

广州新电视塔结构设计及难点分析

余永辉 杨汉伦 周定

(广州市设计院 广州 510620)

摘要:作为广州的新地标,广州新电视塔总高 610m,因其独特的造型给结构设计带来一系列新的挑战及机遇,文中对设计过程中的一些主要设计难点及其分析处理过程进行介绍,供同行参考。

关键词:广州新电视塔; 结构设计

Structural Design of Guangzhou New TV Tower and its Difficulty Analysis

Yu Yonghui Yang Hailun Zhou Ding

(Guangzhou Design Institute Guangzhou 510620, China)

Abstract: As the new symbol of Guangzhou, Guangzhou new TV tower is 610m high. The special outline brings series new problems and challenges on structural design. This paper made a brief introduction of main difficulties and the analyzing process in structural design.

Keywords: Guangzhou New TV Tower; structural design

1 结构设计概况

广州新电视塔总高 610m,由 454m 高的主塔和 156m 的天线桅杆组成,主塔由底至顶分为 A~E 五大区段共 39 层不同功能的封闭楼层,分别作为观光层、餐厅、电视广播技术中心以及休闲娱乐区等,天线桅杆则满足了塔顶部游乐设施、电视、广播、通讯发射等功能的需求。整体外观设计如图 1 所示。

主塔外形由底部和顶部两个不同直径且相互转动、错心的椭圆拉线形成,底部椭圆尺寸 80m×60m,顶部椭圆尺寸 50m×40.5m,两个椭圆长轴方位角夹角为 45°(如图 2)。上下椭圆各 24 个点对应拉直线构成外框筒钢管混凝土柱,外框筒在腰部处仅为 20.6m×

27.5m 的椭圆,形成两头大、中间小的“小蛮腰”造型。

主塔竖向传力结构由混凝土核心筒和钢结构外筒组成,核心筒为 14m×17m 的椭圆,底部墙厚 1m,混凝土强度等级 C80,顶部墙厚 0.4m,强度等级 C45。外框筒由 24 根倾斜的钢管混凝土直柱、46 道钢环杆和 45 道钢斜撑组成,竖向构件构成方式如图 3 所示。

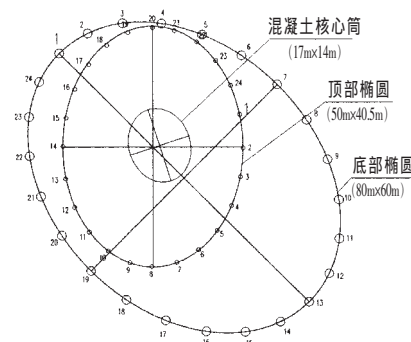


图 2 外框柱定位图

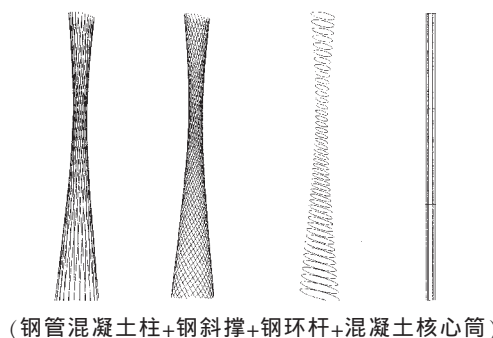


(a) 北面

(b) 东北面

(c) 俯视

图 1 电视塔整体各向外部实景图



(钢管混凝土柱+钢斜撑+钢环杆+混凝土核心筒)

图 3 竖向构件组成示意图

钢管混凝土柱为倾斜的锥形柱,从底部到顶部为一条直线,在底部为直径2m的圆,以1/1135的变化率向上变小,在顶部直径减至1.2m,柱子壁厚最大50mm,内灌C60~C45混凝土;钢环杆布置在15.5°的斜平面上,用圆管弯成,最大规格为D800×35,每道环均构成不同长短径的近似椭圆;钢斜撑为圆管,最大规格D850×40;外框筒材质主要为Q345GJC,在细腰部柱子和斜撑材质为Q390GJC。放射状布置的钢梁联系混凝土核心筒和钢结构外筒形成楼面,但混凝土楼板并未与外筒钢柱直接相连,楼层梁最大高度1.5m,典型的楼层布置如图4所示。

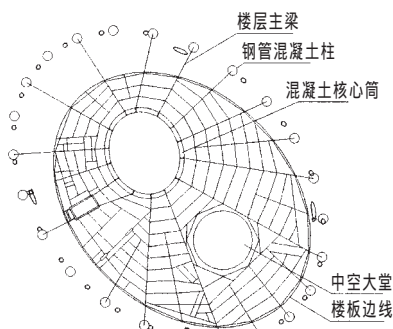


图4 典型楼层结构布置图

主体结构总用钢量5.2万t,其中楼层梁及核心筒内型钢1.1万t,外框筒3.9万t,天线桅杆0.2万t。

2 结构设计难点

由于本工程的独特造型和使用功能的要求,在结构设计中遇到以下的设计难点,我们采取了一系列的措施进行解决。

2.1 关键荷载、作用的取值及结构响应

(1) 地震作用

本工程为甲类建筑,设防烈度和设计峰值加速度的概率水准取100年期限内超越概率5%,在基本设防烈度下抗震设计控制目标为主要受力构件处于弹性状态,在罕遇地震作用下则通过控制构件的塑性变形值实现不可倒塌的抗震设计控制目标。

本工程结构外型为两头大、中间小,腰部处外框筒最小直径仅20.6m,地面以上168m~334m为露空段,不设楼层,仅布置4道腰部支撑把内外筒联系起来,腰部处抗弯刚度较小;而在334m以上有22个功能层,较大的质量集中在顶部,因此在地震作用下结构加速度响应比较大,尤其是天线桅杆的鞭梢效益很明显。分析认为在腰部(270m)附近的外框筒的斜撑、核心筒以及天线桅杆的底部为较薄弱的部位。在广州大学进行的1:50震动台试验^[1]也证明了在罕遇地震作用下,上述部位的钢构件局部出现塑性

现象,混凝土构件局部开裂。

(2) 风荷载

本工程塔体高宽比达7.5,基本周期达10s,且从体型上看属于对风荷载敏感的结构。无论是基本风压、高度系数、体系系数还是风振系数,荷载规范的应用均有一定的局限性。为此我们专门进行了一系列的风工程研究以解决上述问题。

风工程研究主要分为2个阶段:①工程气象分析、计算及地形地貌风洞试验,主要解决风荷载的输入问题,如基本风压、地面粗糙度类别,同时试验结果也作为下阶段风工程研究的输入条件;②整体模型测压试验、片段模型测压试验、片段刚体模型测力试验、随机风振响应分析、全塔气弹模型试验、行人高度风环境测试,其中整体和片段模型测压试验目的是获得不同风向角、不同高度的风压分布,用于维护结构设计;片段刚体模型测力试验获得结构的静风荷载,在此基础上通过随机风振响应分析获得结构在风荷载作用下的位移响应、加速度响应、动风荷载,由此得到整体分析所需的风荷载,全塔气弹模型试验则从试验的角度验证随机风振响应分析的正确性;行人高度风环境测试在国内的风工程研究中较少涉及,主要目的是评估电视塔主要的游客开放区域的行人高度风环境条件,为日后电视塔经营管理提供基本资料,并衡量是否需要通过振动控制技术提高舒适度水平。

(3) 温度作用

由于内外筒材料的线膨胀系数不一且外框筒裸露,温度的升降尤其是不均匀日照作用较显著,施工过程中获得的监测数据也表明了不均匀日照对塔的整体变形影响较大。我们采用当地历年冬季最冷及夏季最热日气温数据作为温度计算依据^[2],采用计算流体力学(CFD)分析方法,通过动态热模拟,确定不同高度上每根立柱、斜撑、环杆的表面温度。与普通结构相比,温度作用在楼层梁产生了较大的轴向力,楼板的内应力水平也比较高,因此不采用普通的压型钢板作为模板而采用了自承式钢筋桁架楼承板,以保证在所有截面上混凝土板的厚度一致。

2.2 关键节点设计

(1) 外框筒柱、环杆、斜撑节点

外框筒柱、斜撑中心线交于一点,但环杆则通过直径1m的牛腿连在柱上,标准的外框筒构件节点如图5,由于斜撑夹角的变化,每个节点的节点区高度不同,范围为3~7.9m。结合结构稳定分析结果及

斜撑应力校核结果,该节点构造应满足刚性节点要求,为此在有限元计算的基础上,委托同济大学进行了4个节点的模型试验^[3],验证了节点区的加劲板设置能满足刚性节点的要求。

(2) 楼层梁与外框筒柱连接节点

混凝土楼板并未与外筒钢柱直接相连,而是由一段外伸箱型梁与钢管外筒柱连接。外框筒柱为钢管混凝土结构,核心筒为混凝土,考虑到不同材料的弹性模量和线膨胀系数的不同,以及混凝土徐变因素,如采用两端刚接的计算假设,则钢梁将产生巨大的弯矩,因此设计过程中采用了“放”的处理办法,计算模型采用了梁两端铰接的假设。但是由于外筒钢柱是倾斜布置的,在竖向荷载、温度作用、风荷载作用下,外筒柱子的轴向变形产生了水平位移,造成楼面梁外伸段须抵抗水平剪力,使得钢结构中常用的高强螺栓铰接节点或插销节点不再适用于此节点。

为此在楼层梁外伸段与外筒钢柱的连接处专门设计了万向铰节点(如图6),其转动核心是内嵌的向心关节轴承而非销轴,向心关节轴承由轴承内环和轴承外环组成(如图7)。外环的内球面与内环的外球面紧密贴合,实现了关节轴承的空间任意角度转动。向心关节轴承通过嵌固板的约束与楼层梁外伸段组成安装单元的一部分,耳板则与外筒柱组成安装单元的另一部分,施工现场通过销轴把两部分组装在一起。万向铰节点可以很好地符合计算假设中约束线位移,放松转角位移的要求,可以说是一个理想铰。对于整个结构而言,外筒钢柱与楼层外伸段连接节点是一个重要节点,且向心关节轴承主要应用于机械领域,制造轴承的钢种无法满足抗震规范要求的 $\delta_s > 20\%$ 的要求,为此在万向铰

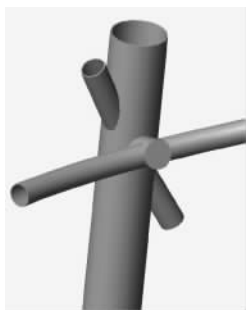


图5 标准外框筒节点

设计过程中紧守以下原则:①节点不发生脆性破坏;②节点的破坏模式为销轴或连接板的塑性变形,轴承不破坏。此外,在同济大学进行了2组1:1的节点承载力试验验证设计的安全性^[4]。

2.3 外框筒结构稳定性分析

本工程钢外筒如同一巨大的钢网壳,承担了整个结构约60%的竖向和水平荷载,以及约85%的倾覆弯矩,巨型钢网壳的稳定性对结构整体稳定性起到控制作用。钢管混凝土柱在有楼层部位可按规范确定其计算长度,但在底部(35.8m~84.8m)49m,腰部(169.3~334.4m)165.1m高度范围内没有楼层,确定柱子的计算长度是柱承载力验算的一个关键环节,如不考虑环约束对计算长度的影响,构件验算无法通过,考虑该作用则又缺乏参考依据。我们与清华大学合作,由理论分析与试验相结合来确定钢管混凝土柱的计算长度,并进行了底部群柱试验及腰部节段试验,验证了局部结构的安全性^[5]。

2.4 天线桅杆与主塔连接方式选型

天线桅杆由454m~550m的格构段和550m~610m的实腹段组成,其与主塔的连接考虑以下2种方案并进行了比较:①转换式:通过4榀10.4m高的桁架把天线桅杆与外筒钢管混凝土柱连接起来,天线桅杆与核心筒脱开,此方案天线桅杆的倾覆力矩很直接地传到外筒构件,但严重影响了垂直交通的布置,尤其是高速电梯无法直接上到主塔塔顶,另外布置在核心筒内的发射馈线、消防水管也需特别处理;②承接式:将天线桅杆的8根柱与混凝土核心筒内的14根型钢柱直接连接,天线桅杆的竖向荷载直接传递到混凝土核心筒上,倾覆力矩则通过楼层梁逐步传递到外框柱。

从总体分析上看,两方案对结构的整个性态影响不大,但承接式方案节省了钢梁,同时使得顶层能满足建筑及阻尼装置设置的要求。故最终采用了承接式方案,为减少天线桅杆的倾覆力矩对混凝土核心筒的不利影响,在438.4m~448.8m设置了2层钢板剪力墙,以平衡相邻型钢柱的轴力差别。

2.5 振动控制

为进一步提高电视塔的舒适性,在438.8m楼层利用450m³的消防水池设置了总重1200t的2组阻尼装置(如图8),通过主被动混合调谐质量阻尼器(HMD)控制,来提高塔体的舒适性。此外还在天线桅杆内572m标高处设置了2个2t的质量球,配合粘滞阻尼作用,减小天线桅杆的摆幅。(下转第18页)



图6 标准万向铰



图7 向心关节轴承

(3) 由于四角开孔面板模型所模拟的是玻璃孔位尖边未进行倒角的情况,通过分析确立次模型结果数据与四点支承不开孔模型及理论计算值之间的联系。

分析结果见表 2(图略),可知随着支承点孔心边距的增大,玻璃板中心的应力和变形相对减小。这主要是由于玻璃板边缘部分的反翘作用使得玻璃板中心和边缘中心的应力和变形得到有效控制。

由面板板中心处变形分析对比结果可知,未进行倒角四角开孔面板模型的变形值约为理论计算值及不开孔模型分析值的 50%,即进行倒角处理后板中心变形会增大 1 倍符合实际情况。该结论与上节的分析是一致的。

表 2 不同孔边距面板应力及变形对比结果(面板厚度 12mm)

项目	$\sigma_{\max}(\text{N}/\text{mm}^2)$			板中心处变形(mm)		
厚度 t (mm)	100	125	150	100	125	150
开孔 尖边不倒圆	106.08	96.50	88.22	12.41	10.82	9.44
($\phi 36$) 尖边倒圆	35.36	32.17	29.41	--	--	--
不开孔	37.85	36.70	35.16	24.30	21.45	18.90
理论计算值	35.48	33.93	32.05	25.19	22.57	20.13

5.3 不同孔径分析

现取 3 组玻璃面板模型进行分析,面板厚度均为 12mm,孔边距均为 125mm,主要分析孔边距对面板应力及变形的影响。

由表 3 的分析结果可知,随着孔径的增大,孔周

表 3 不同孔径面板板孔边应力分析对比结果

边距 L (mm)		36	42	54
σ_{\max} (N/mm ²)	尖边不倒圆	96.5	91.76	75.2
	尖边倒圆	32.17	30.59	25.07

围的应力值减小,证明孔径太小会使孔周围出现明显的应力集中现象。

6 结论

- 6.1 当玻璃尺寸和玻璃孔心边距相同时,玻璃厚度的增大使得玻璃板中心的位移不断减小。
- 6.2 由于玻璃板边缘部分的反翘作用,随着支承点孔心边距的增大,玻璃板中心和边缘中心的应力和变形相对减小,且由于支承点的内移,所承受的连接处的弯矩作用降低,有助于减少玻璃孔边缘的应力集中现象。
- 6.3 通过未倒圆角的开孔面板模型及四点支承不开孔模型的分析结果与理论计算值的对比,确立了有限元分析结果的有效性,证明上述两种有限元处理方法在实际工程中应用是可行的。

参 考 文 献

[1] 赵西安. 建筑幕墙工程手册[M]. 北京:中国建筑工程出版社,2002



(上接第 5 页)

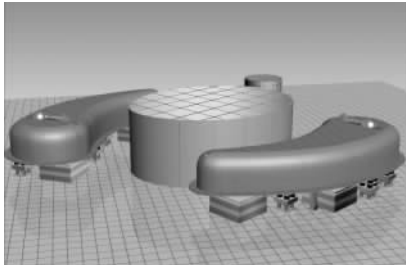


图 8 阻尼装置

3 结语

广州新电视塔作为广州的新地标,因其独特的造型给结构设计带来一系列新的挑战及机遇,本文仅对设计过程中的一部分主要设计难点进行分析处理,以供类似工程参考使用。

参 考 文 献

- [1] 广州大学工程抗震研究中心. 广州新电视塔整体结构振动台试验研究报告[R]
- [2] 广东省气候与农业气象中心. 广州市新中轴线电视塔工程气象分析、计算报告[R]
- [3] 同济大学土木工程学院建筑工程系. 广州新电视塔钢结构节点试验研究报告[R]
- [4] 同济大学土木工程学院建筑工程系. 广州新电视塔双向较节点试验研究报告[R]
- [5] 清华大学土木工程系. 广州新电视塔细腰段稳定承载力试验研究报告[R]