

# 峨眉南山大桥上部钢结构设计及其相贯节点极限承载力分析

韩杰 杨芮 易占德 韩徐扬

(中国建筑西南勘察设计研究院有限公司, 成都 610066)

**摘要:** 峨眉南山大桥上部钢结构工程的显著特点为大桥两侧的曲形钢柱各自斜交,在顺桥轴线方向上形成两片单层斜交网壳,并通过桁架及钢梁将这两片网壳相连,使其在垂直于桥轴线方向上形成一种特殊的空间钢结构。在此基础上通过2片单层网壳与2根“悬链梁”设计双曲屋面形态,以满足方案造型要求。针对下部“X”型曲柱,采用ABAQUS CAE进行整体稳定性分析,得出该结构满足整体稳定性要求,并采用MIDAS/Gen的直接分析法进行构件截面设计;针对屋盖“悬链梁”结构进行了正风压下的强度应力分析与负风压下的稳定性分析,得出“悬链梁”满足结构设计要求;针对方钢管相贯节点,采用已有的试验结果对有限元分析方法进行了验证,并开展了相贯节点极限承载力分析,节点极限承载力为2.2倍的最不利荷载设计值,满足设计要求。

**关键词:** 空间钢结构;直接分析法;稳定性分析;悬链梁;曲柱;方钢管相贯节点

## 1 工程概况

峨眉南山大桥位于峨眉山市龙池镇,东接峨汉高速,西接万坪规划路,桥面路基宽度16 m,采用二级公路标准。图1为建筑效果。



图1 峨眉南山大桥建筑效果

Fig. 1 Rendering of the Emei Nanshan Bridge

本项目为桥梁上部钢结构工程,结构总高度15.7 m,平面尺寸约为119.2 m×35.5 m。该项目的显著特点为结构形式比较特殊,大桥两侧的曲形钢柱各自斜交,在顺桥轴线方向上形成两片单层斜交网壳,并通过桁架及钢梁将这两片网壳相连,使其在垂直于桥轴线方向上形成一种特殊的“门式钢架”。在此基础上通过两片单层网壳与两根“悬链

梁”设计双曲屋面形态,以满足方案造型要求。结构布置如图2所示。

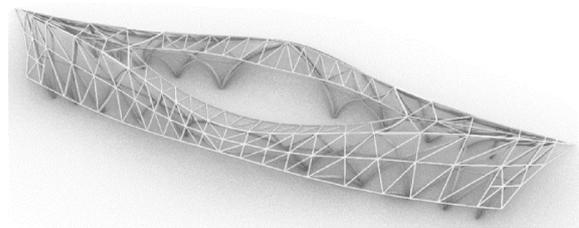


图2 峨眉南山大桥钢结构布置

Fig. 2 Schematic diagram of arrangements of the steel structure for the Emei Nanshan Bridge

本工程抗震设防烈度为7度(0.15g),抗震设防类别为标准设防类,设计地震分组为第二组。结构设计基准期为50 a,设计使用年限为50 a。峨眉山市基本风压为0.3 kN/m<sup>2</sup>,基本雪压为0.55 kN/m<sup>2</sup>。

第一作者:韩杰,硕士,教授级高级工程师,主要从事大跨度结构方面的研究,hj3333@sina.com。

通信作者:杨芮,硕士,工程师,主要从事建筑结构方面的研究,381071702@qq.com。

收稿日期:2024-07-02

## 2 结构整体分析及设计

### 2.1 下部曲柱分析及设计

#### 2.1.1 下部曲柱结构布置

因方案造型要求,本工程下部内侧钢柱均为双曲X型斜柱,X型交点处设水平系杆以形成单层网壳。内侧柱柱脚落于底部球铰支座上,顶部通过桁架、钢梁与对侧柱相连,形成一种特殊的空间钢结构。下部外侧钢柱为双曲斜柱,柱脚落于底部球铰支座上,顶部与屋盖单层网壳相连。

#### 2.1.2 基于直接分析法的曲柱稳定性分析

常规“计算长度系数法”已不适用于下部曲柱设计,GB 50017—2017《钢结构设计标准》<sup>[1]</sup>中推荐了钢结构直接分析法。此方法应采用考虑二阶 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效应,同时考虑结构和构件的初始缺陷、节点连接刚度和其他对结构稳定性有显著影响的因素,允许材料的弹塑性发展和内力重分布。采用此方法后,可不按计算长度法进行构件受压稳定承载力验算。

本工程采用有限元分析软件 ABAQUS CAE 对结构进行整体分析。由于上部钢结构支承与桥面上须考虑下部桥体侧向刚度对支座的影响,故计算模型采用弹簧支座模拟下部桥体侧向刚度。1/4 结构计算简图如图 3 所示。

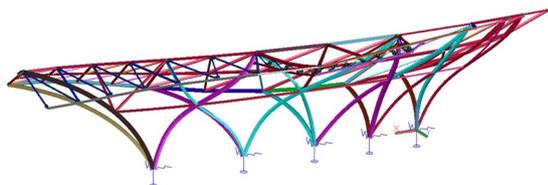


图3 1/4结构计算简图

Fig. 3 1/4 structural calculation diagram

虽然风荷载、雪荷载起控制作用,但 GB/T 50011—2010《建筑抗震设计标准》<sup>[2]</sup>的规定中没有地震荷载与雪荷载同时组合的情况。考虑到本项目地震作用较小,发生地震时遇到极端风、雪天气情况的概率较低;且使用软件同时进行稳定性分析及地震反应谱分析的软件实现难度较大,故稳定性分析时未考虑地震荷载。

采用最不利工况下的荷载标准组合(1.0恒载+1.0风载+0.7雪荷载+0.7温度荷载)进行线性屈曲分析,得到的结构最低阶屈曲模态见图4。

从最低阶屈曲模态可以看出,下部曲柱失稳模式为端部“拱”位置沿曲柱网壳平面外失稳,荷载系数为22.45。参考 GB 50017—2017<sup>[1]</sup>第5.2.1条与

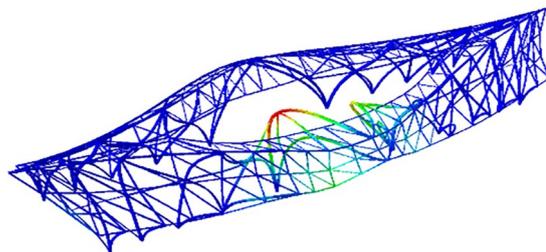


图4 最低阶屈曲模态

Fig. 4 The lowest order buckling mode

JGJ 7—2010《空间网格结构技术规程》<sup>[3]</sup>,结构初始缺陷幅值取 $\max(H/250, L/300)$ ( $H$ 为结构最大高度, $L$ 为“拱”位置跨度),通过修改 ABAQUS 软件的 inp 文件,将考虑初始缺陷幅值后的最低阶屈曲模态的节点位移赋予更新后的模型,以考虑结构整体初始缺陷;将曲柱按 1 m 长度划分为小段,将考虑初始缺陷幅值后的最低阶屈曲模态的节点位移赋予分段的节点,以考虑构件层面的初始缺陷。

对考虑了初始缺陷的模型进行几何非线性与几何+材料的双非线性分析。钢材本构曲线采用偏安全的双折线本构,非线性计算方法采用弧长法。分析结果见图5、6。

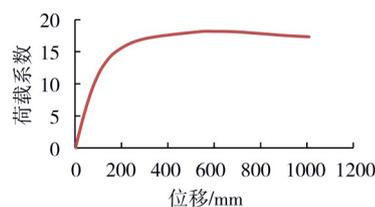


图5 几何非线性分析结果(荷载系数18.16)

Fig. 5 Geometric nonlinear analysis results (load factor : 18.16)

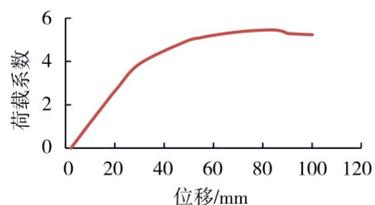


图6 双非线性分析结果(荷载系数5.46)

Fig. 6 Results of double nonlinear analysis (load factor : 5.46)

相对于一阶屈曲分析,几何非线性分析时,结构的极限承载力下降17.5%;同时考虑几何非线性和材料非线性时,结构极限承载力为一阶屈曲分析的24.8%。最不利工况下的荷载标准组合,结构的极限承载力荷载系数为5.46,大于 JGJ 7—2010<sup>[3]</sup>要求的最低值2.0。据此,可认为结构具有较好的稳定性,满足直接分析设计要求。

### 2.1.3 曲柱直接分析法设计

由于ABAQUS CAE为非线性分析软件,不能直接进行构件截面的设计验算。本工程采用MIDAS/Gen 软件进行直接分析法的构件截面设计。MIDAS/Gen非线性计算方法采用位移控制法,其他参数与ABAQUS CAE一致。特征值屈曲分析、几何非线性及几何+材料的双非线性分析的荷载系数计算结果如表1所示。

表1 MIDAS Gen与ABAQUS CAE分析结果对比  
Table 1 Comparison of analysis results between MIDAS Gen and ABAQUS CAE

荷载系数	特征值分析	几何非线性	双非线性
MIDAS/ Gen	20.4	16.1	3.3
ABAQUS CAE	22.5	18.2	5.5
差值	1.9	2.1	2.2

由表1可以看出,MIDAS和ABAQUS的计算结果比较接近,均满足JGJ 7—2010<sup>[2]</sup>最低值2.0的要求,且MIDAS/Gen的计算结果相对更为保守。

对比ABAQUS(图7)和MIDAS(图8)两款软件双非线性分析结果可知,最大应力出现的位置基本一致,即破坏部位相同。

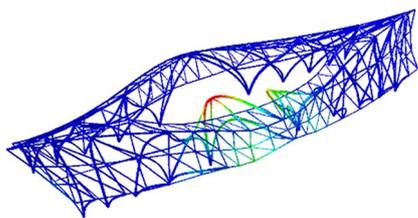


图7 ABAQUS双非线性分析应力云图  
Fig.7 ABAQUS double nonlinear analysis stress cloud map

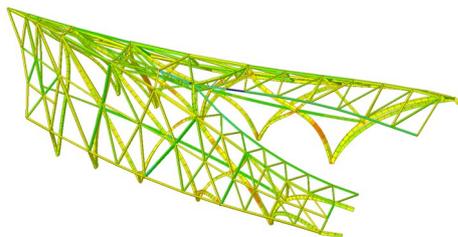


图8 MIDAS/Gen双非线性分析应力云图  
Fig.8 MIDAS/Gen double nonlinear analysis stress cloud map

可用MIDAS/Gen进行结构的直接分析法设计。荷载设计值作用下结构强度应力比云图如图9所示。可见,构件应力比最大为0.698,满足设计要求。

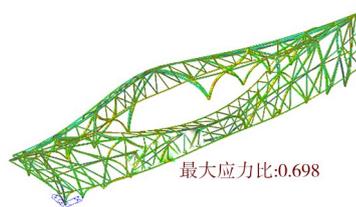


图9 MIDAS/Gen构件设计结果  
Fig.9 Component design results of MIDAS/Gen

## 2.2 屋盖悬链梁分析及设计

### 2.2.1 “悬链梁+拉杆”结构布置

屋盖需协调中间大跨“拱”位置的拉力,采用单层网壳与桁架组合结构形式。屋盖中部设有“眼睛”状的大开洞,直接采用悬挑的做法时悬挑梁截面设计较大,不满足方案“纤细、轻盈”的设计要求。本工程采用“悬链梁+拉杆”的设计方案,如图10所示。

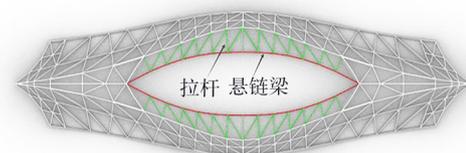


图10 悬链梁+拉杆布置示意

Fig.10 Schematic diagram of arrangements of catenary beams+tie rods

### 2.2.2 “悬链梁+拉杆”结构分析及设计

结构在正风压设计值及其荷载组合工况下,悬链梁与拉杆均为受拉构件。采用MIDAS/Gen分析可得,在正风压最不利荷载组合下,杆件最大应力比为0.854,满足设计要求,应力比云图如图11所示。

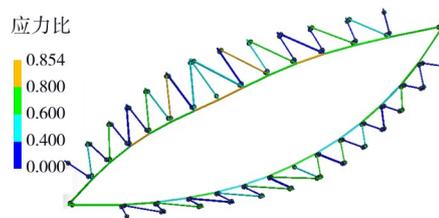


图11 悬链梁正风压组合下构件设计结果  
Fig.11 Component design results of catenary beams under positive wind pressure combinations

本项目为四面开敞结构,有受到负风压作用的机率,需对“悬链梁+拉杆”部位进行负风压工况作用下的分析、设计。采用MIDAS/Gen软件对该部位进行1.0恒+1.5负风荷载组合下的整体稳定性分

析。荷载-位移曲线见图12。可见,双非线性分析得出的荷载系数临界值为7.30,故认为结构具有较好的稳定性,满足直接分析设计要求。临界荷载时模型变形云图如图13所示。

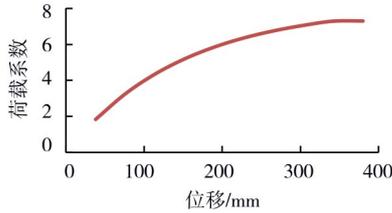


图12 双非线性分析结果

Fig. 12 Results of double nonlinear analysis

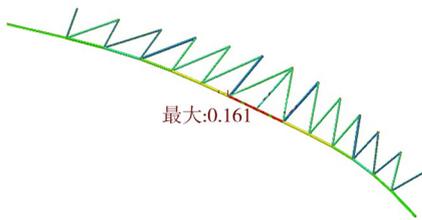


图13 临界荷载变形云图 m

Fig. 13 Deformation cloud map of critical loads

采用负风压设计值及其荷载组合工况对构件进行强度及计算长度系数为1.0时的稳定性验算。可得构件最大应力比为0.161,满足设计要求。

### 2.2.3 “悬链梁+拉杆”结构找型

在考虑结构双非线性条件下,获得恒载标准值作用下悬链梁各节点变形后的位移等值线云图如图14所示。采用MIDAS计算各节点变换坐标后导出dxf文件,供建筑专业进行外立面设计。

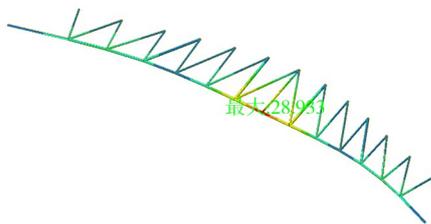


图14 位移等值线云图 mm

Fig. 14 Cloud map of displacement contour lines

## 3 相贯节点极限承载力分析

本工程下部曲柱截面采用方钢管。交叉节点采用相贯节点,且同时承受平面外弯矩、平面内弯矩及轴力。上述类型节点承载力计算方法,在国内外设计规范中均未有提及,故须采用有限元数值分

析或节点试验的方法进行确定。

### 3.1 破坏准则及破坏模式

文献[4-5]中指出,节点破坏的主要模式包括节点局部变形过大、焊缝强度破坏以及钢管管壁微裂缝破坏等。文献[2]中指出,经过试验及有限元非线性分析,在焊缝强度得到保证的前提下,钢管以变形过大为节点破坏的主要模式。通过分析和观察,发现常见的节点破坏形式主要有以下两种:一是由于支管轴力导致主管管壁产生局部弯曲破坏;二是主管杆件的冲剪破坏<sup>[6-8]</sup>。

节点的设计不应该仅考虑节点承载力的极值,还应该对管壁的位移进行控制以减小钢管变形对节点刚度的影响。针对圆管节点,陈以一等<sup>[9]</sup>建议将主管管壁的塑性变形达到圆管直径的2%作为极限变形。参考此方法,本工程取主管直径的2%作为支管端部的极限位移,由节点极限承载力和极限位移这两个临界状态中先达到者对应的支管轴力作为节点的极限承载力。

### 3.2 有限元分析方法验证

采用ABAQUS CAE中的实体单元对钢管相贯节点进行模拟。网格划分采用四面体单元,控制单元边长为50mm;使用非线性求解器求解,开启大位移及考虑材料非线性,钢材本构关系选用双折线本构,收敛算法采用弧长法。

为验证节点分析方法的正确性及准确性,选用文献[10]中的N型相贯节点足尺试验结果进行对比。该N型节点为平面相贯节点,可通过对GB 50017—2017<sup>[1]</sup>方管节点的设计公式进行局部修改后,得到理论计算的节点极限承载力计算结果。

主管为方钢管,尺寸为300mm×300mm×10mm;竖支管为圆管,尺寸为180mm×8mm;斜支管为圆管,尺寸为203mm×10mm。数值模拟结果、规范<sup>[1]</sup>计算结果与文献[10]中试验结果对比见表2。可以看出,模拟结果与试验结果吻合较好,且相对于规范计算结果更为保守,可用于本工程节点极限承载力计算。

表2 节点数值模拟结果与试验、规范公式结果对比

Table 2 Comparisons of joint numerical simulation results with experimental and standard formula results

对比项	数值模拟结果	规范计算结果	试验结果
极限承载力	1090	1427	1045

### 3.3 曲柱相贯节点极限承载力分析

选取曲柱最不利位置节点进行分析,见图 15。主管截面为方钢管 600 mm×300 mm×25 mm×30 mm;支管截面为方钢管 400 mm×300 mm×15 mm×20 mm;水平系杆截面为方钢管 300 mm×200 mm×15 mm×15 mm。主杆一端设固定支座,另一端与其他支杆在 3D3S 软件中选取最不利工况下杆端的弯矩、轴力作为节点分析的输入荷载。图 16 为节点在 ABAQUS 中的网格划分。图 17、18 给出了最终的分析结果。

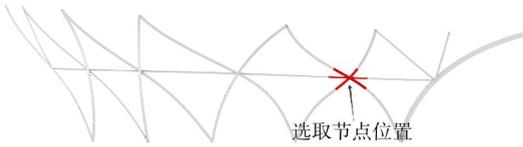


图 15 验算节点位置示意

Fig. 15 Schematic diagram of joint positions for verification

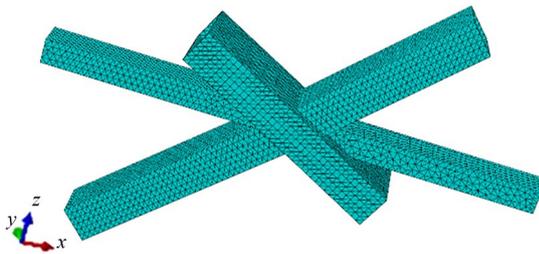


图 16 节点网格划分

Fig. 16 Meshing of the joint

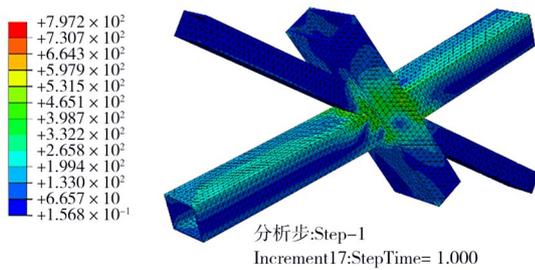


图 17 设计荷载作用下节点应力云图 MPa

Fig. 17 Displacement stress cloud map of the joint under design loads

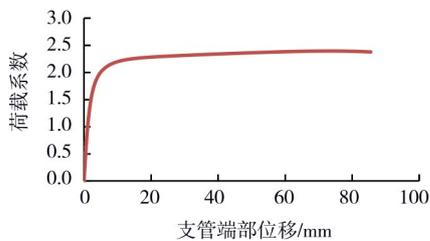


图 18 节点荷载-位移曲线

Fig. 18 The load-displacement curve of the joint

由图 17 可以看出,节点的破坏模式主要为支管对主管侧壁冲切导致的破坏,可考虑在主管内设加劲肋以得到更大的安全系数。由图 18 可以看出,曲线在约 2.2 倍荷载工况下有了明显拐点。在位移为主管宽度 2%(即 6 mm)时,对应的荷载系数为 2.2,节点极限荷载系数为 2.40。取上述两者较小值,即节点极限承载力为 2.2 倍的最不利荷载设计值,满足设计要求。同时可考虑在主管内设加劲肋以得到更大的安全系数。

### 4 结论

针对峨眉山南山大桥上部钢结构设计过程中的关键问题进行了细致研究,主要结论如下:

1)针对本工程下部“X”型曲柱网壳,采用多种有限元分析软件进行整体稳定性分析,得出该结构满足整体稳定性要求;并采用直接分析法进行了构件截面设计。

2)针对本工程屋盖大开洞位置大跨钢结构,采用“悬链梁”设计方案,并对其进行了正风压下的强度应力分析与负风压下的稳定性分析,得出“悬链梁”方案满足设计要求。

3)针对本工程曲柱方钢管相贯节点,进行了极限承载力分析。采用主管直径的 2% 作为支管端部的极限位移,由节点极限承载力和极限位移这两个临界状态中先达到者对应的支管轴力作为节点极限承载力的控制方法,并得出相贯节点能够满足设计荷载工况下的强度与刚度要求。

### 参考文献

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准:GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计标准:GB/T 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2024.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 空间网格结构技术规程: JGJ 7—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [4] 董石麟, 罗尧治, 赵阳. 新型空间结构分析、设计与施工 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2006.
- [5] 李常虹, 陈志强, 肖克艰, 等. 成都双流机场 T2 航站楼钢结构屋盖相贯节点极限承载力分析 [J]. 建筑结构, 2010, 40(9): 20-22.
- [6] 周鹏. 空间 KX 型圆管相贯节点极限承载力分析 [D]. 重庆: 重庆大学, 2007.
- [7] Gu B, Qian X D, Ahmed A. A toughness based deformation limit for X- and K-joints under brace axial tension [J]. Frontiers in

- Structural and Civil Engineering, 2016, 10(3):345-362.
- [8] Liu J T, Yan S, Zhao X Z. Simulation of fracture of a tubular X-joint using a shear-modified Gurson -Tvergaard-Needleman model [J]. Thin-Walled Structures, 2018(132):120-135.
- [9] 陈以一, 王伟, 赵宪忠, 等. 圆钢管相贯节点抗弯刚度和承载力实验[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(6):25-30.
- [10] 舒兴平, 朱正荣, 王元清. N型方圆钢管相贯节点足尺试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(1):66-89.

## Design of the Upper Steel Structure and Ultimate Bearing Capacity Analysis of Intersecting Joints of the Emei Nanshan Bridge

Jie Han Rui Yang Zhande Yi Xuyang Han

(China Southwest Geotechnical Investigation and Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610066, China)

### Abstract:

The distinctive feature of the upper steel structure project of the Emei Nanshan Bridge is that the curved steel columns on both sides of the bridge are skewed. Two single-layer diagonal lattice shells are formed along the bridge's axis, and the two are connected through trusses and steel beams, forming a unique space steel structure in the direction perpendicular to the bridge's axis. On this basis, the hyperbolic roof shape was designed through two single-layer lattice shells and two "catenary beams" to meet the design requirements of the scheme. For the lower "X" shaped curved column, ABAQUS CAE was used to conduct an overall stability analysis, and it was concluded that the structure met the overall stability requirements; MIDAS Gen was then used to conduct component section design using the direct analysis method. For the roof "catenary beam" structure, a strength stress analysis under positive wind pressures and a stability analysis under negative wind pressures were conducted, and it was concluded that the "catenary beam" met the structural design requirements. For the intersecting joints of square steel pipes, ABAQUS CAE software was used to analyze the ultimate bearing capacity of the intersecting joints, and the existing test results were used to verify the finite element analysis method. The ultimate bearing capacity of the joints was 2.2 times the design value of the most unfavorable load, which met the design requirements.

**Keywords:** space steel structure; direct analysis method; stability analysis; catenary beam; curved column; intersecting joints of square steel pipes