解决此技术难题,提出了采用索吊桁架悬挑脚手架,以保证在对六和塔进行保养性维修期间游客可以正常参观。采用数值模拟和1:1模型试验的对比研究方法,对模型进行加载测试,以验证该脚手架完成六和塔保养性维修工作的适用性,为开展六和塔的保养性维修工作提供可靠的技术支持。

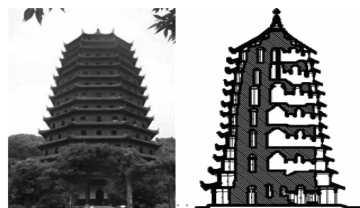


图1 正视图和剖面图

索吊桁架悬挑脚手架通过两道钢索吊挂刚性桁架的方式悬挑出窗洞,钢索吊挂于环绕核心筒钢索上,钢索与核心筒之间设有保护层,以免损伤木结构;桁架的根部抵压于砖墙外侧面的保护层上,并通过环绕核心筒钢索固定,保护层由高强泡沫板制作而成;作业平台支撑在3根悬挑桁架上,可以上支撑,也可以下挂。三榀结构采用钢材约1.7t;若仅为两榀时,采用钢材约1.1t。索吊桁架悬挑结构模型见图2^[2]。

收稿日期:2013-03-02

作者简介:张世民(1974-),男,教授,主要从事岩土工程、建筑结构设计研究,(E-mail)258548177@qq.com。

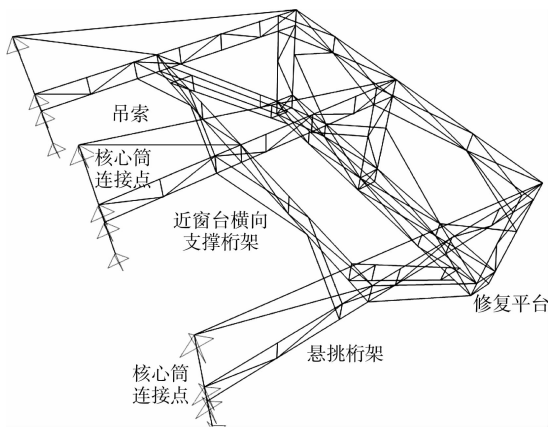


图 2 结构模型

1 工程背景

六和塔塔内核心筒为 7 层砖石结构,外部为 13 层木结构,每层结构类似,现以第 3 层为例,说明塔体的情况^[3]。第 3 层的测绘图见图 3。

2 数值模拟

2.1 模拟目的

为了对索吊桁架悬挑脚手架有进一步的认识,采用 SAP2000 对该脚手架在不同的施工工况下进行有限元数值模拟分析^[4]。将数值模拟后得到的各项数据用于指导模型试验的操作。

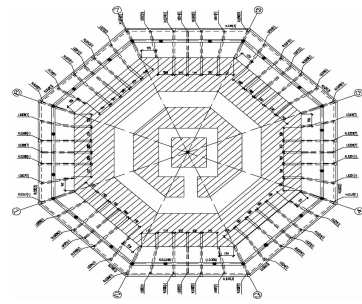


图 3 测绘图

2.2 建立模型

索吊桁架悬挑脚手架的钢索及桁架杆件均采用线单元中的框架单元模拟,钢索直径 17.8 mm 桁架上弦杆、腹杆为双角钢 2×50 mm×3 mm,下弦杆为 2×50 mm×4 mm,其它杆件采用角钢 50 mm×3 mm。钢索上端、桁架近墙端施加三向约束^[5]。索吊桁架悬挑结构脚手架数值模型见图 4,杆件编号见图 5。

进行数值模拟时,将 2.0 kN 竖向荷载,竖向平均施加于模型平台节点上,用于模拟 1~2 人的重量,并考虑搬运或卸载时引起的振动冲击,取动力系数为 1.3^[6];将 1.0 kN 的水平荷载,水平平均作用于模型平台节点上。

2.4 模拟结果

采用 SAP2000 对模型进行加载试验,获得杆件的轴力、吊索的拉力以及平台的位移,见表 1~5。进一步用所获得的数据绘制模型的轴力、支点反力与变形图,模型的轴力图、支点反力与变形图,见图 6~8^[7]。

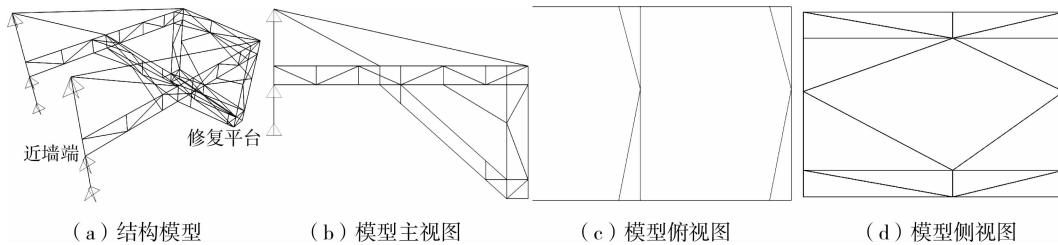


图 4 数值模拟模型

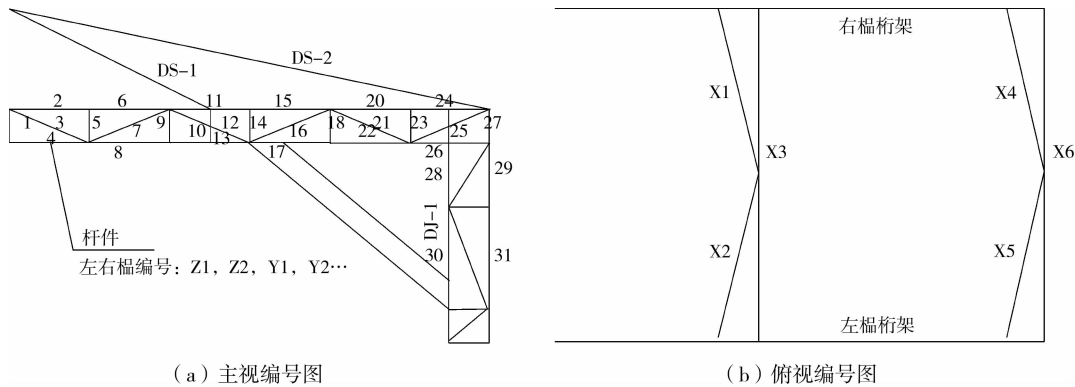


图 5 杆件编号图

表 1 杆件轴力

kN

加载	Z2	Z3	Z4	Z30	Z31	Y24	Y30	Y31
平台支起	1.35	3.37	-4.67	0.20	-1.53	-4.47	-0.43	-2.23
平台悬空	2.20	-4.25	-16.21	0.46	1.28	13.70	0.71	1.05
40 kg	2.20	-4.53	-17.29	0.63	1.49	13.72	0.74	1.06
80 kg	2.13	-4.81	-18.39	0.81	1.72	13.73	1.02	1.07
120 kg	2.05	-5.11	-19.47	0.98	1.92	13.74	1.12	1.92
160 kg	1.91	-5.39	-20.57	0.99	1.44	13.74	1.15	2.12
200 kg	1.91	-5.69	-21.66	1.09	1.64	13.76	1.34	2.33
右 40 kg	1.89	-5.69	-21.67	1.04	1.64	14.76	1.32	2.34
右 80 kg	1.88	-5.60	-21.68	1.04	1.64	15.75	1.28	2.30
右 120 kg	1.88	-5.68	-21.88	1.25	1.91	16.75	1.28	2.34
右 160 kg	2.28	-5.89	-21.94	1.28	2.30	-17.97	1.44	2.16
右 200 kg	2.61	-6.23	-22.71	1.26	2.35	-22.71	1.63	2.40
右 260 kg	2.91	-6.71	-23.25	1.50	2.60	-23.25	1.90	2.80
左 260 kg	2.91	-6.71	-23.25	1.50	2.60	-23.25	1.90	2.80

表 2 水平系杆轴力

kN

加载	X1	X2	X3	X4	加载	X1	X2	X3	X4
平台支起	0.45	-0.40	-0.40	0.45	右 40 kg	1.13	-0.52	-0.52	1.13
平台悬空	0.95	-0.40	-0.40	0.95	右 80 kg	1.02	-0.40	-0.40	1.02
40 kg	0.98	-0.40	-0.40	0.98	右 120 kg	0.91	-0.80	-0.41	1.00
80 kg	0.98	-0.40	-0.40	0.98	右 160 kg	1.10	-1.00	-0.45	1.10
120 kg	0.98	-0.40	-0.40	0.98	右 200 kg	1.10	-1.00	-0.45	1.10
160 kg	0.98	-0.40	-0.40	0.98	右 260 kg	1.15	-1.23	-0.48	1.13
200 kg	0.99	-0.50	-0.41	1.00	左 260 kg	1.13	-1.16	-0.45	1.13

表 3 吊索拉力

kN

加载	左上索	左下索	右上索	右下索	加载	左上索	左下索	右上索	右下索
平台支起	0	4.13	0	3.95	右 40 kg	16.13	10.04	9.48	10.53
平台悬空	10.87	8.70	9.39	8.94	右 80 kg	16.12	10.99	9.97	11.51
40 kg	11.92	9.17	8.94	9.45	右 120 kg	16.15	12.49	10.98	10.56
80 kg	12.96	9.64	8.94	9.45	右 160 kg	16.15	10.98	13.48	11.09
120 kg	14.06	10.27	8.97	9.47	右 200 kg	16.20	10.97	16.20	10.97
160 kg	15.05	10.57	8.93	9.50	右 260 kg	17.77	12.48	17.77	12.48
200 kg	16.10	11.04	8.93	9.53	左 260 kg	17.77	12.48	17.77	12.48

表 4 平台位移

mm

加载	左	中	右	左侧	加载	左	中	右	左侧
平台支起					右 40 kg	-50.00	-37.00	-28.00	-29.00
平台悬空	0	0	0	0	右 80 kg	-50.00	-40.00	-32.00	-30.00
40 kg	-32.00	-26.00	-23.00	-18.00	右 120 kg	-50.00	-42.00	-37.00	-30.00
80 kg	-36.00	-28.00	-23.00	-21.00	右 160 kg	-50.00	-45.00	-41.00	-30.00
120 kg	-40.00	-30.00	-23.00	-24.00	右 200 kg	-50.00	-48.00	-46.00	-30.00
160 kg	-45.00	-32.00	-23.00	-26.00	右 260 kg	-58.00	-55.00	-53.00	-34.00
200 kg	-50.00	-34.00	-23.00	-29.00	左 260 kg	-58.00	-55.00	-53.00	-34.00

表 5 水平荷载下杆件轴力、吊索拉力

kN

加载	Z2	Z3	Z4	左上索	左下索	右上索	右下索	X3
左侧水平 1 kN	2.18	-4.06	-17.10	12.60	9.60	7.70	7.89	-3.17
左前水平 1 kN	2.97	-3.59	14.97	9.11	8.91	8.94	9.34	-1.09

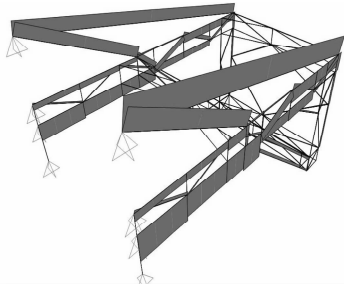


图 6 杆件轴力图

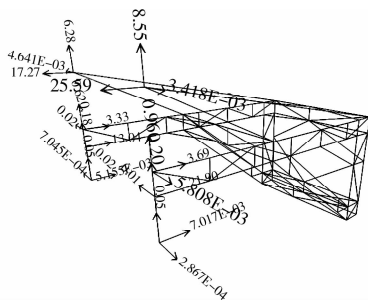


图 7 左端加载 200 kg 模型支点反力

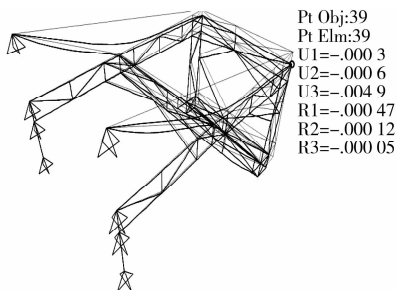


图 8 结构变形图

2.5 结果分析

对表 2~6 进行分析得到索吊桁架悬挑脚手架主要构件的轴力与平台的变形情况。

1) 随着荷载的加大, 压杆的轴压力与拉杆的轴拉力不断增大; 当荷载加至 260 kg 时, 桁架近墙端的压杆轴压力为 23.25 kN, 拉杆拉力为 2.91 kN。

2) 水平系杆的轴力随着荷载的加加而增大, 但是增减幅度相对较小。当荷载加至 260 kg 时, 桁架近墙端压杆轴压力为 1.0~1.5 kN。

3) 吊索拉力随荷载的增加逐渐增加。当荷载加至 260 kg 时, 吊索(DS-2)近墙端的拉力为 17.77 kN; 平台左端加载 200 kg 时, 右边桁架杆件的轴力、吊索的拉力也随之增大, 但增加的幅度相对较小, 桁架近墙端压杆的轴压力为 13.76 kN, 吊索近墙端的拉力为 9.53 kN。

4) 对绘制的图形进行分析可知: 当加载 200 kg 时, 支撑

吊索节点的反力为 25.59 kN 和 8.55 kN, 桁架的支反力为 25.59 kN。

3 模型试验

3.1 试验目的

由于六和塔为世界文化遗产, 不允许实地测试, 因此引入水工试验中常用的模型试验, 对该脚手架进行模型试验^[8]。模型试验更接近实际的施工状况, 可以更准确地反映该脚手架的最不利受力位置以及最不利变形点。为确保通过模型试验测得的应力、应变及整体的变形情况的精确性, 特别采用 1:1 模型试验^[9]。若所测的不利位置均满足规范要求, 则该脚手架可以顺利地应用于六和塔的保养性维修工作中^[10]。

3.2 模型设计与制作

出于成本考虑, 试验时将实际施工中采用的三榀桁架改为两榀桁架进行试验^[11]。模型的设计图见图 9, 材料图见图 10。

制作模型时, 用表面无裂痕和凹陷的方钢管, 以保证截面的同轴度; 用表面无裂痕和凹陷的角钢, 以保证截面的垂直度; 用钻削加工 $\Phi 13.5$ 的开孔销孔; 端面去毛刺, 以保证整体的同轴度; 其余未标注倒角为 45° , 倒角距离为 4。侧腹杆与下弦杆焊接处做压扁处理; 腹杆与上下弦杆采用焊条电弧焊焊接, 角焊缝强度为 100%; 采用 M12 螺栓连接; 间距、边距满足钢结构规范的最小构造尺寸; 整体表面涂黄色油漆^[12]。

3.3 试验设备

模型试验于浙江大学土木水利试验中心进行, 采用大型结构反力墙模拟塔体核心筒砖墙。试验设备为: 结构试验反力墙、加载砝码(钢块每块 20 kg)、位移计、电阻应变片、导线若干、电阻应变仪一套及数据采集系统一套。试验场景见图 11^[12]。

3.4 试验方法

试验时采用钢块模拟施工荷载分别在平台两端进行加载, 然后用位移计量测荷载作用下脚手架的变形, 用应变仪测量应变^[13]。位移计及应变片布置见图 12。

3.5 试验步骤

先安装脚手架、接着安装仪器仪表并连线调试, 然后记录位移计和应变仪的初始读数, 在正式加载前进行预压(40 kg), 检查各种仪器设备工作是否正常, 采集各传感器数据^[14]。最后开始加载, 前 5 级每级加载钢块两块(40 kg), 加载至 200 kg, 随后超载 3 级, 每级加载 20 kg, 加至 260 kg, 待每级荷载下的应变值基本稳定后, 采集各传感器数据。同时在每级荷载施加后, 仔细观察结构整体与局部的变形情况^[15]。

3.6 试验结果

模型试验加载后, 得到的结构构件的轴力与结构的变形情况, 见表 6~9。

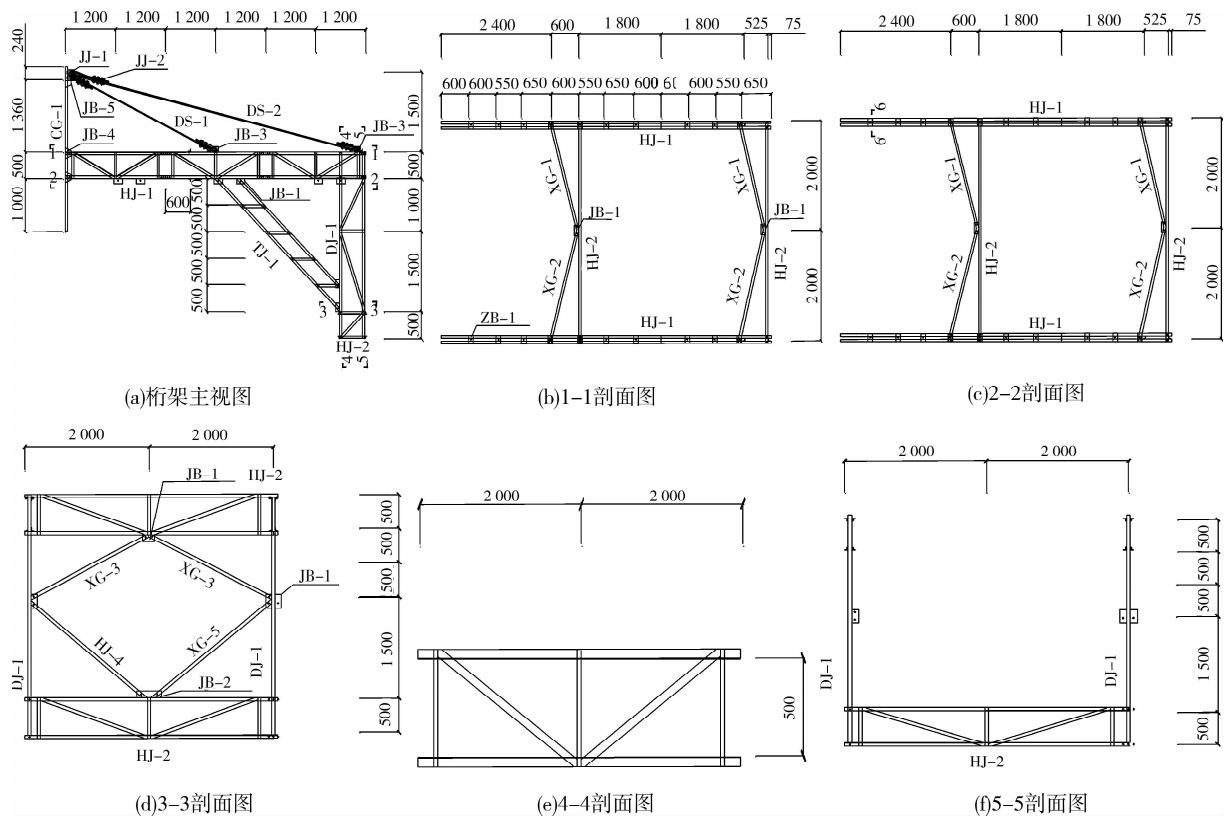


图 9 模型设计图

编号	规格型号	中心长度/mm	数量
HJ-1	上弦 2 × L 50 × 3	2 400	
	下弦 2 × L 50 × 4	2 500	
	腹杆 2 × L 50 × 3	1 070,490 × 3	
HJ-2	上弦 L 50 × 3	4 000	
	下弦 L 50 × 4	4 000	
	腹杆 L 50 × 3	1 070,490 × 3	
DJ-1	内弦 L 50 × 3	3 500	
	外弦 L 50 × 3	3 500	
	腹杆 L 50 × 3	1 100,1 500,590 × 3	
TJ-1	上弦 L 50 × 3	3 220	
	下弦 L 50 × 3	3 890	
	腹杆 L 50 × 3	600	
CG-1	2 × L 50 × 3	3 100	
DS-1/2	钢丝绳φ21.6	3 680,7 000	
XG-1-5	L 50 × 3	2 000 × 8.2 000 × 8	
		2 000/2 180/2 250 × 2	
ZB-1	150 × 100 × 4		
JB-1	150 × 200 × 4		
JB-2	150 × 400 × 4		
JB-3	150 × 100 × 6	2块	
JB-4	130 × (100-200) × 4	2块	
JB-5	130 × (100-150) × 4	2块	

图 10 制作材料



图 11 试验场景

表 6 杆件轴力

kN

加载	Z2	Z3	Z4	Z30	Z31	Y24	Y30	Y31
平台支起	0.30	2.11	-6.77	0.90	0.53	-6.47	0.23	0.23
平台悬空	1.05	-0.15	-7.07	0.90	0.53	-6.17	0.23	0.23
40 kg	1.20	-1.80	-8.57	0.90	0.68	-6.47	0.45	0.23
80 kg	1.50	0.00	-9.63	0.98	0.90	-6.92	0.60	0.45
120 kg	1.80	-1.35	-10.38	1.05	1.05	-7.07	0.68	0.45
160 kg	1.96	-0.30	-11.13	1.05	1.20	-7.52	0.68	0.45
200 kg	2.26	-0.45	-11.58	1.13	1.43	-7.52	0.75	0.53
右 40 kg	2.56	-1.50	-12.18	1.20	1.50	-7.67	0.98	0.75
右 80 kg	2.86	-2.86	-12.78	1.20	1.58	-7.82	1.05	0.83
右 120 kg	3.31	-1.35	-13.54	1.28	1.65	-7.97	1.35	0.98
右 160 kg	3.46	-2.11	-14.29	1.28	1.73	-7.97	1.50	1.13
右 200 kg	3.61	-3.01	-15.19	1.35	1.88	-8.42	1.73	1.20
右 260 kg	4.06	-2.41	-16.39	1.50	2.03	-10.38	2.33	1.13
左 260 kg	3.91	-2.71	-17.45	1.73	2.41	-12.33	2.93	0.90

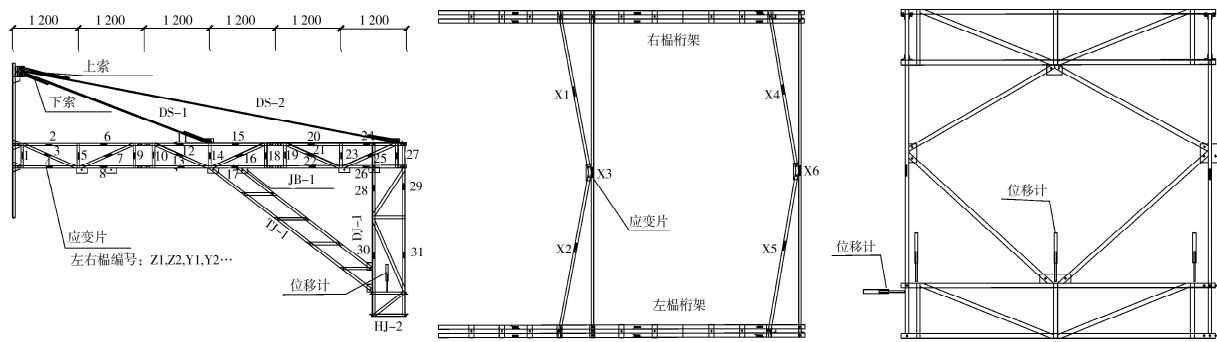


图 12 应变片编号及位移计布置图

表 7 水平系杆轴力 kN

加载	X1	X2	X3	X4
平台支起	1.13	-0.23	-0.60	0.00
平台悬空	1.28	0.00	-0.53	1.31
40 kg	1.28	-0.08	-0.60	1.23
80 kg	1.43	-0.08	-0.68	1.23
120 kg	1.43	-0.08	-0.75	1.23
160 kg	1.50	-0.60	-0.83	1.38
200 kg	1.43	-0.60	-0.83	1.38
右 40 kg	1.50	-0.68	-0.90	1.38
右 80 kg	1.50	-0.83	-0.90	1.46
右 120 kg	1.50	-0.90	-0.90	1.46
右 160 kg	1.58	-0.98	-0.83	1.31
右 200 kg	1.50	-1.20	-0.75	1.15
右 260 kg	1.35	-1.73	-0.68	1.23
左 260 kg	1.35	-2.03	-0.68	0.69

表 9 平台位移 kN

加载	左	中	右	左侧
平台支起	0	0	0	0
平台悬空	0	0	0	0
40 kg	-6.23	-3.23	-0.79	-5.76
80 kg	-13.03	-7.13	-1.85	-12.28
120 kg	-15.68	-10.71	-2.82	-18.81
160 kg	-28.45	-15.20	-4.21	-28.14
200 kg	-33.12	-17.82	-4.96	-32.77
右 40 kg	-34.95	-21.80	-10.98	-28.04
右 80 kg	-36.70	-26.17	-17.85	-22.10
右 120 kg	-38.84	-29.73	-23.57	-16.04
右 160 kg	-39.94	-33.43	-29.81	-10.30
右 200 kg	-41.36	-37.72	-36.91	-3.73
右 260 kg	-43.62	-44.98	-48.92	7.36
左 260 kg	-51.30	-51.09	-53.59	3.47

表 8 吊索拉力 kN

加载	左上索	左下索	右上索	右下索
平台支起	9.91	1.06	-1.22	1.87
平台悬空	9.66	1.06	-0.97	2.11
40 kg	11.70	1.38	-1.06	2.11
80 kg	14.38	1.79	-1.06	2.27
120 kg	17.06	2.27	-0.97	2.36
160 kg	19.57	2.92	-1.06	2.44
200 kg	21.52	3.57	-1.06	2.52
右 40 kg	21.52	3.57	-1.54	3.90
右 80 kg	21.60	3.74	-2.03	5.36
右 120 kg	21.68	3.74	-2.60	6.82
右 160 kg	21.85	3.82	-2.92	8.20
右 200 kg	22.01	3.98	-3.33	9.75
右 260 kg	22.25	4.06	-4.06	11.61
左 260 kg	24.93	5.04	-4.39	11.29

3.7 结果分析

对表 6~9 进行分析得到索吊桁架主要构件的轴力与平台变形的变化情况:

1)随着荷载的增加,压杆的轴压力与拉杆的轴拉力不断增大;当荷载加至 260 kg 时,桁架近墙端压杆轴压力为 17.45 kN,拉杆拉力为 3.91 kN。

2)水平系杆轴力随着荷载的增加而增加,但是增加幅度相对较小;当荷载加至 260 kg 时,桁架近墙端压杆的轴压力为 1.0~2.0 kN。

3)吊索拉力随荷载的增加逐渐增加,荷载加至 260 kg 时,吊索(DS-2)近墙端拉力为 24.93 kN。

4)当平台左端加载 200 kg 时,右边桁架杆件的轴力、吊索的拉力也随之增大,但增加的幅度相对较小,桁架近墙端压杆的轴压力为 12.33 kN,吊索(DS-1)近墙端的拉力为 11.29 kN。

4 数据对比分析

将数值模拟与模型试验得到的结果进行整理,并绘制出索吊桁架模型桁架近墙端的轴压力图、左上索近墙端的拉力图和平台左端的竖向位移图,具体见图 13~15。

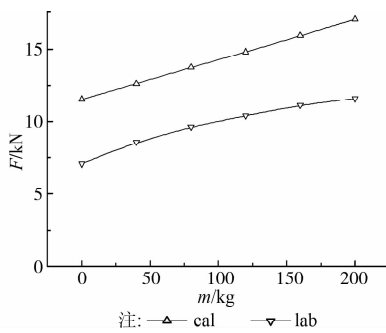


图 13 左桁架近墙端的轴压力图

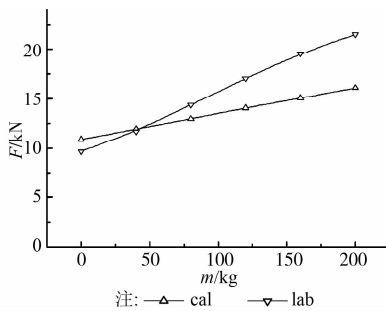


图 14 左上索近墙端的拉力图

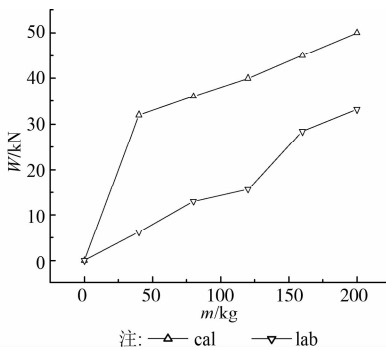


图 15 平台左端的竖向位移图

通过对图上各曲线的对比分析可得:

1) 桁架近墙端的轴压力、左上索近墙端的拉力、平台左端的竖向位移均随平台载荷的增加而增大,理论计算值与试验实测值变化趋势一致。

2) 桁架近墙端的轴压力,理论计算值大于试验实测值,是由于试验中应变片是在试验模型架设完毕后粘贴,而非在自由状态下粘贴,因而实测值偏小;竖向位移的理论计算值大于试验实测值是同样的原因。

3) 左上索近墙端的拉力,初始理论计算值大于试验实测值;加载后,理论计算值小于试验实测值,是由于理论与试验实际约束条件的差异,加载过程中索吊桁架在空间作用下,产生扭曲变形造成左下索松弛,大部分拉力转向左上索,造成实测值大于理论值,因此实际中设多道吊索时应考虑钢索松弛造成的拉力重分布的问题。

4) 桁架近墙端的轴压力、左上索近墙端的拉力、平台左端的竖向位移理论计算值与试验实测值中,按照加载 260 kg 计算,模型自重比例较大,以理论计算为例,轴压力、索拉力、位移自重比例分别为 69.7%、60.8%、55.2%,因此有效减小

悬挑架自重可以减小对本体的作用。

5) 两端加载至 260 kg 时,理论与实测位移接近国家标准的挠度限值,可适当加宽加厚桁架的主要受力杆件,提高悬挑桁架结构刚度或者实际悬挑桁架架设中悬挑端预先向上坡度 0.2%。

5 结论

通过对索吊桁架悬挑脚手架进行数值模拟和 1:1 模型试验后,对数据进行分析可知:索吊桁架悬挑脚手架随着外加荷载的加大,压杆的轴压力与拉杆轴拉力均不断增大;水平系杆的轴力也增大,但是增减的幅度相对较小;吊索的拉力也随外加荷载的增加逐渐增大。总体上该脚手架所承受的应力小于结构所能抵抗荷载的强度,应变及整体变形符合相关的规范要求,平台能够承受 520 kg 的外加荷载,完全能够满足六和塔保养性维修的荷载要求,因此该脚手架能够应用于六和塔的保养性维修工作中。

参考文献:

- [1] 刘志平. 中国名塔(续)[J]. 华中建筑, 1999, 17(1): 32-37.
- [2] JGJ 130-2011 建筑施工扣件式钢管脚手架安全技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] 张忠苗. 工程物探在六和塔塔基勘察中的应用[J]. 工程勘察, 1989(1): 71-74.
- [4] Roussis P C, Tsopelas P C, Constantinou M C. Nonlinear dynamic analysis of multi-base seismically isolated structures with uplift potential II: verification examples [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 9(1): 83-91.
- [5] 李照亮. 基于 SPA2000 的钢井架静力弹塑性分析[J]. 煤炭工程, 2010(9): 17-20.
Li Z L. Analysis on static elasticity and plasticity of mine shaft steel frame base SAP2000 [J]. Coal Engineering, 2010(9): 17-20.
- [6] GB 50009-2012 建筑结构荷载规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [7] 汪浩. 大体积方形钢煤斗结构的有限元分析[J]. 建材技术与应用, 2010(12): 3-6.
Wang H. Finite-element analysis of huge and square steel-scuttle structure [J]. Building Material Technology and Application, 2010(12): 3-6.
- [8] Wang G Y, Wang Y X, Li G W. Experimental study on a new kind of open type breakwaters[J]. Journal of Hydrodynamics, 2005, 17(2): 228-233.
- [9] 宋或, 张贵文, 党星海, 等. 相似模型与缩尺模型特点分析[J]. 高等建筑教育, 2003, 12(4): 57-58.
Song H, Zhang G W, Dang X H, et al. Specialties analysis similar model and reduced-scale model [J]. Journal of Architectural Education in Institutions of Higher Learning, 2003, 12(4): 57-58.
- [10] Yan W M, Wang Z, He H X. Research on mode localization of reticulated shell structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 10(1): 75-84.
- [11] 金哲敏, 王峰. SCK 钢结构制作的原寸系统[J]. 建筑技术, 2010(2): 140-142.
Jin Z M, Wang F. Original dimension system fabricated by SCK [J]. Architecture Technology, 2010(2): 140-142.

(下转第 73 页)

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.S1.017

降低后果的措施对容器失效事故的影响分析

万林青¹, 李强²

(1. 新疆维吾尔自治区特种设备检验研究院, 乌鲁木齐 830011;

2. 新疆伊犁哈萨克自治州特种设备检验研究所, 新疆伊宁 830045)

摘要: 随着社会的进步, 一些现代化的手段不断被用到工业生产中, 这些措施对压力容器失效损失都有减轻作用, 具体的包括监测措施, 紧急切断和紧急泄放措施等。本文中对各个措施进一步细化和量化, 对失效损失进行更进一步的准确预测。

关键词: 压力容器; 失效损失; 监测措施

中图分类号: TH49 **文献标志码:** **文章编号:** 1674-4764(2013)S1-0073-02

The Influence Analysis of Failure Affected by Reducing the Consequences

Wan Linqing¹, Li Qiang²

(1. Institute of Special Equipment Inspection, Urumqi 830011, P. R. China;

2. Yili Kzakh Autonomous Prefectures Special Equipment Inspection and Testing Institute, Yining 830045, Xinjiang, P. R. China)

Abstract: With the social progress, some modern method has been used in the industry. It can reduce the failure of pressure vessel. The method includes supervision, emergency cut-off and emergency relief etc. Each method is refined and quantized in the article. And it helps exact forecast for the failure.

Key words: pressure vessel; failure loss; supervision measure;

随着社会的进步, 一些现代化的手段不断被用到工业生产中, 这些措施都对降低压力容器失效损失有着积极的作用。比如监测措施, 可以提前预警, 为进行人员疏散和紧急停车提供时间; 又如紧急切断, 不但可以降低介质的损失, 也可以远程操控; 紧急泄放措施可以降低设备压力, 防止爆炸事故发生。总之, 这些措施都对事故损失有着防范和降低作用。当然就都有了降低损失的功能, 具体的效果和功能在本文中进行了细化和量化。

1 降低后果的措施对失效损失影响系数分析

通过对事故原因, 以及事故损失的统计分析, 结合专家意见和走访厂家, 对各个情况下损失的影响系数给出如下数值。

1.1 监测措施的影响系数 f_1

1) 如果设置通过工艺参数专门检测介质流失的监测装置, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_1 为 0.5;

2) 如果设置灵敏的泄漏探测器, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_1 为 0.8;

3) 如果设置摄像头进行泄漏监测, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_1 为 0.9;

4) 如果仅依靠人工巡视进行泄漏监测, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_1 为 1。

1.2 紧急切断措施影响系数 f_2

1) 如果设置自动切断装置, 则由于此项功能对整个损失

影响的修正系数 f_2 为 0.5;

2) 如果设置人工远程切断装置, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_2 为 0.8;

3) 如果仅依靠人工现场切断, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_2 为 1。

1.3 紧急泄放措施的影响系数 f_3

1) 如果不需要设置紧急泄放装置, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_3 为 0.7;

2) 如果设置自动紧急泄放装置, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_3 为 0.8;

3) 如果设置人工远程紧急泄放装置, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_3 为 0.9;

4) 如果依靠人工现场紧急泄放, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_3 为 0.95;

5) 如果不能紧急泄放, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_3 为 1。

1.4 介质泄漏后的紧急处置措施的影响系数 f_4

1) 如果不需要介质泄漏后的紧急处置措施, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_4 为 0.7;

2) 如果设置了介质泄漏后的紧急处置措施, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_4 为 0.8;

3) 如果未设置介质泄漏后的紧急处置措施, 则由于此项功能对整个损失影响的修正系数 f_4 为 1.0。

收稿日期: 2013-05-08

作者简介: 万林青(1980-), 男, 工程师, 硕士, 从事质量技术监督研究, (E-mail)36361120@qq.com。