

某超限高层建筑设计第三方审核和优化

石建光 陈家伟 杨信

(厦门大学建筑与土木工程学院 福建厦门 361000)

摘要:某酒店塔楼是一栋180m(含3层避难层)的超限高层建筑,采用框架-核心筒结构,在34层位置有结构转换。在对结构设计进行结构体系、结构布置、构件设计和施工图设计审核的基础上,从主体框架-核心筒结构体系的构件布置和构件设计、楼盖体系的布置和构件设计、荷载取值、计算配筋和施工图配筋等方面进行了结构设计优化。采用盈建科、SATWE、MIDAS Building等多种计算软件进行了小震下结构整体内力位移分析;采用EPDA&PUSH对结构在大震下的整体内力位移进行了分析计算。立足规范和结构性能要求,对结构设计提出了修改意见和建议。

关键词:第三方审核;超限高层;框架-核心筒;结构设计计算;结构优化

中图分类号:TU973+.3

文献标识码:A

文章编号:1004-6135(2016)01-0067-06

Third-party audit and optimization design of high-rise structure beyond code-specification of one hotel tower

SHI Jianguang CHEN Jiawei YANG Xin

(School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361000)

Abstract: One hotel tower is a 180 meters high (including 3 refuge storey) high-rise building beyond code-specification, adopts the structure system of reinforced concrete frame-core wall and structure transformation at 34th storey. Based on the structure system, structural layout, component design and construction design review of the structural design, the structural design optimization is applied to aspects on component layout and component design of the main frame-core wall structure system, floor system layout and component design, load value, reinforcing bars calculation and reinforcing bars of construction drawing. The internal forces and displacements on the structure under frequently occurred earthquake is analysed by structure software YJK, PKPM and MIDAS Building. EPDA&PUSH is adopted to analyse the internal forces and displacements on the structure under rarely occurred earthquake. In the case of meeting the requirements of codes and structure performance, amendments and recommendations are proposed to apply to structure design. Suggestions is proposed to solve the problems which is faced during the process of third-party audit and optimization.

Keywords: Third-party audit; High-rise building beyond code-specification; Frame-core structure; Structure design and calculation; Structure optimization

E-mail: jgshi798@xmu.edu.cn

1 工程概况

这一项目为由酒店塔楼、办公塔楼、商业裙房、纯地下室组成的建筑群。建筑占地面积为37 915.3m²,总建筑面积209 000m²。

酒店塔楼为一栋40层超限高层酒店建筑,主体建筑高度 $H=180\text{m}$,属于高规^[3]中B级高度的建筑,结构高宽比 $180/32.0=5.625$,酒店塔楼的长宽比 $L/B=32.0/32.0=1.0$,取地下室顶板作为嵌固端。地面一层有部分越层柱直通二层,因此在计算的时刻需

要考虑包络设计。到35层以上结构平面内收,采用了梁式转换,12根框架柱对4根进行了转换,因此竖向存在不规则,同时35层平面层高变为8.4m,36层层高4.5m,悬殊的层高导致竖向刚度突变,35层为薄弱层。

工程设计使用年限50年,建筑结构安全等级二级,地基基础设计等级为甲级,抗震设防类别为丙类^[1],抗震设防烈度为6度,水平地震响应系数最大值为0.052(安评报告),场地类别为II类,设计地震分组为第一组, $T_g=0.40\text{s}$ (安评报告),基本风压 $\omega_0=0.35\text{kN/m}^2$,地面粗糙度为B类。整体结构模型见图1,最终结构平面图见图2和图3。

作者简介:石建光(1962.2-),一级注册结构工程师。

收稿日期:2015-11-22

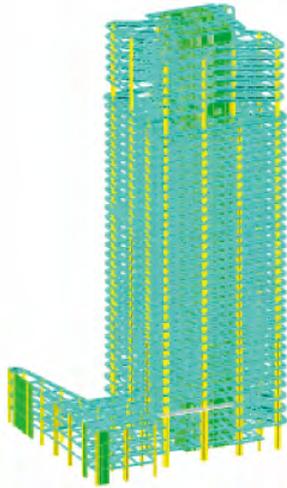


图1 结构整体模型

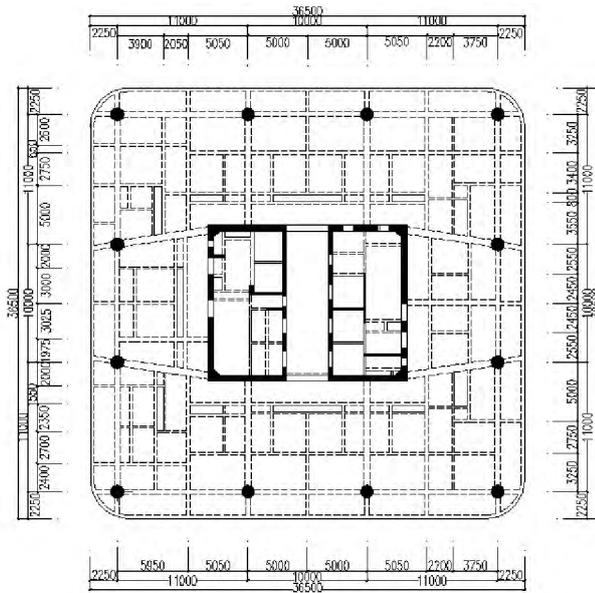


图2 35层以下标准层结构平面图

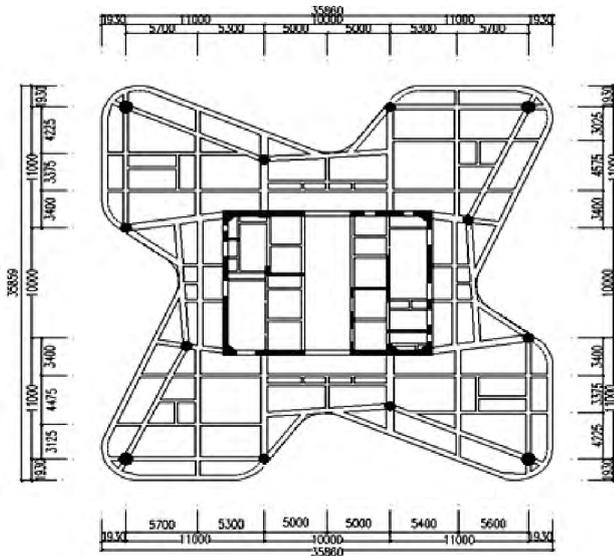


图3 35层以上标准层结构平面

2 超限情况及主要技术措施

2.1 超限情况

依据超限审查细则^[2],由《高规》^[3]现浇钢筋混凝土结构最大适用高度的规定,结构高度超过A级高度小于B级高度。另外还存在3项规则性超限,主要包括考虑偶然偏心的扭转位移比大于1.2;刚度突变,相邻层刚度变化大于70%或连续三层变化大于80%;构件间断,上下墙、柱、支撑不连续。其中刚度突变和构件不连续,主要是在35层处由于层高增加和体型缩进变化导致的。

2.2 结构设计采取的技术措施

针对本工程超限情况采取了以下技术措施:

(1) 结构布置:35层层高8.4m,36层层高4.5m,存在竖向刚度突变,通过调整结构布置,严格控制34层侧向力刚度不小于相邻上层的2倍。35层以下,采用型钢混凝土柱,以增加柱延性,减小配筋,采用梁式转换,为了控制转换梁高采用型钢梁,同时加强板厚,板厚为180,计算时设为弹性板。

(2) 扭转效应控制:规定水平力下主塔楼X向偶然偏心的位移比不超过1.15,Y向位移比不超过1.18。结构扭转为主的第一自震周期 T_t 与平动为主的第一自震周期 T_1 之比小于0.85。

(3) 控制轴压比:按规范要求不应超过0.6,本工程按轴压比最大为0.55控制。

(4) 重视连梁的延性设计。

(5) 关键构件设计:本楼为B级高度的建筑,底部加强区柱墙竖向纵筋按“中震不屈服”和柱箍筋、墙水平分布筋按“中震弹性”进行设计,确保了关键部位具有足够的强度和延性。

(6) 其它应对措施:补充罕遇地震下结构的分析计算,通过变形验算,避免在罕遇地震下出现结构薄弱层;通过塑性铰出现部位的分析,加强结构关键部位的构造。

3 第三方结构设计优化

3.1 主体结构体系优化

本工程实际情况,结构总高度约为180m,根据《高规》^[3],初步决定选用的结构体系为框架核心筒,但框架核心筒亦可以通过材料的改变、混合或组合,演变成不同的结构,如型钢混凝土柱框架核心筒、钢筋混凝土柱框架核心筒、钢管混凝土柱框架核心筒等。

结合本工程实际情况,对于主体结构的调整主要就型钢混凝土柱框架核心筒、钢筋混凝土框架核心筒、钢管混凝土柱框架核心筒进行对比优选,从而确定性能最优的主体结构体系。

若采用钢筋混凝土框架核心筒结构,无法避免的形成较大截面尺寸的钢筋混凝土柱以满足承载力,轴

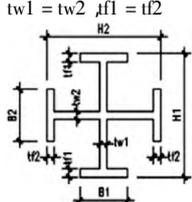
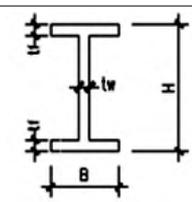
压比等规范要求,从建筑的使用功能和经济性考虑都不适合。

若采用钢管混凝土柱框架核心筒结构,施工方便,但由于本工程的特殊性在地上一层与二层间有一定数量的越层柱,若采用钢管混凝土柱,柱的长细比会过大,最终导致柱的设计由稳定性来控制,而使钢管混凝土柱的截面尺寸没有减少多少,相反增加了钢管的厚度,于优化设计不利。这一点通过实际的设计计算,亦证实了上述结论。

若采用型钢混凝土柱框架核心筒结构,虽然施工不方便,但是综合考虑上述因素后,从经济性和满足结构性能的要求下,选择型钢混凝土柱框架核心筒结构还是比较适宜的。同时进行如下优化调整:

(1) 对型钢混凝土柱中钢骨尺寸进行优化,使型钢混凝土柱含钢率满足规范^[4,5]的大于4%,小于10%的要求,但是考虑经济性,尽量使含钢率控制在4%左右,见表1。

表1 框架柱截面及钢骨选用

	柱截面直径(D)/mm	钢骨截面	钢骨截面形式
焊接十字型钢骨			
原模型	1600	1200 × 500 × 45 × 50	此处 $H1 = H2, B1 = B2$ $tw1 = tw2, tf1 = tf2$ 
	1600	1200 × 500 × 20 × 30	
	1500	1100 × 300 × 20 × 30	
	1400	1000 × 300 × 16 × 28	
	1300	900 × 300 × 14 × 25	
	1200	800 × 300 × 14 × 22	
优化后	1600	1200 × 300 × 20 × 30	
	1500	1100 × 300 × 20 × 25	
	1300	900 × 300 × 14 × 25	
	1200	800 × 300 × 14 × 22	
	1100	700 × 450 × 14 × 22	
焊接H型钢骨			
原模型	1200	600 × 550 × 16 × 50	
	850	450 × 300 × 16 × 35	
	1200	600 × 450 × 28 × 35	
优化后	1000	600 × 550 × 14 × 30	
	850	450 × 300 × 16 × 35	

(2) 转换柱及非转换柱的优化调整。

对转换柱:在转换层下两层及上一层抗震等级为特一级才需要采用型钢混凝土柱,其余部位除在下部楼层因控制截面和配筋需要采用型钢混凝土柱外,其余均采用普通钢筋混凝土柱。非转换柱:除在下部楼层因控制截面和配筋需要采用型钢混凝土柱外其余采用普通钢筋混凝土柱。

(3) 对型钢混凝土柱从底层直通到的楼层进行优化调整。

酒店塔楼柱,通过计算优化后,在满足规范^[3-7]的相关要求下,最后型钢混凝土柱从底层直通到二十七层。

(4) 剪力墙结构孔洞的优化调整。

同时对局部剪力墙上下开洞不连续,仅按照建筑开门洞问题,提出在剪力墙局部位置补开结构洞,同时在满足规范^[3-7]相关要求的情况下,适当减小剪力墙厚度。

3.2 楼盖结构优化

楼盖体系是建筑结构的基本组成部分之一,楼盖造价占结构总造价的9%~13%,其重量占整个房屋重量的22%左右^[8]。因此降低楼盖质量,可以减轻建筑总质量,从而减轻地震作用;同时通过选择合理的楼盖体系还可以改善整个结构的力学性能,从而降低造价。

目前国内外常见的钢筋混凝土楼盖体系有如下五种:①单向板肋梁楼盖;②双向板肋梁楼盖;③井字形楼盖;④密肋梁楼盖;⑤无梁楼盖。根据有无预应力,分成钢筋混凝土楼盖和预应力楼盖,预应力技术与上述体系结合可以演变出不同的楼盖体系形式,如无粘结预应力无梁楼盖、预应力框架扁梁密肋楼盖等。对于不同跨度,相应亦有不同的最优楼盖形式。

结合本工程的特点,柱间距基本在10m左右,虽然单方造价上预应力钢筋混凝土楼盖稍有优势^[9],但考虑预应力混凝土楼盖在施工时相对于普通混凝土楼板增加预应力钢筋定位、铺设、张拉等施工工艺,增加施工难度、施工机械器具,人工费与机械器具费用也相应增加;同时考虑建筑使用功能的要求。以及传力作用,尽量保证结构的传力直接。由于软件的局限性,为保证计算精度,尽量使楼板划分规则,避免斜梁与不规则楼板的产生;合理设计梁的截面,控制现浇板的跨度,使板的配筋由内力控制而非构造配筋。

在原方案的角部有四根斜梁将角柱与核心筒连接(见图4),楼盖结构布置将会产生一系列不规则的楼板,结构构件传力不够明确,同时有两根大梁交接于在核心筒角部位置,亦不利于该位置的施工。因此对原方案进行了调整(见图5),楼盖结构的次梁布置

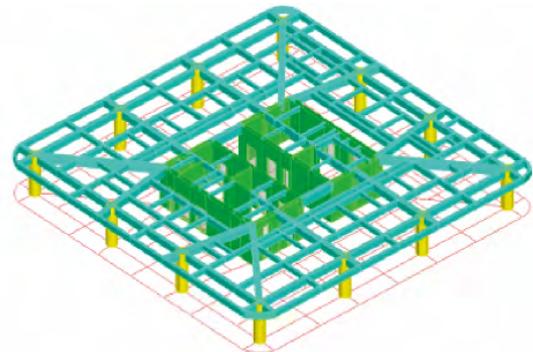


图4 原方案楼板结构布置

形式改成了双向次梁布置,虽然次梁的数量有所增加,但主梁与次梁的截面面积减小,配筋量降低,同时将楼板厚度适当减小。

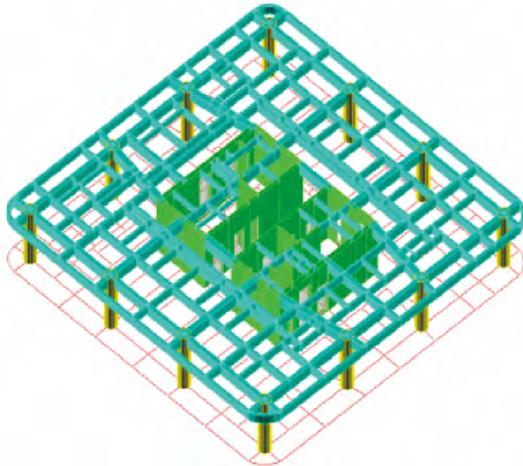


图5 优化后楼板结构布置

3.3 荷载的审核

结构荷载的取值将很大程度上影响结构的自重及受力的大小,从而影响到结构构件的配筋大小,因此有必要对于荷载进行相应的复核。结合本工程特点,按照实际梁高对梁间荷载进行了调整。通过荷载精确计算后,建筑结构自重减小了约9.0%(见表2)。

3.4 结构计算与分析

(1) 采用三维空间分析软件 SATWE、盈建科(YJK)软件以及 MIDAS building 进行整体结构的内力位移分析计算,其中原方案采用 SATWE,优化方案采用 YJK 结果,并以 MIDAS building 结果为验证,看到结构周期、位移、剪重比等指标也基本接近,可以认为小震作用下结构的分析是满足要求(见表2)。

表2 结构计算指标对比

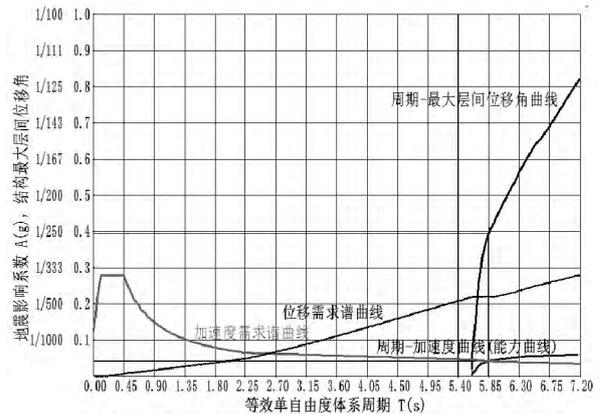
计算程序	SATWE (原方案)		YJK (优化后)		MIDAS Building (优化后)	
总重量/t	100514.156		91441.453		90955.025	
剪重比	X向 0.79%		0.720%		0.74%	
	Y向 0.84%		0.775%		0.78%	
结构自振周期/s	T1=5.2704		T1=5.5393		T1=5.1123	
	T2=5.1683		T2=5.4143		T2=5.0036	
	T3=3.1610		T3=3.7447		T3=3.3054	
周期比	T ₁ /T1=0.600		T ₁ /T1=0.68		T ₁ /T1=0.647	
位移	θ	γ	θ	γ	θ	γ
	X向 (地) 1/1299 (风) 1.63 1.05	1/1194 (地) 1.33 (风) 1.11	1/1126 (地) 1.289 (风) 1.070	Y向 (地) 1/1278 (风) 1.34 1.13	1/1187 (地) 1.44 (风) 1.15	1/1082 (地) 1.375 (风) 1.036

注:①θ表示最大层间位移角;γ表示最大层间位移与平均层间位移的比值;②位移角中(地)表示地震控制,(风)表示风控;位移比数据第一个表示裙房最大位移比,第二个表示主楼最大位移比。

(2) 弹塑性静力分析

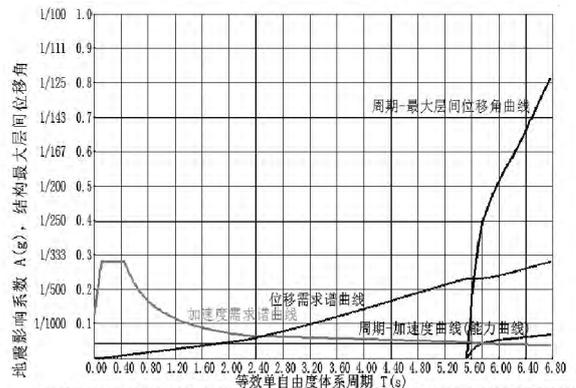
为考察结构在罕遇地震时的抗震性能和验算结构薄弱层的弹塑性层间位移,选用 EPDA - PUSH 软件对本工程优化后结构进行大震下的 Pushover 分析。在倒三角形荷载作用下 X 向和 Y 向的能力曲线和需求曲线的关系如图 8 和图 9 所示。

由 X 向,Y 向抗倒塌验算图可以看到,能力曲线与需求曲线交点所对应的层间位移角分别为 1/254, 1/253, 均不超过规范^[6]限值 1/100,即 X 向和 Y 向的变形性能均满足需求谱要求,本结构可以满足预先设定的罕遇地震作用下的性能要求。



需求谱类型:规范加速度设计谱;所在地区:全国;场地类型:2 设计地震分组:1
抗震设防烈度:6度大震;地震影响系数最大值 A_{max}(g):0.280
特征周期 T_g(s):0.450 弹性状态阻尼比:0.050
能力曲线与需求曲线的交点[T(s),A(g)]:5.842, 0.043 性能点最大层间位移角:1/254
性能点基底剪力(kN):26702.5 性能点顶点位移(mm):569.3
性能点附加阻尼比:0.028 * 0.70 = 0.019 与性能点相对应的总加载步号:23.0

图8 X向能力曲线和需求曲线关系



需求谱类型:规范加速度设计谱;所在地区:全国;场地类型:2 设计地震分组:1
抗震设防烈度:6度大震;地震影响系数最大值 A_{max}(g):0.280
特征周期 T_g(s):0.450 弹性状态阻尼比:0.050
能力曲线与需求曲线的交点[T(s),A(g)]:5.756, 0.044 性能点最大层间位移角:1/253
性能点基底剪力(kN):26521.9 性能点顶点位移(mm):577.4
性能点附加阻尼比:0.024 * 0.70 = 0.017 与性能点相对应的总加载步号:23.0

图9 Y向能力曲线和需求曲线关系

3.5 施工图配筋审核

3.5.1 板

(1) 非加强层建议采用塑性理论计算板的配筋,然后根据建筑不同使用功能进行一些适当调整。按规范^[7]5.4.1 与 5.4.2 条规定,板块可以使用塑性理

论来计算,同时应满足正常使用极限状态的要求或采取有效措施。塑性理论计算得到的配筋结果比用弹性理论计算得到的配筋结果少。对于使用塑性理论计算降低配筋后对板块的裂缝产生的不利影响,文献[10]指出楼板裂缝问题,原因不是计算方法,而可能是施工方法、建筑材料等引起的。

(2) 尽量按照计算值进行配筋,同时在薄弱位置适当加强。

3.5.2 梁

(1) 梁配筋除了框架梁、连梁外,其余均不设通长负筋(短梁除外),框架梁的通长钢筋尽量只采用2根小直径钢筋。

(2) 梁配筋在满足规范要求下,尽量接近计算值,将配筋率控制在1.0%~1.5%的合理范围内。

3.5.3 柱

控制柱的轴压比,保证合理富余度,实现强柱弱梁;满足规范要求前提下,最后施工图配筋结果尽量接近计算值。

3.5.4 剪力墙

(1) 剪力墙的配筋水平分布筋与竖向分布筋一般情况下为构造配筋,满足规范要求前提下,使最后结果尽量接近计算值。

(2) 边缘构件,按规范要求进行配筋,严格控制配筋率和配箍率,使最后结果尽量接近规范限值。

3.6 方案优化前后工程量对比(表3和表4)

表3 方案优化前后钢材用量变化

钢筋	原方案	优化后	差值	差值比
板钢筋/kg	341386.9	344599.0	3212.1	0.9
梁钢筋/kg	1499203.4	1416906.8	-82296.6	-5.5
墙钢筋/kg	801482.0	727296.1	-74185.9	-9.3
柱钢筋/kg	525623.0	496227.1	-29395.9	-5.6
总计/kg	3167695.3	2985028.9	-182666.4	-5.8
每平方米用钢量/(kg/m ²)	60.66	57.11	-3.55	-5.85
型钢/t	880.30	696.84	-183.46	-20.84

注:1. 差值比=差值/原方案工程量×100%

表4 方案优化前后混凝土用量变化

混凝土	原方案	优化后	差值	差值比
板/m ³	4152.67	4091.77	-60.9	-1.5
梁/m ³	7490.37	6624.32	-871.55	-11.6
墙/m ³	5902.89	5225.77	-677.12	-11.5
柱/m ³	2933.04	2703.91	-229.13	-7.8
总计/m ³	20478.97	18645.77	-1838.7	-9.0

注:①差值比计算方法同表3。

通过上述调整,可以看到梁板、柱、剪力墙的配筋量、混凝土用量均有下降,其中梁、柱、剪力墙的配筋量和混凝土用量下降最为明显。从梁来看配筋量减小了约5.5%,混凝土用量下降约11.6%;柱配筋减

小了约5.6%,混凝土减少约7.8%;剪力墙配筋减小约9.3%,混凝土减少约11.5%;分析原因主要在于荷载的精确取值和楼盖结构优化后的结果,因此对于工程设计而言,荷载的选取和楼盖结构的合理布置是至关重要的。

4 第三方结构设计审核(优化)实施中的问题和建议

4.1 楼盖结构调整

根据上述看到楼盖结构的调整对于结构的传力与最后配筋量有很大的影响,在与设计方协调之后,最后采用了第三方结构设计审核优化的结果,进行了相应的调整。

4.2 柱的钢骨截面尺寸

柱钢骨的截面尺寸将很大程度上影响钢材的使用量,在与设计方协调之后,最后采用了第三方结构设计审核优化的结果,进行了相应的调整。

4.3 剪力墙墙洞和墙体厚度

剪力墙立面开洞连续,将形成规则的连梁与墙肢,对抗震性能有利,原方案仅就建筑门洞位置开设结构门洞,造成连梁高度偏高以及上下开洞不连续的问题,建议补开结构洞。在与设计方协调之后,最后采用了第三方结构设计审核优化的结果,进行了相应的调整。

剪力墙一般是构造配筋,墙体厚度将决定剪力墙的配筋量,因此在满足规范的要求下对于剪力墙厚度的调整优化是十分有必要的,第三方结构设计审核,建议将剪力墙厚度进行相应优化,并给出了相应优化方案,但是设计方对结果采取拖延消极应对不予接受,亦未给出相应原因。

4.4 荷载优化

荷载的选取对结构的影响很大,第三方结构设计审核,建议将荷载进行相应优化,但是设计方不予接受,亦未给出相应原因。由于工期等原因最终导致荷载调整无法进行。

对于第三方结构设计审核的优化建议,设计方合作应该于方案开始时,如果在方案阶段进行,将对最终的结构性能产生重大影响;同时多方的沟通协调至关重要,任何一方的消极应对都将对结果产生较大影响。

4.5 第三方结构设计优化审核应该开始于建筑方案确定时

这一方面可以提前对建筑方案进行结构方案的技术咨询,并协调其它各专业的合理布置和参数确定。另一方面,通过结构设计的优化和技术论证指导结构方案和施工图设计,既保证各项技术的全部落实,又避免设计修改带来的时间浪费。

(下转第98页)

端,从而保证低压配电系统安全可靠运行。文中的计算结果表3~表6可作为实际设计校核的速查表。

参考文献

- [1]国家建设部发布. 低压配电设计规范 GB50054-2011 [S].
 [2]中国航空工业规划设计研究院. 工业与民用配电设计手册(第三版) [M]. 北京: 中国电力出版社 2005.
 [3]国家质检总局、国家标准化委员会. 三相交流系统短路电

流计算 GB/T 15544.1-2013/IEC60909-0:2001 [S]. 北京: 中国标准出版社 2014.

- [4]意大利 ABB S. p. A. ABB SACE Division. 低压配电气设计安装手册(第四版) [M]. 北京: 机械工业出版社 2008.
 [5]Schneider Electric. Electrical Installation Guide [M]. 北京: 中国电力出版社 2006.

陈旭文(1982-)男,工学硕士,工程师,国家注册电气工程师,主要从事建筑电气,供配电系统安全方面的工作。

(上接第71页)

5 结语

随着技术进步和设计管理水准的提高,人们都认识到,结构设计的方案论证对最终的结构性能产生重大影响。在具体工作中,可以在建筑方案确定后,通过结构专业沟通协调设备、装修、电梯等各专业的需求,保证结构整体的合理和准确,以先进的技术和理念指导后续结构设计会极大提升结构整体的经济性。

在审核优化过程中获得甲方提供的地震安评报告及数据,设计院提供的原始设计模型、基本设计参数资料和设计施工图纸,厦门新区建筑设计院有限公司郭天祥、汪亚建结构师在技术上的支持以及各方的大力协作和帮助,在此表示感谢。

参考文献

- [1]GB 50223-2008 建筑工程抗震设防分类标准 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社 2008.
 [2]国家建设部. 建质[2010]109号 超限高层建筑工程抗震设

防专项审查技术要点 [S]. 2010.

- [3]JGJ3-2010 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.
 [4]YB9082-2006 钢筋混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 冶金工业出版社 2007.
 [5]JGJ 138-2001 型钢混凝土组合结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社 2002.
 [6]GB 50010-2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社 2010.
 [7]GB 50010-2010 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社 2010.
 [8]谭泽先. 钢筋混凝土结构含钢量的一般范围和合理控制方法 [J]. 建筑结构 2007, 37(7): 17-19.
 [9]王晓丹. 楼盖结构体系在不同跨度下的技术经济比较 [D]. 大连: 大连理工大学 2005: 66-69.
 [10]混凝土结构设计规范算例编委会. 混凝土结构设计规范算例 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社 2003: 191.

石建光(1962.2-)男,博士,教授,一级注册结构工程师,主要从事钢筋混凝土结构的性能和设计方法及动力反应分析方面的研究。

陈家伟(1991.4-)男,硕士研究生,主要从事钢筋混凝土结构的性能和设计方法及动力反应分析方面的研究。

杨信(1990.6-)男,硕士研究生,主要从事钢筋混凝土结构的性能和设计方法及动力反应分析方面的研究。