

李锦铭, 田小霞, 杨剑维, 等. 高烈度区复杂环境下观光塔结构设计[J]. 华南地震, 2026, 46(4): 71-80. [LI Jinming, TIAN Xiaoxia, YANG Jianwei, et al. Structural Design of Sightseeing Towers in Complex Environment of High Intensity Areas [J]. South China journal of seismology, 2026, 46(4): 71-80]

高烈度区复杂环境下观光塔结构设计

李锦铭¹, 田小霞¹, 杨剑维¹, 黄俊¹, 韩博²

(1. 广东省城乡规划设计研究院科技集团有限公司, 广州 510641; 2. 西北民族大学, 兰州 730030)

摘要: 新疆图木舒克市观光塔高耸结构项目, 位于高烈度、严重液化、盐碱地等复杂地区, 需对地基液化处理并进行防腐设计。针对高耸结构自身头重脚轻、刚度小等特点, 提出并分析了观光塔的两种结构方案。方案一的主体结构由钢管柱、环形桁架和钢梁组成; 方案二的主体结构采用钢筋混凝土斜支撑、核心筒组成。文中详细介绍了两种结构设计方案的设计思路和计算结果。基于 Park-Ang 损伤模型, 对方案二进行了罕遇地震下弹塑性时程分析和关键竖向构件的易损性分析。最后, 对两种方案的利弊进行了对比分析, 确定了方案二性价比更高。

关键词: 高耸结构; 高烈度区; 液化地区; 弹塑性分析; 损伤指数; 盐碱地

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 1001-8662(2026) 04-0071-10

DOI: 10.13512/j.hndz.2026.09

Structural Design of Sightseeing Towers in Complex Environment of High Intensity Area

LI Jinming¹, TIAN Xiaoxia¹, YANG Jianwei¹, HUANG Jun¹, HAN Bo²

(1. Guangdong Urban-Rural Planning and Design Research Institute Technology Group Co., Ltd., Guangzhou 510315, China; 2. Northwest Minzu University, Lanzhou 730030, China)

Abstract: The sightseeing tower, a high-rise structure in Tumushuke City, Xinjiang, is located in a complex area with high seismic intensity, severe liquefaction, and saline-alkali soil. It is necessary to conduct foundation liquefaction treatment and anti-corrosion design. Considering the characteristics of the high-rise structure, such as top-heavy configuration and low lateral stiffness, two structural schemes for the sightseeing tower are proposed and analyzed. The main structure of scheme I consists of steel pipe columns, circular trusses, and steel beams; the main structure of scheme II is composed of reinforced concrete diagonal braces and core tubes. The design ideas and calculation results of the two structural design schemes are introduced in detail. Based on the Park-Ang damage model, the elastoplastic time-history analysis under rare earthquakes and the vulnerability analysis of key vertical components are conducted for Scheme II. Finally, a comparative analysis of the advantages and disadvantages of the two schemes is carried out, and it is determined that Scheme II has a higher cost-effectiveness ratio.

Keywords: High-rise structure; High intensity area; Liquefaction area; Elastoplastic analysis; Damage index; Saline-alkali soil

收稿日期: 2025-08-11

基金项目: 广东省城乡规划设计研究院科技集团有限公司专项科研基金项目(2024-KY3-018)

作者简介: 李锦铭(1991-), 男, 建筑结构设计工程师, 主要从事智能建造以及复杂钢结构设计等。

E-mail: leegeneral@foxmail.com

通信作者: 韩博(1994-), 男, 讲师, 主要从事减隔震研究。

E-mail: hanbo@xbmu.edu.cn

0 引言

新疆图木舒克市观光塔高耸结构项目,地处喀什地区地震热点加拉克古—伽师断裂带,位于塔克拉玛干沙漠边缘,处于叶尔羌河下游冲积平原永安湖边约100 m,该地区属于沙漠气候区,昼夜温差大,地基土、地下水具有中、强程度的腐蚀性,红砖、砂石中腐蚀破坏类的盐、碱含量较高,对混凝土以及其钢筋易产生腐蚀现象。

高耸结构普遍造型复杂,上大下小,高宽比大,呈现“头重脚轻”,受力特性与普通混凝土结构有着较大的区别^[1-6],设计验算标准有其特殊性,而高耸钢结构由于自重较轻,其动力特性又与高耸混凝土结构有较大差异^[7-9]。本文结合新疆图木舒克市观光塔结构项目,对两个方案钢筋混凝土框架核心筒结构和钢结构的受力进行分析设计。

1 工程概况

1.1 工程概况

新疆图木舒克市观光塔建筑为广东省援疆项目,以广州市花“木棉花”的9朵花瓣为抽象元素,相呼应图木舒克市自古为九台“南疆之花”,建筑整体呈现如盛开木棉花。建筑总高度约为49.7 m,1~8层每层层高均为5.2 m,9层和10层的层高分别为4.2 m和3.9 m。建筑面积约为1038 m²,内核心筒直径为10 m,外附着9根弧形骨架斜撑,地上10层,无地下室。本项目内部设置有两个电梯井、一部剪刀梯、观景平台和设备平台等。2层、8层和9层为观景平台,3层和10层为设备平台,8层及以上逐层悬挑增加,外挑长度分别为4.6 m、7.6 m和3.5 m,呈现盛开花瓣状,观光塔整体效果图见图1。

1.2 地质条件

本场地处于永安湖边,根据《第三师唐王城文化旅游景区建设项目岩土工程勘察报告》(以下简称地勘)揭示是第四纪冲洪积物形成,主要为素填土和细砂,属于中软土。第一层素填土,以人工回填细砂为主,层厚为1.0~1.2 m;第2层细砂,密实度由松散到中密,最大揭露厚度为35.00 m,详见图2。

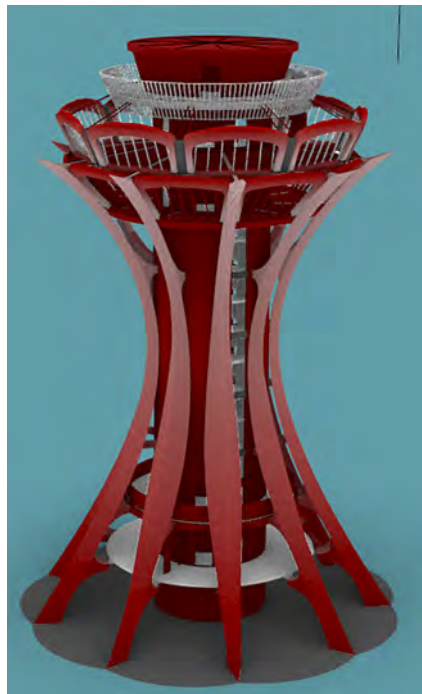


图1 图木舒克市观光塔效果图

Fig.1 Rendering of the sightseeing tower in Tumushuke City

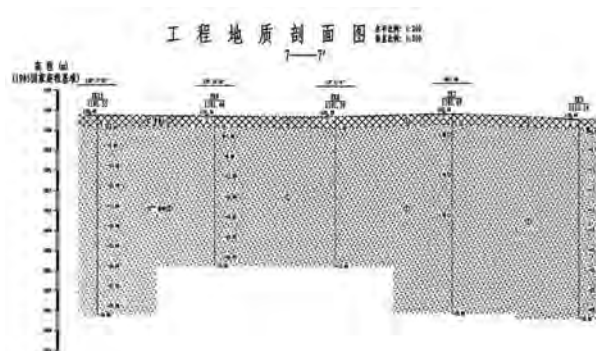


图2 地勘典型剖面图

Fig.2 Typical geological exploration profile

建筑场地类别为Ⅲ类,严重液化土层,场地冻胀等级为Ⅳ类,冻胀类别为强冻胀。本场地地下水埋深约0.1~1.2 m,对钢筋混凝土结构及其钢筋为中等腐蚀性。岩土层力学参数见表1。

2 结构分析与设计

2.1 主要荷载作用

本项目抗震设防烈度为7度,设计基本加速度为0.15 g,设计地震分组为第三组,场地类别为Ⅲ类,场地特征周期为0.65 s。其余荷载工况主要包括恒荷载、活荷载、风荷载、地震作用和温度作用,各项荷载的取见表2。

表1 岩土层力学参数

Table 1 Mechanical parameters of rock and soil layers

土层	承载力特征值/(kPa)	弹性模量/(MPa)	极限侧阻力 Qsk/(kPa)	端阻力 Qpk/(kPa)
素填土	80	3.5	10	/
细砂	80	7.8	45	1000

表2 各荷载工况

Table 2 Various load cases

荷载工况	荷载取值/(kN·m ⁻¹)	备注
恒荷载(D)	软件自动计算	其他按照实际取值
活荷载(L)	观光平台 3.5;设备平台 8.0	其他按照规范取值
风荷载(W)	基本风压 0.55	地面粗糙度为 A 类,50 年一遇
地震作用(E)	水平地震影响系数最大值为 0.12	/
温度荷载(T)	升温 25 ℃;降温 25 ℃	最低气温-17 ℃;最高气温 36 ℃
雪荷载(S)	雪荷载 0.45	50 年一遇

2.2 设计准则

工程结构的安全等级为二级，建筑类别为丙类，结构重要性系数为 1.0，综合考虑结构的安全性和经济性，方案一钢结构构件应力比控制原则为：所有构件的应力比不大于 0.85，主受力构件比不大于 0.80。方案二钢筋混凝土框架—核心筒结构，所有竖向构件应连续，框架柱轴压比不大于 0.90，核心筒轴压比不大于 0.60。

3 结构方案比选

结构设计方案有两种，方案一，采用钢管柱、钢梁及环形桁架的受力体系，核心筒由 9 根钢管柱组成，并通过环形桁架相连加强核心筒整体刚度，斜撑采用钢柱，造型后期通过铝板装饰造型完成；方案二塔身采用核心筒结构，8~9 层采用框架和斜撑组成整体结构的支撑体系，材料为钢筋混凝土。方案一和方案二的区别在于采用材料不同，建筑造型不同。

3.1 方案一:钢结构布置

观光塔建筑外形呈现花瓣状态，核心筒采用 9 根钢管柱管径 900 mm，壁厚为 30 mm，壁厚依次 25 mm，20 mm，15 mm。与钢柱相连的环形梁截面 600 mm×300 mm×20 mm×20 mm，核心筒内部的主梁截面为 400 mm×200 mm×10 mm×10 mm，钢构件均采用 Q345B 钢材。

为满足结构计算要求，结合建筑造型，塔身

在 4、5 和 6 层“瘦腰”处设置环形桁架加强层相连，环形桁架上、下弦杆截面为矩形截面 300 mm×300 mm×20 mm×20 mm，腹杆截面为 180 mm×180 mm×10 mm×10 mm，钢构件均采用 Q345B 钢材。

9 根弧形斜撑采用钢管柱 900 mm，壁厚为 30 mm，核心筒与斜撑之间用工字型截面 600 mm×400 mm×12 mm×20 mm 相连，外围环形梁均为工字型截面 600 mm×400 mm×12 mm×20 mm；钢材等级为 Q355C。

底部塔身二层结构平面布置图如图 3(a)所示，中部塔身五层结构平面布置图如图 4(a)所示，顶部塔身九层结构平面布置图如图 5(a)所示，环形桁架展开示意图如图 6 所示，钢结构整体模型如图 7 所示。

3.2 方案二:斜撑与核心筒结构布置

方案二采用钢筋混凝土框架—核心筒结构，核心筒采用 400 mm 厚钢筋混凝土，筒内的钢筋混凝土墙为 200 mm。核心筒与弧度轴网交接处，均设置截面 400 mm×600 mm 暗柱，并在 20.75~45.75 m 范围的暗柱内设截面 H200 mm×200 mm×10 mm×10 mm 钢骨。墙柱混凝土强度等级为 C40，第 5 层及以上的墙柱混凝土强度降为 C30。

在高耸结构中引入层概念，复核结构受力要求，每层设置 120 mm 厚楼板，实现楼层平面内刚度无限大。结合建筑 9 朵花瓣造型，提炼为承受竖向荷载的核心斜撑，斜撑内置钢骨 H300 mm×200 mm×10 mm×10 mm，与核心筒暗柱的内钢骨焊接连接，建筑造型通过混凝土外包解决。

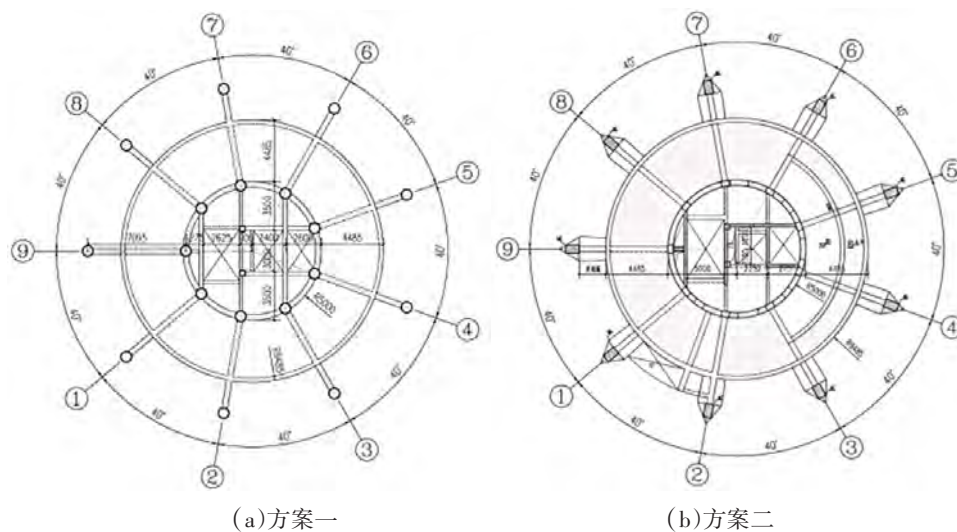


图3 底部塔身二层结构平面布置图

Fig.3 Layout plan of the second story structure of the bottom tower body

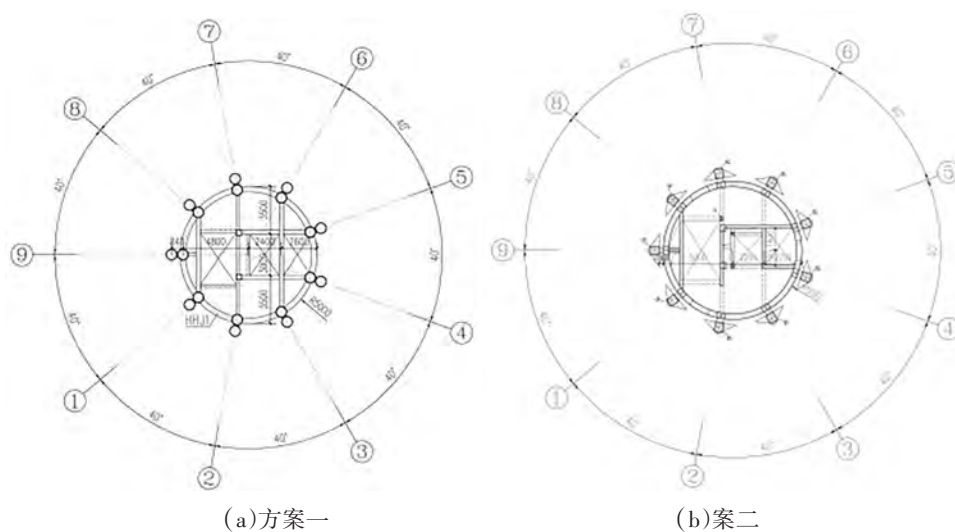


图4 中部塔身五层结构平面布置图

Fig.4 Layout plan of the five-story structure of the central tower body

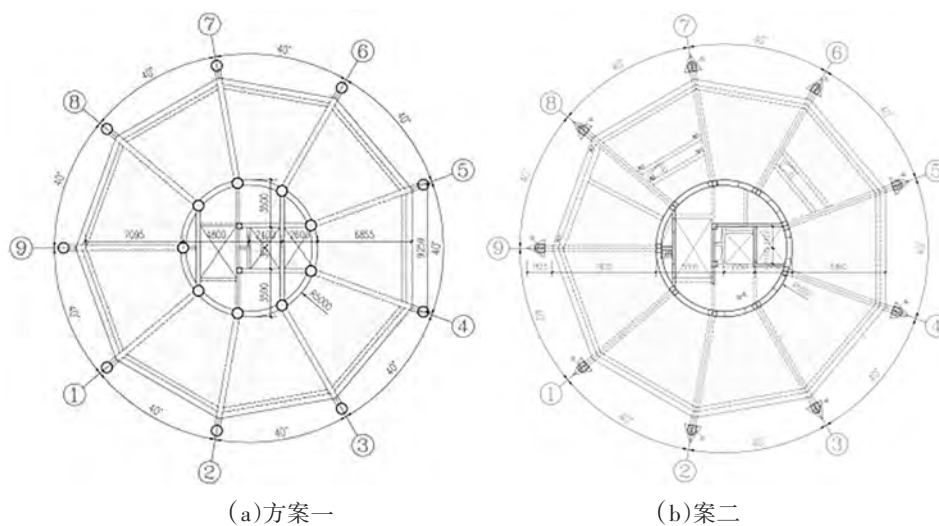


图5 顶部塔身九层结构平面布置图

Fig.5 Layout plan of the nine-storey structure of the top tower body

底部设备层、平台层框架梁为400 mm×600 mm，外圈封边梁为300 mm×600 mm。顶部8~10层观光平台、设备层，核心筒与斜撑通过变截面钢筋混凝土梁刚性相连，变截面梁截面为1000/600 mm×400 mm(内含钢骨H600/400×200×10×10)，梁板混凝土的等级为C30。内钢骨钢材等级均为Q355C。

斜撑在每层处与核心筒用内含钢骨的钢筋混凝土梁相连，形成稳定的三角形受力结构体系，解决了外挑长度4.6 m、7.6 m和3.5 m问题。顶部8~10层外挑，对楼板和核心筒墙体形成拉力，关键竖向构件斜撑产生二阶效应，应补充结构在罕遇地震下弹塑性损伤分析。

底部塔身二层结构平面布置图如图3(b)所示，中部塔身标准层结构平面布置图如图4(b)所示，顶部塔身九层结构平面布置图如图5(b)所示。其中一根斜撑杆件展开示意图如图8所示。

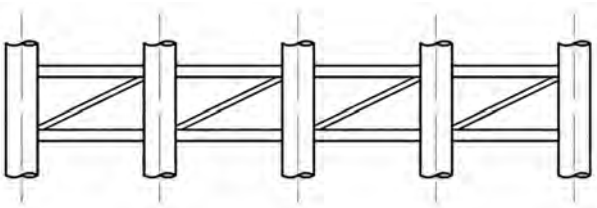


图6 环形桁架 HHJ1 展开示意图
Fig.6 Deployment diagram of the circular truss HHJ1

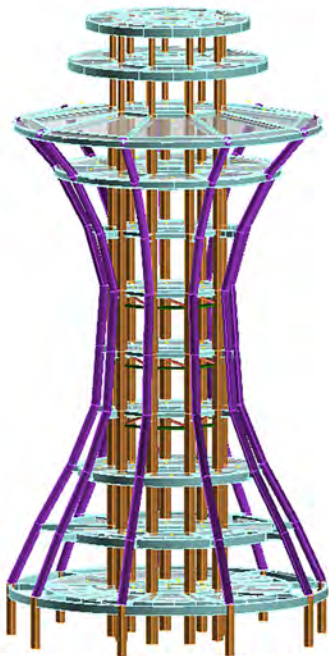


图7 钢结构整体模型图
Fig.7 Overall model diagram of steel structure

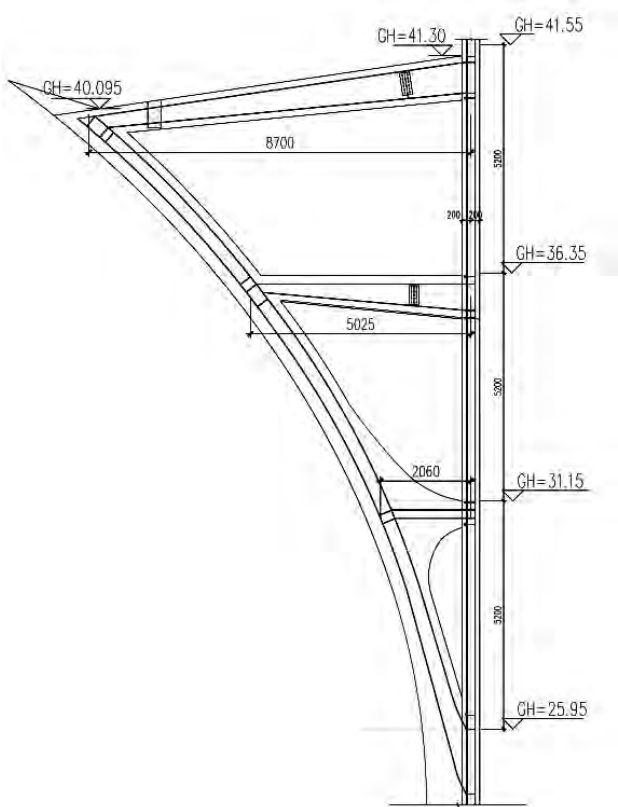


图8 斜撑杆件展开示意图
Fig.8 Deployment diagram of diagonal bracing rods

3.3 整体计算结果

本工程主要采用PKPM-SATWE 结构软件进行建模分析设计，复杂空间结构设计软件PMSAP 复核整体指标及配筋结果，以SAUSG 软件进行罕遇地震下弹塑性辅助验算。

3.3.1 周期

A 级高度的观光塔，方案一和方案二结构小震下主要振型周期详表3，方案一第1 周期是以X 向平动的主振型周期，第2 周期是以Y 向平动的主振型周期，方案二第1 周期是以Y 向平动的主振型周期，第2 周期是以X 向平动的主振型周期。两方案的第3 周期开始扭转因子均大于0.5，两方案的周期比 T3/T1 分别为 0.89 和 0.60，符合《高规》3.4.5 条。

3.3.2 水平荷载作用下位移

采用PKPM 结构软件对两个结构方案分别在小震和50 年一遇风荷载作用下的变形进行验算，得到了弹性层间位移角的计算结果，详见表4。

表3 主体建筑结构的主要振型周期

Table 3 The main vibration periods of the main building structure

方案	T1/s	T2/s	T3/s	T4/s	T5/s
方案一	1.436(X向平动)	1.366(Y向平动)	1.276(扭转)	0.543(扭转)	0.436(扭转)
方案二	0.707(Y向平动)	0.695(X向平动)	0.424(扭转)	0.214(扭转)	0.210(扭转)

表4 水平荷载作用下的弹性层间位移角

Table 4 Elastic inter-story drift ratio under horizontal load

方案	小震 X向[θ_e]	小震 Y向[θ_e]	50年一遇风荷载作用[θ_e]
方案一	1/564	1/609	1/924
方案二	1/820	1/803	1/4178

备注:[θ_e]表示为弹性层间位移角。

方案一小震作用下 X向结构水平位移详图 9(a)，Y向结构水平位移详图 9(b)：小震作用下最大水平位移分别为 X向 44.5 mm，Y向 41.6 mm，弹性层间位移角分别为 X向 1/564，Y向 1/609；风荷载作用下弹性层间位移角 1/924。

方案二小震作用下 X向结构水平位移详图 10(a)，Y向结构水平位移详图 10(b)：小震作用下最大水平位移分别为 X向 23.0 mm，Y向 23.8 mm，

弹性层间位移角分别为 X向 1/820，Y向 1/803；风荷载作用下弹性层间位移角 1/4178。

根据计算结果，方案一的结构布置满足《抗规》对多高层钢结构规定的 1/250 弹性层间位移角的限值要求。方案二的结构布置满足《高规》对高层框架—核心筒的 1/800 弹性层间位移角的限值要求。两者结构设计合理，结构方案可行。

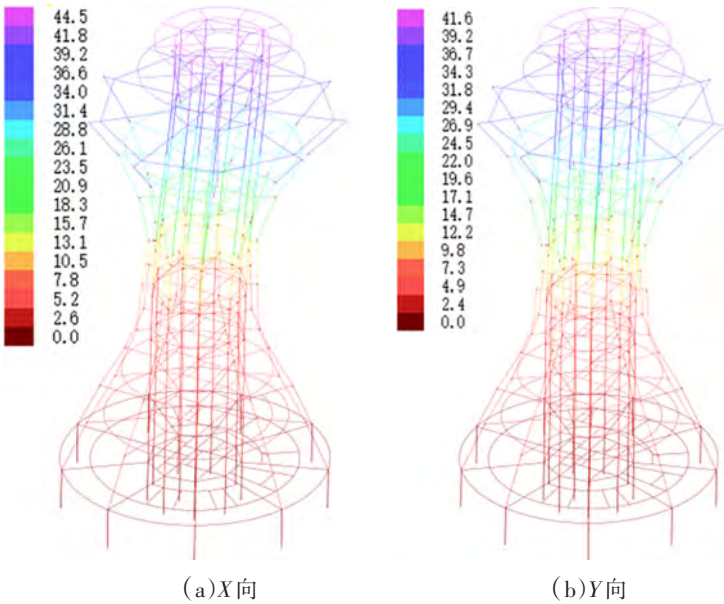


图9 方案一地震作用下结构水平位移(单位:mm)

Fig.9 Horizontal displacement of the structure under earthquake in scheme I (unit: mm)

3.3.3 罕遇地震下弹塑性时程分析验算

方案二钢筋混凝土框架核心筒结构，顶部 8~10 层外挑部分传力以及受力复杂，高烈度区下其动力特性响应可能存在不利工况，使用 SAUSG 软件进行罕遇地震下弹塑性时程分析。根据《高规》4.3.5 条要求，选取 5 条天然地震波和 2 条人工地震波

对结构进行罕遇地震下弹塑性时程分析。天然地震波选用 RH2TG065、RH3TG065、TH032TG065、TH086TG065 和 TH090TG065，分别记为 GM-01~GM-05，人工地震波记为 GM-6 和 GM-7，峰值加速度取值为 310 cm/s²。罕遇地震波影响系数曲线 X 向、Y 向和 Z 向，详见图 11。

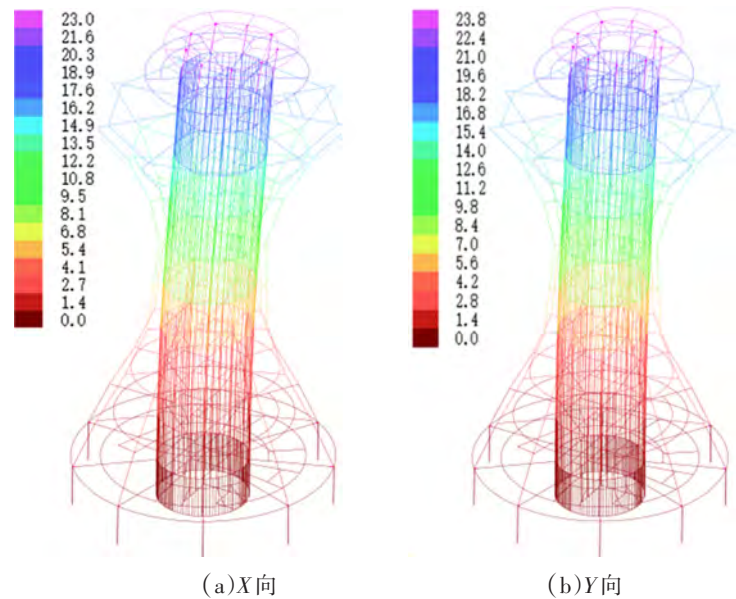


图 10 方案二地震作用下结构水平位移(单位:mm)

Fig.10 Horizontal displacement of the structure under eathquake in scheme II (unit: mm)

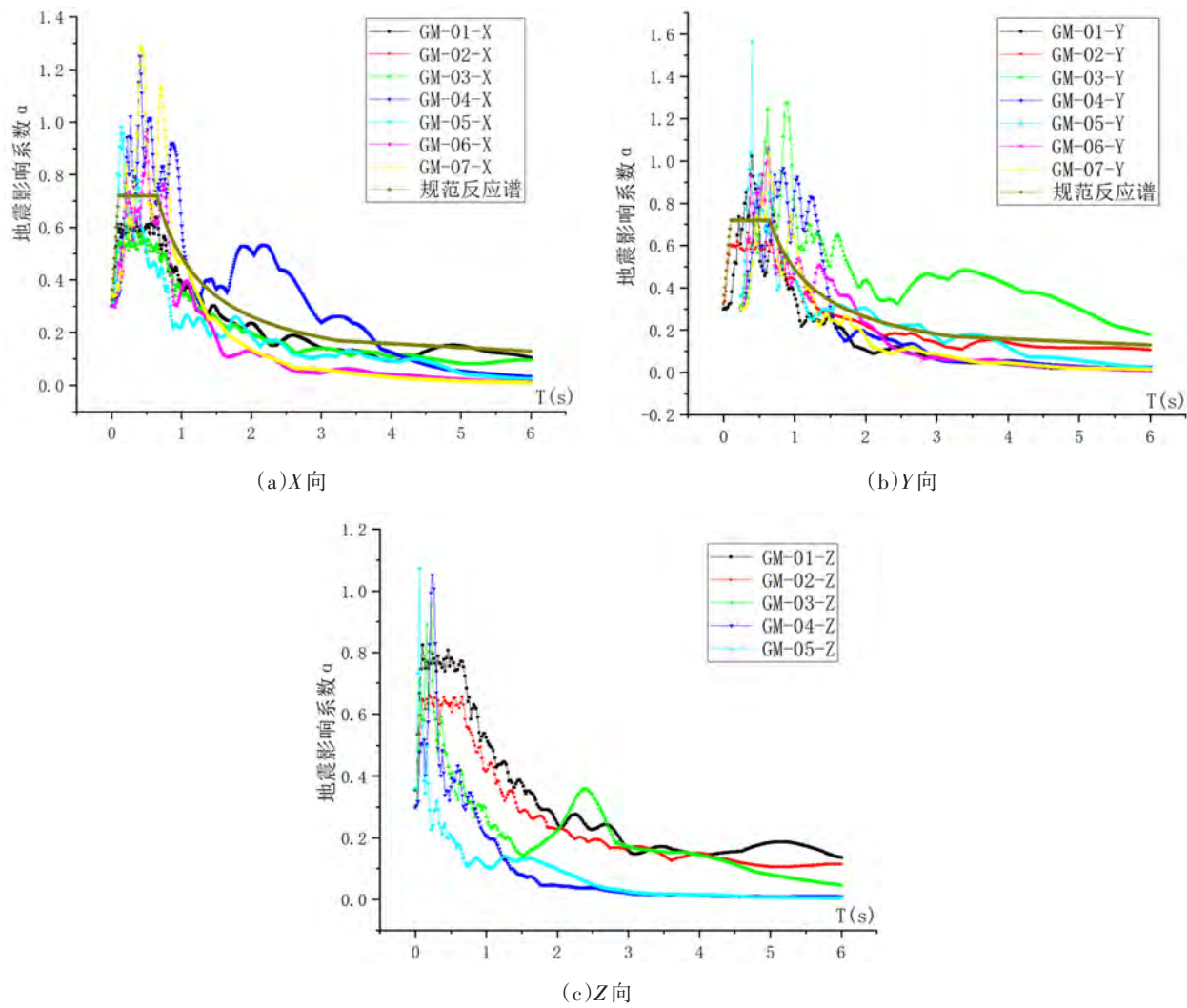


图 11 罕遇地震波影响系数曲线

Fig.11 Influence coefficient curves for rare earthquake waves

罕遇地震下最大层间弹塑性位移角的计算结果(表5),各工况下最大层间弹塑性位移角X向为1/335、1/343、1/207、1/346、1/472、1/351和1/353,最大层间弹塑性位移角Y向为1/387、1/441、1/329、1/268、1/600、1/467和1/355,满足规范1/100限值要求。分析可知,结构的薄弱环节在7~8层“细腰”处,设计阶段该处加强。各工况下X向塔顶位移为97.0、95.8、163.6、95.6、71.3、94.6和99.6 mm,Y向塔顶位移为87.7、72.6、111.7、124.9、53.7、79.5和95.9 mm,满足规范要求。

表5 各工况下最大层间弹塑性位移角和塔顶位移
Table 5 Maximum inter-story elastic-plastic inter-story drift ratio and tower top displacements under various working conditions

地震波	最大层间弹塑性位移角		塔顶位移/mm	
	X向	Y向	X向	Y向
GM-01	1/335(8层)	1/387(7层)	97.0	87.7
GM-02	1/343(8层)	1/441(8层)	95.8	72.6
GM-03	1/207(8层)	1/329(7层)	163.6	111.7
GM-04	1/346(7层)	1/268(8层)	95.6	124.9
GM-05	1/472(8层)	1/600(8层)	71.3	53.7
GM-06	1/351(8层)	1/467(8层)	94.6	79.5
GM-07	1/353(7层)	1/355(7层)	99.6	95.9

3.3.4 基于Park-Ang模型的斜撑构件罕遇地震损伤分析

为了更精确判断方案二的7~8层斜撑构件在罕遇地震下的灾害评估^[11-13],进一步选用Park-Ang损伤模型^[14],验算构件在罕遇地震下最大变形与累积滞回耗能的损伤,根据损伤指数判断关键竖向构件的损伤情况,确保三水准两阶段“大震不倒”。Park-Ang损伤模型:

$$D_i = \frac{X_{mi}}{X_{cui}} + \beta \frac{E_{hi}}{F_{yi} X_{cui}} \quad (1)$$

式(1)中: X_{cui} 是构件在单调加载下的破坏极限位移; F_{yi} 为构件的屈服剪力; X_{mi} 和 E_{hi} 是构件实际的地震最大变形和累积滞回耗能;根据Park-Ang建议^[15],损伤耗能因子 β 取0.05。

8层斜撑构件初步设计信息:核心截面600 mm×600 mm,混凝土强度等级为C30,纵向受力筋为24根直径25 mm,箍筋为四肢直径为10 mm,间距为100 mm,钢筋等级为HRB400。斜撑内钢骨为H300 mm×200 mm×1010 mm,钢材等级为Q355C。 E_{hi} 借助SAUSG软件求得各工况地震波下的累积应

变能。

各地震波工况下,8层斜撑的损伤指数 D_i 分别为0.30、0.29、0.49、0.27、0.21、0.29和0.28,平均损伤指数为0.30。刘伯权等^[16-17]研究表明,损伤指数0.3~0.6之间为中度损伤。研究表明,8层斜撑关键竖向构件在罕遇地震作用下损伤指数小,为中度损伤,具有良好延性,满足结构安全可靠要求。

表6 各工况下8层斜撑相关参数以及损伤指数
Table 6 Relevant parameters and damage index of 8-story diagonal bracing under various working conditions

地震波	$X_{mi}/$ mm	$X_{cui}/$ mm	β	$F_{yi}/$ kN	$E_{hi}/$ J	D_i
GM-01	15.5	52	0.05	1073	1683	0.30
GM-02	15.2	52	0.05	1067	1374	0.29
GM-03	25.1	52	0.05	1076	3789	0.49
GM-04	13.7	52	0.05	1073	2641	0.27
GM-05	11.0	52	0.05	1086	901	0.21
GM-06	14.8	52	0.05	1071	1683	0.29
GM-07	14.7	52	0.05	1064	1987	0.28

3.4 两个结构方案的对比分析

从周期、小震弹性变形、罕遇地震下弹塑性变形以及关键竖向构件损伤验算的计算结果可知,两种结构方案的各项指标均满足规范要求,方案可行。其中方案二钢筋混凝土框架核心筒方案整体刚度更大,也具有更好的延性和抗震性能。结合建筑效果和建筑造型,方案二的9根斜撑传力清晰,斜撑和核心筒形成稳定的三角形受力体系,解决了顶部8~10层大悬挑难题。同时实心的钢筋混凝土斜撑自身惯性矩大,具有更大的截面抵抗矩,更好抵抗高耸结构“头重”所带来的结构扭转效应,因此方案二结构体系布置合理。方案一钢结构整体受力清晰,其传力路径明确,布置美观,但未考虑9朵花瓣外置幕墙龙骨,用钢量大,后期尚需要二次深化塑形设计,加工难度大,三维找型施工难度大。从用钢量和混凝土量来估算,方案一未考虑9根斜撑造型龙骨,模型统计用钢量为985 t,混凝土用量为1445 t;方案二模型统计用钢量为26 t,混凝土用量为3845 t,方案一总体用钢量更多,造价相对会更高。

考虑观光塔地处内陆新疆图木舒克市,受地域等限制,钢结构主体以及幕墙造价高,施工难度大。考虑工期以及成本等多种因素,综合对比

下方案二更有性价比。

4 地基处理与基础设计

根据《地勘》显示，该场地饱和地基土液化指数 $I_{le}=27\sim35$ ，液化等级为严重液化土层。在土化学分析结果中，场地土的易溶盐含量大于0.3%， $c(\text{CL}^{-1})/2c(\text{SO}_4^{2-})=0.420\sim0.501$ ，为亚硫酸盐渍土；而水中 CL^{-1} 离子含量1150 mg/L， SO_4^{2-} 离子含量1500 mg/L，场地土、地下水对钢筋混凝土中的混凝土结构以及钢筋具有中等腐蚀性。地基场地条件复杂，基础与上部结构设计需综合考虑地基条件、结构整体性及刚度等，针对液化问题、腐蚀性进行合理调整设计。

4.1 地基基础协同设计

场地条件复杂，存在严重液化以及场地勘探到35 m仍然为细砂层，未揭露可靠的岩石持力层。按《建筑抗震设计规范》GB50011-2010(2016版)要求，严重液化场地的丙类设防建筑宜全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理。若考虑液化砂土影响，则采用旋挖灌注桩基础不能考虑其侧阻，则桩径相对会较大桩长不可控，造价高以及工期超预期，方案不宜采用。而选用筏板基础，上部结构试算标准工况下地基最大反力为180 kPa，需同步进行地基处理提高地基承载力和砂层液化处理，方案可行。复合地基主要设计与计算参数，详见表7，CFG和碎石桩间距和平面布置图详见图12。

表7 复合地基主要设计与计算参数
Table 7 Main design and calculation parameters of composite foundation

桩型	桩径/m	桩间距/m	置换率	桩长/m	复合地基承载力/kPa	地基沉降量/mm
CFG	0.50	1.5	0.087	13	255	134
碎石桩	0.50	1.5	0.094	11		

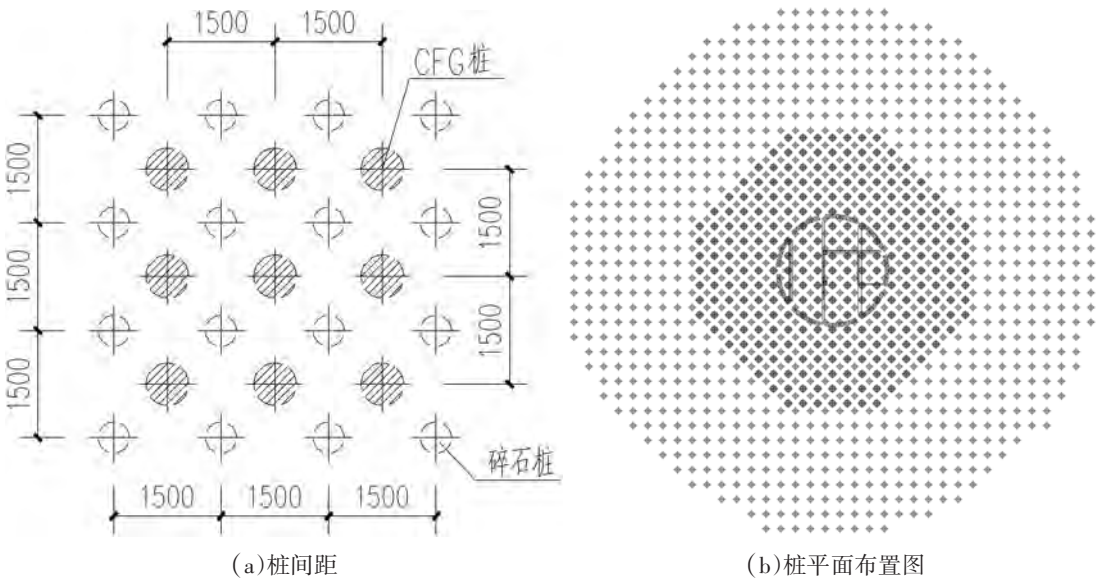


图12 CFG和碎石桩间距和平面布置图

Fig.12 Pile spacing and plane layout of CFG and gravel

4.2 基础防腐设计

地下水、盐渍土对地下钢筋混凝土结构侵蚀破坏实际上是一个复杂的物理化学过程，目前成因以及侵蚀机理存在一定争议。本项目结合侯伟^[18]的“钙迁移：硫酸盐侵蚀作用下水化产物的脱钙

机理及动态过程”观点，进行防腐设计。钢筋混凝土结构处于地下水干湿反复侵蚀，C3S中 Ca^{2+} 动态迁移优先发生钙矾石类型侵蚀，混凝土结构表面不断膨胀剥落，新暴露的混凝土不断形成石膏、钙矾石以及碳酸硅钙石^[19]。因此针对混凝土材料的关键是降低 Ca^{2+} 含量，也就是降低铝酸三钙，优先

选用高抗硫酸盐硅酸盐水泥,最小胶凝材料含量不少于 320 kg/m^3 且铝酸三钙含量不应大于3%。同步提高地下钢筋混凝土构件的保护层厚度,并在构件表面涂抹涂层。

参考《工业建筑防腐蚀设计标准》GB/T50046—2018和《第三师治理建设工程“地方病害”强制措施》要求,基础防腐设计如下:

1)基础选用C40高抗硫混凝土,基础垫层选用C30高抗硫混凝土,厚度为150 mm,垫层出基础边150 mm;

2)设计使用年限为50年的混凝土保护层最小厚度:基础为50 mm;梁柱等条形构件为35 mm,墙板等面形构件为30 mm;

3)基础表面防腐采用环氧沥青涂层,厚度500 μm ;首层梁板柱采用环氧沥青涂层厚度1 mm。

5 结论

本文分析了高烈度区复杂造型的高耸结构两种不同材质的可行方案,以及探讨了恶劣环境下盐碱地防腐、地基处理和基础的协同设计,结论如下:

(1)方案二相比方案一,采用钢筋混凝土框架核心筒结构,整体刚度更大,受力性能好,方案二在用钢量、工期以及施工难度上更有优势。同时巧妙借助建筑独特造型,实现建筑美学与力学结合,为我国西北干旱、高烈度、盐渍土地地区的高耸结构提供参考。

(2)方案二的结构薄弱位置在中间层“瘦腰”处,局部加强设置型钢混凝土梁、柱,以及9根斜撑,与核心筒形成稳定三角形受力体系,满足规范设计要求。罕遇地震下第7、8层关键斜撑构件的损伤指数均值为0.30,在轻度、中度损伤之间,可见薄弱位置结构同样拥有良好的抗扭、抗震性能。

(3)盐碱地以及严重液化等复杂场地:可采用CFG和碎石桩两种复合地基,协同处理场地液化以及提高地基承载力;针对盐碱地,需进行特殊防腐设计,应选用高抗硫酸盐硅酸盐水泥,并需满足构件保护层、涂层等构造要求。

参考文献

[1] 李强,赵凯,韩娜娜,等.海口融创观光塔结构设计[J]. 建筑结构,2021,51(22):32-36.

- [2] 何天森,何诚,巢斯.某高耸钢结构电视塔的结构分析与设计[J]. 建筑结构,2021,51(S1):1430-1432.
- [3] 余广军,孟昭沛,吴栋.观光塔式高柔结构的重力二阶效应分析[J]. 建筑结构,2012,42(S1):402-405.
- [4] 李冰.吴淞瞭望塔结构设计与分析[J]. 结构工程师,2019,35(03):23-29.
- [5] 张崇厚,赵丰.高层网筒结构体系的基本概念[J]. 清华大学学报(自然科学版),2008(09):1399-1403.
- [6] 赵丰.高层斜交网筒结构体系基本力学性能研究[D].北京:清华大学,2012.
- [7] 吴玖荣,周泽宇,梁强武,等.顶部带FPS-TMD系统的高耸结构风振控制效益分析[J]. 振动与冲击,2018,37(06):142-148.
- [8] 周定,韩建强,杨汉伦,等.广州塔结构设计[J]. 建筑结构,2012,42(06):1-12.
- [9] 熊伟,周定,王伟明.广州塔结构稳定性设计分析[J]. 建筑结构,2012,42(06):13-15.
- [10] 陈彬彬,吕文龙,林惠庭,等.非抗震钢筋的既有RC框架结构抗震性能评估研究[J]. 华南地震,2024,44(3):91-98.
- [11] 李文豪,曲哲,任浩.我国RC框架结构地震易损性曲线的可信性分析[J/OL]. 工程力学,2025:1-24[2025-08-10]. <https://link.cnki.net/urlid/11.2595.o3.20250714.1516.014>.
- [12] 王科亮,张娟,郝骏,等.钢筋混凝土框架结构外设隔震支座加固前后抗震性能模拟分析[J]. 华南地震,2024,44(4):168-176.
- [13] 付国,何斌,刘伯权.钢筋混凝土框架柱延性破坏准则研究[J]. 工程力学,2021,38(11):122-133.
- [14] Park Y J, Ang A H S, Wen Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985, 10(4): 740-756.
- [15] Huma R J, Fazileh F, Ghorbanie-Asl M, et al. Displacement-based seismic design of regular reinforced concrete shear wall buildings [J]. Canadian journal of civil engineering, 2011, 38(6): 616-626.
- [16] 苏佳智,刘伯权,邢国华.钢筋混凝土柱地震损伤模型比较研究[J]. 世界地震工程,2018,34(2):80-88.
- [17] 付国,刘伯权,邢国华.基于有效耗能的改进ParkAng双参数损伤模型及其计算研究[J]. 工程力学,2013,30(7):84-90.
- [18] 侯伟.水泥基材料硫酸盐侵蚀产物形成过程中的钙迁移[D].长沙:中南大学,2022.
- [19] 阿里木江·苏拉依曼,唐新军,李方元,等.高抗硫酸盐硅酸盐水泥混凝土抗硫酸盐侵蚀性能探讨[J]. 新疆农业大学学报,2012,35(04):325-328.