

文章编号:1673-9469(2009)01-0046-05

预应力钢桁架结构的设计与极限承载力分析

孙伟

(中诚建筑设计有限公司,上海 200000)

摘要:介绍了钢桁架结构体系的布置特点,结合初始态张拉分析,提出合理运用张拉预应力的方法。考虑初始缺陷,着重进行几何非线性分析和弹塑性极限承载力分析,找出结构的破坏机制。计算结果表明结构具有足够的安全储备。

关键词:预应力钢桁架,张拉体系,特征值屈曲,初始缺陷,弹塑性极限承载力,套钢管节点

中图分类号: TU312

文献标识码: A

Design and elastic-plastic ultimate bearing capacity analysis of pre-stressed truss

SUN Wei

(Zhongcheng Architectural Design Ltd., Shanghai 200000, China)

Abstract: The roof of the gym is a typical pre-stressed steel truss. It mainly introduced the structure layout. With initial pre-stress and static analysis, the effective method to use the pre-stress was given. Considering initial imperfection, the geometry nonlinear calculation and elastic-plastic ultimate load capacity analysis are taken, and then the damage mechanism was got. The results show that the structure has enough safety emergence capacity.

Key words: pre-stressed steel truss; tension system; eigen-value buckling; initial imperfection; elastic-plastic ultimate load

近年来,随着建筑技术的飞速发展,预应力钢结构在大跨结构中的应用越来越多,主要因为其具有下面几个优点:一是预应力钢结构使得大跨结构变得轻巧美观,用钢量大为节省。另一方面,预应力钢结构通过张拉索可以对结构实现主动的控制,改善结构的内力分布,实现结构的自平衡机能,对于大跨结构来说,既可以优化自身内力,又可以减少钢结构对下部结构的水平推力。钢结构预应力大多采用拉索进行施加,笔者选取一个典型的拉索预应力钢桁架,对该预应力桁架的结构体系、张拉分析、非线性屈曲进行分析,并着重进行了弹塑性极限承载力的研究,这种全过程分析既考虑几何非线性,又考虑材料非线性,因此最能反映结构的实际受力情况。进而分析出结构的强度、稳定性以至于刚度的整个变化历程,并最终得到结构的真实承载力。

1 工程概况

本文分析的体育馆模型主体呈环形,屋面内圈采用球冠形。体育馆主体为四层混凝土框架结构,钢屋盖中央核心圆为预应力桁架壳体,外圈为围护刚架结构。整个屋盖的屋檐水平投影直径为97.6m的圆形,其中核心圆的投影直径为71m。屋檐的最高点标高为23.485m,整个壳体的矢高为6.5m,壳体中央开有一直径19m的圆孔,上有膜结构。整个建筑造型富于动感,与体育的主题很好的契合。

2 结构布置

根据屋盖形态特点和下部支撑条件,将整个

屋盖结构分为两部分—核心圆和外围围护刚架,其中核心圆部分为预应力桁架,矢高为6.5m,矢跨比约为1/11。除拉索外,其余构件均为圆钢管。外围刚架与核心圆铰接连接,构成附属围护构件。结构三维图如图1所示,剖面图如图2所示。本文主要介绍中心核心圆部分的结构组成。

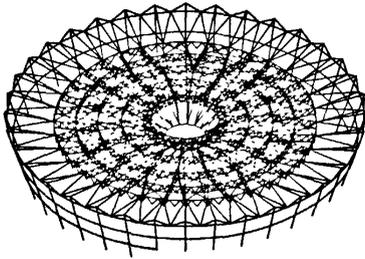


图1 结构轴测图

Fig.1 Axonometric drawing of structure

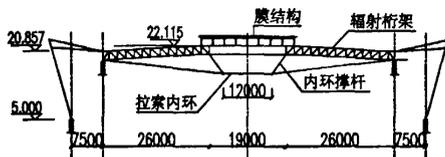


图2 结构剖面图

Fig.2 Structure profile

1)辐射桁架。共布置了18榀辐射桁架。桁架采用分叉形式,最外端为双榀形式,在直径为48m中心圆处汇合成一榀。桁架高2m,上、下弦杆互相平行,与水平面成 3° 的倾角,形成一个扁平壳。辐射桁架内端与刚性环连接,外端与钢立柱连接,钢立柱落在下部混凝土结构上。为减小支座水平推力,设置滑动橡胶垫与混凝土连接。桁架的弦杆采用不同截面圆钢管。其中,分叉段辐射桁架上弦杆为 $\Phi 273 \times 6.5$,下弦杆为 $\Phi 273 \times 6.5 \sim \Phi 219 \times 6.5$,汇合后桁架上弦杆为 $\Phi 299 \times 8$,下弦杆为 $\Phi 180 \times 6$,腹杆采用 $\Phi 114 \times 5$ 和 $\Phi 89 \times 4$ 两种截面。

2)刚性环。刚性环用来承受和平衡平面桁架传来的水平推力,采用矩形环空间桁架,断面为 $2\text{m} \times 2\text{m}$,外径为23m。与内环撑杆对应位置设置斜腹杆,直接传递内环撑杆向上的支撑力。刚性环上弦截面为 $\Phi 299 \times 8$,下弦截面为 $\Phi 273 \times 6.5$,腹杆采用 $\Phi 114 \times 5$ 和 $\Phi 89 \times 4$ 。

3)拉索、拉索内环及内环撑杆。与辐射桁架对应,设置36根预应力辐射拉索,拉索外端与辐射桁架外端相连,内端连接在水平受拉的拉索内

环上,该环中心线的直径为12m。拉索内环与辐射桁架的刚性环通过内环撑杆相连,形成杂交体系。在施工安装阶段,通过张拉拉索对上部壳体结构反向加载,使结构产生反拱。其中拉索采用 $\Phi 5 \times 91$ 的1670级钢绞线,拉索内环截面为 $\Phi 325 \times 16$,内环撑杆截面为 $\Phi 219 \times 8$ 。

4)环向支撑桁架与屋面支撑。由于辐射桁架属于平面结构,为了避免其产生面外失稳,设置了4道环向支撑桁架,间距约6m。该支撑可协调辐射桁架受力,而且辐射桁架的径向轴力也可以通过环向支撑的环向变形消化。屋面满布 $\Phi 22$ 张紧的圆钢。最外圈环向支撑下端与混凝土环梁铰接,形成环向抗侧力体系,来抵抗屋盖的整体水平变形和扭转。桁架上弦截面为 $\Phi 299 \times 10$ 和 $\Phi 273 \times 6.5$,下弦根据其受力大小,从外向内采用 $\Phi 273 \times 8$ 、 $\Phi 180 \times 6$ 及 $\Phi 152 \times 5$ 的钢管,腹杆采用 $\Phi 114 \times 5$ 和 $\Phi 89 \times 4$ 两种截面。最外圈环撑采用 $\Phi 180 \times 6$ 截面。

结构各部分合理连接、协同工作,形成稳定空间结构体系,体系传力路径明确直接,因此即使跨度较大,结构仍显得轻巧精致。杆件总用钢335吨,按投影面积计算约为 $44\text{kg}/\text{m}^2$,其中核心圆部分约为 $50\text{kg}/\text{m}^2$ 。

3 荷载及荷载组合

屋面恒载包括构件自重、屋面板重量、檩条拉条重量、吸音材料重量、中心膜屋面重量、马道灯具重量。其中构件自重由程序自动考虑,屋面板、檩条、拉条、吸音材料的总荷载为 $0.5\text{kN}/\text{m}^2$,内圈马道荷载 $1.0\text{kN}/\text{m}$,外圈马道荷载 $4.0\text{kN}/\text{m}$ 。中心玻璃屋面荷载为 $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ 。活荷载按照 $0.5\text{kN}/\text{m}^2$ 取值。该地区50年一遇的基本雪压为 $0.30\text{kN}/\text{m}^2$,与活荷载相比,活荷载起控制作用。该地区50年一遇的基本风压为 $0.35\text{kN}/\text{m}^2$,体型系数根据荷载规范为 -0.6 ,考虑到整个结构对风荷载动态效应较为敏感,风振系数取1.7。设计中同时考虑了风荷载以及 $\pm 25^\circ\text{C}$ 的温度荷载以充分计算结构在各种不利荷载作用下的反应。

4 结构设计与分析

4.1 模型分析

圆钢管之间的连接全部按照相贯线焊接,所

有杆件均采用空间梁单元。辐射桁架支座采用径向可滑动铰支座模型,最外圈环向支撑采用固定铰支座。本工程中预应力索只承担轴向荷载,且一直处于受拉状态。因此选用两端铰接梁单元来模拟拉索,且一根拉索只采用一个单元,简化计算模型。

采用国际通用有限元程序 SAP2000 进行结构的静力分析与设计,采用 ANSYS 进行结构屈曲模态分析、几何非线性分析和弹塑性极限承载力分析。

4.2 预应力的取值原则

预应力桁架拉索的预应力是初始态设计的关键。在自重及附加荷载作用下,索体提供的轴向拉力通过内环撑杆对结构实现反向加载,可以很好控制结构在附加荷载作用下的竖向位移。若预应力太小,则拉索在风吸作用下容易松弛,破坏结构整体承载机制;过大的预应力将导致杆件内力增大、节点形式复杂,降低了索拉力的使用效率。以最不利风吸作用下,拉索不松弛且有一定余留拉力为原则,通过比较优选,确定施加 75kN 预应力,而结构的竖向位移可通过预起拱来实现。

张拉阶段,主动控制索拉力,称为主动索;张拉完毕后,在自重作用下,结构变形导致索继续受拉,主动索变为被动索,此时,屋盖竖向位移为 -23.2mm,支座向外滑动量为 8.4mm,此时拉索内力为 158kN。

4.3 几何非线性稳定分析

虽然拉索的存在改善了结构的受力性能,但

结构仍有明显的壳体特征,因此需要进行非线性稳定分析。首先进行特征值屈曲分析,得到结构各阶弹性屈曲模态,采用结构 1 阶屈曲模态作为初始缺陷的分布模态,最大缺陷值取跨度的 1/300。随后进行几何非线性分析,分析过程不仅考虑 P- Δ 效应的影响,而且考虑大位移引起的刚度矩阵修正,通过对平衡路径的追踪,得到结构全过程的荷载一位移曲线。采用 ANSYS10.0 分析,考虑部分杆件长细比较小,因此选用基于 Timoshenko 梁理论的 Beam188 单元,以考虑剪切变形的影响,索采用 Link10 单元,通过设置初应变来施加预应力。采用弧长法来追踪平衡路径,初始态为张拉完毕状态,基本荷载为满布 1.0 恒载 + 1.0 活载。结构 1 阶屈曲荷载为 5.5 倍(恒 + 活),2 阶屈曲荷载为 8.7 倍,前两阶屈曲模态为局部扭转(图 3(a)),3 阶屈曲荷载为 12.5 倍,模态为辐射桁架平面外局部失稳(图 3(b))。分析结果表明,结构虽然有足够的安全度,但由于采用柔性屋面支撑,导致结构抗扭能力偏弱。

考虑初始缺陷,假定材料为线弹性,进行几何非线性分析。荷载一位移曲线(图 4)表明,随着荷载增加,顶点挠度逐渐增大,在 7.16 倍基本荷载时,结构才出现不收敛。尽管顶点挠度增大。由于没有考虑材料的屈服,所以曲线总体上呈现上升趋势,反映了结构发生整体失稳的承载力。分析结果表明,结构的非线性并不强,整体变形呈现线性特征。但是,几何非线性分析并不能反映由于材料破坏引起的局部失稳。对于大跨度杂交体

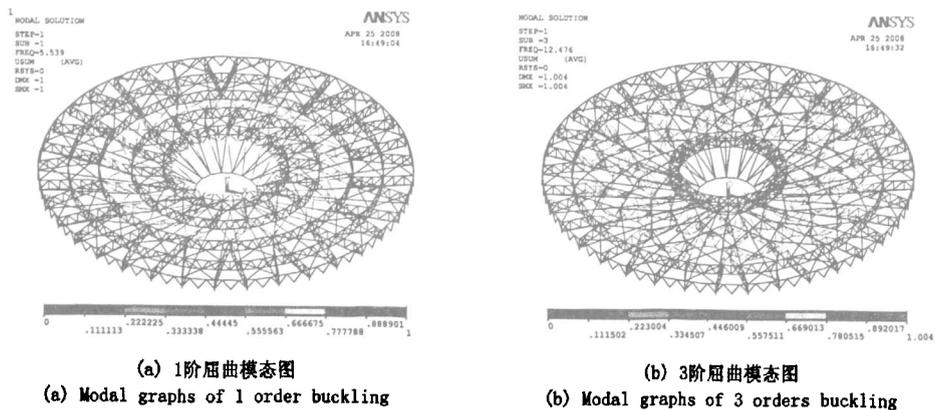


图3 结构屈曲模态图
Fig.3 Modal graphs of structural buckling

到最外圈环向支撑进入塑性,此时辐射桁架等于失去了所有的平面外支撑,整个结构成为松散的辐射桁架单体,失去整体承载能力。如极限状态的应力云图(图7)所示,此时辐射桁架大部分构件仍然处于弹性阶段,因此决定浅壳结构整体承载能力的关键因素是环向支撑的强度,而非桁架本身的强度。

通过弹塑性极限承载力可知,结构是否失效不一定由失稳来判断,也有可能由材料的破坏导致结构失效。上述分析表明,结构在正常使用情况下具有足够的安全储备。

5 结论

1) 预应力钢桁架结构具有明显的壳体结构受力特征,灵活运用滑动支座可以释放结构的水平推力,合理布置拉索使结构成为自平衡体系。该结构具有良好的传力体系及整体承载能力。

2) 对于预应力张拉结构,尽管加大预拉力可以有效控制结构竖向位移,但会导致杆件内力增大,因此不一定为最优方法。对于大跨结构可采用预起拱的方法来调节竖向位移幅值,但要确保拉索在各种不利荷载工况下均不松弛,且有一定

余留拉力。

3) 屋面采用柔性支撑,满足结构的承载力要求,且节省钢材,但后续分析表明,该做法降低结构的抗扭转能力,在设计时需慎重考虑。

4) 结构的失效由稳定和材料破坏双重控制,必须进行稳定性与弹塑性分析才能真正了解结构的破坏机制。对于大跨浅壳结构,经常是材料破坏起控制作用,且塑性发展规律一般为环向支撑体系从内向外破坏,最后使完整结构成为互不联系的单榀孤立桁架。

参考文献:

- [1] 美国 ANSYS 有限公司. ANSYS 实用手册[M].北京:科学出版社,2000.
- [2] 康晓菊,丁洁民,何志军.北京奥运会乒乓球馆屋盖结构的弹塑性极限承载力分析[J].结构工程师,2005,21(6):8-11.
- [3] 丁洁民,何志军,康晓菊.2008 奥运乒乓球馆预应力钢屋盖非线性分析与研究[J].同济大学学报(自然科学版),2007,35(7):871-875.
- [4] 马洪涛.南通市体育会展中心铸钢节点模型的非线性有限元分析[J].建筑钢结构进展,2007,9(2):38-42.

(责任编辑 刘存英)

(上接第 42 页)

比的提高而显著的降低(图 3c),轴压比高的短肢剪力墙的开裂荷载、屈服荷载和极限承载力要比轴压比低的短肢剪力墙大,但延性和耗能能力要比后者小;其中轴压比为 0.3 左右的短肢剪力墙试体,综合性能较好,因此建议短肢剪力墙的轴压比应控制在 0.3 左右。

4 结论

1) 分离式建模方式可以更精确地模拟短肢墙的结构形态,进而了解短肢墙钢应力分布,可以对短肢墙的破坏形态进行更为准确和精确的分析。

2) 加暗柱可以有效改善短肢剪力墙承受水平荷载的能力,并提高其抗震性能。

3) 当轴压比为 0.3 时,结构的延性最好,对抗震最有利,结构设计中尽量将其控制在 0.3 左右。

4) 随着混凝土等级的增加,T形短肢剪力墙的

开裂荷载、屈服荷载和极限荷载最大位移都持续增加,但延性性能先增加后减小。混凝土等级达到一定值后,试件承载能力将继续增加,但其变形能力却减小了。混凝土强度为 C30 时,T形短肢剪力墙试件的承载能力、变形及延性性能较好。

参考文献:

- [1] 胡启平,张华,许瑞萍,等.框架-剪力墙-薄壁筒斜交结构分析的初参数法[J].河北建筑科技学院学报,2004,21(3):37-41.
- [2] 陆新征,江见鲸.用 ANSYS Solid 65 单元分析混凝土组合构件复杂应力[J].建筑结构,2003,33(6):22-24.
- [3] 张颖.短肢剪力墙结构的弹塑性性能研究[J].四川建筑,2007,(5):197-199.
- [4] 王建祥.T形短肢剪力墙静力性能仿真分析及优化[D].乌鲁木齐:新疆农业大学,2006.
- [5] JGJ3-2002,高层建筑混凝土结构设计规程[S].
- [6] GB50010-2002,混凝土结构设计规范[S].

(责任编辑 闫纯有)