

# 珠海天朗海峰超限高层建筑设计\*

韩小雷<sup>1</sup>, 陈学伟<sup>1</sup>, 顾希敏<sup>2</sup>, 林生逸<sup>1</sup>, 吴培烽<sup>1</sup>, 毛贵牛<sup>1</sup>, 何伟球<sup>1</sup>

(1 华南理工大学土木与交通学院高层建筑结构研究所, 广州 510640;

2 化工部长沙设计研究院, 珠海 519000)

**[摘要]** 天朗海峰国际中心塔楼采用现浇钢筋混凝土部分框支剪力墙结构。采用基于性能的抗震设计方法, 利用承载力与变形验证不同水准下结构与构件的抗震性能, 包括小震弹性计算, 中震弹性及中震不屈服构件验算, 以及罕遇地震下的弹塑性分析。提出了相应的超限设计措施, 使结构能够实现预定的性能目标。同时根据工程的风洞试验结果进行风振时程分析, 并将分析结果与规范风静力荷载计算得出的结果比较, 取较不利者进行抗风设计。

**[关键词]** 超限高层; 基于性能的抗震设计; 弹塑性时程分析

## Structure design of ultra-limit high-rise building of the Synonym Haifeng

Han Xiaolei<sup>1</sup>, Chen Xuewei<sup>1</sup>, Gu Ximin<sup>2</sup>, Lin Shengyi<sup>1</sup>, Wu Peifeng<sup>1</sup>, Mao Guiniu<sup>1</sup>, He Weiqiu<sup>1</sup>

(1 Tall Building Structure Research Institute, School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China; 2 Changsha Design and Research Institute of Chemical Industry Ministry, Zhuhai 519000, China)

**Abstract:** Partial frame-supported shear wall structure is adopted for the Synonym Haifeng. Performance based seismic design was proposed. Structure and component performance were verified based on bearing capacity and deformation under different levels, including elastic analysis under frequent earthquake, un-yielding and elastic check of structure components under medium earthquake, static and dynamic inelastic analysis under rare earthquake. Series of relevant were suggested to make sure the performance object can be well realized. Besides, wind induced vibration time history analysis was carried out and the analysis results were compared with the results calculated according to the codes, and the unfavorable condition was taken considered in the wind-resistant design.

**Keywords:** ultra-limit high-rise building; anti-seismic design based on performance; inelastic time history analysis

### 1 工程概况

天朗海峰国际中心为集商业、住宅为一体的多功能建筑<sup>[1]</sup>。该项目包含裙楼以及两座主楼, 其中裙楼为商业功能, 地上4层, 占地面积4 597 m<sup>2</sup>; 两栋主楼为商住楼, 地上58层, 每栋占地面积727.3 m<sup>2</sup>; 结构有3层地下室, 占地面积11 000 m<sup>2</sup>。整座建筑建成后将成为珠海的地标之一(图1)。

工程设计基准期为50年, 抗震设防烈度为7度<sup>[2]</sup>, 设计基本地震加速度为0.1g, 地震分组为第一组, 抗震设防类别为丙类, 结构安全等级为二级, 场地特征周期  $T_g = 0.45s$ 。结构基本风压取100年一遇的  $w_0 = 0.90kN/m^2$ , 进行承载力分析<sup>[3]</sup>; 重现期为50年时  $w_0 = 0.85kN/m^2$ , 进行结构刚度分析; 重现期为10年时  $w_0 = 0.50kN/m^2$ , 进行正常使用状态下的舒适性分析。地面粗糙度C类。

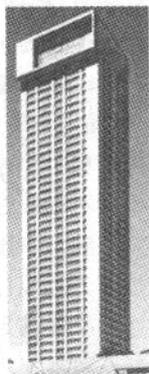


图1 效果图

### 2 结构体系

两栋塔楼与裙楼通过防震缝分隔。塔楼结构总高

度为185.2m, 平面为26.1m × 28.9m, 高宽比为7.1。采用现浇钢筋混凝土部分框支剪力墙结构, 其中中部闭合式核心筒剪力墙及四周角部剪力墙直接落地, 部分剪力墙在首层通过梁式转换结构直接支承于框支柱。满跨转换梁采用普通钢筋混凝土梁, 因塔楼剪力墙窗洞而形成的非满跨转换梁采用型钢混凝土梁。

底层筒体剪力墙最大厚度为600, 沿高度逐步减少至450; 四周剪力墙墙厚800, 沿高度方向厚度不改变; 框支柱最大截面为1 400 × 1 200, 型钢转换梁尺寸为600 × 1 000, 混凝土转换梁尺寸为900 × 1 000。竖向构件的混凝土等级分八级逐步变换, 其中底层(框支层)墙柱为C70, 层38以上墙柱为C30。结构布置见图2, 3。所有楼盖均采用现浇钢筋混凝土梁板式结构。首层楼板厚180, 转换层楼板厚200, 人防顶板厚250, 标准层板厚100, 中部闭合式核心筒体内板厚150。

工程采用扩底钻孔灌注桩, 以强风化花岗岩作为

\* 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室自主研究项目(2009ZA04), “十一五”国家科技支撑计划项目(2009BAJ04A12)。

作者简介: 韩小雷, 教授, 博士生导师, Email: xlhan@scut.edu.cn。

三阶段地震参数

表 2

设防水准	偶遇地震	偶遇地震	罕遇地震
50年内超越概率 $P/\%$	63	10	2
地震影响系数 $\alpha_{max}$	0.08	0.23	0.50
卓越周期 $T_g/s$	0.45	0.45	0.45
地面加速度峰值/gal	38	110	220



图 2 框支层结构平面图

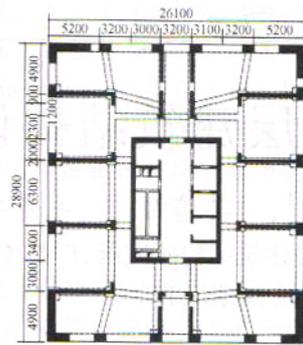


图 3 标准层结构平面图

桩端持力层,桩径为1 400~2 300mm,桩长约30~45m,扩大头直径为2 400~3 600mm。桩端阻力特征值为1 200kPa,桩身混凝土强度等级为C35,单桩承载力特征值为17 980~48 450kN。

### 3 结构分析

工程主要超限情况:1)塔楼为钢筋混凝土部分框支剪力墙结构,结构主体高度为185.2m,超出规范<sup>[4]</sup>规定B级高度钢筋混凝土部分框支剪力墙结构的最大适用高度限值120.0m,超出54%;2)结构最大高宽比为7.1,超出规范规定B级高度钢筋混凝土结构7.0的要求;3)转换层质量是转换层上一层质量的180%,大于规范的允许值150%,存在质量不规则。针对以上超限及不规则情况,结构分析中采用了基于性能的抗震设计方法。参考ASCE-41<sup>[5]</sup>中的相关规定,根据延性(非延性)构件的性能水平的阶段,可把结构的性能水平分为四个阶段:充分运行(简称OP)、基本运行(简称IO)、生命安全(简称LS)、接近倒塌(简称CP)。

根据工程结构各部位的重要程度,分别设定了三水准下的抗震性能目标。结构构件的性能目标见表1。由表可以看出,由于底部加强区落地剪力墙以及转换梁等构件的重要性,其性能目标高于其他构件的。为确保抗震性能目标的实现,采用不同软件进行了弹性以及弹塑性阶段的分析。主要地震参数见表2。

#### 3.1 多遇地震与偶遇地震作用下的结构响应

多遇地震下的分析采用SATWE和ETABS9.1.2软

结构构件各阶段抗震性能目标 表 1

构件	小震	中震	大震
框支柱	OP	OP	IO
框支层落地剪力墙	OP	OP	IO
底部加强区落地剪力墙	OP	OP	IO
转换梁	OP	OP	IO
非落地墙			
底部加强区剪力墙-抗剪	OP	OP	IO
底部加强区剪力墙-抗弯	OP	IO	LS
连梁			
底部加强区连梁-抗剪	OP	IO	LS
底部加强区连梁-抗弯	OP	IO	LS
非底部加强区连梁-抗剪	OP	IO	CP
非底部加强区连梁-抗弯	OP	LS	CP

件进行弹性计算。对偶遇地震作用下的结构重要构件采用基于纤维单元的构件弹塑性分析程序XTRACT V3.0.1进行构件承载力计算。在SATWE和ETABS软件中采用相同的分析参数,考察结构特性参数时采用刚性楼板假设,结构构件的抗震等级和结构构件的特殊设定(如框支柱、转换梁等)严格按照规范规定设置,以便分析程序自动按照规范考虑结构、构件的内力增大、调整系数,主要的分析参数为:中梁刚度增大系数为1.80,梁端弯矩调幅系数为0.70,梁设计弯矩增大系数为1.00,连梁刚度折减系数为0.50,梁扭矩折减系数为0.40,考虑活载不利布置,考虑活载折减。

两种程序的计算结果基本一致,见表3,结构的扭转与平动周期比为0.56,说明结构具有良好的抗扭性能。弹性分析阶段同时选取了2组人工波(GM1,GM2)及5组天然波(GM3~GM7)作用进行弹性时程分析。选取天然波时,采用20组双向天然波样本进行试算,将40个地震工况的基底剪力与反应谱的基底剪力进行对比,挑选出满足抗震规范要求的5条天然波作为输入地震波。弹性分析结果见图4,5,可见结构变形均匀,沿高度无刚度突变,楼层地震剪力未出现突变。

偶遇地震作用下的结构承载力分别采用ETABS及PKPM软件进行了中震不屈服和中震弹性的复核。根据安评报告提供的参数,地震影响参数最大值为0.23。计算结果表明,偶遇地震作用下的结构基本上处于弹性阶段。框支柱和转换梁无超筋信息,承载力满足中震弹性内力组合需求和中震弹性性能要求。框支层落地剪力墙最大剪应力水平为0.053,没有出现抗剪超限且无超筋信息,构件承载力满足中震弹性内力组合需求和中震弹性性能要求。底部加强区剪力墙最大剪应力水平为0.044,剪力墙抗剪无超筋信息,满足中震弹性性能要求,而剪力墙抗弯满足中震不屈服性能要求。底部加强区的剪力墙连梁以及非底部加强区的连梁抗剪均满足中震不屈服性能要求,而非底部加强区的连梁抗剪承载力不满足中震不屈服。采用截面分析软件XTRACT,通过内力近似计算其构件变形,分析表明,非底部加强区连梁变形满足生命安全LS限值。结构满足设定的设防烈度地震作用下的性能要求。

#### 3.2 罕遇地震下的弹塑性分析

考虑到结构的重要性,采用PERFORM-3D程序进行静力及动力弹塑性分析。上述的7条地震波

多遇地震作用下振型分解反应谱分析的结构反应 表 3

分析软件	SATWE		ETABS	
结构总重量/t	73 741.6		73 521.2	
自振周期 $T_1, T_2, T_3/s$	4.65, 4.42, 2.62		4.77, 4.22, 2.78	
扭转与平动周期比 $T_1/T_1$	0.56		0.58	
最大扭转位移比	1.08		1.05	
地震作用方向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
最大层间位移角/rad	1/1 179	1/1 284	1/1 152	1/1 374
最大楼层位移/mm	127	106	128	106
基底剪力/kN	9 386	9 797	8 946	9 827
基底弯矩/kN·m	998 564	1 021 180	966 292	1 014 359

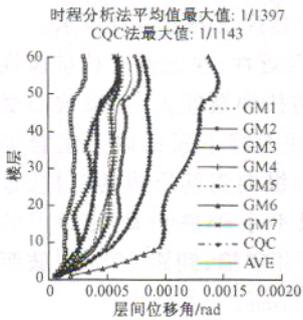


图 4 X 向层间位移角曲线

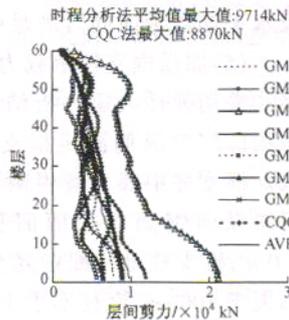


图 5 X 向层间剪力曲线

(GM1 ~ GM7), 分别按  $0^\circ, 90^\circ$  为主方向进行双向弹塑性时程分析, 并以  $0^\circ$  结果平均值和  $90^\circ$  结果平均值的不利情况进行结构抗震性能评估。笔者开发了 PERFORM-3D 复杂结构建模前处理程序 ETP V1.0 程序<sup>[7]</sup>。为了真实考虑结构实配钢筋的影响, 整个弹塑性分析模型的钢筋按结构初步设计配筋进行输入。

为了比较结构的塑性变形, 将弹性模型(采用 ETABS 分析)与弹塑性模型在同样的地震作用下的响应进行对比, 结构整体反应时程曲线如图 6 所示。由图可见, 在 X 方向地震作用下的前 7s, 弹塑性分析的顶点位移时程与倾覆弯矩曲线形状与弹性分析基本一致, 表明结构处于弹性状态; 地震作用 7s 以后, 弹塑性分析的顶点位移曲线与倾覆弯矩曲线与弹性分析的曲

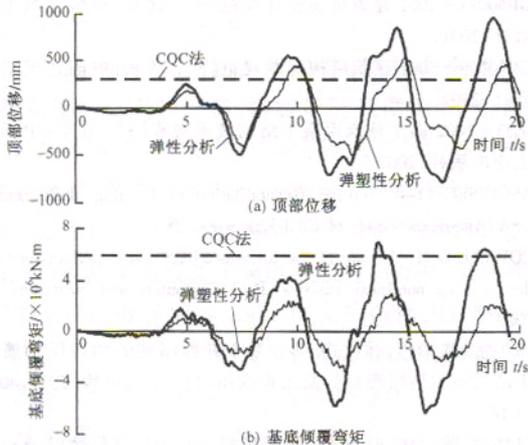


图 6 GM3X 工况与 CQC 法计算得到结构响应时程图

线分离, 表明结构发生明显的弹塑性损伤。随着时间的增加, 两者的差距逐渐增加, 弹性、弹塑性模型的顶点位移分别为  $726, 538\text{mm}$ , 弹性、弹塑性模型的倾覆弯矩分别为  $5.15 \times 10^6, 3.12 \times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$ 。

根据计算结果分析可知, 构件变形响应与整体响应一样, 表明结构处于弱非线性状态。梁构件小部分处于 LS 及 CP 状态, 柱及剪力墙大部分构件处于 IO 状态。结构在大震作用下仍处于弱非线性状态的原因是建筑位于珠海市, 其设计风压为  $0.90 \text{kN}/\text{m}^2$ , 结构的配筋情况由风荷载控制, 其配筋量可实现中震不屈服。因此, 结构在 7 度烈度区的罕遇地震作用下, 不出现很明显的非线性变形, 处于弱非线性阶段。X 向地震作用下弹塑性分析的部分计算指标如图 7, 8 所示。

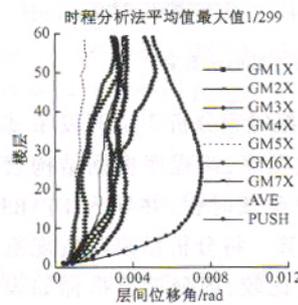


图 7 层间位移角曲线图

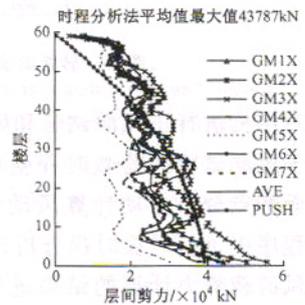
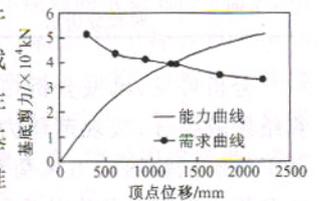


图 8 层间剪力曲线图

基于该弹塑性分析模型, 进行了 Pushover 分析, 作为弹塑性时程分析的参考。在倒三角形荷载作用下, 结构在罕遇地震作用下的弹塑性静力推覆能力谱验算如图 9 所示, 需求曲线采用我国规范反应谱生成。

由图 7 ~ 9 可知, 由于采用了倒三角的侧向荷载分布模型, 使分析得到的性能点处层间位移角偏大, 基底剪力与时程分析吻合, 推覆分析得到结构的最大层间位移角为  $1/132$ , 小于规范规定弹塑性层间位移角限值  $1/100$ 。分析表明, X, Y 方向罕遇地震作用下的结构变形性能均满足规范要求, 结构达到大震作用下的抗倒塌性能目标。

图 9 X 方向弹塑性静力推覆能力谱验算



### 3.3 不屈服构件承载力分析

对结构中起关键作用的构件, 如框支层落地剪力墙、转换梁、连梁等, 单独进行了性能分析。采用构件弹塑性分析程序 XTRACT 进行构件弹塑性分析及承载力、变形复核。以其中一根型钢转换梁 KZL-2 为例(图 2), 说明构件性能分析的过程。KZL-2 转换梁抗剪、抗弯承载力复核如表 4 所示, 截面如图 10 所示。

### 4 风振时程分析

考虑到工程的重要性以及所处城市为沿海城市,

转换梁 KZL-2 承载力复核 表 4

编号	抗剪承载力/kN		抗弯承载力/kN·m	
	响应最大值	屈服承载力	响应最大值	屈服承载力
GM1	4 806	7 553	5 766	8 000
GM2	5 024	7 553	6 027	8 000
GM3	4 816	7 553	5 788	8 000
GM4	4 632	7 553	5 557	8 000
GM5	3 919	7 553	4 702	8 000
GM6	4 076	7 553	4 890	8 000

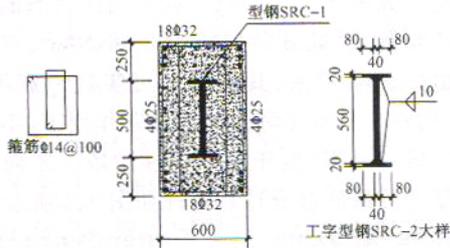


图 10 转换梁 KZL-2 截面示意图

对结构进行了风洞试验和风振时程分析<sup>[8]</sup>。开发了基于风洞试验的荷载时程生成程序,该程序根据结构表面测点分布自动计算风动力荷载时程,并导入 ETABS 程序中进行风振时程分析计算。将分析结果与按规范风荷载静力计算的结果进行比较,部分计算指标如表 5 所示。

重现期为 100 年的风荷载作用下结构内力对比 表 5

作用方向	分析方法	基底剪力/kN	基底弯矩/kN·m
X 向	规范方法	13 997	1 581 921
	时程分析法	12 458	1 438 133
Y 向	规范方法	12 344	1 395 036
	时程分析法	11 504	1 305 826

分析可见,风振分析结果与规范风荷载的静力计算结果较吻合,按规范静力风荷载分析结果略大于按基于风洞试验的动力风荷载分析结果,故结构构件性能分析均以规范静力分析结果作为设计验算依据。

### 5 超限措施

结构采用部分框支剪力墙结构,混凝土筒体、转换梁及型钢转换梁等形成结构承重及抗侧力体系共同抵抗水平和竖向荷载。采取了以下结构加强措施:

(1)加强直接落地剪力墙保证转换层承载力及刚度。中部闭合式核心筒体及四周角部 L 形剪力墙直接落地。闭合式核心筒体平面约 9 000 × 12 000,在首层采用 C70 混凝土,并增厚至 450 ~ 600mm。

(2)平面规则 + 四周角部全长设置 L 形墙肢以保证结构整体抗扭刚度。平面布置规则,平面长宽比接近 1.0。四周角部沿结构竖向全长设置 L 形墙肢,墙厚 800,平面约 5 000 × 2 300,有效保证结构整体抗扭刚度。结构扭转最大位移比 1.12(包括偶然偏心工况)。

(3)采用型钢混凝土转换梁-保证转换梁承载力。尽量采用满跨钢筋混凝土转换梁形式,满足建筑使用和结构安全要求。否则,采用型钢混凝土梁保证转换梁的抗剪承载力需求。

(4)加强底部加强区剪力墙承载力,保证结构底部承载力。按《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2002)B 级高度框支剪力墙加强区剪力墙抗震等级的规定提高一级设计底部加强区剪力墙。底部加强区剪力墙约束边缘构件阴影范围延至 LC 段,即整个 LC 范围按阴影区配筋率及配箍率配筋,且首层剪力墙纵筋及水平筋数量应同时满足中震弹性内力组合需求。

(5)加强框支柱承载力及延性,保证框支柱抗震性能。采用弹性大震分析结构抗倾覆能力,并按偏心受拉构件配置纵筋满足框支柱大震不屈服内力组合需求。框支柱中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱,且附加纵向钢筋的截面面积不小于柱全截面面积的 1.0%;框支柱全长配置复合井字箍,间距 100mm,肢距不大于 100mm,直径不小于 14mm。

(6)应用高强混凝土及轻质砖墙材料,降低结构自重。采用高强混凝土减少墙柱截面面积;全楼采用轻质砖墙材料容重不大于 10kN/m<sup>2</sup>,有效降低结构自重,减小地震反应。

### 6 结语

基于性能的设计方法的关键在于结构弹塑性分析方法。工程进行了多遇地震下的弹性分析,偶遇地震下构件不屈服验算,以及结构弹塑性分析,完成基于性能的抗震设计。并且进行了基于风洞试验数据的风振时程分析,对结构进行了抗风以及舒适度验算。在大量分析的基础上,对结构提出了相应的超限加强措施。目前该工程已通过超限审查,正在施工中。

#### 参 考 文 献

- [1] 韩小雷,何伟球,陈学伟,等. 天朗海峰国际中心结构可行性报告[R]. 广州:华南理工大学高层建筑结构研究所,2008.
- [2] GB50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [3] GB50009—2001 建筑结构荷载规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [4] JGJ3—2002 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,2002.
- [5] ASCE/SEC 41-46 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings [S]. USA: American Society of Civil Engineers, 2007.
- [6] POWELL G H. A state of the art educational event performance based design using nonlinear analysis [R]. Computers and Structures Inc., 2007.
- [7] 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及工程应用[J]. 建筑结构,2010,40(2): 13-16.
- [8] 何伟球,陈学伟,韩小雷. 基于风洞试验的超高层建筑结构风振时程分析[J]. 广东土木与建筑,2009,9(2): 14-16.