

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.01.001

球节点刚度对单层柱面网壳地震响应 影响随PGA变化的规律

薛素铎¹, 王宁², 李雄彦¹

(1. 北京工业大学 城市与工程安全减灾省部共建教育部重点实验室;
工程抗震与结构诊治北京市重点实验室, 北京 100124; 2. 河北联合大学 建筑工程学院, 河北 唐山 063009)

摘要:已有研究发现单层柱面网壳焊接空心球节点刚度对结构的地震响应有一定影响,为了解此影响随PGA(地震动峰值加速度)变化的规律,对相同尺寸的单层柱面网壳精细化模型和常用模型进行了地震响应对比分析。其中精细化模型是按照空心球节点和钢管杆件的实际尺寸建立的壳单元模型;常用模型采用梁单元建模,不考虑球节点。改变PGA后,对比2种模型相同位置节点的位移时程曲线可以看到:随着PGA的增加,精细化模型与常用模型的节点位移响应差值越来越大;PGA超过结构的失稳临界值后,随着PGA的增加,加大精细化模型节点壁厚对提高结构抗失稳能力的作用越来越小。

关键词:单层柱面网壳;精细化模型;球节点刚度;地震响应

中图分类号:TU393.3 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2014)01-0001-09

Effects of Spherical Joint Stiffness on Seismic Response of Single-Layer Cylindrical Reticulated Shell Changing with Peak Ground Acceleration

Xue Suduo¹, Wang Ning², Li Xiongyan¹

(1. Key Lab of Urban Security and Disaster Engineering, MOE; Beijing Key Lab of Earthquake Engineering and Structural Retrofit, Beijing University of Technology, Beijing 100124, P. R. China;

2. Architecture and Civil Engineering Department, Hebei United University, Tangshan 063009, Hebei, P. R. China)

Abstract: The previous studies find that the hollow spherical joint stiffness has a certain influence on seismic response of single-layer cylindrical reticulated shell. In order to analyze the rule of this influence with PGA (peak ground acceleration) changing, two types of finite element models are built. The two types of models have the same size except the spherical joint. The first type is a fine model built by shell element and its spherical joints and tubes are built by considering the real size; the other type is the common model which is built by beam element, and the spherical joints are neglected. Comparing with the seismic response of the two types of models when PGA changes, the results show the difference between the two types of model in node displacement-time curves is increased as PGA increases; when the PGA is larger than the collapse acceleration of structure, the influence of increasing joint wall thickness on improving the structural capacity of anti-stability is decreased as PGA increases.

Key words: single-layer reticulated shell; fine model; spherical joint stiffness; seismic response

空间网壳结构的节点大多采用焊接空心球或螺栓球。对于采用螺栓球节点的网壳,以前都用无摩擦的铰代替螺栓球节点,但是通过试验研究发现螺栓的弯曲刚度是不小的,把螺栓球节点假设为无摩

收稿日期:2013-06-21

基金项目:国家自然科学基金(90715034,51078010);北京市自然科学基金(8112005)

作者简介:薛素铎(1959-),男,教授,博士,主要从事大跨空间结构研究,(E-mail) sdxue@bjut.edu.cn.

擦的铰并不合理^[1],节点刚度对网壳承载力^[2]和失效荷载^[3]有明显的影响。文献[4]研究了螺栓节点的弯曲刚度对结构承载力的影响,发现其影响也很大。因此,后面的研究都应用半刚性节点来模拟螺栓球。而对于采用焊接空心球节点的单层网壳,目前的研究中绝大部分都不考虑网壳中节点刚度的影响,直接把梁单元连接到刚性节点上^[5-9](见图 1)。由抗震设计可知,在罕遇地震作用下部分构件屈服是允许的。焊接空心球节点不是绝对的刚体,它在压力或拉力下会发生较大变形^[10-11]。如果球节点在强震作用下发生屈服变形,这种屈服变形会影响结构的地震响应或整体稳定性,而常用网壳模型不能考虑节点的屈服变形,因此得出的结果可能会存在较大误差。后来虽然有些学者在分析中考虑了节点刚度的影响^[12-15],但是他们采用的是等效法,即用弹簧单元等效节点刚度,由于没有试验数据或精细化模型的分析结果作为参照,并且弹簧单元不能等效球节点轴向刚度和弯曲刚度的耦合作用,因此采用等效模型的分析结果与实际值之间可能也有较大误差。为了使数值分析结果与结构的实际受力情况更接近,有必要建立与实际模型接近的精细化模型。顾磊等^[16]和薛素铎等^[17]在这方面进行了尝试,分别建立了精细化单层球面和柱面网壳模型,模型中按照实际尺寸建立球节点和钢管杆件。顾磊等^[16]主要从静力角度研究考虑球节点刚度后结构承载力和稳定性的变化,分析结果表明精细化模型与常用模型之间的差别不大。文献[18]和[19]从动力角度出发,采用文献[17]的建模方法建立精细化模型分别进行了地震响应分析和动力稳定性分析,与常用模型的分析结果进行对比后发现,精细化建模后得出的结构地震响应明显大于常用模型的值,并且精细化模型的动力稳定性明显变差。因此建议在强震下进行单层柱面网壳结构动力分析时要采用考虑节点刚度影响的精细化模型。

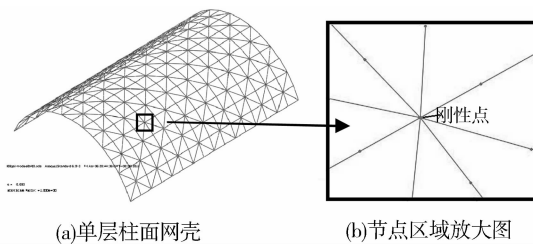


图 1 常用网壳模型(梁单元建立)

在已有研究的基础上重点研究了 2 个方面的内容:1) 当 PGA(Peak Ground Acceleration 地震动峰值加速度)小于结构失稳临界值时,采用精细化模型

(建模按实际情况考虑节点刚度)和常用模型(建模不考虑节点刚度)2 种模型进行地震响应对比研究;2) 当 PGA 超过结构失稳临界值时,采用精细化模型,通过改变节点壁厚研究节点刚度的变化对结构地震响应的影响。在分析中考虑了结构参数(矢跨比和长宽比)的变化。

1 焊接空心球节点承载力验算

参照《空间网格结构技术规程》设计了 3 组单层柱面网壳模型,图 2 所示为第 1 组模型的外形图,精细化模型中焊接空心球节点与杆件的连接如图 3 所示。表 1 详细列出了模型的尺寸,每组包括 2 种模型,即:精细化模型(壳单元)和常用模型(梁单元)。第 1 组模型为初始模型;第 2 组模型在初始模型的基础上增加了长宽比;第 3 组模型增加了矢跨比,由于加大矢跨比采用的方法是直接在初始模型 x 方向的两边添加杆件,所以模型跨度增加了一些(1.3 m),但是相对于总跨度 28.5 m 来讲,增加的量很小。

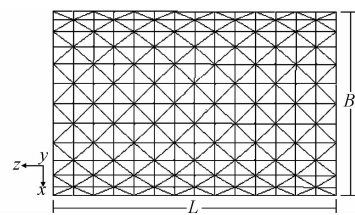


图 2 单层柱面网壳模型(第 1 组)

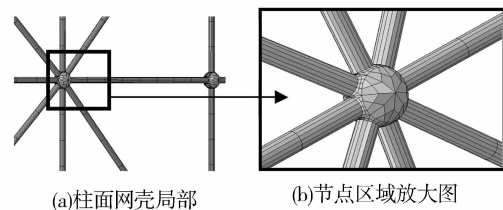


图 3 精细化模型球节点与钢管连接图

3 个组的精细化模型都采用相同的焊接空心球节点,节点的详细尺寸列入了表 1。首先对模型进行节点承载力验算,对节点进行轴向加载,加载中考虑弯矩的作用。由于杆件位置变化后与节点的夹角 θ 会发生变化(如图 4 所示),这种变化会影响到节点与杆件连接区域周围单元尺寸的变化,从而可能影响到节点的承载力,因此在加载中考虑了 θ 小于 90° 的情况。计算得出的节点弯矩与轴力无量纲关系如图 5 所示,图中的实线是根据理论公式^[20](即式(1))得出的。从图中可以看到,在弯矩与轴力共同作用下,此球节点的模拟结果接近理论结果,因此可以把它应用到整体模型中进行计算。精细化模型的

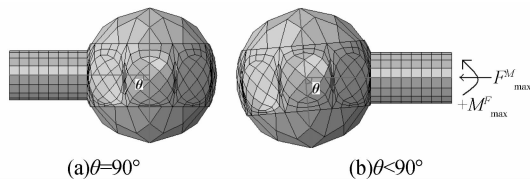
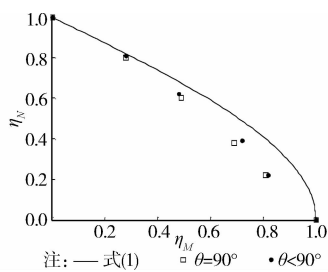
表 1 3 组单层柱面网壳模型参数表

组号	模型编号	模型尺寸 B/m×L/m	节点尺寸/mm	杆件截面/mm	矢跨比	长宽比
1	Mod-S4R-0-8d	28.5×43.9	D241×8	Φ88×4	0.36	1.54
	Mod-B31-0	28.5×43.9		Φ88×4	0.36	1.54
2	Mod-S4R-1-8d	28.5×50.2	D241×8	Φ88×4	0.36	1.76
	Mod-B31-1	28.5×50.2		Φ88×4	0.36	1.76
3	Mod-S4R-2-8d	29.8×43.9	D241×8	Φ88×4	0.45	1.47
	Mod-B31-2	29.8×43.9		Φ88×4	0.45	1.47

杆件中矩形单元边长比值按照文献[21]中给出的合理比值进行选取,取 1/32。

$$\eta_N = \frac{2}{\pi} \arccos \eta_M \quad (1)$$

式中: η_N 为球节点在弯矩与轴力共同作用下的最大轴力与纯压下极限轴力的比值; η_M 为节点在弯矩与轴力共同作用下的最大弯矩与纯弯下的极限弯矩的比值。

图 4 杆件轴线与网壳法线夹角 θ 的变化图 5 节点 $\eta_N - \eta_M$ 关系模拟值与理论曲线对比

由图 5 可以看出,模拟得出的节点 $\eta_N - \eta_M$ 关系与理论曲线接近,误差主要是由于节点单元粗糙造成的,因为此节点能模拟出实际节点的轴向刚度与弯曲刚度的耦合关系,所以认为节点满足要求,可以把它应用到整体模型中进行有限元分析。将钢管模型网格划分均匀,经偏心受压模拟计算,沿纵向分为 8 段时得出的结果满足要求,可以模拟出屈曲变形,图 2 中的杆件就是按照此结论划分的单元。

2 两种模型地震响应对比

3 组网壳模型的外形都选用米字型,网格都是等边直角三角,纵向杆与横向杆的长度相同,都是 3.1 m。材料选 Q235 钢,屈服强度 $\sigma_y = 235$ MPa,对应的应变 $\epsilon_1 = 0.114\%$,弹性模量 2.06×10^5 MPa,

失效应变 $\epsilon_2 = 25\%$,对应的极限应力 $\sigma_u = 375$ MPa (如图 6 所示),屋面总荷载取 0.9 kN/m²。在进行地震响应分析前首先对 3 组模型进行了模态分析。

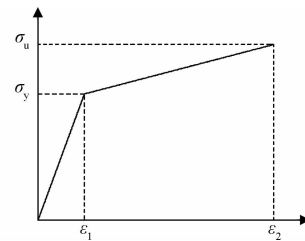


图 6 材料本构关系图

2.1 2 种模型自振频率对比

共计算了模型的前 70 阶频率,表 2 抽取了其中的 11 阶频率进行了对比,从表中可以看到 2 种模型的频率差随着阶数的增加有逐渐减小的趋势。矢跨比和长宽比等结构参数的变化,对频率差有一点影响,但是影响不大,没有影响到整体趋势。2 种模型前 2 阶频率的差值都超过了 10%,有的接近 20%,这样大的差距还是比较明显的。因此说明 2 种模型的动力特性是有较大不同的。

2.2 选取 PGA 为 400 cm/s² 时

计算中的阻尼比取 0.02,采用瑞利阻尼。网壳底部为 4 边支承,在支承节点处输入 EL-Centro 地震波,地震动持时取 8 s,地震波 3 个方向的加速度比值为 $a_x : a_z : a_y = 1.00 : 0.85 : 0.65$ (y 向为竖向,目的是对比两种模型的动力响应,因此随意选择了 3 向相同的波),峰值取 400 cm/s²。时程分析时主要关注出现较大位移的节点,这些节点就是位移时程观测点(简称测点)。为了简便每个模型只选取 2 个测点,测点在模型中的位置和编号如图 7 所示。

分别绘制 2 种网壳模型中 1 号点(顶部中间节点)和 A 点(初始竖向位移较大的点之一)的位移时程曲线进行对比,图 8 为 3 组中 2 种模型 1 点的位移-时间关系曲线对比图,由于 z 向曲线峰值相对于 x 和 y 向的值小一个数量级,所以没有绘出。从上面 3 组图中可以看到,对于初始模型所在的第 1 组,2

表 2 精细化模型与常用模型间频率的对比

组号	模型编号	频率/Hz										
		1 阶	2 阶	3 阶	5 阶	10 阶	15 阶	20 阶	25 阶	30 阶	50 阶	70 阶
1	Mod-S4R-0-8d	0.961	0.965	1.319	1.587	2.126	2.610	2.938	3.173	3.440	4.347	5.785
	Mod-B31-0	1.100	1.144	1.406	1.715	2.248	2.687	3.012	3.261	3.488	4.445	5.794
	差值	0.139	0.179	0.087	0.128	0.122	0.077	0.074	0.088	0.048	0.098	0.009
2	Mod-S4R-1-8d	0.852	0.890	1.270	1.417	1.973	2.398	2.672	2.946	3.200	3.987	5.138
	Mod-B31-1	1.001	1.003	1.332	1.553	2.070	2.498	2.835	3.040	3.227	4.056	5.090
	差值	0.149	0.113	0.062	0.136	0.097	0.100	0.163	0.094	0.027	0.069	-0.048
3	Mod-S4R-2-8d	0.898	0.942	1.201	1.557	1.874	2.396	2.774	2.927	3.161	3.935	4.963
	Mod-B31-2	1.071	1.084	1.348	1.688	2.051	2.417	2.790	3.012	3.223	4.028	4.994
	差值	0.173	0.142	0.147	0.131	0.177	0.021	0.016	0.085	0.062	0.093	0.031

种模型的位移响应曲线较接近,其它 2 组的曲线差别相对要大一些,尤其是 y 方向的位移时程曲线差别更大。表 3 中列入了 3 组模型中位移和 2 个方向 (U_x, U_y) 的最大值和两种模型之间最大位移的差值比。由于 3 组模型中 x, y 向的值比 z 向值高一个数量级,因此在计算时没有考虑 z 向的差值比。

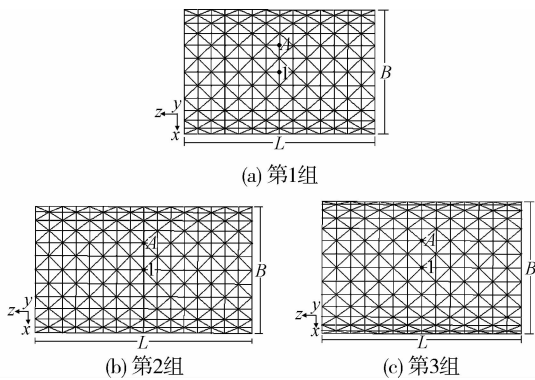


图 7 3 组模型位移时程测点的位置及平面图

由图 8 和表 3 的数据可以看出,地震动加速度峰值为 400 cm/s^2 时,第 1 组 2 种模型之间 1 号点的最大位移响应值差别不大。随着长宽比的增加,2 种模型的节点位移响应差值变得越来越大,尤其是 y 向的最大位移差值明显加大,差值比增加了 33.7%;随着矢跨比的增加,2 种模型的位移响应差值更大, y 向最大位移差值比增加了 65.4%。

图 9 对比了 2 种模型 A 点的位移时程曲线。表 4 中列入了 3 组模型 A 点 2 个方向的最大位移和 2 种模型之间最大位移的差值比。

对比图 8 和图 9 可以看到,相对于 1 号测点,2 种模型 A 点的竖向位移时程曲线的差异明显加大。由表 4 中 3 组模型 A 点最大位移的差值比可以看到,随着长宽比的增加,2 种模型的节点位移响应差

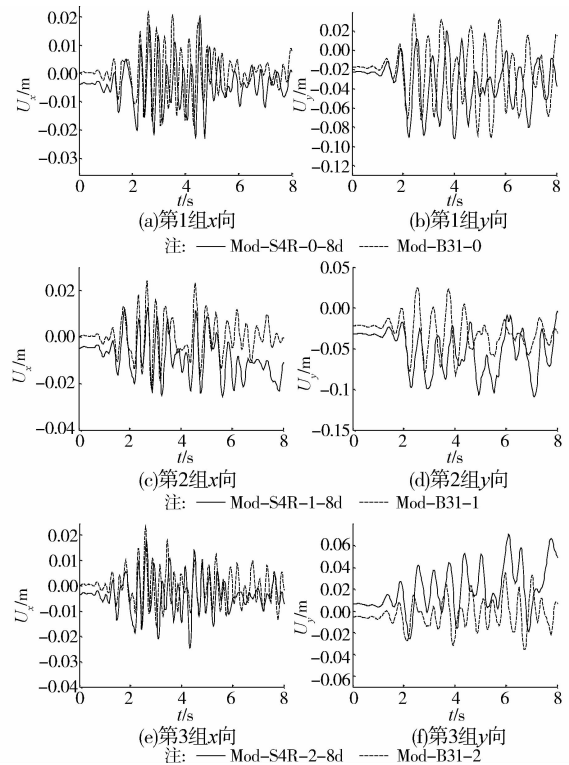


图 8 2 种模型 1 号点的位移-时间关系曲线对比

表 3 2 种模型 1 号点的最大位移差值比

组号	模型编号	$ U_x _{\max} / \text{mm}$	$ U_y _{\max} / \text{mm}$	x 向 差值比	y 向 差值比
1	Mod-S4R-0-8d	24	70	0.091	-0.054
	Mod-B31-0	22	74		
2	Mod-S4R-1-8d	21	77	-0.125	0.283
	Mod-B31-1	24	60		
3	Mod-S4R-2-8d	22	64	-0.043	0.600
	Mod-B31-2	23	40		

注:最大位移为相对初始位置的最大位移,差值比为精细化模型的数据减去常用模型数据值后除以常用模型的数据。

值也变得越来越大,尤其是 y 向最大位移的差值比增加了 79.2%;随着矢跨比的增加,2 种模型的节点位移响应差值变得更大,不但 y 向最大位移值的差值比增加了 169.6%, x 向的也增加了 67.8%。

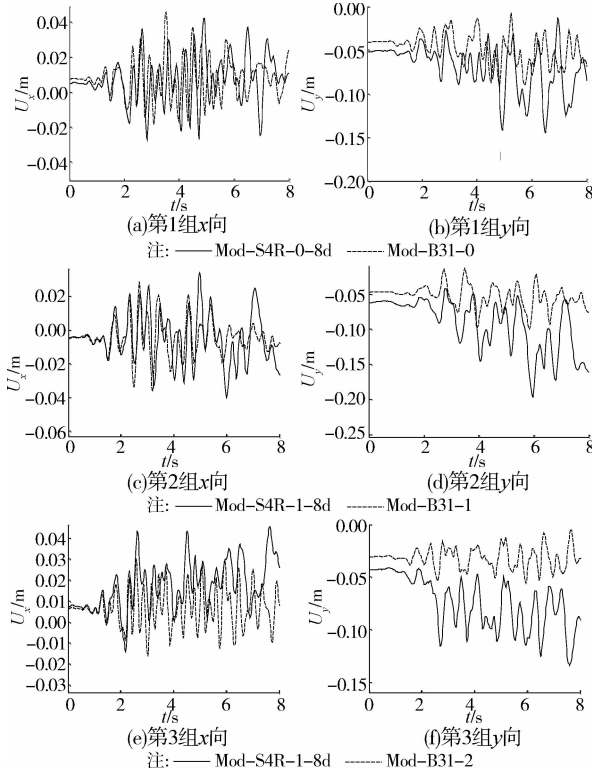


图 9 2 种模型 A 点的位移-时间关系曲线对比图

表 4 2 种模型 A 点的最大位移差值比

组号	模型编号	$ U_x _{\max} /$ mm	$ U_y _{\max} /$ mm	x 向 差值比	y 向 差值比
1	Mod-S4R-0-8d	37	92	-0.026	0.804
	Mod-B31-0	38	51		
2	Mod-S4R-1-8d	39	135	0.147	1.596
	Mod-B31-1	34	52		
3	Mod-S4R-2-8d	38	91	0.652	2.500
	Mod-B31-2	23	26		

2.3 选取 PGA 为 620 cm/s² 时

把 PGA 增加到 620 cm/s² 后对 2 种网壳模型进行时程分析,模型的其他参数都与上一节相同,研究 PGA 增加对 2 种模型地震响应差别的影响。网壳顶点 1 号点的位移-时间关系曲线如图 10 所示。

对比图 10 和图 8,可以看到 2 种模型 1 号点的位移响应曲线之间的差距随着 PGA 的增加明显加大。3 组中 y 向曲线图最能反映出 2 曲线之间差距的增加,尤其是第 2 组模型中 2 曲线的差距更大。

表 5 中列入了 3 组模型 2 个方向位移 (U_x 、 U_y)

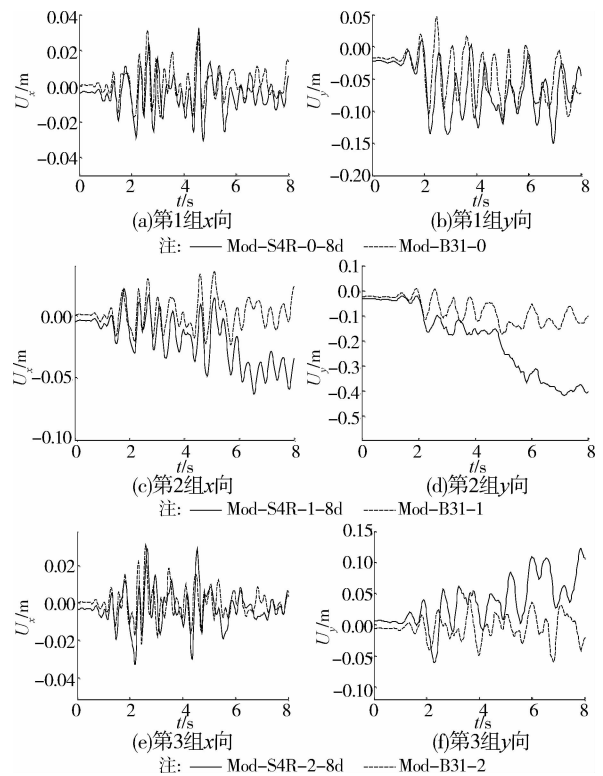


图 10 2 种模型 1 号点的位移-时间关系曲线对比图

的最大值和 2 种模型之间最大位移的差值比。620 cm/s² 时, z 向的位移也是明显小于另外 2 个方向的位移,因此也只列出了起主导作用的 x 、 y 2 个方向的差值比。

表 5 2 种模型 1 号点的最大位移差值比

组号	模型编号	$ U_x _{\max} /$ mm	$ U_y _{\max} /$ mm	x 向 差值比	y 向 差值比
1	Mod-S4R-0-8d	37	128	0.194	0.320
	Mod-B31-0	31	97		
2	Mod-S4R-1-8d	58	388	0.657	1.570
	Mod-B31-1	35	151		
3	Mod-S4R-2-8d	33	116	0.065	1.109
	Mod-B31-2	31	55		

由图 10 和表 5 的数据可以看出,随着长宽比的增加,2 种模型的响应差值明显加大,这从图 9(d)可以明显看到,即:精细化模型在 5 s 时开始出现局部失稳现象而与它对应的常用模型的响应则相对较平稳,精细化模型的 y 向最大位移值超过常用模型的值 1.6 倍,与第一组模型相比 y 向最大位移的差值比增加了 125%, x 向也增加了 46.3%;随着矢跨比的增加,对比图 10(b)和图 10(f)可以看到 2 种模型响应差的变化,在 8 s 时刻精细化模型 1 号点所在的区域开始出现失稳,而常用模型对应的区域却比较

稳定,与第 1 组模型相比 y 向最大位移值的差值比增加了 78.9%, x 向的影响可以忽略。图 11 对 2 种模型 A 点的位移时程曲线进行了对比。

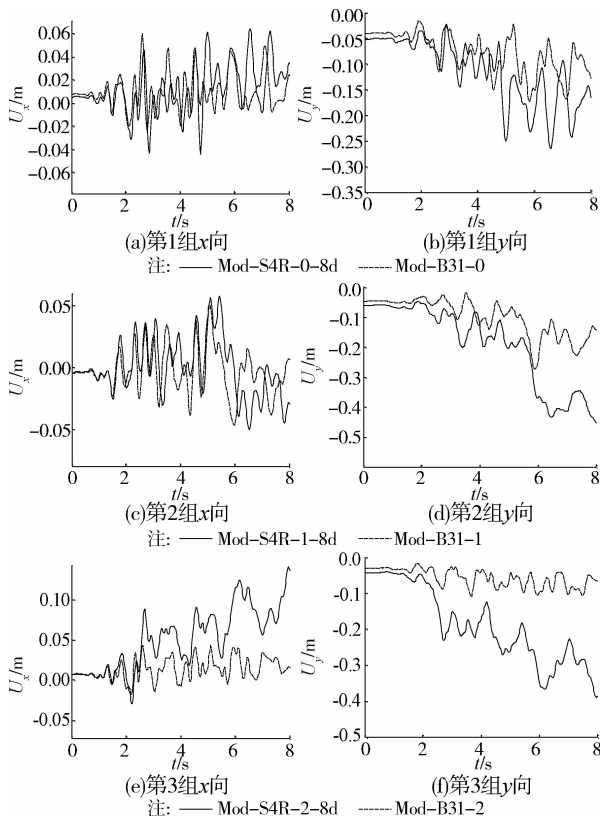


图 11 2 种模型 A 点的位移-时间关系曲线对比图

表 6 中列入了 3 组模型中 A 点的 2 个方向位移 (U_x 和 U_y) 的最大值和 2 种模型之间最大位移的差值比。由表中数据和图 11 可以得出,随着长宽比的增加,2 种模型的响应差值也随之变大,与第 1 组模型相比 y 向最大位移的差值比增加了 10.9%,虽然增加值与 1 号测点的增加值相比减小了,但是从图 11(d)中可以看到 2 条曲线的巨大差别,精细化模型 A 点所在区域出现了失稳而常用模型的相应区域没有失稳;随着矢跨比的增加, y 向位移的响应差值增加很大, x 向差值也变得更加明显,精细化模型在 2 个方向都出现了局部失稳而常用模型却没有,与第 1 组模型相比 y 向最大位移值的差值比增加了 281%, x 向的比值增加了 248.2%。

综合以上 2 节的内容进行对比,400 cm/s^2 加速度峰值时,第 1 组、第 2 组和第 3 组 2 种模型的最大差值比分别为 0.804、1.596 和 2.500,第 2 大差值比分别为 0.091、0.283 和 0.652;620 cm/s^2 时它们的最大差值比分别为:0.626、1.57 和 3.436,第 2 大差值比分别为 0.320、0.735 和 2.595。可以看出,总体上 2 种模型得出的结果差别较大。随着 PGA 的

增加,第 1 组 2 种模型间的最大差值比虽然减小了,但是第 2 大差值比却增加了很多倍;较大长宽比的 2 种模型间的最大差值比虽然减小了一点,但是第 2 大差值比却增加了一倍以上,加大峰值后精细化模型有失稳的趋势而常用模型没有这个趋势,所以如果增加分析时间,差值比会出现更大的差别。下面从应力和应变两个方向分析了一下出现此差距的原因。

表 6 两种模型 A 点的最大位移差值比

组号	模型编号	$ U_x _{\max}$ / mm	$ U_y _{\max}$ / mm	x 向差值比	y 向差值比
1	Mod-S4R-0-8d	59	213	0.113	0.626
	Mod-B31-0	53	131		
2	Mod-S4R-1-8d	62	392	0.127	0.735
	Mod-B31-1	55	226		
3	Mod-S4R-2-8d	133	346	2.595	3.436
	Mod-B31-2	37	78		

对比图 12 中精细化模型 Mod-S4R-1-8d 的 2 个节点应力(Mises)云图可以看到,随着 PGA 的增加,节点中的最大应力由 298 MPa 增加到了 354 MPa,增加很大,而模型中杆件的最大应力从 250 MPa 增加到了 255 MPa,增加量很小。相对于此模型的常用模型 Mod-B31-1 的单元最大应力由 249 MPa 增加到了 260 MPa,数值和增加的量都与精细化模型中杆件的值很接近。

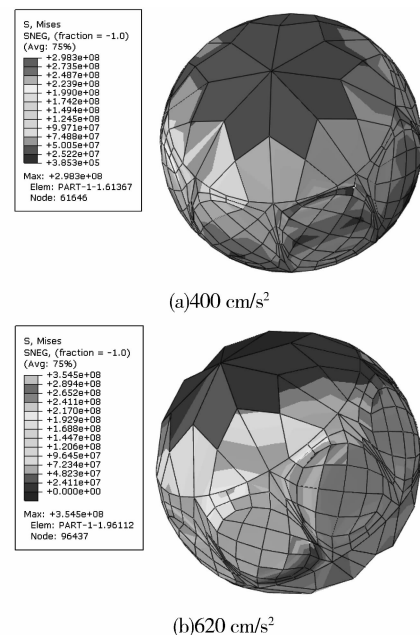


图 12 节点出现最大应力时的应力云图 (Mod-S4R-1-8d)

图 13 所示为 Mod-S4R-1-8d 模型节点和杆件在 620 cm/s^2 PGA 作用下的等效塑性应变(即 PEEQ,

下面的涉及的应变都是 PEEQ)云图,可以看到 2 种构件的最大应变差别很大(节点 0.176,杆件 0.032),与此模型对应的常用模型 Mod-B31-1 的单元最大等效塑性应变为 0.037,与图 13(b)的值 0.032 很接近。

对于其它 2 组模型,应力和应变的情况都与第 2 组接近。Mod-S4R-0-8d 模型中节点和杆件的最大应变间的差别也很大(节点 0.099,杆件 0.024),而 Mod-B31-0 模型的最大等效应变是 0.033;Mod-S4R-2-8d 模型中节点和杆件的最大应变分别是 0.097 和 0.026,常用模型的最大应变是 0.030。

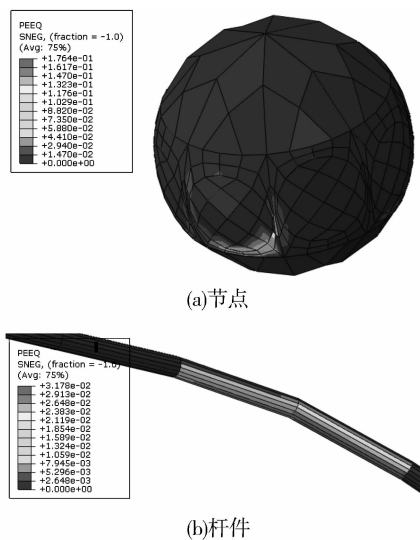


图 13 最大应变对应的等效塑性应变云图 (Mod-S4R-1-8d)

从上面的数据中可以看到,精细化模型节点的屈服程度远远超过杆件,杆件的应变又与常用模型接近,因此得出,是精细化模型球节点的局部屈服使网壳提前进入了局部失稳。因此在进行网壳地震响应分析时,如果采用的地震动加速度峰值较大超过 400 cm/s^2 时,建议在建模时不要用刚性点简化,要考虑节点的实际刚度。

3 节点刚度变化对结构动力稳定性的影响

在文献[19]的研究中发现,精细化模型与常用模型相比,前者的失稳临界加速度峰值 (640 cm/s^2) 明显小于后者的值 (820 cm/s^2),它们相差接近 200 cm/s^2 。因此模拟计算中采用的 PGA 大于精细化模型失稳临界值 200 cm/s^2 以内时,对比两种模型的最大位移值会得不出好的分析结果。因为采用的峰值不能使常用模型失稳,而精细化模型失稳后的最大位移值随峰值变化很小,峰值加大只会使结构的失稳时间提前一些,所以节点刚度的影响不易

在 2 种模型的位移时程曲线对比图中看出来。为了研究节点刚度变化对结构动力稳定性的影响,因此改用精细化一种模型通过改变节点壁厚的方法使模型的节点刚度产生差别,然后进行强震动力时程分析。

精细化模型采用文献[19]中用到的 Mod-S4R-a (7d)模型,并在它的基础上减小节点壁厚到 5.5 mm 生成另一个模型 Mod-S4R-a-5d5,2 个模型的详细参数见表 7。模型的节点在文献[19]中进行过承载力验算,满足计算精度要求。位移时程的测点根据失稳区域确定。图 14 所示为 2 个测点的位置和失稳区域图,A 点和 D 点分别在 2 个失稳区域的中心。对 2 个模型的底部输入 El-centro 波,各个方向的比值与前面各节相同,峰值从 640 cm/s^2 增加到 800 cm/s^2 (峰值的取值在 $[640, 820] \text{ cm/s}^2$ 区间中),2 个模型的屋面荷载都取 0.7 kN/m^2 ,模拟得出的位移时程曲线如图 15 和 16 所示。从 2 个图中可以看到,随着 PGA 的增加,节点刚度的影响变小。由此可知 PGA 超过结构的失稳临界加速度时,节点刚度的影响随 PGA 的增大而减小。为了验证此结论又增加了 1 组算例,模型尺寸如表 8 所列。

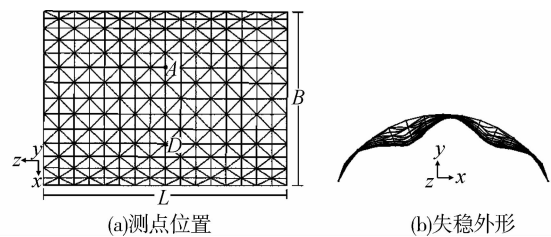


图 14 模型测点位置及失稳外形图 (1 组)

表 7 精细化网壳模型组 1 尺寸表

模型编号	模型尺寸 $B/\text{m} \times L/\text{m}$	节点尺寸/ mm	杆件尺寸/ mm
Mod-S4R-a(7d)	25.6×37.1	$D162.5 \times 7$	$\Phi 60 \times 3.5$
Mod-S4R-a-5d5	25.6×37.1	$D161 \times 5.5$	$\Phi 60 \times 3.5$

表 8 精细化网壳模型组 2 尺寸表

模型编号	模型尺寸 $B/\text{m} \times L/\text{m}$	节点尺寸/ mm	杆件尺寸/ mm
Mod-S4R-1-6d	28.5×50.2	$D239 \times 6$	$\Phi 88 \times 4$
Mod-S4R-1-8d	28.5×50.2	$D241 \times 8$	$\Phi 88 \times 4$

由图 10(d)和图 11(d)可以看出,模型 Mod-S4R-1-8d 在 620 cm/s^2 峰值时已经有失稳的趋势,减小它的节点壁厚到 6 mm 时,模型 Mod-S4R-1-6d 的失稳临界值应该小于 620 cm/s^2 ,所以 PGA 分别取 620 cm/s^2 和 1000 cm/s^2 对这 2 个精细化模型进行时程分析,分析中选取的测点位置和结构的失稳

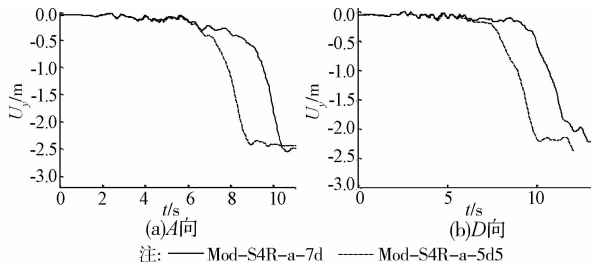


图 15 节点壁厚变化对测点竖向位移
时程曲线影响(640 cm/s²)

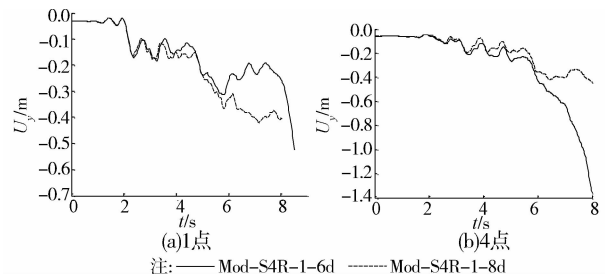


图 19 节点壁厚变化对测点竖向位移
时程曲线影响(620 cm/s²)

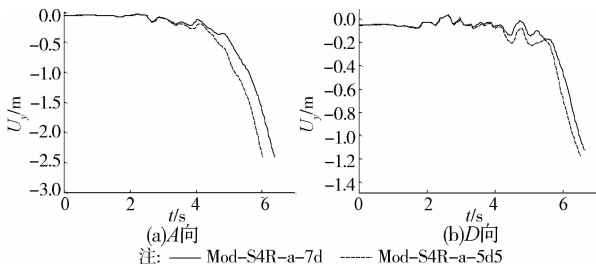


图 16 节点壁厚变化对测点竖向位移
时程曲线影响(800 cm/s²)

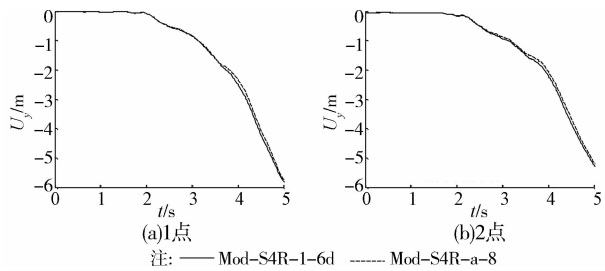


图 20 节点壁厚变化对测点竖向位移
时程曲线影响(1 000 cm/s²)

外形图如图 17 和图 18 所示。

图 19 和图 20 为 2 个模型不同 PGA 作用下的各个测点位移时程曲线对比图,从图中可以看出,2 个模型各个测点的位移时程曲线在 620 cm/s² 峰值时的差别很明显;当 PGA 增加到 1 000 cm/s² 时,2 个模型的各个测点的位移时程曲线几乎重合,由此可以得出,当 PGA 大于结构的失稳临界值时,PGA 增加后,节点壁厚加大对提高结构抗失稳能力的影响越来越小。

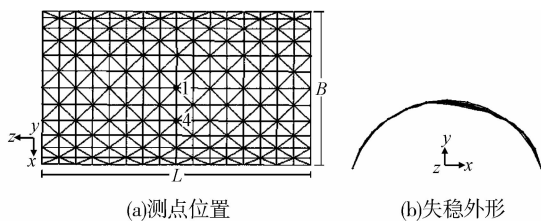


图 17 620 cm/s² 时模型测点位置及失稳外形图(2 组)

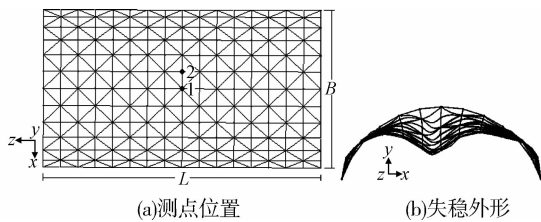


图 18 1 000 cm/s² 时模型测点位置及失稳外形图(2 组)

4 结论

对于采用焊接空心球节点的单层柱面网壳:

1)当 PGA 小于结构的失稳临界加速度峰值时,随着 PGA 增加,精细化模型与常用模型的地震响应模拟结果差别有加大的趋势;PGA 相同时,随着长宽比和矢跨比增加,2 种模型的地震响应分析结果差值也随之变大。因此,在进行强震下的动力分析时,不考虑节点刚度的常用模型的分析结果误差较大,建议采用能够考虑节点刚度的精细化模型进行分析。

2)当 PGA 大于结构的失稳临界加速度峰值时,随着 PGA 的增加,精细化模型节点壁厚加大对提高结构抗失稳能力的影响越来越小。

参考文献:

[1] 马会环,范锋,柯嘉,等.网架网壳结构半刚性节点试验研究[J].建筑结构学报,2010,31(11):65-71.
Ma H H, Fan F, Ke J, et al. Experimental research on semi-rigid joints used in grid structures and reticulated domes [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31 (11): 65-71.

[2] López A, Puente I, Serna M A. Numerical model and experimental tests on single-layer latticed domes with semi-rigid joints [J]. Computers and Structures, 2007, 85(7/8): 360-374.

[3] López A, Puente I, Aizpurua H. Experiment and analytical studies on the rotational stiffness of joints for single-layer structures [J]. Engineering Structures, 2011, 33(3): 731-737.

- [4] Kato S, Mutoh I, Shomura M. Collapse of semi-rigidly jointed reticulated domes with initial geometric imperfections [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 1998, 48: 145-168.
- [5] 曹资, 薛素铎. 空间结构抗震理论与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 1-35.
- [6] 薛素铎, 曹资, 王健宁. 单层柱面网壳弹塑性地震反应特征[J]. *地震工程与工程振动*, 2002, 22(1): 56-60.
Xue S D, Cao Z, Wang J N. Elastic-plastic seismic response of single layer cylindrical lattice shells [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2002, 22(2): 56-60.
- [7] 林智斌, 桂国庆, 钱若军. 单层球壳结构在简单荷载作用下的动力稳定分析[J]. *工程力学*, 2006, 23(6): 6-10.
Lin Z B, Gui G Q, Qian R J. Dynamic stability of single-layer reticulated shells under simple loads [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(6): 6-10.
- [8] 曹正罡, 孙瑛, 范峰, 等. 单层柱面网壳弹塑性稳定性能研究[J]. *土木工程学报*, 2009, 42(3): 55-59.
Cao Z G, Sun Y, Fan F, et al. Elasto-plastic stability of single-layer cylindrical reticulated shells [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2009, 42(3): 55-59.
- [9] 杨大彬, 张毅刚, 吴金志. 增量动力分析在单层网壳倒塌评估中的应用[J]. *空间结构*, 2010, 16(3): 91-96.
Yang D B, Zhang Y G, Wu J Z. Application of incremental dynamic analysis in the collapse evaluation of single-layer latticed dome [J]. *Spatial Structures*, 2010, 16(3): 91-96.
- [10] Han Q H, Liu X L. Ultimate bearing capacity of the welded hollow spherical joints in spatial reticulated structures [J]. *Engineering Structures*, 2004, 26: 73-82.
- [11] 薛万里, 张其林. 圆钢管焊接空心球节点受压破坏机理与试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2009, 30(5): 155-161.
Xue W L, Zhang Q L. Destructive mechanism and experimental study of welded hollow spherical joints connected with circular steel tubes [J]. *Journal of Building Structure*, 2009, 30(5): 155-161.
- [12] 王星, 董石麟, 完海鹰. 焊接球节点刚度对网架内力和挠度的影响分析[J]. *空间结构*, 1996, 2(4): 34-40.
Wang X, Dong S L, Wan H Y. The influence of stiffness of welded spherical joints on internal force and displacement of space trusses [J]. *Spatial Structures*, 1996, 2(4): 34-40.
- [13] 罗永峰, 胡素娟, 沈祖炎, 等. 节点刚性对带拱肋单层柱面网壳的稳定性影响研究[J]. *空间结构*, 1995, 1(2): 18-22.
Luo Y F, Hu S J, Shen Z Y, et al. The effect of the joint stiffness on stability of the single layer cylindrical reticulated shells reinforced with bar-arch [J]. *Spatial Structures*, 1995, 1(2): 18-22.
- [14] 张竟乐, 赵金城. 节点刚度对凯威特型单层球面网壳稳定性的影响[J]. *空间结构*, 2004, 10(2): 43-45.
Zhang J L, Zhao J C. The influence of joint stiffness exerted on the stability of Kiewitte-type single-layer reticulated shells [J]. *Spatial Structures*, 2004, 10(2): 43-45.
- [15] 廖俊, 张毅刚, 吴金志. 半刚性连接焊接空心球网壳弹塑性分析的短杆模型[J]. *世界地震工程*, 2010, 26(3): 37-42.
Liao J, Zhang Y G, Wu J Z. Short-member model of reticulated shell with semi-rigid welded hollow spherical joints for elastic-plastic analysis [J]. *World Earthquake Engineering*, 2010, 26(3): 37-42.
- [16] 顾磊, 丁茂强, 傅学怡, 等. 焊接球单层球面网壳精细化有限元分析[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(8): 42-50.
Gu L, Ding M Q, Fu X Y, et al. A refined finite element analysis on single layer latticed domes with welded hollow spherical joints [J]. *Journal of Building Structure*, 2011, 32(8): 42-50.
- [17] Xue S D, Wang N, Li X Y. Study on shell element modeling of single-layer cylindrical reticulated shell [J]. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures*, 2013, 54(1): 57-66.
- [18] 薛素铎, 王宁, 李雄彦, 等. 节点刚度对单层柱面网壳地震响应及内力的影响分析[J]. *世界地震工程*, 2011, 27(3): 47-52.
Xue S D, Wang N, Li X Y, et al. Influence of joint stiffness on seismic response and internal force of the single-layer cylindrical reticulated shell [J]. *World Earthquake Engineering*, 2011, 27(3): 47-52.
- [19] Xue S D, Wang N, Li X Y. Joint stiffness effect on dynamic stability of single-layer cylindrical reticulated shell under earthquake [C]//IASS-APCS Symposium 2012, Seoul, 2012: FF-009.
- [20] 董石麟, 唐海军, 赵阳, 等. 轴力和弯矩共同作用下焊接空心球节点承载力研究与实用计算方法[J]. *土木工程学报*, 2005, 38(1): 21-30.
Dong S L, Tang H J, Zhao Y, et al. Load-carrying capacity and practical calculation method for welded hollow spherical joints subject to combined axial force and bending moment [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2005, 38(1): 21-30.
- [21] Xue S D, Wang N, Li X Y. Study on shell element modeling of single-layer cylindrical reticulated shell [J]. *Journal of the International Association for Shell and Spatial Structures*, 2013, 54(1): 57-66.