

厦门某超限高层框-筒结构抗震设计

陈国春

(中元(厦门)工程设计研究院有限公司, 福建 厦门 361004)

摘要:以厦门某国际广场超限高层框架核心筒结构抗震设计为例,采用 SATWE 进行了 3 种墙柱截面设计方案的比选,用 SATWE 和 PMSAP 两种软件对所选方案在水平荷载作用下进行了计算和对比分析,两软件计算结果基本吻合,分析结果表明,所选方案满足规范要求。

关键词:超高层; 框架核心筒结构; 抗震设计; 方案比选

中图分类号: TU398.7

文献标志码: A

文章编号: 1672-4348(2016)04-0311-07

Aseismic design for an out-of-codes high-rise frame-corewall structure in Xiamen

Chen Guochun

(IPPR (Xiamen) Engineering Design and Research Institute Co., Ltd., Xiamen 361004, China)

Abstract: The sectional designs of three frame-corewall structure schemes of out-of-codes high-rise building at an international plaza in Xiamen were compared via SATWE. The main parameters of the selected scheme under horizontal loads were calculated and analysed with SATWE and PMSAP. The results indicate that the selected scheme can meet the standard requirements and the calculation results via the two softwares are essentially coincident.

Keywords: out-of-codes high-rise building; frame-corewall structure; aseismic design; scheme selection

沿海发达城市中超出我国现行《高层建筑混凝土结构技术规程》^[1]限值的百米以上建筑越来越多。由于其所受的水平荷载和竖向荷载均远高于一般的高层建筑,特别是存在大空间、设置转换层和楼层开洞等对抗震不利的问题,如何发现结构的薄弱部位并于设计中给予加强,确保结构安全与经济,给设计师带来了一系列新的挑战。本文以厦门某国际广场超限高层建筑结构抗震设计为例,通过对比分析阐述了超限高层建筑结构的抗震设计思路,供同行参考。

1 工程概况

该工程项目位于厦门市新规划的湖里区高林片区商务区内。办公楼总高度 141.5 m,总建筑面

积 63 088 m²,主楼地上 34 层、地下 3 层。建筑平面接近矩形,其标准层平面尺寸为 46.6 m × 40.2 m,开间尺寸除 C-D 轴大堂入口为 12.2 m 外其余为 9.0 m,跨度 11.3 m 且每边各挑出 2.0 m,高宽比 3.8。标准层平面图和剖面图见图 1。

2 结构设计

2.1 结构选型

根据建筑内部功能布局特点,结构设计时将竖向交通枢纽的中心区作为核心筒,围绕核心筒四周辅以相应的梁和柱,使竖向结构在平面布置上基本对称均匀,形成沿竖向贯通落地的剪力墙结构和四周大跨度的钢筋混凝土框架-核心筒结构体系。筒体尺寸为 20.9 m(X 向)×15.3 m(Y 向),

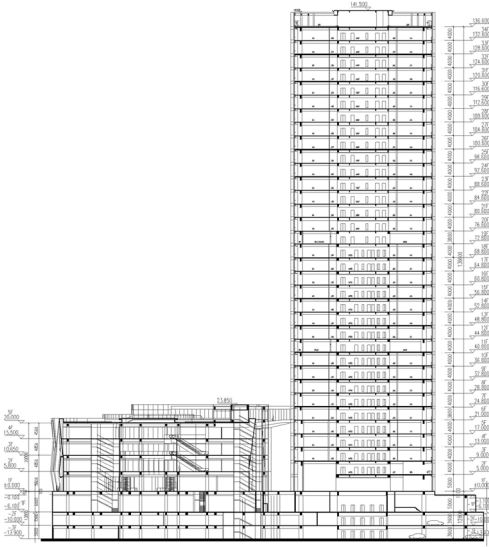


图 1 建筑剖面图

Fig.1 Section of out-of-codes high rise building at Xiamen International Plaza

核心筒最大高宽比为 8.9。外框架基本柱网为 $9.00\text{ m} \times 11.3\text{ m}$ 。在设计的过程中,考虑到甲方对层高要求较高,结构设计时将影响层高的框架梁设计成宽扁梁,从而增加建筑楼层的净高。标准层结构平面布置见图 2。

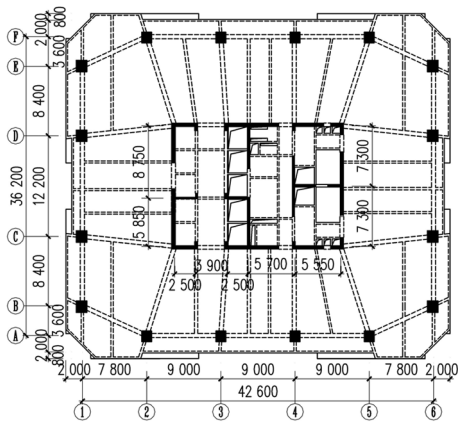


图 2 标准层结构布置图(单位:mm)

Fig.2 Typical storey structure layout(unit:mm)

2.2 结构设计参数

工程结构设计参数见表 1。

2.3 结构特点及存在问题

1) 采用现浇钢筋混凝土框架-核心筒结构体系,主体建筑高度超过了《高层建筑混凝土结构技术规程》规定中的 A 级高度 130 m ,少于 B 级高度 180 m ;

2) 二层存在楼板开洞面积超过楼面面积 30%

表 1 结构设计参数表

Tab.1 Parameters of structure design

设计参数	取值	设计参数	取值
设计基准期/年	50	上部结构嵌固端	地下室顶板
结构安全等级	二级	框架抗震等级	一级
结构重要性系数	1.0	核心筒抗震等级	一级
抗震设防类别	标准设防类	阻尼比	0.05
抗震设防烈度/度	7	周期折减系数	0.85
基本地震加速度/g	0.15	基本风压/kPa	0.8
设计地震分组	第二组	地面粗糙度	B
场地类别	II 类	活荷载折减系数	按规范
特征周期/ s	0.45(取安评值)	地震力计算	反应谱

的情况,有 38% 框架柱为穿层柱,存在楼板不连续、长短柱共同受力的情况;

3) 框架开间最大 12.2 m ,且跨度为 11.3 m ,均较大,外围框架刚度小,扭转位移比偏大。

2.4 结构材料及截面尺寸的选定

工程位于 7 度区,基本地震加速度 0.15 g ,基本风压为 0.80 kPa ,地面粗糙度 B 类,地震作用与风荷载均较大,其受力和变形有可能受地震或风荷载的控制。由于核心筒面积大且高宽比达 3.8,因此,合理选择框架柱截面的尺寸和材料,以满足框剪比的要求是结构优化的关键。

基于工程特点及重要性,抗震性能目标定为 D 级。底部加强区剪力墙抗剪承载力按中震弹性、抗弯承载力按中震不屈服设计;底部加强区框架柱抗弯和抗剪承载力均按中震弹性设计,其余框架柱的抗剪承载力按中震弹性、抗弯承载力按中震不屈服设计。在综合考虑安全、经济合理和满足建筑功能的各方因素后,对结构的主要构件选择见表 2。采用高层建筑结构分析软件

SATWE 进行初步计算, 计算结果见表 3、4 和 5, 3 种方案各楼层框剪比曲线图见图 3。对比结果表明, 选择方案 1 其框剪比大于 10% 的楼层占了

97% 以上, 周期比小于 0.85, 均可满足抗震规范要求, 同时还符合建筑功能要求, 且造价最合理。

表 2 构件截面选用方案
Tab.2 Scheme of member section

构件平面位置	楼层范围	方案 1		方案 2		方案 3	
		截面尺寸/ (mm×mm)	材料	截面尺寸/ (mm×mm)	材料	截面尺寸/ (mm×mm)	材料
外框梁	2~顶	500×1 100	钢筋混凝土	500×1 100	钢筋混凝土	500×1 100	钢筋混凝土
内框梁	2~5	700×800	钢筋混凝土	700×800	钢筋混凝土	700×800	钢筋混凝土
	6~顶	500×700	钢筋混凝土	500×700	钢筋混凝土	500×700	钢筋混凝土
剪力墙	筒外	750~400	钢筋混凝土	750~400	钢筋混凝土	750~400	钢筋混凝土
	筒内	450~300	钢筋混凝土	450~300	钢筋混凝土	450~300	钢筋混凝土
框架柱	1~4	1 400×1 500	型钢混凝土	1 600×1 700	钢筋混凝土	1 300×1 400	型钢混凝土
	5~12	1 400×1 500	钢筋混凝土	1 400×1 500		1 300×1 400	
	12~25	1 300×1 400	钢筋混凝土	1 300×1 400		1 200×1 300	
	顶层	1 000×1 100	钢筋混凝土	1 000×1 100		1 000×1 000	

表 3 各方案水平荷载作用下主要计算结果

Tab.3 The main calculation result of each scheme under horizontal loads

方案	周期/s			周期比	结构总重量/t	基底剪力/kN		剪重比 $X(Y)/\%$	刚重比 $X(Y)$	最大层间位移/mm		扭转位移比 $X(Y)$
	T_1	T_2	T_3			地震作用 $X(Y)$	风载作用 $X(Y)$			地震作用 $X(Y)$	风载作用 $X(Y)$	
1	3.206	3.116	2.645	0.825	94 913	23 400 (23 650)	15 841 (17 614)	2.47 (2.49)	4.14 (4.30)	1/930 (1/821)	1/1 561 (1/1 218)	1.16 (1.33)
2	3.213	3.128	2.645	0.825	94 903	23 385 (23 636)	19 630 (19 021)	2.46 (2.49)	4.14 (4.30)	1/926 (1/817)	1/1 561 (1/1 218)	1.17 (1.32)
3	3.209	3.120	2.657	0.828	94 463	23 320 (23 570)	15 841 (17 613)	2.47 (2.50)	4.14 (4.30)	1/932 (1/825)	1/1 565 (1/1 220)	1.19 (1.35)

从 3 个方案的计算结果可以看出:

- 1) 3 种方案均能满足规范要求;
- 2) 框架柱中添加型钢能改善结构的性能, 提高框架柱的延性, 并减少框架柱的尺寸;
- 3) 只在底部四层柱采用型钢混凝土柱的方案 1 对结构性能的改善效果虽然不及全部框架柱均采用型钢混凝土柱, 但相对于方案 2 已有明显的改善且用钢量远小于方案 3;

4) 虽然厦门地区的基本风压值达 0.8 kPa, 但对于接近 150 m 的超高层建筑其水平荷载作用下的内力与变形仍小于 7 度抗震设防下地震作用

效果。

据此选择方案 1 作为本工程最终方案。

表 4 按框架剪力比划分的楼层数比例

Tab.4 The percentage (ratio of the number) of storey divided by frame's shear ratio

方案	所占楼层比例/%		
	>8	>10	>15
1	97.1	97.1	68.6
2	100.0	94.3	80.0
3	94.3	85.7	28.6

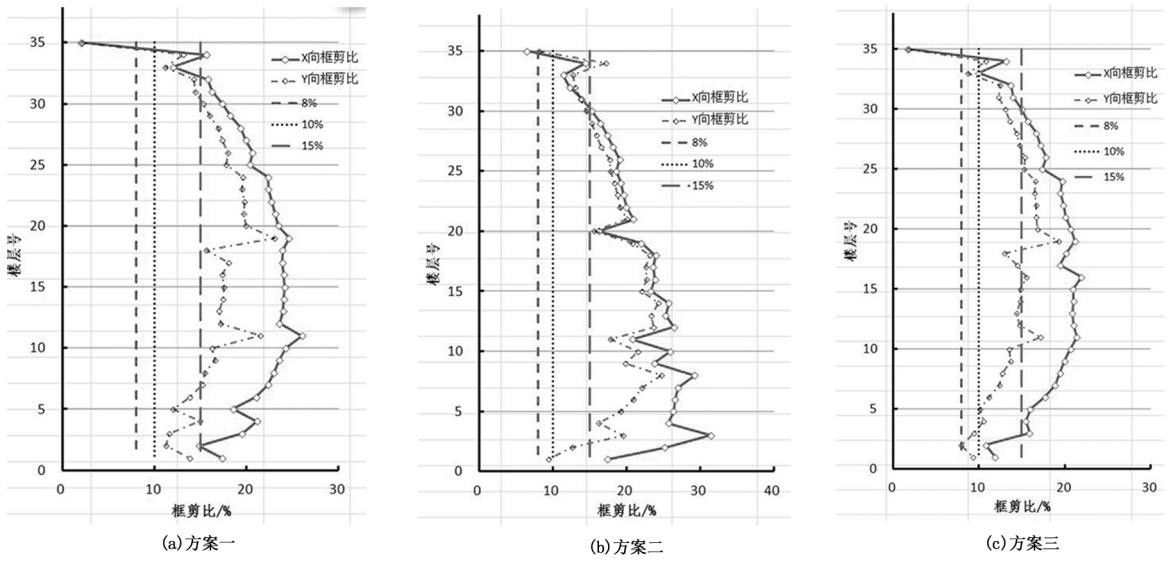


图 3 各方案框架柱剪力比曲线图

Fig.3 The shear ratio of frame to corewall of each scheme

表 5 各方案用料量统计结果

Tab.5 Statistical result of materials amount used in each scheme

方案	混凝土用量		钢筋用量		型钢用量	
	总量/ m ³	单方用量/ (m ³ ·m ⁻²)	总量/ t	单方用量/ (kg·m ⁻²)	总量/ t	单方用量/ (kg·m ⁻²)
1	23 080	0.353	4 292	65.6	345	5.3
2	23 143	0.354	4 319	66.0		
3	22 583	0.345	4 137	63.2	1 645	25.1

3 设计软件与参数的选用

按规定,复杂高层建筑结构需要 2 种计算软件校核设计,PKPM 系列软件中的 SATWE 与 PMSAP 由两队开发人员独立完成。PMSAP 侧重考虑各种复杂情况,在结构分析和设计方面两款软件的功能基本相当,两软件均可与 PMCAD 接口,因而可避免重复繁琐的建模,减少因建模错误给对比工作带来麻烦。PUSH&EPDA 软件是完全基于空间模型编制的,计算模型可较真实地模拟结构受力状态,尽可能避免因模型带来的计算误差。EPDA 程序提供了计算 3 向地震功能,可为用户提供不同特征周期 3 个方向地震波库。另外,PUSH&EPDA 还提供了动力弹塑性时程分析功能和静力弹塑性分析功能。因此,工程选用中国建筑科学研究院 PKPM 工程部的 SATWE(2010 年 9 月版)、PUSH&EPDA(2010 年 9 月版)及 PMSAP 进行结构分析计算。取地下一层顶板作为嵌固

端,重力荷载代表值由附加荷载和软件自动计算的自重组成。其余静荷载和活荷载以面荷载、线荷载或点荷载的形式施加。根据《建筑结构荷载规范》^[2](GB 50009-2012)、《混凝土设计规范》^[3](GB50010-2010)和《建筑抗震设计规范》^[4](GB50011-2010)中规定的荷载组合进行构件承载力设计和变形验算。SATWE 和 PMSAP 主要分析多遇地震下的结构响应,PUSH&EPDA 对罕遇地震下弹塑性动力性能进行分析。

梁扭矩折减系数取 0.4,计算时考虑双向地震扭转效应,梁端弯矩调幅系数为 0.85,连梁刚度折减系数为 0.6,反应谱分析时均取 18 阶振型,质量参与系数均超过 90%,验算时楼层水平地震剪力按抗震规范 5.2.5 条调整。

4 计算结果对比分析

4.1 多遇地震作用下的计算分析

几款空间分析软件整体结构的主要计算结果及相互对比见表 6~9 所示。

表 6 结构剪重比与有效质量系数

Tab.6 Structural shear ratio and efficient mass coefficient

计算软件	结构总重 G/t	剪力系数		有效质量系数	
		V _x /G	V _y /G	X	Y
SATWE	94 913	0.0247	0.0249	0.953	0.940
PMSAP	94 623	0.0255	0.0250	0.957	0.945

表 7 周期、平动和扭转系数

Tab.7 Period, translational coefficient and torsional coefficient

振型号	振动周期/s		平动系数		扭转系数	
	SATWE	PMSAP	SATWE	PMSAP	SATWE	PMSAP
1	3.206	3.213	1.00	1.00	0.00	0.00
2	3.116	3.128	1.00	1.00	0.00	0.00
3	2.645	2.645	0.01	0.01	0.99	0.99

表 8 水平荷载作用下基底剪力及倾覆力矩

Tab.8 Base shear and overturning moment under horizontal loads

计算软件	作用方向	地震力		风荷载	
		基底剪力/kN	倾覆力矩/kN	基底剪力/kN	倾覆力矩/kN
SATWE	X	23 400	1 870 567	15 841	1 338 203
	Y	23 650	1 838 630	17 614	1 485 810
PMSAP	X	24 107	1 892 792	15 773	1 335 468
	Y	23 685	1 841 002	17 614	1 483 168

表 9 水平荷载作用下结构的位移角、位移比

Tab.9 Structural displacement angle and displacement ratio under horizontal loads

计算软件	作用方向	最大层间位移角/rad		规定水平力作用下最大扭转位移比
		地震力	风荷载	
SATWE	X	1/930	1/1 561	1.16
	Y	1/821	1/1 218	1.32
PMSAP	X	1/1 039	1/1 937	1.17
	Y	1/824	1/1 332	1.33

4.2 多遇地震作用下的弹性时程分析

根据《建筑抗震设计规范》^[4](GB 50011—

2010)规定,本工程应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算,选取两条天然波和一条人工波,选用 T634 和 TH3TG045 作为天然波, RH4TG045 作为人工波进行计算。PMSAP 和 SATWE 弹性时程分析与反应谱分析基底剪力及最大层间位移角比较分别见表 10、11,时程分析得到的楼层剪力、楼层层间位移角等与反应谱分析(CQC 法)结果进行对比,如图 4、5 所示。表 10 表明,两种软件计算的结构底部剪力均不小于振型分解反应谱法计算结果的 65%,3 条时程曲线计算所得结构底部剪力,其平均值不小于振型分解反应谱法计算结果的 85%;由表 11 可得,层间位移的时程分析计算结果与反应谱分析结果基本相同,且满足规范 1/800 的要求;从图 4 和 5 可以看出,X 和 Y 方向反应谱分析结果基本上大于时程分析计算所得的结果,只有顶部几层略小于时程分析,采取地震力放大办法的设计值,反应谱分析的地震影响系数曲线偏于安全,且从以上分析可以看出该结构无薄弱层,PMSAP 与 SATWE 两种软件时程分析计算结果非常接近,表明计算参数及建模是合理正确的。

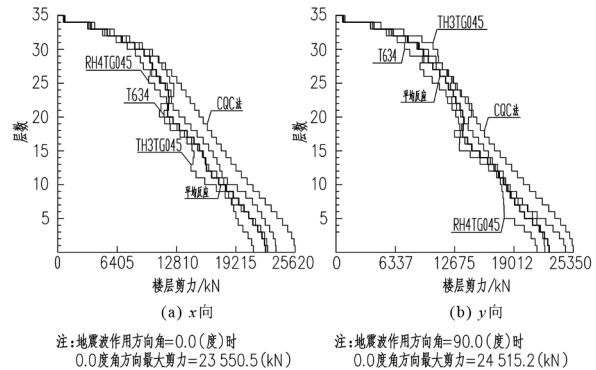


图 4 楼层剪力包络图

Fig.4 Storey shear envelope diagram

表 10 弹性时程分析与反应谱分析基底剪力

Tab.10 Base shear via elastic time-history analysis and spectrum response analysis

地震波	SATWE				PMSAP			
	V_x /kN	V_x/V_{cx}	V_y /kN	V_y/V_{cy}	V_x /kN	V_x/V_{cx}	V_y /kN	V_y/V_{cy}
T634	23 550	1.01	24 515	1.04	23 428	0.97	22 371	0.94
TH3TG045	21 142	0.90	22 314	0.94	23 727	0.98	22 563	0.95
RH4TG045	22 657	0.97	21 511	0.91	22 127	0.92	22 555	0.95
平均值	22 459	0.96	22 798	0.96	23 094	0.96	22 496	0.95
反应谱分析	23 400	1.00	23 650	1.00	24 107	1.00	23 686	1.00

表 11 弹性时程分析与反应谱分析最大层间位移角

Tab.11 The biggest structural displacement angle of elastic time-history analysis and spectrum response analysis

地震波	SATWE				PMSAP			
	X/rad	所在层	Y/rad	所在层	X/rad	所在层	Y/rad	所在层
T634	1/1 349	19	1/1 067	23	1/1 397	19	1/1 092	23
TH3TG045	1/1 378	27	1/1 186	30	1/1 440	27	1/1 208	27
RH4TG045	1/1 116	20	1/868	23	1/1 255	20	1/901	25
反应谱分析	1/1 121	20	1/851	25	1/1 106	20	1/854	25

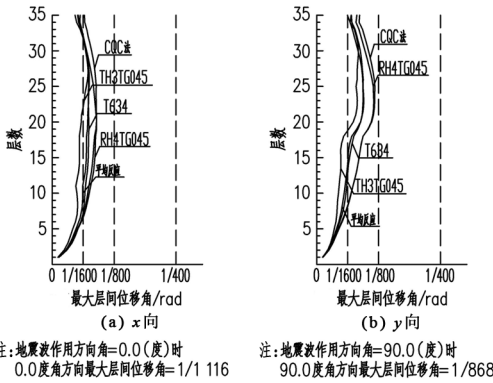


图 5 最大层间位移角

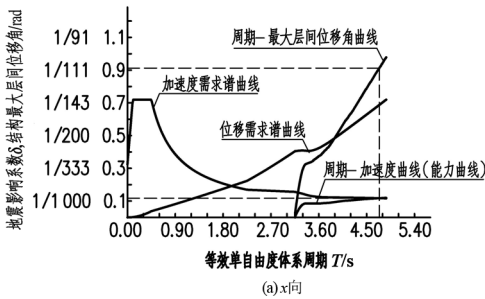
Fig.5 The biggest storey structural displacement angle

4.3 罕遇地震作用下静力弹塑性分析

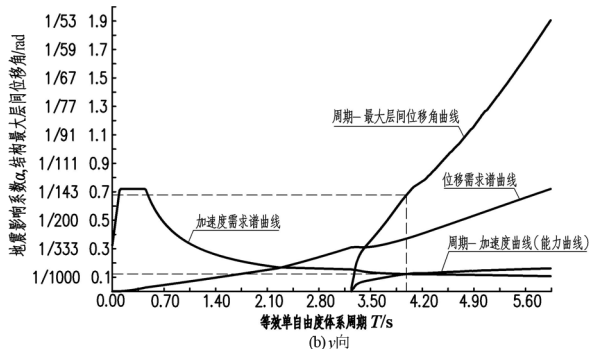
静力弹塑性(Pushover)分析主要从层间位移角和损伤性分析两个角度进行。

4.3.1 罕遇地震下位移分析

从图 6 的分析可以看出,能力曲线与需求曲线交点所对应的层间位移角为 1/110 和 1/148,均不超过规范所规定的层间弹塑性位移角限值 1/100,且最大层间位移角分别位于 17 层和 22 层,于上部 1/3 楼层高度,满足“大震不倒”性能水准。



注: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:2
 抗震设防烈度:7.5度大震;地震影响系数最大值 $\alpha_{max}(g)$:0.720
 特征周期 $T(s)$:0.450 弹性状态阻尼比:0.050
 能力曲线与需求曲线的交点 $[T(s), \alpha]$:4.739, 0.117 性能点最大层间位移角:1/110
 性能点基底剪力(kN):79750.6 性能点顶点位移(mm):922.3
 性能点附加阻尼比:0.245 \times 0.70 = 0.172 与性能点相对应的总加载步号:165.5



注: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:2
 抗震设防烈度:7.5度大震;地震影响系数最大值 $\alpha_{max}(g)$:0.720
 特征周期 $T(s)$:0.450 弹性状态阻尼比:0.050
 能力曲线与需求曲线的交点 $[T(s), \alpha]$:3.986, 0.122 性能点最大层间位移角:1/148
 性能点基底剪力(kN):81325.2 性能点顶点位移(mm):728.6
 性能点附加阻尼比:0.124 \times 0.70 = 0.087 与性能点相对应的总加载步号:59.7

图 6 能力需求曲线

Fig.6 Curve of capacity and demand

4.3.2 主要受力构件弹塑性损伤分析

X 向加载至第 17 步时,15~21 层 1/D 轴的 2/2~1/3 轴段连梁开始出现塑性铰,往后其它层和部位连梁大面积出现塑性铰;第 20 步,一层 1/2 轴剪力墙出现裂缝,到 78 步时底部 5 层出现裂缝;第 75 步,位于 15 层 A 轴 4~5 轴段外框架梁

开始出现塑性铰,往后其它层和部位外框架梁大面积出现塑性铰;第 130 步,一层的 1/D 交 1/4 轴角部剪力墙出现塑性铰;到性能点第 165 步时,连梁大面积出现塑性铰,一层的 1/4 轴两端小剪力墙出现塑性铰,大部分框架梁出现塑性铰,框架柱均未出现塑性铰。

Y 向加载至第 18 步时,底层 1/B 轴的 1/2~

2/2 段墙出现裂缝;第 25 步时,13~19 层 1/4 轴靠近 1/B 轴底部的连梁开始出现塑性铰,往后其它层和其它部位连梁大面积出现塑性铰;第 53 步,一层 1/B 交 1/2 轴处剪力墙开始出现塑性铰;第 57 步,底部 3 层剪力墙出现塑性铰,22~25 层 1 轴的框架梁开始出现塑性铰;到性能点第 60 步时,连梁大面积出现塑性铰,1~3 层剪力墙出现塑性铰,局部框架梁出现塑性铰,框架柱均未出现塑性铰。

各加载步的杆端塑性角发展情况分析表明:

1) 大震下结构仍保持直立,且平均层间位移角均满足要求,满足了结构“大震不倒”的设防水准要求;

2) 框筒结构连梁最早出现塑性铰,到性能点时大部分连梁发生损伤现象,起到了较好的耗能作用;

3) 底部剪力墙出现裂缝较早,应给予充分重视,避免剪力墙刚度大幅削弱,过早退出工作;

4) 大震时剪力墙底部受损严重,应给予加强;

5) 框架柱在大震作用下整体性能良好,底部加强区以上柱不加型钢也能满足性能要求。

5 主要构造措施

为了达到 D 级抗震性能设计目标,除采用型钢混凝土柱来减小构件截面和提高结构的延性性能外,结构设计方面还应在重要区域采取相应的构造措施,例如提高底部加强区剪力墙水平和竖向配筋率,增强剪力墙抗裂能力,底部加强区的混

凝土筒体四角墙内及墙-墙相交处增设型钢柱,提高剪力墙塑性变形能力。所有框架柱均采用箍筋加强设计,确保第二道抗震防线。二层楼板开洞大,除加大楼板厚度外,采用双层双向配筋并增加其配筋率。外围型钢混凝土柱要求其含钢率不小于 4%,纵向钢筋配筋率不小于 0.8% 等。

6 结语

1) 对于接近 150 m 的超高层结构且位于福建厦门风荷载较大的地区,当高宽比较小时,其 7 度设防的地震荷载起控制作用。

2) 框-筒结构抗震设计中,结构的刚度及外框剪力分担比是方案选择的关键因素。

3) 框-筒结构的框架柱采用钢筋混凝土柱与型钢混凝土柱的方案均可行。型钢混凝土柱的方案抗震性能最好但造价最高,钢筋混凝土柱的方案造价最低,但抗震性能最差,同时因柱截面较大会影响建筑的空间使用。

4) 选择底部部分楼层采用型钢混凝土柱其余为钢混凝土柱的方案,既可满足抗震规范要求,改善结构的抗震性能,又可节约用钢量,即以较小的投入代价换来较大的抗震性能改善。

5) 在选定方案后应选用两种以上的高层建筑结构分析软件进行详细计算和对比分析,并在结构薄弱处采取相应的构造措施,以确保设计满足小震不坏,中震可修,大震不倒的设计原则。同时最大限度减少了因对计算机和计算软件的依赖所带来结构设计隐患。

参考文献:

- [1] 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: JGJ3—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] 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. 建筑结构荷载规范: GB50009—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [3] 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. 混凝土设计规范: GB50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [4] 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: GB50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.