

海口市公安局办公大楼结构设计

梁 伟 , 高银鹰 , 王力波 , 孙媛媛 , 徐 琳 , 张仕通

(中国建筑设计研究院 , 北京 100044)

[摘要] 海口市公安局办公大楼是一个典型的连体结构,其中包含了强连接、弱连接两种连体结构形式。结合其结构设计,着重介绍了该工程的结构选型及分析、地基基础的设计、计算模型的处理及构造措施等。采用强连接的连体结构需进行结构整体分析,采用弱连接(滑动铰支座) 的连体结构,主体结构的设计可以通过采取一定的计算分析方法进行单独分析,以便简单方便地开展设计。

[关键词] 结构设计; 连体结构; 计算分析; 构造措施

中图分类号: TU973 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2013)01-0033-04

Structural design for Haikou Public Security Bureau office building

Liang Wei , Gao Yinying , Wang Libo , Sun Yuanyuan , Xu Lin , Zhang Shitong

(China Architecture Design & Research Group , Beijing 100044 , China)

Abstract: Haikou Public Security Bureau Office Building is a typical linked structure , including two linked models: strong-linked and weak-linked. Combined with the structural design , the difficulty and the key points were emphasized including the select of structural type , the design of foundation and base , the management of the structural model and the construction details of seismic design , etc. The structure should be analyzed as a complete unit for the strong-linked structure. And the major structures could be independently analyzed as the different parts for the weak-linked structure through some analysis methods.

Keywords: structural design; linked structure; calculation and analysis; construction measure

1 工程概况

海口市公安局办公大楼项目为海口市第二办公区的一个项目,位于第二办公区 C 区,为海口市政府公安局的办公楼及配套用房,见图 1。项目占地面积约 2.7 万 m²,建筑面积约 5 万 m²(其中地上建筑面积约 4 万 m²,地下建筑面积约 1 万 m²)。±0.000 相当于绝对标高 12.050m(秀英高程系)。



图 1 海口市公安局办公大楼

建筑基本风压值为 0.75kN/m²。抗震设防烈度为 8 度(设计基本地震加速度值为 0.30g),设计地震分组为第一组,场地土类别为 II 类。

本工程地下室为大底盘,层数为 1 层;地上为连体结构,主体结构分别为南侧主楼和北侧两栋辅楼,其中,主楼 12 层,建筑高度为 52.10m,两栋辅楼均为 6 层,建筑高度均为 28.20m。连接体 1 位于两栋

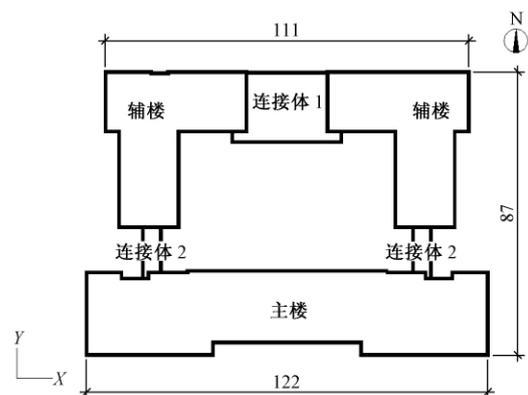


图 2 平面布置示意图 /m

辅楼之间,在层 3、5 将两栋辅楼连接起来,建筑功能为电视电话会议室,连接形式为强连接;连接体 2 位于两栋辅楼与主楼之间,在层 3、5、7 分别与主楼连接,建筑功能为连廊,连接形式为弱连接。各部分平面布置示意图见图 2。

本工程主体结构均采用全现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构;连接体结构均采用钢结构实腹梁+钢筋混凝土楼板结构,其中连接体 1 与两栋辅楼的钢筋混凝土柱为刚性连接,连接体 2 一端与两栋辅楼的南端剪力墙为固定铰连接,另一端通过设滑动铰支座支撑在主楼的支座大梁上。剖面示意图见图

作者简介:梁伟,硕士,高级工程师,Email: Liangw@ cadg. cn.

3. 另外,本工程主楼屋顶上设置了轻型屋面的坡屋顶造型,该处采用钢结构构架方案。本工程基础形式采用桩基础+钢筋混凝土防水板,桩型为预应力高强混凝土管桩(PHC)。

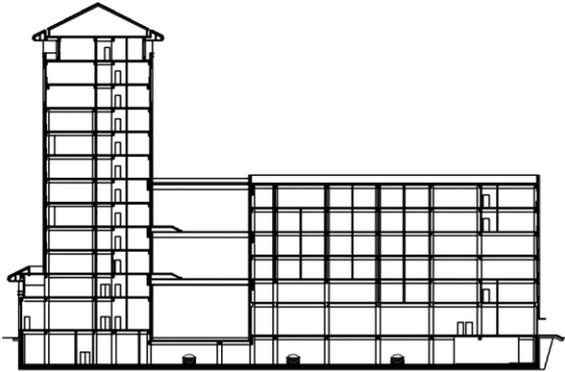


图3 剖面示意图

2 地基与基础

根据地质勘察报告,本工程土层分布见表1,其中层②₁中砂层为液化砂土,液化等级为严重液化。

地基土层分布 表1

土层	承载力特征值 f_{ak} /kPa	土层	承载力特征值 f_{ak} /kPa
①素填土	—	④含砂粉质黏土	90
② ₁ 中砂	120	⑤黏土	100
②中砂	180	⑥粉土	150
③ ₁ 中砂	170	⑦中等风化玄武岩	2 000
③粉砂	160	⑧含砂粉质黏土	220

由于基础埋深以下局部存在液化砂土等不良地质作用,且存在软弱下卧层,因此勘察报告建议:主楼采用桩基础(桩型可选择钻孔灌注桩、预应力高强混凝土管桩(PHC)),以层⑦中等风化玄武岩作为桩端持力层;辅楼采用天然地基或桩基础(桩型可选为PHC)。另外,由于场地地下水水位较高,抗浮设计水位为11.000m(秀英高程系),在主楼和辅楼部分需考虑临时抗浮设防,纯地下室部分需进行永久抗浮(建议采用锚杆进行抗浮设防)。

考虑到辅楼部分基础底面以下各土层分布厚薄不均,且局部存在严重液化砂土,同时,如采用桩基础,桩端持力层采用层⑦中等风化玄武岩,平均桩长约12m,桩长较短,经济指标较好,因此本工程主楼、辅楼设计均采用桩基础+钢筋混凝土防水板。另外,纯地下室部分需要考虑永久抗浮问题,由于抗浮水位较高,同样采用桩基础+钢筋混凝土防水板,同时桩基础按抗拔桩进行设计。桩端持力层均采用层⑦中等风化玄武岩,该层分布于全场地,勘察时少数钻孔未揭穿该层,揭露层厚4.70~8.70m,平均值为

6.72m。

桩型选择上,与PHC相比,钻孔灌注桩施工难度大、造价高、工期较长,循环液对环境有污染,在钻孔灌注桩的施工过程中,层②,③₁,③易塌孔,层④,⑤,⑥易产生缩径现象,同时本工程先期施工的第二办公区A区部分工程已采用了PHC,具备了成熟的施工经验,因此桩型同样选为PHC,其中主楼部分桩径为500mm,其余部分桩径为400mm。

防水板设计时,考虑到本工程桩基础为端承桩(嵌岩桩),基本无沉降,因此取消了防水板下的弱垫层,将基础荷载直接传递至地基土中,这样既能保证结构安全,同时又节省了工程造价。

根据勘察报告,场地地下水对混凝土结构具有弱腐蚀性,对钢筋混凝土结构中的钢筋具有微腐蚀性。场地土对混凝土结构、钢筋混凝土结构中的钢筋具微腐蚀性。从勘察报告中各项指标可以看出,场地土及地下水对混凝土结构腐蚀性均比较轻微,因此本工程混凝土耐久性设计时将与地下水、场地土直接接触的预应力高强混凝土管桩,以及与地下水、场地土未直接接触的地下室外墙、板按照Ⅲ类环境类别进行设计。

3 上部结构体系

本工程为连体结构,通过三个连接体将三栋建筑两两相连,见图2。其中,连接体1跨度为25.8m,宽度为21.3m,标高分别为8.4,17.6m。连接体2跨度为16.8m,宽度为5.1m,标高分别为9.3,17.1,24.9m。三栋建筑相连后平面总尺度较大,为122m×87m。

对于连接体1,由于所连两栋建筑物高度不高且刚度接近,同时连接体自身平面尺寸较大,平面内刚度较大,因此采用强连接结构,在地震和温度等作用下能使两栋辅楼整体协调受力、变形。此时,将两栋辅楼作为一个整体进行结构设计。对于连接体2,由于所连两栋建筑物高度不一,刚度相差较大,且连接体自身平面尺寸较小,平面内刚度较小,因此采用弱连接结构。

考虑到两栋辅楼通过连接体1相连后平面尺寸相对较大、刚度较大,同时连接体2与辅楼连接支座处能设置钢筋混凝土剪力墙,与主楼连接支座处为框架梁,因此将连接体2与辅楼相连处设为铰接,与主楼相连处设为滑动支座。此时,将主楼、两栋辅楼作为独立的两个结构单元进行结构设计,仅将连接体2作为荷载加至相应连接部位的结构构件上。同时,连接体滑动支座处支座滑移量需满足在罕遇地震作用下两侧支座的自由滑移量,以避免出现连接

体滑落或连接体与主体结构发生碰撞而对主体结构造成破坏。

3.1 主体结构

本工程主体结构均采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构,框架抗震等级二级,剪力墙抗震等级一级。

主楼平面尺寸为 122m × 22.8m,长宽比较大 (5.35 > 5),由于建筑功能及立面需要,未设置伸缩缝和防震缝。为加强结构整体协调,保证平面内楼板刚度,楼板厚度均加厚至 120mm。另外,为减小温度伸缩及混凝土干缩影响,本工程采取如下措施: 1) 将主楼顶部建筑坡屋顶设置为钢结构坡屋顶,为混凝土屋面增加架空层; 2) 每隔 30 ~ 40m 设置施工后浇带; 3) 提高顶层楼板配筋率; 4) 在建筑上要求采取外保温措施。

对屋顶钢结构坡屋顶部分,坡屋面采用钢结构骨架及钢檩条,上铺屋面瓦。

辅楼经连接体 1 相连后平面尺寸为 111m × 47.1m,同样未设置伸缩缝和防震缝。为加强结构整体协调,保证平面内楼板刚度,楼板厚度均加厚至 120mm。另外,为减小温度伸缩及混凝土干缩影响,辅楼采取了与主楼相同的措施。

3.2 连接体

本工程两个连接体均采用 H 型实腹钢梁结构,并均考虑竖向地震作用的影响。对连接体 1,为尽可能实现刚接效果,在连接处支座柱采用钢骨混凝土柱,柱内型钢部分与钢梁进行刚性连接。对连接体 2,由于采用弱连接方式,在连接处设置较大截面的钢筋混凝土梁,将钢梁分别伸至钢筋混凝土梁顶面并设置支座,以避免罕遇地震时连接体跌落。滑动支座处采用双向长圆孔方式。

4 结构计算与分析

由于两栋辅楼之间采用的连接形式为强连接,因此两栋辅楼及连接体 1 需作为一个结构单元进行整体分析方可计算出结构的真实反应。同时,考虑到连接体 1 对本工程的重要性,对钢梁按中震弹性进行校核,对支承连接体 1 的支承构件按大震不屈服进行校核。

由于连接体 2 平面尺寸及刚度均较小,与主楼间的连接形式为滑移铰支座,因此主、辅楼可按两个独立的结构单元进行计算分析。此时可将连接体 2 作为荷载施加到主、辅楼相应支承构件上进行计算分析。另外,由于滑移支座的位移量需按最大位移量进行设置,因此还需采取合适的计算分析办法对结构在罕遇地震作用下的节点位移进行计算,以保证在滑移支座处连接体 2 不会与主体结构发生碰撞。

本工程采用的计算分析方法为: 1) 采用 PKPM 系列中 SATWE(墙元)结构分析程序(2008 年 1 月版)对主楼、辅楼分别进行结构计算与分析,并对主楼补充进行了多遇地震下的弹性时程分析。主方向地震加速度最大值为^[1,2] 110cm/s²,地震波选取为^[3]:天然波 TH1TG035(地震地点: MT. DIABLO, LIVERMORE),特征周期 0.35s;天然波 TH2TG035(地震地点: SAN FERNANDO),特征周期 0.35s;人工波 RH1TG035,特征周期 0.35s。2) 对主楼、辅楼在罕遇地震作用下节点位移,采用 PKPM 系列中 EPDA 软件进行计算。主方向地震加速度最大值为^[1,2] 510cm/s²,地震波选取同第 1) 条。3) 为保证结构安全,将主楼、辅楼进行整体补充计算以校核整体计算指标,同时也对连接体 2 进行计算。

4.1 主楼、辅楼多遇地震作用下单独计算结果

经计算,主楼、辅楼在多遇地震作用下单独分析主要计算结果如表 2 ~ 4 所示,从表中可以看出,结构在多遇地震作用下各计算指标均满足规范要求,同时主楼弹性时程分析结果也满足规范要求。

多遇地震下结构前 3 阶振型的周期 表 2

结构	T ₁ /s	T ₂ /s	T ₃ /s
主楼	1.048 3	0.962 6	0.933 3
辅楼	0.523 5	0.436 2	0.420 3

多遇地震下结构底层地震剪力 表 3

结构	X 向		Y 向	
	地震剪力/kN	剪重比	地震剪力/kN	剪重比
主楼	41 756.45	9.66	38 758.70	8.96
辅楼	337 814.59	13.44	440 007.84	17.23

最大层间位移角及位移比 表 4

结构	X 向		Y 向	
	位移角	位移比	位移角	位移比
主楼	1/1 054	1.03	1/904	1.26
辅楼	1/1 161	1.14	1/1 024	1.23

4.2 主楼、辅楼罕遇地震作用下单独计算结果

罕遇地震作用下主楼、辅楼在连接体 2 支座节点处最大位移计算结果见表 5、6。由表可以看出,本工程在连接体 2 与主楼之间设置防震缝宽度为 200mm 即可满足要求。

罕遇地震下主楼最大节点位移/mm 表 5

地震波	X 向地震		Y 向地震	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
RH1TG035	88.4	8.0	2.3	134.5
TH1TG035	94.9	9.2	4.3	80.5
TH2TG035	91.6	4.9	1.1	70.1
平均值	91.6	7.4	2.6	95.0

罕遇地震下辅楼最大节点位移/mm 表 6

地震波	X 向地震		Y 向地震	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向
RH1TG035	52.1	58.4	60.8	92.9
TH1TG035	59.5	29.4	49.4	81.8
TH2TG035	70.5	29.5	63.3	74.0
平均值	60.7	39.1	57.8	82.9

4.3 主楼 + 辅楼整体计算结果

主楼与辅楼进行整体计算分析主要结果见表 7。从整体振动反应来看,第 1~3 阶振型为主楼振动,第 4~6 阶振型为辅楼振动,且周期值与平扭转系数与主、辅楼分别计算时基本一致,因此,本工程以主、辅楼单独分析进行设计是合理的。

整体结构前 6 阶振型的周期 表 7

T_1/s	T_2/s	T_3/s	T_4/s	T_5/s	T_6/s
1.026 0	0.949 4	0.904 8	0.524 6	0.439 8	0.425 9

5 构造措施

除常规构造措施之外,本工程需对连接体的连接构造上采取一定措施以保证结构安全。

对连接体 1,为尽可能实现与主体结构的刚接效果,在连接处支座柱采用钢筋混凝土柱(钢筋分别下插、上延各一层),同时柱内型钢部分与钢梁进行刚性连接并将钢梁伸过一跨,以保证刚性节点的效果,见图 4。

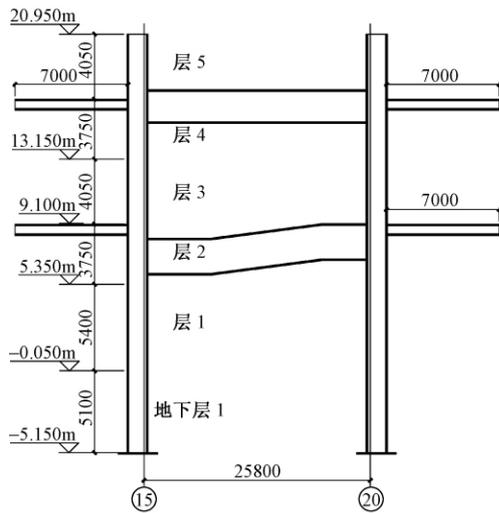


图 4 连接体 1 钢梁与钢骨连接剖面图

对连接体 2,需考虑在极端情况下出现连接体与主体结构之间位移差过大时,连接体 2 脱落或与主体结构相撞时的构造,具体措施如下:

(1) 防跌落措施

连接体 2 钢梁分别支承在辅楼的剪力墙和主楼的框架梁上,为防止连接体 2 跌落,本工程将连接体

2 的支座深度加大,设定为 400mm。剪力墙上固定铰支座处做法采用在剪力墙上预留洞口 + 安装钢梁 + 后浇洞口的方式进行,见图 5(图中阴影部分为后浇混凝土部分)。滑移铰支座处做法见图 6。

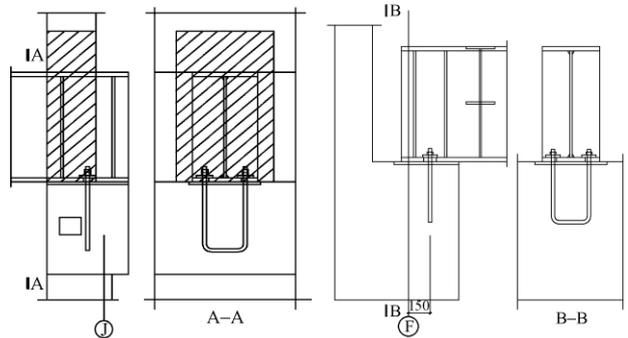


图 5 连接体 2 固定铰支座示意图

图 6 连接体 2 滑移铰支座示意图

(2) 防撞击措施

当出现极端情况,连接体 2 与主体结构间反向位移差过大时,如连接体 2 与主体结构碰撞,会引起连接体 2 相应杆件失去承载能力,导致结构失效,因此需设置一定的防撞击措施。本工程采取在主体结构上与连接体 2 构件对应位置设 30mm 厚的橡胶层,以缓冲撞击时的集中力,保护结构构件,见图 7。

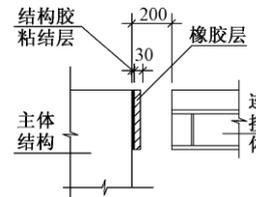


图 7 防撞击措施示意图

6 结论

(1) 对连体结构的结构设计,需根据连接体的使用功能、所在位置、刚度大小以及主体结构的特点来确定连体形式是强连接或弱连接。

(2) 本工程 3 个连接体根据其特点分别采用了强连接和弱连接两种形式。通过弱连接的连体结构,主体结构的设计可以通过采取一定的计算分析方法进行单独分析,以便简单方便地开展设计。

(3) 通过弱连接的连体结构,需对连接体在大震作用下的位移量进行计算,以保证结构不会发生碰撞,并为支座设计提供指标要求。

参 考 文 献

[1] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 2008 年版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
 [2] JGJ 3—2002, J 186—2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
 [3] 中国建筑科学研究院 PKPM CAD 工程部. 高层建筑结构空间有限元分析与设计软件 SATWE(墙元模型)[M]. 北京, 2008.