



# 深圳大运中心体育场钢屋盖整体稳定性能研究

张建军, 刘琼祥, 刘 臣, 郭满良, 杨德喜, 彭省华, 周 斌

(深圳市建筑设计研究总院有限公司, 广东深圳 518031)

**摘要:**深圳大运中心体育场钢屋盖采用单层折面空间网格结构,悬挑跨度 51.9m 到 68.4m,与混凝土看台完全脱开,依靠 20 个球铰支座,支承在标高 6m 的混凝土平台处,边界约束少、传力路径复杂、整体稳定问题突出。依据特征值屈曲分析确立了初始几何缺陷的不利分布,利用非线性有限元系统分析了结构整体稳定性能,并研究了关键部位、重要杆件对整体稳定性能的影响。分析结果表明:体育场钢结构属于缺陷不敏感结构;在最不利竖向与水平风荷载组合工况下,考虑几何非线性、材料非线性双重非线性效应,结构整体稳定系数接近 3,结构具有较好的整体稳定性能,即使缺失关键部位和重要杆件,也不会发生连续倒塌,证实了该结构体系可行、安全可靠。

**关键词:**单层折面空间网格结构;有限元分析;整体稳定;连续倒塌

中图分类号:TU393.3 文献标志码:A

## Research on overall stability of the Shenzhen Universiade Sports Centre

ZHANG Jianjun, LIU Qiongxiang, LIU Chen, GUO Manliang, YANG Dexi, PENG Shenghua, ZHOU Bin

(Shenzhen General Institute of Architectural Design and Research Co., Ltd, Shenzhen 518031, China)

**Abstract:** A type of structural system named as single-layer folded-plane latticed shell structure was adopted in the steel roof of main stadium of the Shenzhen Universiade Sports Center. The cantilevered span of the steel roof ranges between 51.9m and 68.4m. The steel roof was separated from the concrete grandstand completely and supported in a concrete platform by 20 ball joints. Characteristics of this structure were few border constraints, complicated load path and uncertainty of overall stability. The deformation shape due to initial geometric defect was found by characteristic buckling analysis. Then the overall stability was analyzed by nonlinear method. The influence of key positions and important bars to the overall stability was also studied. The results show that the steel roof is insensitive to initial geometric defect. The overall stability coefficient is close to 3, under the most unfavorable load combination of wind loads in both vertical and horizontal directions and considering both geometric nonlinearity and material nonlinearity. The structure has good overall stability. The progressive collapse will not occur even if the critical and important bars were lost. This structural system is feasible, safe and reliable.

**Keywords:** single-layer folded-plane latticed shell structure; FEA; overall stability; progressive collapse

# 1 工程概况

深圳大运中心体育场位于深圳市龙岗区,是2011年世界大学生运动会主要比赛场馆。其钢屋盖采用单层折面空间网格结构。该结构具有以下特点:①悬挑跨度大;②单层折面结构;③与混凝土看台完全脱开,由20个铸钢球铰支座支承,球铰支座支承于标高6m钢筋混凝土平台。因此,钢屋盖整体稳定问题突出。为了结构的安全,有必要研究该结构的整体稳定性能。

文献[1]对单层圆柱面网壳、单层球面网壳、单层双曲抛物面网壳等进行了初始缺陷及考虑几何非线性的分析研究。常规网壳特点是以薄膜内力为主要受力特征,其杆件基本以轴向受力为主,曲面圆顺,传力流畅<sup>[2]</sup>。目前,国内的大型体育场馆多采用稳定性能好的双层结构或具有双层结构特性的型式。国家体育场、国家游泳馆、哈尔滨速滑馆等均为双层网壳结构,奥运会羽毛球馆等采用单层网壳和柔性索杆体系组合在一起具有双层网壳特性的空间结构体系<sup>[3]</sup>。

深圳大运中心体育场与其他体育场存在显著不同,由形状各异的三角形平面以多种倾斜姿态交替弯折,形成棱角分明的水晶石造型,如图1所示。依靠表面不光滑的折面提高面外刚度,抵抗整体倾覆。大跨度悬挑结构,取消与场内看台相连的支撑杆件,增加了结构整体稳定设计难度。

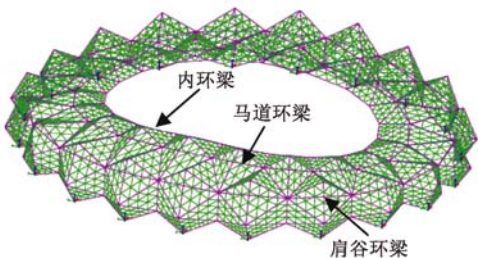


图1 体育场主结构图  
Fig.1 Main structure

钢屋盖由20个形状相似的结构单元通过空间相互作用联系在一起,整个结构呈双轴对称,如图1、2所示。平面尺寸为285m×270m,屋盖中间开洞尺寸180m×130m,最大悬挑长度68.4m;屋盖形状为马鞍形,前端最高点34.89m,后端最高点45.90m,内环梁高差8.57m,外环梁高差12.00m。

三角形面面交线是结构主杆件,断面形式为圆管,直径由700~1200mm不等,局部1400mm,材质Q345GJ、Q390。次杆件位于主杆件四分点的连线处,断面形式为焊接组合箱形断面,截面高度450~600mm,材质Q345。次杆件与主杆件、次杆件与次

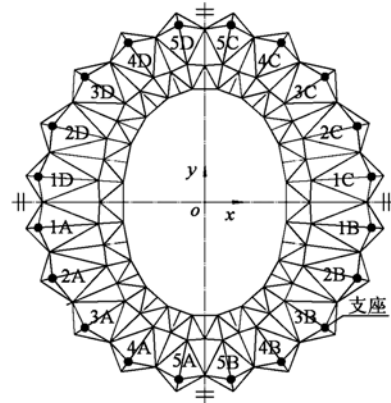


图2 钢屋盖单元编号示意图  
Fig.2 Diagram of numbering for steel roof units

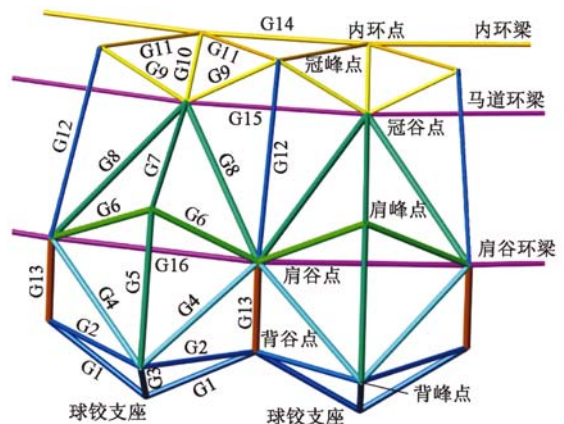


图3 单元主杆件分组编号及节点命名示意  
Fig.3 Grouping and node naming of main bars

杆件之间的连接均采用刚性连接。结构的凸点、凹点等构成整个结构形状的控制点,内环点、冠峰点为焊接节点,其余节点均为铸钢节点,具体位置如图3所示。根据几何位置和受力特点的相似性,将20个单元主杆件计算分为16组,如图3所示的G1~G16。

本文依据特征值屈曲分析确立了初始几何缺陷的不利分布,通过几何非线性及几何、材料双重非线性研究,分析了钢屋盖的整体稳定性能及对初始缺陷的敏感性,并且分析了关键部位失稳、单根杆件失稳对整体稳定性的影响。

## 2 分析模型及荷载工况

分析模型将下部混凝土看台作为钢屋盖的嵌固端,将钢屋盖单独取出,包括主杆件和次杆件,杆件之间的连接节点在整体分析时简化为刚性节点。将20个支座 $x$ 、 $y$ 、 $z$ 三个方向平动自由度约束,释放绕三个坐标轴转动自由度。采用ANSYS通用有限元程序,BEAM188梁单元模拟结构杆件。钢结构自重由程序自动计算,其他恒荷载、活荷载、风荷载取值见文献[4]。

屋面的下压风方向基本与重力荷载同向,90°风向角时,风荷载正面作用于悬挑最大、立面最高的1C、1B单元(图2),产生二阶效应最大,对整体稳定最不利,因此选择90°风向角下压风工况进行整体稳定分析。根据风洞试验报告,75°风向角为最不利风向<sup>[4]</sup>,因此,增加了75°风向角的组合工况。

分析取以下3组荷载组合工况:①恒荷载+活荷载,(以下简称“ $D+L$ ”);②恒荷载+活荷载+风荷载(75°风向角)(以下简称“ $D+L+W$ (75°风向角)”);③恒荷载+活荷载+风荷载(90°风向角)(以下简称“ $D+L+W$ (90°风向角)”。

### 3 特征值屈曲分析

在 $D+L$ 组合工况下,计算了800阶屈曲模态,表1给出了前9阶特征值屈曲临界荷载系数 $\lambda$ (屈曲临界荷载系数指屈曲临界荷载与荷载标准值的比值),屈曲模态如图4所示。从表1和图4可知:

(1)屈曲临界荷载系数随着失稳模态阶数的增加而增加。前8阶表现为靠近支座区域的失稳,第9阶表现为屋盖前端的失稳。说明体育场网屋盖靠近支座区域稳定性相对较弱,其次为屋盖前端。这是由于屋盖下部建筑通道的要求,靠近支座的受压主

杆件仅单方向与次杆件连接,另一方向无次杆件侧向约束;屋盖前端由于开洞的影响,表现为平面外稳定性相对较弱。

(2)稳定性能最薄弱区域为1阶~4阶失稳模态显示的3A单元靠近支座区域。

(3)1阶屈曲临界荷载系数14.91大于10,初步判定结构具有较好稳定性能。

表1 特征值屈曲临界荷载系数

Table 1 Critical load coefficient of characteristic buckling analysis

阶数	1阶	2阶	3阶	4阶	5阶	6阶	7阶	8阶	9阶
$\lambda$	14.91	14.93	14.95	14.96	16.53	16.60	16.69	16.74	16.99

### 4 初始几何缺陷的确定

结构的初始几何缺陷受诸多因素影响,如施工顺序、安装方法、设备、测量等,因此结构的误差是随机的,其大小和分布无法事先预测。文献[1]研究表明,当初始几何缺陷为结构的最低阶屈曲模态分布时,对应的结构稳定承载力是最低的,因此,JGJ 61—2003《网壳结构技术规程》(以下简称《网壳规程》)中建议以第1阶屈曲模态作为初始缺陷的分布形式,即通过一次计算求出稳定承载力的最小值。

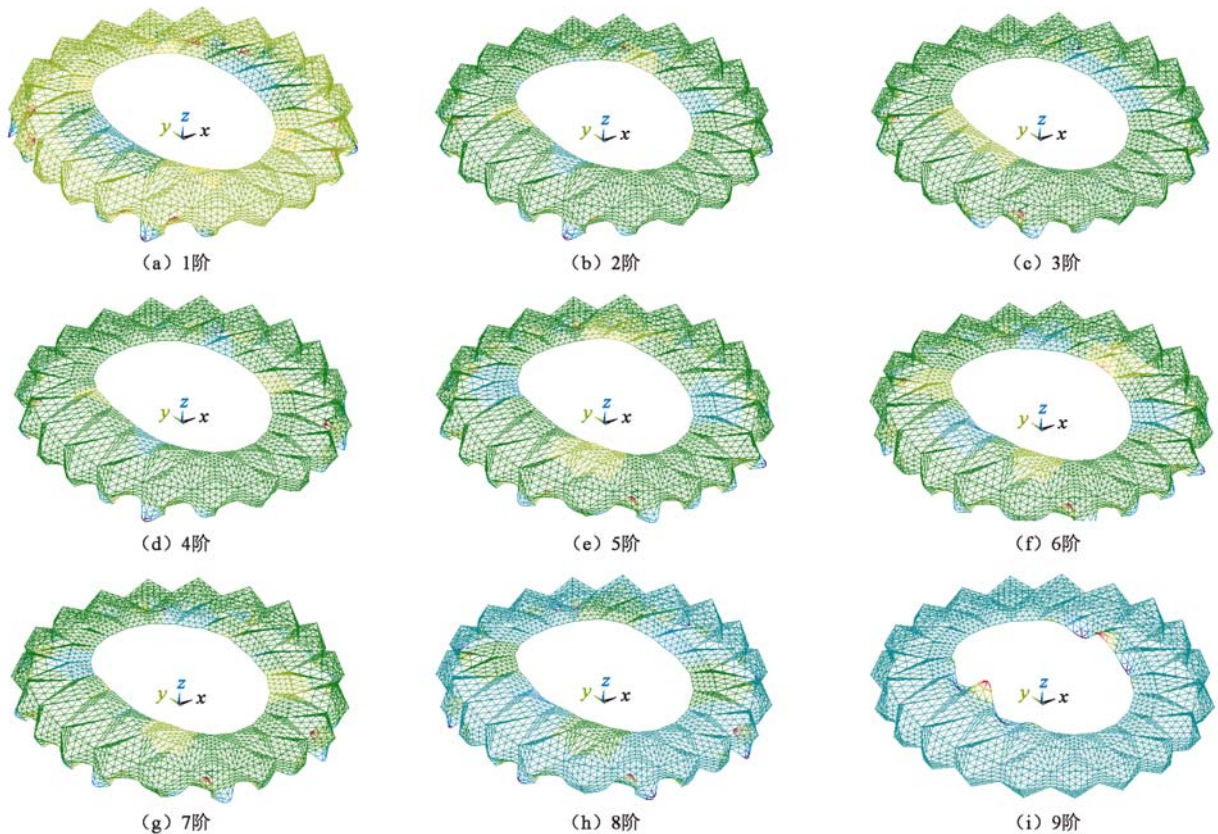


图4 前9阶特征值屈曲模态

Fig. 4 First 9 characteristic buckling models

在特征值密集情况下,初始缺陷选择表现为支座斜杆区域屈曲和屋盖前端屈曲典型失稳模态,初始几何缺陷取值参考《网壳规程》通常取  $l/150$ , 即 456mm ( $l$  是最大悬挑长度 68.4m), 考虑本工程的复杂性, 缺陷值大小取  $l/120$ , 即 570mm。在  $D+L$  组合工况下, 仅考虑几何非线性, 表 2 和表 3 给出了支座斜杆屈曲模态和屋盖整体失稳模态下的临界荷载系数。从表 2、3 可知: 并非最低阶缺陷模态对应的临界荷载最低, 这一点与普通的单层网壳结构不同, 11 阶、12 阶、13 阶模态对应的临界荷载较低, 与 1 阶模态相比降低 14.6%; 与屋盖前端屈曲相比, 支座斜杆屈曲对整体稳定影响较大, 承载力下降 17%; 屋盖前端各阶屈曲模态, 对整体稳定的影响相差较小; 因此, 初始缺陷对该结构稳定承载力影响较小。

表 2 支座斜杆屈曲模态下临界荷载系数  
Table 2 Critical load coefficient of bearing diagonal bars in buckling model

分析方法	临界荷载系数						
	1 阶	4 阶	5 阶	11 阶	12 阶	13 阶	15 阶
特征值分析	14.91	14.96	16.53	17.46	17.57	17.60	18.66
几何非线性	12.30	12.15	12.10	10.61	10.50	10.80	13.50

表 3 屋盖整体失稳模态下临界荷载系数  
Table 3 Critical load coefficient of overall roof in buckling model

分析方法	临界荷载系数						
	9 阶	10 阶	17 阶	18 阶	20 阶	23 阶	24 阶
特征值分析	16.99	17.01	19.31	19.32	19.76	21.50	21.56
几何非线性	13.70	13.72	13.69	13.60	12.78	13.77	13.50

该结构体系并不是最低阶缺陷模态对应的临界荷载最低, 这是由于最低阶缺陷模态建立在  $t=0$  时刻初始构形, 在几何非线性分析过程中, 在不同时刻对应不同的位移场形成新的构形。按屈曲分析可获得与此构形相对应的最低阶屈曲模态。该模态并非与最初缺陷模态相一致, 每个新的时刻对应新的构形, 最低阶缺陷模态影响累积表现为临界承载力并不是最低。

为简化分析, 后续计算统一采用具有支座斜杆区域和屋面前端同时屈曲的 19 阶弹性屈曲模态作为初始几何缺陷的分布模式, 如图 5 所示。

## 5 结构整体稳定性分析

### 5.1 几何非线性分析

在各种典型组合工况下, 仅考虑几何非线性, 缺陷值分别取 0、 $l/150$ 、 $l/120$ 。图 6a 给出了初始缺陷为  $l/120$  时, 不同荷载组合工况下的荷载 (荷载系数, 即所加荷载与荷载标准值之比) - 竖向最大位移曲线。

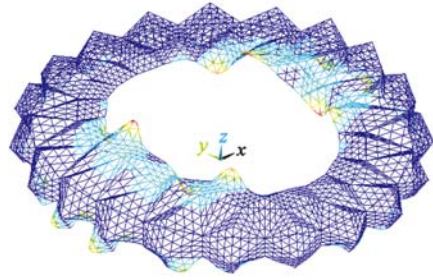


图 5 19 阶屈曲模态

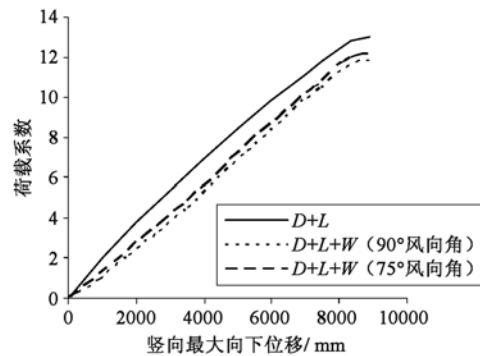
Fig. 5 The 19th characteristic buckling model

图 6b 给出了不同荷载组合工况下初始缺陷对临界荷载系数的影响。表 4 给出了在各种荷载组合工况及不同缺陷幅值下的几何非线性屈曲临界荷载系数。根据计算结果可对该结构的几何非线性稳定性能做如下分析:

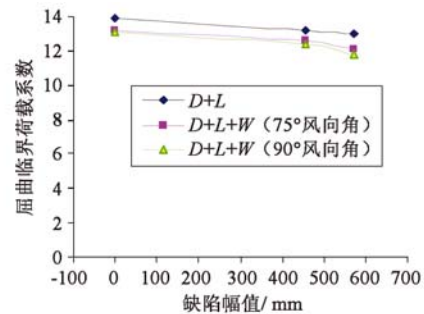
(1) 在最不利组合工况下, 几何非线性分析结果表明, 屈曲临界荷载系数均大于《网壳规程》中规定的 5.0。因此, 体育场钢屋盖结构满足非线性稳定性要求。

(2) 初始缺陷导致结构的非线性稳定承载力下降, 随着缺陷值的增大而降低。与无缺陷相比, 初始缺陷使非线性稳定承载力降低 6.6% ~ 9.9%, 说明缺陷对几何非线性稳定承载力影响较小。

(3) 与  $D+L$  工况相比, 风荷载参与组合的结构几何非线性稳定承载力下降, 降低幅度 6.8% ~ 9.1%,



(a) 初始缺陷  $l/120$  的荷载-竖向最大位移曲线



(b) 初始缺陷对屈曲临界荷载系数的影响

图 6 几何非线性分析结果

Fig. 6 Results of geometric nonlinear analysis

说明风荷载对几何非线性稳定承载力影响较小。

### 5.2 几何、材料双重非线性分析

考虑几何、材料双重非线性效应对结构进行整体稳定性分析。钢材的本构关系为理想弹塑性二折线模型,屈服强度 325MPa,弹性模量  $2.06 \times 10^5$  MPa。

图 7 为在  $D + L + W$  ( $90^\circ$ 风向角)工况下结构变形云图,整个屋盖前端变形远大于立面,其立面变形很小,刚度较好,对屋盖悬挑起到很好的嵌固作用,而且屋面后端的变形小于前端。在立面与屋面交汇处风湍流度高,气流分离强烈,风荷载较大,由于该区域刚度大,减小风振效应,对抗风较为有利。

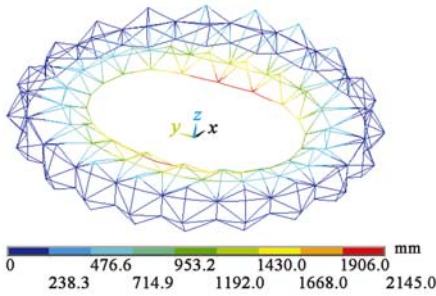


图 7  $D + L + W$  ( $90^\circ$ 风向角)工况下结构位移云图  
Fig. 7 Displacement contour under condition of  $D + L + W$  ( $90^\circ$  wind direction angle)

图 8a 给出了初始缺陷  $l/120$  及不同荷载组合工况下的双重非线性荷载-竖向最大位移曲线。图 8b 给出了各组荷载工况下初始缺陷对临界荷载系数的影响。表 4 给出了在各种荷载组合工况及不同缺陷幅值下的双重非线性屈曲临界荷载系数,并给出了双重非线性与仅考虑几何非线性的临界荷载系数比值。从图 8 和表 4 中可以看出:

(1)在最不利组合工况下,双重非线性稳定分析屈曲临界荷载系数接近 3.0 均大于 2.0,说明该结构具有较好的稳定性能。

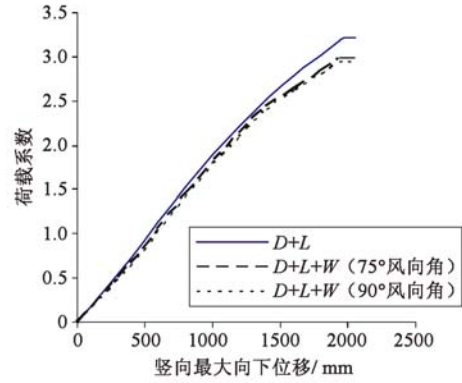
(2)初始缺陷导致结构的非线性稳定承载力下降,随着缺陷值的增大而降低。与无缺陷相比,初始缺陷使双重非线性稳定承载力降低幅度 5.5% ~ 14.0%,再次说明该结构对缺陷不敏感。

(3)与  $D + L$  工况相比,风荷载参与组合的双重非线性稳定承载力下降,降低幅度 7.2% ~ 8.4%,说明风荷载对双重非线性稳定承载力影响较小。

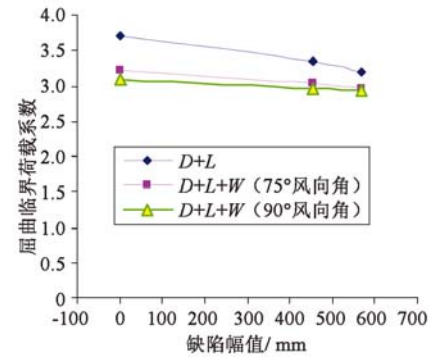
(4)与仅考虑几何非线性稳定承载力相比,由于材料非线性影响,稳定承载力降幅 75% 左右,说明材料非线性对稳定承载力影响较大。

### 5.3 关键部位失稳对整体稳定性影响

体育场结构传力复杂,需要以多角度、空间作用、纵向联系为出发点判定结构的整体稳定性。加强单元之间的联系,提高结构整体稳定性是该结构设计重点。肩谷环梁、马道环梁、内环梁(图1)起到



(a) 初始缺陷  $l/120$  的荷载-竖向最大位移曲线



(b) 初始缺陷对屈曲临界荷载系数的影响

图 8 几何、材料双重非线性分析结果

Fig. 8 Results of both geometric and material nonlinear analysis

表 4 非线性临界荷载系数

Table 4 Critical load coefficient of nonlinearity

荷载工况	项次	初始缺陷值	几何非线性	双重非线性	双重/几何
$D + L$	(1)	0	13.90	3.72	0.27
	(2)	$l/150$	13.20	3.35	0.25
	(3)	$l/120$	12.98	3.20	0.25
	(3) - (1)	—	-6.6%	-14.0%	—
$D + L + W$ ( $75^\circ$ 风向角)	(4)	0	13.20	3.23	0.24
	(5)	$l/150$	12.60	3.05	0.24
	(6)	$l/120$	12.10	2.97	0.25
	(6) - (4)	—	-8.3%	-8.0%	—
$D + L + W$ ( $90^\circ$ 风向角)	(7)	0	13.10	3.10	0.24
	(8)	$l/150$	12.40	2.96	0.24
	(9)	$l/120$	11.80	2.93	0.25
	(9) - (7)	—	-9.9%	-5.5%	—
	(9) - (3)	—	-9.1%	-8.4%	—

增强单元联系的作用,因此有必要分析关键部位失稳对整体稳定的影响。

模型计算时,分别去除肩谷环梁、马道环梁、内环梁、释放3A单元支座三个线位移。表5给出了肩谷环梁、马道环梁、内环梁,3A单元支座失稳后,在各种组合工况下,考虑双重非线性效应的屈曲临界荷载系数(初始缺陷值取 $l/120$ )。由表5可知:肩谷环梁失稳导致屈曲临界荷载降低约20%,马道环梁、内环梁失稳导致屈曲临界荷载降低约5%,说明肩谷环梁的作用大于马道环梁、内环梁作用,这是因为肩谷环梁位于屋面与立面的交界处,加强立面杆件约束,延缓立面杆件的失稳,从而提高结构承载能力。当某一支座失稳后,结构的承载能力下降约40%,临界状态的变形图如图9所示。此时,该支座对应的屋盖前端发生大幅度下陷。与该支座相连的立面区域传力路径发生改变,拉杆变压杆首先失稳,并引发连锁反应,引起背部的塌陷。但该结构仍具有一定的承载能力,说明该结构冗余度较高。

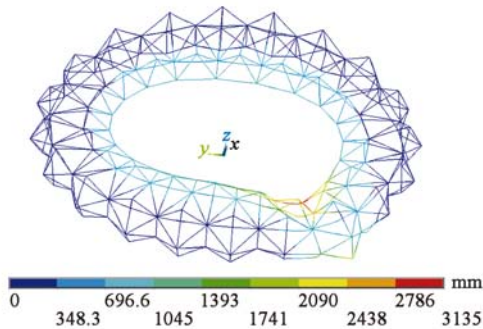


图9 拆除3A单元支座极限状态变形云图

Fig. 9 Displacement contour of limit state without support 3A

表5 关键部位失稳屈曲临界荷载系数

Table 5 Critical load coefficient of local instability

局部失稳	临界荷载系数		
	$D + L$	$D + L + W$ (75°风向角)	$D + L + W$ (90°风向角)
完整结构	3.20	2.97	2.93
肩谷环梁失稳	2.61	2.36	2.26
肩谷梁失稳/完整结构	0.82	0.79	0.77
马道环梁失稳	3.05	2.92	2.85
马道梁失稳/完整结构	0.95	0.98	0.97
内环梁失稳	3.05	2.85	2.76
内环梁失稳/完整结构	0.95	0.96	0.94
3A单元支座失稳	1.85	1.77	1.68
支座失稳/完整结构	0.58	0.60	0.57

#### 5.4 单根杆件失稳对整体稳定性影响

目前规范<sup>[5]</sup>中规定,构件承载力和结构整体稳定性应分别进行校核,并未考虑构件和结构之间的耦合关系。结构设计中,用线性方法分析结构内力,并进行构件的截面承载力设计。同时,通过非线性分析验算结构的整体稳定性,其中并未考虑构件的

失稳问题,即结构整体稳定性分析时没有考虑单根杆件失稳的影响。在荷载逐渐增加到设计值之前,杆件不会失稳,而结构的整体稳定承载力应大于设计荷载,因此在结构达到稳定承载力之前,存在杆件失稳的可能。所以,若将不考虑杆件失稳的整体稳定对应的荷载作为结构的承载力,实际上偏于不安全,因此有必要考察重要杆件对整体稳定的影响<sup>[6-8]</sup>。

表6给出了结构重要杆件在各个荷载工况下(初始缺陷值取 $l/120$ ),考虑双重非线性效应的屈曲临界荷载系数。计算时改变该杆件刚度到很小,可不考虑其刚度贡献。从表6可知:

(1)处于屋面和立面相交区域的G6杆(图3)失稳导致屈曲临界荷载下降约42%,对结构影响显著,表明G6杆在结构中的重要性。

(2)靠近屋面G4杆(图3)、G6杆、屋面区域G8杆(图3)的失稳影响大于立面杆件G1杆(图3)。这是由于立面杆件数量多,某个杆件的失效,影响范围有限,改变传力路径,继续发挥承载能力。

(3)单根重要杆件的失稳,结构仍具有较强的承载能力,不会发生连续倒塌。

表6 1A单元单根杆件失稳的屈曲临界荷载系数

Table 6 Critical load coefficient of single bar (unit 1A)

单根杆件失稳	临界荷载系数		
	$D + L$	$D + L + W$ (75°风向角)	$D + L + W$ (90°风向角)
完整结构	3.20	2.97	2.93
G1杆失稳	2.60	2.57	2.48
G1杆失稳/完整结构	0.81	0.87	0.85
G4杆失稳	2.16	2.05	2.00
G4杆失稳/完整结构	0.68	0.69	0.68
G6杆失稳	1.92	1.77	1.70
G6杆失稳/完整结构	0.60	0.60	0.58
G8杆失稳	2.36	2.21	2.15
G8杆失稳/完整结构	0.74	0.74	0.73

## 6 结论

通过对单层折面空间网格体系的大悬挑结构整体稳定分析表明:

(1)由于结构的复杂性,并不是最低阶缺陷模态对应的临界荷载最低。

(2)初始缺陷对整体稳定承载力影响较小,对缺陷不敏感。

(3)在最不利荷载工况下,临界荷载系数接近3.0,表明结构具有较好稳定承载力。

(4)即使结构关键部位失稳、单根杆件失稳,结

构仍具有较好整体稳定承载力,不会出现连续倒塌现象。

(5) 体育场钢屋盖结构体系稳定,安全可靠。

#### 参 考 文 献

- [1] 沈世钊,陈昕. 网壳结构稳定性[M]. 北京:科学出版社, 1999. (Shen Shizhao, Chen Xin. Stability of reticulated shells[M]. Beijing: Science Press, 1999. (in Chinese))
- [2] JGJ 61—2003 网壳结构技术规程[S]. (JGJ 61—2003 Technical specification for latticed shells[S]. (in Chinese))
- [3] 葛家琪,张国军,王树,等. 2008 奥运会羽毛球馆弦支穹顶结构整体稳定性能分析研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(6): 22-30. (GE Jiaqi, ZHANG Guojun, WANG Shu, et al. The overall stability analysis of the suspend-dome structure system of the badminton gymnasium for 2008 Olympic Games[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(6): 22-30. (in Chinese))
- [4] 刘琼祥,张建军,郭满良,等. 深圳大运中心体育场钢屋盖设计难点与分析[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(5): 39-47. (LIU Qiongxiang, ZHANG Jianjun, GUO Manliang, et al. Analysis and design challenge steel roof of the Shenzhen Universiade Sports Centre [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(5): 39-47. (in Chinese))
- [5] GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. (GB 50017—2003 Code for design of steel structures[S]. (in Chinese))
- [6] 赵阳,田伟,苏亮,等. 世博轴阳光谷钢结构稳定性分析[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(5): 27-33. (ZHAO Yang, TIAN Wei, SU Liang, et al. Stability analysis of Sun Valley steel structure for the Expo Axis project[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(5): 27-33. (in Chinese))
- [7] 苏慈. 大跨度刚性空间钢结构极限承载力研究[D]. 上海: 同济大学, 2006. (SU Ci. Research on the limited capacity of rigid large-span steel spacestructures [D]. Shanghai: Tongji University, 2006. (in Chinese))
- [8] 沈祖炎,苏慈,罗永锋. 空间钢结构的极限承载力研究[C]//第四届海峡两岸结构与岩土工程学术研讨会论文集. 杭州: 浙江大学出版社, 2007: 134-145. (SHEN Zuyan, SU Ci, LUO Yongfeng. Study on ultimate capacity of steel spatial structures [C]// Proceedings of the Fourth Cross-Strait Conference on Structural and Geotechnical Engineering. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2007: 134-145. (in Chinese))