

DOI: 10.19701/j.jzjg.20201016

深圳大百汇主塔楼结构设计与分析

陈学伟¹, 黄昌靛¹, 张梅松², 黄汉华¹

(1 WSP 科进香港有限公司, 香港 999077; 2 筑博设计股份有限公司, 深圳 518040)

摘要: 深圳大百汇主塔楼高度为 375m, 超高层主塔楼是集办公、酒店、公寓和商业为一体的综合体, 结构体系采用带伸臂桁架与腰桁架的钢管混凝土柱-钢梁框架-核心筒混合结构体系。塔楼建筑立面呈纺锤形, 外框柱沿曲线布置而形成一系列的斜柱。介绍了主塔楼结构方案的确定方法及结构设计重点, 描述了曲线布置的斜柱体系对抗侧刚度的提高效应、伸臂桁架的选取及优化、斜柱引起钢梁水平轴力的计算方法, 基于性能抗震思想对结构及构件进行大震性能评估。结果表明塔楼整体刚度与构件满足抗风与抗震的性能要求。

关键词: 超高层建筑; 伸臂桁架; 加强层; 混合结构; 钢管混凝土; 斜柱; 抗震性能设计

中图分类号: TU318 **文献标志码:** A **文章编号:** 1002-848X(2022)03-0023-07

[引用本文] 陈学伟, 黄昌靛, 张梅松, 等. 深圳大百汇主塔楼结构设计与分析[J]. 建筑结构, 2022, 52(3): 23-29.
CHEN Xuewei, Henry HUANG, ZHANG Meisong, et al. Structure design and analysis of Shenzhen Dabaihui main tower[J]. Building Structure, 2022, 52(3): 23-29.

Structure design and analysis of Shenzhen Dabaihui main tower

CHEN Xuewei¹, Henry HUANG¹, ZHANG Meisong², Henry WONG¹

(1 WSP Hong Kong Ltd., Hong Kong 999077, China; 2 Zubo Design Co., Ltd., Shenzhen 518040, China)

Abstract: The height of the main tower of Dabaihui is 375m. This super high-rise tower is a complex building that includes offices, hotels, apartments and commerce functions. Structural system is a frame core-wall system with outriggers and belt trusses, and the structural frame is formed with concrete filled steel tubular columns and steel beams. The elevation of the tower is curve-shaped, the frame columns are arranged to a series of inclined columns follow the curve surface. The selection of the structural scheme of the main tower and the key points of structural design method was introduced. The stiffening effect of the frame system due to its inclined columns, selection and optimization of outriggers and the calculation method for the axial forces of steel beams which is induced by the inclined columns was introduced. By using performance based seismic method, the performance of the structure and members under rare earthquake were evaluated. The results show that the overall structure and components of the tower meet the performance requirements of wind resistance and earthquake resistance.

Keywords: super high-rise building; outrigger; strengthened story; hybrid structure; concrete filled tube; inclined column; seismic performance design

1 工程概况

大百汇项目位于深圳市福田区中心地段, 地上建筑面积约为 16.5 万 m², 其中包括一个集办公、酒店公寓及商业于一体的超高层塔楼, 并设有 4 层地下室^[1]。主塔楼的结构高度为 315.75m, 幕墙造型高度为 375.55m, 地上 72 层, 顶部有皇冠钢结构, 建筑效果图如图 1 所示。

工程结构设计使用年限为 50 年, 安全等级为二级, 主塔楼抗震设防类别为重点设防类(乙类), 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.10g^[2], 设计地震分组为第一组, 建筑场地类别为 II 类。根据场地安评报告^[3], 多遇地震下水平地震影响系数最大值为 0.0956(阻尼比为 3.5%)。场地特征周

期为 0.38s。50 年一遇基本风压为 0.75kN/m²^[4], 地面粗糙度类别为 C 类, 项目风洞试验报告^[5]中的结果表明: 采用 C 类场地是合理的。根据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[6](简称《高规》)规定, 塔楼核心筒与外框架的抗震等级均为特一级。塔楼结构平面呈带圆弧的矩形, 标准层结构平面如图 2、3 所示。

2 结构体系

工程位于强风荷载地区, 风荷载为整体性能指标(限制层间位移角)的控制因素, 结合建筑净高要求及纺锤形的立面特征, 主塔楼采用带加强层的钢管混凝土柱+钢梁框架+钢筋混凝土核心筒混合结构体系, 其中钢框架由钢管混凝土柱与型钢梁组成。

第一作者: 陈学伟, 博士, 高级工程师, 主要从事结构设计与抗震研究, Email: dinochen1983@qq.com。



图1 深圳大百汇中心建筑效果图

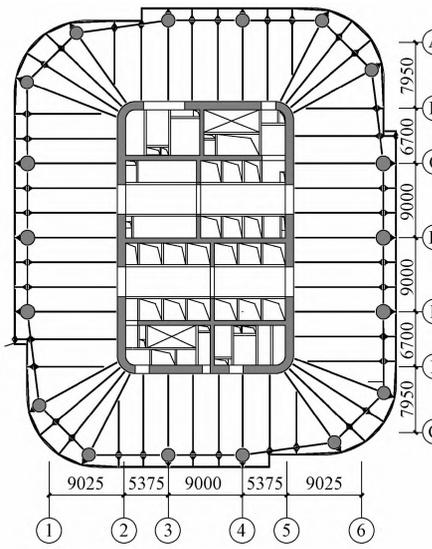


图2 塔楼标准层(中低区)结构平面图

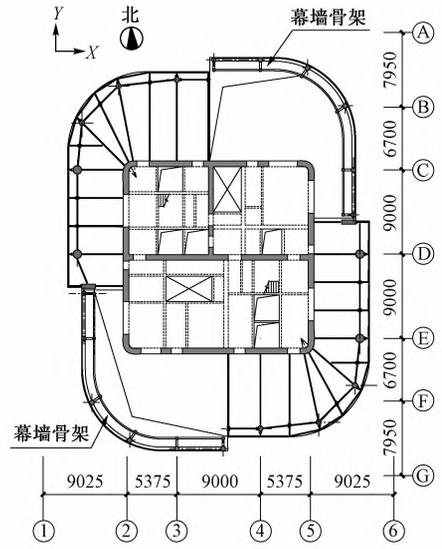


图3 塔楼高层标准层结构平面图

由于立面呈纺锤形,每层外框柱均为不同角度的斜柱,在重力荷载作用下,斜柱对框架梁产生水平轴力,宜采用钢梁来抵抗这部分轴力。与钢筋混凝土框架相比,采用钢结构框架施工速度快,结构自重轻及延性好,斜柱采用钢结构,施工难度相对降低。

由于结构平面呈带圆弧的长方形形状,主楼高宽比为 X 向8.15, Y 向6.56,核心筒高宽比为 X 向15.7, Y 向10.2。 X 向与 Y 向的刚度需求不同,外框柱 X 向的截面小, Y 向的截面较大。外框柱的直径自下而上由1900mm减小为750mm。钢筋混凝土核心筒外围墙厚自下而上由1200mm减小为700mm,内部墙厚为600mm或500mm,由于性能设计的原因底部加强区的部分剪力墙构件内设置了型钢。竖向构件混凝土强度等级自下而上由C70变化至C40。竖向抗侧力体系中低区(1~51层)采用框架-核心筒体系,高层存在大面积楼板开洞,抗侧力基本由筒体提供,部分外框柱取消,为抵抗风荷载增设幕墙骨架。为减少地震对抗风幕墙骨架的影响,幕墙钢骨架的底部采用铰接处理。塔楼最顶部为皇冠钢结构,立面结构布置如图4所示。

楼板体系采用钢梁+压型钢板组合楼板体系。部分连梁构件由于风荷载作用下的承载力需要采用型钢混凝土连梁。为满足结构在风荷载作用下的层间位移角限值要求,在23、51层共设置2个加强层,加强层设置3排伸臂桁架及 X 向的腰桁架,加强层的桁架三维布置如图5所示。

3 结构体系与加强层分析

3.1 外框架的斜柱方案研究

结构的幕墙外立面呈纺锤形,一般结构方案会采用直柱配合不同长度的悬臂梁组合形成外框架,

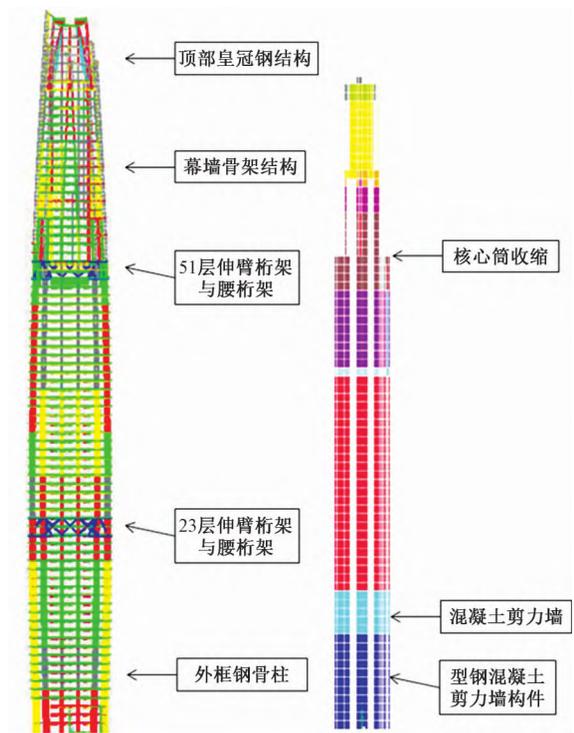


图4 结构体系立面布置图

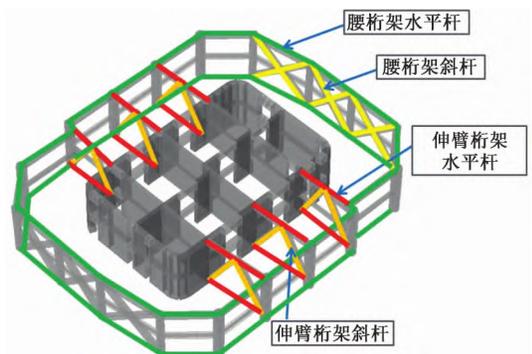


图5 加强层桁架三维结构布置图

但是考虑到外框柱对室内办公空间的影响,最后采

用配合外立面变化的斜柱来组成外框架。经过计算发现,采用沿曲线布置的斜柱能提高结构的抗侧刚度。

本文基于总建筑面积相等的前提条件,构造出 8 种不同的曲线立面的建筑方案进行试算,外框架有 16 根柱,核心筒平面尺寸为 30m×30m,楼层平面采用正方形,模型楼层数为 77 层,立面的曲线采用二次曲线公式表达。8 种不同立面的方案描述如表 1 所示,立面形状如图 6 所示。风荷载的刚性隔板范围已考虑不同楼面宽度的影响。

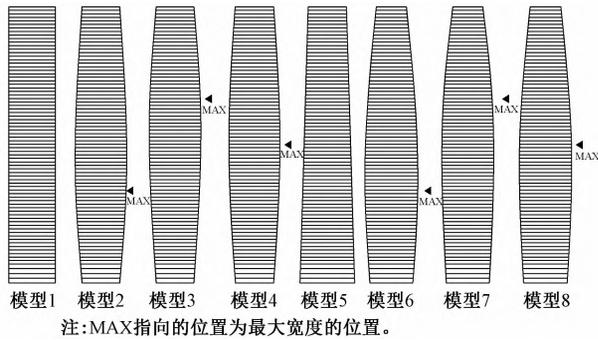


图 6 不同曲线立面布置的斜柱方案

表 1 不同外立面方案的描述

模型	底部宽度 /m	顶部宽度 /m	最大宽度 /m	最大宽度所在位置	最大层间位移角
模型 1	60	60	60	无	1/664
模型 2	48.66	48.64	66.23	下部 $h/3$	1/675
模型 3	48.61	48.59	66.27	上部 $h/3$	1/596
模型 4	49.45	49.43	65.91	$h/2$	1/589
模型 5	70.42	49.3	70.42	底部	1/646
模型 6	55.23	38.66	68.28	下部 $h/3$	1/702
模型 7	55.27	38.67	66.98	上部 $h/3$	1/676
模型 8	56.35	39.43	67.31	$h/2$	1/676

注: h 为塔楼高度。

建立 ETABS 模型进行分析,在外框柱的截面分布相同、核心筒的墙厚情况一致的前提下,进行风荷载作用下的层间位移角分析,所得结果如图 7 所示。经过计算发现斜柱提高了结构的抗侧刚度,通过对比发现模型 6 的外框斜柱的层间位移角最

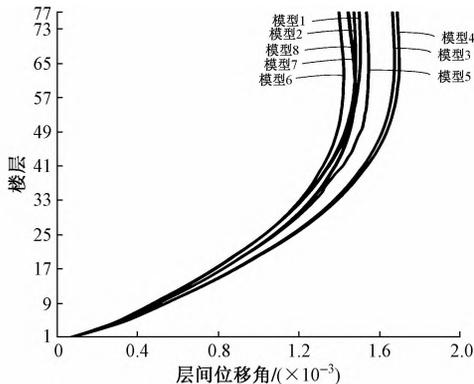


图 7 不同方案的层间位移角曲线

小,抗侧刚度最大。本项目建筑采用的立面即为模型 6,底部宽度大,顶部宽度小,二次曲线的峰值约在塔楼的 1/3 高度。

3.2 伸臂桁架加强层的设置分析

本项目建筑高度超过 350m,由于风荷载较大,结构需要满足层间位移角限值要求,需要通过设置伸臂桁架来提高结构抗侧刚度^[7]。建筑功能要求外框柱与剪力墙墙厚不能太大。考虑机电及避难层的位置,可设置加强层的楼层分别为 8、23、38、51 层。加强层的设置有 2 个作用:1) 增加塔楼抗侧刚度,减小层间位移角;2) 增加外框与内筒的协调作用,提高外框架的整体弯矩分配,由于 X 向层间位移角不满足《高规》要求,层间位移角是敏感性分析(风荷载工况下)的重要指标。表 2 为不同加强层位置的敏感性分析结果。

表 2 加强层位置的敏感性分析结果

加强层数量	加强层 1	加强层 2	X 向层间位移角
1 个	8 层		1/360
	23 层		1/398
	38 层		1/464
	51 层		1/459
2 个	8 层	23 层	1/401
	8 层	38 层	1/439
	8 层	51 层	1/465
	23 层	51 层	1/477
	23 层	38 层	1/476
	38 层	51 层	1/448

从表 2 可知,设置 1 个加强层时,最有利的位置为 51 层,约为塔楼高度的 2/3 处。设置一个加强层均未达到层间位移角限值的要求,因此需要设置 2 个加强层,综合考虑建筑及机电的影响,最有利的位置为 23、51 层。通过设置伸臂桁架,外框与内筒也达到较好的楼层弯矩分配效果,外框架分配到约 37% 的整体弯矩。

采用 3 排厚钢板焊接的伸臂桁架,塔楼的最大层间位移角仍超出规范要求,因此在相应避难层区设置 X 向腰桁架,通过对 X 、 Y 向腰桁架的敏感性分析可知, Y 向在不需要加强层的情况下满足层间位移角的要求,而 Y 向的腰桁架对 X 向整体刚度贡献非常小,所以最终采用单向的腰桁架布置。

每个加强层伸臂桁架理论上有 3 种布置方案,如图 8 所示。分别布置为 1 排(图 8 位置②)、2 排(图 8 位置①和③)与 3 排(图 8 位置①、②和③),考虑桁架构件需满足大震不屈服的性能目标,为保证施工的便利性和截面最大钢板厚度小于 90mm,采用 3 排桁架的布置方案。

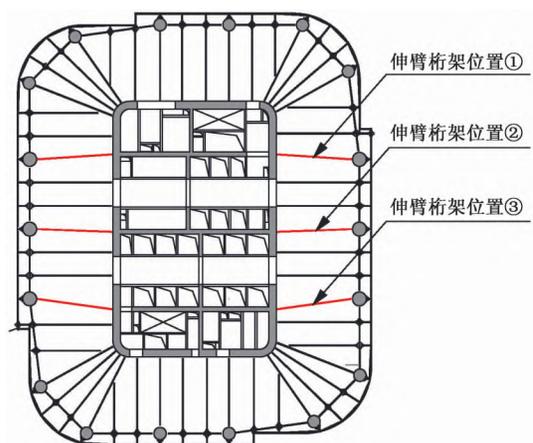


图8 伸臂桁架的水平布置方案

3.3 外框柱与核心筒的连接

主塔楼的结构具备外框柱截面小、核心筒截面大等特点,连接外框架与核心筒的钢梁其刚度对整体刚度的贡献不大,而楼面梁(连接核心筒与外框柱)如果采用两端铰接的做法,可以降低施工难度且节省用钢量。

为了分析对比楼面梁的刚接、铰接做法的优劣性,进行了楼面梁在不同做法下的抗风性能对比分析,所得结果如图9所示。经分析可知,使用两端刚接的楼面梁对整体刚度贡献不大,为节省用钢量,采用两端铰接的做法。

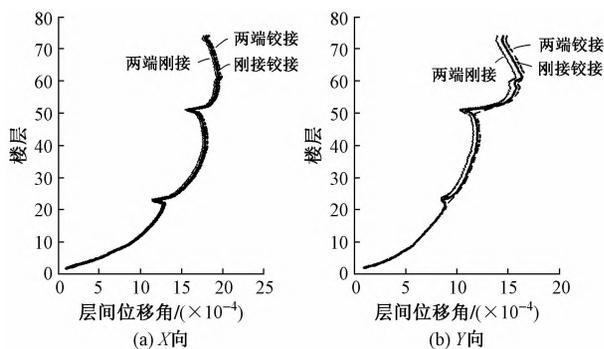


图9 楼面梁不同连接做法下的层间位移角

4 整体弹性计算结果

结构设计与计算采用PKPM软件为主,并采用ETABS作为比较软件及进行专项分析,结构整体弹性计算结果见表3,三维模型示意图如图10所示。

由表3可知,结构整体性能与特点如下:

(1) 结构扭转效应不明显,层间位移角由风荷载控制,通过设置伸臂桁架与腰桁架后满足要求。

(2) 结构的侧向刚度比及抗剪承载力比不超出《高规》要求,无结构薄弱层,但加强层附近的刚度会突变,需要进行加强。

(3) 图11为框架分担楼层剪力。由于该塔楼的核心筒面积大,框架承担的剪力比例非常小,需要

表3 结构弹性计算结果

结构参数		ETABS	PKPM	《高规》要求
结构周期/s	T_1	6.57	6.59	
	T_2	6.01	5.98	
	T_3	2.18	1.84	
周期比	T_3/T_1	0.33	0.28	<0.85
结构质量/t		252 300	256 059	
风荷载下层间位移角	X向	1/504	1/508	<1/500
	Y向	1/571	1/579	<1/500
小震下层间位移角	X向	1/1 022	1/881	<1/500
	Y向	1/1 060	1/943	<1/500
风荷载下倾覆力矩/($\times 10^3$ kN·m)	X向	9 988	9 934	
	Y向	10 805	9 978	
小震下倾覆力矩/($\times 10^3$ kN·m)	X向	4 574	4 847	
	Y向	4 322	4 539	
风荷载下基底剪力/kN	X向	52 945	51 898	
	Y向	47 501	46 421	
小震下基底剪力/kN	X向	24 453	27 205	
	Y向	25 417	28 574	
剪重比/%	X向	1	1.06	
	Y向	1.11	1.12	
扭转位移比	X向	1.13	1.2	<1.2
	Y向	1.09	1.09	<1.2
嵌固端刚度比	X向	2.37	2.37	>2.0
	Y向	2.48	2.48	>2.0
框架承担弯矩百分比	X向	38.00%	37.60%	
	Y向	14.60%	12.60%	
刚重比	X向	1.58	1.94	>1.4
	Y向	1.88	2.25	>1.4
抗倾覆力矩/倾覆力矩	X向	4.57	5.37	>2
	Y向	4.22	5.04	>2
抗剪承载力比	X向	0.56	0.56	<0.75
	Y向	0.7	0.7	<0.75

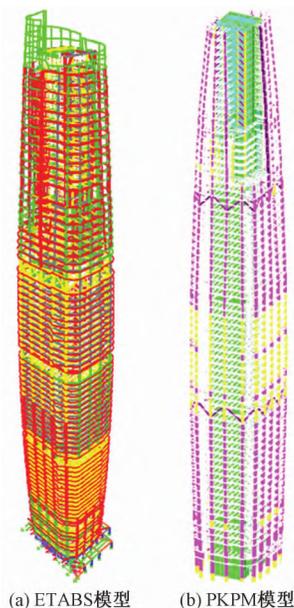


图10 结构三维模型示意图

乘以框架剪力调整系数进行调整,调整后满足《高规》中框架剪力分担20%总剪力的要求。

(4) 由框架分担总弯矩的比例可知,由于设置

伸臂桁架的原因, 框架承担 15% 的总弯矩, 核心筒承担 85% 的总弯矩, 属于合理范围, 如图 12 所示。由于剪力墙承受较大的楼层弯矩, 需要重视剪力墙的抗拉验算, 因此底部剪力墙设置了型钢进行加强。

(5) 由于高区的楼板大开洞, 外框柱数量减少, 假定地震剪力 100% 由剪力墙筒体承担, 而全部外框柱总共承担 15% 的总剪力。

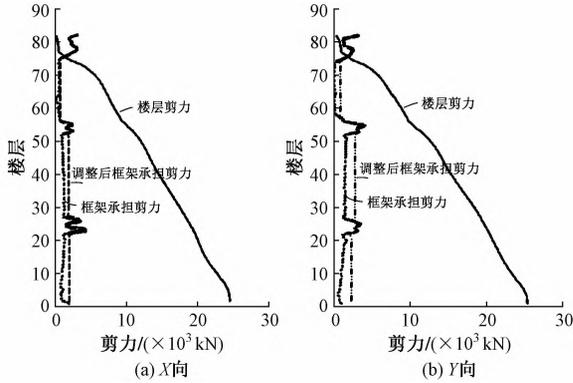


图 11 框架分担楼层剪力

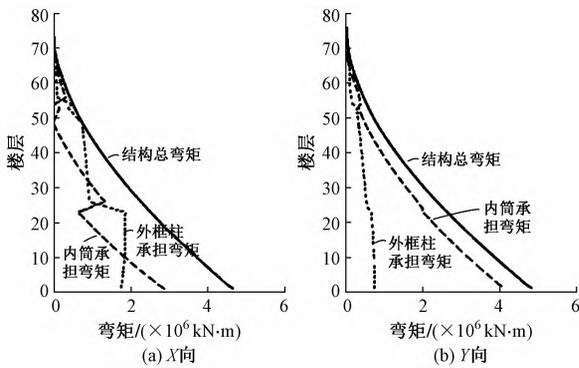


图 12 核心筒与框架分担楼层弯矩

5 弹性时程反应分析

采用 3 条地震波对结构进行了小震弹性时程分析补充计算, 结果见表 4 和图 13。计算表明地震波的选取满足抗震规范^[2]关于基底剪力的要求, 即每条波作用下的基底剪力值均大于反应谱分析结果的 65%, 且平均值大于反应谱分析结果的 80%。局部楼层时程分析得到的地震作用大于反应谱结果, 故对顶部的地震作用进行放大处理, 即使放大顶部地震作用, 顶部的构件设计仍然以风荷载控制为主。

表 4 弹性时程分析所得基底剪力结果

分析工况	X 向		Y 向	
	基底剪力/kN	比例%	基底剪力/kN	比例%
反应谱	24 453	—	25 418	—
人工波(GM1)	20 349	83	22 607	89
天然波 1(GM2)	22 186	91	24 180	95
天然波 2(GM3)	16 644	68	20 890	95
平均值	19 726	81	22 559	89

注: 比例为地震波结果与反应谱结果的比值。

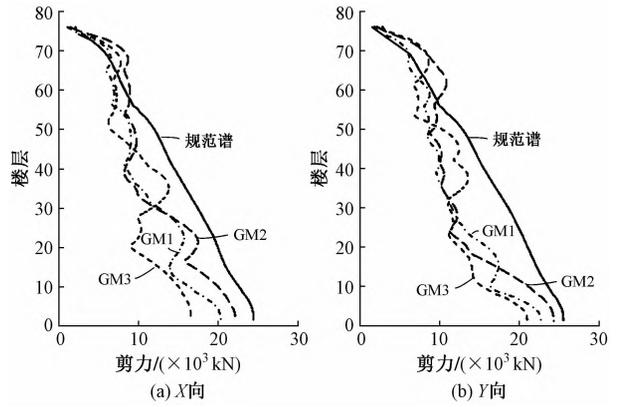


图 13 弹性时程下楼层剪力曲线

6 大震作用下弹塑性时程分析

笔者基于编程语言 DELPHI 编制 ETP(ETABS to PERFORM-3D) 程序对结构弹塑性模型进行快速建模^[8], 基于 PERFORM-3D 软件^[9]对主楼进行了大震作用下弹塑性时程分析。弹塑性模型中外框架与核心筒采用两端铰接的钢梁进行连接, 同时考虑加强层斜支撑的施工模拟效应。偏于保守考虑, 钢管内的混凝土不采用约束本构, 采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10]中规定的材料本构。结构弹塑性分析采用双向地震输入。通过对整体结构进行双向地震分析, 共选用 3 条地震波, 共计 6 个工况。将 3 条地震波峰值加速度均调整为 220cm/s²。

6.1 整体性能评估

弹塑性时程分析结果如表 5 所示。X 向层间位移角的最大值为 1/246, Y 向层间位移角的最大值为 1/193, 均满足小于《高规》1/100 的限值要求, 整体变形性能满足《高规》要求。两个方向的地震作用略小于弹性大震分析结果, 表明地震作用下结构基本上维持弹性状态, 刚度下降较少, 由于风荷载控制的原因, 使伸臂桁架起到了维持结构总刚度的作用。X 向较 Y 向耗能较少, Y 向通过较多的连梁进行耗能。

表 5 大震弹塑性分析层间位移角结果

地震波工况	X 向	Y 向
GM1	1/246	1/305
GM2	1/251	1/193
GM3	1/367	1/288
最大值	1/246	1/193

6.2 梁柱构件的性能评估

大震下梁柱构件的变形状态如图 14 所示。在大震作用下, 外框梁基本上处于弹性状态, 核心筒连梁进入屈服状态耗散能量。柱构件由于采用了钢管混凝土柱, 所以在在大震下基本上处于弹性状态, 加强

层往上一层有局部柱发生少量屈服,顶部皇冠的钢构件有部分进入屈服状态。加强层构件未进入屈服状态。

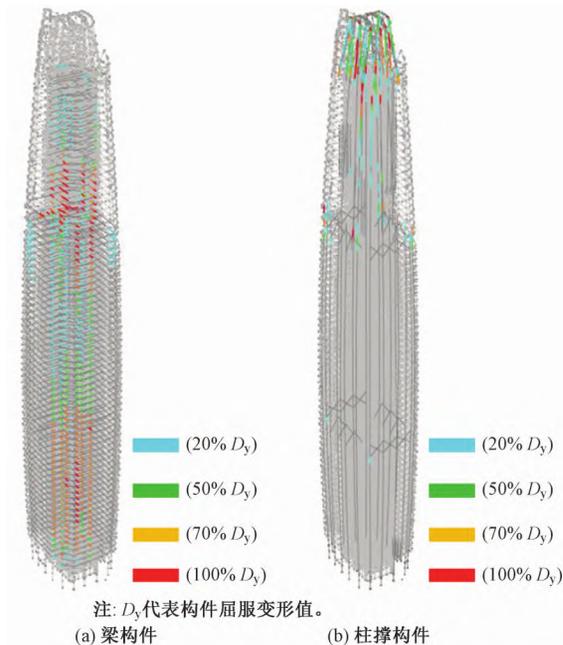


图 14 大震下梁柱构件的变形状态

6.3 剪力墙构件的性能评估

图 15 为大震下剪力墙构件的变形状态。由图 15 可知,在大震作用下,剪力墙构件的压弯屈服部分主要发生在底部与截面收进部位,主要发生在较薄短的肢内墙,由于内墙肢属于非关键构件,因此允许其出现压弯屈服。高区的抗剪屈服发生在收进部位,通过增加配置钢骨对局部剪力墙进行加强。总体上剪力墙构件的变形满足性能指标的要求。

分析结果表明结构体系在大震作用下最大层间

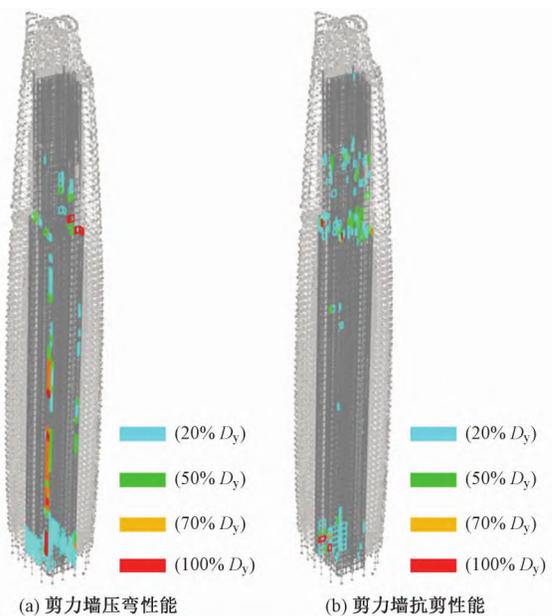


图 15 大震下剪力墙构件的变形状态

位移角小于《高规》最大值 1/100 的限值。结构在大震作用下,外框柱、底部剪力墙构件、伸臂桁架与腰桁架构件均满足大震性能目标的要求,核心筒的连梁起到耗散能量的效果,使结构在大震下的总剪力有所降低。剪力墙核心筒在高层出现一次收筒,该部分出现薄弱环节,在配筋设计上对该区域进行加强。

7 结构徐变分析

本项目建筑高度超过 350m,外框架采用钢结构而内筒采用混凝土,两种不同材料在竖向荷载作用下引起的徐变不能忽略。内外筒通过楼板及铰接的钢梁连接,由于徐变原因,混凝土筒体将荷载转移到钢管框架,使钢管柱内力增大。

本文通过对 ETABS 进行二次开发,程序自动根据杆件轴力计算得到徐变值,再把徐变值转换为等效温度赋值给每个杆件,完成整体结构的徐变计算。

假定外框钢管柱类似钢结构柱没有明显的徐变变形,徐变变形集中发生在钢筋混凝土核心筒。总竖向变形的荷载组合为 1.0 恒载+0.5 活载,筒体中心徐变最大值为 80.68mm 及筒体侧边徐变最大值为 82.50mm。筒体中心徐变楼层分量最大值为 19.64mm,筒体边缘徐变楼层分量最大值为 20.08mm。混凝土筒体徐变收缩,通过楼面梁向外框柱进行轴力卸载,这个过程中,墙体的内力会减小,而外框柱的轴力会增加。经验算,考虑核心筒的徐变(竣工 20 年后状态),外框柱在重力工况下的内力有所增加(Y 向的底层柱轴力增加 7 100kN, X 向的底层柱轴力增加 2 000kN),由于底部柱子的轴向承载力有较大的富余,即使考虑徐变对柱子的增载,外框柱仍然满足承载力需求。由于楼面梁对核心筒剪力墙及外框柱均为铰接,因此徐变产生的弯矩可以忽略。

8 楼面钢梁轴力分析

由于立面原因,沿着立面每层外框柱的斜率不同,因此在重力荷载作用下斜柱轴力的水平分量对钢梁构件产生水平力^[11],该水平力分为两部分:环向外框梁的环向膨胀轴力及楼面梁的轴力。为了保守设计及增加结构水平抗拉及抗压的冗余度,在计算时采用包络设计方法,具体如下:1) 计算环梁的环向膨胀轴力时,不考虑楼板刚度贡献,楼面梁不提供轴向刚度,全部水平轴力由环梁承担,典型楼层的大部分的环向外框梁的轴力小于 500kN; 2) 计算楼面梁的水平轴力时,不考虑楼板刚度贡献,不考虑环向钢梁的轴向刚度,全部水平轴力由楼面梁承担,所有斜柱轴力水平分量由楼面梁抵抗,计算内钢梁的最大轴力。典型楼层的楼面梁轴力小于 400kN。框

架梁截面的设计考虑该部分因素的影响。

9 风振舒适度及减振措施

根据风洞试验所得的顶层风振加速度为 0.19m/s^2 , 大于《高规》规定的住宅的加速度限值 0.15m/s^2 。为了使楼层加速度满足要求, 本项目在塔楼的顶部设置调谐质量阻尼器来减小风振加速度^[12], 阻尼器目前仍处于调试及施工当中。

10 结论

(1) 由于建筑立面与使用功能的原因, 主塔楼的外框柱整体呈曲线形, 由一系列的斜柱组成。通过计算表明, 曲线形的斜柱提高了结构的整体刚度。基于总面积相等的前提, 提出一种找到刚度最大的曲线立面形式的计算方法。另外由于斜柱产生的楼面水平力由钢梁承担, 本文介绍了外框环梁及楼面梁的轴力的包络设计方法。

(2) 主塔楼的结构体系为带加强层的框架-核心筒体系, 建筑多功能的塔楼由于电梯的数量使筒体面积偏大, 因此核心筒提供了主要抗侧刚度, 而外框的框架效应对整体刚度的贡献不大, 本文基于该原因将楼面梁设置成两端铰接的框架梁, 达到节省用钢量的方法。

(3) 本文采用敏感性分析方法优化了伸臂桁架的布置位置及数量, 由于 X 向的刚度需求较大, 因此腰桁架优化成单向布置的桁架形式, 经分析结构满足变形要求。

(4) 本文介绍了二次开发技术在结构徐变计算与弹塑性模型建模中的应用, 弹塑性分析证明结构及构件承载力在大震作用下存在较大的富余度, 结构的薄弱环节主要分布于核心筒缩进的部位。

(5) 工程目前已经投入使用, 从实际情况看, 各方面能满足各项使用要求。

致谢: 感谢以魏珺为组长的超限审查专家组对本工程结构方案提出了许多宝贵的指导意见及建议。

参 考 文 献

- [1] 陈学伟, 黄昌靛. 岗厦河园片区城中村改造项目 03-1 地块写字楼结构超限设计与分析报告 [R]. 深圳: WSP 科进香港有限公司, 2014.
- [2] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [3] 岗厦河园片区安评报告 [R]. 广州: 广东省工程防震研究院, 2010.
- [4] 建筑结构荷载规范: GB 50009—2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [5] 李庆祥, 许伟, 张夏萍, 等. 深圳市岗厦旧改项目中区超高层写字楼风致结构荷载分析报告 [R]. 广州: 广东省建筑科学研究院, 2012.
- [6] 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.
- [7] 徐培福, 黄吉锋, 肖从真, 等. 带加强层的框架-核心筒结构抗震设计中的几个问题 [J]. 建筑结构学报, 1999, 20(4): 2-10.
- [8] 韩小雷, 陈学伟, 林生逸, 等. 基于纤维模型的超高层钢筋混凝土结构弹塑性时程分析 [J]. 建筑结构, 2010, 40(2): 13-16.
- [9] GRAHAM H POWELL. A state of the art educational event performance based design using nonlinear analysis [R]. Computers and Structures Inc., California, 2007.
- [10] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [11] 徐培福. 复杂高层建筑结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [12] 丁洁民, 巢斯, 赵昕, 等. 上海中心大厦结构分析中若干关键问题 [J]. 建筑结构学报, 2010, 31(6): 122-131.
- (上接第 22 页)
- [2] 冯乃谦. 流态混凝土的技术关键——流态化作用及其机理 [J]. 混凝土及加筋混凝土, 1984(3): 21-27.
- [3] 冯乃谦. 流态混凝土的历史与发展 [J]. 混凝土及加筋混凝土, 1984(2): 7-10.
- [4] TOUTOU Z, ROUSSEL N. Multi-scale experimental study of concrete rheology: from water scale gravel scale [J]. Materials and Structures, 2006(39): 189-199.
- [5] 蒋正武, 石连富, 孙振平. 用机制砂配制自密实混凝土的研究 [J]. 建筑材料学报, 2007, 10(2): 154-160.
- [6] JIANG Z W, SUN Z P, WANG P M. Autogenous relative humidity change and autogenous shrinkage of high-performance cement pastes [J]. Cement and Concrete Research, 2005, 35(8): 1539-1545.
- [7] 蒋正武, 黄青云, 肖鑫, 等. 机制砂特性及其在高性能混凝土中的应用 [J]. 混凝土世界, 2013(1): 35-42.
- [8] 自密实混凝土应用技术规程: JGJ/T 283—2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [9] 普通混凝土配合比设计规程: JGJ 55—2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [10] 黄士元, 蒋家奋, 杨南如, 等. 近代混凝土技术 [M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 2002.