

绿地中心超高层写字楼结构设计

卜丹¹, 国巍²

(1 湖南省建筑设计院, 长沙 410011; 2 中南大学土木工程学院, 长沙 410075)

[摘要] 框架-核心筒结构在超高层建筑中应用较为普遍, 已经是一种较为成熟的结构体系。随着抗震性能化设计理念的发展, 本文拟以一实际建筑的性能化设计为例说明相应实践思路。绿地中心写字楼采用框架-核心筒结构体系, 结构高度 199.64m, 为存在扭转不规则、楼板不连续、穿层柱等情况的 B 级高度超限高层建筑。根据抗震设计性能化目标, 对其进行了小震、中震、大震作用下的性能分析, 经验算, 各阶段性能指标均能达到设定的水准。根据各阶段的分析结果, 提出了针对性的抗震加强措施。

[关键词] 超高层; 框架-核心筒; 抗震性能化设计

中图分类号: TU318 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2014)S2-0024-05

Structural design of super high-rise building of greenland central office building

Bu Dan¹, Guo Wei²

(1 Hunan Provincial Architectural Design Institute, Changsha 410011, China;

2 School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: Frame-core wall structure is widely used in super high-rise buildings, and is already a mature structure system. Following with the development of performance-based seismic design, an actual building is given in this paper as a example to illustrate the corresponding design strategy. Greenland central office building is a frame-core wall structure with the height of 199.64 meters. The building belongs to B-level super high-rise building which has some properties exceeding codes, such as the irregular torsion, floor discontinuous slab and multi-span column. According to the selected seismic performance objective, performance analysis was conducted for the structure under different seismic performance levels. The analysis result shows that the performance index of the structure can meet the predetermined levels at different stages. The specific strengthening measures were put forward according to the analysis result at different stages.

Keywords: super high-rise building; frame-core wall structure; performance-based seismic design

1 工程概况

绿地中心项目位于长沙市芙蓉中路东侧, 精英路以西, 湘雅医院东侧的两条规划路之间, 总建筑面积约 20 万 m^2 , 由三幢品字形布置的塔楼和中间商业体组成, 主要建筑功能为商业、办公和行政公寓。其中, T1 塔楼为高端办公建筑, 地上 44 层, 地下 3 层, 地上总建筑面积 115918 m^2 , 结构高度 199.64m, 以地下室顶板作为塔楼嵌固端。建筑效果图见图 1, 建筑立面图见图 2。

工程结构安全等级为二级, 地基基础设计等级为甲级, 结构设计使用年限为 50 年, 抗震设防类别为重点设防类。根据工程地质勘察报告, 工程基础采用人工挖孔灌注桩, 桩端持力层为中风化板岩, 桩基极限端阻力标准值为 7600kPa, 桩长大约 15m。

2 结构体系与超限判定

2.1 结构体系及布置

根据建筑功能需求并结合受力情况, 塔楼抗侧力体系采用钢筋混凝土框架核心筒结构。塔楼平面尺寸为 56.8m $\times$ 41.0m, 核心筒尺寸为 35.0m $\times$ 17.0m,



图1 建筑效果图

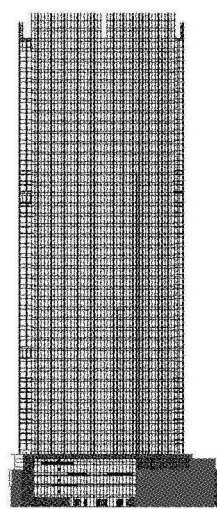


图2 建筑立面图

主体结构高宽比为 4.68, 筒体高宽比为 11.7, 满足规范^[1]中对 6 度区结构宽度不小于结构高度的 1/7, 筒体宽度不宜小于筒体高度 1/12 的要求。核心筒采用

作者简介: 卜丹, 硕士, 工程师, 一级注册结构工程师, Email: 27763433@qq.com。

混凝土剪力墙,外墙厚度从下至上由 900mm 逐渐缩减为 400mm。

外框架至核心筒外墙距离为 11.5m,为减小底部框架柱尺寸,15 层以下采用型钢混凝土框架柱,15 层以上采用钢筋混凝土框架柱,框架柱截面从下至上由 1700×1700 逐渐收为 1000×1000。墙柱混凝土强度等级由 C60 递减为 C40,型钢强度等级为 Q345。楼盖采用梁板体系,主要钢筋混凝土框架梁截面为 450×800,主要楼板厚度为 100~120mm。塔楼嵌固于地下室顶板,地下室顶板板厚 200mm。梁板混凝土强度等级为 C40~C35。标准层典型结构平面布置如图 3 所示。

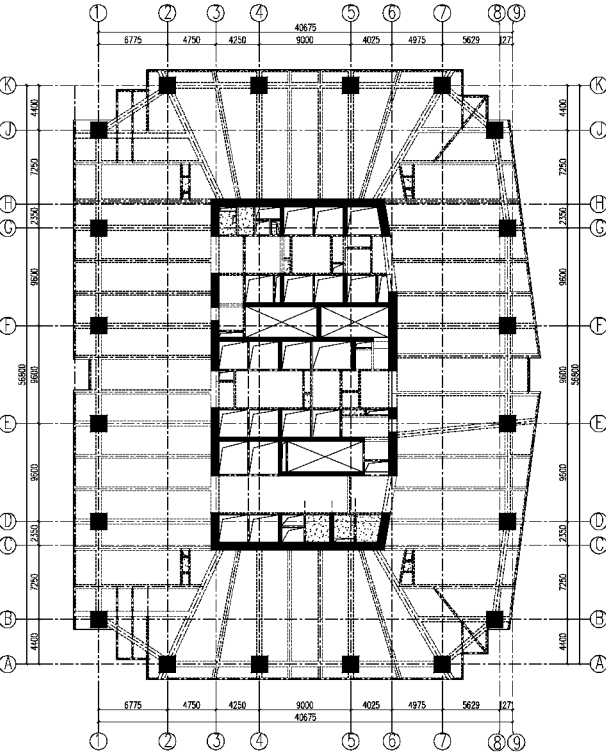


图3 标准层典型结构平面布置

2.2 超限判定

根据《全国超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》(建质[2010]109号)^[2]中的相关规定对结构抗震超限情况进行判断:

- (1)高度超限:主塔楼结构高度为 199.64m,属于高规^[1]中所规定的 B 级高层建筑。
- (2)扭转不规则:考虑偶然偏心时结构扭转位移比大于 1.2(但小于 1.4)。
- (3)楼板不连续:入口大堂通高两层,2 层楼面开大洞,X 向有效宽度小于 50%。
- (4)其他不规则:根据建筑功能的需要,轴①交轴①及轴⑧上两个的框架柱从 1 层通高至 6 层楼面,计算高度为 24.28m;2 层平面楼板开洞,致使轴①上其

余 4 根框架柱通高两层,计算高度为 10.2m。
综上,本工程为超 A 级高度超限高层建筑,已按规定上报并通过超限高层建筑工程抗震专项审查,目前该工程处于塔楼地上部分施工阶段。

3 抗震性能分析与设计

3.1 抗震性能目标及措施

根据本工程特点并依据高规^[1],确定结构抗震性能为 C 级,抗震性能目标见表 1。

构件抗震性能目标			表 1
地震烈度	多遇地震	设防地震	罕遇地震
结构抗震性能	无损坏	可修复	中度损坏
构件性能参考指标	核心筒墙体	弹性 抗剪弹性;拉弯、压弯不屈服	满足抗剪截面控制条件,允许出现弹塑性变形,破坏程度可修复
	外框柱	弹性 抗剪弹性拉弯、压弯不屈服	允许出现压弯或拉弯塑性铰,破坏程度可修复并保证生命安全
	框架梁	弹性 抗剪不屈服;抗弯部分屈服	允许进入塑性变形,破坏程度可修复并保证生命安全
	连梁	弹性 抗剪不屈服;抗弯部分屈服	满足抗剪截面控制条件,出现弯曲塑性铰

3.2 小震反应谱分析

本工程采用 SATWE 和 MIDAS Building 进行对比计算分析。主体结构按弹性计算分析,取 1 层楼板作为上部结构的嵌固端,楼板采用刚性板,模型中定义了竖向和水平荷载工况。竖向工况包括结构自重、附加恒荷载以及活荷载。水平荷载工况包含地震作用和风荷载。对于各水准下地震加速度反应谱,考虑了 X 向和 Y 向,对于小震考虑了双向地震及偶然偏心的影响。整体结构考虑了重力二阶效应的不利影响。主要计算参数如表 2 所示,主要计算结果如表 3、表 4 所示。

主要计算参数		表 2
主要计算参数	小震	
设防烈度	6 度(0.05g)	
水平地震影响系数 α_{max}	0.066(根据安评报告)	
场地特征周期/s	0.35	
场地类别	II 类	
抗震等级	一级	
基本风压/(kN/m ²)	0.35	
地面粗糙度	C 类	
风荷载体型系数	1.40	
周期折减系数	0.80	

结构自振周期/s 表 3

自振周期	SATWE	MIDAS Building
T_1	4.7718	4.6550
T_2	4.5315	4.4051
T_3	3.7277	3.7215
周期比(T_3/T_1)	0.7604	0.7370

主要计算指标计算结果 表 4

计算指标	SATWE		MIDAS Building	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
结构总重量/t	229075		230983	
地震作用下基底总剪力/kN	26928	25015	26407	25073
楼层最小剪重比(限值)	1.18% (1.04%)	1.09% (1.09%)	1.14% (1.06%)	1.09% (1.09%)
刚重比	2.69	3.00	2.76	3.02
风荷载作用下最大层间位移角(所在楼层)	1/1234 (33 层)	1/1314 (25 层)	1/1275 (30 层)	1/1234 (28 层)
风荷载作用下最大层间位移角(所在楼层)	1/1985 (30 层)	1/3568 (24 层)	1/2470 (30 层)	1/3877 (28 层)
地震荷载作用下最大位移比(所在楼层)	1.34 (1 层)	1.27 (1 层)	1.34 (1 层)	1.25 (1 层)
框架柱地震倾覆弯矩百分比	23.22%	18.42%	—	—

由计算结果可见, SATWE 和 MIDAS Building 两种程序得到的各项指标相近, 满足规范要求。SATWE 和 MIDAS Building 计算结果均表明结构无软弱层和薄弱层出现, 无超筋超限信息, 框架柱轴压比小于 0.75, 剪力墙轴压比小于 0.5。故计算结果表明结构构件在多遇地震下均处于弹性工作状态, 可保证小震不坏。

本工程选取 II 类场地上两组实际强震记录 DS1-S 波和 DS2-S 波, 以及一组人工模拟的场地波 K005632A 波(特征周期 0.35s)。调整地震峰值加速度为 24.9gal, 地震波均为双向输入, 主次方向的峰值加速度比值为 1:1。由上述地震波计算得到的 X 向基底剪力为振型分解反应谱计算结果的 75.3%~87.2%, 平均值为振型分解反应谱计算结果的 82.0%, Y 向基底剪力为振型分解反应谱计算结果的 78.3%~89.7%, 平均值为振型分解反应谱计算结果

的 84.1%, 满足抗规^[3]的规定: 每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65% 且不大于 135%, 多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80% 且不大于 120%。楼层位移曲线以弯曲为主, 曲线光滑无突变, 反映结构侧向刚度较为均匀。三条时程曲线计算所得的楼层剪力的包络值基本小于振型分解反应谱法的计算结果, 故按振型分解反应谱法的计算结果进行设计。

3.3 中震设计

为保证结构的安全, 本次设计中提高了重要结构构件的安全度水平, 对部分重要构件采取“中震弹性”或“中震不屈服”的设计措施, 中震计算参数如表 5 所示。

中震计算参数 表 5

计算参数	中震弹性	中震不屈服
α_{max}	0.219	0.219
场地特征周期/s	0.35	0.35
与抗震等级有关的增大系数	1.0	1.0
荷载分项系数	同小震	1.0
材料分项系数	同小震	1.0
抗震承载力调整系数	同小震	1.0
风荷载	不计算	不计算
双向地震	考虑	考虑
偶然偏心	不考虑	不考虑
阻尼比	0.05	0.05

中震弹性计算结果表明, 核心筒的墙体为压弯以及拉弯弹性状态, 抗剪弹性; 外围框架柱压弯弹性, 抗剪弹性; 底层少部分框架梁出现抗弯超筋, 抗剪为弹性; 中震不屈服计算结果表明, 核心筒的墙体为压弯以及拉弯弹性状态, 抗剪弹性; 外围框架柱压弯弹性, 抗剪弹性; 核心筒内部分楼面梁出现屈服、筒体连梁出现部分屈服, 大部分能够满足中震不屈服的承载力要求; 中震作用下, 底部框架柱未出现受拉状态, 底部 1~13 层部分剪力墙出现拉弯状态, 为了增强墙肢的抗拉能力, 在 1~13 层核心筒四角及外筒两向剪力墙相交处设置型钢, 并适当提高剪力墙的配筋率, 且满足中震弹性计算时核心筒底部拉应力全部由型钢承担, 并适当提高剪力墙的配筋率。

3.4 大震动力弹塑性分析

本工程采用 MIDAS Building 进行动力弹塑性分析, 混凝土本构模型采用了《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[4]附录 C 中的本构曲线, 钢筋采用标准双折线模型, 钢筋混凝土和型钢混凝土构件采

用了修正武田三折线的滞回模型,梁一般定义了两个方向的弯矩铰;柱定义了 $P-M-M$ 相关铰。钢筋混凝土剪力墙体中设置了墙铰,墙体采用纤维模型模拟。

根据规范要求,本工程选用三条天然波和两条人工波,两两组合成两个天然波工况和一个人工波工况共三个时程工况,对结构施加水平双向地震作用,输入地震加速度峰值根据规范调整为125gal。主次方向峰值的比值为1:1。

三组时程曲线得到的基底剪力为各自大震弹性时基底剪力的73%~85%。结构最大层间位移角为 X 向1/329, Y 向1/327,均能满足抗规^[3]中“小于1/100”的规定。

图4给出了地震结束时($T=28s$)框架铰的分布情况,大部分框架铰处于未屈服或第1屈服状态,约8.5%的框架铰处于第2屈服状态,且全部梁铰未出现第3屈服状态。图5~7为剪力墙水平、竖向、剪切应变的应变等级情况,地震结束时($T=28s$)墙体竖向和水平向应变等级均小于3级,说明剪力墙竖向及水平向仍为弹性;由剪力墙剪切铰出铰率为2.8%,其中有0.3%达到极限剪切变形,主要出现在10~20层的部分连梁上,剪力墙上并无极限剪切应变出现。

因此,大震作用下结构主要抗侧力构件未发生严重破坏,剪力墙水平和竖向变形均保持弹性状态,墙体内水平、竖向钢筋基本能够保持弹性状态,剪切铰出铰率为5%左右,其中部分连梁出现极限应变,但不超过0.5%,剪力墙无极限剪切应变出现。经验算,剪力墙受剪截面以及斜截面受剪承载力均满足性能目标的要求。框架柱未出现极限状态的塑性铰,一般处于弹性状态。大部分框架梁出现了塑性铰,但大多数处于第1屈服状态,即开裂而不屈服,起到了较好的耗能作用。连梁较大的塑性变形增加了地震能量消

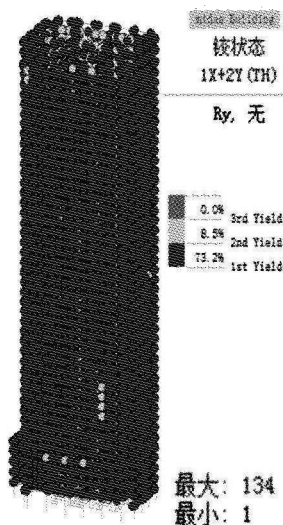


图4 框架铰屈服状态

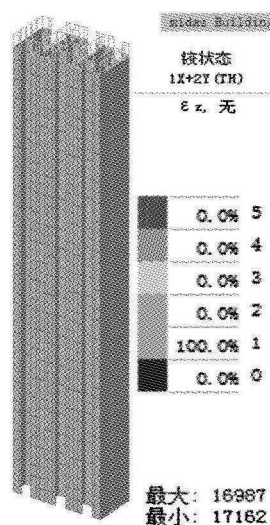


图5 剪力墙水平应变状态

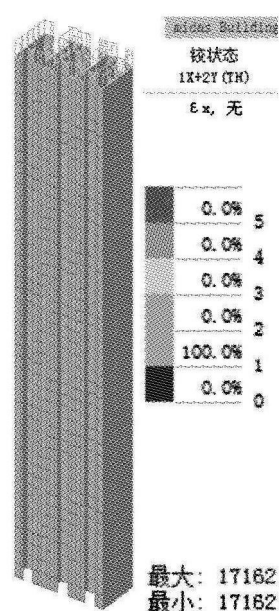


图6 剪力墙竖向应变状态

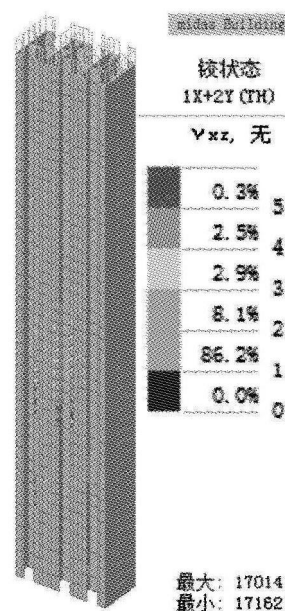


图7 剪力墙剪切应变状态

耗,设计中将采取加大配筋,增设连梁暗撑等措施来提高连梁的抗震性能。总之,大震作用下结构的性能可以满足“大震不倒”的抗震设防目标。

4 抗震加强措施

根据小震、中震、大震的验算结果,结合相关规范、规程的设计原则和要求,为保证结构抗震性能满足预定的抗震性能目标,将采取以下加强措施。

4.1 核心筒

(1)按规范要求控制墙体在重力荷载代表值设计值下的轴压比在0.5以下。

(2)底部加强区域内,在核心筒角部及剪力墙相交部位设置钢筋,提高加强区墙体的承载力与延性。

(3)在关键区域的连梁中设置暗撑或对角斜筋,提高抗剪承载力,增强连梁的延性。

(4)底部加强区向上延伸两层,并适当增加墙体的配筋率以及约束边缘构件的体积配箍率。

4.2 框架柱

(1)1~15层的框架柱采用型钢混凝土柱,型钢的含钢率为4%~5%。

(2)为了保证框架柱的延性,严格控制柱的地震作用下的轴压比小于0.75。

(3)提高框架在抗侧力体系中的刚度贡献,并在设计时将任意一层框架部分承担的地震剪力调整至该段底部地震剪力的20%。

4.3 穿层柱

(1)将穿层柱的轴压比控制在合理的范围以提高其延性,24.28m高的穿层柱轴压比为0.59,10.2m跃层柱的轴压比为0.68。

(2)增强外框柱间的联系。除24.28m高穿层柱

因建筑需要外,其余 4 根穿层柱在每层设置单向联系的框架梁,并加大周边框架梁的截面,加强穿层柱与穿层柱以及穿层柱与非穿层柱间的联系。

4.4 楼板

(1)核心筒内、避难层楼板厚度取为 130mm,双层双向配筋。

(2)2 层楼板厚度取为 130mm,双层双向配筋;2 层开洞区域对应的 3 层楼板厚度取为 150mm,双层双向配筋。

(3)大屋面层楼板厚度为 150mm,双层双向配筋。

4.5 裙房

(1)裙房抗震等级同主体结构。

(2)裙房层裙房及主楼顶板板厚取为 150mm,配筋双层双向。

(3)为减小裙房端部的扭转效应,适当加大裙房周边框架柱的截面。

5 结语

本工程属 B 级高度的高层建筑结构,采用两种计算程序进行小震下的计算分析和校核,二者计算结果基本一致,各项计算指标均满足规范要求。同时补充了弹性时程分析、动力弹塑性时程分析,且对关键构件在中、大震作用下进行验算。计算结果显示,各项指标均满足规范要求,结构设计能够实现“小震不坏、中震可修、大震不倒”的性能设计目标要求。

参 考 文 献

- [1] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [2] 建质[2010]109 号 全国超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点[S]. 北京,2010.
- [3] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [4] GB 50011—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.