

丽江三义国际机场扩建T3航站楼结构设计

祁跃¹ 张翀¹ 卜龙瑰¹ 秦凯¹ 文秋明² 方云飞¹ 张硕¹ 闫晓京¹ 王伟¹
常坚伟¹ 唐艺娇¹ 卢萍珍¹

(1. 北京市建筑设计研究院股份有限公司, 北京 100045; 2. 云南机场集团有限责任公司, 昆明 650299)

摘要: 丽江三义国际机场扩建T3航站楼工程因场地条件及屋盖方案造型特点给结构设计带来了诸多难题。首先, 场地属于高烈度区(8度 $0.3g$), 且距离发震断裂带较近, 结构抗震难度大; 同时由于场地内坡度大, 高区开挖、低区回填, 加大了基础设计难度; 屋盖多组连续侧天窗设计导致结构整体性较差。为此, 对中心区采用基础摩擦摆隔震技术, 使地震作用降低近70%, 大幅度降低了地震能量的输入, 提高了结构的整体抗震性能; 对指廊区采用屋盖减震技术, 提高了单跨结构的抗震延性; 采用长短桩相结合变调平设计应对不均匀地基。有限元数值计算分析表明, 最大沉降值为35 mm, 差异沉降 $0.47\%L$ (L 为基础跨度)。表明采用交叉式立体桁架+平面桁架的屋盖方案解决屋盖承载需求的同时更好地适应了建筑造型及功能需求。

关键词: 近场效应; 基础隔震; 变调平设计; 立体与平面组合桁架

1 工程概况

丽江三义国际机场位于云南省丽江市七河乡三义村, 在丽江坝和鹤庆坝之间, 北距丽江市中心28 km, 南距大理州鹤庆县15 km, 西靠漾弓江, 东临丽大公路。丽江三义国际机场现有两座航站楼, 其中T1航站楼为国际航站楼, T2航站楼为国内航站楼, 本工程扩建的T3航站楼位于现状航站区东南侧(图1)。机场周围四面环山, 地形较为复杂, 场内场地整体北高南低, 东高西低。现状飞行区地坪较国内航站楼陆侧到港层低1层左右, T3航站楼用地范围空侧地坪较陆侧地坪低5.5 m左右。

本工程建筑结构安全等级为一级, 结构重要性系数为1.1, 抗震设防类别为重点设防类(乙类), 设

计工作年限50年。

2 结构设计难点

2.1 地震形势严峻

本工程抗震设防烈度8度($0.3g$), 设计地震分组第三组, 场地类别III类。工程所在地距离断裂带小于5 km, 需考虑近场效应^[1]。

据地震资料, 自有记载以来, 公元前26年至1967年8月, 强震达485次, 其中6度137次, 5度10次, 4度44次, 8度79次, 7度155次, 区内地震强烈且发生频繁, 近百年来有微震数百次之多, 是滇西地区中强震分布区之一。1994年11月16日发生2.9级地震, 1996年2月3日发生7.0级地震, 震中丽江。著名的丽江永胜大地震震级达7.5级, 为滇西之冠。

2.2 场地环境复杂

航站楼占地区域呈北高南低、东高西低, 高区



图1 航站楼整体鸟瞰效果

Fig. 1 Overall aerial view of the terminal

第一作者: 祁跃, 教授级高级工程师, 主要从事机场建筑、科技总部建筑及超高层建筑结构设计。

Email: qiyue@biad.com.cn

收稿日期: 2025-02-18

开挖,低区回填。地基土成层条件中等复杂,地层结构属多层型。场地地基土除表部为近期人类活动形成的植物层、杂填土及素填土外,其下为第四系冲洪积相(Qal+pl)、沼泽相(Qh)及冲湖积相(Qal+1)的土层。具体存在以下地基难点:

1)不均匀地基。场区内黏性土、砂土、粉土和卵石层交错沉积,在空间分布上成因、岩性、状态均存在较大的不均匀性,物理力学性能差异大,且各土层厚薄不均匀,层位变化大,导致地基土的工程力学性质在水平向和竖向不均匀。

2)液化地基。航站楼南区外场地内⑥₂粉土及⑥₃砾砂为液化土,场地地基液化等级综合判定为中等液化。

3)软弱土。航站楼南侧和西侧地势低洼,分布有一定厚度的人工填土及软弱土(③₂黏土、⑥粉质黏土、⑥₁泥炭质土),均属欠固结土,且部分区域低于航站楼基础底标高,在基础施工前需进行回填处理。

4)承压水。勘察期间混合稳定水位在地面下0.0~4.6 m,另在部分钻孔有地下水溢出孔口,承压水头高出地表0.1~3.5 m,涌水量为1.2~47.4 m³/h。本场地地下水位高,且较丰富,部分区域地下水承压性较强。

2.3 屋盖造型复杂

因屋盖中部通透的侧窗设计需求,屋盖设计为层叠式,两层之间打开空间形成侧窗进行采光。由于常规的网架结构在侧窗区域无法连续,导致大跨度空间竖向承载及屋盖整体性下降。

3 结构体系

3.1 结构选型

根据《住房城乡建设部关于推广使用减隔震技术的通知》及云南省人民政府令第202号《云南省隔震减震建筑工程促进规定》(2016年12月1日起施行),丽江三义T3航站楼项目场地设防烈度为8度(0.3g),属于高烈度区,同时建筑功能属于人流密集的大型公共建筑,抗震设防类别为重点设防类。因此,在各分区均采用减隔震技术,提高航站楼的抗震性能。

本工程中心区(A区)采用基础隔震,隔震装置布置于基础承台顶,隔震装置由摩擦摆隔震支座和黏滞阻尼器组成;其余指廊区采用减震措施,消能器布置于柱端桁架弦杆的位置。

本工程采用现浇钢筋混凝土框架结构体系,混

凝土结构楼板均采用钢筋混凝土全现浇主次梁楼盖体系。中心区A区屋顶结构由锥形钢管柱支承,建筑造型为自由曲面,屋盖结构顺应建筑造型,采用立体桁架+网架体系。指廊为单坡或双坡金属屋面结构,采用主次桁架+支撑体系。

3.2 结构单元

航站楼主体混凝土结构呈倒“T”字形,南北向总长747 m,东西向总长329 m,结构平面为超长型。本工程航站楼混凝土结构及屋盖钢结构均划分为5个结构单元(详见图2、3),其中A区(中心区)采用基础隔震技术,B、C、D区(指廊区)采用减震技术,以提高航站楼的抗震性能。

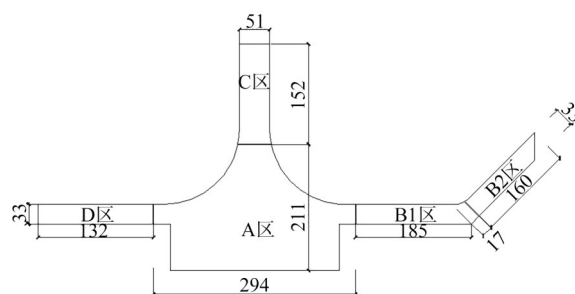


图2 混凝土结构分段示意 m

Fig. 2 Schematic diagram of concrete structural segmentation

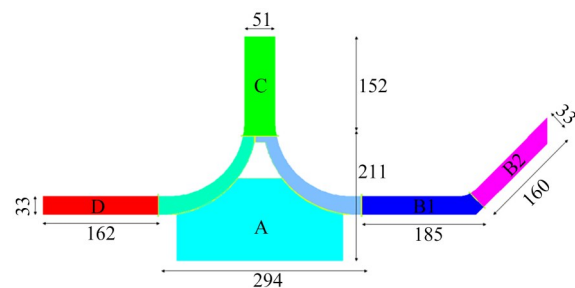


图3 屋顶钢结构分段示意 m

Fig. 3 Schematic diagram of steel roof structural segmentation

4 地基基础方案

综合考虑结构荷载、地基特点等,本工程采用桩基础方案,施工工艺为钻孔灌注桩,基础形式为柱下独立承台+桩基础+抗水板。桩径均为0.8 m,各桩基设计参数见表1。采用长短桩结合的变调平设计理念,桩基设计按承载力和沉降变形双控。

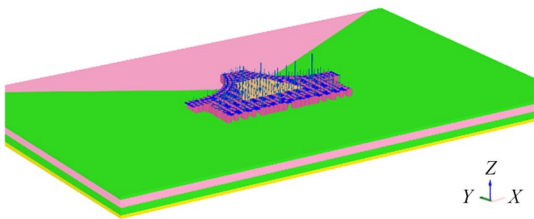
根据地层分布及参数、桩基础及上部结构荷载,采用国际地基基础与岩土工程专业数值分析有限元计算软件PLAXIS-3D-2020进行了有限元数值计算分析,计算模型见图4,最大沉降值为35 mm,差异沉降0.47%L(L为基础跨度),满足GB 50007—2011《建筑地基基础设计规范》及设计要求。

表 1 桩基设计参数汇总

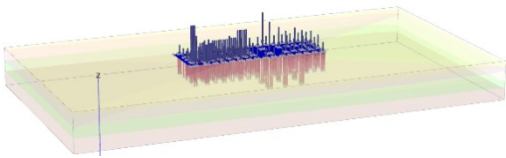
Table 1 Summary of pile foundation design parameters

建筑区域	有效桩长/m	单桩承载力特征值/kN	
		抗压	抗拔
中心区	35	4000	700
	20	2500	—
南指廊	32/20	2500	—
西指廊	35	4000	—
	20	2500	—
北指廊	20	2500	—
登机桥	16/18/25	1800	—

注:上述部分桩基考虑了回填土及软弱土对基桩桩侧产生的负摩阻力影响。



(a) 中心区



(b) 西指廊

图 4 航站楼沉降计算模型

Fig. 4 Airport terminal settlement calculation model

5 永久支护选型

由于地势和航站楼设计规划需求,航站楼架空层东侧单边承受土压力,考虑航站楼安全与抗震需求,在新建T3航站楼东侧设永久支挡结构,高差为4.35~9.35 m,总长1026 m。永久支挡布置见图5。

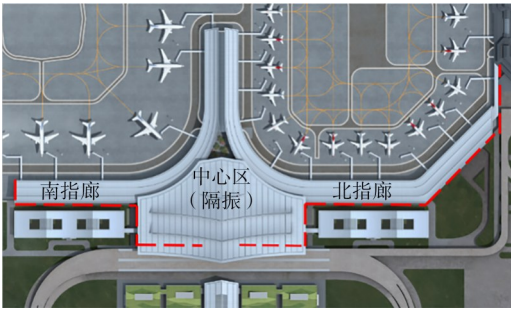


图 5 永久支挡结构的平面位置

Fig. 5 Plane location of the permanent retaining structure

永久支挡结构具有以下特点:1)支挡结构成因不同。挖方区和半挖半填区。2)支挡结构安全等级高。安全等级一级,设计使用年限为50年。3)岩土工程条件复杂。如前所述,地层差异性大,地下水位高,地下水丰富。4)施工空间有限。考虑机场整体规划,本工程边坡施工空间有限,不能采取大放坡等支护形式。中心区邻近后期新建高架桥桥墩基础,桥墩基础边线至航站楼基础边线仅2.34 m,且桥墩基础埋深较浅。

基于上述因素,永久支挡结构设计如下:1)过渡区域(半填半挖区域)采用带肋墙板支挡结构体系;2)中心区的挖方区中9.3 m左右高差区域采用双排桩支挡结构体系;3)中心区的挖方区近桥墩处,9.3 m左右高差区域采用单排桩支挡结构体系;4)中指廊、北指廊分别在4.35、4.85 m左右高差区域采用单排桩支挡结构体系,在6.54 m左右高差区域采用双排桩支挡结构体系。

6 屋盖结构体系

屋盖钢结构分中心区和指廊区,航站楼屋顶钢结构由抗震缝分开,共分5个区(图3)。其中中心区屋盖平面尺寸及跨度大,为重点介绍对象。

中心区屋顶结构采用主次立体桁架+锥形钢管柱支承结构体系,柱顶设置抗震球型铰支座^[2]。东西向柱距为64、27、27 m,南北向柱距主要为36 m,最大柱高约21 m,最小柱高约10 m,分别锚固于±0.000 m的首层楼面及7.5、13.0 m的2、3层楼面;锥形钢管柱规格有P2000×80(底)/1200×60(顶)、P2000×80(底)/1300×60(顶)、P1800×80(底)/1200×60(顶)三种(图6)。

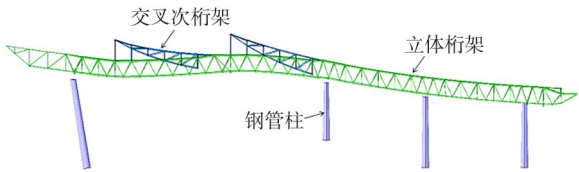


图 6 屋盖主受力剖面

Fig. 6 Main load-bearing section of the roof

中心区主楼屋盖为自由曲面,两侧弧形指廊屋盖为单坡弧面,弧形指廊陆侧边缘与主楼屋盖连接。中心区屋盖厚度约4 m,挑檐均采用收分上挑,弧形指廊屋盖厚度约2.5 m。立体桁架采用倒三角断面,管管相贯节点,弦杆规格P402×20~P700×35,其余构件主要为P89×4~P219×12。

静力荷载(恒+活标准组合)作用下,屋盖主体结构最大变形为191 mm,位于64 m跨跨中,挠跨比为1/361;悬挑端部变形59 mm,挠跨比为1/386。

屋盖结构在不考虑隔震时前3阶振动模式分别为X向平动(南北向)、Y向(东西向)平动及Z向扭转,对应的振动周期分别为1.15、1.02、0.91 s。隔震后以整体结构平动为主,屋盖部分的振动特性被抑制,地震作用也大幅度减小。悬臂式钢管柱在多遇地震下最大侧移为1/352。通过采用屈曲分析得到高低不等的钢管柱的计算长度系数在1.4~3.2之间,多遇地震包络下最大应力比为0.61,罕遇地震不屈服组合下最大应力比为0.95,满足罕遇地震不屈服的抗震性能目标(图7)。

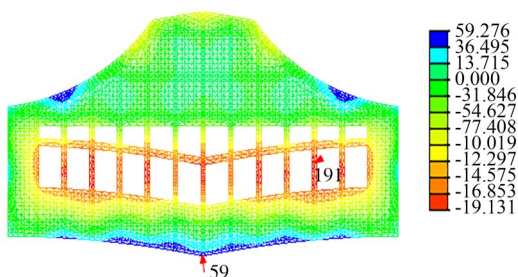


图7 屋盖主体结构竖向变形云图 mm

Fig. 7 Contour plot of vertical displacement in the main structure of the roof

7 减隔震技术应用

7.1 中心区隔震措施

考虑到本工程设计地面陆侧高、空侧低的场地特点及A区功能的复杂性,对A区采用隔震技术,从而提高航站楼的抗震性能。本项目中心区采用摩擦摆隔震支座作为主要隔震装置。A区仅有一层地下室,隔震层位于同一标高,局部剖面见图8^[3]。

A区隔震层组合使用摩擦摆支座和速度型阻尼

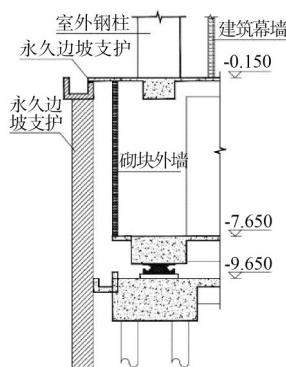


图8 A区基础隔震局部剖面图 m

Fig. 8 Cross-section of base isolation in Zone A

器。摩擦摆支座根据竖向压力差异共选用7种规格,重力荷载代表值下基准承载力分别为5000、8000、12500、17500、25000、40000 kN,采用Ⅱ型支座(双主滑动摩擦面型),摩擦面摩擦系数为0.04,上下滑动面的设计滑移量均为 ± 350 mm,综合设计滑移量为 ± 700 mm;共设置60个速度型阻尼器,X向及Y向各布置30个,阻尼系数 $1500 \text{ kN} \cdot (\text{m/s})^{-1}$,速度指数1.0,设计工作最大速度1.2 m/s,设计最大出力1800 kN,行程 ± 700 mm,支座长期面压控制在25 MPa以内。

通过对非隔震模型及隔震模型进行时程分析,得到X、Y向减震系数最大值分别为0.307和0.303,均小于0.4,满足既定水平地震作用降低一度的隔震目标^[4]。

7.2 隔震重点关注问题

本工程隔震分析及设计有其自身特点,主要有以下问题需关注:

1) 应对摩擦摆支座进行参数的敏感性分析,一方面为参数设计合理性提供依据,另一方面对重要设计指标进行适当调整,确保结构的安全富裕度。

摩擦摆支座参数的敏感性分析主要包括曲率半径、摩擦系数等。分析结果表明:随着曲率半径的增大,隔震层最大位移不断增大,隔震层剪力逐渐减小;摩擦系数存在最优解,在较低取值范围(本工程小于10%),随着摩擦系数的增大,隔震层最大位移不断减小,隔震层剪力同样逐渐减小。

2) 对于平面尺度超大的隔震建筑,温度作用下支座滑移累积行程远大于小型建筑,为保证摩擦摆支座摩擦性能的耐久性能满足本工程的需求,有必要对工作年限内支座滑块总滑移行程进行估算,从而对摩擦材料的耐磨性能提出更加准确的量化指标。本工程依据当地气象资料,根据一年中不同月份的温度变化趋势,估算出周边最不利位置支座的滑移累积行程,并得到设计工作年限内的总行程约622 m,大于GB/T 37358—2019《建筑摩擦摆隔震支座》要求的累积滑动距离,小于欧标EN 15129:2022中长期摩擦试验要求的累积滑动距离(不大于1000 m)。因此,本工程的产品摩擦材料的耐磨性能参照欧标要求执行。

3) 罕遇地震下应采取措施避免摩擦摆支座的提离,使支座保持受压状态。整体高宽比较小的情况下,对于个别出现零应力状态的支座,可通过调整结构布置解决,一方面可通过调整竖向刚度分布增大支座的长期压力,另一方面可通过减小该支座

上方的抗侧刚度从而减小地震下的拉力,最终实现支座全过程保持受压状态。

4) 温度效应及扭转效应对平面大尺度摩擦摆隔震结构的支座水平变形的同步性产生不利影响,但对支座竖向变形的同步性影响较小,在最不利的竖向变形差异下,隔震支座以及上部结构主要构件的受力影响有限,支座反力、上部结构等的内力重分布变化幅度在5%以内。设计时对主要竖向构件组合内力放大5%进行承载力设计。

7.3 指廊区

本工程指廊屋盖结构为桁架式框架结构,建筑功能布局无法设置支撑型消能器。根据结构受力特点、建筑功能需求及经济性,在桁架端部下弦杆设置屈曲约束支撑(BRB),地震作用下桁架端部承受框架弯矩使端部BRB屈服耗能,一方面可降低屋盖结构的地震响应;另一方面可减小桁架下弦杆件的尺寸。

设计中,进行了BRB的后安装及同步安装方案的对比分析。方案1:考虑下弦BRB杆后装,减小BRB静载下的内力,使其地震作用下发挥拉、压屈服耗能。方案2:BRB同步安装,承担承载作用,可有效提高桁架的整体承载性能。从经济的角度,采用方案2,一方面提高了整体桁架结构的刚度及承载力,另一方面利用上弦普通钢结构受拉屈服耗能,降低受压屈曲的风险,减少了BRB支撑使用数量。

C区在屋盖桁架与柱连接根部下弦杆位置布置BRB支撑替换普通下弦管构件,共布置70根BRB,其中横向26根,纵向44根。中心长度2.25~3.7m,质量80~300t。

以C区为例,设防地震下X、Y向附加阻尼比分别为1.25%及1.26%。分析结果表明,罕遇地震下,钢管柱横向最大侧移比为1/86,纵向最大侧移比

为1/134,小于弹塑性限值1/50。罕遇地震下钢管柱及桁架杆件损伤轻微,未出现塑性铰,结构刚度退化较小;BRB在罕遇地震下耗能比较充分,且延性系数小于6.0,阻尼耗能承担了接近70%,其他构件塑性耗能只有14.4%,达到了减震设计预期。

8 结束语

丽江三义国际机场扩建T3航站楼面临场地环境复杂、地震形势严峻、屋盖造型复杂等设计难题。通过减隔震技术、长短桩相结合变调平设计及组合式屋盖结构体系能有效解决所遇到的问题。具体总结如下:

1) 基础摩擦摆隔震技术具备很好的隔震效果,且在设计承载力较大时比橡胶支座更经济。

2) 采用长短桩相结合变调平设计方法可有效应对复杂的场地环境,通过合理的设计及准确的有限元数值模拟,可将沉降差异控制在较小的范围。

3) 采用交叉式立体桁架+平面桁架的屋盖方案能更好适应本工程的复杂屋盖造型,满足屋盖承载力需求的同时提高屋盖结构的整体性。

设计中同时进行了结构材料、结构体系、基础形式、支护方案、抗震方式等的比选论证,多程序多模型的计算分析,保证了结构的安全性、合理性及可实施性。

参考文献

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计标准:GB/T 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2024.
- [2] 闫晓京,朱忠义,秦凯,等. 楔形变壁厚排架柱设计研究[J]. 建筑结构,2024,54(18):70-75.
- [3] 束伟农,朱忠义,柯长华,等. 昆明新机场航站楼工程结构设计介绍[J]. 建筑结构,2009,39(5):12-17.
- [4] 卜龙瑰,李爱群,束伟农,等. 平面大尺度结构摩擦摆支座隔震设计研究[J]. 东南大学学报(自然科学版),2025,55(2):335-343.

Structural Design of Terminal T3 Expansion Project at Lijiang Sanyi International Airport

Yue Qi¹ Chong Zhang¹ Longgui Bo¹ Kai Qin¹ Qiuming Wen² Yunfei Fang¹ Shuo Zhang¹ Xiaojing Yan¹
Wei Wang¹ Jianwei Chang¹ Yiqiao Tang¹ Pingzhen Lu¹

(1. Beijing Institute of Architectural Design Co., Ltd., Beijing 100045, China; 2. Yunnan Airport Group Co., Ltd., Kunming 650299, China)

Abstract:

The expansion project of Terminal 3 at Lijiang Sanyi International Airport has posed numerous challenges for the structural design due to site constraints and the unique shape of the roof structure. First, the site is located in a high seismic intensity zone (8 degrees, 0.3g) and lies relatively close to a fault zone, making seismic resistance challenging for the structure. Meanwhile, due to the steep

slope within the site, excavation in elevated areas and backfilling in lower areas have increased the difficulty of foundation design. Additionally, the roof's multiple continuous side skylights results in poor structural integrity. The use of basic friction pendulum isolation technology in the central area reduces seismic forces by nearly 70%, significantly lowering seismic energy input and improving the structure's overall seismic performance. Roof damping technology is applied in the finger gallery area to improve the seismic ductility of single-span structures. To address uneven foundation conditions, a combination of long and short piles with variable leveling design is adopted. Finite element numerical analysis shows that the maximum settlement value is 35 mm, and the differential settlement is 0.47% L (L is the span of base). A roof solution using cross-type three-dimensional trusses combined with plane trusses is adopted to meet the load-bearing requirements while better adapting to the building's shape and functional requirements.

Key word: near-field effect; base isolation; variable tuning design; combination of 3D spatial trusses and 2D planar trusses