

DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.201603154

80 m 球径螺栓球节点单层球面网壳地震响应分析

曹正罡^{1,2},周传波³,严佳川^{1,2}

(1. 结构工程灾变与控制教育部重点实验室(哈尔滨工业大学),哈尔滨 150090;
2. 哈尔滨工业大学 土木工程学院,哈尔滨 150090;3. 湖南大学 土木工程学院,长沙 410082)

摘 要:为探究半刚性节点单层球面网壳在地震荷载作用下的动力响应特征,针对沈北新区 80 m 球径螺栓球节点单层球面网壳,采用有限元软件 ANSYS,引入节点试验和数值分析数据来模拟实际工程中螺栓球节点的抗弯性能,建立可考虑节点刚度的精细化数值模型,并进一步考虑局部杆件和节点加强、壳体外表面安装围护材料等不同结构条件的变化,在此基础上,对其开展了自振特性及在不同峰值地震荷载作用下动力响应分析.分析结果表明:本项目已建成的大跨度螺栓球节点单层网壳具有良好的抗震性能,但螺栓球节点单层网壳局部开洞会形成明显的刚度薄弱区,建议洞口周边采用焊接球节点并对周围杆件加强.若在现有结构外表面安装围护玻璃则导致结构的抗震性能明显降低,罕遇地震下,节点最大位移将比竣工结构增大 140.1%,杆件最大应力增大 77.8%,节点最大位移时程曲线有发散迹象,表明结构有发生整体倒塌的可能性.

关键词:半刚性节点;单层球面网壳;有限元模拟;自振特性分析;地震响应分析

中图分类号: TU393.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2017)06-0058-08

Seismic response analysis of an 80-meter span single-layer reticulated dome with bolt-ball joints

CAO Zhenggang^{1,2}, ZHOU Chuanbo³, YAN Jiachuan^{1,2}

(1.Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control (Harbin Institute of Technology), Ministry of Education, Harbin 150090, China;
2.School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China;
3.School of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: Taking an 80-meter-span singer-layer reticulated dome which has been constructed in the Shenbei New District as an example, the natural frequency characteristics and dynamic response of the singer-layer reticulated dome under different peak seismic loads were analyzed with the FE software ANSYS. Based on the data of the numerical analysis and the test of the joints, the bending performance of bolt-ball joints were obtained and introduced into the seismic response analysis considering the joint stiffness. Different structural models were established to investigate the effect of the structure model changes, including strengthening the local members and joints and installing maintenance materials on the surface of the structure. The results show that the constructed 80-meter-span singer-layer reticulated dome has a good seismic performance, but the local hole on the structure is the obvious weak area. It is suggested that the welded ball joints should be used around the hole, and the members around the hole should be strengthened. The seismic performance of the structure will be reduced by installing maintenance materials on the surface, and the maximum displacement of the reticulated dome increases by 140.1%, and the maximum internal force increases by 77.8% under the rare earthquake action. A divergence trend of the curve can be found in the time-displacement curve of the structure, showing the possibility of a whole collapse of the structure.

Keywords: semi-rigid joint system; single-layer reticulated shell; finite element simulation; natural frequency analysis; seismic response analysis

当前在单层网壳结构设计中,考虑到 JGJ 7—2010《空间网格结构技术规程》^[1]中对节点刚度的要求,通常采用焊接球节点.该种节点焊接量大、定位困难、节点域偏大且不美观;而传统的螺栓球节点

则装配方便、定位精准、外形美观,特别适用于单层通透性网格结构^[2].由于螺栓球节点锥头、套筒位置杆件截面的削弱,其抗弯刚度较低,因此以螺栓球节点连接的网壳被广大设计者们视为铰接体系^[3],这直接导致螺栓球节点大跨度单层网壳的实际工程应用十分有限.

实际上螺栓球节点是具有一定抗弯能力的,并非理想铰接节点.从 20 世纪 90 年代就有学者开始关注螺栓球节点的抗弯性能,日本学者 Shibata 等^[4]

收稿日期: 2016-03-30
基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51378147);
国家自然科学基金青年科学基金(51308155)
作者简介: 曹正罡(1975—),男,副教授,博士生导师
通信作者: 曹正罡,caohit@hit.edu.cn

曾对六角型的螺栓球节点网壳进行了理论分析和试验研究,提出半刚性节点网壳的承载力略低于刚接网壳,并深入分析了节点刚度对其承载力的影响;王星等^[5]考虑节点轴向刚度、弯曲刚度和节点域大小的影响,依据 Timosheko 梁柱理论,采用刚性端部的非线性梁柱单元和端部弹簧单元模拟半刚性节点,率先建立了半刚性节点网壳数值分析模型;范峰等^[6-8]开展了一系列螺栓球节点的抗弯和压弯试验,提出了比较系统的螺栓球节点单层网壳的分析方法,并认为螺栓球节点的抗弯性能是可以应用到单层网壳结构中的,但尚未对其抗震性能进行系统研究.为此,针对单层螺栓球节点网壳示范性工程沈阳沈北新区市民健身中心 80 m 球径单层球面网壳,对其自振特性,在常遇和罕遇地震下的响应规律进行系统研究,同时探讨局部开洞以及洞口杆件加强和壳体外表面安装围护面板等对其整体抗震性能的影响规律.

1 工程概况

沈北新区市民健身中心球形钢结构采用短程线型的单层球面网壳,球径 80 m,矢高 67 m,落地处跨度 56 m,结构全貌见图 1(a),结构下部入口位置及尺寸见图 1(b);网壳中共采用 8 种截面杆件(见表 1),杆件平均长度约为 3.0~4.0 m,壳体采用材质为 Q345B 的无缝圆钢管,结构主次入口处杆件采用抗弯刚度较大的 Q345B 方钢管,利用传统螺栓球节点连接而成,支座采用成品固定铰支座,目前工程已经竣工.

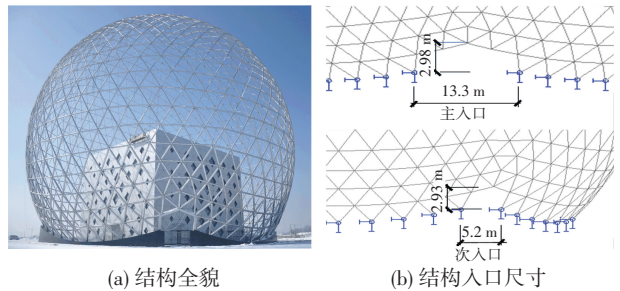


图 1 结构模型图及入口位置

Fig.1 Structural model and the entrance location

表 1 网壳杆件
Tab.1 Member bars of the reticulated dome

杆件编号	杆件截面/mm	惯性矩/ 10^{-5} m^4	位置
1	$\Phi 159 \times 5$	0.72	1~14 环
2	$\Phi 180 \times 5$	1.05	14~18 环
3	$\Phi 219 \times 5$	1.92	18~20 环
4	$\Phi 245 \times 9$	4.60	20~22 环
5	$\Phi 299 \times 12$	11.1	22~24 环
6	$\Phi 325 \times 20$	23.3	24~25 环
7	□ 500×300×20	45.1/101.6	次入口
8	□ 600×400×20	102.3/193.2	主入口

对实际工程结构开展系统、准确分析的前提是建立精细化的有限元模型,利用 ANSYS 软件进行建模过程中,螺栓球节点的建模采用如下方法,首先进行螺栓球与杆件连接处的自由度关系模拟,根据实际情况(图 2(a)),假设球节点和杆件之间没有相对的轴向拉伸与压缩变形,仅考虑节点弯曲和扭转刚度的影响,因此其 3 个平动自由度直接耦合在一起,模拟锥头与球节点的协同拉压变形;而 3 个转动自由度分别用 3 个弹簧单元(Combin39)来模拟^[9],依照每个圆管的方位来建立局部坐标系,使 X 方向的弹簧模拟节点绕轴向的扭转刚度,Y、Z 方向的弹簧模拟节点的弯曲刚度(图 2(b)).

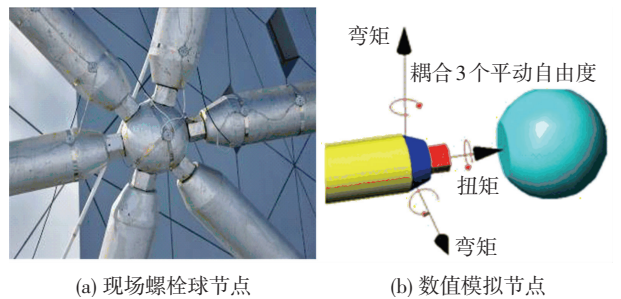


图 2 杆件与螺栓球节点的连接

利用 Combin39 弹簧单元直接引入文献[9]中不同型号螺栓球节点弯矩-转角曲线做为基本属性.网壳的杆件则用 Beam189 单元来模拟,杆件材料假设为 Q345B 理想弹塑性模型.假定壳面节点所辖区域内重力荷载以质量单元的形式集中在网壳节点上.按以上方法,即可建立一个精细化的半刚性节点单层网壳的动力分析数值模型.考虑到其他影响因素以便进行对比分析,共建立 3 个对比模型,其各自特点见表 2.

表 2 网壳动力分析模型特点
Tab.2 Characteristics of the model

类型	简称	结构特点
实际工程模型	模型 1	表面不覆盖任何盖板,屋面恒荷载 0.1 kN/m ²
局部加固模型	模型 2	大小门周边节点采用刚性节点,屋面恒荷载 0.1 kN/m ²
加玻璃板模型	模型 3	加玻璃面板模型,屋面恒荷载 0.8 kN/m ²

本文利用模态分析法研究结构的固有频率、振型等自振特性,采用时程分析法分析结构在常遇地震和罕遇地震作用下的动力响应.采用 EL-Centro、Taft 以及天津地震动三向输入,沈阳地区抗震设防烈度 7 度,设计基本地震加速度峰值为 0.10 g,地震分组为第一组,场地类别取 II 类场地.

2 自振特性研究

2.1 结构自振特性分析

采用 Lanczos 法对结构进行自振特性分析,表 3 列出了模型 1 前 10 阶自振频率及振型和质量参与系数,图 3 给出了其具有代表性的若干阶振型图。

表 3 模型 1 前 10 阶自振频率

振型	自振频率/Hz	振型参与系数			质量参与系数		
		X 向	Y 向	Z 向	X 向	Y 向	Z 向
1	1.89	0.01	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.89	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.99	1.00	0.33	0.01	0.55	0.04	0.00
4	2.00	0.37	1.00	0.02	0.08	0.35	0.00
5	2.16	0.05	0.80	0.03	0.00	0.23	0.00
6	2.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	2.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	2.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	2.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	2.60	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00

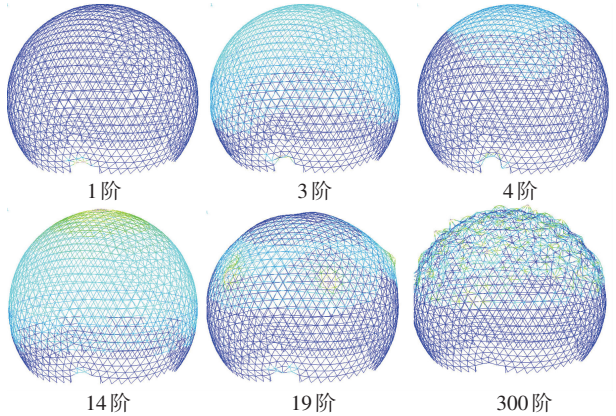


图 3 模型 1 各阶振型图

Fig.3 The vibration mode of model-1

结合表 3 和图 3 可以看出,模型 1 网壳的第 1~2 阶振动模态为主入口附近杆件壳面外的振动,但振型参与系数和质量参与系数都非常小;第 3 阶振型 X 向振型参与系数最大,网壳发生沿 X 向的整体振动,第 4 阶和第 5 阶振型 Y 向振型参与系数较大,网壳发生沿 Y 向的整体振动。第 14 阶振型为沿竖向的整体振动,之后壳体进入到高阶密集频段,网壳均表现为多个局部节点和杆件的壳面内同步或者异步振动,扭曲变形,且主要集中在网壳上半部分,这部分振型对于网壳的振型和质量参与系数都基本没有贡献。同时随着振型阶数的增加,振动区域呈现扩大化和耦合化趋势。通过对模型 1 网壳的振型分析可看出,由于局部入口开洞,导致开口处壳面刚度明显削弱,网壳表现为低阶模态频率偏低且以洞口边缘杆件振动为主,说明开门处为局部薄弱区,需要加强。而第 3~5 阶表现为整体振动,表明螺栓球节点足以将几千根杆件坚固地连接在一起,使网壳

具有良好的壳面刚度。

2.2 洞口节点刚度及屋面围护的影响

基于上述分析结果,对网壳入口处周边节点进行了改进,采用刚度更大的焊接球节点,形成局部加固模型 2,数值模型中焊接球节点设为刚性节点。通过模态分析发现,加固后模型 2 前三阶振型分别为结构沿 X 向、Y 向和 Z 向整体振动,说明开口处不再是明显的薄弱区,加固效果明显。进入高频区域,加固前后模型的自振频率接近一致,表明开口处刚度补强对以结构上半部分壳面振动为主的高阶振动影响不大。

考虑到在现有结构外表面安装围护材料,即在网壳表面覆盖一层玻璃面板,结构屋面恒荷载将会增加,势必导致其自振特性的变化,图 4 给出了模型 3 网壳屋面荷载对结构自振特性的影响规律,屋面荷载导致节点质量增大,网壳的整体振动频率明显降低,网壳的低阶振动仍表现为整体的水平方向振动,高阶为局部的节点振动耦合。图 5 给出了以上 3 种模型的前 300 阶自振频率变化规律曲线,可以看出覆盖屋面材料的网壳模型 3 振动频率明显低于前两个网壳模型。而模型 1 和模型 2 在 100 阶后的高阶振动频率基本是一致的,差别主要在于低阶部分,通过入口处周边节点的刚度增加,可有效提高入口处网格面外刚度,将整体网壳的 1 阶频率提高 0.2 Hz,提升近 20%。

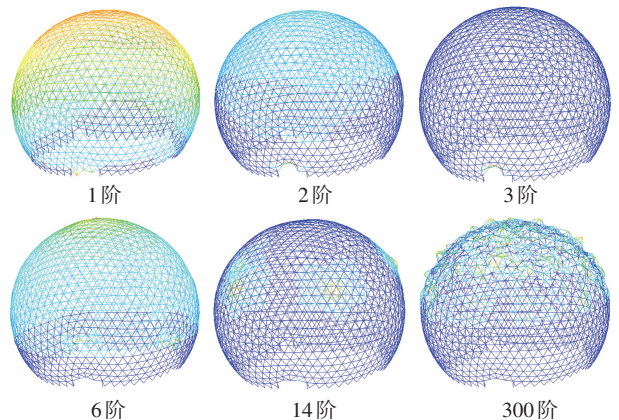


图 4 模型 3 各阶振型图

Fig.4 The vibration mode of model-3

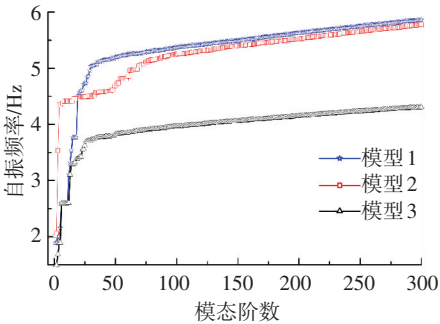


图 5 不同模型的前 300 阶自振频率

Fig.5 Natural frequency of vibration of different models

3 地震响应分析

3.1 地震动选取

采用时程分析进行 3 个模型的地震响应分析,按现行《建筑抗震设计规范》^[10]规定,考虑到场地条件、

烈度和结构基本周期等因素,采用 EL-Centro、Taft 和天津地震动对网壳进行时程分析^[11],持续时间皆为 10 s,时间间隔 0.02 s (图 6(a)),图 6(b)所示为 3 条地震动规范反应谱曲线^[12],其加速度幅值通常按 1(水平 1):0.85(水平 2):0.65(竖向)的比例调整。

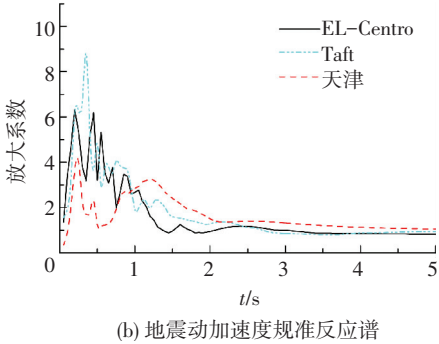
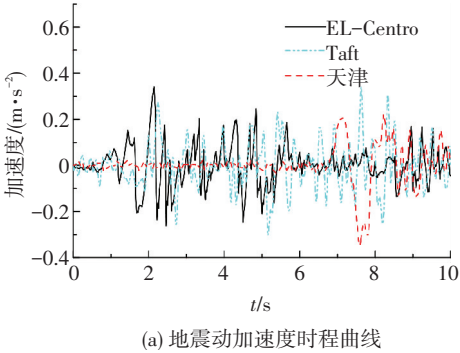


图 6 地震动
Fig.6 The ground motion

3.2 常遇地震作用

3.2.1 位移响应

针对实际竣工结构(模型 1)开展地震响应分析,7 度常遇地震的三向加速度峰值分别为 35 gal (水平 X)、30 gal(水平 Y)、23 gal(竖向 Z),其中图 7 为结构在 EL-Centro 地震动作用下的最大节点位移和网壳顶点位移的时间历程曲线。

用下的位移值附近.观察图 7(b),结构水平向随时间发生规律性来回振动,其水平向节点位移极值出现在网壳沿 X 轴端部区域(见图 8(b)),但顶点水平向位移响应有时间上延迟,直至 1.32 s 才有较为明显响应,位移峰值远小于总位移峰值,可以判断本结构整体上较柔.对比图 7(a)和图 7(c),可以发现节点总位移主要由竖向位移分量贡献,最大竖向位移点也出现在网壳顶点位置(见图 8(c)),显然在三向地震作用下,网壳顶端由于曲率扁平,节点刚度偏弱,造成整体壳面面外刚度很弱,在振动荷载作用下节点出现较大变形。

从图 7(a)中可看出最大节点位移和顶点位移时程曲线比较吻合,因此可大致判断在常遇地震作用下结构出现最大位移的节点在顶点位置(图 8(a)),结构体现很好的整体性,最后位移稳定在结构在自重作

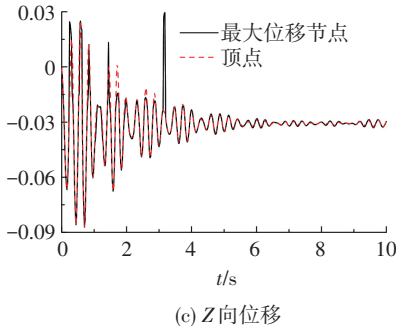
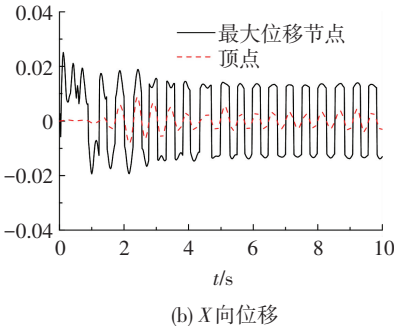
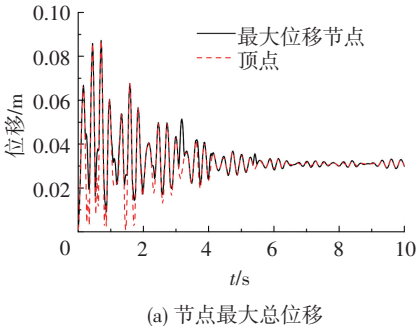


图 7 模型 1 节点位移时程曲线

Fig.7 Time history curve of node displacement of model-1

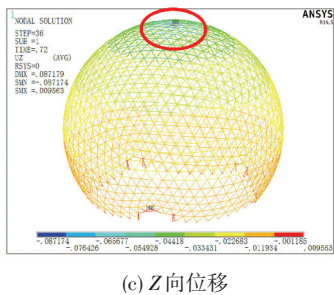
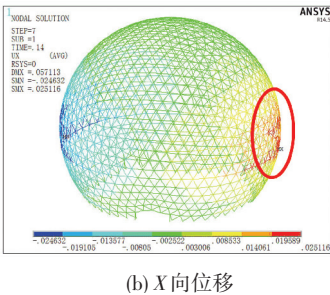
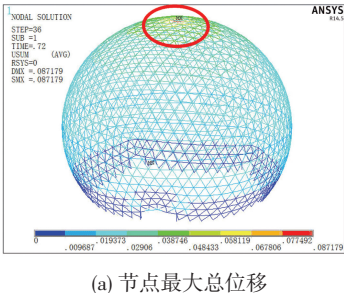


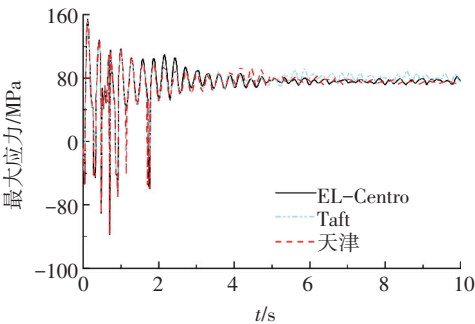
图 8 模型 1 最大位移节点位置

Fig.8 The node location of maximal displacement in model-1

图 9 为模型 1 网壳在 EL-Centro、Taft 和天津地震作用下的节点最大总位移时程曲线,从图中可以分析得到,模型 1 结构在 3 种常遇地震动作用下,天津地震动对应的结构位移响应较其他地震动更为强烈,但区别不是十分明显,综合 3 条地震动作用结果,结构中节点最大总位移值为 87.2 mm,该值远远小于相应规范容许的最大位移值 $L/400=200$ mm.

3.2.2 应力响应

图 10 为实际竣工网壳(模型 1)中杆件在常遇地震动作用下应力变化时程曲线,显然 3 条地震记录下其杆件最大应力亦无明显差别,在全荷载域内,结构杆件最大应力主要以拉应力为主,最大不超过 155 MPa(图 10(a)),符合抗震设计第一水准;在地震荷载后半程作用过程中最大应力维持在 80 MPa 水平(即自重作用下的最大应力),而开口位置门柱整体应力水平普遍偏低,这主要是设计时门柱箱型截面的选用由刚度控制,杆件截面偏大,导致应力水平低,材料强度有很大富余(图 10(b)).



(a) 圆管形杆件

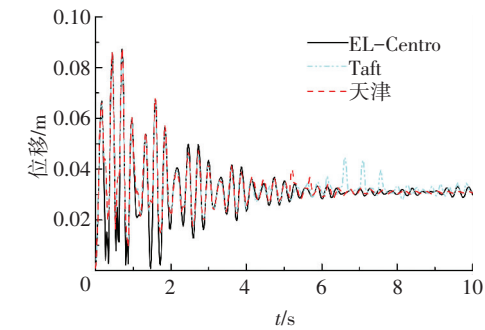
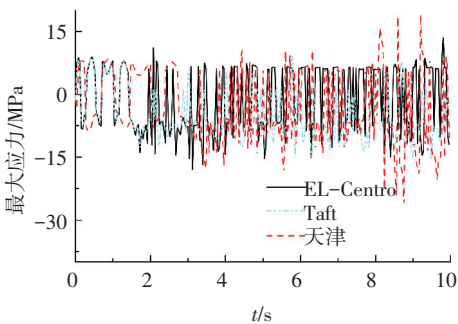


图 9 模型 1 节点最大总位移时程曲线

Fig.9 Time history curve of node displacement in model-1

表 4 为常遇地震荷载作用下,模型 1 的地震响应汇总.通过数据统计分析发现,结构的各项响应指标在 3 种地震动作用下均无显著差异,相较而言,EL-Centro 地震动作用下的结构响应与均值更为接近,同时在常遇地震作用下,网壳中支座未出现拔力,节点无一发生破坏,因此沈北新区螺栓球节点单层球形网壳结构在常遇地震作用下处于弹性阶段,符合抗震设计第一水准控制标准.



(b) 方管形杆件

图 10 网壳杆件最大应力时程曲线

Fig.10 Time history curve of maximal stress in members

表 4 常遇地震作用下网壳结构(模型 1)响应统计

Tab.4 Statistics of the structural response (model-1) under common earthquakes

地震动	最大位移/ mm	最大应力/ MPa	最大轴力/ kN	最大弯矩/ (kN·m)	节点域最大弯矩/ (kN·m)	支座最大反力/ kN
EL-Centro	87.2	154.1	1378.8	20.9	23.1	1042.7
Taft	87.0	154.0	1374.6	27.4	29.2	1014.5
天津	87.5	154.3	1378.4	22.7	28.0	1020.8
均值	87.2	154.1	1377.3	23.7	26.8	1026.0

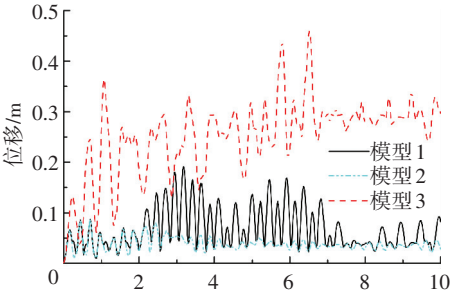
3.3 罕遇地震作用

为考察此结构在强震作用下的响应特征以及失效模式,针对实际工程结构(模型 1)、局部加固结构(模型 2)和覆盖玻璃盖板结构(模型 3)开展罕遇地震响应分析,依据上文分析结果,限于篇幅,仅选取 EL-Centre 地震动作用下的结构响应进行统计分析,地震动三向输入中三向加速度峰值分别为 220 gal(水平 X)、187 gal(水平 Y)、143 gal(竖向 Z).

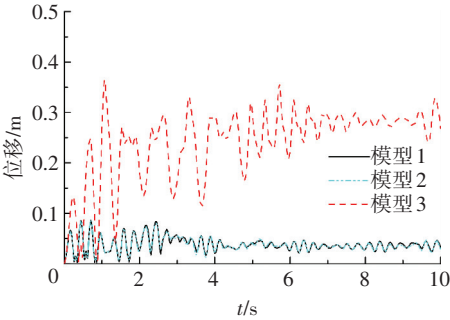
3.3.1 位移响应

在罕遇地震作用下,覆盖玻璃围护结构的网壳模型 3 中最大节点总位移较竣工结构模型 1 显著增加(图 11),最终位移值稳定在 300 mm 附近,虽该值远小于结构在罕遇地震作用下位移限值 $L/50=1\ 600$ mm,但在地震动作用持时结束网壳已经不能恢复到原有形态,损伤比较严重.对比图 11(a)和 11(b),可知网壳模型 3 中出现最大位移的位置在顶

点附近.而加固网壳模型 2 节点最大总位移小于现有竣工网壳模型 1,其节点位移峰值不超过 100 mm,顶点总位移两者则没有差别,这是因为模型 1 中节点最大总位移基本都出现在开洞入口上部,此部分结构刚度偏弱,而网壳模型 2 恰恰加固了结构入口附近节点,所以结构中最大位移节点出现在顶点附近,由此可见加固效果明显,可以有效限制网壳薄弱位置的节点位移.通过 11(a)、(b)两图中节点位移-时程曲线也可以看出,不覆盖屋面围护玻璃的两个网壳结构模型在强震作用下,节点最终能回到平衡位置,结构可以满足“大震不倒”的设计水准.而覆盖玻璃后,结构的质量增加很多,地震作用显著增强,罕遇地震作用下结构位移发散,出现整体倒塌.



(a) 节点最大总位移



(b) 顶点总位移

图 11 结构节点位移时程曲线

Fig.11 Time history curve of node displacement

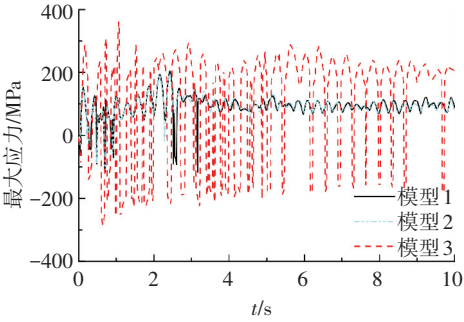
3.3.2 应力响应

图 12 为网壳杆件最大应力的时程曲线.图 12(a)显示在罕遇地震作用下,网壳模型 3 中已经有部分杆件进入屈服,而模型 1 和模型 2 中的应力水平增长很慢,应力峰值接近 200 MPa,但显然没有杆件屈服.在图 12(b)门柱周边杆件截面应力的时程曲线可以看出,模型 2 的应力水平明显高于其他两个模型,甚至超过质量较大的模型 3,这主要是模型 2 中门柱附近节点刚度改造为刚性节点,故而相应区域杆件承受的弯曲内力也随之增大.

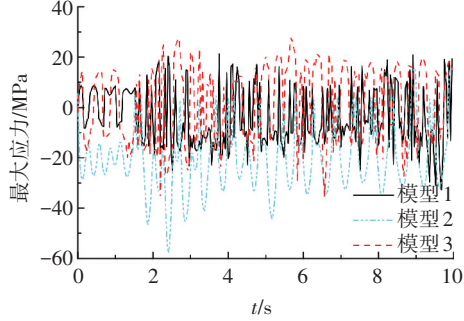
3.3.3 节点域内力响应

罕遇地震作用下模型 3 中多个时刻节点域的扭矩和弯矩均超过极限扭矩、极限弯矩(图 13),部分节点已发生破坏,比较图 13(a)和 13(b),模型 2 中

的螺栓球节点域扭矩明显减小,弯矩基本没变,由此可知增大入口附近节点刚度可有效减小节点扭矩.



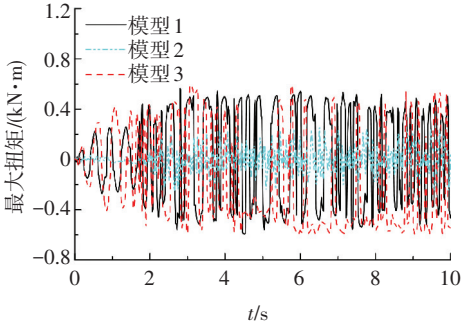
(a) 圆管形杆件



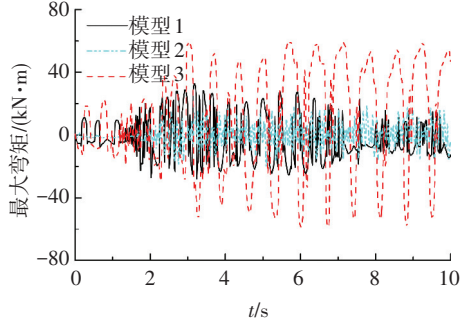
(b) 方管形杆件

图 12 结构杆件最大应力时程曲线

Fig.12 Time history curve of maximal stress in members



(a) 扭矩(M_x)



(b) 弯矩(M_y)

图 13 螺栓球节点球端内力时程曲线

Fig.13 Time history curve of internal force in bolt-ball end

3.3.4 支座反力响应

结构支座总数 51 个,皆采用成品固定铰支座,模型 3 中最大支座反力显著增长(图 14(a)),网壳模型 2 中最大反力普遍比模型 1 中的小,故而加固结构局部可一定程度减小网壳在罕遇地震作用下的支座反

力.如图 14(b),在支座反力-时间曲线中,网壳模型 1、模型 2 和模型 3 中出现拔力支座个数最多分别达到 18、19 和 20 个,出现拔力支座个数最多时刻所对应的

支座位置如图 15 所示,3 种网壳中支座拔力最大值分别为 1 122、486、2 779 kN,因而结构有因为支座破坏(抗拔能力不够)发生整体倾覆的危险.

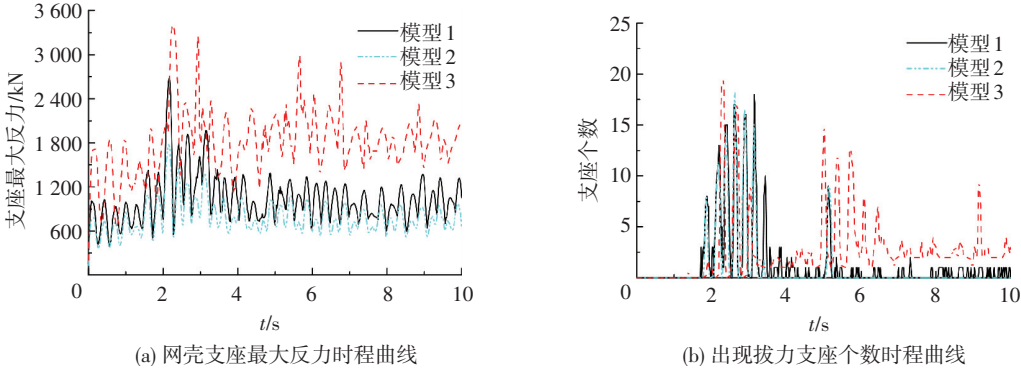


图 14 结构支座最大反力对比

Fig.14 Comparison of bearing force in different structures

表 5 列出在罕遇地震作用下不同网壳模型的响应统计,通过对比分析发现,在现有结构外表面安装围护材料将导致结构抗震能力显著降低,各项响应指标均不同程度增大,其中结构最大节点总位移增大 140.1%,应力增大 77.8%,部分杆件屈服,结构进入塑性阶段.螺栓球节点单层网壳中开洞会形成明

显的薄弱区,开洞位置局部节点加固作用显著,最大节点总位移减小 54.3%,应力水平无明显减小;竣工结构(模型 1)在罕遇地震作用下螺栓球节点球端力、杆件应力和位移等符合相关要求,但是结构有因支座破坏发生整体倾覆的危险,故而选择和设计工程成品铰支座时,要求其具有一定的抗拔能力.

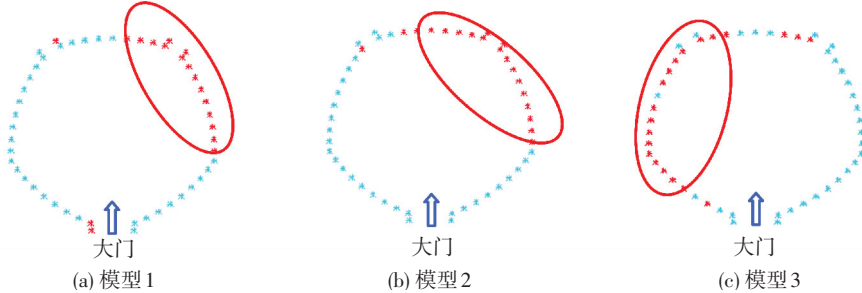


图 15 结构出现拔力支座位置

Fig.15 The position of bearings with pulling in different structures

表 5 罕遇地震作用下不同结构响应统计

Tab.5 Statistics of structural response under rare earthquakes

结构类型	最大位移/ mm	最大应力/ MPa	最大轴力/ kN	最大弯矩/ (kN · m)	节点域最大弯矩/ (kN · m)	支座最大反力/ kN
模型 1	191.5	203.8	2 764.6	76.2	34.3	2 674.5
模型 2	87.5	198.0	2 010.6	139.9	33.5	1 793.7
模型 3	459.7	362.3	3 717.4	90.9	59.1	3 404.6

4 结 论

1) 沈北新区 80 m 球径螺栓球节点单层球面网壳自振频率主要分布在两个区域(低频区和高频区),低频区为结构整体沿 3 个方向振动和大小门附近局部区域杆件壳面外振动和扭动;高频区为多个局部点和杆件的壳面内同步或者异步振动、扭动变形,同时随着振型阶数的增加,振动区域呈现扩大化和耦合化趋势.开门处为整个结构的薄弱区,结构总体水平刚度弱于竖向刚度.

2) 现有竣工结构在常遇和罕遇地震作用下,均无节点破坏、无杆件屈服.常遇地震作用时,最大应力约为屈服强度的 44.6%,结构支座未现拔力,结构最大位移为 87.2 mm,符合抗震设计第一水准要求;罕遇地震作用时,杆件最大应力约为屈服强度的 59.1%,无杆件进入塑性,但网壳中支座连片出现拔力,设计时建议采用抗拔支座.

3) 局部节点加固能有效增强螺栓球节点单层球面网壳抗震性能,罕遇地震作用时,使节点最大位移减小 54.3%,杆件最大轴力减小 27.3%,故螺栓球节

点网壳宜在开洞处增强节点刚度,采用焊接球节点.

4)在现有网壳外表面安装围护面板结构抗震性能大幅减弱,罕遇地震作用时,节点最大位移增大 140.1%,杆件最大应力增大 77.8%,结构已进入塑性,且位移-时程曲线有发散迹象,结构有整体倒塌趋势.

参考文献

[1] 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.
Technical specification for space frame structures: JGJ 7—2010 [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010.

[2] 刘才玮,张毅刚,吴金志. 考虑螺栓球节点半刚性的网格结构有限元模型修正研究[J]. 振动与冲击,2014,33(6):35-43.
LIU Caiwei, ZHANG Yigang, WU Jinzhi. Finite element model updating of single-layer latticed cylindrical shell in consideration of the semi-rigid characters of bolt-ball joint[J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(6): 35-43.

[3] 曹正罡,范峰,马会环,等. 螺栓球节点试验及在单层网壳结构中的应用性[J]. 哈尔滨工业大学学报,2010,42(4):525-530.
CAO Zhenggang, FAN Feng, MA Huihuan. Experiment of bolt-ball joint and its application in single-layer reticulated shells[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2010, 42(4): 525-530.

[4] SHIBATA R, KATO S, YAMADA S. Experimental study on the ultimate strength of single-layer reticular domes[C]//Proceeding of the Fourth International Conference of Space Structures. UK Surrey: University of Surrey, 1993: 387-395.

[5] 王星,董石麟. 考虑节点刚度的网壳杆件切线刚度矩阵[J]. 工程力学,1999,16(4):24-32.
WANG Xing, DONG Shilin. The tangent stiffness matrix of single-layer latticed bars in consideration of the joint stiffness [J]. Engineering Mechanics, 1999, 16(4): 24-32.

[6] 范峰,曹正罡,崔美艳. 半刚性节点单层球面网壳的弹塑性稳定

性分析[J]. 哈尔滨工业大学学报,2009,41(4):1-6.
FAN Feng, CAO Zhenggang, CUI Meiyuan. Elasto-plastic stability of semi-rigidity joint single-layer reticulated domes [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2009, 41(4): 1-6.

[7] 范峰. 空间网壳结构弹塑性地震响应及抗震性能分析[J]. 哈尔滨建筑大学学报,1999,32(1):32-37.
FAN Feng. The elasto-plastic seismic response and seismic performance analysis of the space frame structures [J]. Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture, 1999, 32(1): 32-37.

[8] 马会环,范峰,沈世钊,等. 半刚性螺栓球节点单层球面网壳受弯性能研究[J]. 工程力学,2009,26(11):73-79.
MA Huihuan, FAN Feng, SHEN Shizhao, et al. Mechanical performance of single-layer reticulated domes with semi-rigid bolt-ball joints[J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(11): 73-79.

[9] 马会环. 半刚性节点单层网壳稳定性能及设计方法研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2012.
MA Huihuan. Stability analysis of semi-rigidity single layer spherical reticulated shells and design method research [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.

[10] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
Code for seismic design of buildings:GB 50011—2010[S]. Beijing: Beijing China Building Industry Press, 2010.

[11] 支旭东,范峰,沈世钊. 单层球面网壳在地震下的响应特性与失效机理[J]. 世界地震工程,2008,23(4):88-94.
ZHI Xudong, FAN Feng, SHEN Shizhao. Responses and failure mechanism of the single-layer reticular domes subjected to earthquake motion [J]. World Earthquake Engineering, 2008, 23(4): 88-94.

[12] 徐龙军,谢礼立. 竖向地震动加速度反应谱特性[J]. 地震工程与工程振动,2008,27(6):17-23.
XU Longjun, XIE Lili. Characteristics of acceleration response spectra for vertical ground motions [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 27(6): 17-23.

(编辑 赵丽莹)

哈尔滨工业大学木结构研究中心简介

哈尔滨工业大学木结构研究与教学始于 20 世纪 50 年代.1955 年,原莫斯科建筑工程学院卡冈(M. E. КАГАН)教授作为苏联专家来哈尔滨工业大学工作.他开设了木结构和木材学两门课程,并指导了一批研究生和国内有关院校选派的进修教师.由此形成了哈尔滨工业大学木结构教学与研究团队.后因木材资源短缺,20 世纪 70 年代末,中国逐渐停用木结构,木结构教学与研究也基本停滞.

世纪之交,随着轻型木结构由北美引入中国,木结构在建筑工程中逐渐恢复使用,哈尔滨工业大学土木工程学院于 2002 年成立(恢复)木结构研究中心.中心现有教授/博导 2 人、副教授 1 人,讲师/硕导 2 人、顾问 1 人,在读博士、硕士研究生 10 余人.自 2002 年以来,木结构研究中心承担或已完成国家自然科学基金项目 4 项,科技部“十二五”国家支撑计划项目研究课题 1 项,国家重点研发计划项目研究课题 2 项,中、芬、德、瑞(典)、奥五国合作研究项目 1 项,以及多项省部级和横向合作科研项目.主持编制、修订国家标准 GB 50206—2012《木结构工程施工质量验收规范》和 GB/T 50772—2012《木结构工程施工规范》,并参编 GB 50005—2017《木结构设计规范》等多部木结构类技术标准,编写《木结构设计原理》、《木结构设计中的问题探讨》等教材著作多部.已培养硕士、博士研究生 37 名.