

GAOCENG JIANZHU KANGZHEN SHEJI
YANJIU GONGCHENG SHILI

高层建筑

抗震设计研究工程实例

◎ 河北建筑设计研究院有限责任公司结构技术研究中心 编



河北科学技术出版社

高层建筑

抗震设计研究工程实例

◎ 河北建筑设计研究院有限责任公司结构技术研究中心 编

河北科学技术出版社

《高层建筑抗震设计研究工程实例》编委会

编委会主任 郜 刚

编委会副主任 习朝位 郭卫兵

编 委 郜 刚 习朝位 郭卫兵 徐庆海 蒋义平 马 洪

李继光 柴为民 张朝辉 郭建英 胡建彬 吴超军

史永健 石雁冲 高海潮 杨敬海

主 编 习朝位

副 主 编 蒋义平 马 洪 李继光

参 编 人 员 (以姓氏笔画为序)

马越普 王 欣 王晓青 史永健 石雁冲 李 卉

李 静 李云燕 李晓玲 吴超军 宋 涛 张 杰

张红妹 张朝辉 杨敬海 赵 颀 郝 燕 胡建彬

贾占香 柴为民 耿向丽 郭晓梅 郭建英 高海潮

黄维光 焦 茜 韩平食 葛凯华 董建廷 程海洋

前 言

随着我国经济建设的迅猛发展和人民生活水平的不断提高，建筑功能愈来愈多、立面愈来愈丰富、体量愈来愈大、体型愈来愈复杂，致使建筑结构形式也更加复杂，给建筑抗震设计提出了更高的要求。为进一步提高建筑抗震设计水平，推动其行业的技术进步，促进建筑工程设计的发展，我院组织结构人员撰写了部分建筑结构设计研究工程实例。

近十多年来，河北建筑设计研究院有限责任公司完成设计了千余栋高层、复杂高层、超高层建筑设计及部分项目研究。本书撷取了其中有代表性的工程设计和项目研究三十六项，其中项目研究六项、混凝土结构设计二十五项、钢结构设计五项。建筑功能上涵盖了办公建筑、居住建筑、商业建筑、文化建筑、教育建筑、医疗建筑、体育建筑，结构形式上涵盖了超高层结构、大跨连体结构、大跨悬挑结构、套建结构等。结合国内复杂超高层结构设计的最新成果和现行有关规范规程，对结构方案、计算分析、优化设计、设计难点、创新技术、加强措施等进行了阐述剖析，数据详实，图文并茂，适用性强，对同类工程设计、研究以及工程施工等具有一定的参考作用。

本书可供建筑结构设计、科研、施工以及教学等相关技术人员参考借鉴。书中难免有不妥之处，还望广大读者给予批评指正。

编者

目 录

项目研究

大底盘双塔楼、连体和带转换层高层建筑结构抗震试验研究	(3)
套建高层建筑改扩建结构设计研究	(14)
石家庄市综合服务中心工程超大跨连体结构设计与分析	(19)
霞光大剧院工程结构性能化设计与分析	(31)
石家庄科技创业中试基地研发中心大悬挑结构优化设计	(39)
500MPa 级钢筋工程应用的裂缝研究	(45)

混凝土结构

天津滨海王相大厦结构设计	(53)
石家庄华强广场工程结构设计	(62)
石家庄万达广场商业综合体结构设计	(71)
石家庄万达广场酒店和 5A 写字楼结构设计	(77)
农业科技研发中心结构设计	(83)
金正威尼斯城(海悦天地)商业综合体结构设计	(89)
塔坛国际商贸城结构设计概述	(98)
邢台眼科医院病房楼结构设计	(106)
中国人民解放军 260 医院病房楼结构设计	(111)
天山海世界改扩建工程结构设计	(115)
石家庄市中华商务广场工程结构设计	(122)
河北省图书馆改扩建工程结构设计	(131)
河北航空大厦工程结构设计	(137)
河北中烟工业公司“四中心”项目结构设计	(145)
河北报业大厦结构设计	(149)
石家庄中山华府 1#商务楼结构设计	(155)
河北科技大学新校区图书馆工程结构设计	(160)
河北出版物发行中心工程结构设计	(167)
领秀城二期商业·办公楼结构设计	(171)
金世界商务大底盘多塔楼结构设计	(181)
冀中能源安全生产指挥中心工程结构设计	(187)
武安财富广场工程结构设计	(193)
河北金牛能源生产调度中心结构设计	(202)
栾城农业园生态观光中心结构设计	(207)
张家口五一广场综合楼结构设计	(214)

钢结构

超高层建筑钢结构设计研究	(221)
石家庄机场改扩建工程结构设计.....	(231)
北国商城西扩工程钢结构设计及屈曲支撑的应用与研究.....	(236)
河北博物馆结构设计.....	(246)
承德奥体中心-全民健身中心结构设计	(254)

项目研究

大底盘双塔楼、连体和带转换层高层建筑 结构抗震试验研究

摘 要 本文通过对大底盘双塔楼、连体和带转换层高层建筑结构 1/20 整体模型模拟振动台试验,测试了模型结构的动力特性、阻尼比及其在设防烈度 7 度多遇、基本、罕遇和 8 度罕遇烈度地震作用下的加速度和位移反应等,研究了模型结构的破坏机理和破坏模式,并根据试验结果和相似理论,推导、分析了原型结构的地震反应,并与结构计算分析结果进行了比较,揭示了地震作用下该结构的受力性能和特点。

关键词 模拟地震振动台试验; 双塔连体

1 前言

高层建筑连体结构由于连接体的存在使得由原来独立发生振动的塔楼产生相互作用、相互影响,在地震作用下的反应远比单塔结构和无连接体的多塔结构受力复杂,会出现较强的耦联振动、扭转加大等现象,因此连接体的设置改变了结构的动力特性。近年来,高层连体结构建筑在国内发展很快,应用也较多,但是目前国内外对这种结构体系的抗震性能尚未形成统一的认识,在地震高烈度区设计此类高层建筑时亦缺乏足够的理论依据、试验和实践经验。因此,河北建筑设计研究院有限责任公司与中国建筑科学研究院合作,对一大底盘双塔楼、连体和带转换层高层建筑进行整体模型模拟地震振动台试验,根据模型试验结果对原型结构的动力特性和动力反应进行了分析,并与用“结构空间有限元分析设计程序 SATWE”和“MIDAS GEN 结构分析程序”计算结果进行了比较,揭示了地震作用下该结构的受力性能和反应特点。

2 结构特点及模型设计

2.1 结构特点

大底盘双塔楼、连体和带转换层高层建筑主体建筑 26 层,房屋高度 100.6m,总建筑面积约为 7 万 m^2 ,建筑结构的大底盘部分为 5 层,底盘部分结构平面图见图 1,在第三层处设有局部转换层(图 2),大底盘上部塔楼为 21 层,塔楼结构均采用框架-核心筒结构体系,21~23 层设有钢桁框架连体结构,连接两侧双塔楼,与钢桁框架梁连接部位的框架柱采用型钢混凝土组合构件。原型结构按 7 度(0.15g)进行抗震设计,场地类别为 III 类。

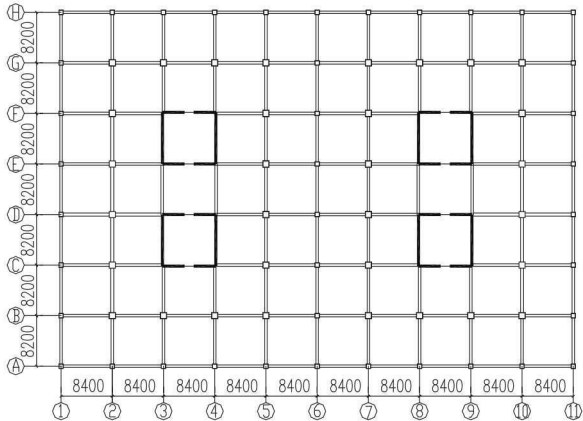


图 1 结构平面图

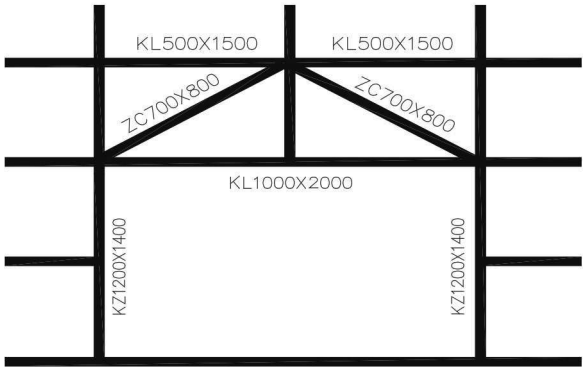


图 2 局部转换层结构图

2.2 模型设计

按动力相似理论进行模型设计，构件正截面承载力按受弯承载力等效、斜截面承载力按受剪等效的原则进行模拟，首先确定结构的几何和物理相似常数，并由此得到反映相似模型整个物理过程的其他相似条件，本次设计制作的 1/20 的微粒混凝土整体模型见图 3，模型立面图见图 4。竣工后的底座和模型总高度为 5.23m，总质量为 65.4t，其中模型高 5.03m，模型及配重总重 57.25t，底座高 0.2m，重 8.15t。



图 3 整体模型图

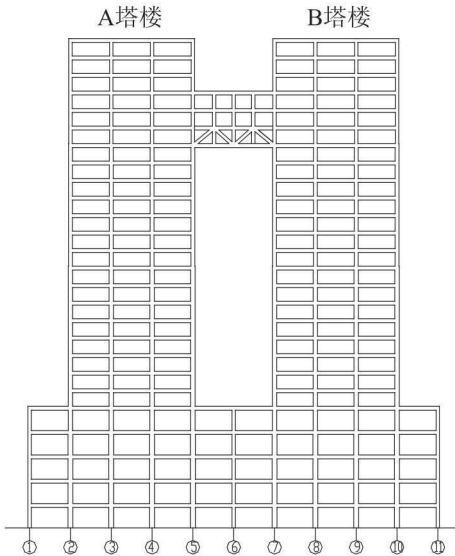


图 4 模型立面图

2.2.1 相似关系

综合考虑振动台性能参数、试验室吊车性能参数和模型材料性能实测值等多方面的因素后，确定本次试验所采用相似系数见表 1。

表 1 模型相似系数

力学参量	相似系数	力学参量	相似系数
长度 s_l	1/20	时间 s_t	1/8.33
应变 s_ϵ	1	频率 s_f	8.33
弹性模量 s_E	1/1.43	位移 s_u	1/20
应力 s_σ	1/1.43	速度 s_v	1/2.4
质量密度 s_ρ	4.0	加速度 s_a	3.48

2.2.2 模型材料

本文试验模型材料主要采用水泥砂浆、镀锌铁丝和钢板，分别模拟原型结构的混凝土、钢筋以及型钢钢骨、楼面钢梁和钢桁架等。模型施工采用泡沫塑料板作模板，各层梁、板、柱、墙一次成型。试验模型水泥砂浆强度实测值为 20.4~31.1N/mm²，弹性模量实测值为 1.7×10⁴~2.34×10⁴N/mm²。

3 模拟地震振动台试验

3.1 试验及加载方案

3.1.1 传感器布置

模型振动台试验中，在几个主要楼层沿主要抗侧力结构方向分别设置了 54 个加速度传感器，用以测试在输入地震波时其加速度反应情况，以及结构的扭转效应。在模型底座和裙房 5 层分别沿 X 及 Y 两个方向上布置了两个加速度传感器，用以采集 X 向和 Y 向的加速度分量及模型底座处的扭转反应。分别在两塔楼顶层中心及各边沿 X 及 Y 方向布置了加速度传感器，用以采集塔楼顶部 X 向和 Y 向的加速度分量及扭转反应。此外分别在两塔楼 6 层、9 层、12 层、15 层、18 层、20 层、23 层沿 X 及 Y 方向布置加速度传感器，用以测定两塔楼的加速度反应。

在模型的关键构件上及预估会产生应力突变的部位布置了 25 个应变片以测试构件在地震作用下的应变变化，判断构件是否进入屈服状态。加速度传感器和应变计的布置见图 5。

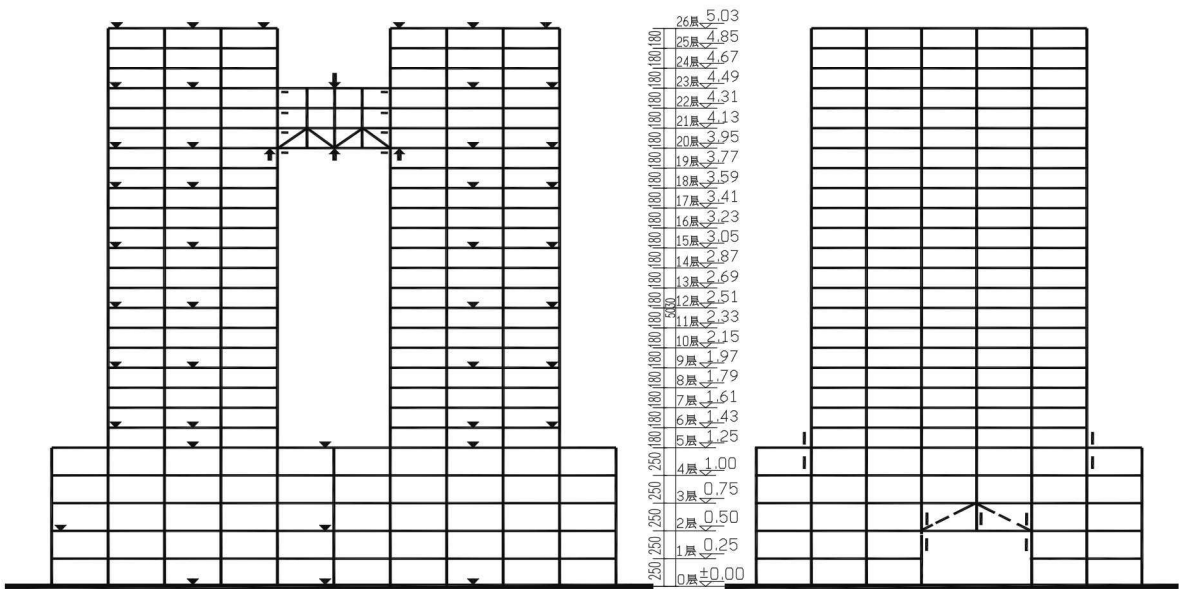


图 5 加速度传感器和应变计布置图

3. 1. 2 测试内容

模型在施加竖向荷载后，采用白噪声沿 X 向和 Y 向进行激振，得出模型的前二阶平动自振频率（周期）、阻尼比及相应的振型。

大底盘双塔楼、连体和带转换层高层建筑工程设防烈度为 7 度（0.15g），建于Ⅲ类场地上。根据抗震设防要求采用三条地震波作为模拟地震振动台台面的输入波，分别为：EL Centro 波、Taft 波和人工地震波。

模型振动台试验过程分两部分进行，第一部分先对无连体部分的双塔带转换层结构进行了白噪声测试和抗震设防烈度为 7 度（0.15g）的多遇地震作用的振动，试验加载工况见表 2。然后将连体部分加到模型上，进行第二部分振动试验，试验加载工况见表 3，在这一部分里模型经历了：抗震设防烈度为 7 度（0.15g）的多遇地震作用、基本烈度地震作用、罕遇地震作用的振动及抗震设防烈度为 8 度时的罕遇地震作用的振动。

表 2 双塔楼、带转换层高层建筑工程模型振动台试验加载工况

试验工况	地震波	台面加速度（g）		试验内容
		X 向	Y 向	
1	白噪声	0.05		第 1 次测 X 向频率
2	白噪声		0.05	第 1 次测 Y 向频率
3	El Centro	0.165		X 向输入 El Centro 波测动力反应（小震）
4	El Centro		0.165	Y 向输入 El Centro 波测动力反应（小震）
5	Taft	0.165		X 向输入 Taft 波测动力反应（小震）
6	Taft		0.165	Y 向输入 Taft 波测动力反应（小震）
7	人工波	0.165		X 向输入人工波测动力反应（小震）
8	人工波		0.165	Y 向输入人工波测动力反应（小震）
9	白噪声	0.05		第 2 次测 X 向频率
10	白噪声		0.05	第 2 次测 Y 向频率

表 3 双塔楼、连体和带转换层高层建筑工程模型振动台试验加载工况

试验工况	地震波	台面加速度 (g)			试验内容
		X 向	Y 向	Z 向	
11	白噪声	0.05			第 3 次测 X 向频率
12	白噪声		0.05		第 3 次测 Y 向频率
13	El Centro	0.191			X 向输入 El Centro 波测动力反应 (小震)
14	El Centro		0.191		Y 向输入 El Centro 波测动力反应 (小震)
15	El Centro	0.191	0.163	0.124	三向输入 El Centro 波测动力反应 (小震)
16	El Centro	0.163	0.191	0.124	三向输入 El Centro 波测动力反应 (小震)
17	Taft	0.191			X 向输入 Taft 波测动力反应 (小震)
18	Taft		0.191		Y 向输入 Taft 波测动力反应 (小震)
19	Taft	0.191	0.163	0.124	三向输入 Taft 波测动力反应 (小震)
20	Taft	0.163	0.191	0.124	三向输入 Taft 波测动力反应 (小震)
21	人工波	0.191			X 向输入人工波测动力反应 (小震)
22	人工波		0.191		Y 向输入人工波测动力反应 (小震)
23	白噪声	0.05			第 4 次测 X 向频率
24	白噪声		0.05		第 4 次测 Y 向频率
25	El Centro	0.522			X 向输入 El Centro 波测动力反应 (中震)
26	El Centro		0.522		Y 向输入 El Centro 波测动力反应 (中震)
27	El Centro	0.522	0.444	0.339	三向输入 El Centro 波测动力反应 (中震)
28	El Centro	0.444	0.522	0.339	三向输入 El Centro 波测动力反应 (中震)
29	Taft	0.522			X 向输入 Taft 波测动力反应 (中震)
30	Taft		0.522		Y 向输入 Taft 波测动力反应 (中震)
31	Taft	0.522	0.444	0.339	三向输入 Taft 波测动力反应 (中震)
32	Taft	0.444	0.522	0.339	三向输入 Taft 波测动力反应 (中震)
33	人工波	0.522			X 向输入人工波测动力反应 (中震)
34	人工波		0.522		Y 向输入人工波测动力反应 (中震)
35	白噪声	0.05			第 5 次测 X 向频率
36	白噪声		0.05		第 5 次测 Y 向频率
37	El Centro	1.079			X 向输入 El Centro 波测动力反应 (大震)
38	El Centro		1.079		Y 向输入 El Centro 波测动力反应 (大震)
39	El Centro	1.079	0.917	0.701	三向输入 El Centro 波测动力反应 (大震)
40	El Centro	0.917	1.079	0.701	三向输入 El Centro 波测动力反应 (大震)
41	Taft	1.079			X 向输入 Taft 波测动力反应 (大震)
42	Taft		1.079		Y 向输入 Taft 波测动力反应 (大震)
43	Taft	1.079	0.917	0.701	三向输入 Taft 波测动力反应 (大震)
44	Taft	0.917	1.079	0.701	三向输入 Taft 波测动力反应 (大震)
45	人工波	1.079			X 向输入人工波测动力反应 (大震)
46	人工波		1.079		Y 向输入人工波测动力反应 (大震)
47	白噪声	0.05			第 6 次测 X 向频率
48	白噪声		0.05		第 6 次测 Y 向频率
49	人工波	1.392			X 向输入人工波测动力反应 (8 度大震)
50	白噪声	0.05			第 7 次测 X 向频率

3.2 模型的破坏过程及破坏特征

3.2.1 7度(0.15g)多遇地震波输入阶段

在经历各种地震波作用后,模型X及Y向自振频率没有改变,模型表面未发现可见裂缝,本试验阶段结束后模型结构基本处于弹性工作阶段。

3.2.2 7度(0.15g)基本烈度地震波输入阶段

本试验阶段结束后,模型结构1轴、2轴、11轴、A轴、G轴、H轴上部分框架梁的梁端和跨中出现弯曲裂缝,裙房顶层角柱有局部破坏。

3.2.3 7度(0.15g)罕遇地震波输入阶段

原有裂缝进一步开展,并不断有新裂缝出现在框架梁上,裙房顶层柱顶和塔楼顶层柱顶出现水平裂缝,12~26层D-E轴边榀框架梁由于截面加大,受力较大,梁端出现较多弯曲裂缝,见图6(a)。

3.2.4 8度罕遇地震波输入阶段

模型结构各榀框架梁、柱、墙均出现较多裂缝,裙房角柱及边榀框架柱损坏最为严重,见图6(b),裂缝分布较密,多为柱端水平缝,角柱柱中裂缝也较多。梁柱节点区域有斜裂缝出现,顶层柱上端均出现水平裂缝;连体根部柱上有劈裂裂缝,见图6(c)。模型核心筒由于处于结构内部,无法直接观察到其微小裂缝,但从模型自振频率下降趋势判断,筒体在7度多遇地震波输入时已出现细微开裂,随着输入地震波加速度幅值增大,开裂程度加剧。试验结束时,结构抗侧刚度降低了66%,表明作为主要抗侧力构件的筒体已经出现严重的开裂,但在整个试验过程中,筒体没有出现明显的钢筋压屈、混凝土崩落现象,显示出较好的承载和变形能力。模型经历所有地震波输入后的最终裂缝分布图见图7。

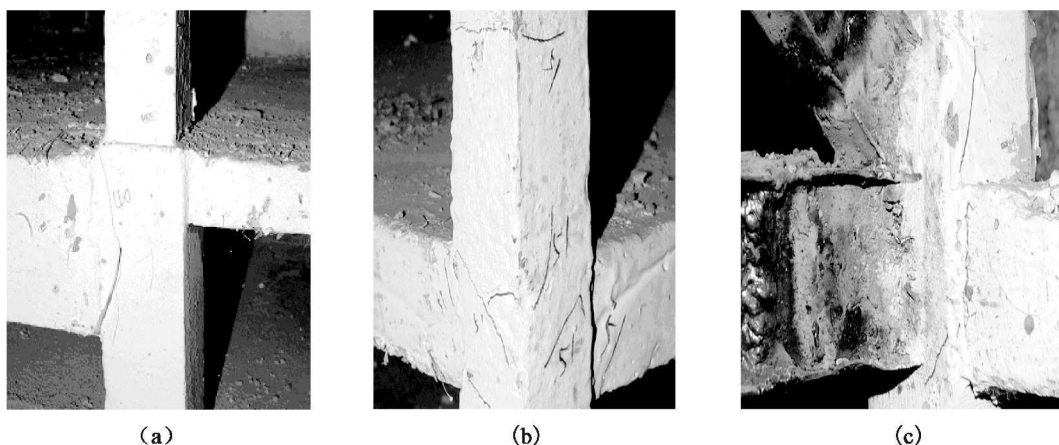


图6 裂缝照片

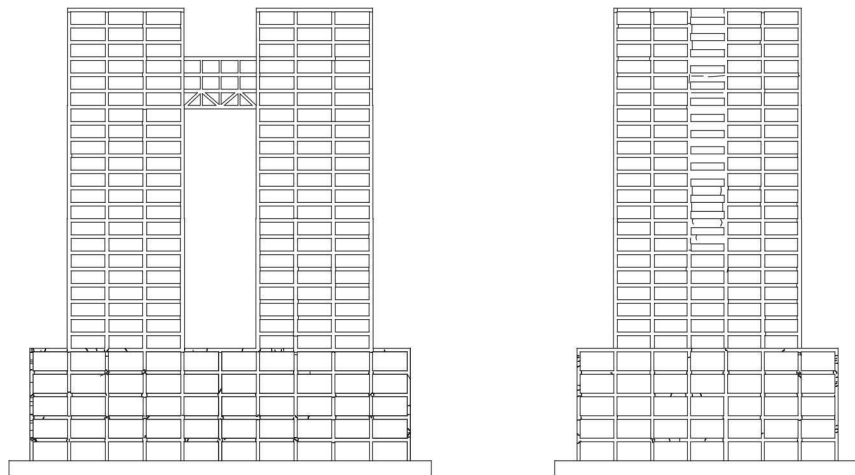


图7 模型最终裂缝分布图

4 模型试验结果及分析

4.1 模型结构动力特性

模型在经历振动后逐渐出现了裂缝,在这种情况下,采用白噪声激振七次测得了模型的动力特性,其带转换层双塔楼模型自振特性见表4,带转换层双塔连体模型自振特性见表5。

第一次和第二次是对双塔结构进行白噪声激振,由于只对该模型结构进行了抗震设防烈度7度(0.15g)的多遇地震作用下的测试,模型结构仍处于弹性工作状态,未见裂缝出现,因而测得的模型在X及Y方向的周期没有明显的变化。

第三次至第七次是对双塔连体结构进行白噪声激振,由第四次至第七次测试模型在X及Y方向的周期均较第三次测试的周期有所加长,这是由于振动后,模型逐渐出现裂缝,导致结构刚度逐渐下降。

表4 白噪声激振试验工况下带转换层双塔楼模型自振特性表

工况	塔 A			塔 B		
	一阶频率 (Hz)	二阶频率 (Hz)	一阶阻尼比 (%)	一阶频率 (Hz)	二阶频率 (Hz)	一阶阻尼比 (%)
1	3.75	13.09	3.87	3.75	13.09	3.84
2	4.47	15.81	3.33	4.49	15.81	3.69
9	3.72	12.77	3.48	3.72	12.77	3.47
10	4.59	15.64	4.61	4.59	15.64	4.10

表5 白噪声激振试验工况下带转换层双塔连体模型自振特性表

工况	塔 A			塔 B		
	一阶频率 (Hz)	二阶频率 (Hz)	一阶阻尼比 (%)	一阶频率 (Hz)	二阶频率 (Hz)	一阶阻尼比 (%)
11	3.87	13.20	3.84	3.87	13.23	3.85
12	4.50	15.60	4.10	4.50	15.92	4.06
23	3.81	12.84	5.96	3.81	12.84	5.97
24	4.40	15.47	4.12	4.41	15.48	4.07
35	3.29	11.41	6.02	3.31	11.39	6.07
36	3.94	13.86	6.83	3.94	13.86	6.86
47	2.63	9.42	4.68	2.62	9.41	5.83
48	2.84	11.24	7.46	2.84	10.93	6.79
50	2.25	8.25	8.77	2.25	8.27	8.73

结构周期和刚度比(经历某强度等级地震作用后结构总体刚度与未经历地震作用时的结构刚度的比值)随地震作用强度变化的曲线见图8和图9。由图可见,结构在X及Y向的周期随地震作用的加强而增长,结构刚度随地震作用加强而下降,并且在7度大震后结构Y向周期明显比X向周期增长幅度大,结构Y向刚度较X向刚度下降幅度大,表明结构Y向抗侧力构件的损坏程度较X向严重。

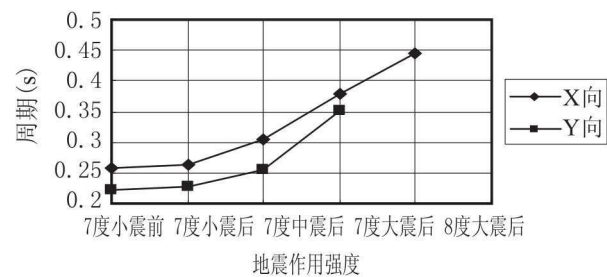


图8 周期随地震作用强度变化图

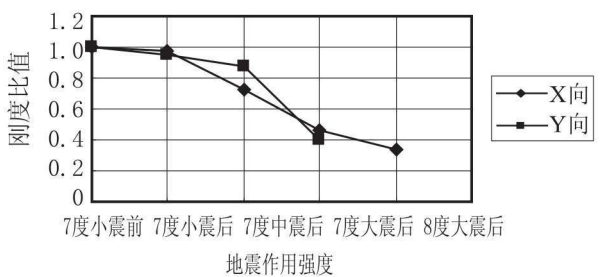


图9 刚度随地震作用强度变化图

4.2 模型结构加速度反应分析

小震下双塔结构模型与双塔连体结构模型的各层加速度放大系数包络对比如图 10 所示。由对比图可以看出在连接体部位，双塔连体结构模型的加速度反应曲线较双塔结构模型的向内凹，表明连接体部位有刚度突变，地震反应偏小，说明连接两塔楼的三层连体结构对两塔楼具有明显的约束作用。两个塔楼的加速度反应曲线形状也大致相同，只有 B 塔楼在 Y 向的加速度曲线有些差异，可能是由于个别加速度传感器损坏导致个别数据结果不准造成的。

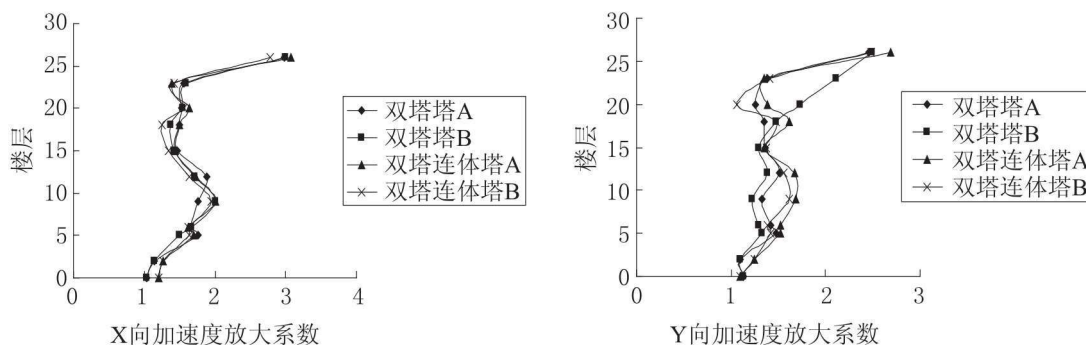


图 10 小震下双塔结构模型与双塔连体结构模型的楼层加速度放大系数包络对比图

图 11 为双塔连体结构模型各水准地震波作用下的加速度放大系数包络对比图，由图可见，双塔连体结构模型在小震和中震作用下的加速度反应包络图较相似，大震作用下的加速度反应包络图与小震和中震相比差异较大。大震时模型在 9 层和 20 层的层加速度反应出现突然增大现象，表明结构在 9 层和 20 层处较薄弱。塔楼加速度放大系数随台面输入地震波加速度峰值的增大而逐渐减小，表明随着地震作用增大，模型刚度退化、阻尼比增大，结构出现一定程度的损伤后，结构动力放大系数有所降低。模型两塔楼顶部加速度反应有较大的鞭梢效应，高振型反应明显。

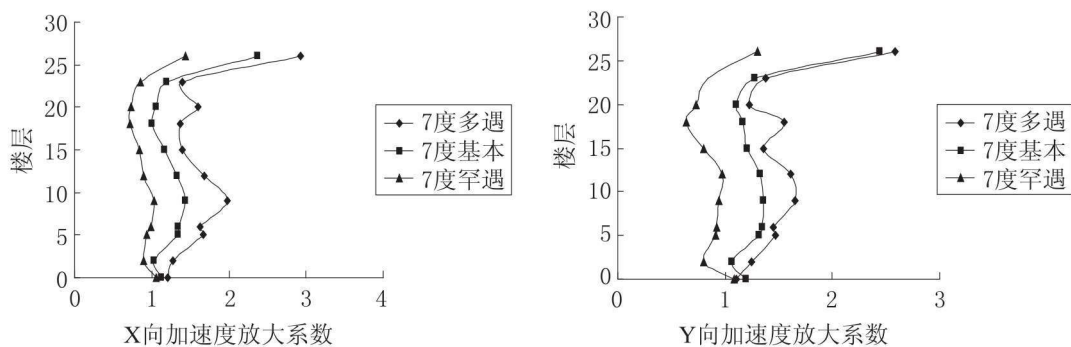


图 11 结构模型在各水准地震波下的楼层加速度放大系数包络对比图

连接体结构在竖向地震作用下反应较大，竖向加速度放大倍数最大达到 9.04 倍，连体顶层加速度的放大倍数明显大于连体底层。

4.3 模型结构位移反应分析

图 12 为双塔连体结构模型各水准地震波作用下的楼层相对位移包络对比图，由图可见，结构模型在小震和中震作用下的位移反应曲线呈直线状，斜率较大，平均位移角较小；结构模型在大震地震波作用下的位移反应曲线呈直线状，斜率较小，平均位移角较大，说明在大震作用下结构模型抗侧力构件开裂损坏较为严重，抗侧刚度明显减退。

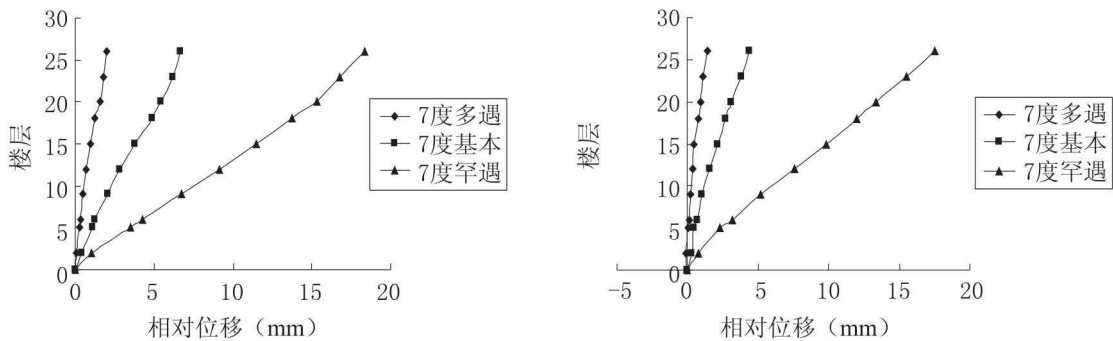


图 12 结构模型在各水准地震波下的楼层相对位移包络对比图

在相当于多遇地震作用下，实测的模型顶层竖向构件的最大水平位移与位移平均值的比值最大为 1.11，小于规范的限值 1.20，表明本连体结构的抗扭能力较强。

由于加速度传感器不是每层都布置的，因此将测得的位移值除以间隔的高度作为结构每层的平均位移角，双塔结构 X 向平均位移角最大值出现在第 15~20 层，Y 向平均位移角最大值出现在第 5 层、第 6 层；双塔连体结构 X 向和 Y 向的平均位移角最大值出现在第 5 层、第 6 层和第 15~20 层，表明第 5 层、第 6 层和第 15~20 层为该结构的薄弱层。

4.4 模型结构应变反应分析

根据应变实测结果，转换层下部柱应变比上部柱应变大；混凝土柱应变均超过极限应变值，表明转换层上下及塔楼根部较薄弱；连体部分应变值上下层大，中间层小，并且在三种地震波小震、中震、大震作用下均未达到屈服，仍处于弹性状态，表明连体结构采用钢材是合理的。

5 结构抗震性能分析

根据模型结构与原型结构间的动力相似关系，由模型结构的动力反应推算原型结构的动力反应。

5.1 原型结构动力特性

原型双塔连体结构的第一振型为 X 向平动，自振周期为 2.153s，第二振型为 Y 向平动，自振周期为 1.852s。

原型工程采用“结构空间有限元分析设计程序 SATWE”和“MIDAS GEN 结构分析程序”进行了弹性阶段周期值的计算分析。根据模型第一次和第三次的周期实测值情况，按相似系数换算为原型结构的周期实测值，原型结构周期实测值与计算值的比较见表 6。

表 6 原型双塔连体结构周期实测值与计算值比较

方向 \ 名称		周期 (s)	
		一阶	二阶
X 向	实测值	2.153	0.631
	SATWE 计算值	2.374	0.733
	MIDAS GEN 计算值	2.389	0.754
Y 向	实测值	1.852	0.534
	SATWE 计算值	2.139	0.616
	MIDAS GEN 计算值	2.187	0.659

5.2 位移反应分析

5.2.1 原型结构最大层间位移角比较

表 7 为各水准地震波输入时原型双塔连体结构最大层间位移角，在 7 度 (0.15g) 多遇地震作用下，

结构仍处于弹性工作状态, 在 7 度 (0.15g) 基本、罕遇地震作用下, 结构进入弹塑性工作阶段。

表 7 各水准地震波输入时原型双塔连体结构最大层间位移角

项目情况		地震波	最大层间位移角
X 向	7 度 (0.15g) 多遇地震	A 塔楼	1/1837
		B 塔楼	1/1525
	7 度 (0.15g) 基本地震	A 塔楼	1/604
		B 塔楼	1/431
	7 度 (0.15g) 罕遇地震	A 塔楼	1/272
		B 塔楼	1/235
Y 向	7 度 (0.15g) 多遇地震	A 塔楼	1/1652
		B 塔楼	1/1494
	7 度 (0.15g) 基本地震	A 塔楼	1/775
		B 塔楼	1/754
	7 度 (0.15g) 罕遇地震	A 塔楼	1/252
		B 塔楼	1/250

5.2.2 将小震作用下模型顶层位移反应值按相似系数换算为原型工程的测试位移值, 与 SATWE 和 MIDAS 软件分析相应计算位移值比较 (见表 8 至表 11)。

表 8 双塔连体结构原型工程 X 向小震下换算顶层测试位移平均值与计算值的对比

项目情况		EL. Centro 波		Taft 波		人工波	
地震波		位移 (mm)	位移角	位移 (mm)	位移角	位移 (mm)	位移角
实测值	A 塔楼	58.86	1/1704	28.42	1/3529	37.38	1/2683
	B 塔楼	54.34	1/1846	21.86	1/4588	34.46	1/2911
SATWE 计算值	A 塔楼	65.06	1/1546	33.03	1/3046	58.20	1/1729
	B 塔楼	65.21	1/1543	33.17	1/3033	58.27	1/1726
MIDAS 计算值	A 塔楼	66.63	1/1510	33.95	1/2963	56.63	1/1776
	B 塔楼	66.61	1/1510	33.93	1/2965	56.47	1/1781

表 9 双塔连体结构原型工程 Y 向小震下换算顶层测试位移平均值与计算值的对比

项目情况		EL. Centro 波		Taft 波		人工波	
地震波		位移 (mm)	位移角	位移 (mm)	位移角	位移 (mm)	位移角
实测值	A 塔楼	40.98	1/2448	20.38	1/4921	21.30	1/4709
	B 塔楼	38.66	1/2594	21.40	1/4687	25.98	1/3861
SATWE 计算值	A 塔楼	95.88	1/1049	41.57	1/2420	57.14	1/1761
	B 塔楼	96.03	1/1048	42.14	1/2387	57.17	1/1760
MIDAS 计算值	A 塔楼	97.67	1/1030	40.78	1/2467	54.31	1/1852
	B 塔楼	96.20	1/1046	40.68	1/2473	56.15	1/1792