

# 浙江金华万佛塔结构设计比

徐珂/红楼梦

20200901

第 49 卷 第 6 期  
2019 年 3 月下

建筑 结 构  
Building Structure

Vol.49 No.6  
Mar. 2019

DOI: 10.19701/j.jzjg.2019.06.005

## 浙江金华万佛塔结构设计

徐珂, 田立强

(北京清华同衡规划设计研究院有限公司, 北京 100085)

**[摘要]** 浙江金华万佛塔工程主塔为异地重建工程,按宋代建筑风格设计。原塔在 1942 年拆毁,重建以古塔尺寸为基础,按不等比例放大设计。为实现塔身体型变化要求,结构设计在立面上采用四种结构形式,分别为钢骨混凝土柱框架-核心筒、钢管混凝土柱框架-核心筒、钢框架-核心筒、钢框架-柱间支撑结构形式。介绍建筑设计限制对结构设计影响,结构方案选择及分析,并采用性能化设计提高结构安全度。

**[关键词]** 万佛塔; 古建筑; 建筑遗产保护; 多体系结构; 施工阶段控制

中图分类号: TU398+.2 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2019)06-0023-06

### Structural design of Ten Thousand Buddhas Pagoda in Zhejiang Jinhua

Xu Ke, Tian Liqiang

(Beijing Tsinghua Tongheng Urban Planning & Design Institute Co., Ltd., Beijing 100085, China)

**Abstract:** The main tower of Ten Thousand Buddhas Pagoda, located in Jinhua, Zhejiang Province, is a reconstruction of an ancient building. It is designed in the Song-dynasty architectural style, which was demolished in 1942. The size of the original building is scaled up by slightly altered proportions in the reconstructed building. In order to realize the tower body shape change requirements, the structural design adopts four structural forms on the facade, which are respectively steel reinforced concrete column frame-core tube, steel tube concrete column frame-core tube, steel frame-core tube, steel frame-column support structure. The implications of the architectural design for the structural schemes were discussed, and possible design choices of the structure were analyzed to show how the final selection was made, and performance-based seismic design was used to improve structural safety.

**Keywords:** Ten Thousand Buddhas Pagoda; ancient architecture; architectural heritage conservation; multiple systems structure; construction phase control

## 0 引言

浙江金华万佛塔在历史上根据《金华县文史资料第二辑》描述:“该塔是楼阁式的砖木结构,六角形,初建为九层,道光二十七年大修时,增至十三层,层层棱角飞檐,高达 50 米。塔体内设扶梯,曲折而上,凭栏远眺,双溪似带,群山如屏。它本名叫‘密印寺塔’。塔身外壁上半部的每块砖上,雕有长不径尺的精美如来佛像,一排排地结跏趺坐在莲台上,其数万计,故俗称‘万佛塔’”。

万佛塔的初始建造年代有多种文字记载。清初张明焜的《漱石居稿》载建于三国,相传是孙权为母亲庆祝百岁生日而建。《大清一统志》载建于唐代,可能因为当时在塔

上发现过隋唐文物的缘故。《明万历金华府志》则记载“密印寺,在府治北百四十五步,旧名永福,吴越钱氏建,宋大中祥符年间更名密印,后废,改建分司,有塔九级,屹峙云际中,玲珑可梯,治平初建,明隆庆初重修,侍郎王崇旨记至”。根据 1956 年考古发掘出土的石刻经文,上面有“嘉祐七年壬寅十月二十八日当院上方住持都勾当劝缘传清凉祖教观沙门居政立”的字样,文物部门对万佛塔的建造年代断为最晚建造于北宋嘉祐七年(1062 年)至治平元年(1064 年)。

目前保存的图片资料中万佛塔形象为清代样式(图 1),该图片中楼层数量与文字记载不符,查历史记载中未发现其重建记录,

推测建成后顶部楼层可能发生变化，下部未发生重大损坏，外观经过历朝维修后，最后形成清式佛塔外观效果。



图1 二十世纪30年代明信片中的万佛塔

万佛塔从始建到毁圮，一直是作为城市标志出现在金华历代城池古地图中，对于整体格局、景观风貌及形胜风水的重要地位不次于其宗教地位。在历史上金华府城有“大船、桅杆、跳板”的意象格局，万佛塔承担着“桅杆”的景观标志性作用。

1937年抗日战争爆发后浙江省政府迁至金华，因日军飞机轰炸金华是以万佛塔为主要导航目标，国民党浙江省主席黄绍统、第三战区司令长官顾祝同下令金华城防司令王铁汉拆除万佛塔，王铁汉有保护文物古迹的意识，一方面执行毁塔的命令，另一方面尽量保护古塔。本来可以使用炸药使其快速变成废墟，而他采用了费时费力的方法，在塔周边搭起脚手架，磨洋工似的从塔顶慢慢地往下拆，目的是拖延时间，尽量使古塔少受损失，战后便于修复。日军攻占金华后继续拆塔，最后仅余三层做炮台使用。1956年拆塔建房清理塔基时，发现万佛塔下还有地宫且内有文物，考古发掘完毕后，古塔遗址随着城市工程建设不复存在。

### 1 建筑设计

万佛塔复建设计工作由清华大学郭黛姮先生主持，经研判古籍资料，推测历史上的万佛塔檐口高度约为49米，总高约为60米，塔体底部宽度约为9.9米。

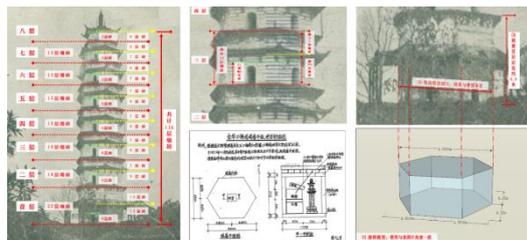


图3 塔身尺寸复原研究

因原塔高度及宽度在现代城市中尺度偏小，外观上不能体现其历史地标建筑特点，平面尺寸也无法实现当代建筑规范安全限制要求，因此设计方案采用不等比例放大原则进行设计，即高度与宽度采用不同放大比例，这样设计后，每层楼面尺寸可以满足现行建筑规范要求及使用功能要求，立面上遵循原塔曲线特点。放大后塔体总高90米，檐口高度72米，最终确定为地上明九层含暗八层以及塔顶暗层，实际为十八层结构楼层。外围塔身在底部直径为16.8米，每层向上收分，到顶部直径为10.4米（图3）。地宫层高8米，直径53.6米，各层平面均为6边形。上部各层面积由310 m<sup>2</sup>逐层减少至顶层135 m<sup>2</sup>，地上建筑面积合计约4240m<sup>2</sup>，地宫面积为1950 m<sup>2</sup>。

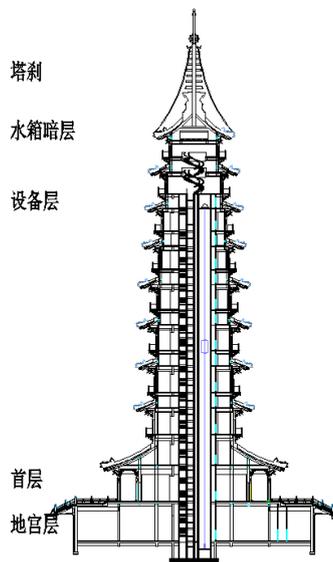


图3 万佛塔建筑剖面图

因每层建筑面积较小，建筑初步方案时竖向交通有内交通和外交通两种方案可选择，外交通方式在中国古代砖石塔采用较多，类似筒中筒结构，竖向交通楼梯位于内筒和外筒之间。内交通方式在中国古代木构塔采用较多，类似框架结构。因现代建筑规范对

疏散要求必须做两部消防楼梯,导致外交通方式在楼层处可连接楼板面积小被放弃,结构初步设计阶段选择框架+核心筒形式。

因形制上要与旧塔协调,郭黛姮先生对结构设计提出以下几点要求:

1) 首层共三圈框架柱,外圈柱配合飞檐、斗拱造型需求,柱顶结束于边梁下,边梁高度为 1.80m,宽度不大于 0.25m;中圈框架柱不能下落地宫层,仅内圈 6 根框架柱可以从二层到基础顶上下贯通。

2) 内圈 6 根框架柱在二层明层以上变为外圈柱,根据古建外墙特点,外圈柱在每个暗层向内收进,即上下柱不能直接贯通,需考虑特殊连接方式转换,沿高度共变化六次。

3) 宋代建筑尺度较小,结构设计时构件尺寸受到限制,其中明层梁高不大于 600,暗层梁高不大于 400,中心六颗柱在二层下可以做到直径 600,其余各层柱直径不大于 300。鉴于此限制,确定框架采用钢结构。

4) 因楼层向上逐层内收,建筑面积越来越小,核心筒结束于七层顶,竖向交通在第八层由双跑剪刀疏散楼梯转换为旋转楼梯。

## 2 上部结构方案

在确定采用钢框架-核心筒方案后有两种结构形式选择,一是采用全钢结构,核心筒部分由钢支撑体系组成,该体系的优势在于核心筒角柱也是钢构件,与外围钢柱受压协调,两者竖向位移差值不大,对钢梁受力影响小,缺点是下部核心筒构件尺寸超过建筑要求,影响建筑在有限面积内布置使用功能,由于钢支撑侧向刚度不足,外柱承担较大轴力也无法满足建筑尺寸要求,布置上特别是节点连接对各专业功能影响较大,具体实施存在更多困难。二是采用混凝土核心筒方案,该体系优势在于墙体尺寸全高控制在 200~250mm,上下保持一致,占用建筑面积固定,对各专业布局影响小,最终核心筒面积确定为 64 m<sup>2</sup>,布置双跑楼梯、一部电梯、消防前室、设备电气管线、通风竖井及 7.5 m<sup>2</sup> 主佛龕展示区。该方案的缺点是,受外立面逐层内收影响,钢柱越接近核心筒顶部,水平间距越小,从 3.6m 逐步减少至 1.2m,钢

柱与混凝土筒体竖向沉降差影响明显,对连接钢梁产生较大弯矩和剪力,成为本工程设计重点。

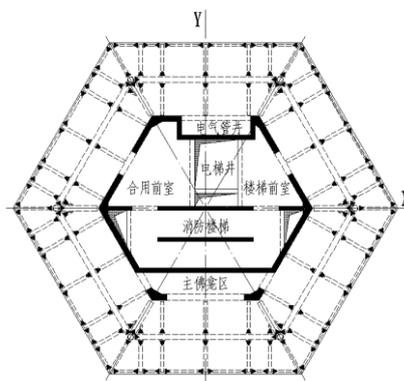


图 4 典型明层结构平面布置图

为了减少钢柱竖向变形量,六根主要框架柱在二层明层及以下采用 $\varnothing 600 \times 25$ mm 钢管混凝土柱,钢材强度等级 Q345C,混凝土强度等级 C50,此部分柱至基础顶部高度 26.8m,在地宫层 7.9 米高范围外包 C50 混凝土至 $\varnothing 1000$ mm。

三层、四层框架柱分别采用 $\varnothing 300 \times 32$ 和 $\varnothing 300 \times 26$ 钢管,钢材强度等级 Q390C。五层、六七层框架柱分别采用 $\varnothing 300 \times 24$ 、 $\varnothing 299 \times 16$ 钢管,钢材强度等级 Q345C。

七层以上不再设置混凝土核心筒,全部采用钢框架,沿周围柱网设置钢支撑。框架柱采用 $\varnothing 299 \times 16$ 钢管,钢材强度等级 Q345C。

经此布置,整体结构从下至上由四种结构体系组成:1) 钢骨框架柱框架-混凝土核心筒;2) 钢管混凝土柱框架-混凝土核心筒;3) 钢框架-混凝土核心筒;4) 钢框架-柱间支撑。上部塔刹采用 $\varnothing 600 \times 16$ mm 钢管,高约 16 米(图 5)。

从结构剖面图中可以看出,6 根主框架柱不断收进情况,平面上最大内收 3.25 米,为了减少上部八、九层荷载对钢柱压缩变形,在八层室内设六根斜柱将八、九层荷载转移到混凝土核心筒顶部,在八层以上实现竖向抗侧力构件为上下连续贯通布置。概念分析可以看出上部结构楼层侧向刚度具有以下特点:

1) 由于地上二至七层明层层高普遍大于暗层层高 1.5 倍,明层侧向刚度低于相邻上一层暗层侧向刚度。

2) 地上第七层暗层是混凝土核心筒结束后转换成钢支撑楼层, 层间受剪承载力有明显差异。

3) 地上三至七层, 暗层钢柱落于明层顶钢梁上, 实现古建外墙收进效果, 竖向钢柱不是连续贯通布置。

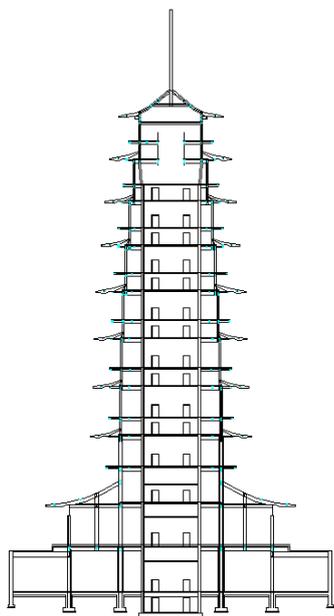


图5 万佛塔结构剖面图

### 3 设计条件

根据项目特点, 结构耐久性设计使用年限为 100 年, 结构重要性系数为 1.1, 抗震设防类别为重点设防类 (乙类)。地震作用在设计期间按照《中国地震动参数区划图》(GB18306-2001) 规定, 金华城区地震动峰值加速度为小于 0.05g, 地震基本烈度为小于 6 度地区, 可不计算地震作用。考虑项目特殊性 & 场地特点, 经多方商议最终确定地震作用按抗震设防烈度 7 度计算, 设计基本地震加速度按 0.10g 执行, 结合地质情况地基持力层为中风化粉砂岩, 地基承载力特征值不低于 2300kPa, 将设计地震分组定为第一组, 场地类别为 II 类, 场地特征周期在多遇地震和设防地震时  $T_g=0.35s$ , 水平地震影响系数最大值, 计算多遇地震作用时取  $\alpha_{max}=0.08$ , 设防地震性能分析取  $\alpha_{max}=0.23$ , 罕遇地震性能分析取  $\alpha_{max}=0.50$ , 上述标准高于项目实施期间颁布《中国地震动参数区划图》GB18306-2015 版标准。提高抗震设防烈度主要考虑梁、柱体系与常规框架-剪力

墙结构设置要求不同, 增加构件在地震作用下的安全, 并且按 6 度设防标准进行 B 级结构抗震性能化设计。

荷载方面, 按 100 年重现期基本风压值取  $0.40kN/m^2$ , 基本雪压值取  $0.65 kN/m^2$ 。6 根钢柱所围成的外墙要布置石材装饰墙体用于雕刻佛像, 根据实际情况墙体荷载按  $6.0 kN/m^2$  设计。

温度作用按照金华地区最低基本气温  $-3^{\circ}C$ , 最高基本气温  $39^{\circ}C$  考虑, 设计要求钢结构各层合拢温度控制在  $15\sim 20^{\circ}C$ 。

### 4 基础方案

万佛塔下设一层地宫, 根据场地情况选择中等风化粉砂岩层为基础持力层, 整个持力层平面呈现中间低周边高的盆形地貌, 局部高低不平。基础形式为核心筒下采用筏板基础, 柱下采用独立基础、地下室外墙采用条形基础, 基础进入持力层不小于 0.5m, 局部基础间存在高差时, 采用 C15 素混凝土找平填充。基础间设置拉梁支撑抗水板, 抗水板厚度 0.4m, 为双层双向配筋, 承担地下室楼层荷载和抗浮水压荷载。

### 5 结构分析

主要采用 MIDAS 软件进行整体分析和构件验算, 采用 STRAT 软件进行校核对比, 采用 PKPM 软件对主要受力构件验算复核。其中 MIDAS 和 STRAT 模型中均按楼板和飞檐实际材质和板厚输入, 分析中考虑板单元平面内和平面外刚度, 但两者在钢柱转换节点采用不同模拟方式, MIDAS 模型接近于实际转换节点, STRAT 模型采用简化模拟节点, 节点各向刚度弱于 MIDAS 模型, 这样设置的目的是考虑边柱转换节点在加工过程中不能满足设计要求进行预判。

1) 结构平面呈六边形, 核心筒无明显对称布置情况, 因此各向刚度存在差异, 整体前两阶分别为 Y 向和 X 向平动, 在概念上分析振动周期值差异与结构平面布局相符合。

振型 序号	周期(S)			振型 性质
	MIDAS	STRAT	PKPM	
1	2.2022	2.4511	2.2463	Y 平动
2	2.0056	2.1998	1.9638	X 平动
3	0.6507	1.2816	0.5850	Z 扭转

软件对比可知，平动周期值趋势一致，从数据分析，两者计算扭转平动比均小于0.6，说明荷载主要分布在结构外围的状况下，结构体系具有足够的抗扭刚度。STRAT与其它软件计算结果有一定差异，可以判断是边柱转换节点不同引起，该节点加工是钢结构施工重点。

首层三圈钢柱中，仅内圈钢柱上下贯通，因此考虑将模型的外围两圈钢柱及一层飞檐结构删除进行分析，MIDAS 计算主要振型  $T_y$ 、 $T_x$ 、 $T_z$  周期分别为 2.248、2.040、1.358，与整体模型数据相比，可以看出首层两圈钢柱对结构整体影响小。不考虑外围两圈钢柱情况下，地面上结构高宽比为 5.26。

2) 统计地震作用下整体顶点位移（塔顶暗层屋脊处），包含与平面 X 轴夹角 0、30、60、90、120、150 度六种情况。其中平面图中 Y 轴方向，因为主佛龛和电气管井去墙因素，抗弯刚度最弱。

地震作用角度	位移(mm) MIDAS	位移 / 高度	位移(mm) STRAT
0	53.78	1/1420	56.00
30	55.03	1/1387	58.90
60	57.32	1/1332	60.07
90	58.35	1/1308	63.60
120	57.18	1/1335	60.45
150	54.88	1/1391	58.34

3) 统计地震作用下最大层间位移角，包含与平面 X 轴呈 0、30、60、90、120、150 度夹角六种情况。

地震作用角度	最大位移角		楼层	
	MIDAS	STRAT		
0	1/954	1/761	八明	八暗
30	1/951	1/792	八明	八暗
60	1/937	1/818	八明	八暗
90	1/923	1/871	八明	八暗
120	1/939	1/819	八明	八暗
150	1/951	1/776	八明	八暗

混凝土核心筒到七层结束，八层明层转换为钢支撑框架结构，楼层侧向刚度约为下一层的 50~70%，在这一层出现较大层间位移角符合结构布置特点。从结构楼层层间位移角示意图可以看出，结构 Y 向刚度较 X 向

刚度弱，且楼层刚度变化较明显。

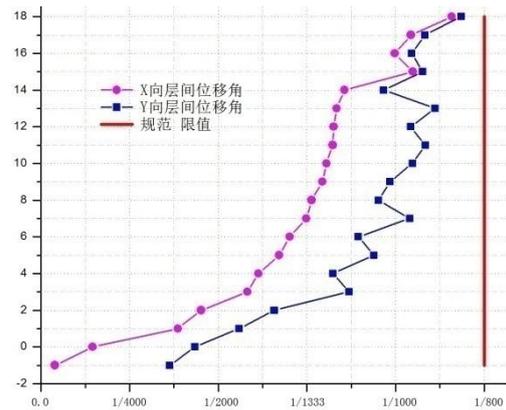


图 6 层间位移角

4) 为合理确定结构阻尼比，采用如下三种阻尼比分别结算结构各层地震剪力：A、根据不同材料定义不同的阻尼比，采用“应变能因子”方法计算结构综合阻尼比，其中钢结构阻尼比 0.02、混凝土阻尼比 0.05。B、按混合结构定义结构阻尼比为 0.04。C、按钢结构定义结构阻尼比为 0.02。

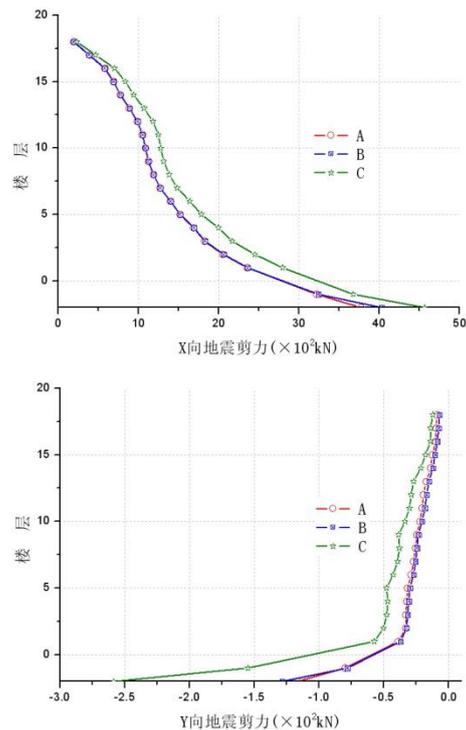


图 7 楼层地震剪力

由以上不同阻尼比所得楼层地震剪力可知，对不同材料设置不同阻尼比，采用“应变能因子”方式计算结构综合阻尼比所得楼层剪力与设置结构阻尼比为 0.04 所得楼层地震剪力、剪重比值接近，各楼层剪力比值约为 0.98%~1.02%，各层剪重比比值约为

0.98%~1.02%。设置结构阻尼比为 0.02 所得楼层地震剪力约为前两种阻尼比地震剪力的 1.2 倍，剪重比约为 1.2 倍，三种方式剪重比均大于 1.6%。

5) 两种软件计算结果表明，本工程二层至七层的明层侧向刚度大约为相邻上层暗层的 60~70%，大约为相邻三个楼层的 70~90%，属于竖向不规则结构类型，考虑层高因素计算楼层与相邻上层的侧向刚度比进行校核，从下表数据可知，X 向和 Y 向比值在二至七层均有低于规范要求“当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时，该比值不宜小于 1.1；”的情况，在楼层验算时，地震剪力均放大 1.25 倍。因外围框架柱不连续布置，内力通过框架梁水平转换构件向下传递，因此水平构件的地震内力均放大 1.5 倍进行验算。

表一 楼层侧向刚度比

楼层	层高	考虑层高修正的侧向刚度比		层高与上层比
		X 向	Y 向	
九暗	1.345	-	-	-
九明	3.3	2.219	2.129	2.454
八暗	2.8	1.575	1.602	0.848
八明	4.1	1.135	1.182	1.464
七暗	2.8	1.375	1.313	0.683
七明	4.5	1.167	<b>1.002</b>	1.607
六暗	3	1.116	1.174	0.667
六明	4.6	<b>1.060</b>	<b>1.007</b>	1.533
五暗	3	1.047	1.045	0.652
五明	5	<b>1.043</b>	<b>1.084</b>	1.667
四暗	3	1.095	1.070	0.600
四明	5.1	<b>1.093</b>	<b>0.974</b>	1.700
三暗	3	1.179	1.289	0.588
三明	5.3	1.136	<b>1.053</b>	1.767
二暗	3	1.225	1.297	0.566
二明	5.3	1.144	<b>1.039</b>	1.767
一暗	6.1	1.458	1.491	1.151
一明	7.3	1.335	1.333	1.197

6) 七层暗层因设备机房使用要求削弱墙体过多造成楼层刚度降低明显，因此在本层钢柱柱间也设置钢支撑，上层转换为钢支撑-框架结构体系，由于过多增加这层结构

刚度会引起七层明层刚度比数据更差，因此在截面选择上取折中方案。两种软件计算结果表明，七层暗层的层间受剪承载力小于上层的 80%，其中 MIDAS 结果显示 X 向约为 78%，Y 向约为 72%。

7) 本工程非线性地震反应分析所采用的方法为静力弹塑性分析法。该方法是《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)第 3.6.2 条规定允许采用的，是对结构在较大地震作用下进行弹塑性分析的一种有效方法。在罕遇地震地震作用下结构部分杆件进入塑性，结构的固有粘滞阻尼比取 0.05。

整体模型中第 1 自振周期为 2.2022s (Y 向平动)，振型参与质量为 30.51%；第 2 自振周期为 2.0056s (X 向平动)，振型参与质量为 30.78%，X 向平动、Y 向平动主振型参与质量偏小，这是因为地下室质量约占建筑总质量的 35%，采用带地下室模型进行静力弹塑性分析会造成分析失真，需要对结构计算模型进行合理简化。考虑结构中首层两圈钢柱对结构整体影响很小，且较大质量集中在地下室部分，因此删除首层及地下室 6 根钢柱以外的构件模型重新进行分析。

简化后模型的第 1 振型周期为 2.248s (Y 向平动)，振型参与质量为 66.92%；第 2 振型周期为 2.040s (X 向平动)，振型参与质量为 66.07%；扭转振型周期为 0.720s。X 向基地剪力为 2108.019kN，Y 向基地剪力为 1931.521kN。与整体模型相比 X 向、Y 向平动主振型自振周期相差不大，说明内圈钢柱及钢筋混凝土核心筒为主要的结构抗侧构件，采用简化模型进行静力弹塑性分析的方法可行。

通过对结构的静力弹塑性推覆分析，可以得出如下结论：当地震作用达到大震水平时（本工程以 7 度设防标准进行大震作用分析），结构弹塑性层间位移角均小于 1/100，满足防倒塌要求，在大震水平作用下结构部分构件出现屈服状态，塑性铰发生在 a、核心筒混凝土剪力墙和连梁位置；b、在三、四层框架柱。从推覆能力曲线上可以看出，结构侧向刚度出现弱化，结构 Y 向等效阻尼比为 7.609%，结构 X 向等效阻尼比为 7.955%。采用 STRAT 软件输入 EL-centro 地震波进行

大震动力弹塑性分析,结果显示结构 X 向层间位移在 1/180~1/250, Y 向层间位移在 1/125~1/180, 塑性铰出现情况与静力弹塑性分析结论类似,主要是混凝土构件进入屈服状态,构件设计时,提高混凝土墙体配筋率,底部外墙墙体水平配筋为双排 16@200。

表二 静力弹塑性分析数据

Pushover 分析方向	X 向	Y 向
性最大基底剪力 V (kN)	9309.046	8530.912
能塑性状态下结构的最		
控大位移 D (mm)	338.27	383.48
制谱的加速度 Sa	0.1602	0.1451
点谱的位移 Sd	0.1887	0.2163
分析塑性等效周期(S)	2.1780	2.4498
参数等效阻尼 (%)	7.955	7.609
顶点位移与总高比	1/227	1/200
最大层间位移角	1/164	1/162

8) 采用屈曲分析帮助发现 6 根主要钢柱在特定荷载情况下的稳定性。本项分析为线性屈曲分析确定钢柱失稳的临界荷载,初始荷载组合为 1.0 自重+1.0 恒荷载+1.0 活荷载,通过分析可知,钢柱在三层明层出现第一阶屈曲模态,该层层高 5.3m,柱截面为  $\varnothing 300 \times 24$ , 屈曲系数为 16.28, 该柱初始荷载为 1048.6kN, 根据欧拉公式换算构件计算长度为 1.0, 小于构件验算时选取的 1.5, 这类柱和相关梁构件均按框支结构设计要求进行内力放大。

9) 根据整体计算结果可知,六根主要框架基础处在恒荷载作用下轴力为 5550~5700kN, 活荷载作用下轴力为 1180~1200 kN, 地震作用下轴力为 450~550 kN。施工阶段结构主体封顶时,只考虑结构自重和 1 kN/m<sup>2</sup> 楼面施工荷载情况下,基础处钢柱在恒荷载作用下轴力为 3200~3300kN, 活荷载作用下轴力为 750~800kN, 可见结构封顶时,基础处钢柱轴力尚未达到设计荷载的 60%。由于钢柱不连续布置,因此各层柱在结构封顶时,轴力仅达到设计标准值的 10%~50%, 因此六根框架柱受压变形主要发生在后期装修和外墙安装过程中。另外地震作用对部分楼层轴力

变化影响较大,约为各层恒活荷载标准值的 10~200%左右,在地震作用时,五~八层钢柱会出现受拉状态,最大拉力标准组合值会达到 350~400kN。

表三 柱在结构封顶时轴力与设计荷载比例关系

位置	设计荷载		结构封顶		荷载施加比例
	恒载	活载	恒载	活载	
七层	350	60	30	15	11.0%
五层	400	100	190	60	50.0%
三层	1630	360	500	100	30.2%
一层	3280	640	1280	270	39.5%
基础	5700	1200	3300	800	59.4%

## 6 施工阶段

在结构主体施工过程中,外柱荷载施加很少,六根钢柱在结构封顶时,所受荷载仅为设计荷载 20%, 核心筒所受荷载已达到设计荷载 10~50%, 后期墙体安装及装修荷载对钢柱变形及与核心筒位移差影响明显,而连接钢柱与核心筒之间框架梁长度较小,对位移差引起框架内力变化敏感,设计需考虑施工阶段竖向构件位移控制,减少位移差对梁的内力影响。

由于三层以上钢柱不是连续布置,因此每段钢柱实际加工长度要考虑三方面影响因素,一是下部钢柱受压累计变形影响量;二是本层钢柱受压变形量;三是柱下转换钢梁弯曲变形量。考虑上述三方面数据减去核心筒压缩变形量,可以得出钢柱实际加工尺寸。经计算,底层至七层柱计算出来的附加尺寸在 2~6mm 之间,数值较小,在施工阶段可能因施工误差而达不到效果,因此设计说明中要求每层钢柱施工中控制顶标高,在钢柱拼接前将柱顶标高锁定,确保钢柱长度达到计算值要求。如果不进行控制,在七层处钢柱与核心筒在重力荷载作用下位移差达到 4mm,两者间距仅 1200mm,在没受水平作用时,位移比就会达到 1/300, 变形引起内力不利于梁构件安全。

为减少压缩变形影响,设计图纸中提出采用预应力技术进行控制,要求钢柱在现场安装之前进行预压,钢柱长度被压缩到指定尺寸,现场安装荷载施加后,通过两次放松预应力,实现钢柱反弹达到设计标高,为此施工单位在工厂内做实验,可以实现该目标,

但是预应力所做节点及稳定附加构件对于本项目实施影响较大，难以全面操作。因此在施工前修改为安装梁柱连接节点后，钢柱端梁顶标高实际高于核心筒控制标高，采用强制方法将核心筒处梁端下移至节点控制标高处进行高强度螺栓安装，实施后梁柱连接点处因该变形产生施工阶段弯矩，以7层为例，此变形量控制在1/600，两者间距为1200mm，强制下移2mm。在荷载达到设计荷载时，钢柱端最大会下移4.0mm，两者实际相差2.0mm，位移差比为1/600。为减少对楼板内力影响，一至七层顶板在核心筒外预留200mm宽环形后浇带，直至外围荷载施加完毕，即各层屋面荷载及外围墙体施工完成，后浇带由上至下封闭。

## 7 结论

1) 金华万佛塔在竖向上采用四种结构形式，结合古建明暗层条件限制，楼层构件截面设计采取折中方案，适应楼层刚度比和受剪承载力要求，通过对整体模型分析，结构振动形态良好。

2) 基于项目特殊性，结构抗震设防烈度由6度提高至7度，并进行性能化设计，结构安全度。

3) 楼层荷载、飞檐荷载和外部墙体荷载主要由六根框架柱支撑，设计采用C50高强混凝土、Q390高强度钢材及组合构件承担，实现南宋建筑小尺寸构件设计要求。

4) 六根框架柱与核心筒竖向位移差控制是本工程难点，设计文件对施工阶段施工方法进行量化指导。



任凭弱水三千，我只取一瓢饮。