

# 超高层建筑群塔楼结构设计研究

何世铁

(一方设计集团有限公司,广东 阳江 529500)

**摘要:**为解决平面及立面不规则的超限高层建筑结构难点,提高结构薄弱处质量,增强结构抗震性能。以某超高层建筑群2号塔楼结构设计为例,对超高层建筑群塔楼结构设计要点加以阐述,确定结构与性能参数,提出最佳结构设计方案,以期为相关人员提供借鉴。

**关键词:**矩管钢框架-核心筒;外伸桁架;加强层;振型

**中图分类号:**TU973.17

**文献标识码:**A

**文章编号:**1004-7344(2023)48-0148-03

## 1 项目概况

本塔楼的平面呈正方形,地上部分高度约为195.2m,地上38层,地下5层,主屋面高度为164.8m。塔楼立面分成五个相对扭转的模块单元,下部六层为一模块单元、其他模块以八层为一单元,模块单元之间的扭转角度为 $6^\circ$ 。地面第一个单元左下角设置四层高的边庭,其余单元从右下角开始按逆时针依次设置六层高的边庭,造成边庭角部立柱不连续。边庭外墙采用双层单索幕墙。

## 2 荷载条件

(1)建筑物抗震设防类别乙类,抗震设防烈度为Ⅶ度;设计基本地震加速度为 $0.15g$ ;场地类别为Ⅲ类,地震分组为第一组。

(2)基本风压值 $W_0=0.60kN/m^2$ (100年一遇),用于主体结构设计; $W_0=0.55kN/m^2$ (50年一遇),用于幕墙结构设计。地面粗糙度为B类。主体结构的体型系数取1.4;屋顶塔架部分体型系数取0.2。

(无核心筒部分)和0.92(有核心筒部分)。

(3)基本雪压值 $S_0=0.35kN/m^2$ (50年一遇)。

(4)活荷载如下:商店为 $5.0kN/m^2$ ;停车库为 $4.0kN/m^2$ ;塔楼办公区域为 $5.0kN/m^2$ (按《建筑物及其他结构的最小设计荷载》中国际甲类写字楼荷载标准取值,含隔墙、吊顶等荷载)。

## 3 结构体系

2号塔楼采用双重抗水平力结构体系,即核心筒(一重)和周边外框架(二重)组成。核心筒与外框架柱之间通过楼层的主梁和位于设备层(避难层)的加强桁架联系在一起,并因此提高抗水平力(风作用及地震作用)的能力。外框架柱为矩形钢管混凝土框架柱,框架

梁为工字钢梁。

## 4 楼面结构体系

(1)钢筋混凝土核心筒内的楼面结构为现浇钢筋混凝土梁板。

钢筋混凝土核心筒与外围柱之间由工字钢梁连接,楼面结构考虑采用钢筋桁架模板系统。

主要构件截面和材料的选用:①楼层及墙、柱、加强桁架信息如表1所示。②楼层钢梁、支撑结构、加强桁架结构构件如表2所示。

(2)工字钢梁、支撑斜杆、加强桁架、支撑柱材质为Q345B,箱形截面混凝土柱的混凝土强度等级为C40-C30。

## 5 反应谱法主要计算结果(程序SETWE)

动力反应谱分析运用《建筑抗震设计规范》的方法进行。分析包括了足够的振型,使建筑物质量参与度超过90%,每一振型的峰值反应均采用CQC法组合。分析了多方向的水平地震效应<sup>[1]</sup>。

(1)周期、地震力与振型输出文件。

计算得到前6阶模态的振动周期结果。

第3振型对应的周期 $T_3=2.434$ 为扭转为主的第一自振周期,第1振型对应的周期 $T_1=3.8433$ 为平动为主的第一周期,二者之比 $T_3/T_1=2.285/6.457=0.633<0.9$ ,说明该建筑不属于扭转不规则的建筑。

(2)反应谱法计算得到的结构最大响应位移结果如表3所示。

由表3可看出,层间位移角均满足《高层建筑混凝土结构技术规程》中关于层间位移角不宜超过 $1/755$ 的要求<sup>[2]</sup>。

主体结构最大位移146.58mm,建筑物高度

表 1 楼层及墙、柱、加强桁架信息

模块单元号	建筑楼层号	层高/mm	外框架大柱方形截面边长/mm	外框架小柱方形截面边长/mm	外框架角柱方形截面边长/mm	核心筒外墙厚度/mm	核心筒内墙厚度/mm	墙、柱混凝土强度等级	楼板混凝土强度等级	边庭及其位置	外筒外伸桁架	内外筒之间加强桁架
地下室	-5~-2	3800	950	750	750	500	350	C60	C30	—	—	—
	-1	5300	950	750	750	500	350	C60	C30	—	—	—
模块一	1	6100	950	750	750	500	350	C60	C30	西南角	—	—
	2~4	5500	950	750	750	500	350	C60	C30	西南角	—	—
	5	5500	950	750	750	500	350	C60	C30	—	—	—
	6	5500	950	750	750	500	350	C60	C30	—	周边	有
模块二	7~12	4200	950	750	750	450	300	C60	C30	东南角	—	—
	13	4200	950	750	750	450	300	C60	C30	—	—	—
	14	4200	950	750	750	450	300	C60	C30	—	—	—
模块三	15~20	4200	950	750	750	450	300	C55	C30	东北角	—	—
	21	4200	950	750	750	450	300	C55	C30	—	—	—
	22	4200	950	750	750	450	300	C55	C30	—	周边	有
模块四	23~28	4200	1800	1000	900	400	250	C40	C30	西北角	—	—
	29	4200	1800	1000	900	400	250	C40	C30	—	—	—
	30	4200	1800	1000	900	400	250	C40	C30	—	—	—
模块五	31~36	4200	1650	900	850	400	250	C40	C30	西南角	—	—
	37	4200	1650	900	850	400	250	C40	C30	—	—	—
	38	4200	1650	900	850	400	250	C40	C30	—	—	—

表 2 楼层钢梁、支撑结构、加强桁架结构构件

应用部位	截面尺寸/mm	备注
外框架连梁	RH500×220 RH488×300 RH594×300 RH650×300	国标轧制 H 型钢梁 焊接 H 型钢梁
外框架与核心筒连接主梁(中部)	RH488×300 RH594×300 RH650×300	国标轧制 H 型钢梁 焊接 H 型钢梁
外框架与核心筒连接主梁(角部)	RH594×300 RH650×300	国标轧制 H 型钢梁 焊接 H 型钢梁
中部次梁	H350×175	国标轧制 H 型钢梁 焊接 H 型钢梁
角部次梁	H350×175 RH482×300	国标轧制 H 型钢梁 焊接 H 型钢梁
内筒与外框架之间加强层桁架弦杆	箱型 450×450	焊接箱形截面
加强桁架腹杆	箱型 300×450	H 型钢
22~38 层内筒支撑柱(有斜杆)	箱型 300×300	焊接箱形截面
22~30 层内筒支撑柱(无斜杆)	箱型 300×300	焊接箱形截面
31~38 层内筒支撑柱(有斜杆)	箱型 400×400	焊接箱形截面混凝土柱

表 3 反应谱法结构最大响应计算结果

结构响应	方向	地震作用		风作用	
		数值	所在层号	数值	所在层号
主体结构最大层间位移角	X 向	1/839	34	1/1071	31
	Y 向	1/756	23	1/969	23
主体结构最大位移	X 向	140.8mm	38	118.41mm	38
	Y 向	146.58mm	38	123.83mm	38
楼层最大水平位移/楼层平均水平位移	X 向	1.23	1	1.19	3
	Y 向	1.35	1	1.11	2
基底剪重比	X 向	1.96%	地下 5 层	—	—
	Y 向	1.82%	地下 5 层	—	—

164.8m, 二者比值为 1/1124, 满足《高层建筑混凝土结

构技术规程》的要求<sup>④</sup>。

地下 5~地下 2 层地震作用下的剪重比均在正常范围内, 满足《建筑抗震设计规范》5.2.5 条规定的最小地震作用 2.26% 的要求; 地下 5~地下 2 层地震剪力不满足《建筑抗震设计规范》5.2.5 条要求, 需要调整。

### (3) 结构抗震性能的综合评价。

本工程属于平面及立面不规则的超限高层建筑。由于在结构设计时采取了较为合理的结构布置, 并对结构的薄弱处采取了有效的构造措施, 从而减小了体型不规则带来的不利影响, 使得结构仍具有良好的抗

震性能,计算结果满足现行规范和规程的要求。

从结构的三维整体分析结果来看,结构沿高度方向的刚度基本是均匀变化,无明显突变<sup>[4-5]</sup>。

## 6 结构体系中采用两种不同材质构件的经济性比较

为实现结构使用材料的最合理性,2号塔楼采用两个方案计算比较,即矩形钢管混凝土框架柱-钢筋混凝土筒体结构体系、劲性钢骨混凝土柱-钢筋混凝土筒体结构体系。两个方案的平、立面结构布置相同。以下从造价、建筑构件尺寸、单方基础主结构自重、施工工期及施工对周围环境影响等综合因素作全面、系统地分析不同材料对项目经济效益的优劣。初步分析结果如下。

### 6.1 工程量分析

(1)矩管框架柱-钢筋混凝土筒体结构体系计算所得工程量如表4所示。

(2)钢骨框架柱-钢筋混凝土筒体结构体系计算所

表4 矩管框架柱-钢筋混凝土筒体结构体系计算所得工程量

项目	混凝土		钢结构用量	
	数量/m <sup>3</sup>	钢筋重量估算/t	项目	数量/t
柱混凝土	3225.8	—	焊接箱形钢	3359
主梁混凝土	956.7	225.3	国标宽翼缘H型钢	2321
楼板混凝土	10482	987.4	焊接H型钢	885
剪力墙混凝土	9982.5	1410.5	—	—
合计	24647	2623.2	—	6565
总钢材用量	9844.7t(含节点板重)			

得工程量如表5所示。

表5 钢骨框架柱-钢筋混凝土筒体结构体系计算所得工程量

项目	混凝土		钢结构用量	
	数量/m <sup>3</sup>	钢筋重量估算/t	项目	数量/t
柱混凝土	3960	932.6	焊接箱形钢	323
主梁混凝土	5121	1206.0	国标宽翼缘H型钢	273
楼板混凝土	10482	987.4	焊接H型钢	1610
剪力墙混凝土	10830	1530.3	—	—
合计	30393	4656.3	—	2206
总用量	6862.3t(含节点板重)			

表6 各结构材料费

结构形式	混凝土结构			钢结构			总价/万元
	混凝土材料费/万元	钢筋材料费/万元	焊接形钢材材料费/万元	轧制型钢材料费/万元	防火、防腐费用/万元	1万元螺栓及栓钉费用/万元	
矩管柱-剪力墙	1232.35	1180.46	3919.47	1276.55	809.50	304.65	8722.96
钢骨柱-剪力墙	1519.65	2095.32	1671.9285	136.5	77.73	—	5501.13

注:材料单价按以下计算:混凝土:500元/m<sup>3</sup>,钢筋:4500元/t,轧制型钢:5000元/t,焊接形钢8500元/t,外露钢结构考虑防火:防火涂料55元/m<sup>2</sup>,防腐涂料50元/m<sup>2</sup>。

### 6.2 结构造价分析

各结构材料费如表6所示。

由表6可知,从材料总体造价比较,采用矩管框架柱-钢筋混凝土筒体结构比采用钢骨框架柱-钢筋混凝土筒体结构要高3211.84万元。

## 7 结构工期

矩管框架柱-钢筋混凝土筒体结构因框架柱、梁为工厂加工、现场吊装,其在工期、对周围环境影响这方面的优势明显,而钢骨框架柱-钢筋混凝土筒体结构的造价低但工期长30%,时间成本相对要高,工期效益就显得较低。施工工期对整体成本的影响主要体现在“时间即是成本”的关系上。施工工期的缩短,可使建筑物提早投入使用,缩短贷款建设的还贷时间,并且能提早出租增加租金收益,另外,矩管框架柱-钢筋混凝土筒体结构建筑品质及精确度也较高。

## 8 结语

因此,业主对2号塔楼结构材料方案进行评估时,可综合上述比较,从总体经济效益上考虑两个方案的

优劣。钢结构成本较混凝土结构成本高,但是综合构件尺寸、基础造价、施工周期,钢结构方案占有一定优势。

### 参考文献

- [1] 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.建筑抗震设计规范(2016年版):GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部.高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [3] 中国工程建设标准化协会.矩形钢管混凝土结构技术规程:CECS 159—2004[S].北京:中国计划出版社,2004.
- [4] 石云,王善谣.某框架-核心筒超高层塔楼结构设计[J].江苏建筑,2021(4):27-31.
- [5] 郁晓铭,姜文伟.新开发银行总部大楼塔楼结构设计[J].建筑结构,2022,52(10):73-79.

作者简介:何世铁(1971—),男,汉族,广东阳江人,本科,高级工程师,研究方向为建筑设计。