

合肥新桥国际机场航站楼结构设计

丁大益^{1,2}, 郑岩², 马冬霞², 王元清³, 罗永峰⁴,
蒋湘闽², 王健², 刘威², 邵庆良², 舒畅³

(1. 合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 中国五洲工程设计集团有限公司, 北京 100053;
3. 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100073; 4. 同济大学建筑工程系, 上海 200092)

摘要:合肥新桥国际机场航站楼结构超长, 平立面布置复杂. 对该工程结构设计中的关键技术问题进行了介绍, 包括结构体系选择、荷载分析、抗震设计分析、超长结构温度影响、大尺寸钢箱型截面壁板稳定研究和转换节点性能研究等, 解决了箱型截面与立体桁架的转换、预应力钢筋混凝土梁与钢骨柱的连接、单层索网式玻璃幕墙与主体结构共同工作等问题, 简化了复杂体型建筑的结构布置, 提高了结构整体性能. 工程所采用的结构体系及节点连接构造对于其他大型公共建筑具有很好的借鉴作用.

关键词:结构体系; 大跨度钢结构; 箱型截面壁板稳定; 转换节点

中图分类号: TU228

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2013)01-0018-13

1 工程概况

合肥新桥国际机场项目是安徽省“十一五”规划中重点工作之一. 定位为国际定期航班机场和国内干线机场, 是安徽省的中心机场, 共设有 19 个近机位、8 个远机位. 机场位于合肥市肥西县高刘镇, 距合肥市中心 31.8 km. 航站楼本期建设可满足设计目标年 2020 年, 年旅客吞吐量 1 100 万人次, 高峰小时旅客量 4 031 人, 货邮吞吐量 15 万 t 的需求. 航站楼位于基地北侧, 总建筑面积约 125 000 m². 铝镁合金复合保温板屋面, 墙体采用框架式和单层索网式幕墙或部分金属、石材幕墙. 合肥新桥国际机场航站区鸟瞰图如图 1 所示.



图 1 航站楼鸟瞰图

Fig. 1 A birds eye view of the aerial complex

1.1 结构布置和选型

合肥新桥国际机场航站楼形状为不规则的扇形面, 柱网的布置、结构体系的选择等将直接影响建筑功能和结构性能, 十分重要.

合肥新桥国际机场航站楼长 860 m, 宽 161 m, 地上 3 层(局部 4 层), 局部地下一层, 属于超长建筑. 为解决混凝土结构温度影响, 沿航站楼纵向设置 4 道伸缩缝, 分别为 1、2、3、4、5 段, 将整个结构划分为 5 个温度区段, 最大区段的长度约为 190 m. 每段的基本轴网尺寸分别为 11 m×18 m、15 m×18 m 和 18 m×18 m. 分区示意图见图 2.

1、5 区采用钢管混凝土柱和钢梁构成的钢框架结构, 2、3、4 区下部(二层以下)采用钢筋混凝土框架, 上部采用钢框架结构.

2、3、4 区混凝土结构的每个区域设置数道膨胀加强带, 即采用掺膨胀剂配置的补偿收缩混凝土, 以控制混凝土裂缝. 膨胀加强带的间距 30~35 m, 位置位于柱间偏离柱轴线三分之一柱距处.

收稿日期: 2012-07-18 修改稿日期: 2013-01-13

作者简介: 丁大益(1963-), 男, 安徽六安人, 教授级高级工程师, 一级注册结构工程师, 主要从事钢结构设计研究.

1.2 结构构成

航站楼 2、3、4 区一、二层采用钢筋混凝土柱和预应力混凝土梁组成的框架结构体系, 楼板采用现浇钢筋混凝土井字楼盖。屋盖体系为大跨钢结构, 与下部混凝土结构固接或直接固结于基础上, 中部由最多 3 根室内钢柱支撑, 形成横向平面钢框架。

跨度大的部分采用立体桁架,在两侧转换为箱形截面柱;跨度小的部分直接采用箱形梁柱形式.为保证结构纵向刚度,沿纵向设置联系桁架、水平支撑,并设置了必要的柱间支撑.

3区最大跨度樑为 $41+54+36+27$ m,纵向结构柱距为18 m,结构布置图见图3,刚架结构构件组成见图4.

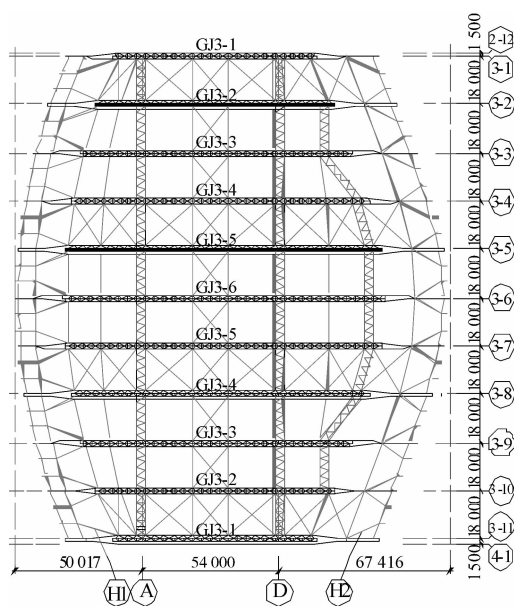


图 3 3 区结构平面布置图

Fig. 3 Zone 3 structure plan

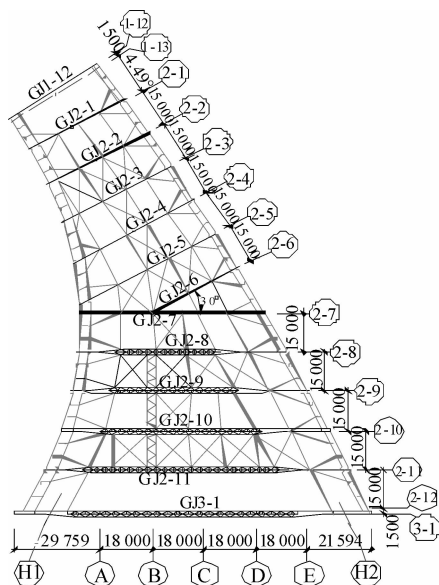


图 5 2 区结构平面布置图

Fig. 5 Structure plan of Zone 2

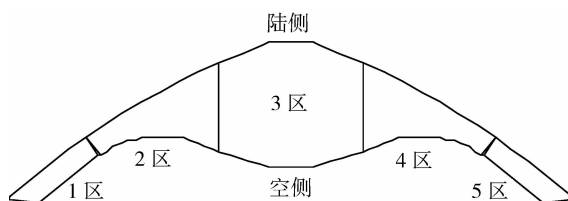


图 2 航站楼结构分区示意图

Fig. 2 Schematic diagram of the terminal structure partition

2区最大跨度 56.8 m,纵向结构柱距 11 m 至 15 m 不等,总长约 190 m.2段与4段基本对称.结构布置图见图5.

航站楼 1、5 区由于建筑形式的需要,选用钢结构。地上三层,一层结构外露,无封闭外墙,顶层为大跨钢结构,采用箱形梁柱门式框架形式。箱形柱柱脚刚接,最大跨度 36 m,纵向结构柱距约 11 m,各跨不等,总长 120 多 m。5 区与 1 区基本对称。结构布置图见图 6。

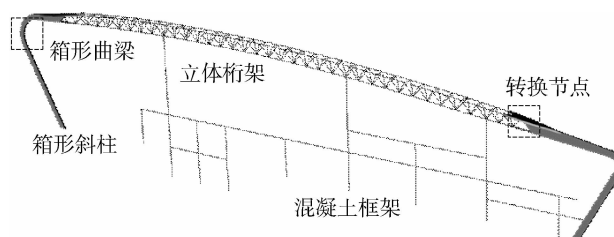


图 4 3 区刚架结构构件组成示意图

Fig. 4 Zone 3 frame structure component diagram

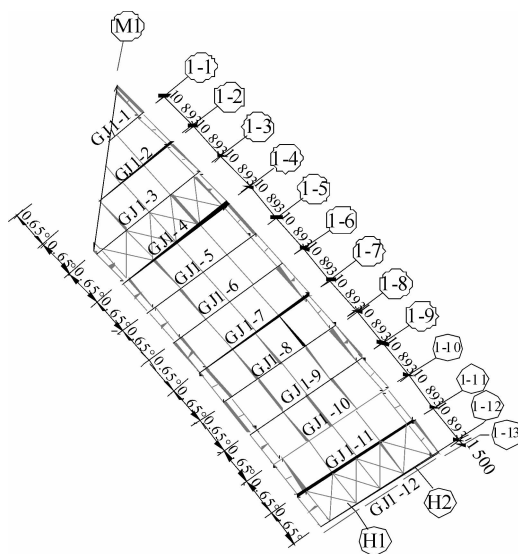


图 6 1 区结构平面布置图

Fig. 6 Structure plan of Zone 1

航站楼钢结构部分不设缝,对应下部伸缩缝处,结构构件连接采用抗震滑动支座处理。

航站楼位于合肥市区西部,位于江淮分水岭北西侧,地貌形态属于江淮丘陵岗地与坳沟交错的地貌单元。岗地平坦、开阔,平面形态不规则带状,呈近东西向展布,坳沟地形坡缓、沟宽、底平,整体坡度一般小于5度,人工大小水塘分布较多。地形表现为垄畎起伏,坳岗相间的变化特征。地面高程一般为60.93~65.80 m,最大高差4.87 m。

根据合肥骆岗机场迁建办公室《合肥新桥国际机场旅客航站楼岩土工程勘察报告》(详勘),本工程基础采用灌注桩,以②2层粘土作为桩端持力层。

2 结构设计标准及荷载作用

2.1 结构设计标准

建筑物安全等级为一级,重要性系数1.1,设计使用年限50 a,耐久性100 a,抗震设防类别重点设防类(乙类),抗震设防烈度7度,设计基本地震加速度0.1 g(g 为重力加速度),设计地震分组为第一组,建筑场地类别Ⅱ类,设计特征周期值0.35 s。

结构设计目标:

(1) 变形指标

在正常使用极限状态下:屋面梁(桁架)挠度控制为结构空间跨度的1/300。混凝土主梁挠度控制为梁跨度的1/400,次梁为次梁跨度的1/300。檩条挠度控制值为跨度1/200。在多遇地震作用下,钢结构柱顶侧移控制值为层高 H 的1/300,混凝土结构为层高 H 的1/550;温度作用下钢结构柱顶侧移控制值为层高 H 的1/200。在风荷载作用下,钢结构柱顶侧移控制值为柱高 H 的1/300。在罕遇地震作用下弹塑性层间相对侧移为层间高度的1/50。

(2) 应力指标

①当不考虑地震作用时:钢柱结构强度、稳定应力 ≤ 0.8 材料设计强度;②多遇地震作用下:钢柱强度、稳定应力 ≤ 0.75 材料设计强度(考虑抗震承载力调整系数);③中震作用下:钢柱强度应力 \leq 材料强度标准值(不考虑抗震承载力调整系数);④重要的柱脚节点在罕遇地震作用下,节点强度应力 \leq 材料强度标准值(不考虑抗震承载力调整系数);⑤钢柱板件宽厚比、高厚比 ≤ 33 ;⑥钢梁在任一承载力极限状态荷载效应组合下的最大设计应力不大于0.85 f (f 为钢材设计强度)。

2.2 荷载作用

荷载是结构分析最重要的输入数据之一,对于风敏感的大跨度结构,重力荷载与风荷载取值的准确与否甚至关系到屋面结构方案的确定。

2.2.1 恒载与活荷载

屋面为铝镁合金复合板,考虑屋面保温、檩条自重、吊顶和设备管线以及灯具等重量,屋面恒荷载取1.0 kN/m²。不上人屋面活荷载为0.5 kN/m²。楼面恒荷载见表1。楼面活荷载见表2。

2.2.1.1 雪荷载

基本雪压:重现期100 a,0.7 kN/m²。

屋面积雪分布系数 μ_r :按规范取1.0。

2.2.1.2 风荷载

基本风压:重现期100 a,0.40 kN/m²。

地面粗糙度:B类。

风压高度变化系数 μ_z :33 m高度处1.46。

风振系数 $\beta_z=1.8$ (1.5区 $\beta_z=1.5$)。将中间区(跨度较大)风振系数取为1.8。

风载体型系数取风洞试验和荷载规范的包络值。

表1 楼面恒荷载标准值(kN/m²)

Tab. 1 Floor dead load standard value (kN/m²)

名称	离港层	到港层	卫生间	设备间
2、3、4区	8.0	6.0	8.0	6.0
1、5区	6.0	6.0	8.0	6.0

注:恒荷载中包括了楼板自重、吊顶及管线自重、板墙结构自重及隔墙自重。

表2 楼面活荷载标准值(kN/m²)

Tab. 2 Floor live load standard value (kN/m²)

序号	使用荷载类别	荷载标准值/kN·m ⁻²
1	大厅、候机厅	3.5
2	办公	2.5
3	楼梯、门厅、走廊	3.5
4	卫生间	2.5
5	设备用房	按实际采用

2.1.4 地震作用

结构计算采用复合阻尼比,混凝土结构阻尼比为 0.05,钢结构阻尼比为 0.035. 设计特征周期 $T_g = 0.35$ s.

按照场地安全性评估报告,50 a 设计基准期内超越概率 63%(小震)、10%(中震)和 3%(大震)下的 α_{\max} (水平地震影响系数最大值)分别为 0.08,0.23 和 0.50.

当仅考虑竖向地震作用时,竖向地震作用至少取重力荷载代表值的 8%和反应谱法计算的较大值,抗震承载力调整系数取 1.0.

当同时考虑水平和竖向地震作用时,竖向地震影响系数最大值取水平地震影响系数最大值的 65%,采用反应谱法计算.

2.1.5 温度作用

合肥地区 50 a 一遇极端气温: -16.0 $^{\circ}\text{C}$, $+40.6$ $^{\circ}\text{C}$.

使用阶段温度作用:①假定合拢温度为 15 $^{\circ}\text{C}$;②混凝土结构的温度温差为 0 $^{\circ}\text{C}$;③室内钢结构和屋顶钢结构温差为 ± 25 $^{\circ}\text{C}$;④室内钢结构的温度荷载为 ± 18 $^{\circ}\text{C}$. 施工阶段温度作用(仅和结构自重组合):①暂定合拢温度为 15 $^{\circ}\text{C}$;②钢结构升温考虑 25 $^{\circ}\text{C}$;③钢结构降温考虑 30 $^{\circ}\text{C}$.

2.1.6 荷载效应组合

荷载组合依据 GB50009,考虑结构重要性系数 1.1.

中震不屈服组合:不考虑地震内力调整,荷载作用分项系数、材料分项系数和抗震承载力调整系数均取 1.0.

罕遇地震组合:材料强度均按标准值进行验算,抗震承载力调整系数均取 1.0,计算模型考虑部分构件进入塑性,结构阻尼比增大至 0.07(混凝土结构)、0.05(钢结构).

3 结构计算分析

3.1 结构计算模型

采用 SAP2000、MIDAS-gen、PKPM 和 SETWE 等多种结构计算软件分析. 建立多种计算模型,相互校核.

1、5 区,采用 MIDAS-gen 整体建模分析.

2、3、4 区,下部钢筋混凝土结构单独 PKPM 建模,SETWE 分析,上部结构荷载作为集中力分工况作用于下部结构柱顶;上部钢结构 MIDAS-gen 建模分析;上下部结构合模 MIDAS-gen 整体分析.

关键节点进行承载性能专项科学研究.

3.2 计算结果综述

由于结构分为 5 个区,相对独立,屋面分区处采用抗震可动支座连接,结构计算分为 5 个区进行,考虑温度作用和地震多点输入时采用整体模型分析.

3.2.1 1、5 区结构分析

1、5 区为机场的两翼部分,长 120 m,宽 36 m,±0.000 处柱网尺寸 14.9 m×10.89 m、6.21 m×10.89 m,中柱采用钢管混凝土构件,边柱及屋面梁均采用箱型截面钢管,其他梁采用 H 型钢. 柱倾斜角为 60 度. 1 区和 5 区基本对称.

屋面箱型梁最大截面为 B 900×400×16×30,钢管混凝土柱最大截面为 P 600×14(内浇 C50 混凝土)、钢柱最大截面为 B (500~900)×400×16×25,楼面梁最大截面为 H 800×350×16×36. 结构有限元分析采用整体三维模型,楼板采用板单元,梁、柱、等采用梁单元.

结构典型框架示意图见图 7. 1、5 区结果相对简单,略去分析过程,结构满足性能设计目标.

3.2.2 2、4 区结构分析

航站楼 2、4 区是由混凝土结构和钢结构组成的混合结构,两区

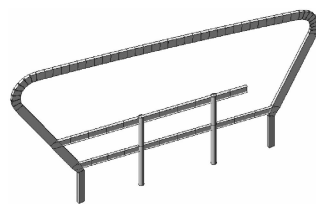


图 7 1 区结构典型框架示意图

Fig. 7 Zone 1 structure typical frame

基本对称,地上三层,层高均为4 m.为保证建筑使用空间楼面均采用预应力主梁,屋面结构为立体桁架、实腹箱形门式刚架、支撑和系杆组成的框架支撑结构体系,考虑屋(墙)面檩条共同作用,结构顶高度从中间25 m向两边逐渐降低到20 m左右.2区与4区基本对称,因4区端部框架无中柱支承(4区较2区不利),故以4区为例分析.

(1) 4区下部混凝土框架结构概况

混凝土框架平面柱网不规则,呈扇形分布,主要柱网为 18.0×15.0 m、 15.0×20.0 m和 15.0×9.0 m,参见图5.框架立面亦不规则,北边空侧局部设置夹层,层高4 m,形成薄弱层.上部钢结构柱插入下部混凝土柱中,陆侧抗风柱直接立于加厚的楼板或边梁上.由于建筑造型要求,轴上的混凝土柱均按一定角度倾斜,见图8.

框架抗震等级为二级,梁、板、墙、柱混凝土等级均为C40,主筋采用HRB400,箍筋采用HRB235.框架柱主要采用圆形截面,直径分别为 $\phi 1\ 000$ 、 $\phi 1\ 300$,H1轴斜柱为矩形柱,截面为 $800 \times 1\ 200$ 、 $800 \times 1\ 500$,其中B轴和H轴框架柱在13.9 m标高与上部钢柱连接,局部夹层处形成短柱.

楼面为控制裂缝、挠度以及抵抗温度应力,采用预应力技术,其中主梁采用有粘结预应力,次梁采用无粘结预应力,部分边梁采用缓粘结预应力.预应力梁抗裂等级按三级,控制裂缝宽度小于0.2 mm.框架梁截面尺寸为 $(800 \sim 1\ 400) \times 1\ 000$ 、 $1\ 200 \times 1\ 100$ 、 $1\ 400 \times 1\ 100$.由于各区长度较长,为减小温度应力的影响,在各区设置数道后浇带,带宽800 mm.

在H~H2轴之间采用压型钢板组合楼板,其余楼板均采用钢筋混凝土楼板,板厚120 mm,当抗风柱立于楼板上时,局部加厚楼板至300 mm厚.次梁采用井字梁,鉴于梁高跨比较小,在满足强度的条件下,框架梁和部分次梁采用预应力控制挠度和裂缝.主要计算结果见表6~表8.

(2) 4区上部钢框架结构概况

上部钢结构的陆侧柱支承于标高8 m的钢筋混凝土梁柱节点上,中柱锚入下层钢筋混凝土柱中,空侧柱落地,均为固接.跨度较大部分屋面梁采用倒三角形立体桁架,延伸到两侧转换为实腹箱形截面(图9).部分跨度较小,高度较低的刚架梁采用箱形实腹截面(图10).钢材均采用Q345B.

箱型钢柱最大截面为B1 200 \times 400 \times 20 \times 50,箱型钢梁最大截面为B(1 200~1 900) \times 400 \times 20 \times 20,框架中部钢管柱截面为P1 000 \times 25,楼面钢梁最大截面为H800 \times 350 \times 16 \times 36.

屋面立体桁架呈倒三角形,高1 200~1 623 mm,宽

2 204~2 286 mm.下弦采用P 273 \times 16和P 245 \times 16圆钢管,上弦采用B 300 \times 300 \times 12 \times 12方钢管,腹杆采用P140 \times 8和P127 \times 8圆钢管.屋面立体桁架和箱型钢梁间采用转换节点连接,见图11.屋面柔性拉索采用高强度镀锌钢绞线,柱间支撑采用钢缆索.

(3) 结构振动模态

由于结构平面和立面不规则,为取得良好的刚度分配,结构设计时增加了钢框架整体和纵向刚度,沿结构纵向在伸至屋面的钢柱柱顶设置了纵向桁架,同时各榀刚架间隔10 m左右设置上弦系杆一道,

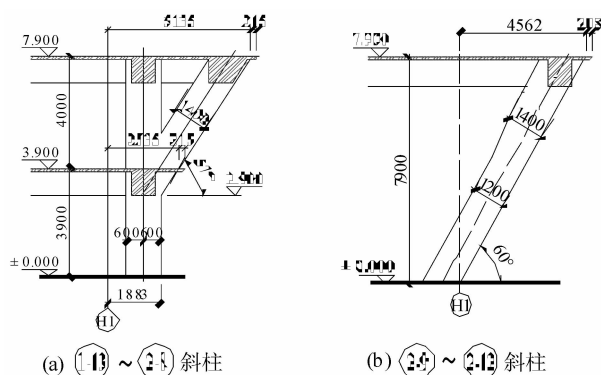


图8 混凝土斜柱

Fig. 8 Concrete inclined column

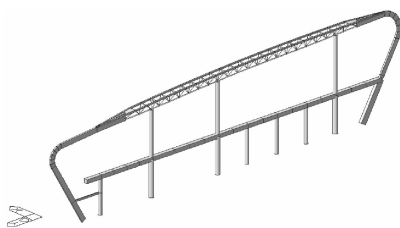


图9 4区典型框架1
Fig. 9 Typical frame 1 of Zone 4

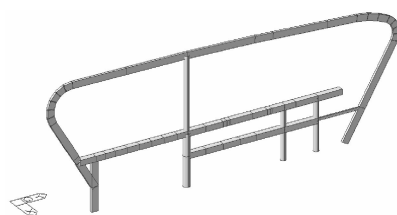


图10 4区典型框架2
Fig. 10 typical frame 2 of Zone 4

在系杆间设置屋面横向支撑和纵向支撑(图 5),空侧及陆侧外立面的框架柱间考虑幕墙的支点。

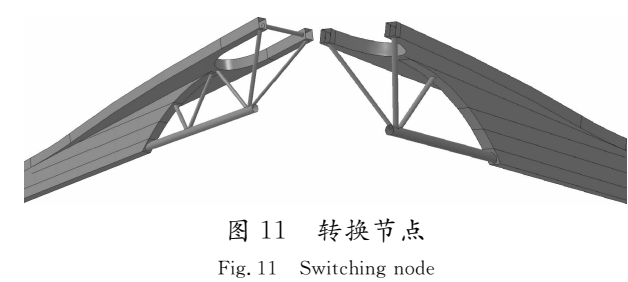


表 3 4 区下部结构前 6 阶振型周期特征

Tab. 3 The first 6 vibration period characteristics which under the part of Zone 4 structure

振型	1	2	3	4	5
周期/s	0.538 8	0.535 4	0.431 2	0.138 5	0.127 7
平动系数	0.88	0.96	0.19	0.88	0.92
扭转系数	0.12	0.04	0.81	0.12	0.08

结构有限元分析采用整体三维模型,梁、柱、桁架弦杆和腹杆等采用梁单元,柔性支撑(含屋面和柱间支撑)采用只受拉单元。

4 区整体结构前 4 阶振型见图 12。

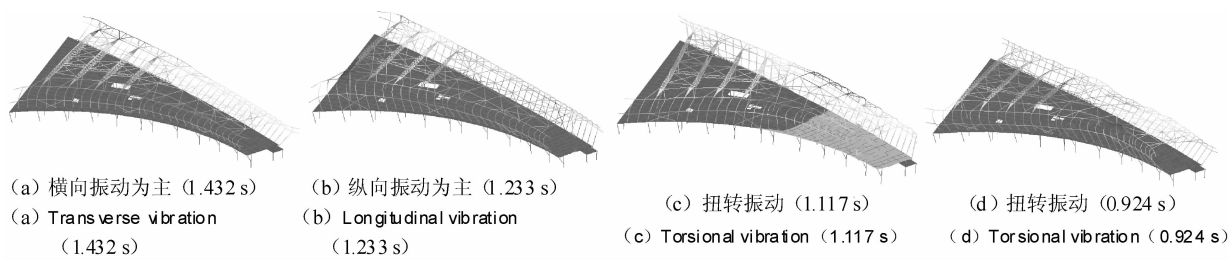


图 12 4 区结构前 4 阶振型
Fig. 12 The first 4 mode of zone 4 structure

从以上振型分布结果可以看出,虽然采取了措施,但由于结构横向与纵向刚度的差异,纵向振型仍然较密集,扭转分量也较大,从振型方向因子可见,振型以横向和纵向耦合振动居多.由于加强了整体和纵向刚度,结构振动周期控制在了理想的范围内。

(4)结构位移

结构正常使用极限状态荷载组合下的屋面桁架和屋面梁最大挠度见表 7。

因下部钢筋混凝土结构刚度很大,其侧移值很小,完全满足钢筋混凝土框架层间位移的要求(表 5、表 6)。上部钢结构相对于下部结构刚度较弱,结构高度也随屋面变化,由于屋面桁架和梁跨度不同,结构侧移大小不一,表 7 列出最大位移值。

因结构抗侧力构件的方向差别超过了 15 度,沿主要抗侧力方向分别计算地震作用。X、Y、Z 向小震作用下结构侧移见图 13,最大侧移为结构层间高度的 1/332。

(5)中震分析

分析结构在设防烈度地震(中震)作用下,是否满足“中震不屈服”的性能目标,对钢结构构件进行抗震设计,结构主要构件的应力比计算结果见表 8。分析结果表明,除支撑和系杆外,按小震乙类计算的应力比普遍比中震不屈服要高。支撑和系杆按中震不屈服控制并已作修正。

结构计算采用复合阻尼比,混凝土结构阻尼比为 0.05,钢结构阻尼比为 0.035。设计特征周期 $T_g=0.35\text{ s}$ 。

表 4 正常使用极限状态荷载组合下桁架(梁)挠度

Tab. 4 The truss(beam) deflection of serviceability limit state load combination

类别	位移/mm	位移/跨度	荷载控制组合
桁架	94.5	1/407	恒+活
梁	103.0	1/388	恒+活

表 5 4 区下部结构在地震作用下水平位移

Tab. 5 Horizontal displacement of Zone 4 lower structures under earthquake action

水平力	层间位移角	最大位移与平均位移比
X 方向地震	1/1 346	1.02
X 双向地震	1/1 283	1.04
Y 方向地震	1/927	1.43
Y 双向地震	1/925	1.43

注:风荷载作用下位移很小,结果中未列出;考虑绝对位移很小,最大位移与平均位移比适当放宽。

表 6 4 区结构罕遇地震作用下水平弹塑性位移

Tab. 6 Horizontal elastoplastic displacement of Zone 4 structure under severe earthquake

水平力	层间位移角
X 向地震	1/136
Y 向地震	1/136

(6)静力非线性 Pushover 分析(推覆分析)

本次推覆分析是沿结构两个方向的基本模态施加侧向力,采用主节点控制,控制节点取模态分析中第一振型的最大位移点.塑性铰的定义如下:梁的两端为弯矩铰,分布在混凝土框架梁、桁架弦杆腹杆及实腹钢梁的两端;柱铰为轴力-弯矩铰,分布在混凝土柱及钢柱上下端部;系杆和支撑设轴力铰.

图 14 为 X 方向 Pushover 能力曲线.从能力曲线可见,观测点侧移 200 mm 以内,结构呈弹性状态,侧移超过 200 mm 后,结构承载能力迅速下降.此时纵向侧移达到高度达到结构最大高度的 1/125.

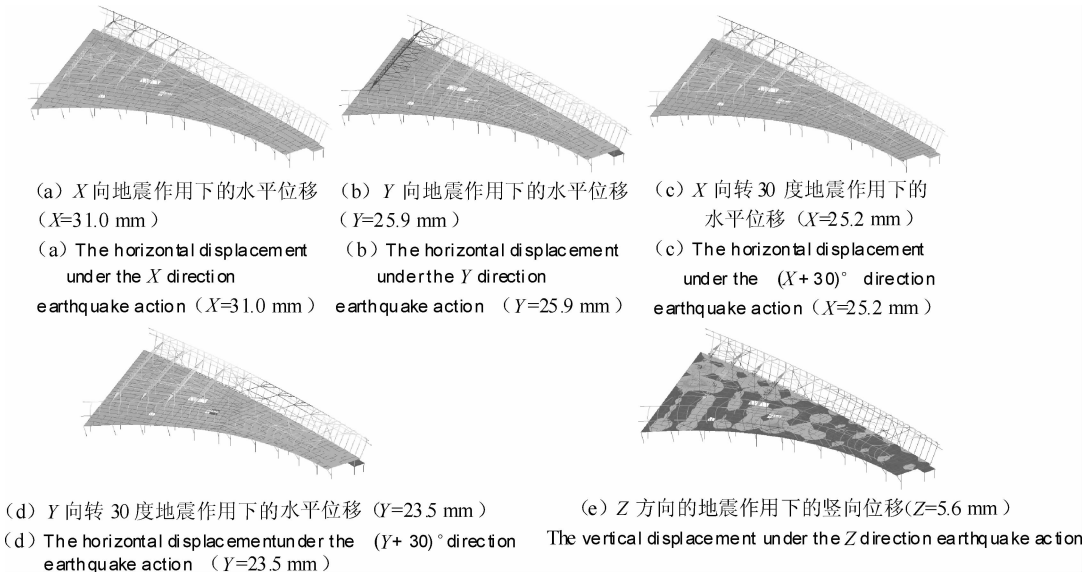


图 13 小震下结构位移

Fig. 13 The structural displacement under the frequent earthquake action

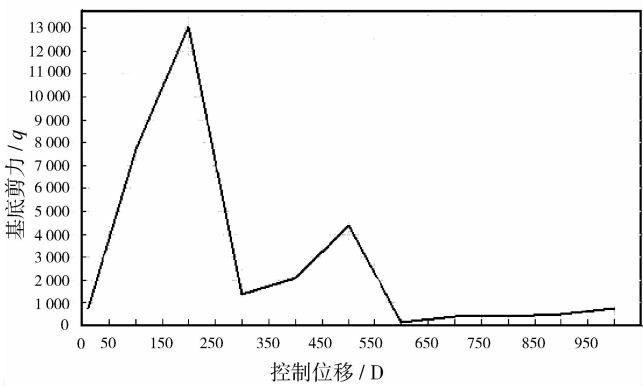


图 14 X 向能力曲线

Fig. 14 Capacity curve in X direction

图 15 所示,5%阻尼需求曲线和能力谱交点一结构性能控制点处,结构仍处于弹性阶段.

图 16 为结构沿 X 向塑性铰发展情况.从塑性铰状态来看,当结构侧移 80 mm 时,跨度最大轴的混凝土

表 7 上部钢结构水平位移

Tab. 7 The horizontal displacement of upper steel structure

荷载工况组合	位移/mm	位移/高度
恒+活+0.6 左风	39.1	1/318
恒+活+0.6 右风	23.3	1/365
恒+0.7 活+左风	42.2	1/300
恒+0.7 活+右风	27.3	1/311
恒+左风	38.7	1/339
恒+右风	22.7	1/336

表 8 中震下主要杆件应力比

Tab. 8 The main rod stress ratio under the medium intensity earthquake

杆件类别	规格	应力比
桁架	B300×300×12×12	0.642
	P273×16	0.713
	P245×16	0.553
	P140×10	0.594
	P127×8	0.736
钢柱	B1 200×400×25×50	0.633
	B(1 200~1 000)×400×25×45	0.529
	箱型钢梁、柱 B(1 200~1 000)×400×30×60	0.608
	B1 000×340×16×30	0.412
	B 650×250×16 ×16	0.693
H 型钢梁	P1000×25	0.511
	HN 500×200×10/16	0.497
	HN 446×199×8/12	0.540
	HN 450×200×9/14	0.596

土柱底及伸至屋面的钢管柱底出现塑性铰,随着侧移的增加,柱两端塑性铰逐渐增多,塑性也不断发展,至侧移达到 200 mm,结构已无承载能力.因此应对钢结构的纵向刚度进行加强,同时对与三区相邻的混凝土柱及伸至屋顶的钢柱截面适当加强.

图 17 为 Y 方向 Pushover 能力曲线.从能力曲线可见,观测点侧移 200 mm 以内,结构呈弹性状态,侧移与荷载增加呈直线,超过 200 mm 结构逐渐出现塑性,荷载位移曲线下弯,基底剪力增加减慢,该状态延续到侧移达 650 mm,约为结构高度的 1/40,此时结构承载能力下降.

图 18 所示,5%阻尼需求曲线和能力谱交点—结构性能控制点处,结构仍处于弹性阶段.

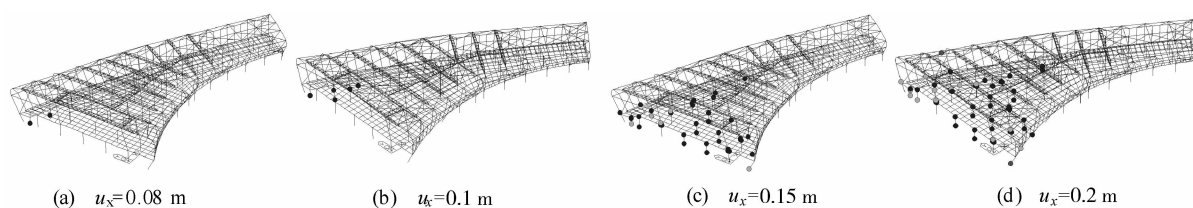


图 15 X 向能力谱比需求谱

Fig. 15 Capacity spectrum and demand spectrum in X direction

图 16 Pushover-X 结构塑性铰发展

Fig. 16 Pushover-X plastic hinges of structure

从塑性铰状态来看(图 19),随着侧移的增加,柱两端塑性铰逐渐增多,塑性性质也不断发展,至侧移达到 500 mm,即结构高度的 1/50,结构承载能力仍在增加.说明结构沿该方向具有较好的抗倒塌能力.

(7) 线性屈曲分析

线性屈曲分析主要用于求解由桁架、梁单元或板单元构成的结构临界荷载系数和分析对应的屈曲模态.屈曲分析有助于发现屈曲对结构尤其是构件的影响.采用特征值屈曲分析得到各屈曲模态的荷载系数以及对应的屈曲形态.

考虑初始荷载组合为 1.0 恒(不变)+1.0

活(可变).计算一阶屈曲模态(图 21)如下,一阶屈曲系数为 35.6,当活荷载达到 $35.6 \times 0.7 = 24.9 \text{ kN/m}^2$ 时,桁架发生屈曲,说明结构有足够的安全储备,在设计荷载范围内,结构不会发生整体或局部的屈曲.

(8) 几何非线性稳定分析

经几何非线性分析,结构在自重、活荷载、风荷载和温度变化下,无稳定问题.桁架各杆件内力不大,受力比较均匀,随荷载增加,非线性不明显.图 22 为最大跨桁架最高点节点位移在活荷载和升温作用下随自重倍数增加的关系曲线,图 22 为相同节点位移在恒载和升温作用下随活荷载增加的关系曲线.

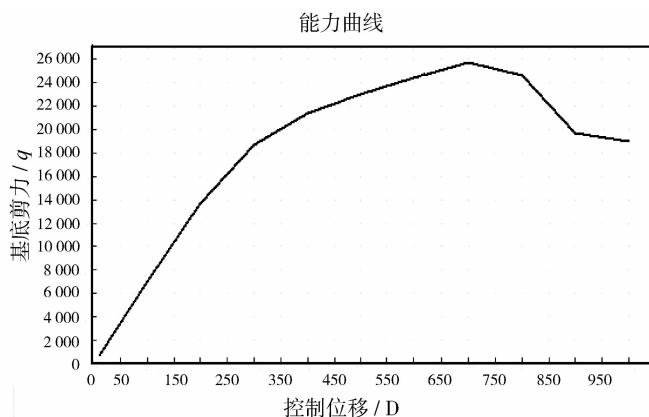


图 17 Y 向能力曲线

Fig. 17 Capacity curve in Y direction

3.2.3 3区结构分析

航站楼3区结构体系与2、4区相同,但框架平面柱网较规则,主要柱距为 18.0×18.0 m和 18.0×9.0 m,框架柱为圆形柱,截面直径为 $\phi 1\,000$ 、 $\phi 1\,200$ 、 $\phi 1\,600$,其中A、D、F轴混凝土框柱在7.9 m标高和13.9 m标高与上部钢柱连接,均采用埋入式连接。框架梁截面尺寸为 $(800 \sim 1\,400) \times 1\,000$ 、 $1\,200 \times 1\,100$ 、 $1\,400 \times 1\,100$ 。在H~H1轴之间采用压型钢板组合楼板,其余楼板均采用钢筋混凝土楼板,板厚120 mm。

上部钢框架的最大跨度为 $41+54+36+27$ m,混凝土结构柱网为 18×18 m。单榀结构布置见图4。

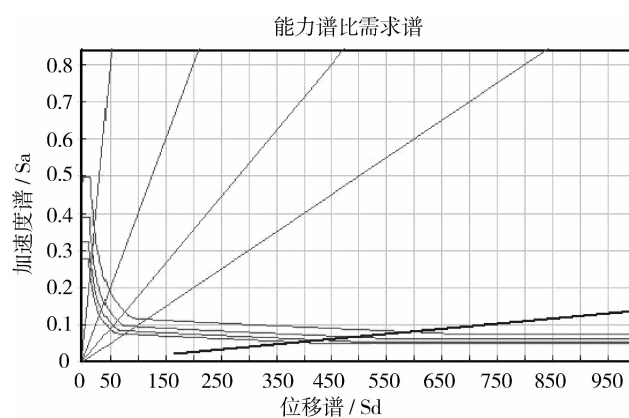


图18 Y向能力谱比需求谱

Fig. 18 Y direction capacity spectrum and demand spectrum

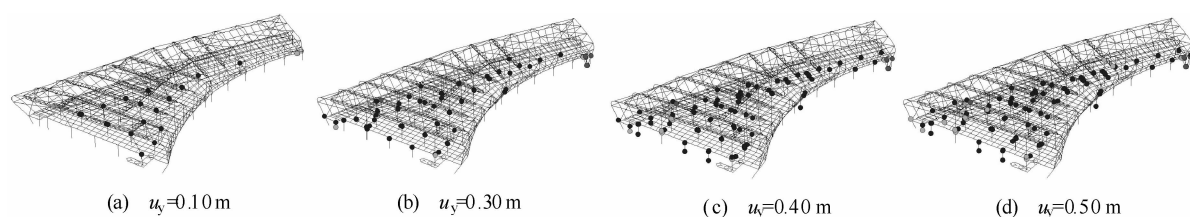


图19 Pushover-Y 结构塑性铰发展

Fig. 19 Pushover-Y plastic hinges of structure

屋面立体桁架和箱型钢梁间转换节点做法同2、4区。施工现场照片见图23、24。

箱型柱最大截面为 $B\,1\,400 \times 400 \times 25 \times 80$,箱型梁最大截面为 $B(2\,400 \sim 1\,400) \times 400 \times 25 \times 30$,主桁架上弦采用 $B\,400 \times 350 \times 16 \times 16$,下弦采用 $P\,299 \times 16$ (支座处为满足建筑需要采用 $P\,350 \times 22$ (高强度钢Q420B),腹杆采用 $P\,168 \times 10$ 和 $P\,159 \times 8$ 。屋面箱型梁和立体桁架采用转换节点连接,见图11。楼面梁最大截面为 $B\,1\,000 \times 340 \times 16 \times 30$,钢管柱截面为 $P\,1\,200 \times 20$ 。柱间支撑采用1 860 MPa级钢缆索 $\Phi 7 \times 19$,柔性拉索采用高强度镀锌钢绞线D15.2。

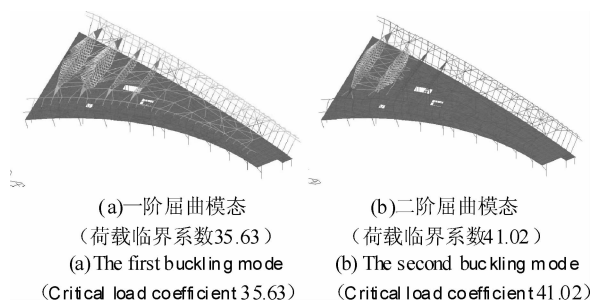


图20 4区屈曲模式

Fig. 20 Buckling mode of Zone 4

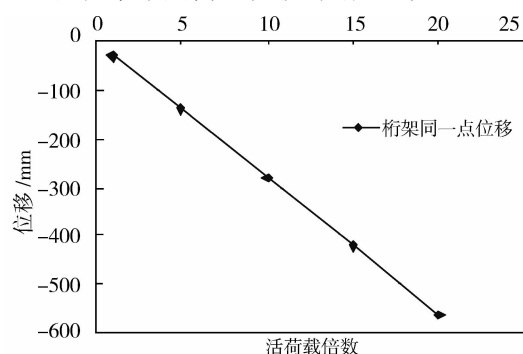


图21 升温 and 活载作用下位移随自重变化的曲线

Fig. 21 Displacement of heating-up and live load with self-weight curve

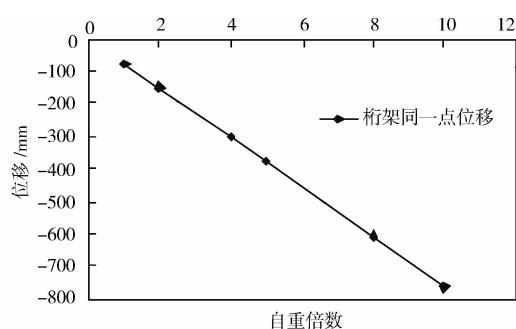


图22 升温 and 恒载作用下位移随活荷载变化的曲线

Fig. 22 Displacement of heating-up and dead load with live load curve



图 23 3 区陆侧施工现场

Fig. 23 The construction site in Zone 3 by land side



图 24 3 区空侧施工现场

Fig. 24 The construction site in Zone 3 by air side

3 区结构分析过程同 2、4 区,各杆件应力比均控制在设计性态目标内。

3.2.4 1~5 区整体结构温度作用分析

合肥新桥国际机场航站楼建筑为大跨超长结构,其中下部框架部分由纵向设置的 4 道伸缩缝将结构划分为 5 个温度区段,上部钢结构屋盖为一个整体,虽然采取构造措施在伸缩缝对应屋面位置减弱纵向连接,但温度作用任然不能忽视,因此需要建立结构的整体有限元模型计算,模型见图 25。

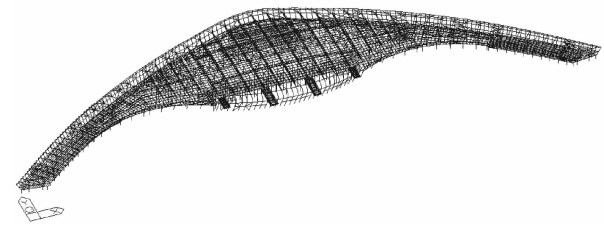


图 25 结构整体有限元模型

Fig. 25 Finite element model of the whole structure

地下室部分 187×27 m,楼层混凝土部分最大分区长度 190 m,最小 120 m。经分析,温度作用对上部钢结构构件内力、主框架内力及支座水平剪力的影响均较大,且在正常使用极限状态下,温度组合为控制组合,杆件的影响已经在前述的结构设计分析中得到修正。

温度荷载仅考虑与恒载、活载和风荷载的组合,不考虑与地震作用的组合。计算分析得出最大应力均出现在钢柱脚处。

正常使用状态下,温度作用参与组合的结构位移值见表 12。

温度变化对主框架内力及支座水平剪力的影响,以最大处(3 区空侧)为例,见表 13。

通过以上分析可以得出:1. 上部钢结构温度作用最大应力位置在钢柱支座处;2. 温度作用下的组合工况作用对钢柱的影响较大,为强度设计控制工况;3. 结构在温度作用下的最大位移发生在建筑物的两翼,沿纵向为结构高度的 1/220,满足结构性态设计目标。

表 9 3 区结构的前 6 阶振型周期特征

Tab. 9 The first 6 vibration period characteristics which is the part of structure with the of Zone 3

振型	1	2	3	4	5
周期/s	0.615 9	0.605 3	0.544 9	0.276 0	0.256 8
平动系数	0.98	0.96	0.13	0.18	1.00
扭转系数	0.02	0.04	0.87	0.82	0.00

表 10 3 区下部结构在地震作用下水平位移

Tab. 10 Horizontal displacement of Zone 3 lower structures under earthquake

水平力	层间位移角	最大位移与平均位移比
X 方向地震	1/1 403	1.14
X 双向地震	1/1 397	1.14
Y 方向地震	1/1 442	1.07
Y 双向地震	1/1 392	1.07

表 11 3 区结构罕遇地震作用下水平弹塑性位移

Tab. 11 Elastoplastic displacement of zone 3 structure under severe earthquake

水平力	层间位移角
X 向地震	1/187
Y 向地震	1/191

表 12 温度作用参与组合的结构位移(mm)

Tab. 12 Structure displacement under Temperature action combination(mm)

荷载组合	X 向	Y 向	Z 向
恒+升温	74	51	96
恒+降温	55	70	114
恒+活+降温	56	50	160

3.2.5 多点地震输入

合肥新桥机场航站楼结构平面尺寸大,特别是连成整体的上部钢结构,结构平面形状也不规则.从设计角度出发,对合肥新桥机场航站楼在多遇地震下多点输入结构响应进行研究,分析考虑多点输入后的结构安全性;对上部钢结构的各分区间连接形式对整体结构地震响应的影响程度进行评估.根据研究结果,得到了以下主要结论和建议:

(1)多点输入效应对下部框架的影响大于上部屋盖结构,这是因为多点输入下地面不均匀运动直接影响下部框架结构的地震响应,而上部屋盖结构受到的影响却更间接、更小.

(2)无论一致输入还是多点输入情况,设计应力最大的最危险构件是位于 1 区端部的柱子,考虑了上述分析结果,设计时加大了相应构件的截面,以确保结构在地震中的安全性.

3.2.6 抗震分析综述

(1)计算结果分析

框架结构受力明确,且有很好的延性,是一种较好的结构体系,其刚度和承载能力完全能满足新建建筑物的要求.通过以上分析得出以下结论:

(a)小震反应谱分析结果,本建筑物具有良好的动力特性,其自震周期、地震作用下的底部剪力均在合理范围之内,强度和刚度指标均满足《建筑抗震设计规范》规定的指标要求.

(b)由中震反应谱分析,得知结构主要受力构件在中震作用下的强度应力总体上均小于钢材的屈服强度,满足结构仍然处于弹性阶段(不屈服)的设计目标.

(c)在罕遇地震作用下,结构的抗震性能满足防倒塌的抗震设计目标.结构整体和结构各个构件的最大弹塑性变形都远小于相应的可接受最大弹塑性变形限值.非线性静力推覆分析的结果都表明,在罕遇地震作用下,结构整体和各个结构构件仍具有明显的强度和变形能力安全储备.表明结构的抗震性能优于建筑抗震设计规范(GB50011-2001)^[1]规定的防倒塌的最低要求.

(2)抗震构造措施

建筑物的自振周期控制在合理的范围,保证建筑物有足够延性.

在构件设计中,做到强柱弱梁、强剪弱弯、强节点弱构件.在地震作用下节点的承载力应大于相连构件的承载力.

轴压比控制在 0.80 以内,对个别轴压比大于 0.80 且小于 0.90 的框架柱沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于 200 mm、间距不大于 100 mm、直径不小于 12 mm.所有短柱均沿柱全长箍筋加密.

非承重墙按规范要求设置构造柱及圈梁,并与主体可靠拉结,保证结构整体性.

4 幕墙与主体结构共同工作

按照建筑方案要求,在航站楼 3 区陆侧采用单索点支式玻璃幕墙,不锈钢拉索与主体结构向连,主体钢结构柱和联系梁为索体提供约束.幕墙承重构件作为主体结构的一部分,在风荷载及地震作用下对主体结构的影响不可忽视,有必要进行研究,考虑其不利影响.

通过分析得出结论如下^[2]:

通过 3 区整体建模分析,玻璃幕墙在风和地震作用下对结构主体产生的变形满足结构性态设计目标.主体结构有部分构件应力有所增加,但仍然满足规范要求.

5 箱型截面构件壁板稳定研究

合肥新桥国际机场航站楼上部钢结构框架中箱型截面梁弯曲成柱落地.由于钢框架的跨度大,箱型截面柱的尺寸较大.按照建筑抗震设计规范(GB50011-2010)^[3]第 8.3.2 条规定,可采用加厚壁板或设置加劲肋等措施处理.

规范规定箱型柱的壁板宽厚比和框架的抗震等级和高度相关,与截面地震作用下的应力状态不直

表 13 温度作用对主框架及支座的影响(kN)

Tab. 13 Temperature effect on the main frame and support (kN)

	主框架轴力	支座 X 向剪力	支座 Y 向剪力
升温 25 ℃	2 202	1 565	238
降温 30 ℃	2 643	1 874	286

接关联,显然对于低烈度区的大跨度轻型屋面箱型截面钢柱是不合理的.实际上,我国现行规范中这些宽厚比限值的规定,主要参考了美国和日本的国家规范的规定,由于国内外规范体系的不同,使借用过来的板件宽厚比不够严谨和完善^[4-5].现行规范规定的宽厚比限值,理论上与构件的受力状态和结构体系的延性有关.合肥新桥国际机场航站楼设防烈度为7度(0.1g),根据3.2.2(5)中震分析,除支撑外的所有结构构件中震时仍处于弹性工作状态,结构设计完全由风荷载等非地震组合控制,按规范宽厚比限值控制大截面箱形壁板会造成不必要的浪费.因而按照抗震规范引入的高承载力低延性的抗震思路,根据本结构的构件受力状态,计算分析和试验研究经济合理的板件宽厚比.箱形壁板稳定性试验现场见图26.

通过一系列的数值分析和试验研究并参考国内外的相关研究,得出大跨度钢结构箱型柱腹板宽厚比 h_0/t_w 对于不同抗震等级下的限值如下^[6]:

一级:50~40 n ; 二级:60~40 n ; 三级:75~50 n ; 四级:85~50 n

式中, n 为轴压比,对于距离柱根部 h (h 为腹板宽度)以上的区域,腹板宽厚比限值可降低一个抗震等级要求;对于抗震等级为四级的箱型钢柱,距离柱根部 h 以上的区域,腹板宽厚比限值不再降低要求.

以上研究成果直接应用于合肥新桥国际机场航站楼钢结构设计中,为业主节约了大量投资.

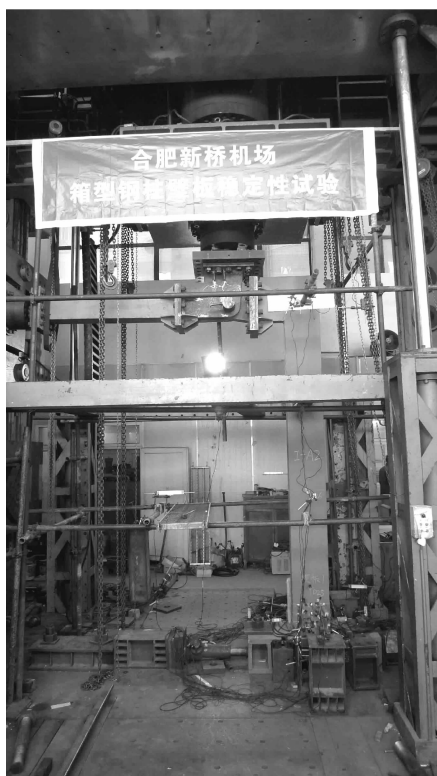


图26 箱型壁板试验(同济大学)

Fig. 26 Box type panel test (Tongji University)

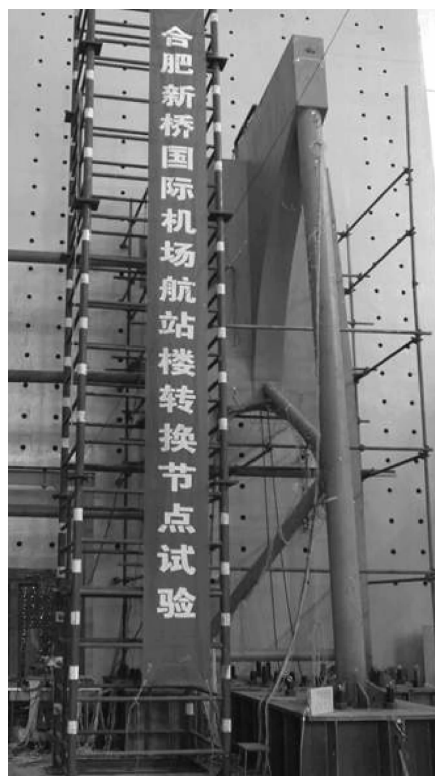


图27 转换节点试验(清华大学)

Fig. 27 Transferring node test (Tsinghua University)

6 转换节点性能研究

航站楼2、3、4区屋面结构采用了含转换节点的形式.转换节点由渐变箱形梁、立体桁架杆件与弧形渐变段组成.渐变箱形梁段截面高度由1.4m渐变至2.6m左右,箱形梁内部按照设计构造要求设置4至5道纵向加劲肋.弧形渐变段长度在12m左右,用于桁架上弦杆向箱形梁的过渡.立体桁架下弦杆与斜腹杆焊接在箱形梁端部的圆弧形盖板上.

转换节点按其在刚架中所处的位置、箱形梁与立体桁架腹杆的连接形式等,见图4所示.转换节点试验现场见图27.

通过试验研究、数值模拟计算、参数分析和设计方法拟合,总结出转换节点构件的承载性能、稳定问

题的设计方法,主要结论如下^[7]:

(1)通过两个转换节点构件的试验研究,得到了转换节点构件在压弯荷载下的承载能力和破坏形态.有限元模型较精确的模拟了转换节点构件的承载能力,从分析结果可以看出,转换节点构件对初始缺陷不敏感;

(2)陆侧转换节点构件,下弦杆受拉,荷载较大时会发生弦杆与箱形构件连接处焊缝的受拉开裂,破坏为脆性,设计时重点要求保证焊接质量,避免此类破坏的发生;空侧转换节点构件,下弦杆受压,荷载较大时会发生下弦杆屈曲破坏,构件的整个失效过程延性很好.且在实际工程中此类构件有桁架式檩条作为面外支撑,不易发生面外位移.

(3)在转换节点构件中,下弦杆端部,上弦杆与矩形管连接节点,以及立体桁架多管相贯节点处的应力水平均较高,设计时局部增加短加劲肋,避免局部应力集中.另外对于轴压过大的斜杆做局部加强处理.

7 结 论

综上所述,合肥新桥国际机场航站楼结构设计满足性能目标,具体表现在:

(1)结构具有良好的刚度,各种变形指标满足规范要求;(2)结构构件设计满足预设的性态设计目标,并且有合理的强度储备;(3)充分考虑了温度对结构的影响,满足温度作用下结构各项指标安全合理;(4)通过结构抗震性能化设计,采取相应的构造措施,满足结构抗震性能化目标;采用多点输入对结构抗震设计作补充分析,优化了局部抗震构造;(5)考虑了陆侧单索点支幕墙与结构主体的共同作用,满足主体结构和幕墙设计要求;(6)通过箱型壁板的稳定性研究,优化了箱型壁板的设置,节约了大量钢材;(7)通过转换节点的研究,实现了立体桁架到箱型截面的转化,使得结构更加安全、合理.

参考文献 References

- [1] 建筑抗震设计规范 GB500011-2001[S].
Code for seismic design of buildings GB50011-2001[S].
- [2] 舒 畅,丁大益,高 阳,等.合肥新桥国际机场航站楼索支承点支式玻璃幕墙的设计分析[J].建筑科学,2012,28(1):88-92.
SHU Chang, DING Da-yi, GAO Yang, et al. Design and Analysis of Cable Net Curtain Walls of Hefei Xinqiao International Airport Terminal [J]. Building Science, 2012, 28(1): 88-92.
- [3] 建筑抗震设计规范 GB500011-2010[S].
Code for seismic design of buildings GB50011-2010[S].
- [4] 陈 炯,路志浩.论地震作用和钢框架板件宽厚比限值的对应关系(上)[J].钢结构,2008,23(5):38-44.
CHEN Jiong, LU Zhi-hao. Corresponding Relationship of Seismic Action and Limiting Width-Thickness Ratios of Steel Frames(I)[J]. Steel Construction, 2008, 23(5): 38-44.
- [5] 陈 炯,路志浩.论地震作用和钢框架板件宽厚比限值的对应关系(下)[J].钢结构,2008,23(6):51-58.
CHEN Jiong, LU Zhi-hao. Corresponding Relationship of Seismic Action and Limiting Width-Thickness Ratios of Steel Frames(II)[J]. Steel Construction, 2008, 23(6): 51-58.
- [6] 罗永峰,李海峰,李德章,等.反复水平荷载下常偏压箱形钢柱抗震性能试验[J].同济大学学报:自然科学版,2012,40(3):344-352.
LUO Yong-feng, LI Hai-feng, LI De-zhang, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of Eccentrically Constant-compressed Steel Box Column Under Cyclically Lateral Loading [J]. Journal of Tongji University Natural Science, 2012, 40(3): 344-352.
- [7] 丁大益,王元清,刘莉媛,等.合肥新桥国际机场航站楼转换节点受力性能试验研究[J].建筑结构学报,2011,32(12):108-117.
DING Da-yi, WANG Yuan-qing, LIU Li-yuan, et al. Experiment on truss-to-box girder connection models of the Hefei Xinqiao International Airport Terminal [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(12): 108-117.

Effect analysis of a cracking cast-in-place floor strengthened by CFRP sheets

HE Xi-ping¹, YANG Bo¹, ZHANG Yun-shuai¹, WANG Biao²

(1. Anhui University of Architecture, Hefei 230022, P. R. China;

2. Anhui Sihui Dacheng Company Limited, Hefei 230011, P. R. China)

Abstract: A variety of penetrating cracks occurred in cast-in-place floor of C1 building in a building material market. Some crack mouth opening displacements have reached 0.35mm especially. The application of the building has been seriously affected by these cracks. In order to explain how these cracks come about by, combining the engineering materials actually used in this project, this article analyzes the reason of cracks by computing the shrinkage deformation of concrete and explains how they are caused by shrinkage of concrete. Based on the cracks inspection and cause analysis, an alternative scheme that CFRP sheets can be used to strengthen the floor. Besides, taking the second floor ((4-1/4) / (A-B) axis) strengthened by CFRP sheets of C1 building as the research object, is proposed the values of flexural rigidity and mid-span deflection are calculated. Finally, applying the finite element software ANSYS to model building of the floor achieving a function of natural service, the numerical simulation values of mid-span deflections are obtained. Meanwhile, the theoretical calculation values are compared with the numerical simulation values and the code values. The comparison results show that theoretical calculation values are smaller than theoretical calculation values and code values. A conclusion is drawn to indicate that the floor deformation can meet the normal demands of application.

Key words: carbon fiber-reinforced polymer sheets; cast-in-place floor; crack; deflection; ANSYS

Biography: HE Xi-ping, Associate Professor, Hefei 230022, P. R. China, Tel:0086-13905698543, E-mail:1047080558@qq.com

(上接第 30 页)

Structure design of hefei xinqiao international terminal

DING Da-yi^{1,2}, ZHENG Yan², MA Dong-xia², WANG Yuan-qing³, LUO Yong-feng⁴,
JIANG Xiang-min², WANG Jian², LIU Wei², SHAO Qing-liang², SHU Chang²

(1. Hefei University of Technology Civil and Irrigation Engineering School, Anhui Hefei 230009, China;

2. Wuzhou Engineering Design and Research Institute, Beijing 100053, China;

3. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of China Education Ministry,

Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

4. Tongji University Building Engineering School, Shanghai 200092, China)

Abstract: Hefei Xinqiao International Terminal structure is complex and long. The paper introduces the key point of technology of the structure design of the project, which include the choice of structure system, analysis of load and seismic design, temperature influence of over length structure, research of over sized steel box section wallboard stable and research of switching node, etc. Many problems, over solved such as, the transfer between box section and partial truss, the connection of prestressed reinforced concrete and steel framework column. The single layer cable-net glass curtain wall is working together with main body structure, all that methods made the construction of complex building body simple, which enhanced structure integrity. The connection between structure system and node construction is a good example for some large size public buildings.

Key words: structure system; long span steel structure; box section wallboard stable; switching node

Biography: DING Da-yi, Engineer, Hefei 230009, P. R. China, Tel:0086-15801015801 E-mail: dingdayi@wuzhou.com.cn