

文章编号:1673-2049(2013)01-0116-06

世茂深坑酒店钢结构设计

哈敏强, 陆道渊, 陆益鸣, 任 涛, 季 俊, 黄 良

(华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200002)

摘要:系统介绍了世茂深坑酒店的钢结构设计,着重阐述了该结构的关键节点设计,对酒店钢结构框架进行了施工过程分析。结果表明:结构上端有很强的约束,刚度较大,宜选取延性较好的钢框架-支撑结构;楼板刚度对结构构件受力有显著影响,构件设计时须取不同楼板刚度计算模型下的包络结果;采用带肋钢铺板组合楼板可有效解决混凝土板受拉问题。

关键词:钢结构设计;钢桁架;节点;楼板刚度;带肋钢铺板

中图分类号:TU318

文献标志码:A

Steel Structural Design of Shimao Chasm Hotel

HA Min-qiang, LU Dao-yuan, LU Yi-ming, REN Tao, JI Jun, HUANG Liang

(East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200002, China)

Abstract: The steel structural design of Shimao Chasm Hotel was introduced systemically, and the structural key joint's design was emphasized. Meanwhile, the construction process analysis of steel structural frame for Shimao Chasm Hotel was carried out. The results show that the upper structure has a strong constraint and large stiffness, the steel frame-support structure with the better ductility should be chosen. The slab stiffness has a significant influence on the force of main structural members, so the envelope results of different slab stiffness should be considered in the members' design. The composite slab with ribbed steel decking can effectively solve the tension problems of the concrete slab.

Key words: steel structural design; steel truss; joint; slab stiffness; ribbed steel decking

0 引 言

世茂深坑酒店主体建筑位于地质深坑内,依崖壁建造。建筑分为地上部分、地下至水面部分以及水下部分。其中地上建筑 2 层(局部带 1 层地下室),高度约 10 m;地下至水面建筑共 14 层,高度约 53.6 m;坑内水下部分建筑 2 层。工程于 2008 年开始设计,目前处于基础施工阶段。

坑内地基为碎石层及弱风化基岩。坑顶 2 层裙房(局部带 1 层地下室)以首层楼板作为嵌固端;坑内主体建筑通过分块箱形基础和堆石混凝土基础坐落在坑底弱风化基岩上,同时在坑顶通过跨越钢桁

架支撑在坑口岩石基础上,提供竖向和水平约束。因此结构在水平地震作用下的变形形态不是普通的悬臂结构特征,而是较为特殊的底部固接顶部简支的特征。世茂深坑酒店主体结构采用带支撑钢管混凝土框架结构体系,本文中笔者重点介绍了其钢结构设计特点。

1 结构布置与结构类型比选

1.1 结构布置

地下至水面的建筑依崖壁建造,坑内各楼层建筑平面中部为竖向交通单元,两侧均为圆弧形曲线客房单元。坑内建筑平面狭长且呈现“L 型”,抗震

计算时位移比等参数较难控制,因此设计中将竖向交通单元和左侧圆弧形曲线客房单元连成整体,与另一个圆弧形曲线客房单元通过设置抗震缝分开,将坑内建筑分成 2 个平面相对规则的结构单元。两侧圆弧形曲线客房单元沿径向的竖向剖面也呈现不同的曲线形态,主体结构下部坐落于坑底基岩上,上部与坑顶基岩及部分裙房相连。地下至水面的建筑形成了多塔的结构形式,地面以上连成一体。图 1 为建筑效果图,图 2 为设缝后的 1,2 号塔的典型楼层平面,图 3 为 1,2 号塔典型剖面。



图 1 建筑效果图
Fig. 1 Architectural Perspective

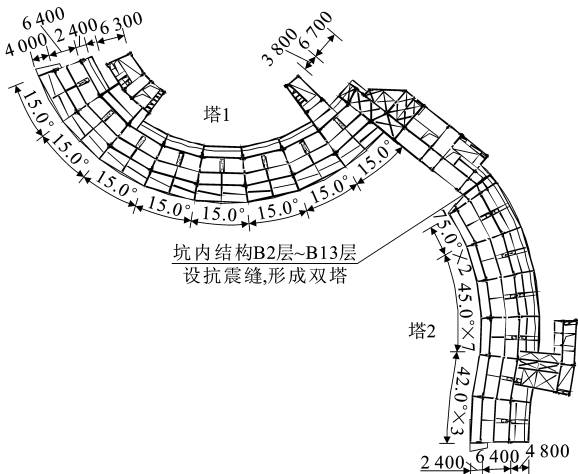


图 2 1,2 号塔典型楼层平面(单位:mm)
Fig. 2 Floor Plane of Towers 1,2 (Unit:mm)

1.2 结构类型比选

关于结构类型是采用钢结构还是混凝土结构,经过比选最终选择了钢结构,表 1 为钢结构和混凝土结构 2 种体系的优缺点对比。

2 结构分析

安全评价报告提出,该工程时程分析应采用多点输入方法,坑底和坑顶部位分别采用存在幅值差但无相位差的地震时程波。对于有幅值差的多点输入地震分析问题,抗震分析在小震、中震下采用“反

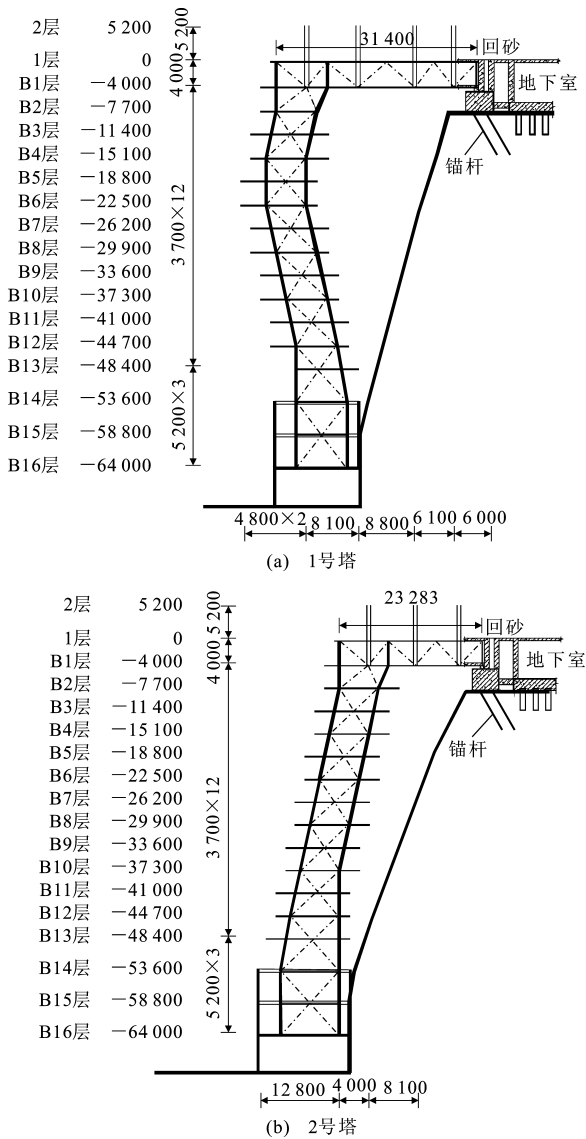


图 3 1,2 号塔典型剖面(单位:mm)

Fig. 3 Typical Profiles of Towers 1,2 (Unit:mm)

应谱+支座位移”作为抗震分析工况,在大震下进行多点位移输入的弹塑性时程分析。反应谱分析采用 ETABS, MIDAS 软件,采用考虑扭转耦联影响的振型分解反应谱法并考虑偶然偏心、荷载-位移($P-\Delta$)效应,结构阻尼比为 0.035。抗震设防烈度为 7 度,抗震设防类别为丙类,场地类别为 II 类,设计地震分组为第 1 组,水平地震影响系数 α_{max} 等参数由地震安全评价确定。地震荷载作用下,结构层间位移均远小于规范要求。

基本风压 $w_0=0.55\text{ kPa}$ (取用 50 年一遇),风荷载体型系数和风压高度变化系数由“数值风洞报告”给出。结构位于坑内,结构顶部与底部均和岩石基础相连,温度变化会在结构内产生附加应力,因此温度应力成为设计中应该考虑的问题。

表 1 钢结构体系和混凝土结构体系的比较

Tab. 1 Comparisons of Steel Structure System and Concrete Structure System

性能指标		结构体系	
		钢结构	混凝土结构
对建筑功能影响		小	大
受力性能		优:具有较好的延性和抗震性能	劣:结构变刚;结构体系延性较差;在自重作用下剪力墙出现拉力
对边坡的要求	对边坡作用力	小:结构自重较小,对支座作用力小	大:结构自重较大,对坑口及坑底支座处作用力大
	对支座变位限制	低	高:结构自身刚度较大,对坑顶支座变位限制较高
施工工艺及工期	模板要求	无	高:剪力墙形态弯曲,施工模板不易制作
	支撑脚手架	低	高:施工过程中需要脚手架满堂支撑,并且对刚度、强度要求较高
	施工工期	短	长
施工造价	结构自身费用	高	低
	施工措施费	低	高

鉴于该工程结构较为复杂、特殊,进行了性能化抗震设计,对关键部位提出了较高的性能目标:坑顶支座“大震不屈服”;坑顶转换桁架、多塔结构连接部分钢梁、坑内结构主构件(柱、支撑、主梁)“中震弹性”;多塔结构连接部分楼板“抗剪中震弹性”。具体分析参见文献[1],[2]。

3 主体钢结构构件与节点设计

主体结构采用带支撑钢管混凝土框架结构体系,其中带支撑框架中的框架柱采用了受力性能和经济性较好的钢管混凝土柱^[3-9]。这种结构体系提供了多种传力途径,形成了由钢支撑、钢管混凝土柱-钢梁框架等组成的多道抗震防线。

坑内结构竖向构件倾斜,存在一定的 $P-\Delta$ 效应,结构顶部和底部均受到约束,受力特点较为特殊,坑内结构主构件“中震弹性”。坑内框架梁不仅承受弯矩,而且承受较大的轴力,需要按压弯构件进行设计。

结构主要的钢管混凝土柱截面尺寸为 $\Phi 500\sim\Phi 600$ mm,钢板厚度为 25~30 mm,钢管混凝土柱、

钢框架梁钢材材质分别采用 Q345B 及 Q345C,管内填充混凝土强度等级为 C50~C80。按照文献[10]中附录 F 圆形钢管混凝土构件设计方法,编制 Excel 计算表格。圆钢管混凝土柱在地下室部分外包混凝土,采用钢管混凝土叠合柱(图 4)的形式,这样既解决了钢结构防腐及防水问题,又方便与混凝土梁的连接。图 4 中, L 为栓钉长度。框架梁和钢支撑均采用焊接 H 型钢,钢支撑和钢管混凝土柱在坑底混凝土部分的节点采用构造钢梁连接段和内锚板以传递水平分力(图 5)。构造钢梁两端均连接钢管混凝土柱,其腹板和翼缘设置栓钉;在钢管混凝土柱内部的锚板和钢支撑腹板对齐。

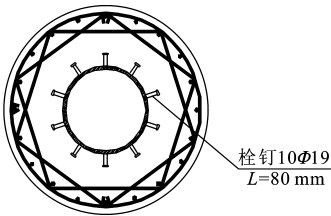


图 4 水下部分的钢管混凝土叠合柱

Fig. 4 Steel Tube-reinforced Concrete Column Underwater

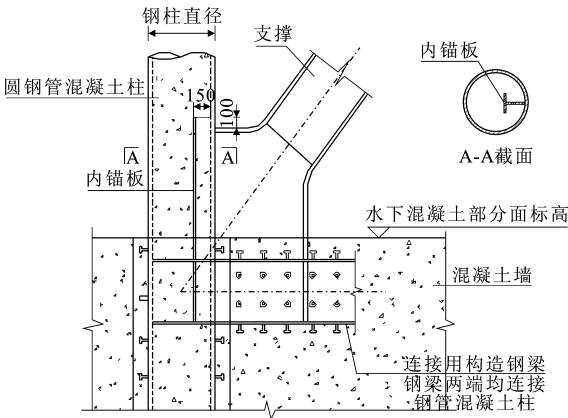


图 5 钢支撑与地下剪力墙连接节点(单位:mm)

Fig. 5 Connection Joint of Brace and Underground Shear Wall (Unit:mm)

为加强坑顶在两侧圆弧形曲线客房单元和中部的竖向交通单元连接处楼板的环向刚度,保证结构的整体性能,加大楼板配筋并设置水平钢桁架(图 6),局部力较大的楼板采用带肋钢铺板组合楼板。

4 坑顶跨越桁架设计

4.1 桁架主结构

在坑顶采用钢桁架作为跨越结构支撑上部 2 层裙房的部分结构,部分钢桁架为转换构件。设计中

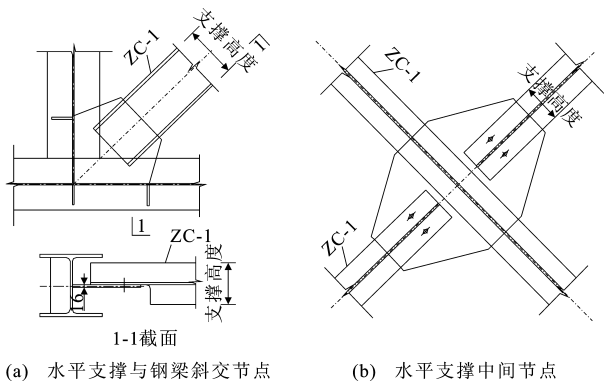


图 6 水平支撑节点

Fig. 6 Joints of Horizontal Braces

转换桁架结构杆件保持“中震弹性”设计,其上弦所在楼层处相应的楼板加厚到 180 mm,并且双层双向配筋。桁架构件设计时须取不同楼板刚度模型的计算结果包络值,严格控制框支钢管混凝土柱的承载力。

坑顶跨越钢桁架一端和坑内的酒店主体结构相连,另一端在下弦(B1 层)采用铰接支座支撑在坑口的基础梁上,并且在下弦(B1 层)设置 180 mm 厚钢筋混凝土现浇组合楼板和坑口的基础梁连成整体,基础梁和坑顶外围地下室底板连成整体,为酒店主体结构提供水平方向约束。

B1 层部分桁架腹杆影响建筑走道宽度,为满足建筑功能,局部位置的桁架设计为再分式腹杆体系桁架(图 7)。

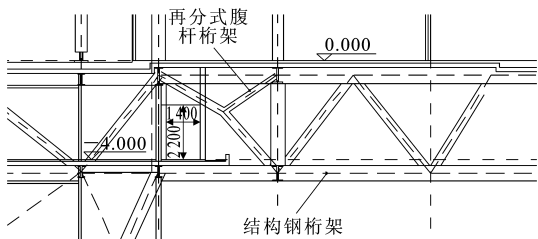


图 7 再分式腹杆体系桁架(单位:mm)

Fig. 7 Truss of Subdivided Web System (Unit:mm)

4.2 桁架钢支座

结构在坑顶部位受到很强的约束,坑顶支座安全性对整个结构在地震作用下的性能产生很大的影响,因此需要对坑顶支座特别加强安全储备,对支座按“大震不屈服”设计。支座内力除需考虑恒载、活载等常规组合外,还应考虑大震作用(含大震支座位移)进行设计。钢支座选用了可同时承受较大竖向荷载和水平荷载的固定钢铰支座(图 8)。

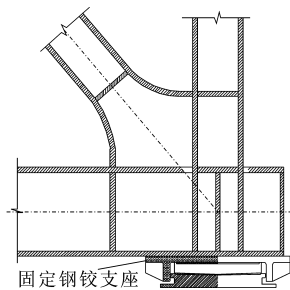


图 8 桁架端部固定钢铰支座

Fig. 8 Fixed Steel Hinge Support of Truss in the End

5 楼板设计

5.1 楼板刚度对结构主构件受力的影响分析

分析中将结构中的楼板设计为弹性楼板,建立楼板面内刚度为实际刚度和楼板刚度取 5%实际刚度的 2 个计算模型,对跨越桁架中典型构件在恒载+活载设计值下的内力进行比较(表 2)。5%实际楼板刚度下,桁架弦杆内力较大,实际楼板刚度下,桁架腹杆内力较大。相应地,构件设计时须取不同楼板刚度模型计算结果的包络值。

表 2 不同楼板刚度模型下的桁架杆件内力比较

Tab. 2 Comparisons of Internal Forces of Truss

Members Under Different Slab Stiffness kN			
楼板面内刚度	桁架某上弦 杆件轴力	桁架某下弦 杆件轴力	桁架某下腹杆 杆件轴力
实际刚度	2 010	1 758	3 550
5%实际刚度	5 569	6 420	2 242

5.2 楼板构造

钢框架普通楼层区域采用 140 mm 厚组合楼板。鉴于结构平面较为狭长,为了提高结构的整体性能及楼板平面内的刚度,组合楼板应能满足楼板双向受力和配筋的要求。这点和通常钢结构体系中楼板为单向受力的组合楼板有较大差异,因此,楼板选用可双向受力的钢桁架楼板。

结构在地下 2 层及以下部分被抗震缝分割为 2 个单体,嵌固层设在 B1 层和 B14 层。分析模型中将嵌固层连接部分的楼板设为弹性板,采用膜单元模拟,计算板厚度 180 mm,取带有中震的效应组合进行楼板设计。楼板设计时考虑此处的受剪承载力,并另加抗剪钢筋以满足中震作用下的抗剪要求。

连接楼层即 B14 层、B1 层和首层均采用加强构造措施,楼板采用厚度 180 mm 的钢桁架楼板,双层双向钢筋网,保证配筋率大于 0.4%。坑顶 2 层及屋面局部楼板开洞较大,对周边楼板及洞边构件进行适当加强。

5.3 带肋钢铺板组合楼板

如图 9,10 所示,在竖向荷载作用下,楼板拉应力较大的位置主要分布在首层楼面各榀桁架斜向汇交的位置,主拉应力达到 5 MPa,远远超过混凝土自身的抗拉强度^[11]。

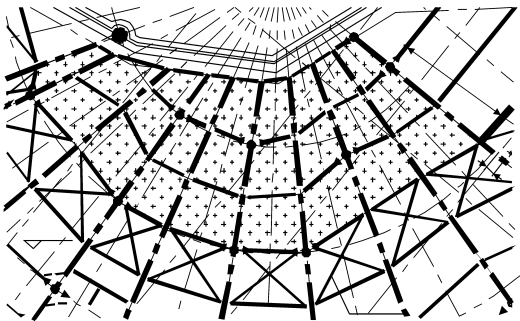


图 9 首层楼层平面各榀桁架汇交处
Fig. 9 Converging Location of Truss on the First Floor Plane

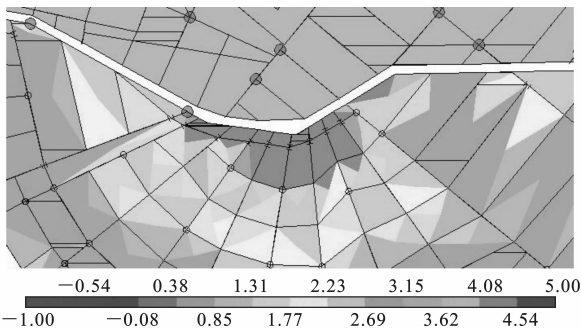


图 10 首层楼板局部主拉应力分布(单位:MPa)
Fig. 10 Principal Tensile Stress Distributions of Slab of the First Floor (Unit:MPa)

将带肋钢铺板组合楼板应用于首层各榀桁架汇交处楼板的设计(图 9 中阴影处即采用带肋钢铺板组合楼板)。带肋钢铺板组合楼板可承担施工阶段混凝土自重荷载,起到压型钢板的作

6 施工过程分析

施工过程分析应考虑以下荷载工况:①钢框架和组合楼板自重;②施工活载 1.0 kPa。根据上述条件确定结构在不同状态下所需考虑的荷载,并计算结构在标准组合下的变形和应力比。

通过对钢结构框架施工整体分析可知,在施工过程无侧向支撑的情况下,结构节点最大位移幅值达到 66 mm,将对上部结构安装带来很大的困难,

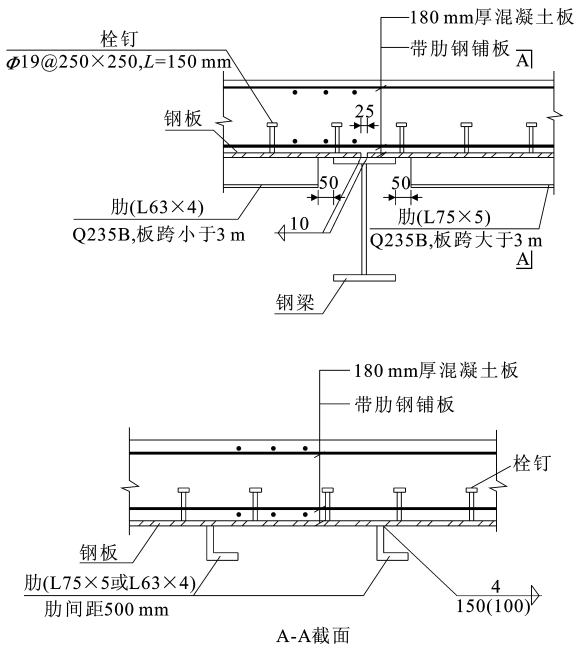


图 11 带肋钢铺板组合楼板

Fig. 11 Composite Slabs with Ribbed Steel Decking

故必须在安装过程中对结构进行合理加固,控制结构变形,确保安装顺利进行。考虑到该工程施工现场的情况,通过加设钢管对结构和坑壁岩石进行连接,分段对整个结构进行变形控制。通过结构分析计算,结构位移最大幅值不超过 20 mm(图 12),超过 90%的节点位移均在 10 mm 之内,满足上部结构安装要求,应力比都在安全允许范围内,因此采用钢管分段支撑是可行的。

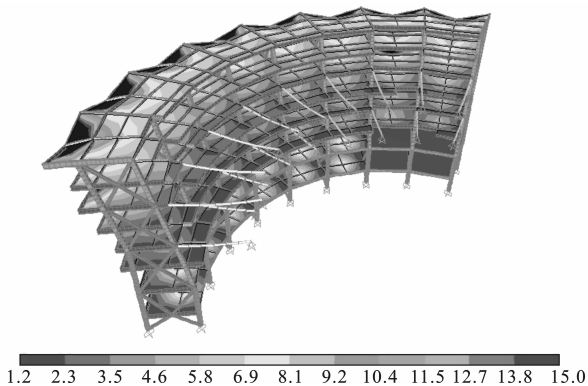


图 12 设置水平支撑后的结构变形云图(单位:mm)

Fig. 12 Structural Deformation Nephogram After Horizontal Struts Setted Up (Unit:mm)

7 结 语

(1)该工程主体建筑依崖壁建造,结构特征是底部固接、顶部简支,力学特性极为特殊,使得主体结构

(2)结构上端有很强的约束,刚度较大,因此结构体系选取了延性较好的钢框架-支撑结构,钢管混凝土的采用减小了柱截面。

(3)坑顶跨越桁架为整体结构提供了强大的水平支撑作用,必须重点加强。

(4)楼板刚度对构件受力有显著影响,设计时须取不同楼板刚度模型的计算结果包络值。

(5)采用带肋钢铺板组合楼板可有效解决混凝土板受拉的问题。

参考文献:

References:

- [1] 汪大绥,陆道渊,陆益鸣,等.世茂深坑酒店总体结构设计[J].建筑结构,2011,41(12):76-82.
WANG Da-sui, LU Dao-yuan, LU Yi-ming, et al. Overall Structural Design of Shimao Chasm Hotel [J]. Building Structure, 2011, 41(12): 76-82.
- [2] 哈敏强,陆益鸣,陆道渊,等.世茂深坑酒店结构弹塑性时程分析[J].建筑结构,2011,41(12):83-86,100.
HA Min-qiang, LU Yi-ming, LU Dao-yuan, et al. Elastic-plastic Time-history Analysis on the Structure of Shimao Chasm Hotel[J]. Building Structure, 2011, 41(12): 83-86, 100.
- [3] 钟善桐.钢管混凝土结构[M].北京:清华大学出版社,2003.
ZHONG Shan-tong. Concrete-filled Steel Tubular Structures[M]. Beijing: Tsinghua Publishing House, 2003.
- [4] 杨富社,徐春龙,王晋国.基于地震响应时程的多层轻钢结构特性[J].长安大学学报:自然科学版,2012,32(4):55-60,87.
YANG Fu-she, XU Chun-long, WANG Jin-guo. Structural Property of Multi-layer Lightweight Steel Based on Seismic Response Time History[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2012, 32(4): 55-60, 87.
- [5] 余志武,丁发兴.圆钢管混凝土偏压柱的力学性能[J].中国公路学报,2008,21(1):40-46.
YU Zhi-wu, DING Fa-xing. Mechanical Behavior of

Concrete Filled Circular Steel Tubular Columns Under Eccentric Compression[J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, 21(1): 40-46.

- [6] 丁发兴,余志武,蒋丽忠.圆钢管混凝土轴压中长柱的承载力[J].中国公路学报,2007,20(4):65-70.
DING Fa-xing, YU Zhi-wu, JIANG Li-zhong. Bearing Capacity of Middle Long Concrete-filled Circular Steel Tubular Columns Under Axial Compression[J]. China Journal of Highway and Transport, 2007, 20(4): 65-70.
- [7] 陈彦江,李勇,闫维明,等.大尺寸钢管混凝土柱承载力试验[J].中国公路学报,2011,24(4):33-38.
CHEN Yan-jiang, LI Yong, YAN Wei-ming, et al. Bearing Capacity Test of Large Size Concrete Filled Steel Tubular Column[J]. China Journal of Highway and Transport, 2011, 24(4): 33-38.
- [8] 刘永健,刘君平,郭永平,等.钢管混凝土界面粘结滑移性能[J].长安大学学报:自然科学版,2007,27(2):53-57.
LIU Yong-jian, LIU Jun-ping, GUO Yong-ping, et al. Bond-slip Mechanics Behaviors of Structures Concrete Filled Steel Tubes[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2007, 27(2): 53-57.
- [9] 张志权,赵均海,张玉芬,等.复合钢管混凝土柱轴压承载力的计算[J].长安大学学报:自然科学版,2010,30(1):67-70.
ZHANG Zhi-quan, ZHAO Jun-hai, ZHANG Yu-fen, et al. Axial Bearing Capacity of Composite Concrete-filled Steel Tubular Columns[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2010, 30(1): 67-70.
- [10] JGJ 3—2010,高层建筑混凝土结构技术规程[S].
JGJ 3—2010, Technical Specification for Concrete Structures of Tall Building[S].
- [11] 余志伟.世博文化中心主体结构设计与分析[J].建筑结构学报,2010,31(5):95-102.
YU Zhi-wei. Design and Analysis of Main Strucutre of the World Expo Cultural Center[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(5): 95-102.

