

泉州古塔抗震性能的探讨

刘 木 忠

(土木工程系)

提 要

本文通过大量计算和实测的结果,分析了在公元1604年泉州东北方向海里发生的一次强烈地震而幸存下来石结构古塔的抗震性能。并为以后塔体的维修及加固提供一些数据。同时提出泉州地区地震烈度的意见。

一、概 述

泉州是我国东南沿海的文化古城之一。位于福建省的南部,早在唐代时期就是我国四大海外交通贸易的港口之一,并以刺桐港著称于世界。巍巍的东、西两塔屹立在泉州市的西城区。西塔(又称仁寿塔)建成于公元1237年(即南宋嘉熙元年)。东塔(又称镇国塔)建成于公元1250年即(南宋的淳祐十年)[1]。

泉州历史上经常发生地震。据清朝乾隆年代的《泉州府志》卷七三的记载:自公元1067年至1713年之间,大约发生三十次地震。其中最强烈的一次地震发生在1604年12月29日(即明朝万历三十二年十一月初八日)。根据中国科学院地球物理研究所编的《中国强地震简目》一书的判定,这次大地震的震级为八级,震中在泉州东北方向海里,东径119.5度,北纬25度。根据《泉州府志》卷七三及清代乾隆年间的《晋江县志》记载:明朝万历三十二年十一月初八日泉州地震。初九夜连震十余次,山海海水皆动,地裂数次,郡城尤甚。开元寺镇国塔尖石坠,损扶栏,城内外庐舍倾圮,覆舟甚多。

由这些历史记载表明:泉州在1604年大地震震级甚强,城内外房屋倒塌很多,并有地裂和海啸,因而才有“覆舟甚多”。而开元寺的东塔的顶盖尖石坠下打坏了以下各层的部分石栏杆。但是,西塔却毫无损坏。由以上宏观资料表明,在这次大地震泉州城内外的基本烈度为八度区。

这次地震的震中在泉州东北方向的海里,距离泉州大约100公里。这种震中在海里的地震是属于海洋型地震。其震源在海洋,震级往往很大,但震距远,对陆上的建筑物而言,只是受到波及,P波的作用很小。震波传到陆上后,短波成分被吸收,而只余长波成份,瑞利波、乐夫波占优势。这对于自振周期长的建筑物来说是很不利的,而东、西两塔无论在当时

或现在仍然是泉州市最高的一个建筑物,其自振周期相应而言也是较长的。但却在这次地震时,除了东塔的顶盖尖石坠之外,而西塔却毫无损坏。因此,其抗震性能是很值得研究的。

二、石结构古塔的抗震性能

地震对建筑物的破坏作用主要是由于地震波在土层中传播引起强烈的地面运动所造成的,这种地面运动使地基基础发生变形,上部结构发生振动,当结构的振动超过它的许可限度时,就将造成破坏甚至倒塌。

(一)地基的卓越周期:

地面振动的强弱除了与地震的规模、震中距离、震源深度等有关之外,还与地基的好坏有关。在软弱地层复盖较厚的地表上,受到地震振动时,容易产生长周期、大振幅的振动波。而在岩石层地基上,受到地震振动时,容易产生短周期、小振幅的振动波。

地震波是通过建筑物的地基输入给建筑物的,同时由于地质条件不同,地基土对地震波的放大作用也不一样。所以,地震时场地和地基条件对建筑物的震害有很大的影响。根据钻探资料:塔基土层的厚度为20米左右,而20米以下为花岗岩基岩。地基土层主要是浅黄色及粉红色的粘土及亚粘土,表层有2米左右的瓦砾回填。因此,是属于Ⅱ类场地土。一般情况下,横波或叫剪切波(S波)在粘土层中的传播速度 $U_s = 250$ 米/秒[2]。这样一来,地基的卓越周期根据理论公式计算为:

$$T_0 = \frac{4H}{U_s} = \frac{4 \times 20}{250} = 0.32 \text{秒}$$

这个数值基本上接近于按脉动法所测量的结果:即东塔的地基卓越周期为0.33秒,西塔的地基卓越周期为0.31秒。

(二)塔体的自振特性:

结构在地震作用下的反应与结构物的动力特性密切相关,建筑物的自振周期是主要的动力特性之一。在确定建筑物的自振周期时,除了考虑结构受地震力作用时的主要变形性质来加以取舍之外,建筑物的平立面的布置、质量分布、构件刚度、材料特征、施工质量以及地基情况等都与自振周期有关。

1、结构概况:

东、西两塔均为五层的石结构,它是由塔心柱、塔筒、石楼板及连系梁组成的花岗岩粗料石砌体。其外形为正八角形,并且自下而上各层逐渐缩小,在每层中间截面尺寸不变,形成了阶梯形状。这种结构型式,使得质量和刚度在各层中间沿竖向分布均匀。由于塔体是中心对称,在水平地震荷载或者风荷载作用下,不易产生扭转振动。

东塔总高度48.24米,其中塔顶金属葫芦高度11.30米。西塔总高度44.06米,其中塔顶金属葫芦高度8.29米。塔体各层高度及外形细部见图一(145页)所示。

2、砌体材料的力学性质:

采用回弹仪对塔体的花岗岩条石进行抗压试验。其结果抗压强度 $500 \sim 600 \text{Kg/cm}^2$,计算时取条石的标号 $R_1 = 500 \text{Kg/cm}^2$ 。灰浆的标号是根据塔体实测的基本周期反算过来为 $R_2 = 25 \text{Kg/cm}^2$ 。塔体为粗料石砌体,每皮高度 $h_2 = 30 \text{cm}$,由文献[3]得:

$$C_2 = 0.4 + 0.015 \times 30 = 0.85$$

根据文献[4]料石砌体抗压强度 R 及弹性模量 E 分别为:

$$R = (150 + 1.27R_2) \sqrt{\frac{R_1}{960}} \quad C_S = 145Kg/Cm^2$$

$$E = \frac{3}{C_E} (5880 + 690R_2) = 6.94 \times 10^5 t/M^2$$

砌体沿阶梯形截面的抗剪强度 R_t 为:

$$R_t = 2 \times 0.7 = 1.4Kg/Cm^2$$

因无试验资料而按普通砖砌体的数值乘以0.7的折减系数后采用。

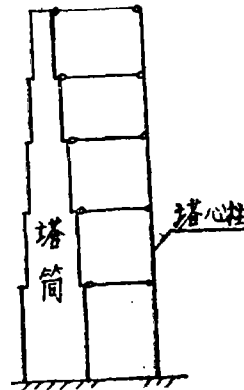
砌体的剪切模量 G :

$$G = 0.3E = 2.08 \times 10^5 t/M^2$$

3、塔体的计算模型及其计算公式:

前面已经提到,在确定建筑物的自振周期时,还要根据结构受地震力作用时的主要变形性质来加以取舍。

当塔筒与塔心柱共同承受水平荷载时,由于石楼盖在其平面内的刚度极大,楼盖自身无变形,而其平面外的刚度很小、不能承受弯矩,这样,楼盖可视为两端铰接的刚性连杆,对塔筒和塔心柱产生的水平位移起约束作用,使两者的水平位移迫于一致(图二所示)。因此,塔筒与塔心柱存在一定程度的协同工作。从实测的总体变形的性质来看,塔体包含弯曲变形和剪切变形。在计算塔体的自振周期时,按弯曲型悬臂杆计算,而在刚度计算时采用等效刚度法考虑剪切变形的影响。为了简化计算把塔筒和塔心柱的刚度用等代总刚度来代替,其计算简图如图三所示。



图二

根据计算简图(图三),应用分析力学中的哈密顿原理,用李兹法求解,提出了塔体的自振周期和振型曲线的计算公式如下[5]:

振型曲线:

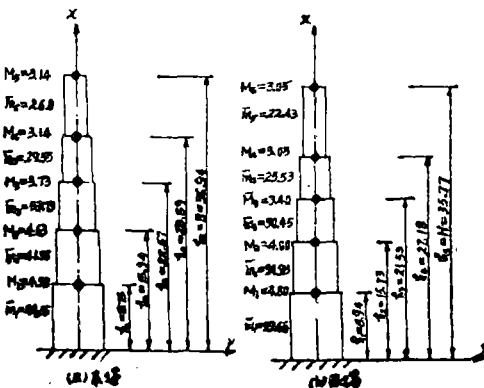
$$y(x) = \alpha_1 \left(\frac{x}{H} \right)^2 + \alpha_2 \left(\frac{x}{H} \right)^3 \quad (1)$$

式中: α_1 、 α_2 为待定参变量。

频率方程由下式给出:

$$aW^4 + bW^2 + C = 0$$

由上式解得第一、二圆频率为:



图三

$$\left. \begin{aligned} w_1 &= \sqrt{\frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}} \\ w_2 &= \sqrt{\frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中:

$$\left. \begin{aligned} a &= (A_2 D_2 - B_2^2) \\ b &= (2 B_1 B_2 - A_1 D_2 - A_2 D_1) \\ c &= (A_1 D_1 - B_1^2) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \sum_{i=0}^n \frac{8}{H^3} E_{i+1} J_{i+1} (n_{i+1} - n_i) \\ B_1 &= \sum_{i=0}^n \frac{12}{H^3} E_{i+1} J_{i+1} (n_{i+1}^2 - n_i^2) \\ D_1 &= \sum_{i=0}^n \frac{24}{H^3} E_{i+1} J_{i+1} (n_{i+1}^3 - n_i^3) \\ A_2 &= \sum_{i=0}^n \frac{2}{5} H \bar{m}_{i+1} (n_{i+1}^5 - n_i^5) + \sum_{j=1}^n 2 M_j N_j^2 \\ B_2 &= \sum_{i=0}^n \frac{2}{6} H \bar{m}_{i+1} (n_{i+1}^6 - n_i^6) + \sum_{j=1}^n 2 M_j N_j^5 \\ D_2 &= \sum_{i=0}^n \frac{2}{7} H \bar{m}_{i+1} (n_{i+1}^7 - n_i^7) + \sum_{j=1}^n 2 M_j N_j^8 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

待定参变量 α_1 、 α_2 按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 + \alpha_2 &= 1 \\ (A_1 - A_2 w^2) \alpha_1 + (B_1 - B_2 w^2) \alpha_2 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

以上各式中的符号:

\bar{m}_{i+1} —塔体各阶的分布质量,

M_i —塔体的集中质量,

$E_{i+1} J_{i+1}$ —塔体各阶的等代总刚度,

H —塔体的总高度,

n —塔体的总阶数,

n_{i+1} —一阶的相对高度, $n_0 = \frac{0}{H}$,

$$n_1 = \frac{h_1}{H}, \dots, n_n = \frac{H}{H} = 1,$$

N_1 —集中质量的相对高度。
根据上述计算公式, 现把东、西两塔的自振周期和振型曲线的计算结果列出如下:
东塔的自振周期及振型曲线:

$$\begin{cases} w_1 = 7.49 \text{ (园频率)} \\ w_2 = 31.42 \text{ (园频率)} \end{cases} \quad \begin{cases} T_1 = 0.84 \text{ 秒} \\ T_2 = 0.20 \text{ 秒} \end{cases}$$

当 $w_1 = 7.49$ 时, 算得 $\alpha_1 = 1.469, \alpha_2 = -0.469$

$$y_1(x) = 1.469 \left(-\frac{x}{H} \right)^2 - 0.469 \left(-\frac{x}{H} \right)^3$$

当 $w_2 = 31.42$ 时, 算得 $\alpha_1 = -3.852, \alpha_2 = 4.852$

$$y_2(x) = -3.852 \left(-\frac{x}{H} \right)^2 + 4.852 \left(-\frac{x}{H} \right)^3$$

西塔的自振周期及振型曲线:

$$\begin{cases} w_1 = 7.84 \text{ (园频率)} \\ w_2 = 40.46 \text{ (园频率)} \end{cases} \quad \begin{cases} T_1 = 0.80 \text{ 秒} \\ T_2 = 0.16 \text{ 秒} \end{cases}$$

$w_1 = 7.84$ 时, 算得 $\alpha_1 = 1.428, \alpha_2 = -0.428$

$$y_1(x) = 1.428 \left(-\frac{x}{H} \right)^2 - 0.428 \left(-\frac{x}{H} \right)^3$$

当 $w_2 = 40.46$ 时, 算得 $\alpha_1 = -3.837, \alpha_2 = 4.837$

$$y_2(x) = -3.837 \left(-\frac{x}{H} \right)^2 + 4.837 \left(-\frac{x}{H} \right)^3$$

由计算和实测(脉动法)的结果表明(见表1): 塔体的第一周期及第二周期的计算值略低于实测值。其中第一周期误差1.1%, 第二周期误差4.8%。分析其原因在于计算时忽略

表1 结构的自振周期与阻尼比

振 动 方 向		动 力 特 性 参 数			第一振型	第二振型		
东 塔	南 北 向	周 期 (sec)	塔 体	计 算	0.84	0.20		
				脉 动	0.85 (1.1712)	0.21 (4.8)		
		地 基	计 算			0.32		
			脉 动			0.33 (3.0)		
		塔 体 阻 尼 比 (%)				3.5		
西 塔	南 北 向	周 期 (sec)	塔 体	计 算	0.80	0.16		
				脉 动	—	—		
		地 基	计 算			0.32		
			脉 动			0.31 (3.2)		
		塔 体 阻 尼 比 (%)						

注: 括号内的数值为频率(Hz)。

了塔尾金属葫芦高度的影响。

无论是计算值或者实测值,塔体的自振周期都远离地基的卓越周期,这就避免了发生类共振的现象。也是在公元1604年那次大地震,塔体不遭到破坏的主要原因一。

由图四塔体的振型曲线表明:理论计算与实测的结果还是很接近,从而说明理论计算是可靠的。

(三)地震运动的最大反应:

应用振型分析法并将最大加速度调整为 $0.2g$ 。这个最大加速代表了我国抗震设计规范中的八度地震区。现将这种地面运动对塔体的反应进行分析。在文献〔6〕中的组合地震反应谱(图12、18)代表单自由度体系的地震反应。在这里,我们还需要考虑振型参与系数 γ_j 根据文献〔7〕振型参与系数的表达式如下:

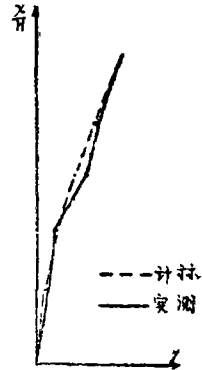


图4 系塔振型曲线

图四

(6)

$$\gamma_j = \frac{\int_0^H m(x) y_j(x) dx}{\int_0^H m(x) [y_j(x)]^2 dx}$$

把公式(1)代入上式并进行积分即得:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=0}^n \bar{m}_{i+1} H \left[-\frac{\alpha_1}{3} (n^3_{i+1} - n^3_i) + \frac{\alpha_2}{4} (n^4_{i+1} - n^4_i) \right]}{\sum_{i=0}^n \bar{m}_{i+1} H \left[-\frac{\alpha_1^2}{5} (n^5_{i+1} - n^5_i) + \frac{\alpha_1 \alpha_2}{3} (n^6_{i+1} - n^6_i) + \frac{\alpha_2^2}{7} (n^7_{i+1} - n^7_i) \right]} \quad (8)$$

把地震荷载的最大分布集度 $q_{max}(x)$ 作为最大反应加速度与每单位长度的质量 \bar{m}_{i+1} 之乘积即得:

$$q_{max}(x) = \gamma_j \frac{2\pi}{T_j} S_{vj} \bar{m}_{i+1} y_j(x) \quad (9)$$

式中: S_{vj} —第 j 振型谱速度; $y_j(x)$ —第 j 振型的振型曲线。

由于作用在固定端的底部剪力的最大值 Q_0 与最大地震荷载分布的合力相等,故得:

$$Q_0 = \int_0^H q_{max}(x) dx = \int_0^H \gamma_j \frac{2\pi}{T_j} S_{vj} \bar{m}_{i+1} y_j(x) dx$$

把公式(1)代入上式并进行积分即得:

$$Q_0 = \gamma_j \frac{2\pi S_{vj}}{T_j} \sum_{i=0}^n \bar{m}_{i+1} H \left[-\frac{\alpha_1}{3} (n^3_{i+1} - n^3_i) + \frac{\alpha_2}{4} (n^4_{i+1} - n^4_i) \right] \quad (10)$$

塔体的最大变位反应 y_{max} 考虑各振型的二次方和的平方根,即得:

$$y_{max} = \sqrt{\sum [\gamma_j S_{dj} y_j(H)]^2} \quad (11)$$

式中： Sd_i 一对应于第*i*振型谱位移。

根据上述计算公式，由文献[6]中的图12、18直接算出塔体在地震运动时的最大反应，其结果列于表 2。

表 2 地震反应一览表

塔体	层次	标 高 (M)	位 移 Δ_i (CM)	Δ_i/h_i	周 期 (sec)	底 部 最 大 剪 力 $Q_s(T)$
东 塔	5	36.94	6.7	1/551	0.85	1552
	4	28.89	4.5			
	3	22.67	2.9			
	2	15.94	1.6			
	1	8.75	0.5	1/1750		
西 塔	5	35.77	6.6	1/542	0.80	1163
	4	27.18	4.2			
	3	21.53	2.8			
	2	15.73	1.6			
	1	8.94	0.5	1/1655		

由表 2 中看出：东塔的塔顶最大水平位移6.7Cm，它与总高度之比为 $\frac{1}{551}$ ，底部最大剪力为1552吨。西塔的塔顶最大水平位移6.6Cm，它与其总高度之比为 $\frac{1}{542}$ ，底部最大剪力为1163吨。

(四) 抗震强度验算:

塔体在进行强度验算时，考虑静载、风荷载和地震荷载的组合。在荷载组合时，风荷载按25%考虑。水平地震荷载的计算按我国抗震设计规范的公式：

$$Q_s = C\alpha W \tag{12}$$

其中结构影响系数*C*考虑到由于东、西两塔是重要的古建筑，在地震荷载作用下，按弹性阶段工作而不考虑裂缝的影响，故取 $C = 1$ 。而地震影响系数 α 值按八度地震区Ⅱ类场地土来取值。

塔体的荷载分配是根据塔筒和塔心柱的抗剪刚度大小来进行分配。而在抗剪刚度计算时，考虑弯曲变形的影响。

塔体截面的抗震强度验算按下列公式：

$$KQ \leq \frac{R\tau A}{\xi} \tag{13}$$

$$R\tau = \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{R_i}} \tag{14}$$

式中： $R\tau$ —砌体的抗剪强度，
 σ_0 —恒载在砌体 $\frac{1}{2}$ 层高处的截面上产生的平均竖向压力，
 ξ —截面剪应力分布不均匀系数，

A—验算砌体在1层高处的净截面面积；

Q—验算砌体承受的剪力；

K—安全系数。

验算结果表明，在八度地震作用下，並与其它荷载组合时，结果是安全的。

三、塔体结构动力特性的实测

采用脉动方法进行塔体动力特性的实测。

我们采用两种方法。先采用光线记录，人工分析数据，这种方法可以求出基本频率，同时还求出第二频率，但只能求出第一振型。后来又用了第二种方法，在现场用磁带记录器记录，然后回实验室用7 T08型数据处理机分析。现场使用的仪器是：65型拾振器，76型测振放大器，SC—18型光线振子示波器，TEACR—70A型磁带记录器。第一次实测拾振器安置在塔基傍，第一、二、四、五层各一个。第二次实测拾振器安置在自由场地，塔基傍，第三、五层，除塔基傍安置二个拾振器外，其余各安置一个。这样一来，每次实测共记录5条曲线。由于采用第二种方法，可求出较准确的自振频率，也可求出振型及阻尼比。其结果见表1及图五。

我们在实测过程中，由于在西塔附近100米以内的织布厂、线厂的动荷设备的影响，而未能测出其真实的自振频率，振型曲线和阻尼比。由于东、西两塔是姊妹塔，其结构和构造型式又相同，我们认为並不影响对该塔的分析。

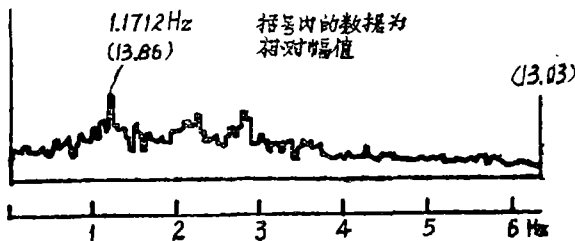


图 五

四、结 语

从计算方法与原结构的实测所得到的结果都比较近，说明计算模型的简化是可行的。计算自振周期一般略小于实测值，这是由于计算时忽略了塔尾全属葫芦高度的影响。由计算所得的振型曲线与实测的振型曲线之间的吻合程度差些，这是在计算时振型曲线所取的参变量偏少之故。

在实测的过程中，得到中国建筑科学研究院抗震所的大力支持和帮助，在此表示感谢。

参 考 文 献

- 〔1〕 晋江地区地震办公室、泉州基准地震台：《泉州震讯》泉州考古与地震特辑。1978年第17期。
- 〔2〕 《地震工程概论》，《地震工程概论》编写组，科学出版社，1977。
- 〔3〕 《砖石结构设计规范（GBJ 3—73）》，建筑工业出版社，1973。

-
- 〔4〕福建省建筑科学研究所等著《料石砌体试验研究》，《建筑技术通讯》建筑结构，1981年第4期。
- 〔5〕陈欢强、徐至钧《塔型构筑物自由振动特性的实测和分析》建筑结构学报，1981年第4期。
- 〔6〕罗伯特L·威格尔《地震工程学》，科学出版社，1978年。
- 〔7〕日本大源资生《最新耐震工学》，森北出版社株式会社，昭和48年12月。
- 〔8〕《工业与民用建筑抗震设计规范（TJ11—78）》建筑工业出版社，1979年。