

文章编号:1673-2049(2018)06-0021-08

双曲双扭矩形钢管网壳结构设计研究

王秀丽^{1,2}, 陈青青^{1,2}, 吴小燕³

(1. 兰州理工大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州理工大学 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050; 3. 甘肃建投钢结构有限公司, 甘肃 兰州 730050)

摘要:采用 ANSYS 通用有限元软件对临夏民族大剧院双曲双扭矩形钢管屋盖结构进行了地震非线性时程分析和风荷载作用分析;根据分析结果初步确定结构的关键构件,并考虑几何非线性和材料非线性,对网壳关键节点受力性能进行分析;建立与关键构件规格相同的通直矩形钢管,研究 2 种节点的塑性发展和屈曲形态。结果表明:双曲双扭矩形钢管单层网壳结构不但具有传统球面网壳结构良好的抗震性能和抗风性能,并且能够满足多样的建筑风格;通过对比双曲双扭矩形钢管节点和通直矩形钢管节点的承载力性能和屈曲形态,能够了解结构双曲双扭矩形钢管节点的特点,为后续施工提供指导,对实际工程具有重要意义。

关键词:双曲双扭矩形钢管网壳;地震时程分析;风荷载;抗震性能;屈曲形态

中图分类号:TU311 **文献标志码:**A

Design Research on Double Twist Rectangular Steel Tube Reticulated Shell

WANG Xiu-li^{1,2}, CHEN Qing-qing^{1,2}, WU Xiao-yan³

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China; 2. Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, Gansu, China; 3. Gansu Building Investment Steel Structure Co. Ltd., Lanzhou 730050, Gansu, China)

Abstract: The seismic nonlinear time history analysis and wind load analysis for the double twist rectangular steel tube roof of Linxia National Grand Theatre were carried out using general finite element software ANSYS. According to the analysis results, the key members of the structure were preliminarily determined, and the mechanical behavior of the key joints of the reticulated shell was analyzed based on considering geometric and material nonlinearities. The straight rectangular steel tube with the same size of the key member was established to study the plastic development and buckling mode of the two joints. The results show that the double twist rectangular steel tube single layer reticulated shell not only can satisfy various architectural styles, but also has excellent seismic performance and wind resistance as the traditional spherical reticulated shell structure. By comparing the bearing capacity and buckling mode of double twist rectangular steel tube joints and straight rectangular steel tube joints, the characteristics of double twist rectangular steel tube joints can be understood. The conclusions can provide guidance for subsequent construction and have practical significance for practical projects.

Key words: double twist rectangular steel tube reticulated shell; seismic time history analysis;

收稿日期:2018-02-01

基金项目:国家自然科学基金项目(51778273);甘肃省科技支撑计划项目(1504GKCA040)

作者简介:王秀丽(1963-),女,辽宁沈阳人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:915909277@qq.com。

wind load; seismic performance; buckling mode

0 引言

空间网壳结构以其形式多变、受力合理、能够满足多样化风格等特点,日益受到人们的广泛青睐。随着各地大型体育场馆以及公共建筑的刚需增加,网壳结构发展迅速^[1]。本文所研究的甘肃省临夏民族大剧院外部钢屋盖采用伊斯兰风格的空间单层网壳结构,其整体网壳结构由双曲双扭矩形相贯节点依次排布构成。

对于大跨度空间结构而言,风荷载和地震荷载是对结构进行设计时需要考虑的重要因素^[2],因此本文将对大剧院屋盖网壳结构进行基于风荷载和地震作用下的结构分析^[3],判断在抗震设防烈度作用下,网壳节点的安全性和可靠性,研究该屋盖网壳是否像传统球网壳结构一样具有良好的抗震性能和抗风性能。根据结构分析的结果,可以初步判断网壳结构关键杆件的位置^[4]。由于该屋盖网壳采用的是双曲双扭矩形钢管,与寻常网壳结构构件相比,不仅具有弯曲特性,而且包含扭转效应,因此有必要对双曲双扭矩形钢管节点与相同规格通直矩形相贯节点的受力性能^[5]进行分析研究。

1 工程概况

临夏民族大剧院是位于甘肃西南临夏自治州的重点建设项目之一,屋盖采用钢结构单层网壳结构体系,由双曲双扭矩形钢管旋转焊接而成,屋盖与大剧院内部混凝土部分完全脱开,建筑效果图如图 1 所示。临夏民族大剧院总建筑面积为 20 700 m²,屋盖网壳结构最大半径为 43 997 mm,高度为 42 544 mm。屋盖网壳结构沿高度加设 5 道环箍,沿圆周每 6°分格,共计 36 格。屋盖网壳构件采用 Q345 钢,节点主要以双曲双扭矩形相贯节点形式为主,网壳环箍布置如图 2 所示,环箍 1 下部钢柱均为钢管混凝土柱。下部钢管混凝土柱与上部屋盖网壳结构连接节点②构造如图 3 所示。

2 有限元计算模型

本文采用有限元分析软件 ANSYS 建模,有限元模型如图 4 所示,采用 Beam188 单元模拟屋盖网壳杆件部分,Mass21 单元模拟屋盖自重和覆盖屋面处的质量(幕墙、钢结构防火涂料等按网壳展开面积 0.8 kN·m⁻²计算)。在屋盖网壳结构整体内力分

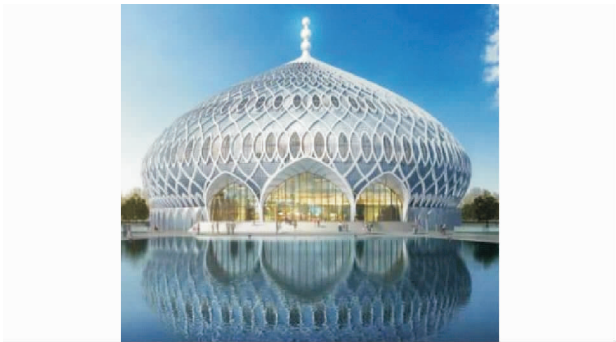


图 1 临夏民族大剧院效果图

Fig. 1 Effect Picture of Linxia National Grand Theatre

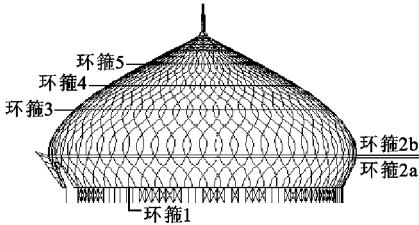


图 2 网壳环箍布置

Fig. 2 Layout of Hoop of Reticulated Shell

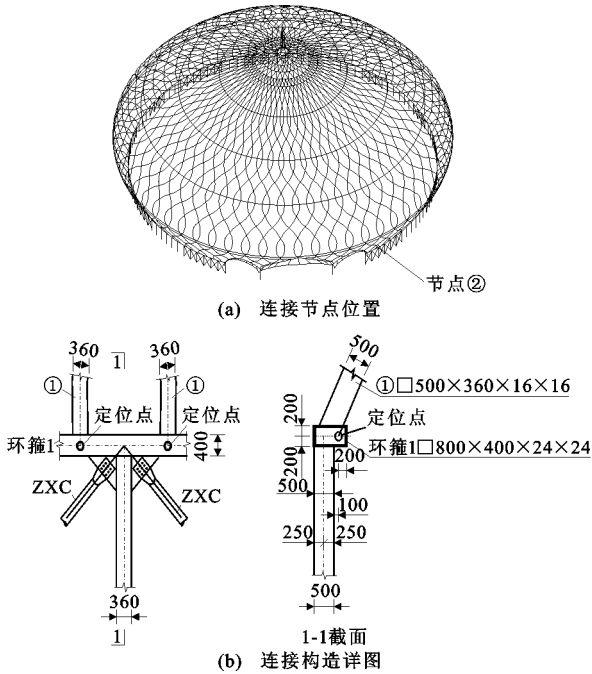


图 3 屋盖上部与支承柱连接节点(单位:mm)

Fig. 3 Joint of Upper Part of Roof and Support Column (Unit:mm)

析结束后,遴选出关键杆件,采用实体单元 Solid185 对双曲双扭矩形相贯节点进行建模。钢材采用双线性随动强化模型,钢材密度为 7 850 kg·m⁻³,泊松比为 0.3,屈服强度为 345 MPa。混凝土柱采用多

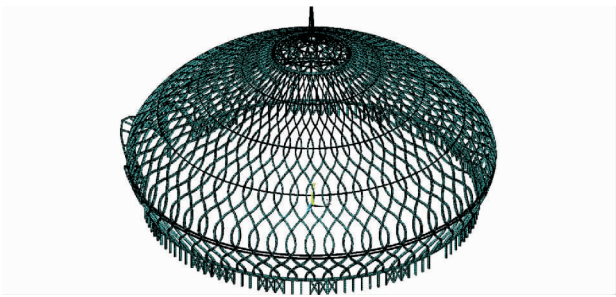


图 4 钢屋盖模型
Fig. 4 Steel Roof Model

线性等向强化模型,泊松比为 0.2,密度为 $2\,500\text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$,屈服强度为 30 MPa 。

3 地震作用分析

3.1 结构自振特性分析

结构的自振特性受到刚度和质量分布的影响^[6],从而影响到它的动力响应。作为结构动力分析和抗震分析的基础^[7-8],结构的自振特性包括自振频率和相应振型两方面。结构前多阶的自振频率和振型对结构内力和位移起主要作用。该屋盖结构模型采用子空间迭代法^[9]进行前 60 阶的模式分析。振型前 60 阶自振频率变化曲线如图 5 所示。结构自振频率密集,振型明显^[10]。屋盖网壳结构的前 3 阶振型如图 6 所示,结构自振频率见表 1。第 1 阶振型最大响应点在网壳结构环箍 4 至环箍 5 关于 X 向对称处,第 2 阶振型最大响应点在网壳结构环箍 4 至环箍 5 关于 Z 向对称处,第 3 阶最大响应点同样位于此处,但范围较第 1,2 阶分布更完整,说明该屋盖网壳结构环箍 4 至环箍 5 区间网壳构件响应明显,刚度较小。

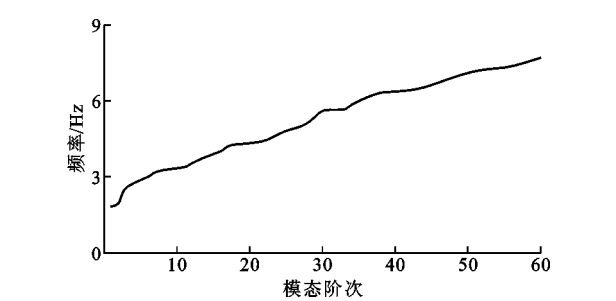


图 5 屋盖网壳前 60 阶频率
Fig. 5 The First 60 Order Frequencies of Roof Reticulated Shell

3.2 地震时程分析

在结构抗震分析中,反应谱法^[11-12]得到了广泛应用,但前提是结构始终处于弹性受力状态并使用振型叠加概念。因此,一旦结构进入塑性变形阶段,

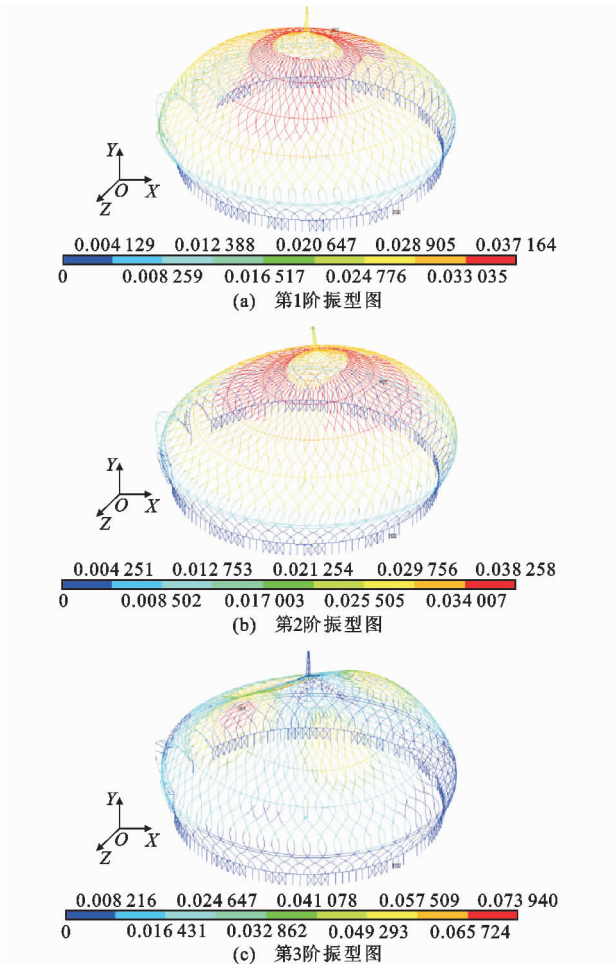


图 6 屋盖网壳前 3 阶振型
Fig. 6 The First 3 Order Vibration Shapes of Roof Reticulated Shell

结构的刚度和自振特性就会发生变化。按反应谱法计算的结构响应不能反映其非线性损伤过程,而动

表 1 屋盖网壳前 5 阶自振频率

Tab. 1 The First 5 Order Natural Vibration Frequencies of Roof Reticulated Shell

阶次	频率/Hz	周期/s	振型
1	1.867	0.536	X 向水平反对称振动
2	1.974	0.507	Z 向水平反对称振动
3	2.722	0.367	竖向振动
4	2.738	0.365	竖向振动
5	2.987	0.335	竖向振动

力时程分析法^[13]能够反映结构几何和物理非线性,得到结构的非线性地震反应结果,以及结构进入弹塑性阶段的塑性铰位置和转角大小。根据结构动力学相关知识,在地震作用下结构的运动方程^[14]为

$$M\ddot{X}+C\dot{X}+KX=-M\ddot{X}_g \tag{1}$$

式中: M,C,K 分别为结构的质量矩阵、阻尼矩阵和

刚度矩阵; $\ddot{\mathbf{X}}, \dot{\mathbf{X}}, \mathbf{X}$ 分别为结构的加速度向量、速度向量和位移向量; $\ddot{\mathbf{X}}_g$ 为地面加速度向量。

3.2.1 地震波的调整

地震波选取地震分析中常用 El Centro 地震波^[15]。地震行为是一个随机过程,记录到的地震强度一般不能满足工程抗震设计要求,因此需要调整地震波强度。本文采用改变地震波振幅特性的方法,以此达到改变地震波强度。调整振幅(地震动强度)公式为

$$a'(t) = \frac{A'_{\max}}{A_{\max}} a(t) \quad (2)$$

式中: $a'(t)$, A'_{\max} 分别为调整后的地震加速度和峰值; $a(t)$, A_{\max} 分别为原记录的地震加速度和峰值。

临夏民族大剧院抗震设防烈度为 7 度(地震加速度为 $0.1g$, g 为重力加速度),加速度峰值 A_g 分别按 7 度多遇地震、8 度罕遇地震和 9 度罕遇地震调整为 $35, 400, 620 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ 。由于地震波的三向频谱特性^[16]并不相同,加速度 X, Y, Z 三向输入比按 $1: 0.85: 0.65$ 调整,分别沿 El Centro 地震波南北方向、东西方向和竖直方向。地震波持时 14 s,时间间隔 0.02 s。在进行时程分析时,需考虑重力的影响^[17]。

3.2.2 结构阻尼的选用

对屋盖网壳结构进行地震作用下(多遇地震、罕遇地震)的非线性时程^[18]分析,分析时考虑结构的几何非线性与材料非线性,采用瑞利阻尼^[19],即

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{C} &= \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \\ \alpha &= \frac{4\pi f_1 f_2}{f_1 + f_2} \xi \\ \beta &= \frac{1}{\pi(f_1 + f_2)} \xi \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: α, β 分别为质量阻尼系数和刚度阻尼系数; f_1, f_2 分别为屋盖网壳结构模态分析所得第 1, 2 阶自振频率; ξ 为结构阻尼比,假设各阶振型阻尼均相同,结构阻尼比 ξ 取 0.02。

3.2.3 节点的位移分析

屋盖网壳在多遇和罕遇地震作用下结构位移的最大响应处一致,均在环箍 4 至环箍 5 之间,与结构振型变化相符。屋盖最大位移点的三向时程曲线如图 7 所示。在不同地震加速度峰值的作用下,屋盖网壳结构 X, Z 向位移远小于 Y 向。由图 7 可知:结构在 7 度多遇地震作用下 X 向最大位移为 10.2 mm, Z 向最大位移为 1.84 mm, Y 向最大位移为 24.11 mm; 8 度罕遇地震作用下 X 向最大位移为 43.92 mm, Z 向最大位移为 23.1 mm, Y 向最大位

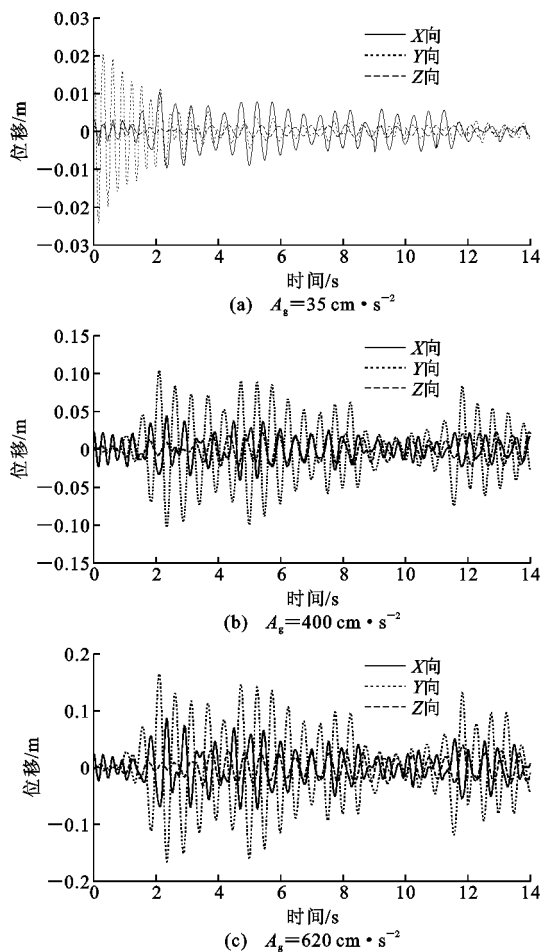


图 7 节点位移时程曲线

Fig. 7 Displacement Time History Curves of Node

移为 103.53 mm; 9 度罕遇地震作用下 X 向最大位移为 86.81 mm, Z 向最大位移为 39.3 mm, Y 向最大位移为 165.11 mm。随着地震加速度峰值的不断增大,网壳结构 Y 向位移增加幅度远大于 X, Z 向,表明该屋盖网壳结构竖向刚度小于水平刚度。

3.2.4 构件应力和支承柱时程分析

本文屋盖结构为单层网壳,下部钢管混凝土柱与地基刚接,取屋盖网壳大门边柱支座处进行受力分析,大门边柱 Z2 的构造如图 8 所示。在 8 度罕遇地震作用下网壳结构下部环箍 2a 和 2b 之间与钢管相交节点处结构最大应力为 192.85 MPa,大门边柱支座处应力大小为 141.27 MPa,网壳各构件均没有破坏,处于弹性阶段;在 9 度罕遇地震作用下,环箍 2a 和 2b 之间与钢管相交构件出现屈服,其余部位构件未发生屈服,大门边柱处的构件最大应力为 237.79 MPa,结构安全系数为 1.451。网壳结构大门处的边柱(支承柱)在地震作用下的时程曲线见图 9。由图 9 可知,在地震作用下该网壳结构支承柱支座反力各向大小与加速度峰值成正比,在 9 度罕遇

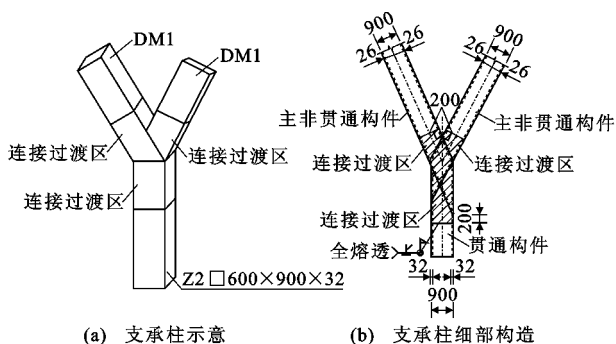


图 8 支承柱构造详图(单位:mm)

Fig. 8 Structural Details of Support Column (Unit:mm)

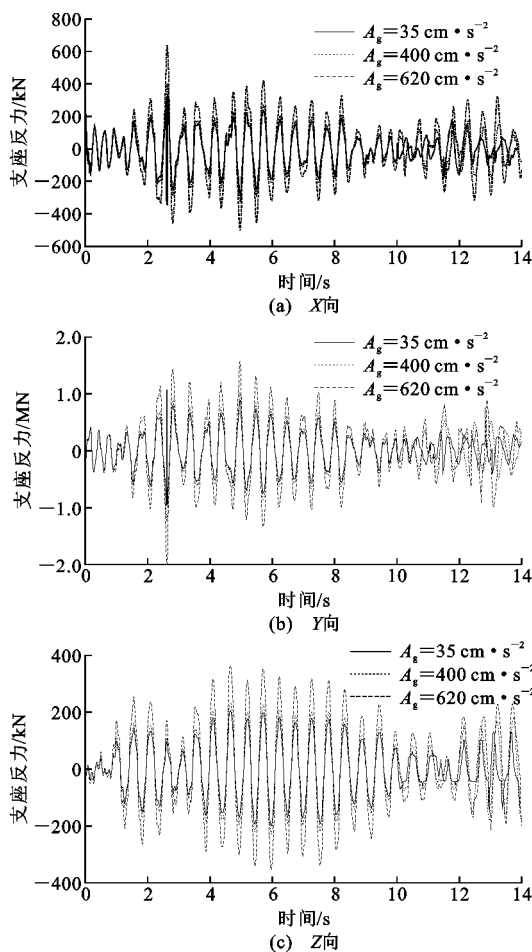


图 9 支承柱时程曲线

Fig. 9 Time History Curves of Support Column

地震作用下支承柱各向支座反力是在 8 度罕遇地震作用下的 1.5 倍左右。

在相同地震烈度下,支承柱支座反力 Y 向最大。对屋盖网壳结构进行极限承载力分析,可以得到变形过程中最大支座竖向反力为 2 551 kN,图 10 为 9 度罕遇地震作用下各向支座反力,Y 向反力最大为 1 996.73 kN,支座竖向反力小于极限承载力下的最大支座竖向反力,满足结构承载力要求。

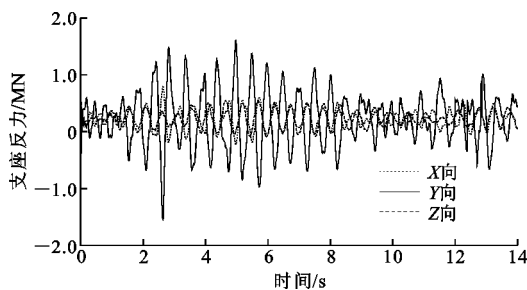


图 10 9 度罕遇地震作用下的支座反力

Fig. 10 Support Reactions Under 9 Degree Rare Earthquake

4 风荷载作用分析

在进行结构风荷载作用分析^[20]时,荷载工况组合所包含的荷载有:

(1)恒荷载,结构自重按材料密度截面计算,附加荷载(幕墙、钢结构防火涂料等)按屋盖网壳展开面积 0.8 kPa 计算。

(2)活荷载,按屋盖网壳投影面积 0.5 kPa 计算。

(3)雪荷载,根据《建筑结构荷载规范》,雪荷载标准值按屋盖网壳投影面积计算,计算公式为

$$S_k = \mu_r S_0 \quad (4)$$

式中: S_k 为雪荷载标准值; μ_r 为屋面积雪分布系数; S_0 为基本雪压,按 100 年一遇考虑取 0.3 kPa。

(4)风荷载,根据《建筑结构荷载规范》,风荷载标准值 w_k 为

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (5)$$

式中: β_z 为高度 z 处的风振系数,本文取 1.0; μ_s 为风振体型系数,取 0.6; μ_z 为风压高度变化系数,取 1.72; w_0 为基本风压,取 0.35 kPa。

考虑屋盖网壳在各种荷载工况组合下,将荷载按节点面积等效分配^[21],对网壳结构进行抗风设计。在风荷载作用下,屋盖网壳结构变形关于 X 向对称,环箍 4 到环箍 5 之间杆件位移最大。根据网壳结构的整体稳定性分析,前几阶屈曲模态结果表明屋盖在环箍 4 至环箍 5 之间杆件刚度较小,因此,在风荷载作用下,结构满足变形规律。X 向最大位移为 29.7 mm,Z 向最大位移为 14.2 mm。Y 向最大位移同样位于环箍 4 和环箍 5 之间,最大位移为 26.6 mm。分析应力结果得到屋盖网壳在风荷载作用下矩形钢管最大应力为 179.95 MPa,结构安全系数为 1.922。

5 关键节点对比分析

由前文抗风分析和地震作用分析得到的结果,

可以判断屋盖网壳结构的关键构件主要位于环箍 4 至环箍 5 之间。选取该处双曲双扭矩形钢管节点 6 (图 11),该节点详细尺寸见表 2。

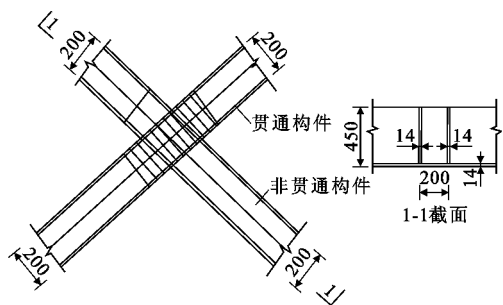


图 11 双曲双扭矩形钢管节点详图(单位:mm)
Fig. 11 Joint Detail of Double Twist Rectangular Steel Tube (Unit:mm)

表 2 双曲双扭矩形钢管截面尺寸

Tab.2 Section Dimension of Double Twist Rectangular Steel Tube

构件	截面高度/ mm	截面宽度/ mm	构件壁厚/ mm	连接过渡区 壁厚/mm
贯通构件	450	200	14	14
非贯通构件	450	200	14	14
矩形板	422	172	14	

对比分析双曲双扭矩形钢管节点与相同规格的通直矩形钢管节点受力性能的差异,运用 ANSYS 建立节点有限元模型(图 12),屋盖网壳为单层网壳结构,构件主要受轴力作用,因此设置节点下端为固定约束,上端分别加载垂直于面板的轴力,为避免端口出现应力集中,在上端添加 20 mm 端板。对节点进行非线性屈曲分析,可以得到各类节点极限承载力,见表 3。

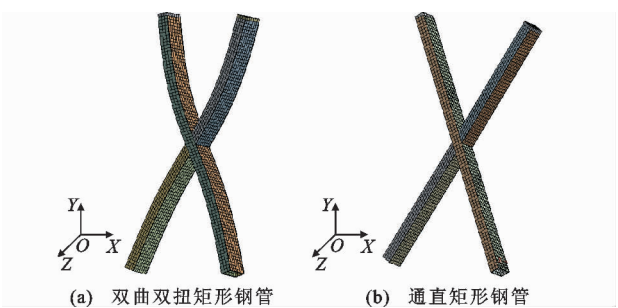


图 12 节点模型
Fig. 12 Node Models

表 3 节点承载力

Tab.3 Node Bearing Capacities

节点	极限承载力/kN
双曲双扭矩形钢管节点	800
通直矩形钢管节点	2 900

5.1 节点弹塑性发展过程

分析双曲双扭矩形钢管节点和通直矩形钢管节点在荷载作用下塑性发展至破坏的过程,以极限承载力为基本荷载单位,分别采用极限承载力 P_{u1} (双曲双扭矩形钢管节点极限承载力), P_{u2} (通直矩形钢管节点极限承载力)的 25%,60%,80%对节点进行逐级加载,并通过节点在不同荷载下的应力大小和分布分析该节点的塑性发展过程,各荷载工况下节点的应力云图见图 13。

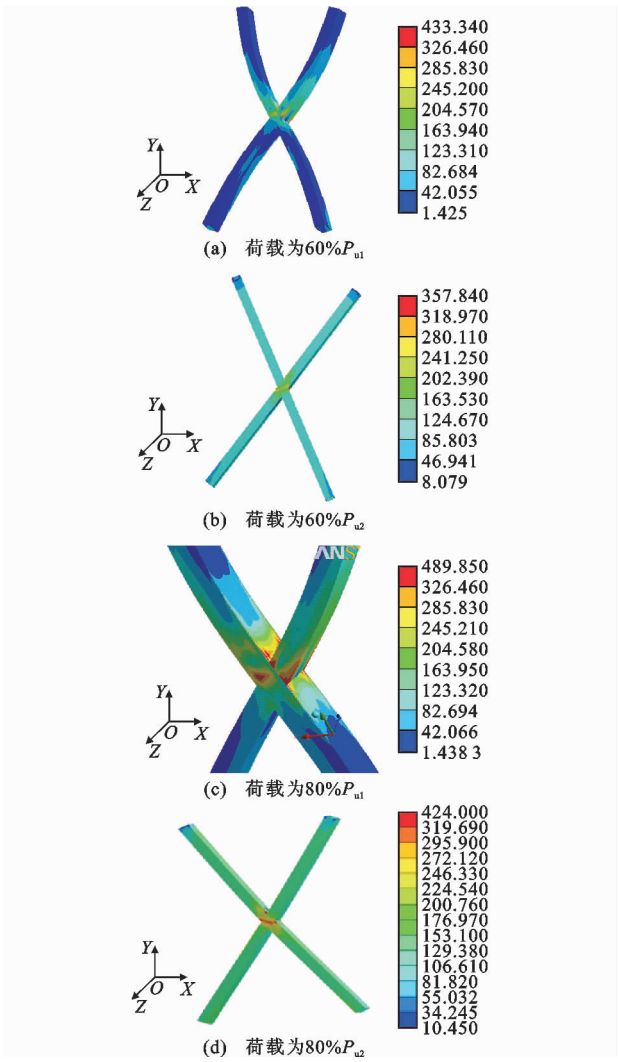


图 13 各荷载工况下节点的 Von Mises 应力云图
(单位:MPa)

Fig. 13 Von Mises Stress Cloud Chart of Nodes Under Various Load Conditions (Unit:MPa)

弹性阶段:在 25%极限承载力作用下,2 种节点全区域都处于弹性工作状态,通直矩形钢管节点最大应力为 148 MPa,最大位移为 1.57 mm;双曲双扭矩形钢管节点最大应力为 227 MPa,最大位移为 8.89 mm,此时节点区域处于低应力状态。

弹塑性阶段:在60%极限承载力作用下,通直矩形钢管节点的大部分区域仍处于弹性工作状态[图13(a),(b)],在构件相交连接部位出现较高的应力,且最大应力达到359 MPa(超过Q345钢材的屈服强度345 MPa),最大位移达到4.13 mm,说明在构件的连接部位已经开始进入塑性,塑性变形开始发展;双曲双扭矩形钢管最大应力为433 MPa,最大位移为22 mm,节点部分区域开始塑性发展,非贯通构件与贯通构件连接处先发生塑性变形。

塑性阶段:在80%极限承载力作用下,通直矩形钢管节点域全部进入塑性[图13(c),(d)],并产生了较大变形,最大应力达到425 MPa,最大位移达到31 mm;双曲双扭矩形钢管节点应力为489 MPa,位移为34 mm,若继续增大荷载,节点将在荷载达到极限承载力之后产生屈曲,不能继续承载。随着荷载的增大,这些塑性区逐渐向四周发展,最后节点域全部进入塑性直至荷载达到极限承载力之后节点破坏。

5.2 屈曲形态

双曲双扭矩形钢管和通直矩形钢管在极限承载力作用下的位移变形均在非贯通构件受力端变形最大。双曲双扭矩形钢管由于构件的弯曲,在非贯通构件受力端位移向内侧方向,通直矩形钢管则向外侧。2种节点区域均发生鼓曲凹陷变形,非贯通构件与贯通构件交接处变形明显(图14)。

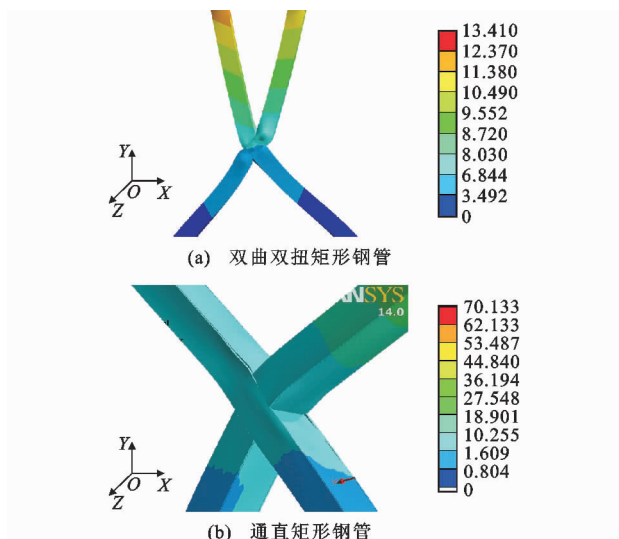


图14 节点屈曲形态(单位:mm)

Fig. 14 Buckling Modes of Nodes (Unit:mm)

6 结语

(1)临夏民族大剧院屋盖单层网壳结构受力简单,构件排布规律,整体造型优美,具有良好的抗震

性能和抗风性能。由于各环箍之间双曲双扭矩形相贯节点构造相同,因此便于加工铸造,提升工程建造效率。对于相似工程钢结构屋盖,可以选用此类规则的空间网壳结构。

(2)该工程屋盖网壳结构在地震作用下的结构响应与其自振振型相符,网壳结构整体竖向刚度较小,容易产生对力作用的响应。在8度罕遇地震作用下,结构处于完全弹性状态;在9度罕遇地震作用下,部分杆件开始屈服,结构发生塑性变形,符合结构设计的基本原则。双曲双扭矩形钢管单层网壳与传统球网壳结构一样具有良好的抗震性能和抗风性能。

(3)通直矩形钢管节点承载能力大于双曲双扭矩形钢管节点,但是后者能够满足多样建筑风格。由于双曲双扭矩形钢管中构件的弯曲,非贯通构件的位移变形趋向与通直矩形钢管相反。2种节点贯通构件与非贯通构件连接部位应力都是最大且最先由弹性进入塑性阶段。因此,在结构施工过程中,要对节点该部位加以重视,确保施工质量。在此类节点设计上,可在节点贯通构件与非贯通构件连接部位加设加劲板来提高节点稳定性。

参考文献:

References:

- [1] 董石麟,邢栋,赵阳.现代大跨空间结构在中国的应用与发展[J].空间结构,2012,18(1):3-16.
DONG Shi-lin, XING Dong, ZHAO Yang. Application and Development of Modern Long-span Space Structures in China[J]. Spatial Structures, 2012, 18(1): 3-16.
- [2] 吴剑国,张其林.网壳结构稳定性的研究进展[J].空间结构,2002,8(1):10-18.
WU Jian-guo, ZHANG Qi-lin. Research Advances in Stability of Reticulated Shell Structures[J]. Spatial Structures, 2002, 8(1): 10-18.
- [3] 王秀丽.大跨度空间钢结构分析与概念设计[M].北京:机械工业出版社,2008.
WANG Xiu-li. Analysis and Concept Design of Large Span Spatial Structure[M]. Beijing: China Machine Press, 2008.
- [4] 高扬,刘西拉.结构鲁棒性评价中的构件重要性系数[J].岩石力学与工程学报,2008,27(12):2575-2584.
GAO Yang, LIU Xi-la. Importance Coefficients of Components in Evaluation of Structure Robustness[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engi-

- neering, 2008, 27(12): 2575-2584.
- [5] TSCHEMMERNEGG F, HUMER C. The Design of Structural Steel Frames Under Consideration of the Nonlinear Behaviour of Joints[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1988, 11(2): 73-103.
- [6] 刘华宇. 大跨度格构式拱结构的地震响应研究[D]. 兰州: 兰州交通大学, 2012.
- LIU Hua-yu. The Seismic Responses Research of Large-span Lattice Arch Structure[D]. Lanzhou: Lanzhou Jiaotong University, 2012.
- [7] 郭海山, 钱宏亮, 沈世钊. 地震作用下单层球面网壳结构的动力稳定性[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(1): 31-37.
- GUO Hai-shan, QIAN Hong-liang, SHEN Shi-zhao. Dynamic Stability of Single-layer Reticulated Domes Under Earthquake Excitation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(1): 31-37.
- [8] CLOUGH R W, PENZIEN J. Dynamics of Structures[M]. New York: McGraw-Hill Inc, 1993.
- [9] 李强, 邹经湘, 黄文虎. 大型结构动力分析的并行子空间迭代法[J]. 哈尔滨工业大学学报, 1998, 30(1): 118-120.
- LI Qiang, ZOU Jing-xiang, HUANG Wen-hu. A Parallel Subspace Iteration Method in Large Scale Dynamic Problems[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 1998, 30(1): 118-120.
- [10] 王秀丽, 马肖彤. 雅丹观光塔钢屋盖不规则双层网格结构设计研究[J]. 地震工程学报, 2013, 35(3): 575-581.
- WANG Xiu-li, MA Xiao-tong. Design Research on the Irregular Double Grid of the Yadan Sightseeing Tower[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, 35(3): 575-581.
- [11] 吴小峰, 孙启国, 狄杰建, 等. 抗震分析反应谱法和时程分析法数值仿真比较[J]. 西北地震学报, 2011, 33(3): 275-278, 304.
- WU Xiao-feng, SUN Qi-guo, DI Jie-jian, et al. A Numerical Simulation Comparison Between Response Spectrum Analysis and Time History Analysis[J]. Northwestern Seismological Journal, 2011, 33(3): 275-278, 304.
- [12] KIUREGHIAN A D, NEUENHOFER A. Response Spectrum Method for Multi-support Seismic Excitations[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1992, 21(8): 713-740, 304.
- [13] 李建亮, 赵晶, 李福海, 等. 结构抗震设计时程分析法的分析研究[J]. 四川地震, 2011(4): 25-28.
- LI Jian-liang, ZHAO Jing, LI Fu-hai, et al. Analysis of Time-history Analysis Method on the Seismic Design[J]. Earthquake Research in Sichuan, 2011(4): 25-28.
- [14] KIM J, KIM T. Assessment of Progressive Collapse-resisting Capacity of Steel Moment Frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1): 169-179.
- [15] 杨溥, 李英民, 赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报, 2000, 33(6): 33-37.
- YANG Pu, LI Ying-min, LAI Ming. A New Method for Selecting Inputting Waves for Time-history Analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(6): 33-37.
- [16] 王秀丽, 于龙. 地震作用下带斜面网架整体结构弹塑性时程分析[J]. 四川建筑科学研究, 2010, 36(5): 126-129, 136.
- WANG Xiu-li, YU Long. Elasto-plastic Time-history Analysis of Holistic Space Truss Structure with Inclined Plane Under Earthquake[J]. Sichuan Building Science, 2010, 36(5): 126-129, 136.
- [17] 袁光英. 某室内体育馆网壳屋面多维地震作用动力响应分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2013.
- YUAN Guang-ying. Dynamic Response Analysis of Latticed Shell Roof of Indoor Stadium About Multi-dimensional Seismic Action[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2013.
- [18] MARJANISHVILI S, AGNEW E. Comparison of Various Procedures for Progressive Collapse Analysis[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2006, 20(4): 365-374.
- [19] 黄宗明, 白绍良, 赖明. 结构地震反应时程分析中的阻尼研究[J]. 土木工程学报, 1998, 31(2): 75-79.
- HUANG Zong-ming, BAI Shao-liang, LAI Ming. An Investigation of Damping in Earthquake Response Time History Analysis of Structures[J]. China Civil Engineering Journal, 1998, 31(2): 75-79.
- [20] BLACKMORE P A, TSOKRI E. Wind Loads on Curved Roofs[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2006, 94(11): 833-844.
- [21] 李元齐, 田村幸雄, 沈祖炎. 单层网壳结构等效静风荷载分布估计[J]. 工程力学, 2006, 23(1): 57-61.
- LI Yuan-qi, TAMURA Y, SHEN Zu-yan. Estimation of Equivalent Static Wind Load Distribution for Single-layer Reticulated Shells[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(1): 57-61.