

大跨度煤场封闭罩棚设计研究

刘邦宁 王明珠 王 树 刘鑫刚 张奇铭

中国航空规划设计研究总院有限公司, 北京 100120

[摘要]江苏苏龙热电有限公司#2斗轮机煤场封闭改造工程采用沿纵向长度方向两边落地,跨中不设支承柱的大跨度拱形金属屋面建筑。钢结构纵向长度 351m,跨度 172m,高度 53m,主桁架在跨中 110m 范围内设置预应力张弦索,通过 V 型撑杆与主桁架连接。从结构选型、风荷载体形系数取值、预应力张弦索设置等方面论述本结构体系的力学特征。对结构进行动静力分析、多荷载工况下的承载全过程分析以及结构抗倒塌分析,多方面论证结构的安全性能。最后得出结构各项指标均满足规范要求,并具有良好的抗倒塌性能,结构选型合理。

[关键词]大跨度拱形;预应力张弦索;风荷载体形系数;动静力分析;承载全过程分析;抗倒塌性能

DOI: 10.33142/ec.v2i5.375

中图分类号: TU392.3

文献标识码: A

Study on the Design of a Large-span Coal Field Closure

LIU Bangning, WANG Mingzhu, WANG Shu, LIU Xingang, ZHANG Qiming

China Aviation Planning and Design Institute (Group) Co., Ltd., Beijing, China 100120

Abstract: Jiangsu Sulong Thermal Power Co., Ltd. # 2 Dou turbine coal yard closed reconstruction project adopts the long-span arched metal roof building with two sides falling along the longitudinal length direction and no supporting columns in the middle span. The longitudinal length of the steel structure is 351m, the span is 172m, and the height is 53m. The main truss is connected with the main truss within the span of 110m and connected with the main truss through the V-shaped brace. The mechanical characteristics of the structure system are discussed from the aspects of structural selection, the value of wind load carrier shape coefficient and the setting of prestressed string. The static analysis of structural progressive action, the analysis of the whole process of bearing under multi-load conditions and the analysis of structural collapse resistance are carried out in many aspects. Demonstrate the safety performance of the structure. Finally, it is concluded that all the indexes of the structure meet the requirements of the code, and have good anti-collapse performance, and the structure selection is reasonable.

Keywords: Long-span arch; Prestressed string; Wind load carrier shape coefficient; Dynamic and static analysis; Bearing process analysis; Collapse resistance

引言

火力发电厂煤炭需求持续增长,储煤场带来的大气环境污染问题日益严重,为切实改善这一现状,国家各级环保部门均要求电厂将储煤场进行全封闭,解决煤炭扬尘污染。全封闭煤场建设对推进煤炭清洁利用、削减煤尘排放量、改善大气环境质量、推动治污降霾工作落实起到关键作用。由于储煤场储煤量大,为保证煤场储运煤系统正常运行,单跨大跨度封闭储煤罩棚成为很多煤场封闭工程的首选。

国际上,大跨度体育场馆以及无吊重的大跨度工业建筑领域,预应力钢结构应用比例已达到 60%以上,成熟应用的预应力钢结构跨度,已达到 250 米以上。在我国预应力钢结构在奥运会场馆等大跨度工程中应用率已达到 60%以上。国内广西国投钦州电厂(199m 跨);内蒙古托克托五期(188m 跨);神华蒙西煤化股份公司精料场(188m);大唐雷州电厂料场封闭(188m),均为张弦梁结构,即预应力张弦桁架结构。预应力张弦钢结构通过科学合理地引入自平衡的预应力构件,将上弦刚性受压构件通过撑杆与下弦拉索组合在一起形成自平衡的受力体系,充分发挥材料的力学性能,创建出结构力学高效、安全、经济、造型美观的现代建筑结构体系。

结合江苏苏龙热电有限公司#2斗轮机煤场封闭改造工程,针对大跨度拱形预应力钢结构特征,开展结构承载全过程力学性能分析研究,为该类型结构设计提供参考。

1 工程概况

本项目为煤场封闭改造项目,煤场内有 2#斗轮机,煤场内堆煤高度最高为 25m。建设场地约 59600m²。建设规模为:纵向长度 351m×跨度 172m,煤场南北轴线之间距离 172m;东西长度:北侧为 351m,南侧为 305m。封闭煤厂建筑总高度及室内净空应满足斗轮机安全正常运行,同时满足及煤堆上推煤机和臂长 10m

的挖掘机的使用要求, 煤棚结构距离挖掘机最远悬臂端部不小于 2m。水泵房套建于半封闭煤场内西南角, 占地面积 58.5m², 建筑面积 58.5m²。

煤场封闭拟采用沿纵向长度方向两边落地, 跨中不设支承柱的大跨度拱形金属屋面建筑, 拱形钢结构屋盖采用大跨度拱形预应力钢结构型式。封闭煤场主结构形状为柱面拱形, 封闭煤场室内不设柱。主结构采用四边形拱型桁架共 11 榀, 主桁架最薄处厚度为 5.9m, 最厚处厚度为 8.3m, 桁架上为 6m, 下弦宽度为 4m。主桁架在跨中 110m 范围内设置预应力张弦索, 索采用高强度 Galfan 索, 直径 80mm, 初拉力为 1400kN, 通过 V 型撑杆与主桁架连接, 张弦索最大垂高 11.8m, 张弦索与钢桁架共同作用, 形成多阶次预应力结构体系。两端山墙结构采用空间钢管相贯桁架结构。

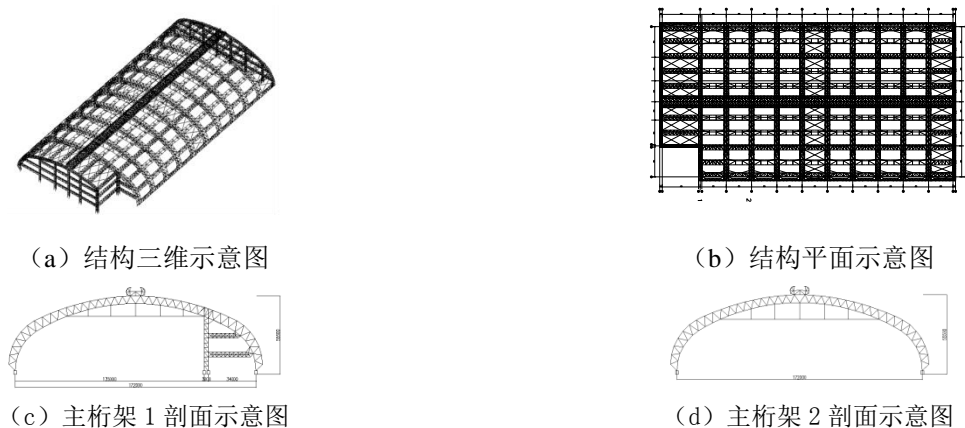


图 1 #2 斗轮机煤场封闭改造工程

2 结构形式

拱结构构件在外荷载、支撑竖向反力和水平推力作用下基本上处于受压或较小偏心受压状态, 从而充分发挥材料抗压强度, 大大提高了拱结构的强度。拱按其在某种荷载作用下, 使拱各截面均处于 $M=0$ 状态的拱轴曲线, 称为拱的理想轴线。不同的结构形式、不同的荷载作用, 其理想轴线不同。

对给定竖向荷载作用的拱, 令:

$$M=M^0-F_H y=0$$

可得到合理拱轴为:

$$y=M^0/F_H$$

式中: M 为弯矩; M^0 为将拱等代梁的弯矩, F 为拱支座水平推力, y 为截面处矢高。

上式表明与代梁弯矩图成比例的轴线为理想拱轴, 对于满跨均布荷载, 合理拱轴应为二次抛物线。但实际中, 结构形式受到建筑空间限制, 而且荷载工况多样, 并不存在能够同时适应各种荷载的理想拱轴线。本工程结构主桁架立面形状以三心圆为基础, 进行适当微调, 以使整体立面形状平滑过渡。三心圆形状接近于设计荷载标准组合值 (即 1.0 恒荷载+1.0 活荷载+自重) 作用下的理想拱轴, 且建筑空间可满足煤场对于建筑净空的要求。

通过预应力张弦索作用, 使压弯构件和抗拉构件协同工作, 达到自平衡, 降低钢结构内力峰值, 调整结构内力分布, 增加结构刚度, 节省钢材用量; 同时拱结构支座反力大幅减少, 减小基础材料用量。主桁架榀与榀间距 30m, 可减少由于大面积的堆载产生的基础沉降不均匀对支座附近的节点和杆件的影响, 且有利于温度应力的释放。

本工程跨度较大, 主桁架下弦两点落地, 释放支座跨度方向弯矩。落地点采用万向球铰支座 (抗拉球型钢支座), 使主桁架与基础铰接, 可大幅节省基础材料用量。

3 结构设计

3.1 荷载作用

(1) 恒荷载

- 结构自重, 放大 1.1 (桁架考虑节点重量)。
- 屋面钢结构围护结构采用彩钢板, 次檩条共计 0.3kN/m²。

c. 局部灯具、机电设备等下弦恒荷载: 0.4kN/m^2 。

(2) 活荷载

a. 屋面活荷载: 0.5kN/m^2 。

b. 马道活荷载: 1.0kN/m^2 。

(3) 温度作用

温度荷载根据年均温度, 并考虑年极限温度、钢结构施工合拢时间适当调整, 采用 $+27\sim-27^\circ\text{C}$ 。

(4) 雪荷载

50 年一遇基本雪压为 0.4kN/m^2 , 本工程为雪荷载的敏感结构, 采用 100 年重现期雪压为 0.45kN/m^2 。积雪分布情况分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布按最不利情况采用。

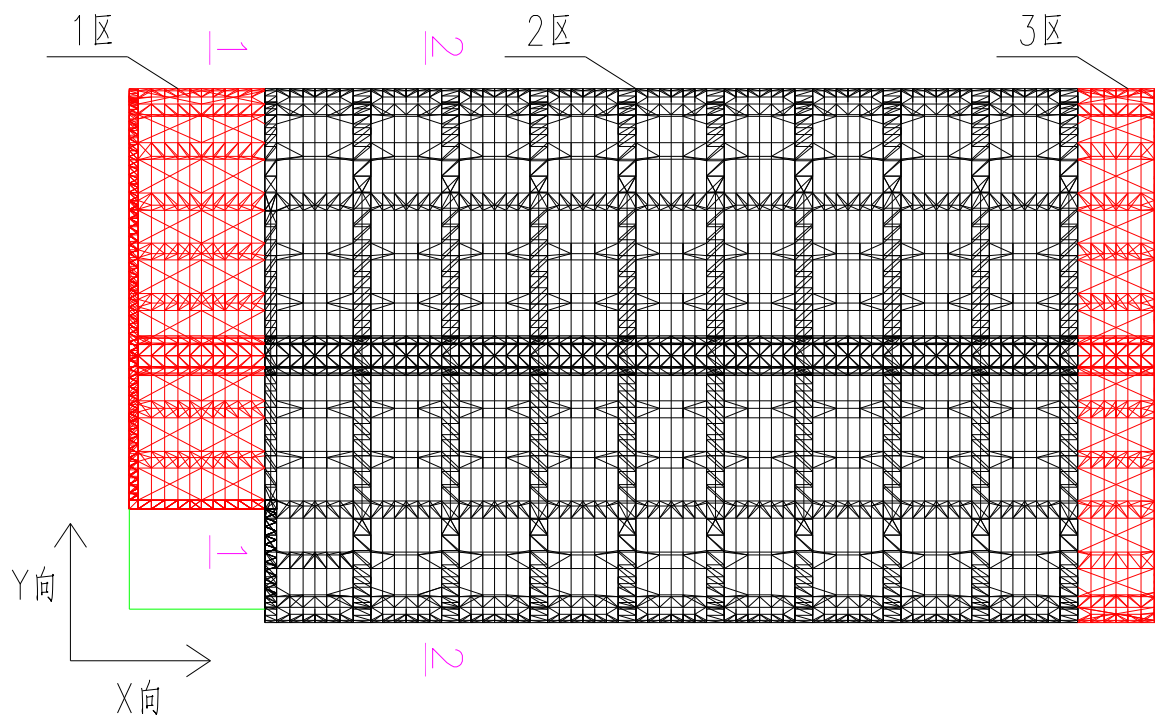
(5) 风荷载

a. 基本风压: 本工程桁架结构设计按 50 年一遇基本风压: 0.45kN/m^2 , 地面粗糙类别 B 类。考虑到本工程为超大跨度钢结构工程为风荷载敏感建筑, 因此, 对基本风压进行适当放大, 按 100 年一遇基本风压: 0.50kN/m^2 取值。

b. 高度系数: 风荷载高度系数根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012) [1] 表 8.2.1 进行计算选取。

c. 风振系数: 由于本工程跨度较大达到 172m, 虽然结构体系变形较小、计算风振系数可以考虑蒙皮效应的影响, 考虑蒙皮后刚度较大, 根据随机振动理论分析风振系数取 1.4。

d. 体型系数: 风荷载体型系数选取根据《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012) [1] 表 8.3.1 综合考虑, 选取风荷载体型系数。将平面分为三个区域, 纵向上封闭煤棚两端风荷载体型系数比中间部位风荷载体型系数略大。考虑在立面上风荷载体型系数的不均匀性, 因此将立面分为五个区域, 如图 2。



(a) 平面分区

(b) 1-1 立面分区

(c) 2-2 立面分区

图 2 平面与立面分区

表 1 体型系数表

	分区	a	b	c	d	e
X+向风	1 区	-0.8	-1	-1	-1	——
	2 区	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.6
	3 区	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.6
X-向风	1 区	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	——
	2 区	-0.6	-0.5	-0.5	-0.5	-0.6
	3 区	-0.8	-1	-1	-1	-0.8
Y+向风	1 区	-0.7	-0.7	-0.8	-0.5	——
	2 区	-0.5	-0.5	-0.8	-0.5	0.5
	3 区	-0.7	-0.7	-0.8	-0.5	0.5
Y-向风	1 区	0.5	-0.5	-0.8	-0.7	——
	2 区	0.5	-0.5	-0.8	-0.5	-0.5
	3 区	0.5	-0.5	-0.8	-0.7	-0.7

(6) 地震作用及相关参数:

a. 本区地震动峰值加速度 0.05g, 6 度, 建筑场地类别为 III 类, 设计分组第二组。

b. 抗震设防分类: 根据《建筑工程抗震设防分类标准》(GB50223-2008) [2], 本工程抗震设防类别为重点设防类。

3.2 设计控制参数

(1) 屋面钢结构桁架竖向挠度 $\leq 1/300$;

(2) 风荷载整体水平位移 $\leq H/150$ (H 结构高度);

(3) 一般构件强度、稳定应力比 ≤ 0.90 、支座附近构件应力比 ≤ 0.85 ;

(4) 考虑几何非线性整体稳定系数 ≥ 4.2 ;

(5) 考虑几何非线性及材料非线性整体稳定系数 ≥ 2.0 ;

(6) 预应力拉索应力比 ≤ 0.4 , 且不松弛;

(7) 杆件压杆长细比 ≤ 150 (弦杆)、 ≤ 180 (腹杆, 支座关键部位: $[\lambda] \leq 150$);

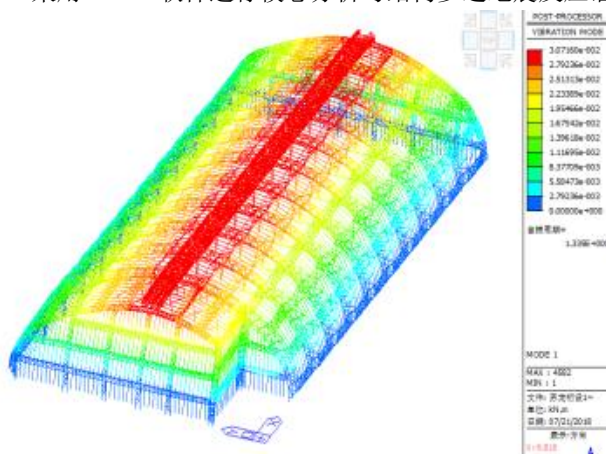
(8) 桁架拉杆长细比 ≤ 250 ;

(9) 结构体系在失稳时的变形延性性能: 考虑几何材料双非线性失稳时变形 $< 1/50L$, L 为结构跨度;

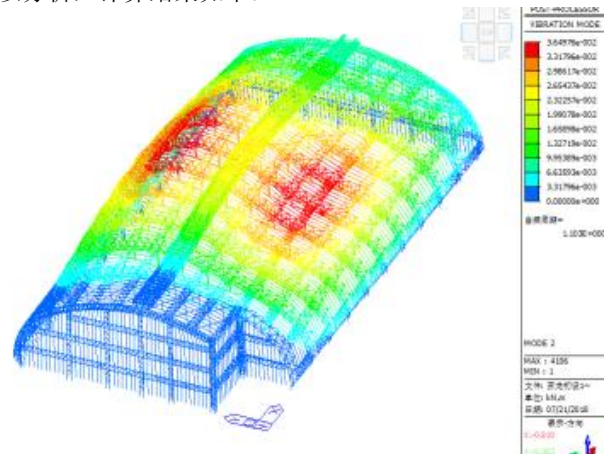
(10) 抗倒塌设计目标: 在意外情况下局部发生破坏, 考察钢结构的防倒塌能力, 取消一榀主桁架的一根落地弦杆、张弦索及一根斜索, 进行结构整体大变形抗倒塌分析, 考虑几何材料双非线性失稳时变形 $< 1/50L$, L 为结构跨度。

3.3 结构动力性能

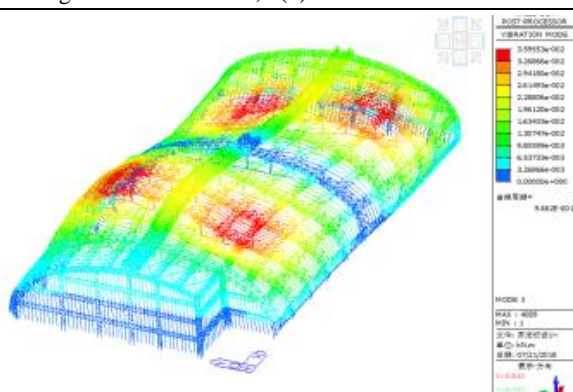
采用 Midas 软件进行模态分析与结构多遇地震反应谱分析以分析, 计算结果如下:



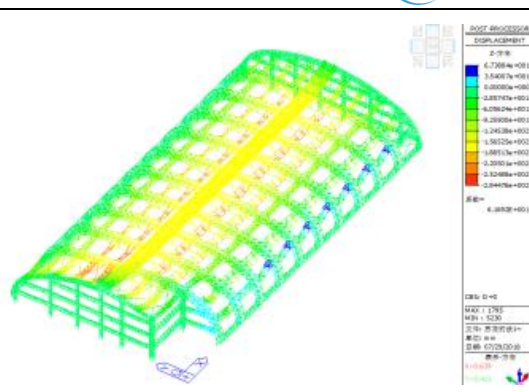
a) 第一阶振型 $T_1=1.335s$



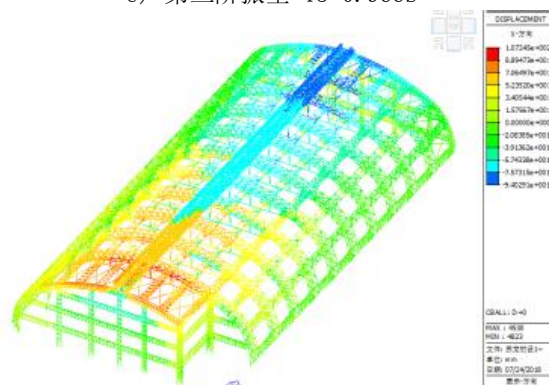
b) 第二阶振型 $T_2=1.103s$



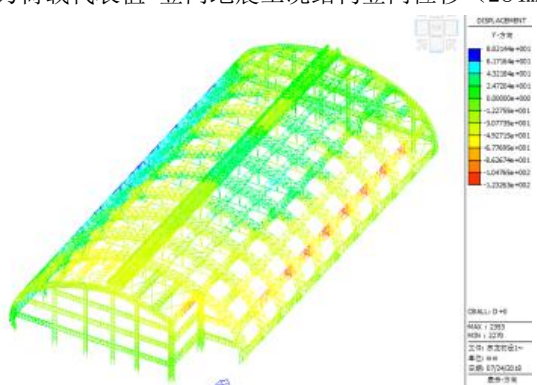
c) 第三阶振型 $T_3=0.966s$



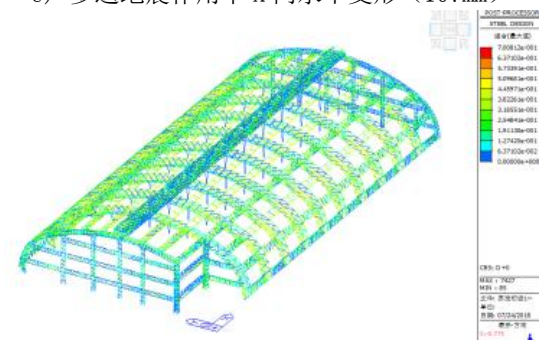
d) 重力荷载代表值+竖向地震工况结构竖向位移 (284mm)



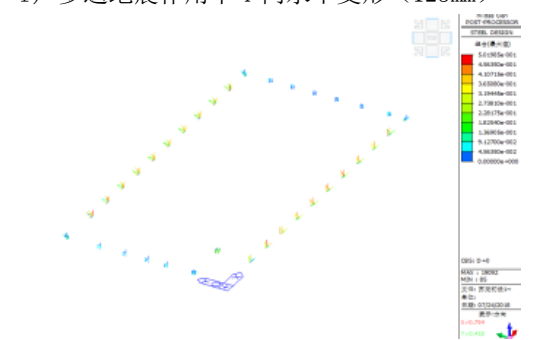
e) 多遇地震作用下 X 向水平变形 (107mm)



f) 多遇地震作用下 Y 向水平变形 (123mm)



g) 多遇地震作用下一般杆件应力比 <0.70



h) 多遇地震作用下支座附近杆件应力比 <0.50

图 3 结构动力性能

通过图 3 可以得出:

(1) 整体结构第一阶振型为 X 方向水平震动, 整体结构第二阶振型为 Y 方向水平震动, 整体结构第三阶振型为绕 Z 轴扭转振动。

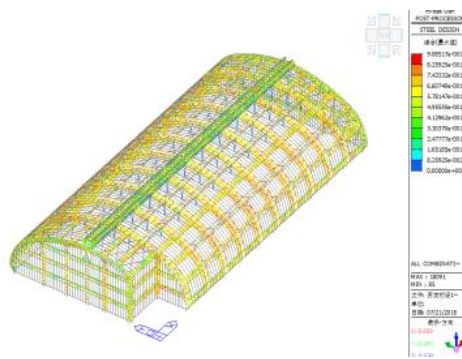
(2) 多遇地震作用, 重力荷载代表值+竖向地震作用标准组合, 钢结构最大竖向变形为 284mm, 为 $284/172000=1/606<1/300$, 水平向地震作用下结构 X、Y 水平变形分别为 107mm、123mm, 分别为高度的 $107/55200=1/519$ 、 $123/55200=1/451$, 满足规范要求。

(3) 在多遇地震作用下, 结构的一般杆件应力比在 0.70 以下, 支座附近杆件应力比在 0.50 以下, 结构处于弹性状态。

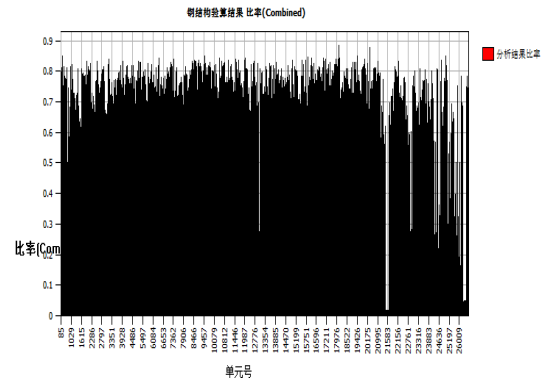
3.4 结构静力分析结果

3.4.1 结构强度计算

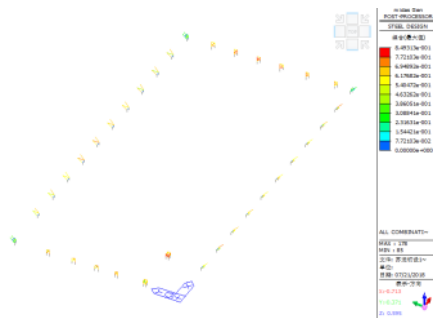
采用 MIDAS 软件进行结构计算分析, 考虑结构几何非线性, 对结构进行各荷载工况作用下的强度验算。静力计算结果见图 4。



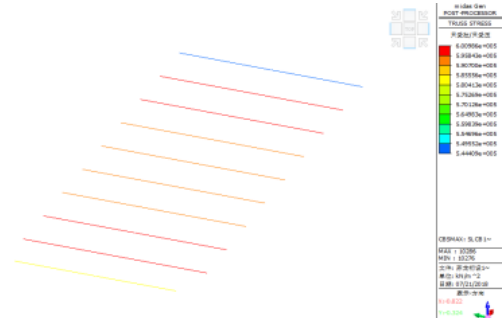
a) 钢结构一般构件应力比 (< 0.90)



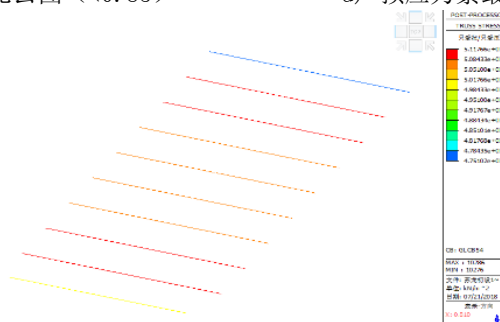
b) 钢结构构件应力比柱状图



c) 钢结构支座附近杆件应力比云图 (< 0.85)



d) 预应力索最大应力 ($< 1670 \times 0.4 = 668 \text{ MPa}$)

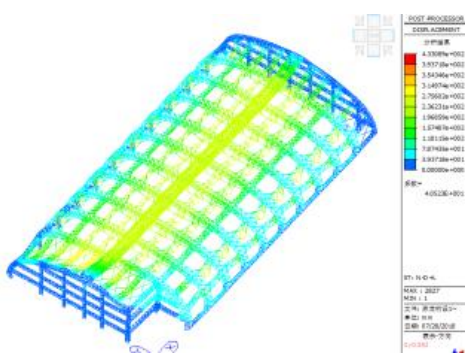


e) 预应力索最小应力 0.48MPa (未松弛)

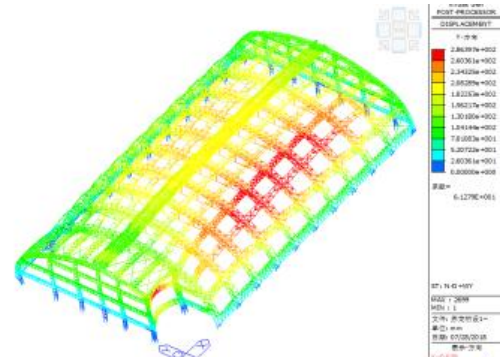
图 4 结构强度计算结果

3.4.2 结构位移计算

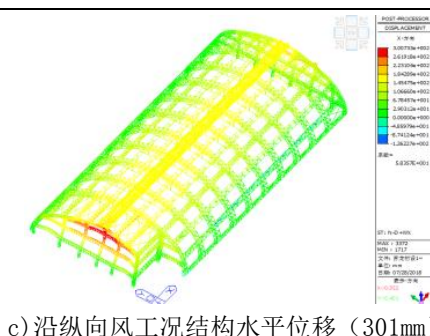
设计采用 MIDAS 程序在使用荷载 (1.0 恒载+1.0 活载+1.0 预应力)、风荷载作用下, 进行结构体系变形计算分析, 力学模型考虑结构几何非线性。结构位移计算结果见图 5。



a) D+L 工况结构竖向位移 (433mm)



b) 沿跨度向风工况结构水平位移 (286mm)



c) 沿纵向风工况结构水平位移 (301mm)

图 5 结构位移计算结果

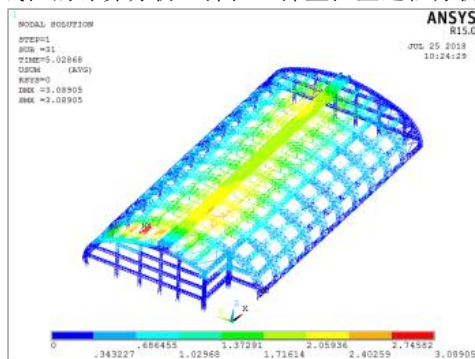
由图 5 可知, 在使用荷载 (1.0 恒载+1.0 活载+1.0 预应力) 作用下结构最大变形发生在跨中部位, 其最大竖向为 433mm, 为跨度的 $433/172000=1/397 < 1/300$; 钢结构在沿跨度向风荷载作用下最大水平变形为 286mm, 为结构高度的 $286/55200=1/194 < 1/150$ 。钢结构在沿纵向风荷载作用下最大水平变形为 301mm, 为结构高度的 $301/55200=1/184 < 1/150$ 。

4 结构整体稳定分析

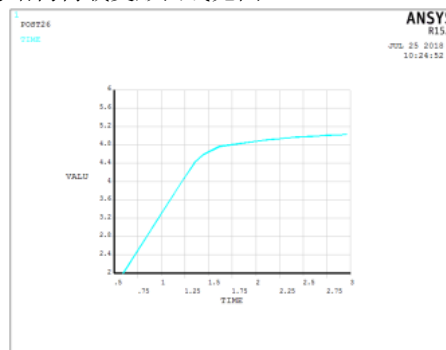
整体稳定屈曲值控制标准: 参照《空间网格结构技术规程》JGJ7-2010^[3], 当按弹性全过程分析时, 结构稳定承载力安全系数为 4.2, 当按弹塑性全过程分析时, 结构稳定承载力安全系数为 2.0。

4.1 使用荷载作用下结构整体稳定分析

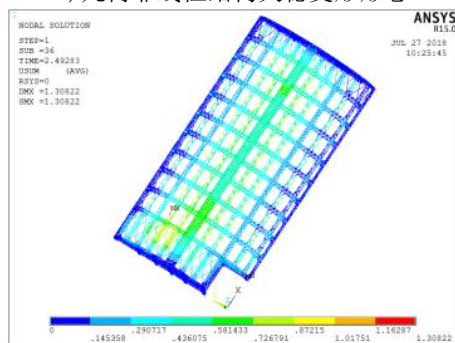
采用 ANSYS 软件, 取跨度的 1/300 作为初始几何缺陷, 进行仅考虑结构几何非线性与综合考虑结构几何非线性、材料非线性的计算分析。弹性、弹塑性全过程分析的结构失稳形态与结构荷载变形曲线见图 6。



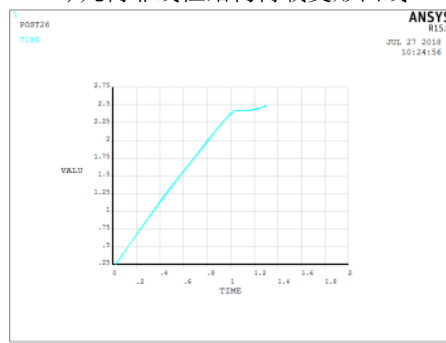
a) 几何非线性结构失稳变形形态



b) 几何非线性结构荷载变形曲线



c) 双非线性结构失稳变形形态



d) 双非线性结构荷载变形曲线

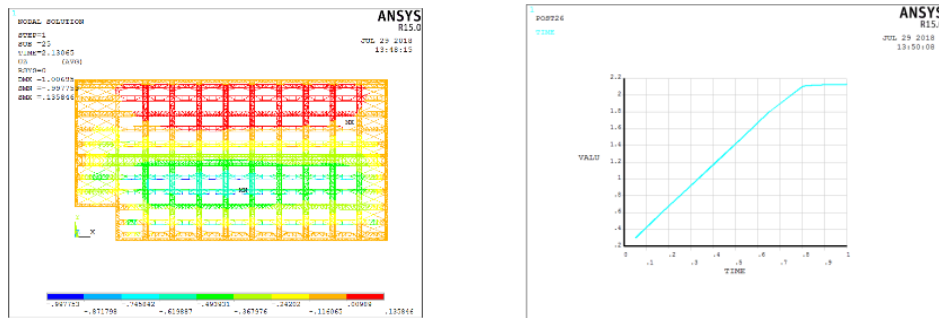
图 6 使用荷载作用下结构整体稳定分析结果

在几何非线性全过程分析下, 结构稳定承载力系数为: $4.8 > 4.2$; 在几何和材料双非线性弹塑性全过程分析下, 结构稳定承载力系数为: $2.4 > 2.0$, 且大变形失稳状态时的变形为跨度的 $1/132 < 1/50$, 满足规范及性能化设计目标要求。

4.2 半跨雪作用下结构整体稳定分析

本工程为大跨度钢结构工程, 属于对雪荷载敏感结构, 本工程基本雪压 0.45kN/m^2 (重现期 100 年), 而本工程屋面活荷载取为 0.5kN/m^2 , 全跨雪荷载小于屋面活荷载, 因此, 考虑在半跨雪荷载作用下分析结构承载全过程性能。采

用 ANSYS 软件,在半跨雪荷载作用下,对整体结构进行几何、材料双非线性承载全过程分析。失稳变形形态及荷载变形曲线见图 7。



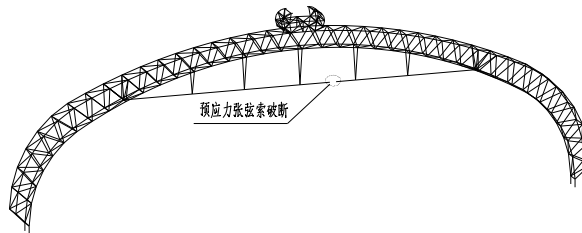
a) 半跨雪荷载作用结构失稳变形形态 b) 半跨雪荷载作用结构荷载变形曲线

图 7 半跨雪作用下结构整体稳定分析结果

在半跨雪荷载作用下,整体结构失稳时,雪荷载承载力系数为 2.14,结构竖向变形为 1.0m,为跨度的 $1.0/172=1/172 < 1/50$,说明结构在 2.14 倍的雪荷载作用,且变形未达到倒塌极限,整体结构稳定性能较好,满足性能设计目标。

4.3 基于稳定性能的抗连续倒塌分析

本工程为大跨度预应力钢桁架结构体系跨度达到 172m,结构中预应力拉索及主桁架弦杆落地点为关键部位构件。采用拆杆法,假设上述预应力张弦索及落地点主桁架弦杆破断失效,对整体结构是否会出现连续性倒塌进行考虑几何、材料双非线性的结构承载全过程分析,计算结果见图 8、图 9。



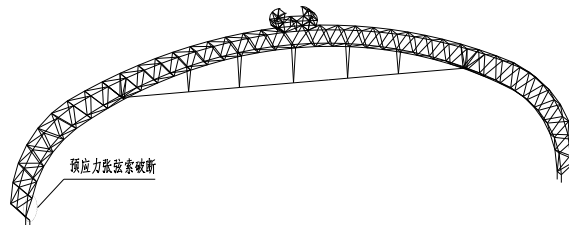
a) 预应力张弦索破断示意图



b) 张弦索破断结构失稳变形形态

c) 设计荷载作用下荷载变形曲线

图 8 预应力张弦索破断结构整体稳定分析结果



a) 主桁架弦杆破断示意图



b) 主桁架弦杆破断结构失稳变形形态

c) 设计荷载作用下荷载变形曲线

图 9 主桁架弦杆破断结构整体稳定分析结果

经分析,当张弦索、落地弦杆分别破断,在使用荷载(1.0恒载+1.0活载+1.0预应力)作用下,整体结构稳定系数分别为2.4、2.3失稳变形分别为跨度的1/146、1/169,说明当张弦索、落地弦杆破断后,整体结构仍具有2.0~2.5倍的继续承载能力,失稳变形值远小于1/50的倒塌极限。因此,当关键部位构件出现破断,整体结构不会出现连续性倒塌,且具有较强的抗倒塌能力。

5 结论与建议

(1) 结构选型:结构选型受建筑条件、工艺要求、荷载条件等多种因素影响。三心圆拱结构由于其曲率平滑、空间浪费少,且形状较接近于合理拱轴,因此在煤场结构中应用较多。在拱上部净空区段设置预应力拉索,平衡部分拱结构水平推力,形成自平衡体系。该结构构件以轴向拉压受力为主,充分发挥材料的承载能力,节约了用钢量。

(2) 结构风荷载体型系数取值:本结构跨度大,刚度较小,属于对风荷载敏感结构,风荷载的取值对结构、构件的力学响应影响很大。结构不同部位的体型系数应根据规范合理取值,必要时应进行缩尺模型风洞试验,确定结构不同部位的体型系数。

(3) 结构动力特性:整体结构第一阶振型为X方向水平震动,整体结构第二阶振型为Y方向水平震动,整体结构第三阶振型为绕Z轴扭转振动。在多遇地震作用下结构的一般杆件应力比在0.70以下,支座附近杆件应力比在0.50以下,结构处于弹性状态。

(4) 结构强度与刚度:考虑几何非线性,结构在各荷载工况作用下各构件应力比均满足规范要求,预应力拉索的最大应力比小于0.4,最小应力大于0,未松弛。在使用荷载(1.0恒载+1.0活载+1.0预应力)作用下结构最大变形433mm,为跨度的1/397<1/300;钢结构在沿跨度向风荷载作用下最大水平变形为286mm,为结构高度的1/194<1/150;钢结构在沿纵向风荷载作用下最大水平变形为301mm,为结构高度的1/184<1/150;均满足规范要求。

(5) 结构整体稳定性:对结构进行考虑初始缺陷的整体稳定分析,在使用荷载作用下、半跨雪荷载作用下,考虑结构几何非线性与材料非线性,结构的稳定承载力系数K均大于2.0,满足《空间网格结构技术规程》JGJ7-2010^[3]要求。比较分析结果发现,在跨雪荷载作用下,结构的稳定承载力系数K较小,说明在半跨雪荷载作用下结构整体稳定性较差。

(6) 结构抗倒塌性能:使用拆杆法,对预应力张弦索及落地点主桁架弦杆破断失效,整体结构抗倒塌性能进行分析。结果表明,当张弦索、落地弦杆分别破断,在标准组合荷载作用下,当张弦索、落地弦杆破断后,整体结构仍具有2.0~2.5倍的继续承载能力,失稳变形值远小于1/50的倒塌极限。整体结构具有较强的抗倒塌能力。

【参考文献】

- [1] 葛家琪,王树等.2008 奥运会羽毛球馆新型弦支穹顶预应力大跨度钢结构设计研究[J].建筑结构学报,2007,28(6):10-21.
 - [2] 张国军,葛家琪,王树,等.内蒙古伊旗全民健身体育中心索穹顶结构体系设计研究[J].建筑结构学报,2012,33(4):12-22.
 - [3] 沈世钊.大跨空间结构的发展:回顾与展望[J].土木工程学报,1998,31(3):5-14.
 - [4] 范峰,马会环,张洋,等.碗式半刚性节点网壳弹塑性稳定分析[J].哈尔滨工业大学学报,2010,42(10):1514-1518.
 - [5] 曹正罡,孙瑛,范峰,沈世钊.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.
 - [6] 葛家琪,张爱林,杨维国等.基于性能的大跨度钢结构设计研究[J].建筑结构学报,2011,32(12):29-3.
 - [7] 葛家琪,王树等.东北师范大学体育馆体内预应力大跨度钢管桁架结构设计研究[J].建筑结构,2009,39(10):52.
 - [8] 吴碧野,孙寅健.某电厂200m跨度煤场封闭钢结构设计与分析[J].建筑结构,2016(46):514-518.
 - [9] 葛家琪,王树等.河南艺术中心大剧院钢屋盖基于延性的性能化设计研究[J].建筑结构,2008,38(12):1-6.
- 作者简介:刘树宁(1993.1-),助理工程师,硕士研究生。