

烟台阳光100城市广场结构设计

胡海涛¹, 张吉明¹, 丁新海¹, 罗铁生²

(1 青岛腾远设计事务所有限公司, 青岛 266071; 2 阳光100置业集团, 北京 100026)

[摘要] 烟台阳光100城市广场一期工程由3栋塔楼及商业裙房组成, 因建筑立面、功能以及施工等多方面因素, 设计中存在诸多难点。结构设计时从概念设计出发, 进行了整体弹性分析、反应谱分析、弹性动力时程分析、静力弹塑性分析以及重要构件的中震弹性分析。根据计算结果, 采取了相应的抗震加强措施。

[关键词] 结构设计; 弹性动力时程分析; 静力弹塑性分析; 中震弹性分析

中图分类号: TU375 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2013)01-0022-05

Structural design of the Sunshine100 urban plaza in Yantai

Hu Haitao¹, Zhang Jiming¹, Ding Xinhai¹, Luo Tiesheng²

(1 Qingdao Tengyuan Design Institute Co., Ltd., Qingdao 266071, China;

2 Sunshine100 Co., Ltd., Beijing 100026, China)

Abstract: The Sunshine100 urban plaza in Yantai is composed by three towers and attached retail podiums. Because of the building facade, function, construction and relevant issues, there were many difficulties during design progress. In alignment with the concept design, the structural design of this project covers the overall elastic analysis, response spectrum analysis, elastic dynamic time-history analysis, Pushover analysis and the elastic analysis under medium earthquake for important components. Seismic measures were applied correspondingly based on the calculation results.

Keywords: structural design; elastic time-history analysis; Pushover analysis; elastic analysis under medium earthquake

1 工程概况

烟台阳光100城市广场项目位于烟台市芝罘区, 西邻海港路, 北接北马路, 为烟台市商业的黄金地段, 地理位置优越。一期工程地下共3层, 地下1层为商业, 地下2、3层为人防区兼地下车库; 地上裙房5层, 主要为商业, 沿街布置3个塔楼(图1), 其中T1塔楼地上31层, 总高度129.0m, 框架-核心筒结构; S1、S2塔楼地上29层, 总高度99.45m, 框架-核心筒结构。工程总建筑面积约22万m², 其中地下建筑面积约5.6万m²。



图1 建筑效果图

工程南北向长约240m, 东西向长约110m。结合步行通道, 采用3条结构缝自地下室顶将整个结构平面划分为5个独立的结构单元(图2)。裙房间

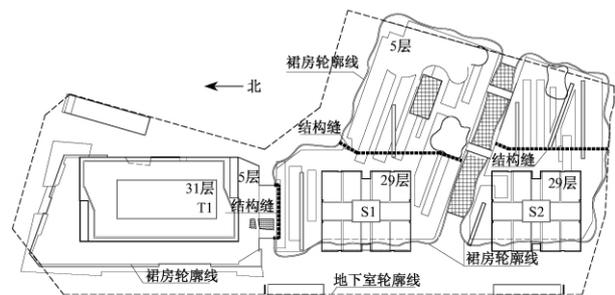


图2 总平面图

的连廊两端设计为滑动铰支座, 地下室连为一体。每个结构单元的营业面积均小于7000m², 人数少于5000人, 抗震设防类别丙类。

工程建筑结构安全等级二级, 地基基础设计等级甲级, 桩基安全等级一级, 设计使用年限50年, 抗震设防烈度7度, 设计地震分组第一组, 设计基本地震加速度0.10g, 建筑场地类别II类, 场地特征周期0.35s, 地面粗糙度类别B类, 100年重现期基本风压0.60kN/m²。塔楼框架抗震等级二级, 核心筒抗震等级二级。设计依据规范主要为2000系列规范。

2 地基基础设计

2.1 地质条件

根据地质勘察报告, 拟建场区地形平坦, 表层为人工杂填土, 其下依次为细砂、粉砂、粉质黏土、砾

作者简介: 胡海涛, 教授, 总工程师, Email: hht9@sina.com。

砂、粉质黏土和基岩。各土层分布及物理力学性质见表 1。场区地下水丰富,共分两层。上层为细砂、粉砂层中的孔隙潜水,下层为砾砂层中的承压水。地下水对混凝土具弱腐蚀性,干湿交替情况下对钢筋混凝土结构中的钢筋具中等腐蚀性。抗浮设计水头 13.40m。

表 1 土层分布及主要力学指标

土层编号	层厚/m	f_{ak}/kPa	E_s/MPa	q_{sik}/kPa	q_{pk}/kPa
⑥砾砂	0.4~3.9	270	22.0	60	
⑦粉质黏土	0.8~7.0	260	10.74	48	
⑧全风化云母片岩	3.3~12.5	240	20	62	
⑨强风化云母片岩	1.5~12.0	350	30	120	2 800
⑩中风化云母片岩	未钻透	1 100	30	130	4 600

2.2 基础设计

2.2.1 裙房基础设计

裙房部分持力层为第⑦层粉质黏土层,采用梁板式筏基,其中筏板厚 600mm,肋梁高 1 000mm。因冲切及锚杆锚固需要,柱下设置 1 000mm 高柱墩。采用 SAFE 软件进行计算分析。

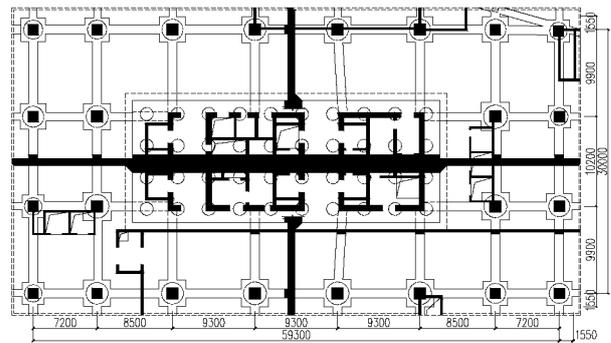
2.2.2 塔楼基础设计

塔楼基础采用人工挖孔桩,外框架单柱单桩,核心筒采用桩筏基础,桩径 800~2 700mm。柱间及柱与核心筒间设基础拉梁,见图 3。人工挖孔桩单桩承载力高、施工简单、施工质量容易控制,在岩层较浅的地区应用广泛。南方地区超大直径人工挖孔桩应用较多^[1],最大桩径 3.1~3.5m,桩端持力层选坚硬岩石,单桩承载力 40 000~60 000kN。

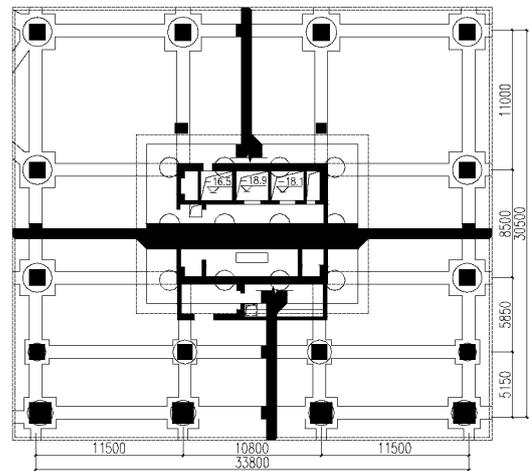
工程柱最大轴力约 56 000 kN,对应桩径 2 700 mm,扩大头直径 6 500 mm,桩端持力层选用第⑩层中风化云母片岩层,设计桩长 18m,主要为端承桩,端阻力较高,侧摩阻力仅占承载力的 10% 左右。因桩端持力层较好,桩基沉降主要为桩身弹性变形及桩底岩层弹性变形。柱基计算总沉降量约为 12.8mm,核心筒下计算总沉降量约为 15.3mm。裙房部分持力层为粉质黏土,柱下独立基础沉降量约为 25.6mm。根据主体竣工后的沉降观测报告,核心筒最大沉降量 11.51mm,框架柱最大沉降量 10.06mm,满足规范要求。桩基检测包括单桩承载力检测、桩身完整性检测以及桩底岩层检测。因本工程桩基主要为端承桩,所以采用深层岩基载荷试验给出实际的端阻力标准值,进而计算复核单桩承载力,采用取芯法验证桩身完整性及桩底岩层情况。

2.2.3 抗浮设计

工程地下水位很高,抗浮设计水头 13.4m,裙房部分结构自重不足以抵抗地下水浮力,需采取抗浮



(a) T1塔楼基础平面图



(b) S1, S2塔楼基础平面图

图 3 塔楼基础平面图

措施。综合对比抗拔桩和抗浮锚杆方案,因工程基底为强风化或全风化岩石,采用锚杆抗浮效率更高、造价更省,因此工程采用锚杆抗浮。根据上部配重不同,工程共使用了两种锚杆,截面、配筋及设计承载力见表 2。

表 2 锚杆植筋及配筋

锚杆编号	锚杆直径/mm	钢筋	抗拔承载力设计值/kN
MG1	160	3 Ⅲ 28	460
MG2	200	3 Ⅲ 32	600

大面积施工前,对抗浮锚杆进行了基本试验。在强风化区域和全风化区域对 MG1, MG2 各进行一组试验,每组 3 根锚杆。根据试验结果可知,各锚杆承载力均能达到设计要求。

2.2.4 基坑支护与地下室配合施工

因基坑较深且地下水位较高,基坑支护采用排桩支护,兼做止水帷幕,支挡高度 12.0m,支护桩嵌固长度约 11.0m,土层为粉质黏土。在基坑支护完成后,由于建筑功能改变,局部地下室层高加大,导致部分支护桩支挡高度为 16.0m,支护桩嵌固长度只有 7.0m,底部埋深不足。经论证,采取结构与基坑支护协同设计,调整施工顺序,利用主体预留土体

及结构主体提供支护结构侧向支撑。施工中,地下室外墙内侧 10m 范围内预留 4m 厚覆土,给支护桩提供约束。地下室侧墙内侧 12.0m 范围内正常开挖并施工基础底板,沿底板外轮廓每隔 4.0m 设置一个牛腿支座,采用 $\phi 529 \times 10$ 钢管坡撑(图 4)。坡撑完成后将基坑周边留土挖除,施工最下排锚杆,待锚杆达到设计强度后,基坑预留部分开挖至基底标高,施工剩余底板及侧墙,坡撑钢管分两批次拆除,第二批次坡撑穿透侧墙。基坑回填前,第二批次钢管在侧墙两侧切除,洞口封堵,施工防水及保护层。基坑回填完成后,对渗漏点进行灌缝处理。目前地下室使用效果良好。

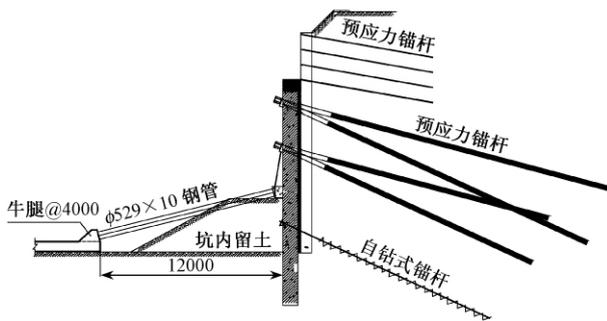


图 4 坡撑示意图

2. 2. 5 后浇带及防裂措施

工程地下室单层面积大,南北向长约 240m,东西向长约 110m,且底板下布置锚杆,约束底板自由收缩,但这容易产生裂缝。主楼采用桩基础,而裙房采用天然地基,二者沉降差容易在底板上引起裂缝。因此工程采取多项措施解决不均匀沉降及结构超长收缩的问题。对于不均匀沉降问题,先计算沉降差,然后沿主楼周围增设沉降后浇带,待主楼封顶后封闭,消除自重引起的沉降差而产生的附加应力,提高配筋率,抵抗后期荷载引起的附加应力。对于地下室超长问题,主要采取了设置多条收缩后浇带,加大通长钢筋配筋率,添加粉煤灰,加强养护措施等。地下室目前使用状况良好,未出现渗漏现象。

3 主体结构选型及布置

3. 1 T1 塔楼主体结构选型

T1 塔楼为框架-核心筒结构,总高度 129.0m < 130.0m, A 级高度,高宽比 $H/B = 4.3$,核心筒高宽比 $H/b = 11.8$ 。标准层结构平面见图 5。框架柱尺寸 1 300 × 1 300,向上逐渐内收为 900 × 900,混凝土强度等级自 C60 向上逐渐降低为 C30。 $\textcircled{F} \sim \textcircled{H} / \textcircled{4}$ 轴及 $\textcircled{K} \sim \textcircled{M} / \textcircled{11}$ 轴 4 根框架柱自裙房顶向上以 3° 角向内收进,角部框架柱在部分楼层两层通高,柱高 7.6m,按中震弹性设计,并采取箍筋全高加密、增设

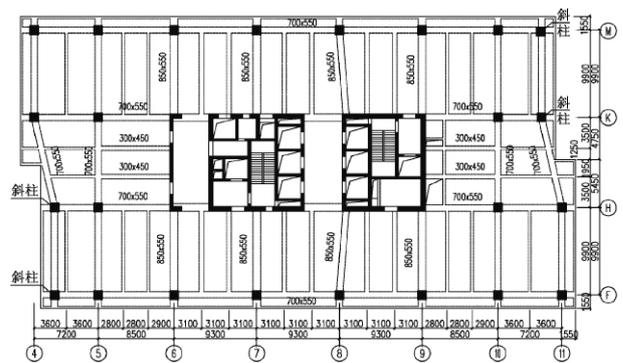


图 5 T1 塔楼标准层

芯柱等加强措施。斜柱轴力在标准层沿斜柱直传,在水平楼面内不产生分力,只有框架梁端部竖向剪力向斜柱传递时会产生水平向压力,但数值不大,构件配筋适当加强即可。斜柱在裙房顶转换成竖直框架柱时,柱轴力在楼盖内产生较大轴力,约 1 200kN,局部区域应力值大于混凝土开裂应力,需配置钢筋抵抗拉应力。因裙房屋面楼板厚 150,框架梁截面 700 × 750,设计中将框架梁通长钢筋加大、腰筋加大,相邻跨楼板双层双向配筋,抵抗楼面拉应力。

3. 2 S1, S2 塔楼主体结构选型

S1, S2 塔楼为框架-核心筒结构,总高度 99.45m < 130.0m, A 级高度,高宽比 $H/B = 2.9$,核心筒高宽比 $H/b = 8.6$ 。主楼范围结构平面见图 6, 7。框架柱尺寸 1 300 × 1 300 向上逐渐内收为 900 × 900,混凝土强度等级自 C60 向上逐渐降低为 C30。因建筑立面需要, \textcircled{E} 轴 4 根框架柱在 1 ~ 6 层通高(图 1),总高度约 26.95m,柱截面尺寸 1 700 × 1 700,采用型钢混凝土柱,并按中震弹性、大震不屈服设计。为减小跃层柱的荷载并调整字母轴方向抗侧刚度,在跃层柱及核心筒间增设一排框架柱,截面尺寸 1 200 × 1 200,6 层顶板加厚至 200,双层双向配筋。为满足采光要求,标准层东西立面两侧设置较大尺寸凹槽,

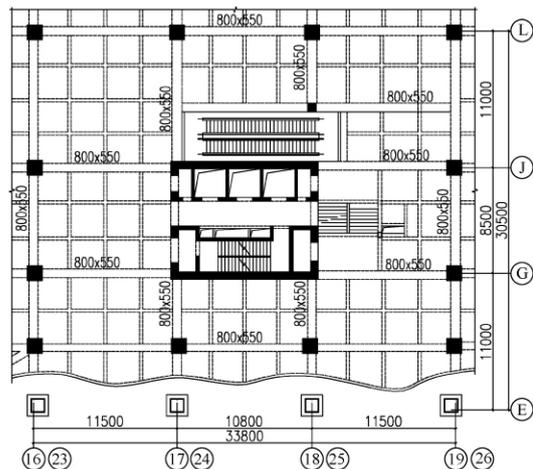


图 6 S1, S2 塔楼 1 ~ 6 层平面图

造成平面不规则,外框架不闭合。经与建筑协商,东侧凹槽处框架梁拉通,内侧设 150mm 厚空调板拉结,减小洞口的尺寸。西侧洞口外侧框架梁断开,内侧设 150mm 厚空调板拉结,平面凹进尺寸 2 500 mm,在凹口内角处两根框架柱升至标准层。标准层南北两侧户型复杂,为减少次梁,采用大板方案,板厚 220mm,板内铺设管径 120mm 的 GBF 空心管。

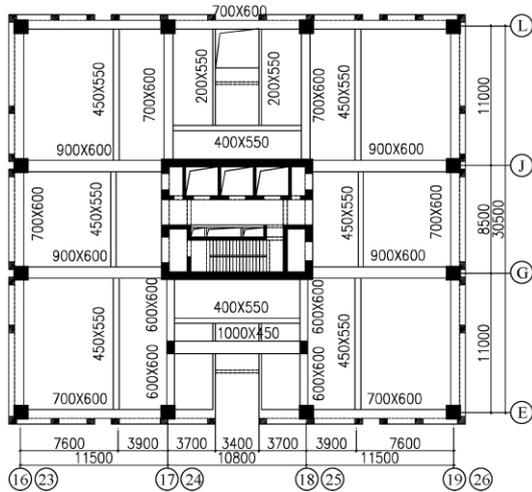


图 7 S1, S2 塔楼标准层

4 结构分析结果

工程嵌固端取在地下室顶, T1, S1, S2 塔楼及裙房利用结构缝自地下室顶完全分开,各部分单独计算。计算采用 SATWE 软件并采用 ETABS 软件复核, 楼板及基础采用 SAFE 软件计算。

(1) 小震作用下,对 T1 塔楼及 S1, S2 塔楼采用两种不同力学模型的软件进行计算分析,结果见表 3-4。两种软件的整体计算指标接近,无明显差异。

小震作用下 T1 塔楼主要计算结果 表 3

软件		SATWE	ETABS	
周期	T_1 / s	3.925	3.727	
	T_2 / s	3.589	2.986	
	T_3 / s	3.094	2.830	
	T_1 / T_1	0.788 < 0.90	0.759 < 0.90	
位移角	X 向	风荷载	1/1 990 (18 层)	1/2 234 (18 层)
		地震荷载	1/1 378 (20 层)	1/1 687 (21 层)
	Y 向	风荷载	1/1 654 (24 层)	1/1 732 (25 层)
		地震荷载	1/1 139 (27 层)	1/929 (35 层)
位移比	X 向	风荷载	1.09 (5 层)	1.03 (5 层)
		地震荷载	1.14 (5 层)	1.098 (7 层)
	Y 向	风荷载	1.13 (4 层)	1.06 (4 层)
		地震荷载	1.38 (5 层)	1.261 (4 层)

(2) 根据规范要求,采用 SATWE 进行了多遇地震下弹性时程分析,根据工程的建筑场地类别和设计地震分组选用了 SATWE 自带的三条地震波(实际地震记录 TH2TG035 及 TH3TG035,人工合成地

震波 RH3TG035),输入的加速度峰值按照《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)(简称抗震规范)取为 35cm/s^2 ,计算结果见表 5 和表 6。

小震作用下 S1, S2 塔楼主要计算结果 表 4

软件		SATWE	ETABS	
周期	T_1 / s	3.085	3.051	
	T_2 / s	2.713	2.689	
	T_3 / s	2.623	2.606	
	T_1 / T_1	0.85 < 0.90	0.854 < 0.90	
位移角	X 向	风荷载	1/2 352 (19 层)	1/2 574 (18 层)
		地震荷载	1/1 462 (23 层)	1/1 325 (16 层)
	Y 向	风荷载	1/1 674 (11 层)	1/1 912 (11 层)
		地震荷载	1/1 246 (13 层)	1/1 079 (12 层)
位移比	X 向	风荷载	1.16 (6 层)	1.05 (5 层)
		地震荷载	1.26 (3 层)	1.28 (3 层)
	Y 向	风荷载	1.10 (4 层)	1.04 (4 层)
		地震荷载	1.28 (3 层)	1.23 (3 层)

T1 弹性时程分析法与振型分解反应谱法底部剪力比较 表 5

方向	CQC	天然波		人工波	平均值	
		TH2TG035	TH3TG035	RH3TG035		
底部剪力 /kN	X 向	14 761	11 026	13 032	12 900	
	Y 向	14 910	11 977	16 294	14 232	
与 CQC 基底剪力比	X 向		0.747	0.883	0.992	0.874
	Y 向		0.803	1.093	0.968	0.955

S1, S2 弹性时程分析法与振型分解反应谱法底部剪力 表 6

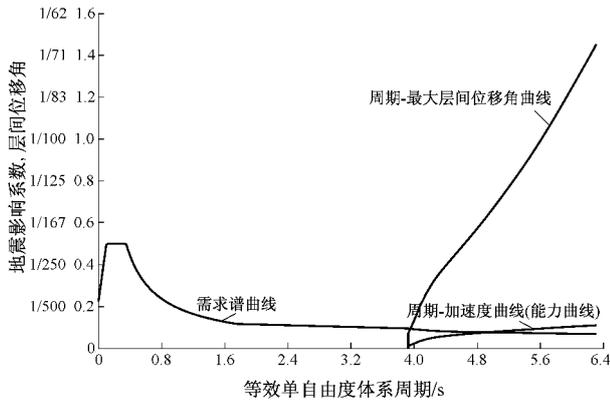
方向	CQC	天然波		人工波	平均值	
		TH2TG035	TH3TG035	RH3TG035		
底部剪力 /kN	X 向	9 872	9 262.6	8 095.5	9 282.6	8 880
	Y 向	7 923	6 998	5 758	6 833	6 529
与 CQC 基底剪力比	X 向		0.938	0.820	0.940	0.899
	Y 向		0.883	0.727	0.862	0.824

表 5 和表 6 的弹性时程分析结果表明,每条时程曲线计算所得结构底部剪力均不小于 CQC 法结果的 65%,多条时程曲线计算所得结构底部剪力均不小于 CQC 法结果的 80%,满足抗震规范第 5.1.2 条要求。

(3) 为分析大震作用下的抗震性能,采用倒三角形荷载分布模式,用 PUSH/EPDA 程序进行静力弹塑性推覆分析。需求谱曲线根据抗震规范反应谱生成,见图 8-9。

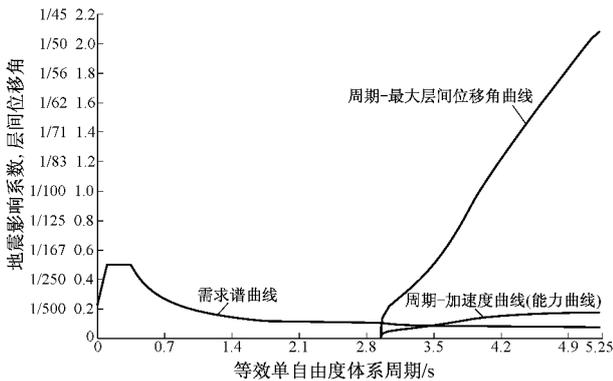
由图可知, T1 塔楼罕遇地震下最大层间位移角为 1/157, S1, S2 塔楼罕遇地震下最大层间位移角为 1/206。分析结果表明,本工程罕遇地震作用下的结构变形性能满足规范最大弹塑性层间位移角 1/100 的要求。

推覆过程中,加载至性能点前,塑性铰首先出现在核心筒底部加强区的连梁及墙肢上,然后沿竖向陆续出现,但剪力墙上均未出现剪力铰,表明剪力墙



所在地区:全国;罕遇地震;场地类型:II;设计地震分组:一;抗震设防烈度:7
地震影响系数最大值 A_{max}/g : 0.500;特征周期 T_g/s : 0.350;弹性状态阻尼比: 0.050
能力曲线与需求谱曲线的交点坐标 (T, A) : 4.935, 0.078;需求层间位移角: 1/157

图8 T1塔楼推覆分析曲线



所在地区:全国;罕遇地震;场地类型:II;设计地震分组:一;抗震设防烈度:7
地震影响系数最大值 A_{max}/g : 0.500;特征周期 T_g/s : 0.350;弹性状态阻尼比: 0.050
能力曲线与需求谱曲线的交点坐标 (T, A) : 3.470, 0.086;需求层间位移角: 1/206

图9 S1, S2塔楼推覆分析曲线

具有较大的抗剪承载力,在罕遇地震作用下不会发生剪切破坏。根据分析结果,对底部加强区的较薄弱剪力墙肢构造加强,以满足大震不倒的抗震性能要求。

5 跃层柱设计

因建筑立面要求, S1, S2塔楼西侧8根框架柱6层通高,总高度约26.950m,截面尺寸1700×1700,采用抗震性能良好的型钢混凝土柱,见图10(a),型钢采用箱形截面,尺寸1100×1100×38, $h_w/t_w = 26.9$,远小于规范限值,含钢率为5.59%。

为减小荷载、增加跃层柱一侧的抗侧刚度及承载能力,跃层柱与核心筒间增设一排框架柱,见图10(b)。型钢柱上下各设置一层过渡层,下端锚入嵌固端下一层,柱脚落于地下1层梁顶,顶部型钢变截面,锚入标准层一层,至7层梁底。为减小跃层柱的计算长度,加大与型钢柱底部和顶部相连的框架梁截面尺寸,下端框架梁截面1000×700,上端框架梁截面1100×1200。

为保证结构抗震性能,跃层柱、核心筒及其余框

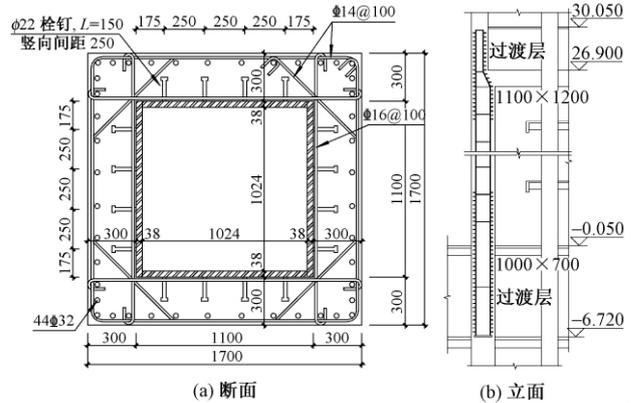


图10 跃层柱断面及立面图

架柱均按中震弹性、大震不屈服设计,但跃层柱抗震等级提高1级按一级采用抗震构造措施。底层框架柱承担的X向倾覆力矩占总倾覆力矩的25.0%,Y向倾覆力矩占总倾覆力矩的34.2%;底层框架柱承担的X向剪力约占总剪力的26.9%,Y向剪力约占总剪力的37.7%,不需 $0.2Q_0$ 调整,跃层柱因线刚度小,分担剪力偏小,按其剪力放大2倍进行设计。中震设计跃层柱截面控制内力组合是1.2恒荷载+0.6活荷载+1.3水平地震荷载,轴压比约0.3,其设计内力如表7所示。

跃层柱设计内力

表7

N/kN	$M_x/kN \cdot m$	$M_y/kN \cdot m$	$Ne_x/kN \cdot m$	$Ne_y/kN \cdot m$
25 467	8 062	6 782	27 307	24 595

对跃层柱进行屈曲分析得到的计算长度系数约为1.38,小于规范计算值。根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002),地震作用产生的弯矩值占总弯矩设计值的75%以上,根据跃层柱上下端约束条件进行计算长度修正并考虑该柱的二阶弯矩,计算得设计弯矩 Ne_x, Ne_y 见表7。

对跃层柱进行全截面分析,材料强度采用设计值,截面 $N-M$ 相关曲线见图11。从图中可以看出,设计内力均位于承载力包络线内,承载力满足设计要求。

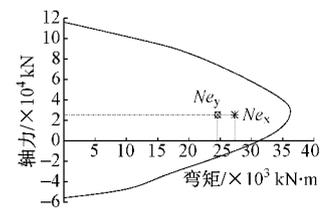


图11 跃层柱轴力-弯矩相关曲线

因型钢截面尺寸较大,受现场吊装能力限制,且为控制混凝土浇筑的高度,型钢柱沿全高分为多段。底部和顶部受力较大的区段长度约6.0m,中部区段每段长度不小于2m,上部设置加劲肋。重要的焊缝均按一级焊缝质量等级控制。

(下转第47页)

2.6 消防车启动和刹车时的动力系数

考虑到消防车活荷载的冲击性,应按荷载规范第 5.6.2 条规定,考虑消防车启动和刹车时的动力系数。该系数的取值可参见文[5]第 4.2.5 条,见表 4。

不同覆土厚度下的动力系数 表 4

覆土厚度/m	0.25	0.3	0.4	0.5	0.6	≥0.7
动力系数	1.3	1.25	1.2	1.15	1.05	1.0

3 本文方法与荷载规范对消防车活荷载取值比较
以 8.4m × 8.4m 区格板作为研究对象,先按表 1 给出的消防车等效均布荷载值,按式(1)考虑荷载的偶然组合,按式(2)考虑荷载的频遇组合,分别算出验算结构构件强度、挠度、裂缝宽度时取用的消防车活荷载等效均布荷载值。再按荷载规范表 5.1.1 给出的消防车活荷载建议值,按荷载规范式(3.2.3-1)考虑荷载的基本组合,按荷载规范式(3.2.8)考虑荷载的标准组合,分别算出验算结构构件强度、挠度、裂缝宽度时取用的消防车等效均布荷载值。

在上述比较计算中,仅考虑种植要求,不考虑覆土的应力扩散与交迭作用,也不考虑消防车启动和刹车时的动力作用。各种楼板类型均取最不利布置方式,板厚取值见本文第 2.4 节,计算结果见表 5。

本文与文[1]消防车活荷载取值的比较/kN/m² 表 5

楼板类型		单向板	双向板	无梁楼盖
验算强度	本文	15 × 0.98 = 14.7	15 × 0.98 = 14.7	15 × 0.98 = 14.7
	文[1]	35 × 1.4 = 49	20 × 1.4 = 28	20 × 1.4 = 28
验算挠度与 裂缝宽度	本文	15 × 0.5 = 7.5	15 × 0.5 = 7.5	15 × 0.5 = 7.5
	文[1]	35	20	20

表 5 仅对消防车活荷载取值作了比较,未计算其他活荷载对荷载效应的影响。若要考虑此影响,在其他活荷载的荷载效应值项内还要乘一个远小于 1.0 的准永久值系数 ψ_q ,使荷载效应组合值更小。

4 结论

(1) 考虑到消防车活荷载作用的偶然性和短暂性,提出消防车活荷载不应参与荷载的基本组合,而应参与荷载的偶然组合进行结构构件的承载能力极限状态验算;不应参与荷载的标准组合,而应参与荷载的频遇组合进行结构构件的正常使用极限状态验算。显然目前结构设计界包括荷载规范将消防车活荷载视同一般活荷载处理,在荷载组合概念上是欠妥当的。

(2) 考虑到消防车活荷载作用的移动性和局部性,以住宅小区最常用的柱网尺寸为 8.4m × 8.4m 的全埋式地下车库为例,根据地下室顶板分别采用

单向板、双向板和无梁楼盖方案的不同情况,提出消防车轮压可能出现的 8 种最不利布置方式,并采用 SAP2000 有限元软件的薄板模型,推导出上述每种布置方式的消防车活荷载的等效均布荷载值。其最不利布置方式更直观,计算模型更贴近真实情况,计算结果明显减小。

(3) 对于消防车轮压经地下室顶板上覆土层的应力扩散与交迭以及消防车启动或刹车时的动力作用对消防车等效均布荷载的影响,本文未作专门研究,而引用文[1],[5]提供的折减系数或放大系数。

(4) 由表 5 知,综合考虑上述第 1、2 条因素(不考虑第 3 条因素),将本文方法和荷载规范相比,计算所得消防车活荷载等效均布荷载所产生的荷载效应值,对于单向板、双向板和无梁楼盖,在验算结构构件强度时,前者只有后者的 30.0%,52.5%,52.5%;在验算结构构件挠度与裂缝宽度时前者只有后者的 21.4%,37.5%,37.5%。

参 考 文 献

- [1] GB 50009—2012 建筑结构荷载规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [2] 全国民用建筑工程设计技术措施(结构)[M].北京:中国建筑标准设计研究所,2003.
- [3] 全国民用建筑工程设计技术措施(规划·建筑·景观)[M].北京:中国建筑标准设计研究院,2009.
- [4] 范重,鞠红梅,彭中华.消防车等效均布活荷载取值研究[J].建筑结构,2011,41(3):1-6.
- [5] CECS 190:2005 给水排水工程埋地玻璃纤维增强塑料夹砂管管道结构设计规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2005.

(上接第 26 页)

6 结语

阳光 100 城市广场项目是烟台市的地标性建筑,立面新颖独特、设计难度高。地下室施工中,利用地下室底板为坡撑提供反力,进行基坑支护,增大了地下室使用面积,经济效益明显。S1、S2 塔楼西侧高约 27m 的跃层柱采用型钢混凝土柱,并对其进行了性能设计,在保证结构安全的同时,实现了建筑师要求的立面效果;标准层局部采用大板。T1 塔楼角部框架柱从裙房顶开始按 3°内收,局部跃层,并对其进行了性能设计,实现了立面效果。该项目已投入使用,使用效果良好。

致谢:本工程设计期间,得到了戴国莹、于海平等专家的悉心指导,特此表示感谢。

参 考 文 献

- [1] 宰金珉,宰金璋.高层建筑基础分析与设计[M].北京:中国建筑工业出版社,1993.