

DOI:10.19701/j.jzjg.2021.21.023

洛阳隋唐城应天门遗址保护建筑单体结构设计

徐珂, 田立强, 马志平

(清华大学建筑设计研究院有限公司, 北京 100084)

[摘要] 洛阳隋唐城应天门遗址保护建筑平面呈凹形布置,结构分缝后分为中部城楼、东西飞廊+朵楼+连廊、东西阙楼5个结构区段。为避让遗址和展示古代建筑形态,结构体系下部采用单跨斜柱支撑结构,中部采用空间桁架转换结构支撑上部框架结构,属于平面和竖向不规则体系。介绍了典型单体中部城楼区段、西飞廊+朵楼+连廊区段、西阙楼区段的设计方案、结构特点、分析结果及抗震设计原则。对各结构单体分别采用静力弹塑性分析、动力弹塑性分析方法进行罕遇地震作用下弹塑性分析,结果表明两种分析方法结果吻合,结构能够满足预期抗震性能目标。采用Push down分析方法考察下部遗址层在竖向荷载作用下的承载能力,结果表明下部遗址层具有足够的承载能力及塑性变形能力。

[关键词] 洛阳隋唐城应天门遗址;遗址保护建筑;竖向不规则;抗震设计;弹塑性分析

中图分类号: TU318 **文献标识码:** A **文章编号:** 1002-848X(2021)21-0119-10

[引用本文] 徐珂,田立强,马志平. 洛阳隋唐城应天门遗址保护建筑单体结构设计[J]. 建筑结构, 2021, 51(20): 119-128. XU Ke, TIAN Liqiang, MA Zhiping. Single structure design of the conservation building of YingTianMen archaeological site of Luoyang City of Sui and Tang Dynasties[J]. Building Structure, 2021, 51(20): 119-128.

Single structure design of the conservation building of YingTianMen archaeological site of Luoyang City of Sui and Tang Dynasties

XU Ke, TIAN Liqiang, MA Zhiping

(Architectural Design & Research Institute of Tsinghua University Co., Ltd, Beijing 100084, China)

Abstract: The plane of the conservation building of YingTianMen archaeological site of Luoyang City of Sui and Tang Dynasties is in the shape of the Chinese character “凹”. The structure is divided into five structural sections: middle tower, east and west Duolou and east and west Quelou. In order to avoid the site and display the ancient architectural form, the structural system adopts the single-span inclined column support structure in the lower part and the space truss transformation structure in the middle part to support the upper frame structure, which belongs to the plane and vertical irregularity system. The design scheme, structural characteristics, analysis results and seismic design principles of typical section as middle tower section, West Flying Corridor+Duolou+connecting corridor section and West Quelou section were introduced. The static elastoplastic analysis and dynamic elastoplastic analysis method were used for the elastoplastic analysis of each structure under rare earthquake action, respectively. The results of the two analysis methods are consistent, which shows that the structure can meet the expected seismic performance goal. Push down analysis method was used to investigate the bearing capacity of the lower site layer under vertical load. The results show that the lower site layer has sufficient bearing capacity and plastic deformation capacity.

Keywords: YingTianMen archaeological site of Luoyang City of Sui and Tang Dynasties; conservation building of archaeological site; vertical irregularity; seismic design; elastoplastic analysis

0 概述

应天门是隋唐两京考古发掘出的第一座宫城门阙遗址,其建筑形制为“一带双向三出阙”^[1]。应天门遗址为夯土墩台,顶部高出现有地面1~6m,地下深度约1m,平面呈凹形布局。本次遗址保护建筑设计遵循复原展示思路^[2-3],在兼顾遗址保护和展览功能情况下^[4],外观应反映出唐代建筑风格和应天门主要面貌,详见文献[1]中的图4。

根据遗址保护原则和上部形态展示要求,竖向结构从下至上由三段结构形式组成^[1],对应建筑三

功能层分别是:1)下部遗址层,采用横向单跨斜支撑框架结构,建筑顶标高统一为9.22m,结构板厚200mm;2)中部城墙层,采用外围钢筋混凝土墙+内部钢桁架转换结构或转换梁结构;3)上部建筑层,采用钢框架结构,局部采用转换结构。

上部建筑层和中部城墙层的建筑高度不同,按照形态区分为中部城楼、东西连廊、东西朵楼、东西

作者简介:徐珂,硕士,教授级高级工程师,一级注册结构工程师,Email:15601060166@126.com。

飞廊、东西阙楼 9 个单体,平面图详见文献[1]中的图 5,各建筑单体间设结构缝。按文献[1]所述,下部遗址层设缝后,建筑主体由中部城楼、东西飞廊+朵楼+连廊、东西阙楼 5 个结构区段组成。东西两侧采用相同结构体系,因遗址分布和建筑功能不是完全对称关系而有所差异。

本文以中部城楼、西飞廊+朵楼+连廊、西阙楼三个结构区段为例,分别介绍上部结构设计情况。设计基本条件同文献[1]第 4 节。拟建场地抗震设防烈度 7 度,设计地震分组第二组,场地类别 II 类;按 100 年重现期的基本风压、基本雪压分别为 $0.45, 0.40 \text{ kN/m}^2$ 。建筑主要功能为遗址展示及展览,楼屋面活荷载按相关规范取值。

1 中部城楼区段

1.1 遗址条件

城楼夯土遗存南北宽度(含散水)约为 31m,东西长约 58m,遗址居中布置有三条门道基石残存,上有榫眼,应为宋元以前城门使用,宽度和间距均为 5m。复原研究认为上部城楼明间(柱网)约为 5m,这种尺寸并不影响在古代夯土墙上做建筑,但对于杆系结构布置就会出现上下层柱网不对应的问题。前期市政道路建设时去除墩台,遗址在地下有 0.3~1.0m 厚夯土遗存。遗址东西两侧与连廊遗址相连,只能在遗址南北两侧布置结构基础^[5]。

1.2 横向设计

城楼建筑平面呈规则矩形布置,竖向由三段结构组成,下部为单跨斜柱支撑结构,中部采用外围钢筋混凝土墙+内部钢桁架转换结构,上部采用钢框架结构,局部采用转换结构。

在考虑遗址保护和施工空间要求后,下部遗址层确定结构落脚控制点位于遗址外 2.5m,即结构柱脚落地跨度为 36m,在城墙根部南北方向尺寸为 24m。在下部遗址层形成两侧主支撑斜柱,与地面夹角约为 58.4° 。楼层框架梁承担柱间楼层荷载,与斜柱组成一榀框架,梁同时是中部城墙层转换桁架的下弦。下部遗址层柱截面为 $\square 800 \times 1\,000 \times 60 \times 60$,梁截面为 $\square 600 \times 1\,000 \times 40 \times 40$,材质为 Q390GJC。

中部城墙层横向结构为桁架结构,外观砌筑 600mm 厚金砖,设计 1:4 坡度钢筋混凝土斜墙,作为金砖的承托结构,墙体厚度 200mm,墙体与外墙梁、柱之间采用抗剪栓钉连接。纵向外墙除 3 个门道预留洞口外连续布置,为两侧对称结构,与横向外墙共同作用有效降低城墙层扭转效应。转换桁架上弦设置四个节点,上部建筑层的框架柱落于上弦节

点,与之相连桁架斜腹杆将竖向荷载直接斜向传递给下部遗址层斜柱,其他杆件主要起到联系和承担楼层荷载作用。下弦布置三个节点,中间节点主要承担遗址层楼面荷载(图 1)。城楼上中下三部分的柱网在横向、纵向均上下不对应,上部荷载均通过中部桁架转换传递到下部遗址层结构。桁架腹杆中,边腹杆截面为 $\square 400 \times 400 \times 18 \times 18$,内腹杆截面为 $\phi 500 \times 25$,材质为 Q345C。城墙层中部有一层设备用房楼层,结构板厚 120mm,墙顶平座暗层空间没有建筑使用要求,未设顶部楼板,中部城墙层定义为结构过渡段。

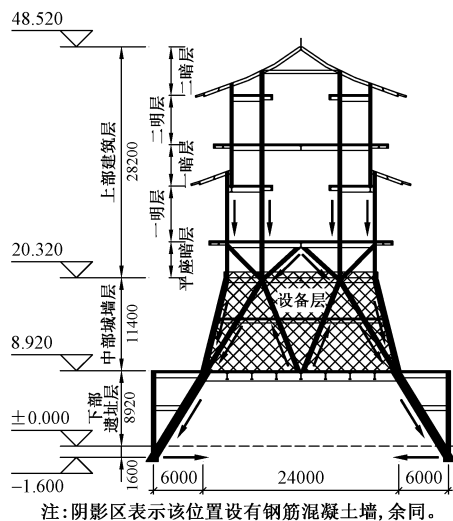


图 1 城楼横向结构剖面图

上部建筑层采用钢框架结构,局部有转换结构。平座暗层高度约 4.2m,采用双向桁架结构为中部城墙段桁架的复合上弦。平座暗层之上按古建筑划分原则为二层建筑,结构则根据明暗层特点布置四层框架结构,其中一明层顶部根据古代建筑外墙特点,外边柱向内收进 0.55m,即上下柱不直接贯通,结构设计采用梁上起柱方式进行转换。一明明层层高为 7.2m,横向中间跨无框架梁布置,地震作用下层间位移角最大,振型表现为薄弱层特点。构件设计时,增加高阶振型数量分析,并按高层钢结构技术规范^[6]要求进行内力调整。一明层框架柱受古代建筑尺寸和现代装饰尺寸限制,按抗震性能目标 B 级^[6]控制后,框架外边柱截面为 $\square 350 \times 350 \times 25 \times 25$,材质 Q390C;内柱截面为 $\phi 500 \times 25$,材质 Q345C。一明层以上楼层框架外边柱截面为 $\square 350 \times 350 \times 18 \times 18$,材质 Q345C;内柱截面尺寸、材质不变,结构板厚均为 120mm,坡屋面采用花纹钢板做承托板。

1.3 纵向设计

下部遗址层每榀框架柱网间距约为 10.0m,下部遗址层每榀框架承托上部建筑层两榀框架,在遗

址两侧边柱处设置全跨柱间支撑作为纵向抗侧力结构。

中部城墙层以 V 形布置进行竖向构件转换,之间形成的空间可以满足城墙南北通行门道建筑形态要求。V 形结构与平座暗层桁架层形成整体稳定转换体系(图 2)。

上部建筑层的纵向采用框架结构,根据古建筑特点,共计九开间,一明层顶部外柱内收 0.55m,采用梁上起柱方式进行转换。

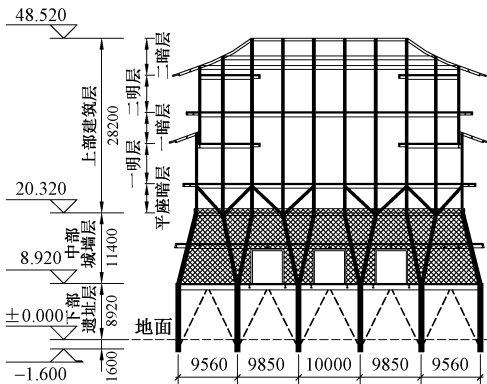


图 2 城楼纵向结构剖面图

城楼结构在下部遗址层高度为 8.92m,中部城墙层高度为 11.4m,上部建筑层至屋脊处高度为 28.2m,考虑柱脚埋深后结构分析总高度约 50m。

1.4 结构特点

城楼竖向三段楼层中,中部城墙层的抗侧刚度最大,与上下层相比差异大。通过水平位移分析可知,该层位移值与上下层相比很小,顶部位移值与下部遗址层顶部位移值基本相同,可认为该层是整个结构体系中的刚性层,与平座暗层桁架组合后为上部柔性框架结构提供稳固的柱底水平约束。城楼属于竖向不规则结构,按照抗震规范^[7]竖向规则体现在:1)下部遗址层侧向刚度小于中部城墙层的 70%;2)中部城墙层横向收进水平尺寸大于下部遗址层的 25%;3)上部建筑层一层侧向刚度小于其上二层的 70%;4)上部建筑层二层外围框架柱的内力由水平转换梁向下传递。

1.5 静力弹塑性分析

为考察城楼区段在罕遇地震作用下的结构性能及破坏过程,采用 MIDAS/Gen 软件进行罕遇地震作用下城楼区段结构的静力弹塑性分析(Push over)^[8]。采用加速度常量的加载方式,即荷载模式按照结构的惯性力分布,加载的荷载大小取决于每一楼层的质量。杆系单元的计算模型采用三维梁-柱单元。根据构件受力特点,在框架梁端部设置弯矩铰(MM 铰),柱、支撑构件端部设置轴力弯矩铰

(PMM 铰)。所有塑性铰的本构关系(塑性铰特性)均采用 FEMA 铰类型。采用 FEMA-273 中推荐的方法对构件的性能进行评价,构件的性能状态分为三个阶段:直接居住极限状态 IO (Immediate Occupancy),安全极限状态 LS (Life Safety),防止倒塌极限状态 CP (Collapse Prevention)。

在 7 度罕遇地震作用下,城楼区段 X,Y 向能力谱(需求谱)曲线如图 3 所示;X,Y 向性能点主要参数如表 1 所示。

城楼罕遇地震作用下 X,Y 向性能点主要参数 表 1				
方向	基底剪力/kN	顶点位移/mm	等效周期/s	等效阻尼/%
X 向	57 942	208	1.548	11.56
Y 向	59 270	168	1.375	15.06

由表 1 可知,在罕遇地震作用下,X 向周期增加至 1.548s,阻尼比增加至 11.56%;Y 向周期增加至 1.375s,阻尼比增加至 15.06%。结构周期延长,阻尼比增加,说明结构已经进入塑性状态。上部建筑层的平座暗层框架梁端最先出现塑性铰,随着位移增加,平座暗层及一明层框架梁端塑性铰进一步增加,且塑性铰程度进一步加深,一明层部分外围框架柱端也出现塑性铰。当达到性能点时,框架梁端、框架柱端塑性铰已达到一定数量,且塑性铰位置集中在上部建筑层的一明层,这符合该层为刚度薄弱层的结构特点,此时下部遗址层未出现塑性铰。一明层达到罕遇地震性能点时 X 向、Y 向弹塑性层间位移角最大,分别为 1/91,1/78。

采用 Push down 分析考察下部遗址层框架在竖向荷载作用下的承载能力^[9-10]。加载方式为竖向加载,通过不断增加竖向荷载得到结构竖向荷载-位移曲线,该曲线为非线性曲线,可以了解结构在竖向荷载作用下的屈服荷载,通过塑性铰的形成顺序可以发现结构的薄弱部位,进而可以针对结构的薄弱位置进行加强处理。Push down 分析时,塑性铰设置及本构关系同 Push over 分析。城楼区段 Push down 分析所得荷载系数-位移曲线如图 4 所示。

由图 4 可知,结构能够承受的最大竖向荷载为 2.754×(恒载+活载),该竖向荷载即为结构极限承载能力。通过观察 Push down 分析过程中构件塑性铰状态变化,可以发现,当荷载系数达到 1.802 时,下部遗址层西侧第二榀斜柱框架北侧框架梁端出现塑性铰,经分析是结构开始进入弹塑性变形阶段,因建筑设计要求,城楼西侧下部遗址层需吊挂 2 层高楼梯,且东侧部分楼面为玻璃地面,城楼西侧荷载大于东侧,这与塑性铰出现顺序相吻合;随着竖向位移继续增加,框架梁塑性铰继

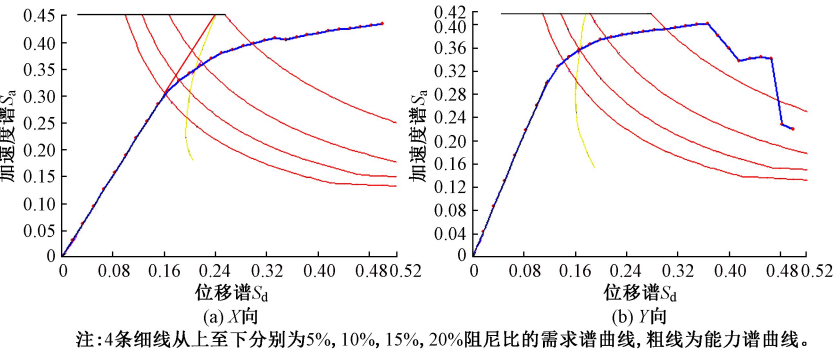


图3 城楼区段罕遇地震作用下能力谱(需求谱)曲线

续开展,数量增加;当荷载系数达到 1.957 时,与最先出现塑性铰的框架梁端对应的斜柱柱端出现塑性铰,表明斜柱进入塑性;结构达到最大极限承载能力,斜钢柱间大跨度梁跨中位置的最大竖向位移为-87.98mm。

1.6 动力弹塑性分析

采用 STRAT 软件对结构进行多遇地震下弹性动力分析法的补充验算,并对结构进行设防地震、罕遇地震作用下的动力弹塑性分析。

设防地震、罕遇地震作用下结构动力弹塑性分析输入的地震加速度时程最大值分别为 100, 220cm/s²。动力弹塑性分析模型采用纤维模型,钢材本构采用软件提供的 Clough 刚度退化(曲线)模型,见图 5。

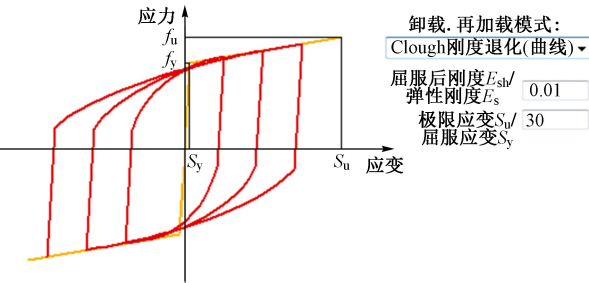


图5 钢材 Clough 刚度退化(曲线)模型

城楼区段地震动力时程分析选取五组天然波、两组人工波^[7]。多遇地震作用下弹性动力时程分析所得各组地震波下结构基底剪力及振型分解反应谱法计算所得基底剪力结果见表 2。

多遇地震时程分析结果表明,X 向、Y 向最大层间位移角均位于建筑层一明层,其余各层层间位移角均小于 1/550,其中天然波 5 的 X 向层间位移角最大,为 1/327。天然波 4 的 Y 向层间位移角最大,为 1/340。

城楼区段所选各组地震波,设防地震动力弹塑性分析所得结构基底剪力及其与多遇地震时程分析

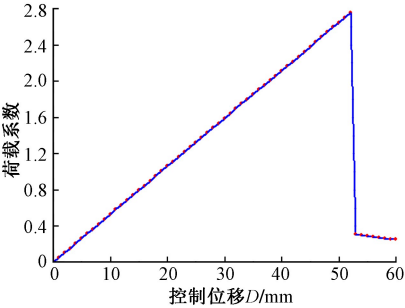


图4 城楼区段 Push down 分析所得荷载系数-位移曲线

城楼区段多遇地震作用下弹性动力时程分析结果 表 2

地震波	基底剪力/kN		时程分析/CQC 法	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	16 238	13 740	0.89	0.72
天然波 2	16 038	20 114	0.88	1.05
天然波 3	18 549	18 896	1.01	0.98
天然波 4	17 001	16 231	0.93	0.84
天然波 5	17 975	18 245	0.98	0.95
人工波 1	19 718	18 624	1.08	0.97
人工波 2	20 102	19 287	1.10	1.00
时程平均	17 946	17 877	0.98	0.93
CQC 法	18 292	19 215		

所得结构基底剪力的比值见表 3。由表 3 可知,天然波 4,5 及人工波 1,2 设防地震动力弹塑性分析所得 X 向结构基底剪力与多遇地震时程分析所得 X 向基底剪力的比值小于 2.86;天然波 3,4,5 及人工波 1,2 设防地震动力弹塑性分析所得 Y 向结构基底剪力与多遇地震时程分析所得 Y 向基底剪力的比值小于 2.86;这说明在上述地震波设防地震作用下结构部分构件进入塑性耗能阶段。X 向最大层间位移角为 1/130(天然波 5,位于上部建筑层一明层),Y 向最大层间位移角为 1/142(天然波 4,位于上部建筑层一明层)。经观察,天然波 1,2 作用下构件均未进入塑性阶段,构件无损伤。天然波 3,4,5 及人工波 1,2 作用下仅上部建筑层的一明层框架梁端最先出现轻微损伤。

城楼区段设防地震作用下时程分析结果 表 3

地震波	设防地震基底剪力/kN		与多遇地震基底剪力的比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	46 394	39 256	2.86	2.86
天然波 2	45 823	57 469	2.86	2.86
天然波 3	52 998	53 853	2.86	2.85
天然波 4	48 374	43 639	2.85	2.69
天然波 5	49 073	49 626	2.73	2.72
人工波 1	53 831	50 937	2.73	2.74
人工波 2	55 229	52 258	2.75	2.71
时程平均	49 415	49 130	2.75	2.75

经罕遇地震动力弹塑性分析,城楼区段罕遇地震作用下 X 向、Y 向的弹塑性层间位移角最大值分别为 1/53(天然波 5,上部建筑层一明层)、1/66(天然波 4,上部建筑层一明层)。

城楼区段罕遇地震弹塑性结果与多遇地震反应谱结果比值见表 4。由表 4 可知,最大层间位移角比值均小于基底剪力的比值,说明罕遇地震作用下结构进入塑性耗能阶段。经观察,各地震波作用下构件损伤情况如下:上部建筑层的一明层框架梁端最先出现轻微损伤,随着地震波的持续作用,该部分损伤加剧;其中天然波 3,4,5 及人工波 1,2 作用下,下部遗址层斜柱外侧的框架梁端、支撑构件出现轻微损伤;仅天然波 5 作用下上部建筑层的一明层西侧角部框架柱端及下部遗址层北侧部分竖直框架柱端出现轻微损伤,下部遗址层斜钢柱间框架梁端仅在西北角位置出现一处轻微损伤,斜钢柱未出现损伤。构件损伤主要集中在上部建筑层的一明层,这与静力弹塑性分析结果相吻合。

城楼区段罕遇地震弹塑性结果与多遇地震反应谱结果比值 表 4

地震波	基底剪力比值		最大层间位移角比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	5.75	5.21	5.16	4.74
天然波 2	5.90	5.19	5.15	4.71
天然波 3	4.87	4.63	4.40	4.45
天然波 4	4.95	5.30	4.84	4.64
天然波 5	5.58	5.58	5.19	5.34
人工波 1	4.73	5.21	4.58	4.82
人工波 2	4.93	5.11	4.63	4.94
时程平均	5.24	5.17	4.85	4.81

2 西飞廊+朵楼+连廊区段

2.1 遗址条件

西朵楼夯土遗存平面为边长 24.0m 的正方形,向东通过连廊墩台与城楼相连,向西为城墙墩台,向南通过飞廊墩台与阙楼相连,城墙和连廊遗存宽度约为 20m,飞廊遗存宽度约为 16m,整体平面为 T 形。遗址由城楼地下 0.3~1.0m 厚夯土遗存逐步抬升至阙楼地面以上 4.0~6.0m 墩台遗存组成。连廊、飞廊、城墙遗址两侧,朵楼遗址北侧可以布置结构基础。

2.2 结构设计

西飞廊+朵楼+连廊区段(简称西朵楼区段)在上部建筑层分为连廊、朵楼、飞廊三个单体,呈 L 形,三个单体楼层高度不一致,各单体在中部城墙层顶部不在一个标高上,按照《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)(简称高混规)建议属于多塔结构(图 6)。三个单体在中部城墙层与西侧外伸城墙因外墙分布连为一个结构体,呈 T 形,形成多塔结构根部,其中飞廊因造型原因,城墙顶部由北

向南呈逐步升高形态,该层采用外围钢筋混凝土墙+内部钢桁架转换结构将上部荷载向下传递。西朵楼区段在下部遗址层东西向约 55.0m、南北向约 41.0m,连廊城墙底部宽度约 15.0m,飞廊城墙底部宽度约 11.0m,朵楼城墙底部宽度约 19.0m,横向收进水平尺寸均大于下层的 25%。朵楼单体的中部城墙层高度为 10.6m,上部建筑层至屋脊处高度为 20.1m,考虑柱脚埋深后结构分析总高度约 41.0m。

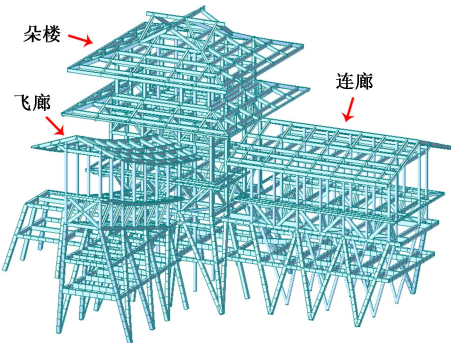


图 6 西朵楼区段轴侧视图(不包括下部遗址层及斜向墙体、楼板)

在考虑遗址保护和施工空间要求后,连廊、飞廊、西侧城墙采用单跨斜柱框架跨越遗址,其他部分荷载传递则与临近的结构体共用,因此朵楼在下部遗址层的结构同时承担连廊、西侧城墙、飞廊相关荷载。朵楼遗址东、南、西三侧有其他遗址,主受力基础只有布置在朵楼遗址四个角部外侧,才能保证四个基础间水平推力在支撑斜柱作用下互相均衡分布,基础间则通过暗挖顶管拉杆的预应力控制值在两侧相等。

朵楼单体平面为正方形,在下部遗址层结构布置两榀单跨斜柱框架,垂直相交而成的十字交叉框架结构,即每榀框架与上部建筑呈 45°托起上部结构,两榀框架间在中部城墙层根部相交处设置连系梁托起外墙结构。单独的十字交叉框架稳定性弱,通过楼板、梁与周边框架支撑结构组成稳定的抗扭转平面结构,如图 7 所示。

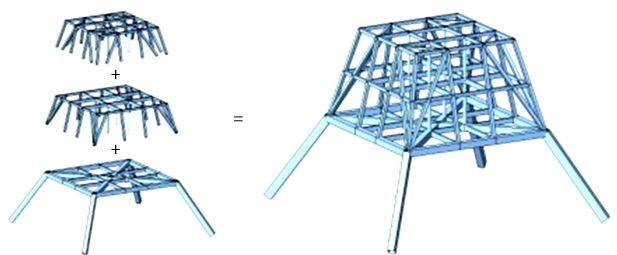


图 7 朵楼支撑体系

朵楼中部城墙层在上部建筑层的内柱对应位置设置边斜柱,与角斜柱、平座暗层桁架组成门式转换

结构,平座暗层桁架同时作为内柱的支撑转换桁架。朵楼四角都由一个角柱、两根边斜柱组成平面三角形组合柱,根部交汇于下部斜柱顶端,这样上部荷载主要通过斜柱轴力向下传递。朵楼下部遗址层四根斜柱截面均为□800×1 000×60×60,梁截面为□800×800×40×40,钢材材质 Q390GJC。中部城墙层角柱、边斜柱截面均为□400×400×20×20,钢材材质 Q345C。

通过图 8 可以看出,朵楼上部荷载主要以外围斜柱向下传递,下部遗址层层框架梁主要承担楼层荷载,这样就减少对楼层框架梁特别是十字交叉梁的转换内力要求,同时不需要在内部设置斜杆桁架,减少对建筑使用空间的影响,在内柱围合成的中心区域布置竖向交通和设备井。按抗震性能目标 B 级控制后,朵楼上部建筑层一明层框架外边柱截面为□350×350×22×22,材质 Q390C;内柱截面为φ400×16,材质 Q345C。

连廊、西部城墙、飞廊三者相对受荷面积小,建筑高度低。其中飞廊上部建筑层为单层单跨框架结构(图 9),结构设计利用平座暗层做桁架结构形成加强层,控制结构水平位移量,中下部以斜柱支撑传递竖向荷载设计。

2.3 结构特点

西朵楼区段竖向结构与城楼类似,采用三段结构类型,区别是中部城墙层以门式转换结构为主,属于竖向不规则类型。平面上在中部城墙层由四个功能体混合组成 T 形结构(图 10),每翼平面伸出长度大于结构宽度;各结构体在遗址层上没有统一楼层标高,无连续楼板布置,属于平面不规则类型。

上部建筑层由三个独立单体组成,具有多塔结构特点,因根部标高不同,与高混规所述多塔结构有差异。三个单体采用框架结构,侧向刚度相比下部小,结构低阶振型主要以三个单体振动为主,主扭转振型为朵楼单体扭转。由于缺少连续布置楼层,主要平动振型发生在连廊、飞廊平面布置的端部,符合

结构布置特点,在数据上表现为整体扭转分量占比高。由于中部城墙及斜柱以轴力变化为主,下部结构在端部扭转效应并不明显。

飞廊在中部城墙顶逐步升高,上部框架梁呈现南高北低的形态,在竖向荷载作用下,框架柱头会出现向北倾斜的趋势,结构设计除布置平座暗层桁架减少下部水平位移外,还要求施工单位采用先浇筑城墙外侧混凝土,后安装上部建筑层钢结构的施工顺序,在安装钢柱时,根据施工模拟分析结果,柱顶向南预倾斜平衡安装后的水平位移。

2.4 静力弹塑性分析

在 7 度罕遇地震作用下,西朵楼区段 X、Y 向能力谱(需求谱)曲线如图 11 所示;X、Y 向性能点主要参数如表 5 所示。

西朵楼区段罕遇地震作用下 X、Y 向性能点主要参数 表 5

方向	基底剪力/kN	屋顶最高点位移/mm	等效周期/s	等效阻尼/%
X 向	44 510	147.4	1.166	8.102
Y 向	45 440	132.9	1.102	9.361

朵楼平座层斜撑端部最先出现塑性铰,随着位移增加,朵楼平座层斜撑端部塑性铰进一步增加,且塑性铰程度进一步加深,朵楼平座层及一明层框架梁端开始出现塑性铰,一明层部分外围框架柱端也出现塑性铰,下部遗址层个别斜撑构件端部也出现塑性铰。当达到性能点时,斜撑端部、框架梁端、框架柱端塑性铰已达到一定数量,且塑性铰位置集中出现在上部建筑层的一明层,一明层在罕遇地震性能点处 X 向、Y 向弹塑性层间位移角最大,分别为 1/73、1/79。

西朵楼区段 Push down 分析所得荷载系数-位移曲线如图 12 所示。由 Push down 分析可知,结构能够承受的最大竖向荷载为 3.017×(恒载+活载),该竖向荷载即为结构极限承载能力。当荷载系数达到 2.561 时,朵楼东南角下部遗址层框架梁端出现

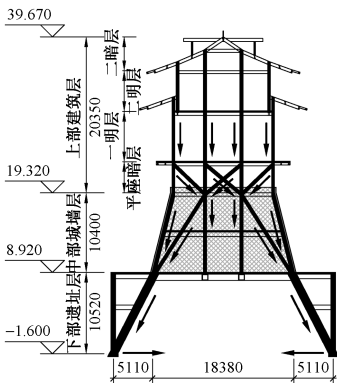


图 8 朵楼竖向结构剖面图

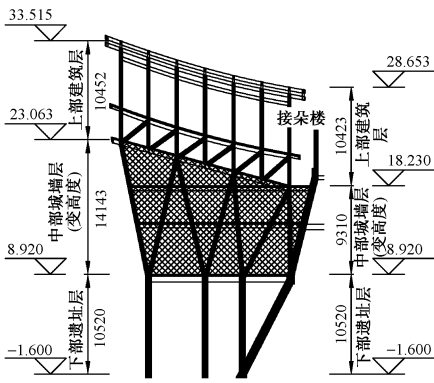


图 9 飞廊竖向结构布置图

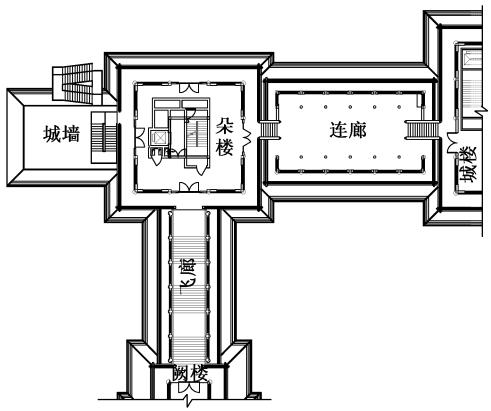


图 10 西朵楼区段中部城墙层建筑平面图

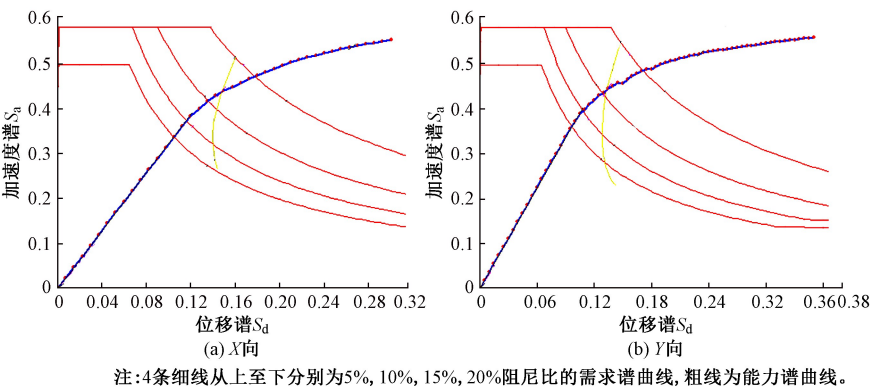


图 11 西朵楼区段罕遇地震作用下能力谱 (需求谱) 曲线

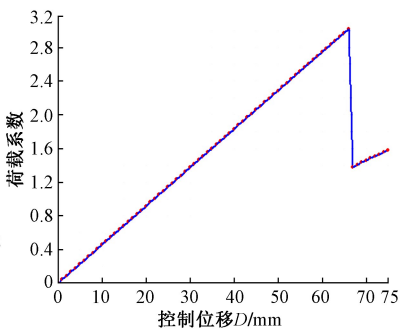


图 12 西朵楼区段 Push down 分析 荷载系数-位移曲线

塑性铰,开始进入弹塑性变形阶段;当荷载系数达到 2.743 时,在斜柱柱端出现塑性铰,表明斜柱进入塑性;结构达到最大极限承载能力,朵楼斜钢柱间大跨度梁跨中位置的最大竖向位移为-66.86mm。

2.5 动力弹塑性分析

西朵楼区段多遇地震作用下弹塑性时程分析所得结构基底剪力及其与振型分解反应谱法计算所得结构基底剪力的比值见表 6。多遇地震时程分析结果表明,X 向、Y 向最大层间位移角均位于建筑层一明层,其余各层层间位移角均小于 1/550,其中天然波 3 的 X 向层间位移角最大,为 1/421。天然波 3 的 Y 向层间位移角最大,为 1/376。

西朵楼区段多遇地震作用下弹性时程分析结果 表 6				
地震波	基底剪力/kN		时程分析/CQC 法	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	12 018	10 671	0.82	0.94
天然波 2	14 457	9 363	0.98	0.82
天然波 3	15 432	11 640	1.05	1.02
天然波 4	14 208	10 808	0.97	0.95
天然波 5	12 468	9 436	0.85	0.83
人工波 1	12 825	8 983	0.87	0.79
人工波 2	12 742	10 565	0.87	0.93
时程平均	13 450	10 209	0.91	0.90
CQC 法	14 723	11 362		

西朵楼区段所选各组地震波设防地震下动力弹塑性分析所得结构基底剪力及其与多遇地震时程分析所得结构基底剪力的比值见表 7。由表 7 可知,天然波 3,5 设防地震动力弹塑性分析所得 X 向结构基底剪力与多遇地震时程分析所得 X 向基底剪力的比值小于 2.86;天然波 2,3 设防地震动力弹塑性分析所得 Y 向结构基底剪力与多遇地震时程分析所得 Y 向基底剪力的比值小于 2.86;这说明在上述地震波设防地震作用下结构进入塑性耗能阶段。天然波 3 设防地震弹塑性分析所得 X 向、Y 向层间位移角最大,分别为 1/146,1/131(均位于上部建筑

层一明层)。经观察,天然波 1,4 及人工波 1,2 作用下构件均未进入塑性阶段,构件无损伤。天然波 2,3,5 作用下仅上部建筑层的一明层框架梁端出现轻微损伤。

西朵楼区段设防地震作用下时程分析结果 表 7				
地震波	设防地震基底剪力/kN		与多遇地震基底剪力的比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	34 430	30 524	2.86	2.86
天然波 2	41 396	26 421	2.86	2.82
天然波 3	42 514	31 710	2.74	2.72
天然波 4	40 665	30 863	2.86	2.86
天然波 5	33 766	26 997	2.71	2.86
人工波 1	36 679	25 667	2.86	2.86
人工波 2	36 399	30 164	2.86	2.86
时程平均	49 415	49 130	2.75	2.75

经罕遇地震动力弹塑性分析,西朵楼区段罕遇地震作用下 X 向、Y 向的弹塑性层间位移角最大值分别为 1/70(天然波 3,建筑层一明层)、1/64(天然波 3,建筑层一明层),满足小于规范限值 1/50 的要求。

由表 8 可见,最大层间位移角比值均小于基底剪力的比值,说明罕遇地震作用下结构进入塑性耗能阶段。经观察,各地震波构件损伤情况如下:上部建筑层的一明层框架梁端最先出现轻微损伤,随着地震波的持续作用,该部分损伤加剧。其中天然波 3,4 及人工波 1 作用下,下部遗址层在中部城墙层

西朵楼区段罕遇地震弹塑性结果与多遇地震反应谱结果比值 表 8				
地震波	基底剪力比值		最大层间位移角比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	5.65	5.70	5.01	5.21
天然波 2	5.90	5.54	5.49	5.34
天然波 3	5.68	5.33	5.13	5.09
天然波 4	5.34	5.77	5.09	5.16
天然波 5	5.47	5.17	5.07	4.89
人工波 1	5.68	5.57	5.43	5.23
人工波 2	5.87	5.73	5.35	5.49
时程平均	5.54	5.73	5.20	5.22

范围以外的框架梁端出现轻微损伤,下部遗址层斜钢柱及斜钢柱间框架梁均未出现损伤。构件损伤主要集中在上部建筑层的一明层。

3 西阙楼区段

3.1 遗址条件

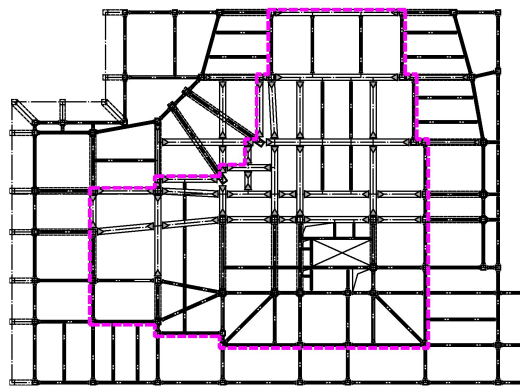
西阙楼夯土遗存平面呈 L 形,阙楼遗址向北通过飞廊墩台与朵楼相连。因“三出阙”制式影响,外轮廓从 L 形两端向中部逐步外扩,遗存宽度从 17.0m 扩宽至 24.0m。地下由 0.3~1.0m 厚夯土遗存和地面以上 6.0m 高墩台遗存组成,因城市建设原因,遗址南侧和东侧的部分墩台已缺失,这部分区域也没有地下夯土遗存,可以布置基础,其他区域只能在遗址外侧布置结构基础。

3.2 结构设计

阙楼的建筑体量与城楼、朵楼相比是最小的,但其形态是古代都城宫城正门最高礼制形式代表,是整个工程中建筑造型最丰富的区域,下部遗存是整个遗址区保留信息最完善的区域,是整个建筑参观、展示、竖向交通的重点区域,对结构限制更严格。阙楼的城墙层最高为 20.24m,上部建筑层至屋脊处高度为 15.2m,考虑柱脚埋深后结构分析总高度约 46.0m。

结构竖向布置采用三段结构形式,下部遗址层采用斜柱框架跨越遗址,与城楼、朵楼区段不同,阙楼区段只在 L 形平面的两端,即北侧和西侧布置完整的单跨斜柱框架结构。基于“双向三出阙”制式要求,建筑不断外扩的轮廓依靠结构构件实现,中部城墙层的边柱数量多且密集,支撑在下部遗址层转换框架梁上;转换梁布置密集无规律性,再由 L 形阴角两根斜柱和外侧八根斜柱以及竖直柱支撑中心区域,形成杂交框架(图 13)。阴角两根斜柱截面为 $\square 600 \times 800 \times 30 \times 30$,外侧八根斜柱截面为 $\square 600 \times 600 \times 30 \times 30$,梁截面为 $\square 600 \times 800 \times 25 \times 35$,材质均为 Q390GJC。下部遗址层两侧支撑斜柱布置数量和方向不对称,阴角支撑斜柱与双向转换梁都不在一个竖向平面内,在平面上有明显角度相交,通过异形节点将各杆件结合。

中部城墙层因建筑使用限制,不能布置桁架转换结构,采用多层框架结构,边柱根据建筑城墙要求按 1:4 坡度布置,与钢筋混凝土斜墙形成组合构件,将外围荷载直接传递至下层斜柱。沿“子阙”和“小子阙”外伸城墙面布置三角形支撑柱体系(图 14),增加外围整体刚度,协调下部转换框架受力均匀性。减少内部中柱设置,可以降低对下部遗址层转换梁的要求,因此除梁顶起柱直通上部建筑层屋面的地方布柱外,其他内部区域不再设置柱构件,利



注:虚线为中部城墙层外部混凝土墙位置。

图 13 西阙楼下部遗址层结构平面示意图

用梁将楼层荷载传递至边柱,这样本工程遗址层以上最大跨度框架梁出现在建筑体量最小的阙楼区段中,跨度为 12.40m。阙楼在上部建筑层的平面尺寸小,建筑使用功能占据平座暗层,不能像城楼结构布置桁架层,也没有完整楼板布置,城墙段顶部通过框架梁约束上部建筑层框架柱。边柱截面均为 $\square 400 \times 400 \times 18 \times 18$,材质 Q345C。

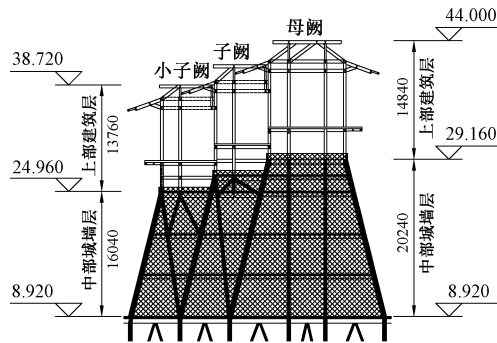


图 14 西阙楼中部城墙层柱体系布置示意图

上部建筑层的“三出阙”制式在平面 L 形中部为最高点“母阙”,两侧外延为“子阙”,两端最外则为“小子阙”。每个“阙”顶部独自形成坡屋面,互有高差形成叠落效果。“阙”之间结构设计由四柱形成三跨框架,“小子阙”外端则为单跨框架,柱间距为 4.78m,柱高 12.12m,柱间可拉通的位置均布置梁,屋面最大外挑 4.60m,屋面总宽度约 14.0m,为小跨大屋面结构,鞭梢效应明显。按抗震性能目标 B 级控制,“小子阙”框架外边柱截面为 $\phi 350 \times 22$,材质 Q345C。

3.3 结构受力特点

阙楼在各种限制条件下,竖向结构设计与城楼、朵楼的区别是三段结构都属于框架结构,主要转换结构出现在下部遗址层,城墙层内柱的内力由遗址层框架梁向下传递。阙楼体量小,最大转换梁跨度为 15.20m,中心区域布置密集的杂交转换梁,可以

有效分散单根转换梁的内力分布。

阙楼 L 形建筑在西侧端部布置墙体为封闭结构,北侧端部与飞廊相连为开口结构。因建筑使用功能限制,不能采用设置斜杆构件的加强方式,因此北侧端部是阙楼平面结构的薄弱区,其薄弱性一方面体现在平动性能弱于西侧端部,另一方面是竖向刚度薄弱导致竖向变形量大于结构中部区域,会引起整个结构出现向北倾斜的趋势。

与城楼对称结构不同,阙楼每根支撑柱水平推力是沿着平面布置的方向向外推出,其倾斜角度、方向和推力在楼两侧不是对称关系。如果按一侧柱脚水平推力设置基础暗挖顶管拉杆的预应力控制值,会造成不能有效平衡另一侧柱脚推力的情况,引起水平位移值超过桩顶位移安全允许值。基础设计将 L 形阴角和阳角两侧桩承台设计成三个大型多柱联合桩承台,部分暗挖顶管拉杆设置在柱脚间,承担两根或多根斜柱的水平推力,并考虑在遗址周边承台间设置连系梁传递水平力。结构分析以全部承台 X,Y 向水平分力之和等于 0 为原则,假定桩身和承台没有水平 X,Y 向约束下,调整到各承台双向水平位移接近 0 值时,确定各暗挖顶管拉杆的预应力控制值^[5]。

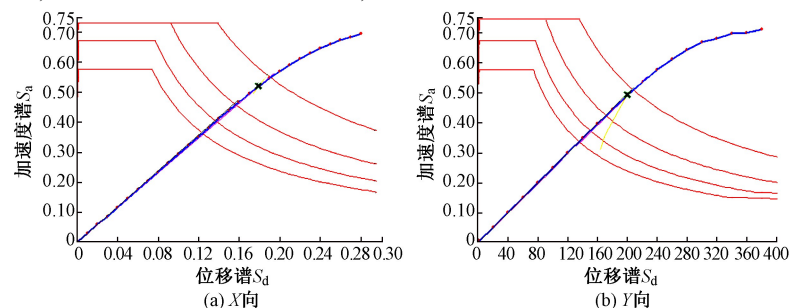
3.4 静力弹塑性分析

在 7 度罕遇地震作用下,西阙楼区段 X,Y 向能力谱(需求谱)曲线如图 15 所示; X,Y 向性能点主要参数如表 9 所示。

西阙楼区段罕遇地震作用下 X,Y 向性能点主要参数 表 9

方向	基底剪力 /kN	屋顶最高点位移/mm	等效周期/s	等效阻尼/%
X 向	44 072	134. 0	0. 884	6. 477
Y 向	41 419	149. 8	0. 862	5. 839

西阙楼区段 Y 向小子阙平座暗层层间框架梁端最先出现塑性铰,随着位移增加,西阙楼 Y 向小子阙、子阙、母阙平座层框架梁端部先后出现塑性铰,且塑性铰数量进一步增加,下部遗址层个别外围



注:4条细线从上至下分别为5%, 10%, 15%, 20%阻尼比的需求谱曲线,粗线为能力谱曲线。

图 15 西阙楼区段罕遇地震作用下能力谱(需求谱)曲线

框架梁端及竖直框架柱柱底位置也出现塑性铰。当达到性能点时,框架梁端、框架柱端塑性铰已达到一定数量,且塑性铰位置集中出现在上部建筑层的平座暗层。上部建筑层一明层罕遇地震性能点处 X 向、 Y 向弹塑性层间位移角最大,分别为 $1/84,1/87$ 。

西阙楼区段 Push down 分析所得荷载系数-位移曲线如图 16 所示。由 Push down 分析可知,结构能够承受的最大竖向荷载为 $2.341\times(\text{恒载}+\text{活载})$,该竖向荷载即为结构极限承载能力。当荷载系数达到 1.738 时,东南角部框架梁端出现塑性铰,表明此时结构开始进入弹塑性变形阶段;随着竖向位移继续增加,框架梁塑性铰继续开展,数量增加;当荷载系数达到 2.341 时,结构达到最大极限承载能力,此时西阙楼斜钢柱间大跨度梁跨中位置的最大竖向位移为 -40.70mm 。相比城楼区段、西朵楼区段,西阙楼区段下部遗址层转换梁布置更密集,且无规律性,其竖向最大承载能力系数低于前两者。

3.5 动力弹塑性分析

西阙楼区段多遇地震作用下弹塑性时程分析所得结构基底剪力及其与振型分解反应谱法计算所得结构基底剪力的比值见表 10。

多遇地震时程分析结果表明, X 向、 Y 向最大层间位移角均位于母阙建筑层一明层,其余各层层间位移角均小于 $1/550$,其中天然波 4 的 X 向层间位移角最大,为 $1/445$ 。人工波 1 的 Y 向层间位移角最大,为 $1/397$ 。

西阙楼区段所选各组地震波设防地震动力弹塑性分析所得结构基底剪力及其与多遇地震时程分析所得结构基底剪力的比值见表 11。由表 11 可知,天然波 2,4 及人工波 1,2 设防地震动力弹塑性分析所得 X 向结构基底剪力与多遇地震时程分析所得 X 向基底剪力比值小于 2.86;天然波 3 及人工波 1,2 设防地震动力弹塑性分析所得 Y 向结构基底剪力与多遇地震时程分析所得 Y 向基底剪力的比值小于 2.86;这说明在上述地震波设防地震作用下结构进入塑性耗

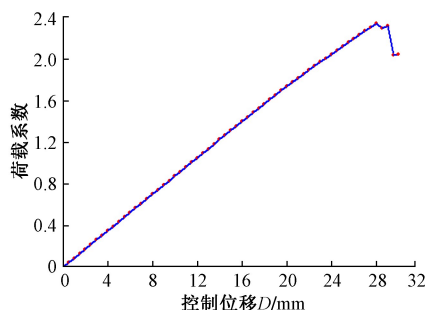


图 16 西阙楼区段 Push down 分析所得荷载系数-位移曲线

能阶段。 X 向最大层间位移角为 $1/158$ (天然波 4,位于母阙上部建筑层一明层), Y 向最大层间位移角为 $1/142$ (人工波 2,位于母阙上部建筑层一明层)。经观察,天然波 1,5 作用下构件均未进入塑性阶段,构件无损伤。天然波 2,3,4 及人工波 1,2 作用下仅上部建筑层的一明层框架梁端出现轻微损伤,出现损伤位置主要位于小子阙端部及母阙。

西阙楼区段多遇地震作用下弹性时程分析结果 表 10

地震波	基底剪力/kN		时程分析/CQC 法	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	12 610	9 191	0.96	0.91
天然波 2	10 893	10 371	0.83	1.03
天然波 3	13 423	8 943	1.02	0.88
天然波 4	14 249	10 380	1.08	1.03
天然波 5	12 853	9 532	0.98	0.94
人工波 1	11 284	8 782	0.86	0.87
人工波 2	10 214	9 926	0.78	0.98
时程平均	12 218	9 589	0.93	0.95
CQC 法	13 153	10 108		

西阙楼区段设防地震作用下时程分析结果 表 11

地震波	设防地震基底剪力/kN		与多遇地震基底剪力的比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	36 097	26 325	2.86	2.86
天然波 2	30 420	29 632	2.79	2.86
天然波 3	38 414	25 419	2.86	2.84
天然波 4	40 189	29 676	2.82	2.86
天然波 5	36 705	27 261	2.86	2.86
人工波 1	31 901	24 726	2.83	2.82
人工波 2	28 596	27 844	2.80	2.81
时程平均	34 617	27 269	2.83	2.84

经罕遇地震动力弹塑性分析,西阙楼区段罕遇地震作用下 X 向、 Y 向的弹塑性层间位移角最大值分别为 $1/76$ (天然波 4,母阙上部建筑层一明层)、 $1/69$ (人工波 2,母阙上部建筑层一明层),满足小于规范限值 $1/50$ 的要求。

西阙楼区段罕遇地震弹塑性结果与多遇地震反应谱结果比值见表 12。由表 12 可见,最大层间位移角比值均小于基底剪力的比值,说明罕遇地震作用下结构进入塑性耗能阶段。经观察,各地震波构件损伤情况如下:小子阙端部上部建筑层的一明层框架梁端最先出现轻微损伤,随着地震波的持续作用,该部分损伤继续加剧,且母阙部分上部建筑层一明层框架梁端也出现损伤,最终少量框架梁端出现轻度损伤。其中天然波 2,4 及人工波 2 作用下,下部遗址层在中部城墙层范围以外的框架梁端及斜撑出现轻微损伤。下部遗址层斜钢柱及斜钢柱间框架梁均未出现损伤,构件损伤主要集中在上部建筑层的一明层。

西阙楼区段罕遇地震弹塑性结果与多遇地震反应谱结果比值

表 12

地震波	基底剪力比值		最大层间位移角比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
天然波 1	5.73	5.73	5.61	5.60
天然波 2	5.59	5.74	5.32	5.07
天然波 3	5.76	5.56	5.59	5.27
天然波 4	5.64	5.70	5.13	5.41
天然波 5	5.71	5.58	5.46	5.32
人工波 1	5.65	5.63	5.24	5.30
人工波 2	5.61	5.61	5.33	5.19
时程平均	5.54	5.73	5.36	5.30

4 结 语

本工程属于土遗址保护展示建筑,采用特殊的竖向结构体系,由下至上分别为:采用横向单跨斜柱框架结构的下部遗址层;采用外围钢筋混凝土墙+内部钢桁架转换结构或多层斜柱框架结构的中部城墙层;采用钢框架结构的上部仿古建筑层,其中城楼、朵楼均为带转换构件的钢框架结构。

通过静力弹塑性分析、罕遇地震下动力弹塑性分析的结果,各区段下部遗址层斜向布置钢框架柱均未出现塑性变形,证明其在罕遇地震作用下是安全的。各区段薄弱层均为上部建筑层一明层,首先进入塑性变形的构件主要集中在该层,且各区段最大弹塑性层间位移角均位于该层,这与概念设计相符。对薄弱层构件设计时按规范要求对构件内力进行调整,并采取加强措施是合理的。

参 考 文 献

[1] 徐珂,田立强,马志平.洛阳隋唐城应天门遗址保护建筑总体结构设计[J].建筑结构,2021,51(21):111-118.

[2] 王昌兴,徐珂,田立强.洛阳隋唐城天堂遗址保护建筑设计[J].钢结构,2011,26(8):32-36.

[3] 王昌兴,徐珂,田立强.洛阳隋唐城明堂遗址保护建筑设计[J].钢结构,2011,26(8):26-31.

[4] 肖金亮.大型城市遗址的保护与展示——以隋唐洛阳城的实践为例[J].建筑学报,2012,6:69-73.

[5] 徐珂,姬浩杰,梁岩.洛阳隋唐城应天门遗址保护建筑基础拉杆设计[J].建筑结构,2021,51(21):129-135.

[6] 高层民用建筑钢结构技术规程:JGJ 99—2015 [S].北京:中国建筑工业出版社,2015.

[7] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010 [S].2015 年版.北京:中国建筑工业出版社,2015.

[8] 徐珂,田立强.浙江金华万佛塔结构设计[J].建筑结构,2019,49(6):23-28,42.

[9] 李晓楠,王玉镯.不同位置柱失效的钢结构抗倒塌能力分析及抗倒塌设计[J].建筑结构,2019,49(S1):397-402.

[10] 田立强,王昌兴,徐珂.义马体育馆双向斜交管桁架结构分析[J].建筑结构,2013,43(S2):457-461.