

# 大底盘双塔连体高层结构的地震响应分析

张伊菡, 雷劲松

(西南科技大学土木工程与建筑学院, 四川 绵阳 621010)

**摘要:**复杂高层建筑结构体系是随着经济增长而发展起来的一种结构体系,这种结构体系能满足较高的空间利用率,其中较为特殊的是一种底部带有大底盘、上部是塔楼的结构形式。为了对此类结构形式进行更好的研究,对大底盘双塔结构和大底盘双塔连体高层的结构进行地震响应分析,利用有限元模型 sap2000 建立大底盘双塔结构模型和大底盘双塔连体结构模型,对上述模型分别进行模态分析和线性时程分析,得出二者之间的周期、质量参与系数和顶层位移的数据,进行对比分析。结果表明,在一定情况下,连接体对大底盘双塔高层结构有影响作用,对于高阶振型而言其平动和扭转的耦合作用有所加强,使扭转振型更加明显;用不同的地震波激励结构模型,对结构的极限状态也有影响;对于大底盘双塔连体结构,在一定条件下如何输入地震波对大底盘双塔连体结构的地震响应影响不大。

**关键词:**连接体;高层结构;大底盘;模态分析;时程分析

**中图分类号:**TU375.4

**文献标志码:**A

## 引言

随着社会科技的发展和国民经济实力的不断增强,相继出现了复杂的高层建筑结构体系,顺应这种发展变化而出现了一种新型复杂高层结构形式——大底盘双塔连体带转换层的结构。《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010<sup>[1]</sup>和《建筑抗震设计规范》GB5011-2010<sup>[2]</sup>对转换层结构的抗震设计要求和连体结构设计进行了相关规定,但是并没有涉及带转换层的大底盘双塔连体结构的设计,而且大底盘双塔连体带转换层结构复杂多变,当发生地震时,这种结构的抗震性能肯定会受到影响<sup>[3]</sup>。本文以大底盘双塔连体带转换层的高层结构为研究对象,进行地震响应分析,为该结构的设计提供一定的参考。

## 1 理论研究

经典物理学中物理世界是一个动态的世界,没有绝对的静止,这种动态也包括荷载作用过程和结构的响应。结构分析和设计所需要解决的主要变量是地震作

用和风作用,也是比较特殊的动力作用。所以对结构进行一定水平的动力分析必不可少<sup>[4-6]</sup>。

在结构动力分析过程中运用的基本方程是关于时间的函数:

$$F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = F(t) \quad (1)$$

式中:  $F_I(t)$  为作用在节点质量上的惯性向量;  $F_D(t)$  为阻尼力向量或能量耗散向量;  $F_D(t)$  为结构承担的内力向量;  $F(t)$  为外部施加的荷载向量。

对于结构系统,可以转化为与质量矩阵  $[M]$ 、刚度矩阵  $[K]$  和阻尼矩阵  $[C]$  有关的二阶线性微分方程组:

$$[M]\ddot{u}_a(t) + [C]\dot{u}_a(t) + [K]u_a(t) = F(t) \quad (2)$$

对于地震作用,基于式(2)中的外部荷载  $F(t)$  等于零,则:

$$[M]\ddot{u}_a(t) + [C]\dot{u}_a(t) + [K]u_a(t) = -[M_x]\ddot{u}_{xg}(t) - [M_y]\ddot{u}_{yg}(t) - [M_z]\ddot{u}_{zg}(t) \quad (3)$$

求解式(2)是结构动力分析的主要任务。对于地震作用分析,则可以将其具体到求解平衡式(3)。

模态分析也可以叫做振型叠加法动力分析。反应谱分析的基础是模态分析。反应谱分析是一种拟动力分析的过程,不需要对于多条地震波进行计算,并且结构反应谱分析所给出的结构响应信息可以直接地应用于结构设计,从而简化处理过程。

反应谱分析方法<sup>[7]</sup>的基本原理:(3)式写成一组  $N_d$  二阶微分方程:

$$[M]\ddot{u}_a(t) + [C]\dot{u}_a(t) + [K]u_a(t) = \sum_{j=1}^J f_j g_j(t) \quad (4)$$

可假设式(4)的解的表达形式为:

$$u(t) = [\varphi]Y(t) \quad (5)$$

$[\varphi]$  是一个  $N_d \times N$  矩阵,该矩阵包含  $N$  个非时间函数的空间向量,而  $Y(t)$  是一个包含  $N$  个时间函数的向量,由式(5)可得出:

$$\dot{u}(t) = [\varphi]\dot{Y}(t) \quad (6)$$

$$\ddot{u}(t) = [\varphi]\ddot{Y}(t) \quad (7)$$

要求此类空间函数必须满足质量和刚度相互正交条件: $[\varphi]^T M [\varphi] = [I]$ ,  $[\varphi]^T K [\varphi] = [\Omega^2]$ , 其中,  $[I]$  为一个对角单位矩阵,  $[\Omega^2]$  是一个对角项为  $\omega_n^2$  的特殊对角矩阵。把式(5)、式(6)和式(7)代入式(4)中,再乘  $[\varphi]^T$ , 产生一个  $N$  个未知数的方程:

$$[I]\ddot{Y}(t) + [d]\dot{Y}(t) + [\Omega^2]Y(t) = \sum_{j=1}^J [p_j]g_j(t) \quad (8)$$

其中,  $[p_j] = [\varphi]^T f_j$ , 定义  $p_j$  为荷载函数的模态参与系数,且  $d_m = 2\xi_n \omega_n$ , 于是式(8)可变为:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = \sum_{j=1}^J p_{nj} g_j(t) \quad (9)$$

对于三维地震运动的模态方程:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = p_{nx} \ddot{u}(t)_{gx} + p_{ny} \ddot{u}(t)_{gy} + p_{nz} \ddot{u}(t)_{gz} \quad (10)$$

只考虑一个方向的地震输入:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = p \ddot{u}_g(t) \quad (11)$$

基于式(11),可以绘制  $y_{\max}(\omega)$  的曲线,则  $y_{\max}(\omega)$  的曲线是地震运动的位移反应谱。对于具有周期的典型振型和与之相对应的反应谱值,可以得出结构的最大模态位移<sup>[8-11]</sup>。与周期相关的最大模态反应:

$$y_{\max}(T_n) = \frac{S(\omega_n)}{\omega_n^2} \quad (12)$$

对于反应谱分析振型组合分析,一般有 CQC(完全平方根组合法)、SRSS(平方和平方根)法、绝对值法、GMC法、NRC10%法和双求和法,我国2010规范规定考虑结构耦联效应的情况,一般采用 CQC法和 SRSS法两种组合的方法,如果结构扭转效应比较明显,振型间存在一定的耦联,一般采用 CQC法。

## 2 模型建立

模型模拟的实际结构为一栋26层的大底盘双塔连体的混凝土框架核心筒混合结构建筑<sup>[12]</sup>,建筑总高度为100.6 m,总建筑面积约为7万 m<sup>2</sup>。结构的大底盘结构为5层,平面尺寸为84.0 m × 56.7 m,每层高5 m; A、B两个塔楼平面尺寸均为25.2 m × 40.5 m,每层高3.6 m,塔楼的中部为钢筋混凝土筒体结构,四周为沿中部向外布置的外框架。结构三层为转换层,采用了单向桁架的托柱转换。柱、梁均采用强度等级为C40的混凝土,板采用强度等级为C30的混凝土,结构的一、二层在局部楼板开洞。1~2层的梁截面为1000 mm × 2000 mm,其余梁截面为500 mm × 1500 mm; 1~3层的柱截面为1200 mm × 1400 mm,4层的柱截面为1000 mm × 1000 mm,5~13的层柱截面为900 mm × 900 mm,14~20层柱截面为800 mm × 800 mm,21~26层柱截面为700 mm × 700 mm; A、B两个塔楼6层筒体墙厚为500 mm, A塔楼7~17层筒体墙厚为450 mm, B塔楼7~17层筒体墙厚为400 mm, A塔楼18~26层筒体墙厚为350 mm, B塔楼18~26层筒体墙厚为300 mm。建筑结构为二级安全等级,抗震设防类别为丙类,抗震设防烈度为7度,设计基本地震加速度为0.15 g,场地类别为Ⅲ类,场地特征周期是0.55 g,地面粗糙度为B类。梁上均布荷载10 kN/m,楼面恒荷载4.5 kN/m<sup>2</sup>,楼面活荷载2 kN/m<sup>2</sup>。现有两种模型,模型一:大底盘双塔结构,如图1所示;模型2,大底盘双塔连体结构,如图2所示。两个模型的基本参数一致,不同之处是模型2在21~23层设有连接两侧双塔楼钢桁架连体结构,与钢桁架梁连接部位的框架柱采用的是型钢混凝土组合构件。

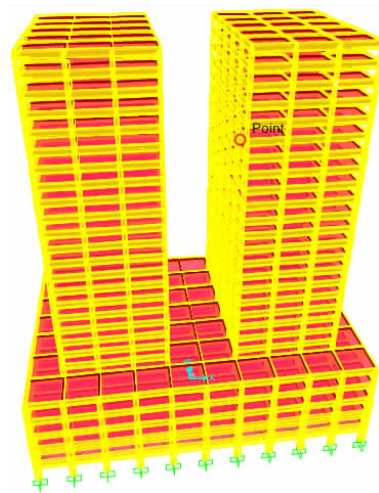


图1 大底盘双塔结构

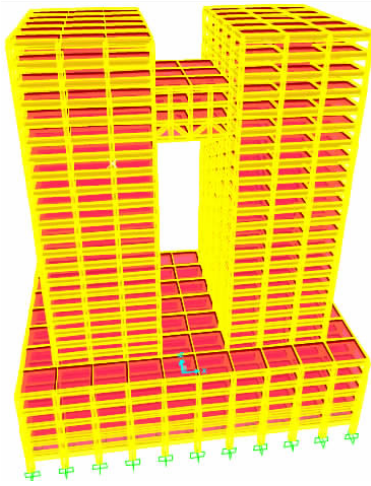


图 2 大底盘双塔连体结构

### 3 地震反应分析

#### 3.1 模态分析

利用有限元模型 sap2000 可以对结构模型进行模态分析,提供结构的基本性能参数,可以对结构动力响应进行定性的分析和判断,并且提供相关结构设计参考。其他动力分析的基础是模态分析,也包括反应谱分析和时程分析。本文通过对模型 1 和模型 2 进行模态分析得出前 20 阶的自振周期和相关信息,见表 1。

由表 1 可得:(1)模型 1 的前两个自振周期为 2.217 s 和 1.886 s,模型 2 的前两个自振周期为 2.020 s 和 1.957 s,说明模型 2 比模型 1 的整体刚度大,连接体对两个塔楼结构起到一定的约束作用;(2)模型 1 和模型 2

表 1 模态分析下的自振周期和质量参与系数

StepType	Model 1				Model 2			
	StepNum	Period/s	SumUX	SumUY	StepNum	Period/s	SumUX	SumUY
Mode	1	2.217	0.561	0.000	1	2.020	0.623	0.000
Mode	2	1.886	0.561	0.612	2	1.957	0.624	0.619
Mode	3	1.577	0.561	0.612	3	1.557	0.624	0.619
Mode	4	0.725	0.794	0.612	4	0.660	0.624	0.812
Mode	5	0.656	0.794	0.807	5	0.653	0.808	0.813
Mode	6	0.565	0.794	0.807	6	0.552	0.808	0.813
Mode	7	0.346	0.858	0.807	7	0.348	0.809	0.813
Mode	8	0.344	0.858	0.807	8	0.344	0.809	0.813
Mode	9	0.344	0.862	0.807	9	0.344	0.809	0.813
Mode	10	0.332	0.862	0.809	10	0.342	0.854	0.813
Mode	11	0.331	0.862	0.877	11	0.332	0.854	0.891
Mode	12	0.331	0.862	0.886	12	0.318	0.854	0.893
Mode	13	0.321	0.862	0.891	13	0.305	0.870	0.893
Mode	14	0.283	0.862	0.891	14	0.283	0.870	0.893
Mode	15	0.283	0.862	0.891	15	0.283	0.870	0.893
Mode	16	0.241	0.862	0.936	16	0.246	0.870	0.918
Mode	17	0.238	0.862	0.939	17	0.235	0.870	0.969
Mode	18	0.232	0.862	0.968	18	0.232	0.870	0.969
Mode	19	0.231	0.950	0.968	19	0.230	0.952	0.969
Mode	20	0.219	0.950	0.969	20	0.220	0.952	0.969

在 20 个振型里的质量参与百分比累加值 (SumUX 和 SumUY) 分别为 95%、96.9% 和 95.2%、96.9%。满足《高层建筑混凝土结构技术规程》5.1.13 条第一款:抗震设计时对于高层复杂建筑结构,选取的振型数不应小于 15,若为多塔楼结构时振型不应小于塔楼总数的 9 倍,并且计算的振型数应为各振型的参与系数之和,不应小于总质量的 0.9 倍。(3)模型 1 和模型 2 的两个塔楼的墙体的厚度有差异,所以结构属于不对称结构,要着重注意结构的扭转效应的影响。

#### 3.2 时程分析

时程分析实质是通过对结构的基本动力微分方程

的求解,得到结构在动力荷载反应的作用下结构的基本响应大小<sup>[13-15]</sup>。根据《建筑抗震设计规范》的要求,应按建筑的场地类别和地震分组情况选取不少于两组实际强烈地震测量地震波作为时程分析的地震波。本文进行时程分析选取 EL-Centro 波和 Lan Zhou1 波对模型 1 和模型 2 进行时程分析。两种波的主要信息如下:EL-Centro 波,加速度峰值 341.7 cm/s<sup>2</sup>,持续时间 30 s,时间间隔 0.02 s;Lan Zhou1 波,加速度峰值 196.2 cm/s<sup>2</sup>,持续时间 20 s,时间间隔 0.01 s。分别在 x 向和 y 向输入地震波得到顶楼的位移和加速度的时程曲线,如图 3~图 10 所示。

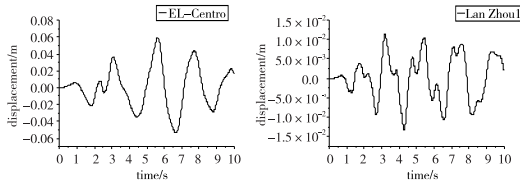


图3 X向地震作用下模型1的顶层位移时程曲线

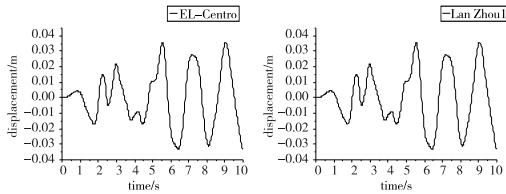


图4 Y向地震作用下模型1的顶层位移时程曲线

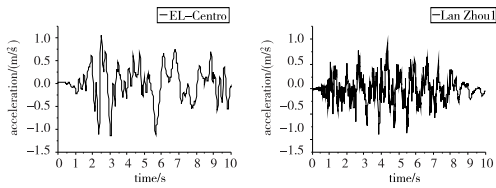


图5 X向地震作用下模型1的顶层加速度时程曲线

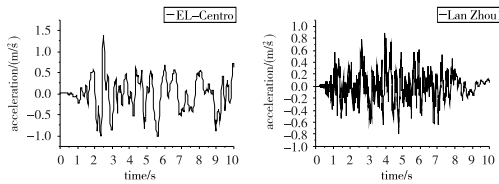


图6 Y向地震作用下模型1的顶层加速度时程曲线

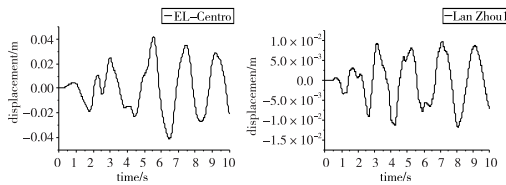


图7 X向地震作用下模型2的顶层位移时程曲线

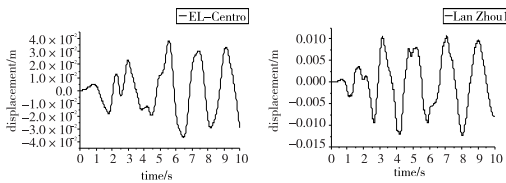


图8 Y向地震作用下模型2的顶层位移时程曲线

由图3~图6可知:模型1在x向和y向地震作用下的速度和加速度的时程反应曲线的趋势基本一致。Lan Zhou1波比EL-Centro波的时间间隔小,所以在Lan Zhou1波的地震作用下的位移时程曲线和加速度时程曲线比在EL-Centro波作用下的位移时程曲线和加速度时程曲线在相同时间区间里波动的频率大。

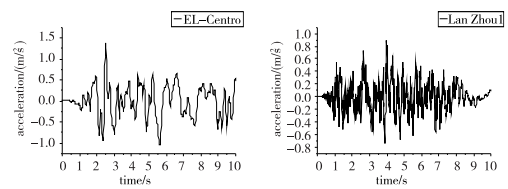


图9 X向地震作用下模型2的顶层加速度时程曲线

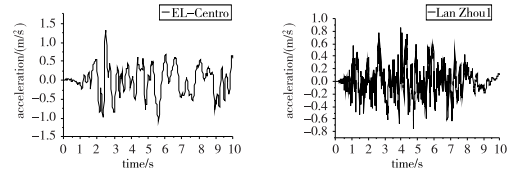


图10 Y向地震作用下模型2的顶层加速度时程曲线

由表2可知:x向输入EL-Centro波和y向输入EL-Centro波的最大顶点位移和发生的时刻略有差异,最大顶点速度和发生的时刻基本一致;y向输入Lan Zhou1波和y向输入Lan Zhou1波的最大顶点位移、最大顶点加速度和发生的时刻相同。

表2 模型1的极限地震响应

模型1	EL-Centro 地震波作用下		Lan Zhou1 地震波作用下	
	x向输入 地震波	y向输入 地震波	x向输入 地震波	y向输入 地震波
顶点位移/mm	59.53	39.91	11.34	11.36
发生时刻/s	5.62	5.57	3.18	3.15
顶点加速度/(m/s <sup>2</sup> )	1.062	1.183	0.9093	0.8799
发生时刻/s	2.5	2.5	4.33	3.99

由图7~图10和表3可知:模型2在EL-Centro波和Lan Zhou1波作用下的顶点位移和顶点加速度是不同的,EL-Centro波作用下的顶点位移比Lan Zhou1波作用下的顶点位移大,EL-Centro波作用下的顶点加速度比Lan Zhou1波作用下的顶点加速度大,这说明在相同条件下EL-Centro波引起的地震反应响应比Lan Zhou1波引起的地震反应响应更剧烈。

表3 模型2的极限地震响应

模型2	EL-Centro 地震波作用下		Lan Zhou1 地震波作用下	
	x向输入 地震波	y向输入 地震波	x向输入 地震波	y向输入 地震波
顶点位移/mm	42.15	38.69	9.962	10.65
发生时刻/s	5.54	5.54	7.1	7.07
顶点加速度/(m/s <sup>2</sup> )	1.384	1.325	0.8863	0.8564
发生时刻/s	2.5	2.5	3.99	3.99

对比模型1和模型2的分析表明:在EL-Centro波作用下,大底盘双塔连体高层结构的顶层层间位移比大底盘双塔高层结构的x方向的顶层位移减少了17.38mm,x向的加速度增加了0.322m/s<sup>2</sup>;y方向上的位移减少了1.22mm,y方向上的加速度增加了0.142m/s<sup>2</sup>。可见连

体对大底盘双塔结构的位移有约束作用。模型 2 的 x 向地震和 y 向地震的位移和加速度相差不大,说明连体结构中的连体对结构的运动起到了制约作用。

#### 4 结 论

通过对大底盘双塔高层结构和大底盘双塔连体高层结构抗震性能分析可以得到以下结论:

(1)从模态分析可知,连体使双塔高层结构的周期变小,使结构刚度变大。大底盘双塔结构中两个塔楼的相互作用较小,加了连接体使两个塔楼之间有相互的制约作用,对于高阶振型而言其平动和扭转的耦合作用加强,使扭转振型更加明显。

(2)从时程分析可知,对于大底盘双塔结构和大底盘双塔连体结构,EL-Centro 波作用下的结构极限速度和加速度都比 Lan Zhou1 波的大,而且极限时刻也不相同;对于两种结构而言,地震波输入方向对有连接体结构的地震响应影响小于无连接结构,是因为有连接体结构在连接体的作用下它的整体高度比无连接结构的强,且在 X、Y 向的惯性矩都要大于无连接结构。对于大底盘双塔连体结构,不论地震波是 X 项输入还是 Y 项输入,结构的顶层位移时程曲线和加速度时程曲线趋势大体一致。说明如何输入地震波对大底盘双塔连体结构的地震响应影响不大。由于连体结构的 X 向整体刚度比 Y 向的整体刚度要强,而且连接体在 X 向的惯性矩要大于 Y 向,所以结构在 Y 向的地震波作用下的地震响应相对要大。

#### 参 考 文 献:

[1] JGJ3-2010,高层建筑混凝土结构技术规程[S].

- [2] GB5011-2010,建筑抗震设计规范[S].
- [3] 娄荣,陈威文,卓春笑,等.大跨度高位连体结构抗震设计[J].建筑结构,2012,42(12):44-48.
- [4] 习朝位,蒋义平,佟道林,等.大底盘双塔楼连体结构抗震试验研究[J].建筑结构,2009,39(5):102-107.
- [5] 赵仕兴.多塔带转换层高层结构抗震性能研究[D].重庆:重庆大学,2005.
- [6] 宋娟,贺海斌.大底盘双塔结构的时程分析法研究[J].四川建筑科学研究,2011,37(6):48-51.
- [7] 肖佺,吴瑞辉.大底盘双塔连体结构的地震反应谱分析[J].科学技术与工程,2011,11(17):4002-4007.
- [8] 朴泷.大跨度斜拉桥地震响应与减震设计[D].广州:华南理工大学,2010.
- [9] 陈海霞,李雁英,李凯.连体对大底盘双塔结构竖向地震作用的影响[J].测试技术学报,2015,29(4):359-363.
- [10] 王军军,彭泽靖,董小凤.大底盘双塔连体结构的能量分析研究[J].工业建筑,2015,45(6):77-81.
- [11] 杨佑发,刘泳伶,凌玲,等.连体的连接方式对大底盘双塔连体耗能减震结构地震响应的影响[J].工业建筑,2013,43(2):29-33.
- [12] 徐庆海.大底盘双塔连体带转换层结构抗震性能研究[D].天津:天津大学,2008.
- [13] 朱宏平,陈晓强,张世顺.大底盘非对称双塔楼高层建筑动力响应分析[J].华中科技大学学报:自然科学版,2006,34(7):104-107.
- [14] 郭欢.皮带通廊桥架结构地震反应分析[D].西安:西安科技大学,2012.
- [15] 毛健宇.型钢混凝土框支框架—混凝土核心筒结构抗震性能分析[D].湖南:湖南大学,2009.

## Seismic Response Analysis of High Rise Building Structure with Large Chassis in Twin Towers

ZHANG Yihan, LEI Jinsong

(School of Civil Engineering and Architecture, Southwest University of Science and Technology, Mianyang 621010, China)

**Abstract:** Complex high-rise building structure system is a kind of structure system which has been developed with economic growth and the structure meets the high space utilization rate. The more special structure is a bottom with large chassis while the upper part is a tower. In order to research this kind of structure better, seismic response analysis of big chassis structure of the double tower and double tower connected high-rise structure are taken. Twin tower structure model and double tower connected structure model are established by using the SAP2000 finite element model. The modal analysis and linear history analysis of the structure model are taken respectively, and their cycles, mass participation Coefficients and the top displacement datas are compared and analyzed. The results show that under certain circumstances, connect body has an impact on large chassis twin tower high-rise structure. For higher order modes, its translation and torsional coupling effects are strengthened which make torsional vibration mode is more obvious; different earthquake wave excitations have an impact on the structure limit state of the model structure; for large chassis Twin Towers connected structure, under certain conditions, how to input seismic wave on the double tower connected structure seismic response has little effect.

**Key words:** connecting body; high-rise structure; large chassis; modal analysis; time history analysis