

温州某超高层结构抗震设计

● 郑倩 郑斌斌



[摘要] 温州某超高层塔楼地上 77 层商业综合体, 设 3 层地下室, 大屋顶结构高度 299.55m。采用框架—核心筒结构体系。综合塔楼超限情况和经济效益等因素, 确定塔楼的抗震性能目标, 并对结构进行多遇地震弹性分析和设防地震、罕遇地震等效弹性分析, 补充弹塑性时程分析, 基于抗震性能目标进行不同地震水准下的整体指标及构件承载力和变形计算。针对塔楼施工模拟、收缩徐变等问题, 补充专项分析并提出应对措施。

[关键词] 超高层; 抗震性能; 弹塑性时程分析; 收缩徐变

工程概况

本工程位于温州市瓯海区, 包括一栋 77 层的酒店办公综合体、地上 4 层商业裙房及 3 层地下停车场, 总建筑面积 22.2 万 m^2 , 塔楼大屋面高度 299.55m, 塔冠最高点 339.0m, 其中地下室总高度为 12.6m。塔楼首 3 层层高 5.3m, 局部穿层柱高 10.6m, 标准层高 3.6~4.4m, 塔楼共设 5 层避难层, 层高 5.3m。如图 1 所示。



图 1 建筑效果图

本项目地震基本烈度 6 度 (0.05g), 设计地震分组第一组。结构设计使用年限 50 年, 结构安全等级二级, 设防类别为乙类。基本雪压为 $0.35\text{kN}/\text{m}^2$ 。基本风压 $0.6\text{kN}/\text{m}^2$, 设计风荷载来自风洞实验数据, 而地表的粗糙度类别评定为 B 类。

结构布置

塔楼采用砼梁与钢管叠合柱形成的外框架, 核心筒采用钢筋混凝土, 形成框架—核心筒体系。从下到上, 塔楼的中

心核心筒尺寸由 $25.1\text{m} \times 23.9\text{m}$ 逐渐减小至 $16.9\text{m} \times 22.5\text{m}$, 且其高宽比为 17.7。核心筒剪力墙根部截面厚度 $0.4 \sim 1.3\text{m}$, 逐级减至 $0.25 \sim 0.4\text{m}$ 。外框架柱间距 $5.4 \sim 9.6\text{m}$, 地下二层至 L45 层采用钢管混凝土叠合柱, 叠合柱的设计使得底部外框架具有更高的承载力和延性储备, L45 层以上为普通钢筋砼柱, 底层柱最大尺寸为 $1.7 \times 1.7\text{m}$, 向上逐级减至 $0.9 \times 0.9\text{m}$ 。边框梁梁高 1.5m , 上翻至结构板面不小于 0.6m , 外框架梁宽度 $0.3 \sim 0.4\text{m}$, 混凝土梁与外框柱及核心筒采用刚性连接。典型结构平面如图 2 所示。

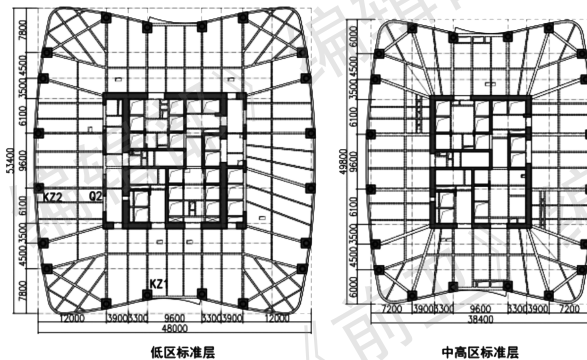


图 2 典型结构平面图

结构超限判定与抗震性能目标

(一) 结构超限判定

(1) 房屋高度。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》(以下简称《高规》) 规定, 6 度设防区, 主要屋面高度 299.55m 大于框筒结构最大适用高度 210m, 塔楼属于超 B 级高度的超限建筑。(2) 扭转不规则。在考虑偶然偏移影响下, 通过计算发现, 在多遇地震的作用下, 塔楼位移比大于 1.2, 小于 1.4。根据《高规》判定为扭转不规则。(3) 立面规则

性。塔冠局部竖向构件转换，L1 层～L45 层外框柱为斜柱，根据《高规》判定为竖向不规则。(4)楼板连续性。二层楼板有效宽度为 45% 小于 50%，判定为楼板局部不连续。

(二)抗震性能目标

依据塔楼结构超限情况，综合考虑建筑功能需求和社会效益，将其抗震性能目标定为 C 级。塔楼各类构件需满足以下性能化设计要求。(1)在多遇地震条件下所有构件均为弹性设计。(2)设防地震水平下的竖向构件具有抗剪弹性、抗弯不屈服的承载力，框架梁、连梁保持抗剪弹性，部分框架梁、连梁抗弯承载力允许进入屈服。(3)罕遇地震水平下的底部加强区满足抗剪抗弯不屈服，其他区域竖向构件满足规范剪压比、允许抗弯屈服，水平构件允许屈服。

Q 结构整体分析计算

为确保塔楼结构达到抗震性能目标，需分别进行多遇地震、设防地震、罕遇地震作用下整体设计与分析。

(一)多遇地震分析

应用 YJK 程序对结构进行整体指标分析，主要技术指标见表 1。

表 1 结构整体分析计算结果

总重量(恒+活)(t)		234935	
自振周期(s)	T1	T1=6.99(X 平动)	
	T2	T2=6.35(Y 平动)	
	T3	T3=3.58(扭转)	
振型质量参与系数		X 向	Y 向
		95.64%	95.09%
层间位移角	X 向	风	1/547
		地震	1/1123
	Y 向	风	1/732
		地震	1/1463
位移比	X 向	1.35[1 层]	
	Y 向	1.20[1 层]	
基底剪力	X 向	14234.6	
	Y 向	15538.6	
剪重比	X 向	0.606%	
	Y 向	0.661%	

根据表 1 的数据显示，第三个扭转周期与第一平动周期的比低于 0.85，同时振型质量参与系数超过 90%。结构的位移角以及位移比均符合规范要求，在多遇震作用下，剪重比达到了规范的最低要求 0.6%。

(二)设防与罕遇地震静力分析

采用 YJK 结构分析程序，采用等效静力法对塔楼进行设防地震与罕遇地震计算，设防地震反应谱参数依据《建筑抗震设计规范》，具体指标见表 2。

表 2 设防与罕遇地震计算结果

结构最大响应		设防地震	罕遇地震
位移角	X 向	1/423	1/169
	Y 向	1/474	1/217
位移比	X 向	1.36	—
	Y 向	1.20	—
基底剪力	X 向	41707.6	90837.43
	Y 向	46149.8	98978.22

由表 2 可知，设防地震下层间位移角、位移比稍大于弹性限值，罕遇地震下结构的最大层间位移角满足《高规》限值；符合“中震可修”“大震不倒”的基本要求。

根据 C 级性能目标要求，底部加强区框架柱 KZ1 和 KZ2(见图 2)在设防地震作用下需满足抗弯不屈服。提取 KZ1 和 KZ2 在设防地震下的轴力(N)和弯矩(M)，结合构件实际配筋，承载力分析如图 3 所示。

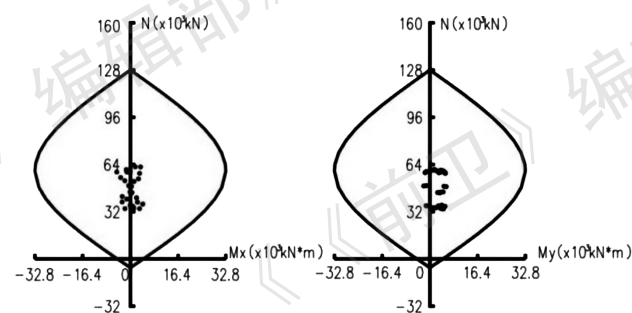


图 3 KZ1、KZ2 设防地震 M-N 图

由图 3 可知，设防地震下的构件 KZ1 和 KZ2 内力小于构件实配钢筋下正截面受弯承载力标准值，达到设防地震的性能目标。

(三)罕遇地震弹塑性时程分析

基于 YJK-EP 有限元分析软件，根据《高规》选取 3 组地震波对塔楼进行罕遇地震弹塑性时程分析，查看地震剪力与结构对应的弹塑性变形、评估结构的塑性损伤等级；时程分析的楼层剪力、层间位移角曲线如图 4、图 5 所示。

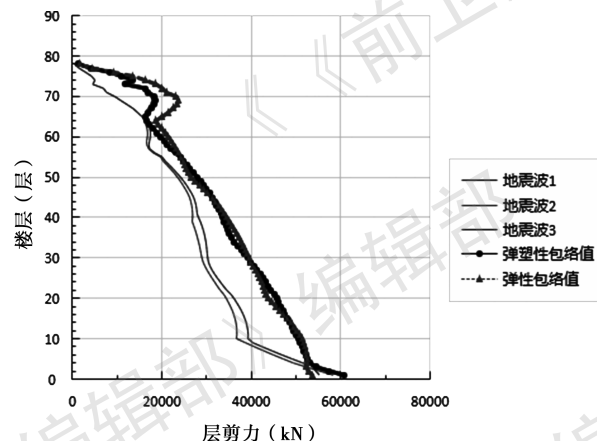


图 4 罕遇地震楼层剪力

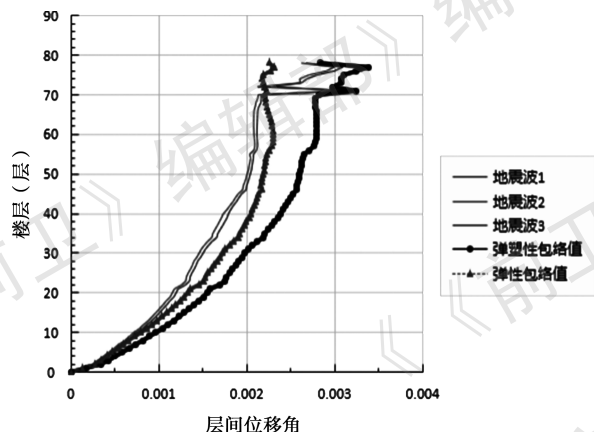


图5 罕遇地震层间位移角

连梁、框架梁等耗能构件及剪力墙、框架柱等竖向构件的损伤情况也是评估塔楼是否满足抗震性能目标的关键因素。依据《建筑结构抗倒塌设计标准》，构件的损伤等级情况如图6所示。由图4~图6综合可知。(1)结构最大弹性层间位移角1/162，满足《高规》限值，验证了“罕遇地震不倒”的设防要求；(2)结构损伤主要集中在连梁、框架梁上，水平构件的塑性变形耗散了地震能量，而竖向构件几乎未出现明显的损伤。故塔楼各构件在罕遇地震作用下满足C级性能目标要求。



图6 构件损伤图

Q 施工模拟、收缩徐变分析

对于超高层建筑，徐变引起的内力和变形显著，这是由于施工周期长、竖向荷载大的特点所致。目前常用的混凝土徐变计算模式有ACI-209、CEB-FIP、BP-2等，本文选取CEB-FIP模式。以框架柱KZ2和核心筒剪力墙Q2(如图2)施工模拟变形结果图7、图8为例，受施工工艺和结构荷载影响，结构竖向变形速率先增大后减小，塔楼中间层呈现最大累积变形。

随着时间的推进，在下部结构的累积变形过程中，核心筒的变形幅度起初大于外框架柱，但逐渐演变为外框架柱的

变形幅度优于核心筒，两者之间的变形差异先是缩小，随之又扩大。KZ2与Q2最大竖向变形差14.8mm；故应考虑变形差导致的内力重分布加强构件配筋。

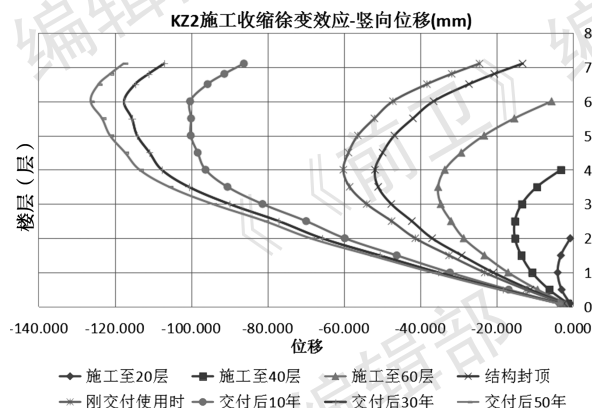


图7 KZ2 施工模拟变形

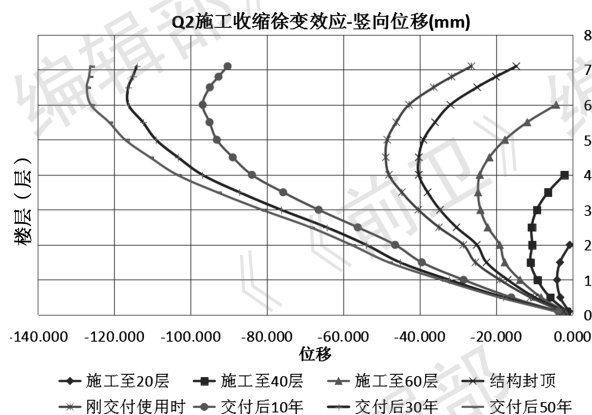


图8 Q2 施工模拟变形

Q 结构抗震加强措施

根据项目超限情况，提出以下强化措施。(1)严控墙、柱的轴压比，以确保其抗震延展性，且对外框架斜柱的箍筋进行全长加密处理。(2)确保底部加强部位剪力墙分布筋的配筋率不低于0.35%，同时对其边缘构件的最小配筋率要求设定为1.6%。(3)对动力弹性分析个别出现损伤的竖向构件进行配筋加强，外框架钢管叠合柱含钢率地上1~3层不小于4%，其余层柱含钢率不小于3%。

Q 结束语

(1)塔楼大屋面高度299.55m，结构采用框架—核心筒体系，结构选型合理，受力体系明确。(2)采用等效静力分析法，对塔楼进行设防和罕遇地震性能分析，整体指标满足规范要求，各构件承载力满足抗震性能目标。(3)在罕遇地震的弹塑性时程分析表明，连梁的屈服发生在框架梁之前，而框架梁又早于剪力墙屈服。此外，剪力墙的弯曲失效会在剪切破坏之前出现，主体结构展示了良好的屈服机制，构

建了多重防护体系。(4)补充施工模拟、收缩徐变等专项计算确保塔楼结构安全。

参考文献

- [1]武耀祖.超高层建筑设计方法及注意事项[J].居舍,2022(35):118-121.
- [2]殷霞.高层建筑抗震性能化设计重难点及处理方法的探析[J].中国建筑装饰装修,2022(10):107-109.
- [3]李晔.超高层结构抗震设计中若干问题的探讨[J].建设科技,2022(13):109-111.
- [4]薛颖,屈壮.转换层的小高层建筑设计探究[J].建筑技术开发,2021,48(20):18-19.
- [5]肖从真,李建辉,孙超,等.复杂高层建筑结构抗震性能评价方法研究[J].建设科技,2021(13):57-62.
- [6]矫良健.超高层写字楼结构抗震设计分析[J].价值工程,2022,41(22):97-99.
- [7]郭瑾.某超高层住宅结构抗震分析设计[J].低碳世界,2022,12(05):79-81.
- [8]钟建海,杨畅.湖州某超高层结构抗震设计[J].浙江建筑,

2021,38(04):39-44,50.

[9]刘克涛.某超限高层结构抗震设计分析[J].中国住宅设施,2021(06):77-78.

[10]杜晓东.某超限高层结构抗震设计分析[J].安徽建筑,2020,27(09):89-91.

[11]陈颖智.某超高层结构关键节点有限元分析[J].低温建筑技术,2020,42(07):88-92.

[12]郭朋.某超高层酒店结构抗震设计[J].建筑结构,2020,50(S1):445-451.

[13]石博文.超高层剪力墙结构住宅抗震设计要点分析[J].河南建材,2020(04):134.

[14]付国忠,陈泗瑶,徐亚飞,等.长沙某超限高层结构抗震设计与分析[J].建筑结构,2019,49(S2):264-268.

作者简介:

郑倩(1995—),女,汉族,福建莆田人,硕士,助理工程师,中国能源建设集团广东省电力设计研究院有限公司,研究方向:结构设计。

郑斌斌(1989—),男,汉族,福建莆田人,本科,工程师,上海汉思结构设计事务所有限公司厦门分公司,研究方向:结构设计。