

某高层建筑高位连体结构设计

陈学伟, 黄汉华

(WSP 科进顾问有限公司, 香港 999077)

摘要 某高层酒店项目是包含多栋复杂高层建筑的大型综合发展项目。介绍本项目 B 栋塔楼的连体结构设计。该塔楼结构高度为 187.25m,地上 59 层,地下 4 层。结构采用钢筋混凝土框架-核心筒结构。结构的 Y 向高宽比达到 8.9,该方向的刚度不足,通过在两端设置“山墙”构件提高结构的整体抗侧刚度,并通过设置钢骨提高构件的抗震抗拉性。结构在 29 层设置转换桁架,属于高位连体结构。采用性能化的分析方法对转换桁架进行重力与抗震分析,以满足关键构件性能目标的要求。最后采用弹塑性时程分析方法检验结构及关键构件在大震作用下的性能。分析结果表明,该设计满足抗震性能要求。

关键词 超限高层建筑; 连体结构; 转换桁架; 高宽比; 弹塑性时程分析

中图分类号: TU318.2 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2021)11-0028-06

引用本文 陈学伟,黄汉华. 某高层建筑高位连体结构设计 [J]. 建筑结构,2021,51(11):28-33,38. CHEN Xuwei,WONG Henry. Design of high-level connective structure for a high-rise building [J]. Building Structure,2021,51(11):28-33,38.

Design of high-level connective structure for a high-rise building

CHEN Xuwei, WONG Henry

(WSP Hongkong Limited, Hongkong 999077, China)

Abstract: A high-rise hotel project is a large-scale comprehensive development project with multiple complex high-rise buildings. The connective structure design of tower B of the project was introduced. The structural height of tower B is 187.25m with 59 floors above the ground and 4 floors under the ground. The structure adopts reinforced concrete frame-core tube structure. The aspect ratio in Y direction of the structure reaches 8.9, and the rigidity in this direction is insufficient. The “gable wall” members are set at both ends to improve the overall lateral stiffness of the structure, and imbedded steel is set to improve the seismic and tensile resistance of the members. The transfer trusses are set on 29th floor, which is a high-level connective structure. Performance-based analysis method was applied to analyze the gravity and seismic behavior of the transfer truss, which meets the performance target requirement of the key member. Finally, the elastoplastic time history analysis method was adopted to review the performance of the structure and key members under rare earthquake. The analysis results show that the design meets the seismic performance requirements.

Keywords: out-of-code high-rise building; connective structure; transfer truss; aspect ratio; elastoplastic time history analysis

1 工程概况

大连某酒店项目是一个集酒店、公建式公寓、会所及餐厅为一体的综合建筑^[1]。项目设 4 层地下室,地上由 6 部分组成,分别是酒店 T 塔楼(结构高度 299.5m)、A1 塔楼(结构高度 123.9m)、A2 塔楼(结构高度 78.75m)、B 和 C 塔楼(结构高度 187.25m)、D 塔楼(结构高度 91.1m),如图 1 所示。每个部分通过结构设缝分开。其中 T、B、C、A1 塔楼属于超限高层建筑结构,需要进行超限审查,尤其是 B 塔楼具有高度超限、连体结构、大高宽比等问题,成为设计的难点。本文重点介绍 B 塔楼的结构设计。

项目位于大连市东港区人民路的东南侧,靠近港湾广场,根据《建筑结构荷载规范》(GB 50009—

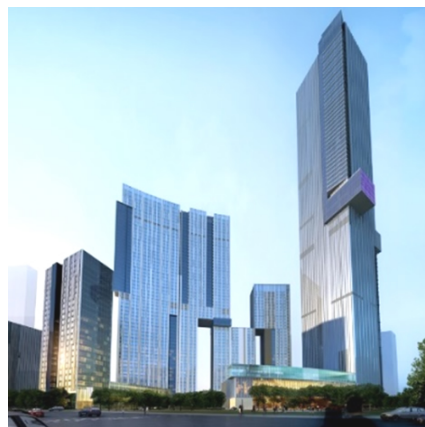


图 1 大连某酒店建筑效果图

作者简介:陈学伟,博士,高级工程师,Email: dinochen1983@qq.com。

2001) (2008 年版) [3] (简称荷载规范),基本风压为 0.65kPa ,地面粗糙度为 A 类(北侧为海边),风荷载体型系数取 1.4。建筑结构设计使用年限 50 年,结构安全等级二级。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001) (2008 年版) [4] 及《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002) [5],抗震设防类别为乙类,设防烈度为 7 度,设计基本地震加速度为 $0.10g$ 。根据场地安评报告,多遇地震下水平地震影响系数最大值为 0.135(阻尼比为 5%),设计地震分组为第一组,场地土类别为 II 类,特征周期为 0.45s。

原 B 和 C 塔楼的设计为一个单体,但是考虑到结构超长,结构扭转问题严重,在地震作用下会引起剪力墙墙肢严重的局部破坏(底部剪肢在地震作用下剪力超出截面最大抗剪承载力要求),再加上超长结构在楼板施工上存在问题,最终采用结构设缝的方法将塔楼分为 B 塔楼与 C 塔楼,如图 2 所示。

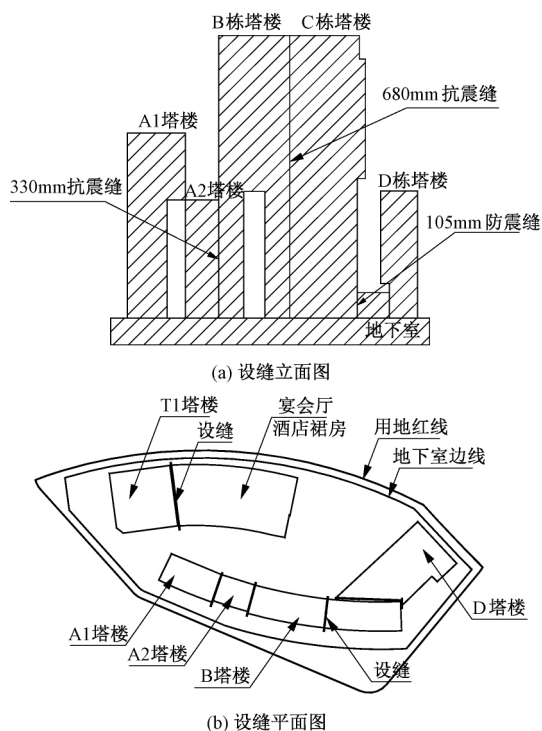


图 2 结构设缝示意图

2 结构体系与布置

B 塔楼结构高度 187.25m,共计 59 层,有 4 层地下室。塔楼体型属长方形,长约为 51m,宽约为 21m,结构 Y 向的高宽比为 8.9。根据工程特点,从建筑功能、结构抗震性能、工程造价及施工进度等多方面综合考虑,塔楼采用钢筋混凝土框架-核心筒结构,部分框架柱采用型钢混凝土柱进行加强。底部加强区及中部加强区的剪力墙中配置部分钢骨。结构低区(27 层以下)及高区(29~59 层)的结构平

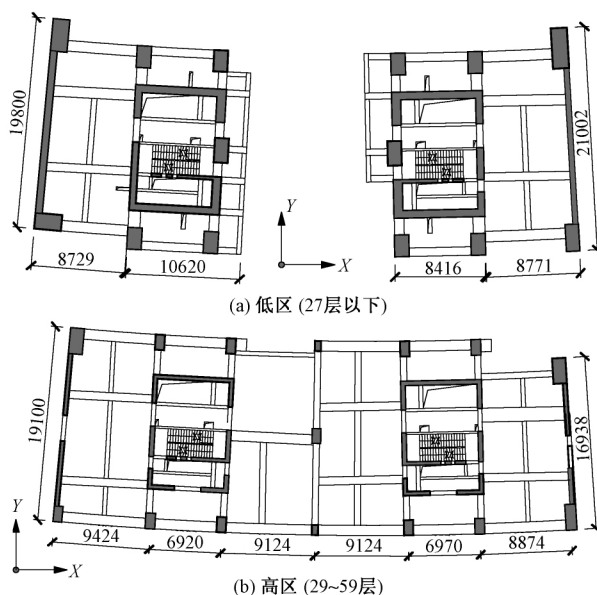


图 3 低区和高区结构平面布置图

面布置图如图 3 所示,结构立面图如图 4 所示。

底部框架柱采用型钢混凝土柱,33 层以上采用纯钢筋混凝土柱,框架柱截面尺寸从底部的 $1.3\text{m} \times 2.0\text{m}$ 逐步减小至顶部的 $0.9\text{m} \times 1.5\text{m}$,框架柱混凝土强度等级均采用 C60。塔楼两侧设置带巨型端柱的剪力墙,剪力墙厚度由底部的 800mm 逐步减小至顶部的 400mm。底部框架柱及剪力墙的暗柱采用型钢混凝土柱,采用双十字钢骨,如图 5 所示,最大钢板厚度采用 45mm,钢材料用 Q345GJ。

塔楼内部为双核心筒,核心筒尺寸为 $8.8\text{m} \times 12.0\text{m}$,核心筒外墙厚度由底部的 1000mm 逐步减小至顶部的 400mm。核心筒四个角部墙肢设置钢骨。

塔楼楼面采用现浇钢筋混凝土梁板结构,局部楼板(如 27 层、28 层)采用钢梁压型钢板组合楼板。外框架采用 600mm 高的混凝土梁,由于 Y 向的刚度需求大,局部连接核心筒与外框柱的框架梁采用截面较大的混凝土梁,截面尺寸为 800×1650 及 1000×800 等,该梁可以提高结构的整体刚度。

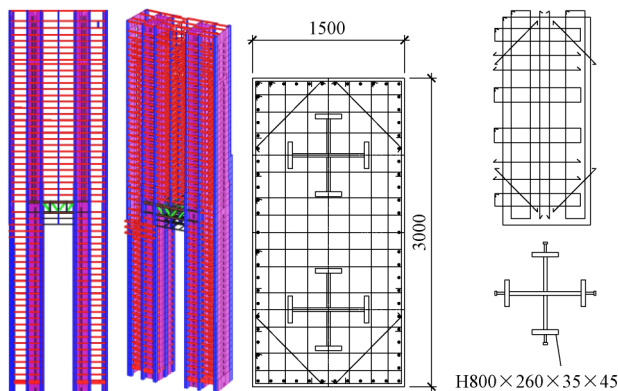


图 4 结构立面图

图 5 双十字钢骨柱大样图

转换桁架设置在 30 层,采用转换桁架承受所有上部楼层的重量。27~28 层采用下挂钢框架,两层重力荷载通过吊杆传递给转换桁架。转换桁架的平面图如图 6(a)所示,三维示意图如图 6(b)所示。桁架的高度为 5.5m,中樑桁架(2)的上弦截面为工 900×1 500×100×70(两樑),下弦截面为工 900×800×100×70(两樑);边樑桁架(1),(3)的上弦截面为□1 400×1 400×70×70,下弦截面为□800×900×50×70。

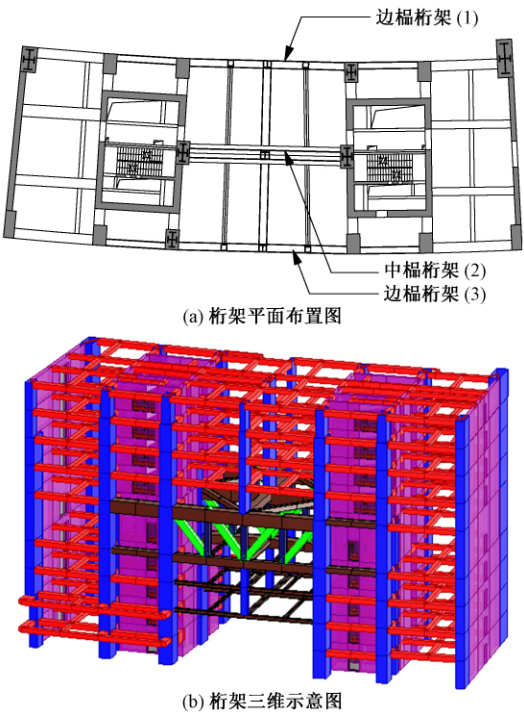


图 6 转换桁架的平面与三维图

3 抗震性能目标及抗震加强措施

3.1 超限内容

塔楼超限内容^[3]为:1)塔楼结构高度为 187.25m,超过高度限值 140m;2)楼板不连续;3)由于转换桁架,结构刚度突变;4)构件间断,1~26 层为双塔结构,29 层以上为连体结构;5)高位转换,30 层为转换桁架。

3.2 抗震性能目标

根据超限情况,确定塔楼抗震性能目标如下:1)小震与风荷载作用下,结构满足性能要求;根据框架与剪力墙的弯矩分配比例,结构 X 向定性为框架-剪力墙(核心筒)结构,而 Y 向定性为剪力墙结构,因此层间位移角限值有所不同。2)中震作用下,底部加强区及中部加强区的框架柱、剪力墙墙肢不屈服。3)大震作用下,底部加强区的剪力墙与框架柱满足抗拉的要求,最大层间位移角不超过 1/100,结构不倒塌。具体性能目标如表 1 所示。

不同地震水准下结构与构件性能目标 表 1

地震水准		小震	中震	大震
层间位移角	X 向	1/729	—	1/100
	Y 向	1/654	—	1/100
剪力墙、核心筒	压弯	加强区	弹性	弹性
		非加强区	弹性	允许部分构件屈服
	抗剪	加强区	弹性	弹性
		非加强区	弹性	允许部分构件屈服
端柱、框支柱	压弯	弹性	不屈服	控制塑性变形
转换桁架	压弯	弹性	不屈服	控制塑性变形

注:底部 6 层为加强层。

3.3 抗震构造加强措施

根据塔楼的超限内容及计算分析结果,采取如下的抗震构造加强措施:1)全楼抗震等级按特一级采用,适当提高中部加强区(桁架及上下各一层)及底部加强区(底部 6 层)核心筒的分布筋配筋率。2)底部区核心筒内设置钢骨,提高核心筒的抗震性能。3)加强层上下楼板均加厚至 150mm,并采用双层双向配筋;为保证桁架有效传力至核心筒,桁架的钢柱上下延伸 1 层,并往核心筒内延伸 1 跨,如图 7 所示。4)对两端一字墙进行结构开洞,提高一字墙在大震作用下的耗能。

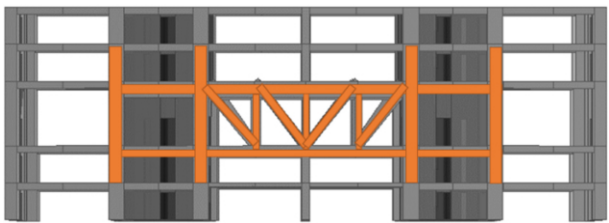


图 7 转换桁架与墙体内置钢骨分布(29 层)

3.4 超限专家关于塔楼的主要意见与解决方案

超限专家关于本项目提出的设计关键点如下:1)塔楼底部加强部位的墙肢应按中震弹性进行验算,墙肢拉应力与配筋是验算的重点;2)B 塔楼转换桁架按竖向地震作用与双向水平地震作用的内力组合进行验算;3)采取措施减少转换、悬挑部位,从而减小 Y 向转换、悬挑部位的刚度突变;4)改进边梁与角柱的连接;5)搭接柱根部增设楼盖平面的加强措施;6)转换桁架宜采用静载下不考虑桁架上部框架及桁架共同作用的手算复核。

针对以上意见的解决方案如下:通过与建筑专业的配合减少了部分构件的悬臂与转换的情况;通过局部加强措施,保证了角柱与梁的连接及加强了

搭接柱周边的构造;转换桁架的设计不考虑上部结构的共同作用,按该原则对桁架进行电算与手算复核,并进行加强设计。

4 结构性能分析

4.1 小震与风荷载分析

采用 SATWE 及 ETABS 软件对结构进行小震及风荷载分析。结构小震反应谱采用安评谱;风荷载采用荷载规范中的风荷载的同时,也采用风洞试验风荷载,并进行对比。风洞试验由 BMT 公司进行,风洞试验模型如图 8 所示。荷载规范中风荷载采用较大的体型系数且考虑 A 类场地,由于建筑除了北面邻海外,其他三面均有建筑物进行遮挡,实际粗糙度介于 A 与 B 类之间,因此风洞试验所得结果略小于荷载规范中风荷载。

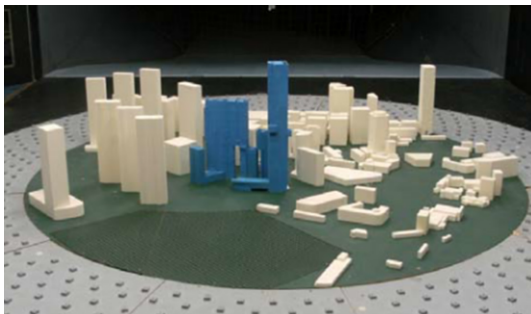


图 8 塔楼风洞试验模型

结构在小震及风荷载作用下的分析结果见表 2,从表中可以看出,两种软件的计算结果比较吻合,各项指标均符合规范的要求;因为场地其他建筑遮挡效应,Y 向风荷载下,采用风洞试验数据计算的层间位移角大于采用荷载规范的。

小震和风荷载作用下结构性能分析主要结果 表 2

计算软件		SATWE	ETABS
恒载+0.5 活载/kN		1 023 140	1 032 480
自振周期/s	T_1	4.45	4.54
	T_2	3.91	3.79
	T_3	2.29	2.69
周期比 T_3/T_1		0.514	0.592
最大层间位移角	X 向风荷载(荷载规范)	1/1 897	1/1 613
	Y 向风荷载(荷载规范)	1/797	1/803
	X 向风荷载(风洞试验)	1/2 062	1/1 613
	Y 向风荷载(风洞试验)	1/2 480	1/2 577
	X 向地震作用	1/845	1/860
	Y 向地震作用	1/782	1/781
基底剪力/kN	X 向地震	20 722	20 039
	Y 向地震	23 484	22 830

由模态分析结果可知,周期比为 0.514,远小于规范限值 0.85,证明在 B、C 塔楼之间设置结构缝后,B 塔的平面变得对称,从而解决了结构扭转问题。结构最大扭转位移比为 1.1,小于规范限值

1.2,满足规范对扭转的要求。

结构的侧向刚度与抗剪承载力沿楼层的分布如图 9 所示。29 层为转换桁架所在位置,刚度发生突变,刚度比最大值为 1.98。由于 X 向设置了转换桁架,桁架巨大的斜向拉压力并入抗剪承载力计算,因此抗剪承载力突变较大,最大比值为 2.34。相应的加强措施是对转换层及其下一层的构件进行抗剪加强,以防止地震作用下的剪力突变效应。薄弱层为转换层及上下各一层。

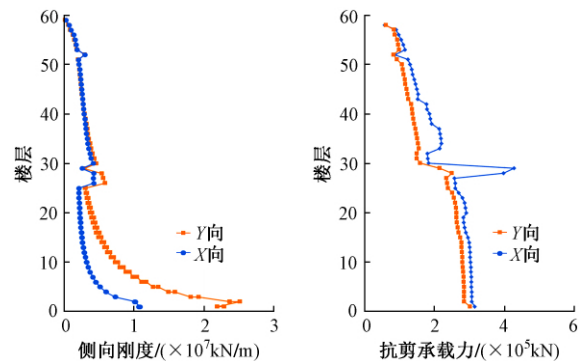


图 9 楼层侧向刚度与抗剪承载力分布图

SATWE 软件计算的层间位移角曲线如图 10 所示。转换桁架层层间位移角存在明显突变,X 向接近框架-核心筒的变形限值,层间位移角值在顶部有回缩,而 Y 向层间位移角明显呈现出纯剪力墙结构的变形特征,顶部为发散状。根据结构高度计算得到 X 向层间位移角限值为 1/836,Y 向层间位移角限值为 1/760。

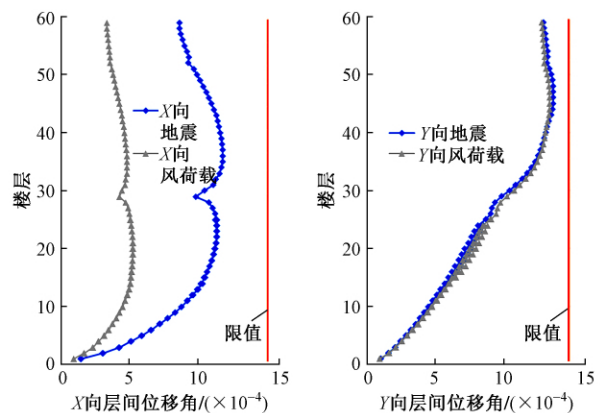


图 10 结构在小震与风荷载作用下的层间位移角

4.2 中震性能分析

采用 SATWE 软件进行中震下构件的性能分析。底部加强区剪力墙满足中震抗剪弹性性能要求,非加强区剪力墙满足中震不屈服要求。在中震作用下,底部部分剪力墙墙肢满足中震抗拉性能要求,局部墙肢(W7,W14,W4B,W11B)拉应力不满足 $1.0f_{tk}$ (2.85MPa) 的限值要求,如表 3 所示。底部剪

底部剪力墙墙肢中震弹性下的受拉验算 表 3

墙肢编号	长度/mm	厚度/mm	拉力/kN	拉应力 f_t /MPa	是否加强
W3A	3 900	800	2 680.48	0.859	加强
W4A	2 900	800	5 452.41	2.350	
W4B	2 250	800	6 847.52	3.804	
W7	2 750	800	8 213.03	3.733	
W8	2 750	1 000	2 434.65	0.885	
W9B	3 900	800	2 550.11	0.817	加强
W11A	2 900	800	5 535.85	2.386	
W11B	2 250	800	6 667.63	3.704	
W13	2 750	1 000	1 863.41	0.678	加强
W14	2 750	800	8 361.11	3.801	

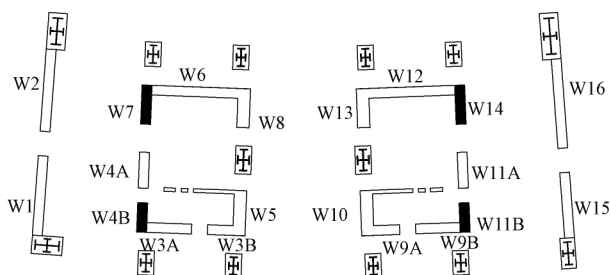


图 11 底部剪力墙出现拉力的墙肢分布

力墙出现拉力的墙肢位置如图 11 所示。

通过设置钢骨抵抗中震引起的拉应力,每个墙肢设置 2 个截面为 $\square 350 \times 350 \times 30 \times 30$ 的型钢,使墙肢能够承受混凝土退出工作后的拉力。

4.3 转换桁架分析

本结构设计的 1 个关键点在于转换桁架的设计。由于转换桁架需要承受较多楼层的荷载,所需的桁架高度大于普通层高的 3.15m,因此选择机电层(29 层)5.5m 层高设置转换桁架,为了减少刚度较大的桁架对 27 层与 28 层的影响,27 层与 28 层设计成铰接框架的形式,荷载通过吊杆传递给上部的转换桁架。上部 30 层的荷载通过中柱传给桁架,桁架的内部力流如图 12 所示。较大内力的斜杆全部为拉杆,避免了压屈效应,使构件的截面利用率达到最大。

重力荷载计算过程中,采用逐层加载的施工模拟方法,保证桁架的受力情况与实际情况相符,由于 28 层的吊杆为后施工,在施工模拟的最后阶段采用附加荷载作用于上部转换桁架来进行模拟。

与转换桁架相接的支承柱的中震内力组合,考虑双向地震及竖向地震组合,以保证支承柱构件中震不屈服,经过构件正截面承载力分析^[9],支承柱满足承载力要求。对转换桁架的钢构件进行大震不屈服验算,边榀桁架(1),(3)最大应力比值为 0.84(上弦杆),中榀桁架(2)最大应力比值为 0.88(上弦杆)。在重力荷载作用下,转换桁架上部混凝土

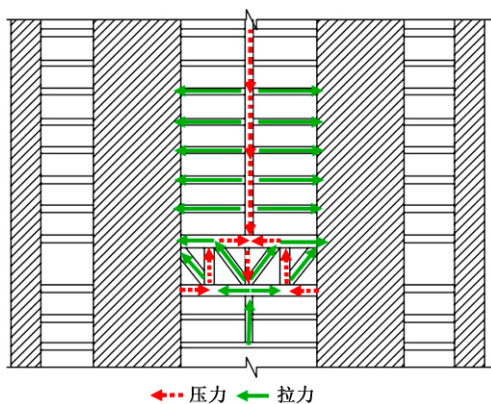


图 12 转换桁架的内力传递

梁对转换桁架有利,为了不考虑上部梁的有利影响,对上部混凝土梁进行铰接处理(图 13)后,再对桁架钢构件进行重力荷载分析。分析所得构件最大应力比为 0.84(上弦杆),满足承载力要求,并存在一定富余量。

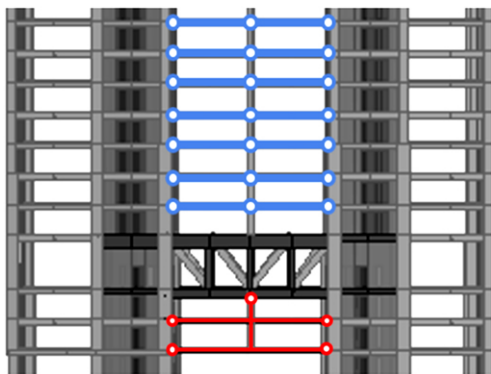


图 13 转换桁架上部框架梁的铰接处理

5 大震弹塑性分析

采用 PERFORM-3D 程序进行结构的动力弹塑性分析。本工程采用的 3 条地震波(GM1, GM2, GM3),分别以 X, Y 向为主方向进行双向弹塑性时程分析,并以结果最大值进行结构抗震性能评估。地震波的反应谱分析结果如图 14 所示。

经过小震弹性时程分析,3 条地震波的基底剪

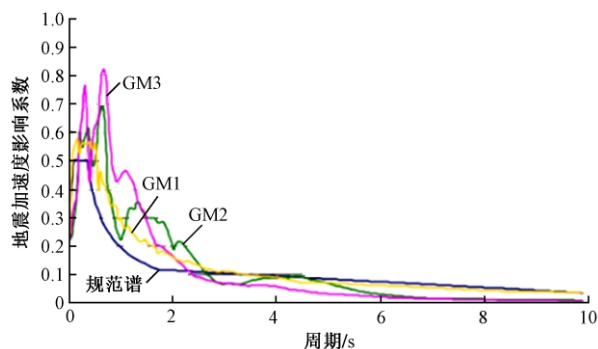


图 14 反应谱曲线与规范谱对比

力与反应谱基底剪力的比值:最大值为 98.5%,最小值为 90.5%,满足规范选波的要求。

笔者开发了 PERFORM-3D^[8] 复杂结构建模前处理程序 ETP^[9],该程序不但能够读取 ETABS 程序的几何模型、构件截面及弹性材料信息,还能够提供图形界面,实现很方便地输入梁、柱及剪力墙的截面配筋与材料非线性参数,再通过数据处理导入 PERFORM-3D 程序中,从而实现复杂高层结构的非线性模型的建模。弹塑性模型如图 15 所示。

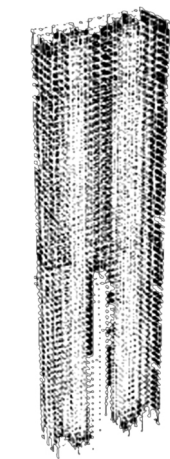
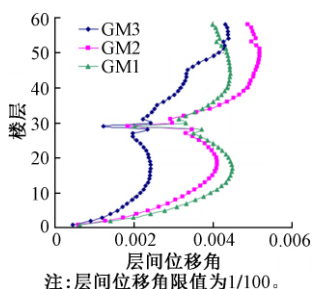


图 15 结构模型

结构非线性模型中柱与剪力墙均采用纤维模型^[10],而梁采用塑性铰模型^[11],转换层及其上下两层不采用刚性楼板假定,转换桁架的全部钢构件均采用纤维单元,考虑压弯耦合效应。非线性计算分析及假定在文献^[6]中有详细的描述。经过弹塑性分析所得结构层间位移角曲线见图 16。最大层间位移角为 1/193,满足小于限值 1/100 的要求。

大震作用下 X 向基底剪力为 69 895kN, Y 向基底剪力为 75 284kN(图 17)。大震与小震地震加速度峰值比为 4.07,而大震与小震基底剪力的比值为 3.59(X 向)与 3.62(Y 向),表明大震作用下结构能够有效耗能。

如图 18 所示,从能量耗散曲线可知,结构的框架与连梁给结构带来的耗能占总耗能的 21.7%;结



注:层间位移角限值为 1/100。

图 16 结构大震层间位移角图

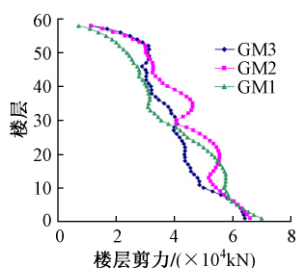


图 17 结构大震楼层剪力分布图

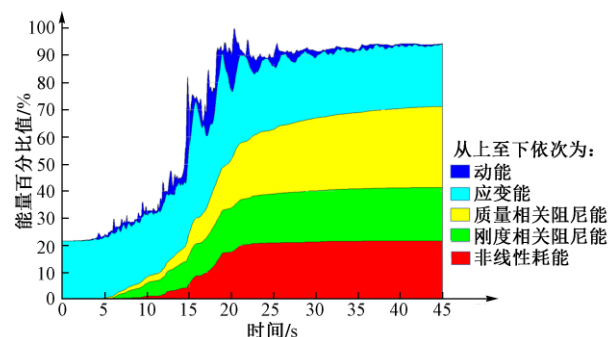


图 18 结构在大震下的能量分布

构最大非线性耗能比例为 26.11%。

大震作用下结构具有较好的耗能能力,这是由于大部分的框架梁与连梁进入了屈服状态,如图 19 所示。特别是 X 向的主框架梁,因间距合理使其达到较好延性。高区两个刚度较大的核心筒通过长框架梁相接,耗能情况比普通的单一框筒结构好。同时,中上部(23 层以下)山墙开洞的连梁及筒体的连梁也是主要耗能构件。

通过大震弹塑性分析,对柱墙及转换桁架的支撑进行弹塑性评估,其塑性铰的分布如图 20 所示。可见,柱大部分处于未屈服状态,在顶部楼层层高突变区,柱有部分进入塑性但未发生破坏,全部剪力墙未发生屈服破坏。外侧转换桁架的斜腹杆处于弹性状态,中樑桁架有一斜杆进入塑性状态但未破坏,满足“控制塑性变形”的要求,表明关键构件在大震作用下满足性能目标的要求。另外,由于对薄弱区的竖向构件及桁架构件进行了配筋及型钢的加强,除个别情况外,在大震分析中薄弱区的竖向构件及桁架构件未出现屈服情况,达到预设的性能目标要求。

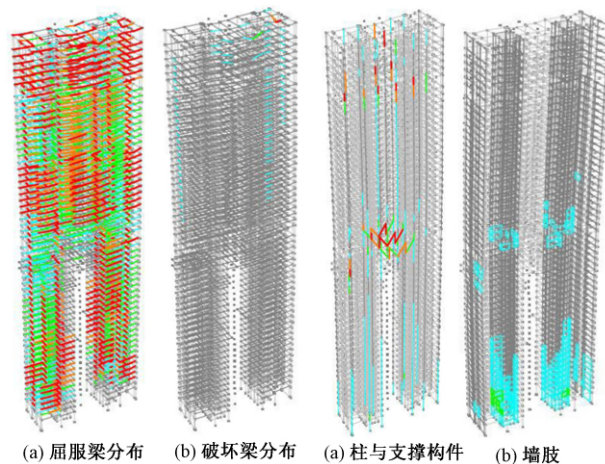


图 19 结构梁构件在大震下的性能分布图

图 20 柱与支撑、剪力墙在大震下的塑性铰的分布

6 结语

本项目主要超限为高位连体及 Y 向高宽比值大,需采用合理和经济的方法进行设计分析,方能保证在实现结构安全的前提下,达到美观、经济和实用的统一。对本工程进行了小震、中震下的弹性分析,大震下对关键构件进行不屈服及弹性验算,以及采用 PERFORM-3D 软件进行结构弹塑性分析,完成基于性能的抗震分析。在大量分析的基础上,对结构提出了相应的超限加强措施。该工程已通过超限审查,已竣工并投入使用。本项目从抗震性能分析, X 向属于框架体系, Y 向属于框剪体系。

(下转第 38 页)

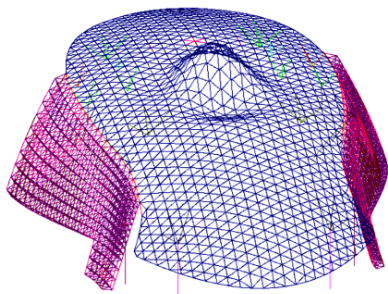


图9 前区网壳第1阶屈曲模态

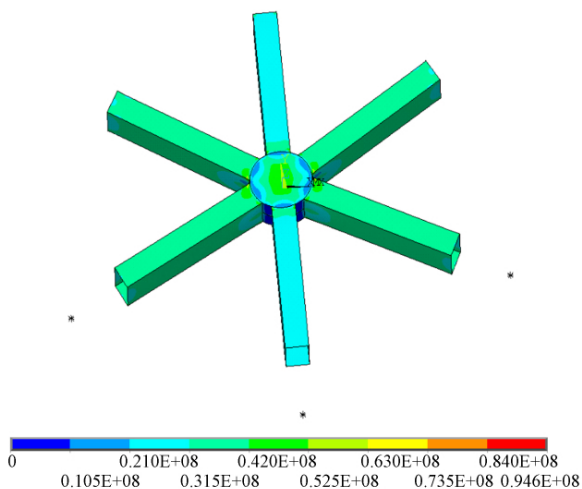


图10 典型鼓形节点应力分布/Pa

5.2 前区树杈柱节点

选取前区树杈柱连接节点作为研究对象,选择三个不利荷载组合对节点进行弹性分析,应力分布见图11。由图11可知,节点最大应力值为89MPa,出现在组合16(1.2恒载+1.4活载+0.84风荷载+0.84温度作用),说明树杈柱连接节点处于弹性工作状态。应力最大区域分布于树杈柱支管与主管连接位置。

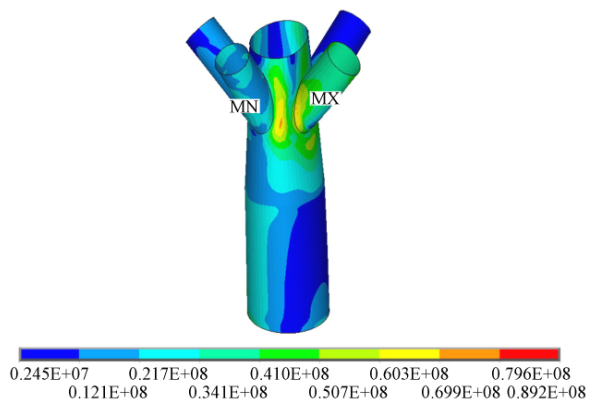


图11 树杈柱连接节点应力分布/Pa

6 结语

(1) 西安领事馆区大剧院体型与功能复杂,复杂外壳通过钢结构单层与双层网壳相结合的空间结构形式实现建筑结构的完美统一,结构布置简洁合理,整体性强。

(2) 对于前区网壳结构而言,恒载、活载、风荷载以及温度作用参与的荷载组合一般为控制组合。

(3) 整体结构自振特性以水平振动为主,前几阶振型主要以屋盖钢结构水平及竖向振动为主,设计中应重视竖向地震作用。大跨屋盖钢结构设计中,应充分考虑下部结构的影响,两者之间采用合理的连接模型,将单体模型和整体模型进行包络设计,使设计更加合理。

(4) 对前区含大跨单层网壳钢结构,分别按照考虑几何非线性、几何非线性与材料非线性两种假定进行全过程分析,整体稳定满足规范要求。

(5) 针对复杂钢结构节点,采用ANSYS进行了节点有限元详细分析。结果表明鼓形节点以及树杈柱连接节点承载力满足要求。

参 考 文 献

- [1] 建筑结构荷载规范: GB 50007—2012 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2012.
- [2] 空间网格结构技术规程: JGJ 7—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2010.
- [3] 王洪臣,张涛,褚玲,等. 延安大剧院结构设计 [J]. 建筑结构,2020,50(11): 27-32.
- [4] 朱鸣,戴夫聪,张玉峰,等. 哈尔滨大剧院结构设计研究 [J]. 建筑结构,2013,43(17): 39-47.

(上接第33页)

参 考 文 献

- [1] 陈学伟,黄昌皖,黄汉华. 东港区C04地块项目超限高层建筑抗震设计可行性论证报告 [R]. 大连: WSP 香港科进顾问有限公司,2011.
- [2] 建筑结构荷载规范: GB 50009—2001 [S]. 2008年版. 北京: 中国建筑工业出版社,2008.
- [3] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2001 [S]. 2008年版. 北京: 中国建筑工业出版社,2008.
- [4] 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2002.
- [5] 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点: 建质(2006)220号 [A]. 北京: 中华人民共和国建设部,2006.
- [6] 江见鲸,陆新征,叶列平. 混凝土结构有限元分析 [M]. 北京: 清华大学出版社,2005.
- [7] GRAHAM H, POWELL A. State of the art educational event performance based design using nonlinear analysis [R]. Berkeley: Computers and Structures Inc., 2007.
- [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] 陈学伟,韩小雷. 剪力墙非线性宏观单元的研究与单元开发 [J]. 工程力学,2011,28(5): 111-116,123.
- [10] 陈学伟,韩小雷,孙思为. 三种非线性梁柱单元的研究及单元开发 [J]. 工程力学,2011,28(S1): 5-11.