

# 杭州大剧院的结构设计

周 嵘 陈忠麟 朱一峰 冯军洪  
(杭州市建筑设计研究院 310001)

**[提要]** 杭州大剧院工程建筑设计新颖独特,给结构设计带来了很多新的课题,如斜桩设计、特殊体型结构的抗风设计、大跨度空间钢结构设计、大面积圆锥面玻璃幕墙设计、双墙声学缝设计等。文中介绍了杭州大剧院结构设计的基础设计、风洞试验和上部结构设计以及声学设计对结构的影响等主要内容。

**[关键词]** 结构设计 斜桩 风洞试验 空间钢桁架 预应力梁 双墙声学缝

Due to the unique architectural design of Hangzhou Grand Theatre, structural design have many new questions for study, including the design of angled pile, wind resisting design for the special shape, large-span space steel structure, large-area conical glass curtain wall, double walls acoustic joint. The main content of structural design is introduced for Hangzhou Grand Theatre.

**Keywords:** structural design; angled pile; tunnel test; space steel truss; prestressed beam; double walls acoustic joint

## 一、工程概况

作为中国第七界艺术节主会场的杭州大剧院位于钱塘江畔、杭州市钱江新城规划用地区域内,西北、西南为规划中的市政府行政办公大楼及城市广场。剧院占地96亩,总建筑面积约5.5万 $\text{m}^2$ ,建筑高度46.4m,最大挖深-19.6m,钢结构最大跨度172m,投资7.3亿元。由1600座的剧场、600座的音乐厅、400座的多功能厅以及配套辅助用房组成。剧院外观造型新颖独特,总平面布置为一个椭圆,由一个双曲壳和一个倒置圆锥壳相交形成,充分体现了杭州新千年的精神和文化中心的特点。大剧院建筑平、剖面见图1,现场施工照片见图2。

工程结构设计中遇到许多难点,如双曲屋面屋脊桁架支座处水平推力的处理,特别体型结构风荷载取值,高等级剧院声学要求设置混凝土双墙对结构设计及施工的影响,大跨度空间钢结构的计算分析及设计等。下面重点介绍杭州大剧院结构设计中的上述问题的解决方法。



图2 施工中的杭州大剧院

## 二、基础设计

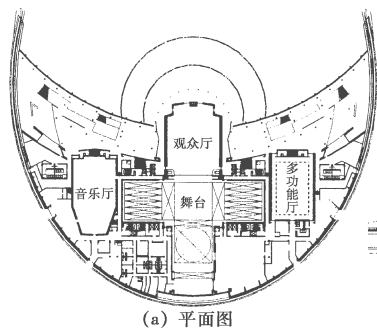
### (一)地质条件

根据岩土工程勘察报告,工程地质情况见表1,地下水位在地表下0.2~2.0m,建筑场地类别为Ⅱ类。

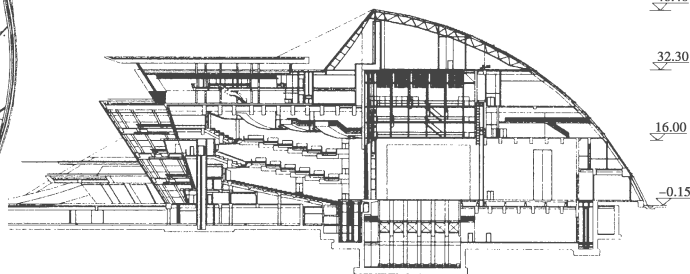
### (二)桩基础设计

根据工程地质条件及结构荷重分布不均匀的特点,并考虑存在中等液化土层的因素,采用大直径钻孔灌注桩,以层⑦-3圆砾层为持力层,桩端进入持力层深度不小于4倍桩径,桩底后压浆。单桩承载力设计值: $\phi 1\ 000$ 为5 500kN,  $\phi 800$ 为4 000kN,桩长约30~35m。

经对地下室进行抗浮验算,在台仓、动力机房等处设置抗拔桩,抗拔桩不进行桩底注浆。基础采用桩筏基础,地下室底板厚1~1.5m, C35防水混凝土,抗渗标号不低于S8。



(a) 平面图



(b) 剖面图

图1 杭州大剧院平、剖面图

杭州大剧院屋盖空间钢结构的屋脊主桁架为三角形空间拱桁架, 跨度 172m, 其落地支座处存在很大的水平力, 根据空间计算结果, 水平力达 6 747kN, 普通竖向灌注桩的水平承载力较小 (仅 100kN), 无法满足承载力及变形控制的要求, 故设计采用斜桩。受施工工艺及施工机械的限制, 采用锤击预制方桩 450×450, 桩身与垂线的夹角最大能达到 16°, 桩长 40m, 分 4 节, 每节长 10m, 焊接接头, 桩身全断面进入持力层⑦-3 不小于 500mm, 单桩受压承载力 2 800kN, 单桩抗拔承载力 1 100kN。采用“八”字形布桩方式, 桩数确定计算见图 3,  $\sum X = 6 747\text{kN}$ ,  $\sum Z = 7 332\text{kN}$ ,  $N = 9 964\text{kN}$ 。由图解法可得, 对 ±16° 斜桩的情况, 受压承载力和受拔承载力分别需达到 16 053, 8 425kN, 考虑到垂直于 X 方向也存在一较小的水平力, 经计算, 也布置少量斜桩, 实际布桩每个支座共 18 根, 其中抗压桩 8 根, 抗拔桩 10 根, 承台尺寸 8.9m×4.1m×3m, 详见图 4, 图中 KB 表示抗拔桩, 箭头方向

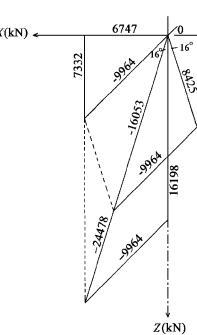


图 3 斜桩图解计算

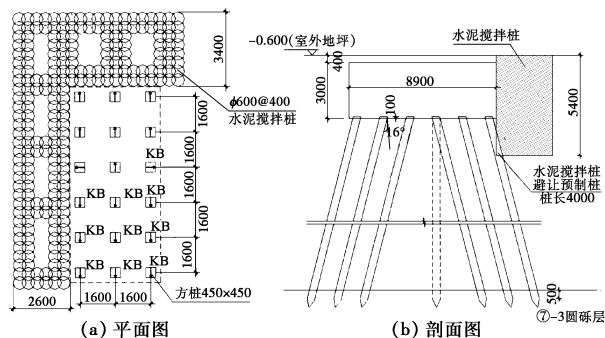


图 4 斜桩承台平、剖面

为斜桩倾斜方向。为了减小屋脊桁架支座处在水平力作用下的位移,在承台的被动土区采用  $\phi 600@400$  的水泥搅拌桩加固土体,加固深度  $-0.6 \sim -6.0\text{m}$ 。

### 三、风洞试验

杭州大剧院造型新颖独特,由一个双曲壳和一个倒置圆锥壳相交形成大剧院的主体建筑部分。由于建筑体型复杂,既有双曲面,又有圆锥面,而我国现行规范对于这种体型的建筑物的风荷载计算没有规定相应的体型系数。为了给结构抗风设计提供依据,保证结构设计的安全、经济、合理,设计前进行了风洞试验,按相似原理要求,在模拟大气边界层流场的风洞中进行了模拟试验,测定了建筑物表面的平均风压、脉动风压和体型系数。风洞试验模型见图5。

试验结果,双曲屋盖最大平均正风压为  $0.521\text{kN/m}^2$ ,最大平均负风压为  $-1.261\text{kN/m}^2$ ;圆锥面幕墙的最大平均正风压为  $0.666\text{kN/m}^2$ ,最大平均负风压为  $-0.640\text{kN/m}^2$ 。

模型各测点之间风压变化较大,并且同一测点在不同风向角下其风压值也有很大的差异,为了更直观地说明平均风压随风向角改变而变化的情况,根据结构和风压分布特征将该大剧院的屋面和幕墙共分成32个区,各区的风压采用区内各测点风压的面积加权平均值。由风洞试验结果可计算出 $0^{\circ}\sim 360^{\circ}$ 均分24个风向角下的各分块风压值, $0^{\circ}$ 和 $180^{\circ}$ 两个风向角下



图 5 风洞试验模型

土层名称	含水量 $w$ (%)	湿重度 $\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	比重 $G_s$	孔隙比 $e$	液限 $w_L$ (%)	塑限 $w_P$ (%)	液性指数 $I_L$	塑性指数 $I_P$	承载力 标准值 $f_k$ ( $\text{kPa}$ )	压缩 模量 $E_s$ ( $\text{MPa}$ )	钻孔灌注桩	
											$q_{pk}$ ( $\text{kPa}$ )	$q_{sk}$ ( $\text{kPa}$ )
①-1 杂填土		17										
①-2 素填土		17.5										
①-3 塘淤泥		16.0										
②-1 砂质粉土	26.7	19.1	2.70	0.751					100	5.0		25
②-2 砂质粉土	30.0	18.7	2.69	0.826					130	9.0		35
②-2 夹砂质粉土									100	5.5		25
②-3 砂质粉土夹粉砂	31.2	18.5	2.68	0.872					120	7.0		25
③-1 砂质粉土夹粉砂	29.9	18.7	2.69	0.839					150	10.0		60
③-1 夹砂质粉土									120	7.0		30
③-2 砂质粉土夹粉砂	30.1	18.9	2.70	0.819					90	5.0		25
④ 淤泥质粉质粘土	38.9	17.9	2.72	1.075	35.7	20.7	1.27	15.0	90	3.0		15
⑤-1 粘土	35.2	18.2	2.74	1.002	47.8	25.6	0.43	22.2	160	8.0		68
⑤-2 粉质粘土	25.6	19.5	2.71	0.715	30.3	18.5	0.60	11.8	180	8.5		55
⑤-1 含粘粉砂	24.3	19.8	2.71	0.675	31.1	19.7	0.44	11.4	181	10.0		60
⑥-2 中砂									200	12.0		60
⑥-3 含砾中细砂	26.6	17.9	2.66	0.845					240	15.0		60
⑦-1 圆砾									300	18.0	4 500	90
⑦-2 砾砂									250	15.0	3 500	80
⑦-3 圆砾									380	20.0	5 500	120
⑦-4 圆砾									300	18.0	3 500	80
⑧-2 强风化砂砾岩									800	>25	5 000	110
⑧-3 中等风化砂砾岩									1 200	>30	7 000	120

各分块的风压值如图 6 所示。对于整体而言,结构的最不利风向角有三种情况,即负风压最大、正风压最大和风压梯度最大。试验结果显示,对椭球面屋盖,最不利风向角为  $0^{\circ}$ 、 $60^{\circ}$  和  $180^{\circ}$ ;对圆锥面幕墙,最不利风向角为  $0^{\circ}$ 、 $105^{\circ}$  和  $135^{\circ}$ 。在结构计算时只需对以上最不利风向角进行抗风验算,既减少了计算工况,又合理地包括了不利风载,保证了结构的经济安全。设计时再分别考虑荷载效应系数、百年一遇荷载系数、结构重要性系数后采用风荷载计算值。

关于大跨度柔性屋面结构的风振系数,我国建筑结构荷载规范中无明确规定,试验单位通过理论计算,并根据试验所得的风压脉动量的大小、结构的固有频率和工程经验,给出屋盖结构的风振系数的建议值为  $1.6\sim 1.8$ 。

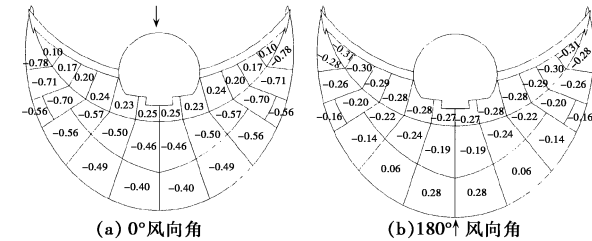


图 6 各分块的风压值( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

四、上部结构设计

杭州大剧院地上主体结构采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构,屋盖部分为钢结构,其中后屋盖为空间钢结构,前屋盖点式玻璃幕墙的支承结构为空间鱼腹式钢桁架结构,屋顶餐厅亦为钢结构,杭州大剧院主体混凝土结构部分电算分析采用结构空间有限元分析设计软件 SATWE 及结构三维分析与设计软件 TAT,钢结构部分均采用 ANSYS 有限元分析软件,钢结构计算时分别进行了钢结构单独计算、钢结构与混凝土结构整体计算,并进行了比较分析。

(一) 钢筋混凝土主体结构

剧院的观众厅、舞台、音乐厅、多功能厅等主要大空间结构均采用钢筋混凝土剪力墙承重,墙厚  $400\sim 700\text{mm}$ ,其余附属用房采用钢筋混凝土框架柱承重,柱断面一般为  $600\times 600$ ,跨度为  $8\sim 9\text{m}$ 。在倒圆台部分的斜柱及大斜面玻璃幕墙下方的圆柱,因建筑美观要求及尺寸限制,采用钢管混凝土柱,钢管为  $\phi 600\times 16$ ,管内浇注 C40 混凝土。由于剧院有非常高的声学要求,因此,歌剧院、音乐厅、多功能厅均为独立的声学单元,为隔断各单元之间及单元与外界的声音传播,各厅均设置了钢筋混凝土双墙结构,双墙之间为宽  $100\sim 120\text{mm}$  的中空声学缝,舞台周边也均设置了隔音缝,与周围附属结构分开,以确保声学效果。因此,结合这些声学缝,结构设置了许多条伸缩缝、抗震缝,将整个

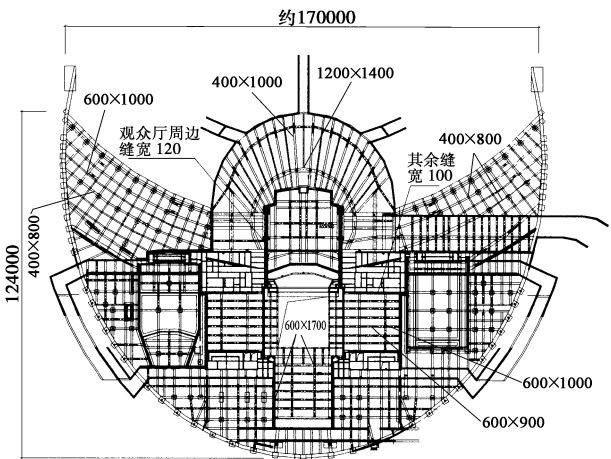


图 7 首层结构平面图

结构分为四个抗震单元,见首层结构平面图(图 7)。

各厅大跨度楼面采用有粘结预应力梁结构,跨度一般为  $20\text{m}$ ,梁断面为  $600\times 1500$ ,观众厅部分因有屋顶餐厅,荷载较大,且跨度达  $28\text{m}$ ,梁断面为  $800\times 2300$ 。预应力结构在计算中采用 ANSYS 软件对各区分别建立空间模型,考虑墙、楼板与预应力梁的共同作用,在不同荷载组合下进行了整体有限元分析。由于剧院中大量采用了带剪力墙的空间预应力梁板结构,剪力墙的侧向刚度会约束梁板水平方向的压缩变形,从而减小预压应力在这些结构中的作用,剪力墙的抗扭刚度又会对施工阶段的楼面产生抑制反拱的次弯矩,为了解上述影响,在施工过程中对有关结构进行了检测。结果表明:预应力梁的压缩刚度较大,承受了主要的预加应力,剪力墙所承担的预应力与预应力梁比较,相对较小;由于大梁的张拉对剪力墙的强度及抗裂影响较小,剪力墙对大梁中的预应力影响较小。

(二) 钢结构屋盖体系

杭州大剧院钢屋盖结构由后屋盖及前屋盖(玻璃幕墙)组成,三维模型见图 8。

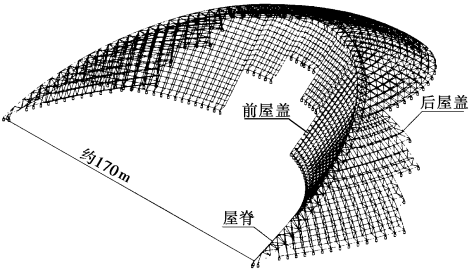


图 8 屋盖钢结构三维图

1. 后屋盖钢结构

杭州大剧院后屋盖钢结构由屋脊桁架和后屋盖平面桁架组成。屋脊线由一个双曲壳和一个倒置圆锥壳相交形成,为一条空间双曲线,屋脊桁架为双曲三角形

空间立体桁架,落地大拱跨度 172m,高 46.65m,桁架总长 263.2m;后屋盖平面桁架由 68 榀圆弧形桁架组成,上端连于屋脊桁架,下端支承于不同标高的混凝土楼层上,各榀平面桁架的上下弦之间均设置环向杆件,平面桁架上弦平面内部分区域还设置交叉支撑杆件,使整个结构形成稳定的空间结构体系。立体桁架、平面桁架及环向杆件、支撑均采用钢管直接焊接的空间相贯节点,桁架钢管、支座节点及其连接的板材均采用 Q345-B 钢材,桁架杆件采用无缝钢管或高频焊接直缝钢管。平面桁架长度从 6.1~38.6m 不等,重量从 1.2~7.8t 不等,桁架间距从 3.0~6.104m 不等。总用钢量约 1 000t。各桁架杆件断面如表 2 所示。

后屋盖钢结构桁架杆件表				表 2
屋脊桁架	三角形截面上弦杆(1 根)	φ500×30	348kg/m	1.23t/m, 总重 325t
	三角形截面下弦杆(2 根)	φ450×20	212.2kg/m	
	腹杆(沿桁架)	φ219×12	457.6kg/m*	
平面桁架	上弦杆	φ273×14	200kg/m	
	下弦杆	φ245×12		
	腹杆	φ159×8		
	支撑	φ140×6		
	水平系杆	φ159×8; φ180×10; φ219×12; φ245×12		

注: \* 屋脊桁架腹杆质量统计沿桁架长度方向。

后屋盖建筑装饰板采用金属钛板,平面桁架上弦上另设檩条,主檩为 160(高)×100(宽)×4(厚)方钢管,次檩为 160×120×4 方钢管。

设计计算时,将后屋盖、前屋盖钢结构及下部相连的混凝土结构整体计算,前屋盖点式玻璃幕墙钢桁架作为荷载作用在屋脊桁架上。采用 ANSYS 有限元分析软件进行分析,分别计算结构在 17 种工况下的受力性能,屋脊桁架及前、后屋盖杆件均采用空间梁单元 (beam4),混凝土梁、板分别采用空间梁单元 (beam4) 和板壳单元 (shell63)。前屋盖和屋脊桁架的连接节点采用双向位移耦合 (即允许前屋盖桁架顶端在自身平面内产生沿桁架方向的位移),后屋盖桁架和混凝土楼层的连接节点采用三向位移耦合,立体桁架及平面桁架的落地节点均假定为三向铰支座。

(1)设计荷载取值

①恒载:后屋盖的上弦平面的檩条、屋面板等自重为 1.20kN/m<sup>2</sup>,后屋盖的下弦平面的设备吊挂荷载等为 1.10kN/m<sup>2</sup>,前屋盖的上弦平面的玻璃幕墙等自重为 0.90kN/m<sup>2</sup>,前屋盖的下弦平面设备吊挂荷载等为 0.30kN/m<sup>2</sup>,屋脊处擦窗机轨道自重为 0.70kN/m,钢结构自重由计算程序自动形成。

②活载:屋面活荷载为 0.50kN/m<sup>2</sup>,雪荷载为 0.45kN/m<sup>2</sup> 两者取大值。

③温度差:考虑结构施工安装时的温度与使用过程中温度的最大差值为 ±25℃,实际施工屋脊桁架合拢在 2002 年 12 月,当时温度约 15℃。

④风荷载:取值根据《杭州大剧院风洞试验报告》,在整体结构设计中,验算负压风最大、最小及风压梯度最大等情况,即选择 0°,60°,105°,180°,255°及 300°六个风向角作为主风向角进行计算。

(2)设计计算

考虑了 17 种工况组合,主要有:1.35×静+1.4×活(1~3,活 1 为前后屋盖满载布置,活 2、活 3 分别为在后、前屋盖满载布置);1.0×静+1.4×风(风向角分别取为 0°,60°,105°,180°,255°,300°);1.35×静+0.7×1.4×活 1+0.6×1.4×风(分别取上述 6 个风向角);1.35×静+温度(±25℃)。

(3)位移分析

在各工况作用下,结构的最大位移几乎都在屋脊主桁架中部附近,且几乎都在屋脊主桁架上,说明屋脊主桁架是该结构的主要受力构件。工况 1(静+活 1 组合)节点位移如图 9 所示。

(4)轴力分析

工况 1 杆件轴力见图 10,图中轴力绝对值最大的杆件在屋脊主桁架处,说明屋脊主桁架是结构的主要受力部分。此外,后屋盖的局部环向杆件轴力较大,在

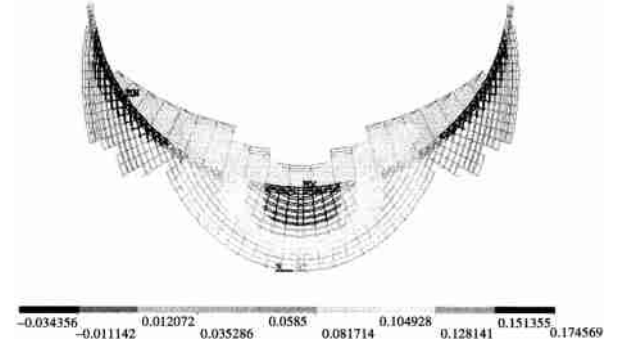


图 9 工况 1 节点位移(m)

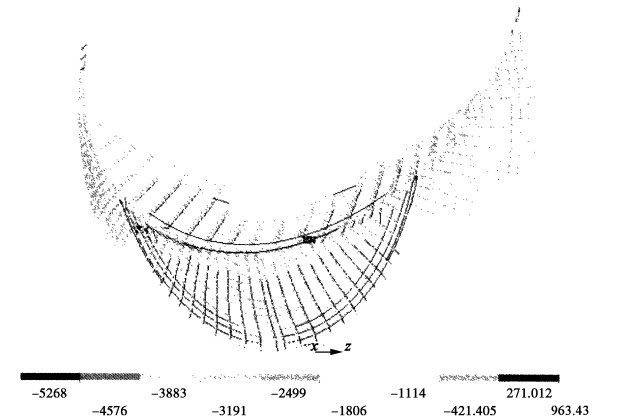


图 10 工况 1 杆件轴力(kN)

温度应力作用下,后屋盖平面桁架在下端支座标高变化处的环向杆件轴力很大,设计时,把此处的环向杆件去掉,以释放温度应力。

(5) 应力分析

屋脊主桁架作为结构的主要受力部分基本上承受压应力,应力最大的杆件基本上位于后屋盖下端支座标高发生变化的环向杆件附近,这是由于网壳在其附近不规则,网壳刚度与混凝土刚度有较大差别,引起应力集中所致,尤其在温度作用工况下更甚。设计采取了取消部分杆件,释放应力的办法加以处理。

由于钢结构体型复杂,主、次桁架支承于不同标高的混凝土楼层上,施工单位采用厂内分段拼装、现场分段起吊、高空对接和局部现场高空散装相结合的形式施工。屋脊桁架分为 35 段,施工总体顺序是从两端往跨中进行,工厂散件加工拼装后现场胎架和脚手架高空拼装焊接施工。

2. 前屋盖大斜面点式玻璃幕墙结构

剧院前屋盖大斜面幕墙的支承结构为:竖向由鱼腹式钢管桁架支承,水平向为月牙形预应力自平衡索桁架,共同构成空间结构体系。其上部支承于后屋盖三角形屋脊桁架的下弦杆,下部支承于直钢管混凝土柱顶端。鱼腹式钢管桁架(主钢架)共 22 榀,桁架间距为 5.05~6.95m 不等,最大跨度约 38m。前屋盖钢结构作为荷载作用在屋脊桁架及主体结构上。为了解决后屋盖钢结构变形对前屋盖玻璃幕墙的影响,主钢架上支座节点设计构造上允许其沿桁架上弦方向变形,下支座为三向铰支座。主钢架上支座可调节节点见图 11,前屋盖钢桁架三维示意图见图 12,月牙形自平衡索桁架平面见图 13。

主钢架的杆件尺寸为:上弦  $\phi 180 \times 10$ ,下弦  $\phi 159 \times 10$ ,腹杆  $\phi 102 \times 6$ 。水平索桁架杆件尺寸为:索  $\phi 20$ ,矢高  $h=500\text{mm}$ ,主杆  $\phi 121 \times 8$ ,撑杆  $\phi 48 \times 4$ 。

根据前屋盖钢桁架整体计算结果,跨度最大的主钢架 ZGJ-4 在考虑重力、风、地震和温度作用的组合下,节点最大位移  $6.7\text{cm} < L/300 = 10.9\text{cm}$ ,变形满足要求。杆件最大应力  $11.6\text{kN}/\text{cm}^2 < 21.5\text{kN}/\text{cm}^2$ ,强



图 11 主钢架上支座可调节节点

度满足要求。

由于前屋盖大斜面玻璃幕墙整体长度约 150m,为减小温度应力对结构产生的不利影响,同时考虑加强结构的整体稳定性,将结构分为三个单元,在每个单元的端部、二榀桁架上弦平面内设置交叉拉索支撑体系,用以调整结构的稳定性。此外,为增加主钢架下弦杆平面外的稳定,在主钢架局部位置设置八字形支撑。

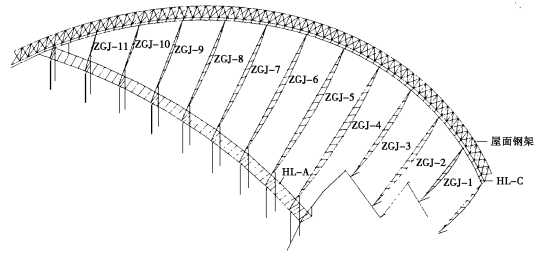


图 12 前屋盖钢结构三维图

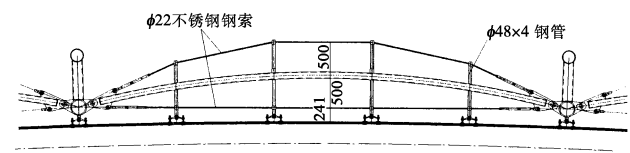


图 13 月牙形自平衡索桁架平面

(三) 屋顶餐厅钢结构

杭州大剧院观众厅顶部为一倒圆台形 2 层结构,标高为 24~35m,高度约 9m,为了减轻结构自重,采用钢结构。柱子分别采用  $\phi 377 \times 16$ ,  $\phi 351 \times 20$ ,  $\phi 500 \times 25$  的热轧无缝钢管,梁断面为焊接 H 型钢,主梁高度一般为 630mm,梁柱材料均为 Q235B,楼板为组合楼板,压型钢板厚 0.9mm,上浇厚 50mm 的混凝土板,楼板总厚度为 101mm,压型钢板与主次梁连接处设置  $\phi 16 @ 150$  栓钉,所有柱子下端均为刚接,主梁与柱按刚接设计,次梁与主梁为铰接。

五、声学设计及对结构设计的影响

根据杭州大剧院观众厅、音乐厅、多功能厅的声学要求,墙体均采用双混凝土墙体系,以隔绝外部环境及交通噪声。据了解,在国内外剧场设计中这是最高标准。双墙缝宽 100~120mm,声学要求双墙之间必须保证完全中空,不得有结构构件、钢筋通过,也不得留有建筑垃圾、模板等固体物,这就给结构设计和施工带来了很大的难度。设计上由于墙体之间相互独立,缺少拉结联系,墙体厚度就应满足规范高厚比及墙体稳定性要求。因此,观众厅由于高度大,墙厚达 700mm,舞台墙厚 500mm,音乐厅、多功能厅墙厚 400mm。此外,如何施工混凝土双墙,对施工单位也提出了很高的技术要求。

(下转第 14 页)

由抗震构造要求控制。例如,《建筑抗震设计规范》8.3.2 条和 9.2.12 条规定,采用 Q390 钢的箱形截面壁板宽厚比限值为  $36\sqrt{235/390}=27.9$ ,如屋顶弦杆采用截面类型 B,截面厚度应  $\geq 750/27.9=26.9$ ,取 28mm。因此采用 Q390 钢材后,结构总用钢量不完全是由荷载大小决定而是由抗震构造要求决定的。若不考虑加工等方面的因素,弦杆可以采用截面类型 C,要求截面厚度  $\geq 500/27.9=17.9$ ,取 18mm。屋顶弦杆箱形截面的部分板件厚度可由 28mm 降低至 18mm,结构总重量还可以降低约 5 000t。但箱形截面施工的难度以及施工成本都会增加很多。由此可见,一方面,使用高强钢材,用钢量的下降是有限的,而高强钢材的价格又较高;另一方面,在构件截面中加多排加劲肋,结构总用钢量降低了,但每吨钢材的加工成本提高了。如何才能达到一个最优的性能价格比的组合,还需要进一步考虑。

调整钢材后的构件截面尺寸表 表 8

位 置			截面尺寸(mm)	截面类型	钢材
屋 顶	上弦杆	有移动屋盖轨道处	1 500×1 500×36	B	Q390
		外圈、中圈、内圈	1 500×1 500×28	B	Q390
	下弦杆	有移动屋盖轨道处	1 500×1 500×28	B	Q390
		外圈、内圈、中圈	1 500×1 500×28	B	Q390
	腹 杆	有移动屋盖轨道处	750×750×20	B	Q390
		外圈、内圈、中圈	750×750×14	B	Q390
柱	弦 杆	外侧弦杆	1 500×1 500×28	B	Q390
		内侧上部 20m 弦杆	1 500×1 500×60	A	Q390
		内侧其它弦杆	1 500×1 500×50	A	Q390
	腹 杆	0~20m 腹杆	750×750×28	A	Q390
		其它腹杆	750×750×20	B	Q390
			柱间支撑	1 500×800×28	
移动屋盖					Q345
格构式次结构					Q235

注:柱间支撑详见图 8。

(上接第 7 页)

由于建筑功能布置的要求,在各厅的顶部也存在噪声源,观众厅顶部为一钢结构屋顶餐厅,音乐厅和多功能厅顶部为一些设备机房,侧舞台顶部为排练厅等。为了解决上述噪声问题,设计上采用了双层楼板方法,如在观众厅顶部采用了双层混凝土楼板、中间设置橡胶隔音垫的方案,橡胶垫采用的是进口专用隔音垫,既能起到隔音的作用,同时作为上部钢结构餐厅柱的承重部分,也能保证其承载能力,使整个观众厅通过双墙和双层楼板与外界在声学区域上完全隔断,确保演出效果。在设备基础下,根据不同的振源噪声频谱,采取相应的减振降噪措施,从而保证减振降噪隔音的效果。

六、结语

杭州大剧院工程作为杭州市新的标志性建筑,建筑设计新颖独特,给结构设计带来很多新的课题,如抗

调整钢材后的计算结果 表 9

屋顶重(t)	25 698	次结构重(t)	4 610	主结构最大竖向位移(mm)	-778
立体桁架柱重(t)	11 960	移动屋盖重(t)	1 456	主结构最大拉应力(N/mm <sup>2</sup> )	306
柱间支撑重(t)	6 802	结构总重(t)	50 526	主结构最大压应力(N/mm <sup>2</sup> )	-313

三、结论和建议

通过对结构在不同的荷载条件下(恒载、活载、风载、地震作用等)的分析和设计,综合考虑了材料供应和施工的技术要求,对国家体育场主体钢结构方案进行了充分的优化和计算。

在不改变原建筑概念设计方案和使用功能要求的前提下,通过合理选择截面形式和截面尺寸,可保证我国现行规范对结构安全性、可靠性的要求。

优化设计结果综合考虑了国产钢材的质量、品种以及国内的加工和安装条件。若不考虑相对成熟、可靠的施工技术和施工方法的经济性、可行性,仅从用钢量角度来讲,还有进一步的优化空间,但会相应增加施工的难度和工期。

由于本结构的特点是以结构自重荷载为主,如果建筑外立面允许将箱形截面的边长减小,则可以考虑高强钢材的使用,结构的用钢量会进一步降低。若适当增大屋顶上、下弦之间的距离,对结构的受力将更为有利。屋顶内环是一系列空间桁架的交汇处,并布置有移动屋盖轨道,宜在内环直线段增加一些次结构,以加强内环的侧向稳定。

参 考 文 献

1. 国家体育场招标文件.2003.  
2. 建筑结构荷载设计规范(GB50009-2001).  
3. 建筑抗震设计规范(GB50011-2001).  
4. 钢结构设计规范(GBJ17-88).

风设计、双曲面钢结构屋盖设计、大面积圆锥面玻璃幕墙设计、钢管混凝土结构、双墙隔音结构、超长结构的温度应力分析等。浙江大学土木系结构工程研究室、空间结构研究室、钢结构研究室,东南网架集团设计院,晶艺玻璃幕墙公司等参加了上述课题合作,使问题得以顺利的解决。目前剧院主体结构已经完工,正进行内部装修,将于 2004 年初投入使用。这里仅对杭州大剧院结构设计整体作一介绍,设计组还将分别对上述专题进行详细的总结介绍。

参加本工程结构设计工作的还有:单益军、周锋、骆歆怡、毕至诚、王林玉等。

参 考 文 献

1. 杭州大剧院风洞试验报告.浙江大学土木系,2001.  
2. 杭州大剧院预应力张拉检测及结构应力应变检测报告.浙江大学土木系,2002.  
3. 刘振亚.现代剧场设计.中国建筑工业出版社,2000.