

开口索穹顶结构抗倒塌性能及参数影响研究

张微敬*, 李鹏伟, 李永梅

(北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100124)

摘要: 开口索穹顶结构是一类新型索穹顶结构,目前其工程应用实例较少,导致结构的抗倒塌性能尚不明确。文中设计了一组大跨度开口索穹顶结构,并对其进行了连续倒塌非线性动力分析,研究不同类型单根索杆破断时结构的抗倒塌能力,以及初始预应力、开口大小等参数对索穹顶结构连续倒塌性能的影响。计算结果表明:外环索是开口索穹顶结构抗连续倒塌的关键传力杆件;对于不同参数的开口索穹顶结构,单根外环索破断,节点的最大竖向位移多为结构跨度的1/14左右,最大可达结构跨度的1/11,结构会发生较大范围的局部倒塌;在索结构体系中,单根索破断会导致个别相邻索在内力重分布过程中应力被放大2~4倍,进而使其应力水平接近索体破断应力,增大连锁破断风险;当结构的初始预应力或开口尺寸增大时,可能会使结构的倒塌面积减小;当屋盖结构的跨度或矢跨比增大时,屋盖结构的倒塌面积也会随之增大;此外,矢跨比对开口索穹顶结构的抗连续倒塌性能有影响显著,随着矢跨比的增大,结构抗倒塌性能会迅速降低。因此,建议开口索穹顶结构采用较小的矢跨比,以增强其抗倒塌能力。

关键词: 开口索穹顶; 抗倒塌; 参数影响; 非线性动力分析; 开口尺寸; 矢跨比

中图分类号: TU399, TU312.3

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)09-0040-12

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20240418001

Study on Collapse Resistance and Parameter Influence of Open Cable Dome Structures

ZHANG Weijing*, LI Pengwei, LI Yongmei

(College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

*Corresponding author: zhangweijing@bjut.edu.cn

Abstract: Open cable dome is a new type of cable dome. Its engineering application is few and its collapse resistance is not clear yet. A group of large-span open cable domes were designed and nonlinear dynamic analysis of progressive collapse was carried out to study the collapse resistance of the structures under the condition of single cable rod breaking of different types, and the influence of initial prestress, opening size and other parameters on the progressive collapse performance of open cable domes. The results show that the outer loop cable is the key member to resist the progressive collapse of open cable dome structures. For open cable dome structures with different parameters, the failure of a single outer loop cable results in that the maximum vertical displacement of the nodes is mostly about 1/14 of the span of the structure, the maximum displacement reaches 1/11 of the span of the structure, and the roof structure collapses in a large range. The failure of a single cable will cause the stress of individual adjacent cables to be amplified by 2 to 4 times in the process of internal force redistribution, so as to approach the minimum breaking stress

收稿日期: 2024-04-18

基金项目: 国家自然科学基金(51178009)

作者简介:

张微敬(1969—),女,博士,教授,主要从事大跨空间结构方面的研究。E-mail: zhangweijing@bjut.edu.cn。(通信作者)

李鹏伟(1997—),男,硕士研究生,主要从事大跨空间结构方面的研究。

of the cables. With the increase of the initial prestress or opening size, the collapse area of the roof structure decreases, and they have little effect on the progressive collapse of the open cable dome structure in general. The collapse area of roof structure increases with the increase of span or rise-span ratio. The rise-span ratio has a significant effect on the progressive collapse of the open cable dome structure, and the collapse resistance of the structure decreases rapidly with the increase of the rise-span ratio. It is suggested that the open cable dome should adopt small rise-span ratio to enhance its collapse resistance.

Keywords: open cable dome; collapse resistance; parameter influence; nonlinear dynamic analysis; opening size; rise-span ratio

索穹顶结构体系是基于张拉整体结构思想^[1]衍生出的一种新型大跨度空间结构体系,其具有轻质高效、简洁美观、结构形式新颖等特点,深受建筑师的喜爱,目前在国内外已积累几十项工程应用实例。国内外学者们对索穹顶结构的找型找力、静力性能、施工成型等方面进行了大量研究^[2-7],近年来,也对索穹顶结构的抗倒塌性能开展了一定研究。陈联盟^[8]等对一个60 m跨度的Kiewitt型索穹顶结构进行了研究分析,研究其在局部索杆破断后的受力性能,得出索杆破断对结构的刚度会产生一定影响,且环索破断会导致整个结构破坏,但其他拉索破断不会造成整个结构破坏的结论。梁昊庆等^[9]以一个90 m跨度的肋环人字型索穹顶为研究对象,采用线性动力分析方法,研究了单根杆件破断后结构的变形和内力变化,得出环索和外圈脊索是结构中安全等级最高的构件等结论。张微敬等^[10]通过对Geiger型索穹顶结构模型进行连续倒塌试验,得到该类型结构的倒塌机理,明确了不同位置杆件破坏对结构连续倒塌的影响,找出了Geiger型索穹顶结构的关键杆件。

开口索穹顶结构可以满足露天场地的使用需求,在大型体育场馆及展厅中有较好的应用前景。与封闭的索穹顶结构相比,开口索穹顶结构是索穹顶结构设计的一个创新,但目前实际工程案例较少,已建成的大跨度开口索穹顶结构仅有成都凤凰山专业足球场^[11]。对开口索穹顶结构的抗倒塌能力尚未形成系统认知,而开口尺寸等关键参数对其抗倒塌性能的影响机制尚不明确,亟需开展深入研究以填补现有技术空白。针对国内外尚未对开口索穹顶结构的抗连续倒塌性能展开研究的现状,本文首先设计了一个跨度为120 m的大跨度开口索穹顶结构,采用非线性动力法对其进行连续倒塌仿真分析,研究当单根索杆在不同位置破断时结构的抗连续倒塌能力;此外,还考察了当单根索杆破断后相邻索在内力重分布中的应力变化、节点最大竖向位移及倒塌面积,确定了开口索穹顶结构连续倒塌的关键构件,并以关键节点竖向位移大于结构跨度1/30作为核心阈值,将满足该条件的节点所围成的区域面积,作为开口索穹顶结构倒塌的判别依据;在此基础上,还进一步研究了

预应力水平、开口尺寸等重要参数对开口索穹顶结构连续倒塌的影响规律,为开口索穹顶结构设计及工程应用提供参考。

1 有限元分析模型

1.1 开口索穹顶结构设计

本研究设计了一个葵花型开口索穹顶结构,跨度为120 m,矢高为10 m,矢跨比为1/12,开口直径为54 m,划分4道环索,分别为上内环索(SNHS)、下内环索(XNHS)、中环索(ZHS)、外环索(WHS);设有3圈脊索和斜索,脊索、斜索分别有144根,脊索由内到外分别为内脊索(NJS)、中脊索(ZJS)、外脊索(WJS),斜索由内到外分别为内斜索(NXS)、中斜索(ZXS)、外斜索(WXS);且每圈设24根撑杆,撑杆高度由内到外依次为8 m、10 m、11 m,分别为内撑杆(NCG)、中撑杆(ZCG)、外撑杆(WCG)。结构轴测图、平面图、剖面图如图1所示。开口索穹顶结构杆件规格和初始预应力如表1所示,索采用1 670级的7 mm钢丝束,共包括10种规格的拉索;撑杆采用Q345钢,包含3种规格的钢管。

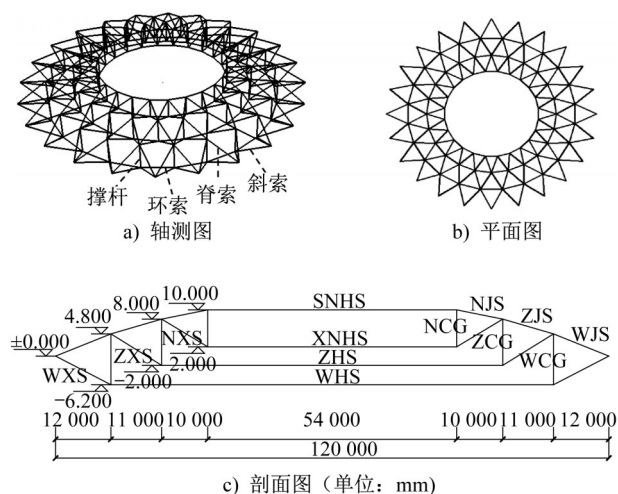


图1 开口索穹顶结构

Fig. 1 Open cable dome structure

依据《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)^[12]施加荷载,兼顾刚性屋面的设计需求,恒载取 $0.6 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$,

表1 开口索穹顶结构杆件规格和初始预应力

Table 1 Member specifications and initial prestress of open cable dome structure

杆件编号	规格/mm	面积/mm ²	弹性模量/ MPa	初始预应力/ kN
NJS	Φ7×19	731	1.95×10 ⁵	400.00
NXS	Φ7×13	500		160.69
ZJS	Φ7×31	1 193		606.01
ZXS	Φ7×31	1 193		343.01
WJS	Φ7×55	2 117		1 044.20
WXS	Φ7×61	2 348		916.02
SNHS	Φ7×139	5 349		2 696.70
XNHS	Φ7×55	2 117		963.50
ZHS	Φ7×151	5 811		1 979.50
WHS	Φ7×439	16 895		5 295.70
NCG	Φ285×10	8 639		-151.57
ZCG	Φ360×10	10 996	2.06×10 ⁵	-322.01
WCG	Φ450×12	16 512		-720.19

活载取 $0.5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ 。基本风压取 $0.45 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ ，考虑荷载半跨布置。假定地面粗糙程度为C类，结构顶面距离地面30 m，风振系数近似取1.5，风压高度变化系数、体型系数由软件自动计算得出。杆件自重也由软件自动计算得出，将材料密度提高1.2倍时考虑节点质量^[13]。

荷载组合考虑正常使用极限状态和承载能力极限状态，部分典型荷载组合如表2所示。

表2 荷载组合

Table 2 Load combination

极限状态	工况编号	荷载组合
正常使用 极限状态	1	1.0×恒荷载+1.0×活荷载
	2	1.0×恒荷载+1.0×半跨活荷载
	3	1.3×恒荷载+1.5×活荷载
	4	1.3×恒荷载+1.5×半跨活荷载
承载能力 极限状态	5	1.3×恒荷载+1.5×活荷载 +0.7×1.5风荷载
	6	1.3×恒荷载+1.5×0.7活荷载 +1.5风荷载

因实际索穹顶结构需承受重力作用，若忽略重力对索穹顶结构找力分析的影响，将导致找力分析结果产生明显偏差。依据比值更新法^[7]，考虑结构自重的影响，应用有限元软件ANSYS自带的APDL语言编制程序，完成开口索穹顶结构模型的找力分析，最终确定结构的初

始预应力分布。

应用空间结构设计软件3D3S，首先采用任意体系迭代平衡法对开口索穹顶结构进行初始态计算；将有限元软件ANSYS得到的预应力分布导入3D3S中，计算结果显示模型位移计算精度符合要求，同时也验证结构找力分析的正确性。完成结构初始态分析后，进一步施加相应荷载并依据规范要求进行荷载组合，开展结构荷载态分析。荷载组合分别覆盖正常使用极限状态与承载能力极限状态，在此基础上验算杆件应力比、结构挠跨比是否符合设计规范要求，同时需控制拉索受力状态，防止其出现松弛现象。

开口索穹顶结构模型在正常使用极限状态下的最不利位移云图、承载能力极限状态下的最不利杆件应力比云图分别如图2、图3所示，承载能力极限状态下的最不利拉索应力比如表3所示。

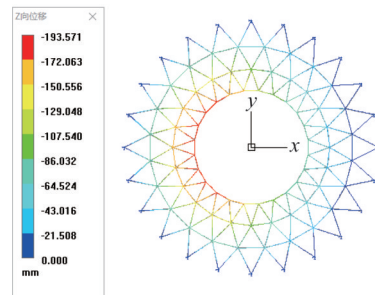
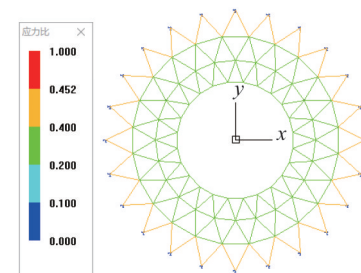
图2 正常使用极限状态下最不利位移云图
(工况1)(单位: mm)

Fig. 2 Contour of the most unfavorable displacement under the normal serviceability limit state (unit: mm)

图3 承载能力极限状态下最不利杆件应力比云图(工况4)
Fig. 3 Contour of stress ratio of the most unfavorable member under the ultimate limit state

由图2、图3及表3可知：开口索穹顶结构在正常使用极限状态下的最大挠度为193.6 mm，按悬挑长度计算挠跨比为1/171；承载能力极限状态下各类索的应力比在0.28~0.43之间，满足《索结构技术规程》(JGJ 257—2012)^[14]要求。

表3 承载能力极限状态下拉索应力比

Table 3 Cable stress ratio under the ultimate limit state

杆件编号	应力比	杆件编号	应力比
NJS	0.38	WXS	0.43
NXS	0.28	SNHS	0.30
ZJS	0.34	XNHS	0.34
ZXS	0.31	ZHS	0.32
WJS	0.35	WHS	0.33

1.2 有限元建模

拉索瞬间破断会产生较大的冲击力,该冲击力会使结构内力发生重分布。在结构内力重分布模拟中,隐式算法难以准确捕捉此过程,且收敛性差;而显式算法对冲击类问题的适应性更强,可有效解决此类场景下的收敛困难。采用ABAQUS软件中的结果传递功能,先完成完整结构的力学计算,再建立局部杆件拆除后的结构模型,最后将完整结构的结果传递至该拆除模型,完成杆件的瞬间移除,倒塌分析流程如图4所示。已有研究表明:采用该方法能准确模拟结构的倒塌过程^[15]。

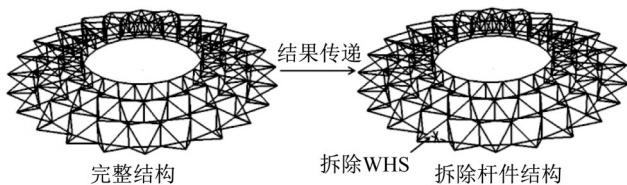


图4 倒塌分析流程

Fig. 4 Collapse analysis procedure

撑杆、拉索密度为 $7\ 850\ \text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$,泊松比为0.3,撑杆采用梁单元B31模拟,屈服强度为345 MPa,弹性模量为 $2.06\times 10^5\ \text{MPa}$;拉索采用桁架单元T3D2模拟,抗拉强度为1 670 MPa,弹性模量为 $1.95\times 10^5\ \text{MPa}$ 。在结构力学分析中,撑杆采用理想弹塑性模型,拉索采用理想弹性模型,以区分两类构件的受力特性差异。采用显式动力分析步进行结构动力响应计算,同时依据模态分析结果,定义Rayleigh阻尼。将撑杆与拉索之间的连接简化为铰接,支座简化为固定铰支座,并在预定义场中定义初始应力以完成索单元预应力的施加。将屋面荷载等效为节点集中荷载,依据《建筑结构抗倒塌设计标准》(T/CECS 392—2021)^[16],取 $1.0\times\text{恒载}+0.5\times\text{活载}$ 的荷载工况组合进行连续倒塌分析。

2 连续倒塌非线性分析

基于拆除构件法,分别拆除单根环索(外环索、中环索、上下内环索)、外脊索、外斜索,对图1中120 m跨度的开口索穹顶结构进行连续倒塌分析,且应重点分析节点

竖向位移、屋盖倒塌面积及拉索是否发生破断,并根据《建筑结构抗倒塌设计标准》(T/CECS 392—2021)^[16]判别结构是否发生了连续倒塌:若结构中关键节点的竖向位移大于跨度的1/30,需计算此类节点所围成的倒塌面积;当该面积超过屋盖有效面积(扣除中间开口部分)的30%时,判定结构发生整体连续倒塌。

2.1 移除外环索

当索体应力趋于稳定后,对目标索体执行移除操作;根据仿真结果验证,本文所有分析工况均统一在第5 s时刻进行索体移除。

移除单根外环索后,结构发生了较大范围的局部坍塌,变化过程如图5所示。当 $t=5.0\ \text{s}$ 时,拆除其中一根外环索,此时结构传力路径遭到了破坏,同时外环索的内力被其他杆件承担,结构发生内力重分布;当 $t=5.3\ \text{s}$ 时,相邻外撑杆失去拉索的约束作用后,会逐渐偏离原竖直位置,且结构外圈变形表现更为明显;当 $t=5.6\ \text{s}$ 时,外撑杆完全倾倒至水平位置,与其直接连接的相邻内脊索、外斜索同步出现松弛现象,同时结构内圈、中圈、外圈均发生显著坍塌,结构产生了较大的变形;最后在阻尼的作用下,结构的振荡幅度逐渐减弱,最终达到稳定状态。移除外环索后及相邻索应力变化如图6所示。

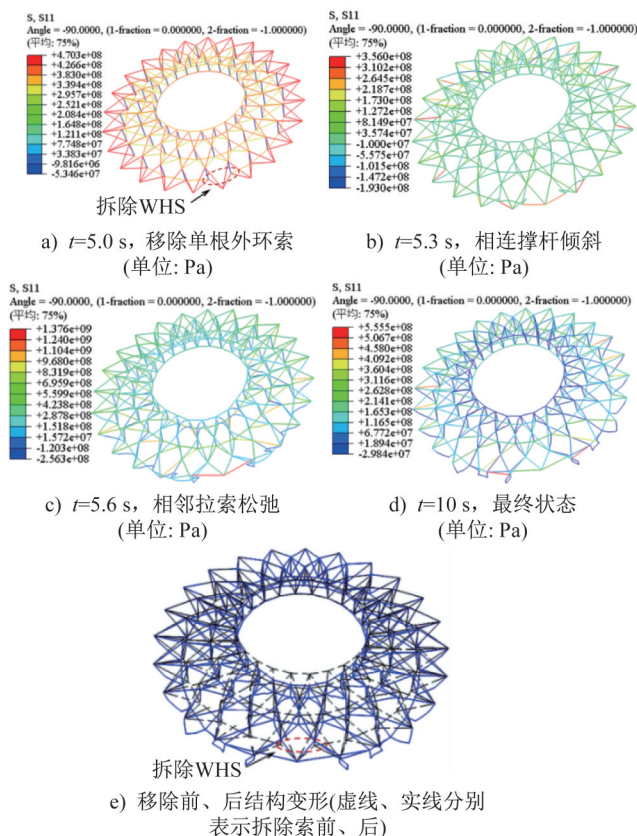


图5 移除单根外环索后结构的变化过程

Fig. 5 Process of structural change after removing one outer loop cable

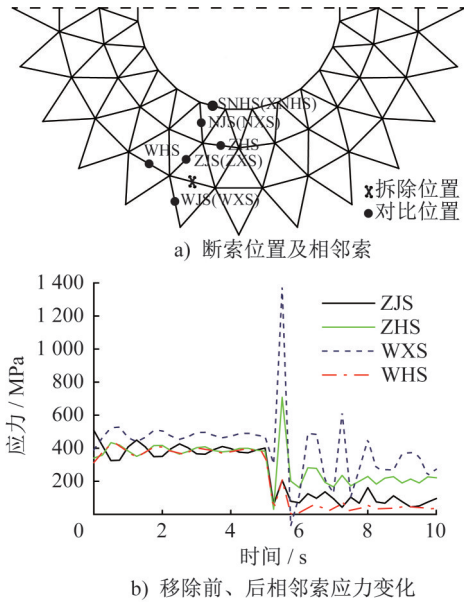


图6 移除外环索相邻杆件应力变化
Fig. 6 Stress change of adjacent members after removal of outer loop cable

由图6可知:移除外环索瞬间相邻杆件的应力发生了突变,但随着时间的增长该应力会趋于稳定,拉索最终应力在36~273 MPa之间;而相邻脊索、环索的内力变化幅度较大:其中相邻外环索在断索前后的内力增幅达91%;相邻外斜索在内力重分布过程中应力峰值达1 376 MPa,虽为最大值,但未超过其最小破断应力1 670 MPa,因此未发生断裂。

移除单根外环索后,最大节点竖向位移时程与超过结构跨度1/30(4 m)的节点分布如图7所示。

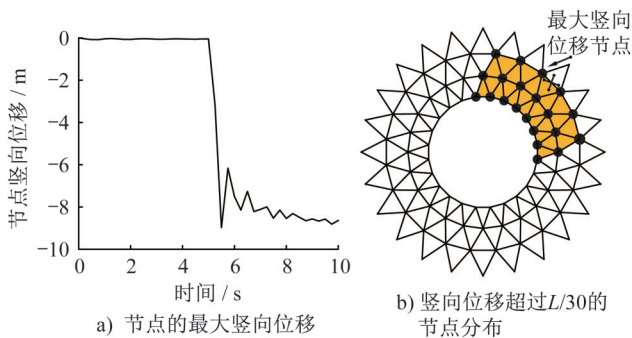


图7 最大节点位移时程及竖向位移超过L/30的节点
Fig. 7 Time history of maximum node vertical displacement and nodes with vertical displacement over L/30

由图7可知:移除单根外环索后,断索位置附近的21个节点均出现了向下竖向位移,且位移量均超过4 m(即结构跨度L的1/30),这些节点整体呈对称放射状分布。其中,与断索相连节点的向下竖向位移最大,达到

了-8.59 m,为结构跨度的1/14。且竖向位移超过L/30(4 m)的节点围成的倒塌面积(图4b)中涂色部分)占屋盖面积(不包括中间开口部分)的14%,表明屋盖结构发生了较大范围的局部连续倒塌,但未发生整体连续倒塌。

2.2 移除中环索

移除单根中环索后,结构的传力路径遭到了破坏,结构发生剧烈振荡,其两侧中撑杆因失去拉索的约束作用而发生了明显倾斜;且相邻中圈拉索出现了松弛现象,中圈向下凹陷,此时结构发生了较大变形,如图8所示。t=5 s时移除中环索,相邻杆件应力变化如图9所示。

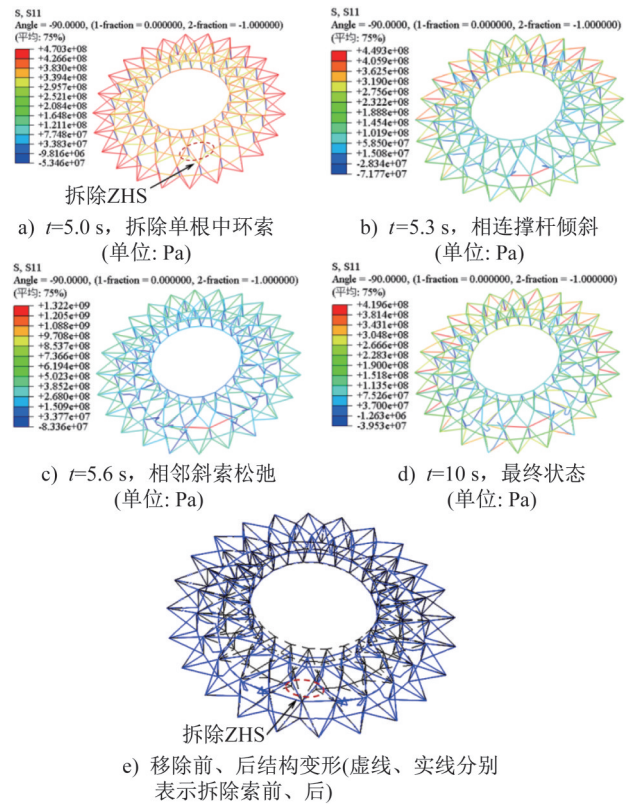


图8 移除单根中环索后结构的变化过程
Fig. 8 Simulation results after removing one middle loop cable

由图9可知:结构振动稳定后,相邻斜索的应力处于140~420 MPa范围。其中,相邻中斜索的内力在重分布过程中的应力最大,为1 322 MPa,但仍小于拉索的最小破断应力1 670 MPa。

最大节点位移时程、超过L/30(4 m)的节点分布及此类节点围成的倒塌面积如图10所示。

由图10可知:移除中环索后节点产生的最大向下竖向位移为-5.52 m,为结构跨度的1/22,但竖向位移超过

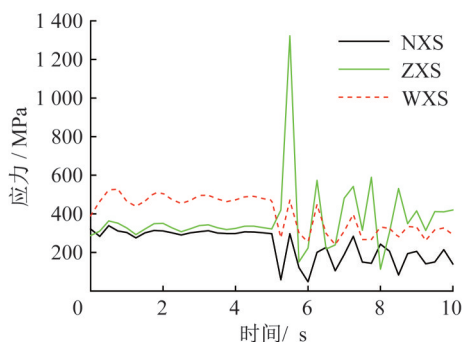


图9 移除中环索前、后相邻杆件应力变化
Fig. 9 Stress change of adjacent members after removal of middle loop cable

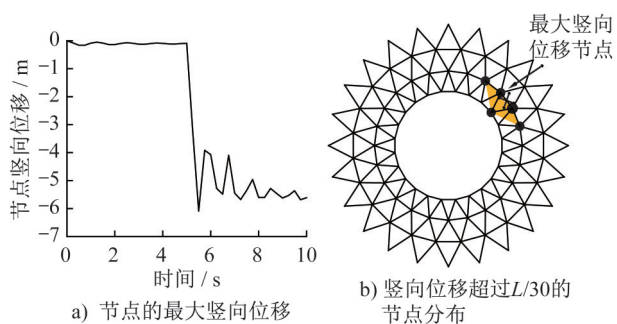


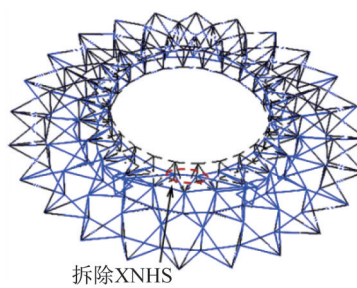
图10 最大节点位移时程及竖向位移超过 $L/30$ 的节点
Fig. 10 Time history of maximum node vertical displacement and nodes with vertical displacement over $L/30$

$L/30(4\text{ m})$ 的节点数较移除单根外环索时的节点数显著减少,仅为5个;且发生最大节点位移的位置,位于所拆除的中环索旁侧;同时,竖向位移超过 $L/30$ 的节点所围成的倒塌面积仅占屋盖面积的2%,表明相比外环索断裂,中环索断裂对结构产生的影响较小,屋盖结构仅在中环索断裂处发生局部坍塌。

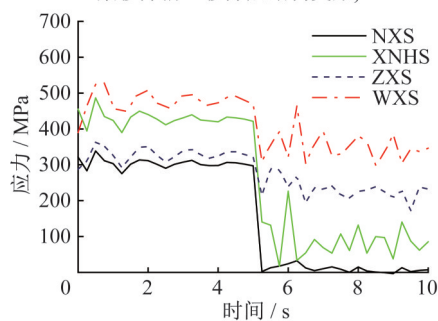
2.3 移除下内环索

当 $t=5\text{ s}$ 时移除单根下内环索后,内圈受力杆件向外圈发生部分倾斜,与其连接的相邻内圈拉索同步出现松弛,结构局部受力状态发生改变。移除单根下内环索后结构变形、相应杆件内力变化及最大节点位移如图11所示。

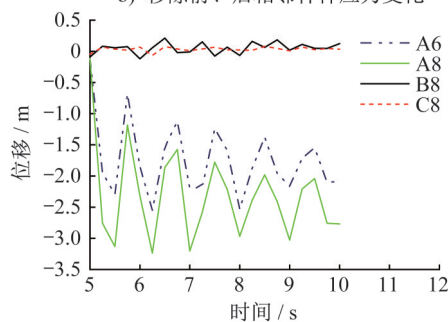
由图11可知:移除1根下内环索后,内撑杆沿斜向向下移动,同步引发结构内圈区域发生部分倾斜,与之关联的内圈拉索随之出现松弛。振动稳定后相邻杆件的内力减小,其中相邻内斜索的内力变化比例最大,为98%;且结构稳定后相邻拉索的应力范围为85~346 MPa,其中外斜索在内力重分布中应力最大,为464 MPa,远小于索的最小破断应力。而较大位移的节点集中于内圈,中圈及外圈节点在断索前后位移较小;最大节点竖向位移为



拆除XNHS
a) 结构变形(虚线、实线分别代表索移除前、移除后结构变形)



b) 移除前、后相邻杆件应力变化



c) 节点竖向位移时程(A、B、C分别为内、中、外圈节点)

图11 移除单根下内环索仿真结果
Fig. 11 Simulation results after removing one lower inner loop cable

-2.65 m,为结构跨度的 $1/45$,该值超过规范控制值 $L/250(0.48\text{ m})$,因此判定结构发生局部破坏。

2.4 移除上内环索

移除单根上内环索后,开口索穹顶内圈向下塌陷,发生较明显变形,且相邻内圈、中圈拉索出现松弛;同时,中圈、外圈撑杆变形幅度较小,结构最大节点向下竖向位移为-2.46m。对应结构跨度的 $1/49$,虽判定为局部破坏,但该工况下的结构响应较移除单根下内环索时更弱。移除单根上内环索后,结构变形及相应杆件应力变化结果如图12所示。

由图12可知:当 $t=5\text{ s}$ 时移除上内环索后,相邻内脊索、内斜索、上内环索的内力变化幅度均超过了90%,此时相邻内圈杆件失去继续承担荷载的能力;且相邻外斜索的内力在重分布过程中应力最大,但其应力仅为417 MPa,远小于拉索的最小破断应力。

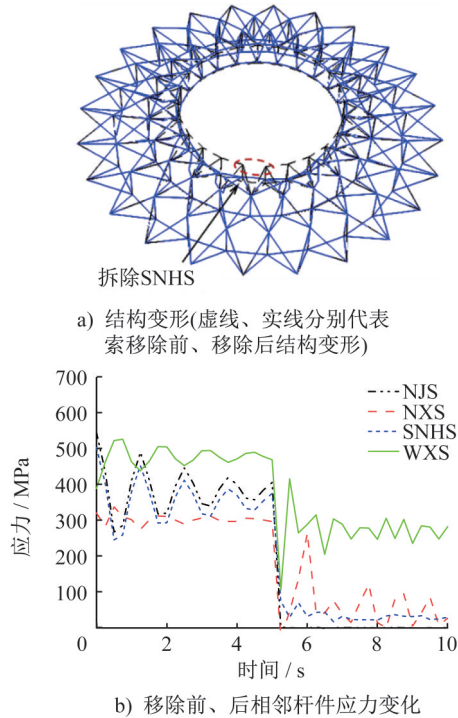


图12 移除单根上内环索仿真结果

Fig. 12 Simulation results after removing one upper inner loop cable

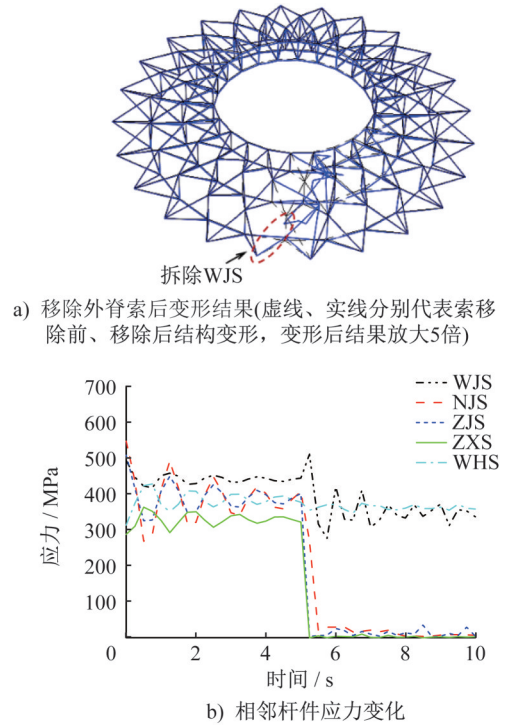


图13 移除单根外脊索仿真结果

Fig. 13 Simulation results after removing one outer ridge cable

2.5 移除外脊索

移除单根外脊索后,相邻杆件外撑杆、中撑杆向所移除索的一侧倾斜,开口索穹顶结构仍保持稳定,但该外脊索的相邻斜索、脊索均出现松弛;节点的最大向下竖向位移仅为 -0.18 m ,尚未达到规范值 $L/250(0.48\text{ m})$,结构变形较小,结果如图13所示。

由图13可知:移除单根外脊索待结构稳定后,相邻杆件的内力逐渐降低,该内力变化对相邻内圈、中圈拉索的影响较大,此时中脊索、中斜索的内力降为0;但环索的内力变化不大,变幅仅在15%以内;且相邻外脊索的内力在重分布过程中其应力最大,为511 MPa。

2.6 移除外斜索

移除单根外斜索后,相邻拉索未出现松弛,结构无明显变形,最大节点向下的竖向位移仅为 -0.06 m ,结构变形及相应杆件应力变化结果如图14所示。

由图14可知:移除外斜索后,相邻外斜索在内力重分布过程中的应力最大,为923 MPa;且在断索前后外斜索的内力变化比例为96%,相邻外脊索、外环索及中脊索的内力变化较小。

2.7 结构倒塌面积

移除不同杆件后结构的倒塌面积如表4所示。

由表4可知:移除外环索与中环索后,结构部分节

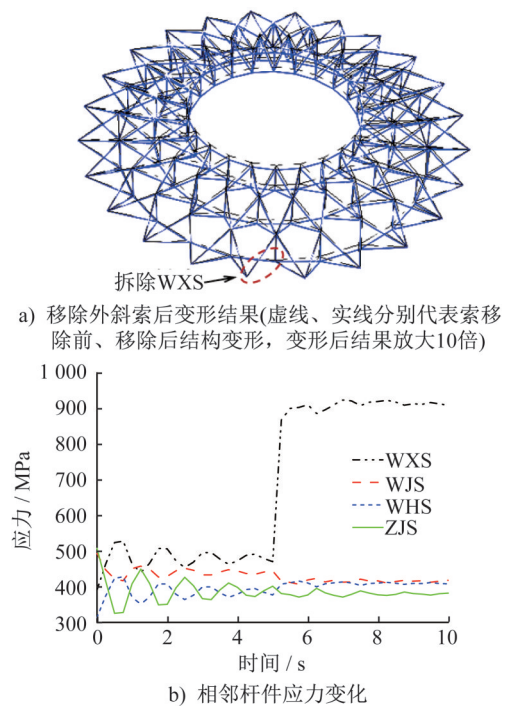


图14 移除单根外斜索仿真结果

Fig. 14 Simulation results after removing one outer diagonal cable

点竖向位移发生了较大变化,其值超过了结构跨度的 $1/30(4\text{ m})$,此时结构发生局部倒塌破坏,倒塌面积分别为14%、2%,由此可见外环索破断对结构的影响最

表4 移除不同杆件后结构的倒塌面积

Table 4 The collapse area of the structure after the removal of different members

工况	节点最大竖向位移/m	破坏形式	倒塌面积
移除 WHS	-8.59	局部倒塌破坏	14%
移除 ZHS	-5.52	局部倒塌破坏	2%
移除 SNHS	-2.65	局部破坏	0
移除 XNHS	-2.46	局部破坏	0
移除 WJS	-0.18	变形不明显	0
移除 WXS	-0.06	变形不明显	0

大;其余工况下结构节点竖向位移均小于结构跨度的1/30(4 m),在此类工况下,结构发生局部破坏且变形不明显。

表5 移除不同杆件时相邻杆件的动内力放大系数

Table 5 The cable force amplification factor of adjacent members after the removal of different members

相邻杆件	F_0/kN	移除 WHS		移除 ZHS		移除 XNHS		移除 SNHS		移除 WJS		移除 WXS	
		F_{\max}/kN	λ	F_{\max}/kN	λ	F_{\max}/kN	λ	F_{\max}/kN	λ	F_{\max}/kN	λ	F_{\max}/kN	λ
SNHS	2 011	644	0.3	713	0.4	1 371	0.7	401	0.2	2 065	1.0	1 960	1.0
NJS	298	148	0.5	138	0.5	287	1.0	2	—	354	1.2	300	1.0
NXS	149	273	1.8	149	1.0	16	0.1	132	0.9	171	1.2	160	1.1
ZXS	384	670	1.7	1 577	4.1	345	0.9	362	0.9	20	0.1	443	1.2
WJS	940	854	0.9	968	1.0	663	0.7	613	0.7	1 082	1.2	897	1.0
WXS	1 104	3 230	2.9	1 105	1.0	1 089	1.0	979	0.9	1 093	1.0	2 170	2.0

综上,通过对设计的120 m跨度开口索穹顶结构的倒塌分析可知:在移除单根拉索的情况下,瞬时失效拉索附近部分构件会产生振动;但剩余结构的拉索均未发生破断,倒塌机理主要表现为相邻拉索出现不同程度的松弛,节点产生向下的竖向位移。当移除单根外环索时,结构发生较大范围的局部倒塌,外环索是开口索穹顶结构抗连续倒塌的关键杆件,在工程应用中宜尽量采用由多根索组成的外环索,以避免单根外环索破断而引起结构倒塌;当移除单根中环索时,结构仅在中环索断裂处发生了局部坍塌;移除单根下内环索或上内环索后结构发生局部破坏;移除单根外脊索或外斜索对结构影响较小。

3 参数分析

由前述分析结果可知,在外环索、中环索、下内环索等关键索体中,外环索对开口索穹顶结构的连续倒塌影响最为显著;鉴于此,选择移除外环索作为核心工况,针

2.8 索的动内力放大系数

定义杆件在内力重分布中的索动内力放大系数为 $\lambda=F_{\max}/F_0$,其中 F_0 为索破断前的索力; F_{\max} 为索破断后杆件在内力重分布过程中的最大值。移除不同索杆下相邻索杆的动内力放大系数如表5所示。

由表5可知:移除外环索、中环索及外斜索后,相邻杆件的最大索力动内力放大系数均较大,其变化范围为2.0~4.1;而移除下内环索、上内环索及外脊索后,相邻杆件的最大动内力放大系数均较小,分别为1.0、0.9、1.2。其中动内力系数较大的工况有:当移除外环索时,相邻WXS的动内力放大系数为2.9,内力重分布过程中应力达到1 376 MPa(图6);移除中环索时,相邻中斜索的动内力放大系数为4.1,中斜索在内力重分布过程中应力达到1 322 MPa(图6)。由此可见,在内力重分布过程中,个别索的应力已经接近索的最小破断应力。

对该工况开展关键参数的影响研究。依据单一变量原则,待相关参数变化后,采用比值更新法对结构重新找力。

3.1 初始预应力影响

分析不同初始预应力对图1中120 m跨度的开口索穹顶结构的影响,在保持其它参数不变的情况下,比较当预应力分布为0.5P及1.5P时结构的抗倒塌能力(P为原结构预应力,见表2)与原结构抗倒塌能力的区别。移除外环索待结构稳定后,可观察到相邻杆件的应力相差不大,且外环索、外脊索的应力变化趋势相同,相邻外斜索在内力重分布过程中其应力最大。图15给出了移除外环索前、后,不同预应力水平的开口索穹顶结构其相邻外斜索的应力变化。

由图15可知:3个预应力分别为0.5P、1.0P、1.5P的开口索穹顶结构,在 $t=5$ s时移除外环索后,相邻外斜

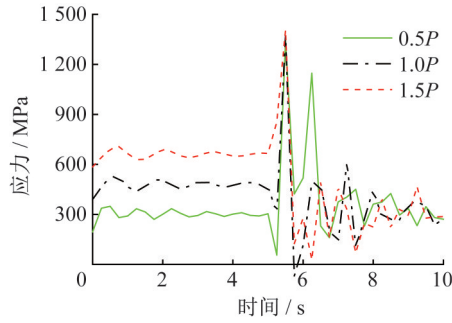
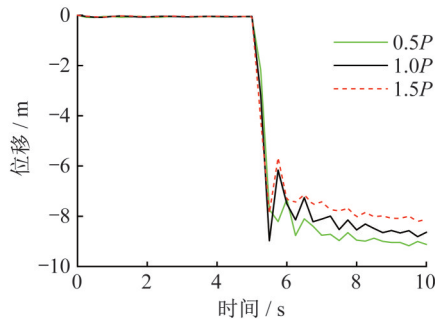


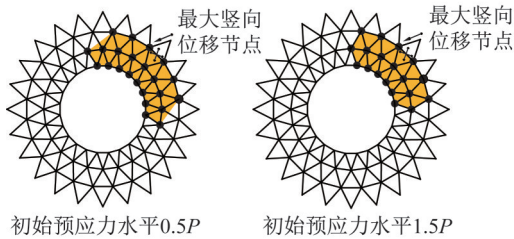
图 15 不同初始预应力结构的相邻外斜索应力变化
Fig. 15 Stress variation of adjacent outer diagonal cables of structures with different initial prestress

索在内力重分布过程中的峰值应力较接近,分别为 1 342 MPa、1 376 MPa、1 405 MPa。

通过上述分析结果可知:初始预应力越大,结构的刚度越大,节点的竖向位移越小。在 $t=5$ s 时刻移除外环索后,针对不同预应力水平的开口索穹顶结构,其最大节点竖向位移、以及竖向位移超过 $L/30$ 的节点所围成的倒塌面积,相关统计结果如图 16 所示。



a) 最大节点竖向位移时程图



b) 倒塌面积对比

图 16 具有不同预应力水平结构的最大节点位移时程及倒塌面积对比

Fig. 16 Comparison of maximum joint displacement time history and collapse area of structures with different prestress

由图 16 可知:对于开口索穹顶结构,当预应力分别为 $0.5P$ 、 $1.0P$ 、 $1.5P$ 时,移除外环索后最大节点竖向位移分别为 -9.06 m ($L/13$)、 -8.59 m ($L/14$)、 -8.07 m ($L/15$)。预应力为 $0.5P$ 与 $1.5P$ 的开口索穹顶结构,竖向位移超过

$L/30$ (4 m) 的节点所围成的倒塌面积,分别占屋盖总面积的 16% 和 13%,该结果与图 6b) 所示预应力为 P 的原结构 14% 倒塌面积相比相差不大;且三种工况均发生了较大范围的局部倒塌。

由 3 个不同预应力水平的开口索穹顶结构杆件的应力变化、节点最大竖向位移及倒塌面积可知,随预应力的增大,结构的倒塌面积逐渐减小,但总体上表明初始预应力对开口索穹顶结构的连续倒塌影响较小。

3.2 开口尺寸影响

为研究索穹顶的开口尺寸对结构抗倒塌性能的影响,将图 1 开口直径为 54 m、跨度为 120 m 索穹顶结构的开口直径分别增大、减小 20%,将斜索与撑杆的夹角与图 1 开口索穹顶的夹角保持一致,设置索穹顶屋盖矢跨比不变,并设计开口直径分别为 43.2 m、64.8 m 的开口索穹顶,剖面图如图 17 所示。

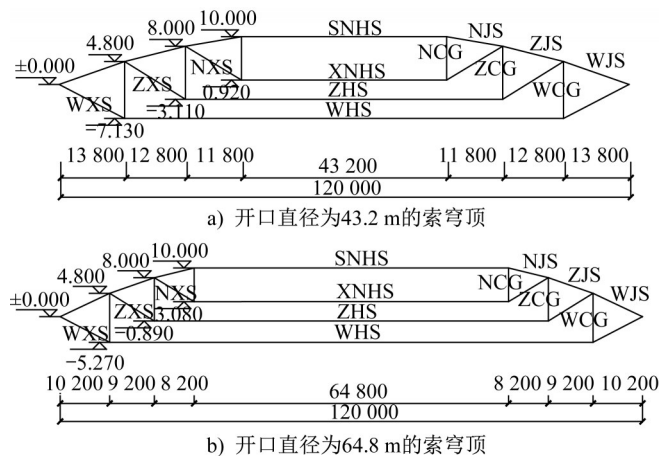


图 17 不同开口尺寸的索结构剖面图(单位: mm)

Fig. 17 Section view of cable structure with different opening sizes(unit: mm)

针对不同开口直径的索穹顶屋盖结构,其最大节点竖向位移,以及开口直径为 43.2 m、64.8 m 时,竖向位移超过 $L/30$ 的节点所围成的倒塌面积,相关统计结果如图 18 所示。

由图 18 及图 7 可知:在 $t=5$ s 时移除外环索后,对于开口直径分别为 43.2 m、54.0 m 及 64.8 m 的索穹顶结构,其最大节点竖向位移较为接近,分别为 8.81 m ($L/14$)、8.59 m ($L/14$)、7.97 m ($L/15$)。屋盖结构的倒塌面积随开口尺寸的增大而逐渐减小,分别占屋盖面积的 16%、14%、11%,总体可知:开口大小对索穹顶结构的连续倒塌性能影响不大。

3.3 跨度影响

为研究开口索穹顶结构的跨度对结构抗倒塌性能

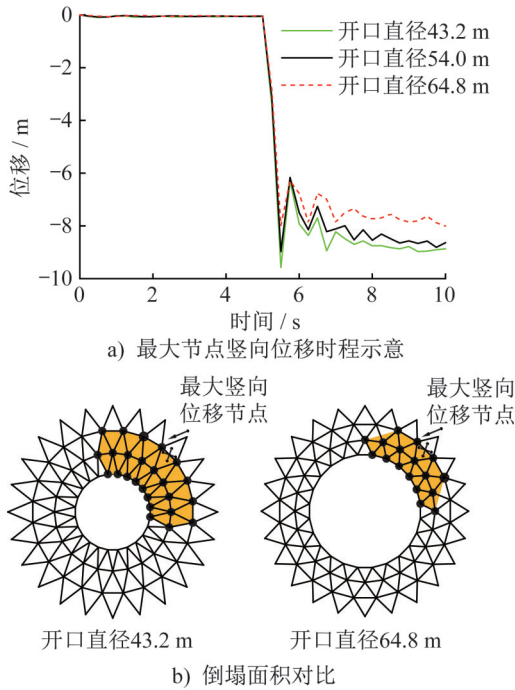


图 18 具有不同开口直径结构的最大节点位移时程及倒塌面积对比

Fig. 18 Comparison of maximum joint displacement time history and collapse area of structures with different opening diameters

的影响,保持图 1 开口索穹顶结构的矢跨比 1/12 不变、撑杆与脊索、斜索的夹角不变,将其跨度减小 20% (跨度为 96 m)、增大 20% (跨度为 144 m)。并以外环索为基准,按比值更新法找出不同跨度模型的预应力分布。

在 $t=5$ s 时移除外环索后,随着开口索穹顶结构的跨度增大,各杆件发生显著振荡,且相邻外脊索在内力重分布过程中的振荡幅度加大。不同跨度开口索穹顶结构的最大节点竖向位移及竖向位移超过 $L/30$ 的节点围成的倒塌面积如图 19 所示。

由图 19 及图 7 可知:将外环索移除后,随着跨度的增大,开口索穹顶结构的最大节点竖向位移显著增加,分别为 6.16 m ($L/16$)、8.59 m ($L/14$)、10.88 m ($L/13$);且不同跨度开口索穹顶结构的倒塌面积也随跨度增大而增大,跨度为 96 m、120 m 及 144 m 的开口索穹顶结构,其竖向位移超过 $L/30$ 的节点围成的倒塌面积分别占屋盖面积的 13%、14%、16%。

3.4 矢跨比影响

当改变矢跨比时,保持图 1 开口索穹顶结构的跨度不变、斜索与撑杆的夹角不变,结构的矢高分别为 8 m、10 m、12 m,矢跨比分别为 1/15、1/12、1/10,其剖面图如图 20 所示。

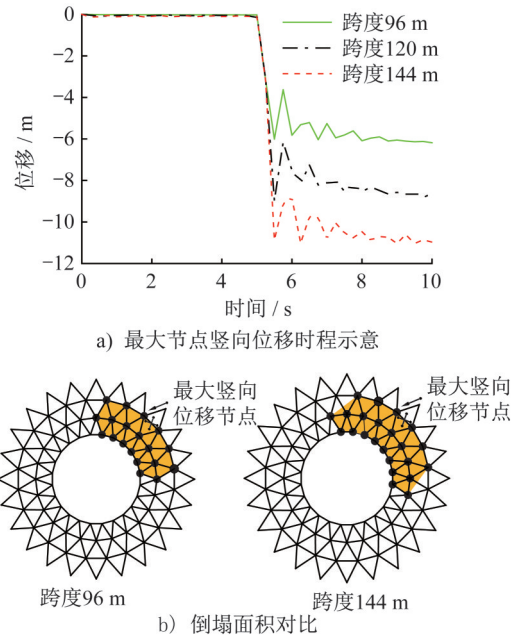


图 19 不同跨度结构的最大节点位移时程及倒塌面积对比

Fig. 19 Comparison of maximum joint displacement time history and collapse area of structures with different spans

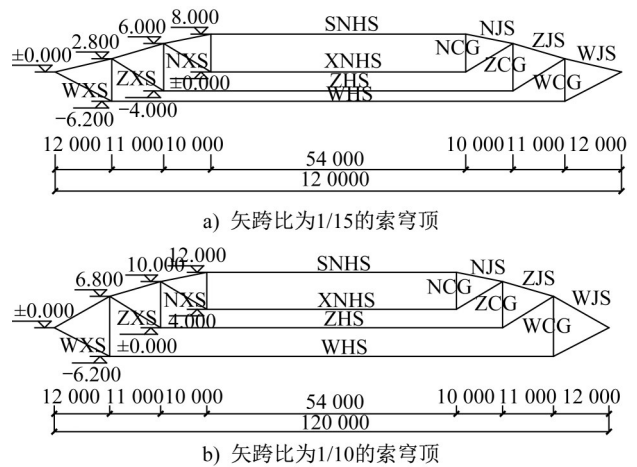


图 20 不同矢跨比的开口索结构剖面图 (单位: mm)

Fig. 20 Section view of open cable structures with different rise-span ratios (unit: mm)

按比值更新法对不同矢跨比的开口索穹顶结构模型进行重新找力。当移除外环索后,结构整体的倾斜程度随矢跨比的增加而增大,均向拆除位置倾斜;且随时间推移,相邻环索、脊索的振荡幅度逐渐减小;在结构最终达到平衡状态后,上下环索与脊索的应力逐步降低,斜索的应力变化趋势与二者大体一致,整体受力趋于稳定。

不同矢跨比的开口索穹顶结构,其最大节点竖向位移及竖向位移超过 $L/30$ 的节点围成的倒塌面积如图 21 所示。

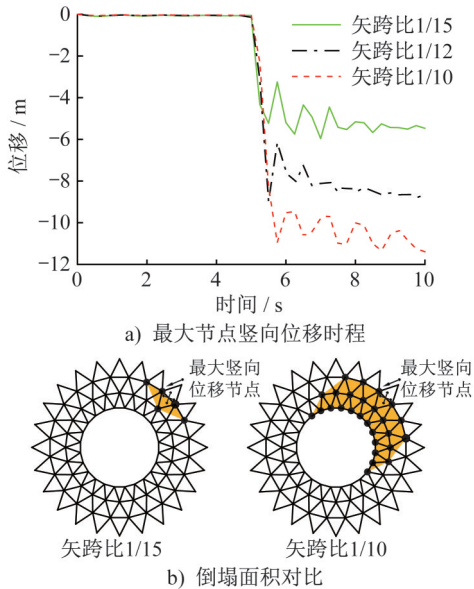


图 21 不同矢跨比结构的最大节点位移时程及倒塌面积对比

Fig. 21 Comparison of maximum joint displacement time history and collapse area of structures with different rise-span ratios

由图 21 可知:矢跨比分别为 1/15、1/12、1/10 的结构,其最大节点竖向位移的差别显著,分别为 5.52 m($L/22$)、8.59 m($L/14$)、11.35 m($L/11$),最大节点竖向位移随着矢跨比增加而急剧加大。三种矢跨比结构的竖向位移超过 $L/30$ 的节点围成的坍塌面积分别占屋盖面积的 3%、14%、17%,即矢跨比由 1/15 增加到 1/10 时,坍塌面积由 3% 增大到 17%。可见,矢跨比对开口索穹顶结构的抗倒塌性能影响很大,虽然矢跨比的变化幅度很小,但屋盖结构的倒塌面积却有显著差异。因此,在开口索穹顶结构的设计中,尽量选择较小的矢跨比,可显著提高其抗连续倒塌的能力。

4 结论

为研究开口索穹顶结构的抗倒塌能力,对大跨度开口索穹顶结构进行了连续倒塌非线性动力分析,并研究参数变化对结构抗连续倒塌性能的影响,得到如下结论:

(1) 开口索穹顶结构中不同位置索杆的重要程度分类梳理如下:外环索的重要程度最高,其次是中环索,下内环索及上内环索次之,脊索与斜索对开口索穹顶结构的倒塌性能影响较小。外环索是中间开口的索穹顶结构抗倒塌的关键杆件,在工程中应用时应提高此类杆件的安全储备,或采用由多根索组成的外环索,降低单根索破坏的影响。

(2) 通过分析断索后屋盖结构的变形和竖向位移超过 $L/30$ 的节点围成的倒塌面积,得出节点最大竖向位移为结构跨度的 1/14 左右,开口索穹顶结构没有发生整体

连续倒塌,但单根外环索断裂后,结构发生了较大范围的局部倒塌。

(3) 通过计算断索后相邻索的动内力放大系数可知,在内力重分布过程中,某些工况下相邻索的内力会放大 2~4 倍,导致个别索的应力接近破断应力。因此,对索穹顶结构进行抗连续倒塌分析时应采用非线性动力方法,以掌握内力重分布过程中索力的放大情况,并校验是否移除单根索后会导致其他索发生断裂。

(4) 参数分析表明:随着初始预应力或开口尺寸的增加,屋盖结构的倒塌面积有所减小,变化幅度在 2% 以内;跨度或矢跨比越大,最大节点竖向位移及屋盖结构的倒塌面积也越大。其中,矢跨比对结构抗连续倒塌的影响较大,矢跨比由 1/15 增加到 1/10 时,坍塌面积由 3% 增大到 17%,使结构倒塌面积急剧增大;设计中应选择矢跨比较小的结构,可显著提升开口索穹顶结构抗连续倒塌的能力。

参考文献:

- [1] FULLER R B. Tensile-integrity structures: US3063521 A[P].1962-11-13.
- [2] 董石麟,袁行飞.葵花型索穹顶初始预应力分布的简捷算法[J].建筑结构学报,2004,25(6):9-14.DOI:10.3321/j.issn:1000-6869.2004.06.002.
DONG Shilin, YUAN Xingfei. A simplified calculation method for initial prestress distribution of sunflower-patterned cable domes[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(6): 9-14. DOI: 10.3321/j.issn:1000-6869.2004.06.002. (in Chinese)
- [3] SCHEK H J. The force density method for form finding and computation of general networks [J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 1974, 3(1): 115-134. DOI: 10.1016/0045-7825(74)90045-0.
- [4] LEWIS W J, JONES M S, RUSHTON K R. Dynamic relaxation analysis of the non-linear static response of pretensioned cable roofs[J]. Computers & Structures, 1984, 18(6): 989-997. DOI: 10.1016/0045-7949(84)90142-1.
- [5] 张微敬,何静. Geiger 型索穹顶结构模型静力性能试验研究[J]. 建筑结构, 2018, 48(23): 108-112. DOI: 10.19701/j.jzjg.2018.23.019.
ZHANG Weijing, HE Jing. Experimental study on static behavior of Geiger-type cable dome structure model [J]. Building Structure, 2018, 48(23): 108-112. DOI: 10.19701/j.jzjg.2018.23.019. (in Chinese)
- [6] 郑君华,董石麟,詹伟东.葵花型索穹顶结构的多种施工张拉方法及其试验研究[J].建筑结构学报,2006,27(1):112-116. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2006.01.017.
ZHENG Junhua, DONG Shilin, ZHAN Weidong. Experimental research on construction process of levy type cable dome [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(1): 112-116. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2006.01.017. (in Chinese)

- [7] 姜正荣,刘小伟,石开荣,等.基于比值更新的索穹顶结构内力分析方法[J].西南交通大学学报,2020,55(1):150-157. DOI:10.3969/j.issn.0258-2724.20180201.
JIANG Zhengrong, LIU Xiaowei, SHI Kairong, et al. Method of force-finding analysis based on ratio updating for cable domes[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2020, 55(1): 150-157. DOI: 10.3969/j.issn.0258-2724.20180201. (in Chinese)
- [8] 陈联盟,董石麟,袁行飞. Kiewitt型索穹顶结构拉索退出工作机理分析[J].空间结构,2010,16(4):29-33. DOI: 10.13849/j.issn.1006-6578.2010.04.005.
CHEN Lianmeng, DONG Shilin, YUAN Xingfei. Cable exit-working mechanism analysis of Kiewitt cable domes[J]. Spatial Structures, 2010, 16(4): 29-33. DOI: 10.13849/j.issn.1006-6578.2010.04.005. (in Chinese)
- [9] 梁昊庆,董石麟.局部索杆失效对肋环人字型索穹顶结构受力性能的影响[J].建筑结构学报,2015,36(5):70-80. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2015.05.009.
LIANG Haoqing, DONG Shilin. Effect of local failure on structural behavior of herringbone ribbed dome[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(5): 70-80. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2015.05.009. (in Chinese)
- [10] 张微敬,何静. Geiger型索穹顶结构模型抗连续倒塌试验研究[J].建筑结构学报,2021,42(增刊1):213-219. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.S1.0024.
ZHANG Weijing, HE Jing. Experimental study on continuous collapse resistance of Geiger cable dome structure model[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(Suppl.1): 213-219. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.S1.0024. (in Chinese)
- [11] 冯远,王立维,张彦,等.成都凤凰山专业足球场结构设计[J].建筑结构,2020,50(19):15-21,14. DOI: 10.19701/j.jzjg.2020.19.003.
FENG Yuan, WANG Liwei, ZHANG Yan, et al. Structural design of Chengdu Fenghuangshan professional football field[J]. Building Structure, 2020, 50(19): 15-21, 14. DOI: 10.19701/j.jzjg.2020.19.003. (in Chinese)
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.建筑结构荷载规范:GB 50009—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Load Code for the Design of Building Structures: GB 50009—2012[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. (in Chinese)
- [13] 惠卓,秦卫红,许剑武,等. Geiger型碳纤维索穹顶结构连续倒塌性能非线性分析[J].振动与冲击,2021,40(15):114-122. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2021.15.015.
HUI Zhuo, QIN Weihong, XU Jianwu, et al. Nonlinear analysis of progressive collapse behavior of Geiger type carbon fiber cable dome structure[J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(15): 114-122. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2021.15.015. (in Chinese)
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部.索结构技术规程:JGJ 257—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Cable Structures: JGJ 257—2012[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012. (in Chinese)
- [15] 张微敬,苏岩杰,陆凯,等.节点等代建模的索穹顶结构模型连续倒塌分析[J].建筑结构,2021,51(增刊1):599-604.
ZHANG Weijing, SU Yanjie, LU Kai, et al. Progressive collapse analysis of cable dome structure model with equivalent joints[J]. Building Structure, 2021, 51(Suppl.1): 599-604. (in Chinese)
- [16] 中国工程建设标准化协会.建筑结构抗倒塌设计标准:T/CECS 392—2021[S].北京:中国计划出版社,2021.
China Association for Engineering Construction Standardization. Collapse-Resistant Design Standards for Building Structures: T/CECS 392—2021[S]. Beijing: China Planning Press, 2021. (in Chinese)

(上接第39页)

- [5] MASHAYEKH A, UANG C M. Cyclic response of sloped steel moment connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2019, 145(7): 04019058. DOI: 10.1061/(ASCE) ST. 1943-541X. 0002339.
- [6] HONG J K. Sloped RBS moment connections at roof floor subjected to cyclic loading: Analytical investigation [J]. International Journal of Steel Structures, 2019, 19(1): 329-339. DOI: 10.1007/s13296-018-0198-4.
- [7] 王萌,孙毅,杨璐.配置低屈服点角钢连接件的钢框架节点损伤控制及优化设计[J].建筑结构学报,2021,42(12):76-89. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2020.0241.
WANG Meng, SUN Yi, YANG Lu. Damage control and optimal design of steel frame connection with low yield point angle steel components [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(12): 76-89. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2020.0241. (in Chinese)
- [8] 高志远,郭宏超,王德法,等.高强度钢材钢框架梁柱节点抗震性能研究[J].西安理工大学学报,2019,35(2):192-199. DOI: 10.19322/j.cnki.issn.1006-4710.2019.02.009.
GAO Zhiyuan, GUO Hongchao, WANG Defa, et al. Seismic behavior of high-strength steel-steel frame beam-column joints [J]. Journal of Xi'an University of Technology, 2019, 35(2): 192-199. DOI: 10.19322/j.cnki.issn.1006-4710.2019.02.009. (in Chinese)
- [9] CAI X N, PAN Z F, ZHU Y Z, et al. Experimental and numerical investigations of self-centering post-tensioned precast beam-to-column connections with steel top and seat angles [J]. Engineering Structures, 2021, 226: 111397. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111397.

(下转第109页)