

Analysis for the 3-Dimensional Time History Response of a Base-Isolated Building Structure

Jinxia Kang

College of Architecture and Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan
Email: kevinkjx@126.com

Received: Jan. 3rd, 2013; revised: Jan. 25th, 2013; accepted: Feb. 6th, 2013

Abstract: In this paper, the three-dimensional analytical models of traditional anti-seismic and base-isolated masonry and concrete frame composite structures were created by the three-dimensional finite element code. In the light of code for seismic design of buildings, when buildings were analyzed by the time history method, the strong earthquake records and artificial acceleration time-history curves shall be selected based on the intensity, the design seismic group and site-class. Three sets of strong earthquake records and one set of artificial acceleration time-history curve were chosen in the analysis. Both the models were computed under the action of frequently occurred earthquake or rarely occurred earthquake under the actions of different seismic waves. The comparison between those results shows that the period of the traditional anti-seismic structure is prolonged by the base-isolated technology and the action of the earthquake will be reduced greatly. Usually the seismic fortification intensity of base-isolated structure is one or two degree less than that of traditional anti-seismic structure. It is adopting the base-isolated structure that will protect the life-safety and property of people and achieve good economic benefits.

Keywords: Base-Isolation; Multi-Story Brick Buildings with Bottom-Frame; Time History Analysis; Story Shear; Laminated Rubber Bearing; Modal Effective Mass Factor

基础隔震底框砖房三维时程反应分析

康锦霞

太原理工大学建筑与土木工程学院, 太原
Email: kevinkjx@126.com

收稿日期: 2013年1月3日; 修回日期: 2013年1月25日; 录用日期: 2013年2月6日

摘要: 利用三维有限元分析程序, 对传统抗震底框砖房和基础隔震底框砖房分别建立相应三维有限元分析模型。按照建筑抗震设计规范要求, 进行时程分析时应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震纪录和人工模拟的加速度时程曲线。选择三条实际强震纪录的加速度时程曲线和一条人工模拟的加速度时程曲线, 对两种三维有限元模型进行了多遇地震和罕遇地震作用下时程反应分析。从时程分析结果的对比可知: 对传统抗震结构采用基础隔振技术措施可以有效增加建筑物的自振周期, 从而降低建筑物的地震反应。通常, 隔震结构的设防烈度可以比传统抗震结构设防烈度降低 1~2 度, 这样不仅可以取得较好的经济效益, 而且可以更好的保护人类生命和财产的安全。

关键词: 基础隔振; 底框砖房; 时程分析; 层间剪力; 叠层橡胶支座; 振型有效质量系数

1. 引言

地震是建筑物遭受的最严重的自然灾害之一, 给

人们的生命财产带来巨大的危害。因此, 减轻由于地震作用引起破坏是结构工程最关心的课题之一^[1]。传

统的结构抗震设计方法是通过结构单元的非弹性变形来耗散能量保护结构,而新抗震设计理论即结构控制理论是通过减小结构反应来确保结构体系受到最小的破坏。目前,结构控制理论主要有被动控制、半主动控制、主动控制和混合控制。由于被动控制不需要外部能量,就能将结构反应控制在一定的范围,因而是理论研究和实际应用最多的控制形式^[2]。在过去的20年中,各种各样的被动隔震装置,包括叠层橡胶支座(有铅芯和无铅芯)、摩擦或滑动支座和滚轴支座,已经开发出来并且在实际建筑抗震设计中使用^[3]。Franco Braga等^[4]对多层钢筋混凝土框架基础隔震住宅和相应的传统住宅进行了足尺对比试验,证明隔震系统的有效性。Bijan Samal等^[5]对多层隔震钢框架和相应的传统钢框架进行三维振动台实验,表明具有隔震支座的框架与传统固支支座相比,最大的加速度、位移、层间位移等有很大的减小。

底框房屋是指底部一层或二层为钢筋混凝土框架-抗震墙结构,上部为多层砖砌体承重房屋。历次大地震都证明^[6],底层框架房屋的破坏是相当严重的。破坏均发生于底层框架部位,特别是柱顶和柱底。震害较重的原因是上部砖房各层纵、横墙较密,这样不仅重量大、而且侧向刚度也大;而底层框架侧向刚度比上部砖房侧向刚度小的多,形成了“底部柔,上部刚”的结构体系。这种刚度急剧变化,使房屋侧向变形发生于相对薄弱的底层,因此底层破坏比较严重。但是,从建筑的角度来说,由于底层采用框架结构布置,柱子布置灵活和跨度大可以满足商场、饭店等大开间的要求;上部采用小开间的砖砌体来满足办公或者住宅的要求。因此,底框房屋在我国还有较大的市场。

本文以抗震设防烈度为8度某隔震底框房屋为例,运用有限元方法对它进行三维地震时程反应分析。通过一系列的分析和计算,得出一些有意义的结果和结论。从而,为隔震底框房屋在抗震设防地区的应用,提供一定的参考和借鉴作用。

2. 工程实例

该工程位于临街马路边,一层作为商场使用,层高为3米,二层到六层作为住宅建筑,二层至五层层高为2.9米,六层层高为3.0米。一层采用钢筋混凝土框架加部分剪力墙结构,二层以上采用砖砌体混合

结构房屋,并且带有一层地下室。建筑的场地类别为二类场地。图1和图2分别给出一层框架结构布置图和二至六层上部砖混结构的平面图。

建筑抗震设计规范^[7]第七章规定:底部框架普通砖砌体房屋在抗震设防烈度为8度(0.2g)地区,建筑层数和高度分别限制为5层和16米。显然,该工程的建筑层数和高度均超过现行建筑抗震设计规范,需要进行超规范限制的审查。因此,经研究决定地下室顶面设置叠层橡胶支座来减小地震作用。

依据建筑结构荷载规范^[8]和混凝土结构设计规范^[9],首先进行竖向荷载作用下框架柱承载力的初步计算,得出不同荷载组合作用下各柱可能承受的最大轴力。然后,根据计算出的柱底轴力选择相应的叠层隔震橡胶垫的型号。叠层橡胶支座一般分为有铅芯橡胶支座和无铅芯橡胶支座两种,两者的主要区别在于阻尼比的大小。为了增加该建筑物的阻尼,本文选择有铅芯橡胶支座,其力学性能参数详见表1所列。有铅芯叠层橡胶支座在反复水平荷载作用下的滞回曲线可以理想化为双直线闭合曲线。根据叠层橡胶支座的竖向承载力和每个框架柱可能承受的轴力来进行叠层橡胶支座的布置,布置的原则是底层框架的每一个框架柱底布置一个橡胶支座。该工程共采用铅芯橡胶支座30个,其中GZY400的有19个,GZY500的有11个。

3. 计算结果与分析

依据参考文献[7,10],正确选择输入的地震加速度

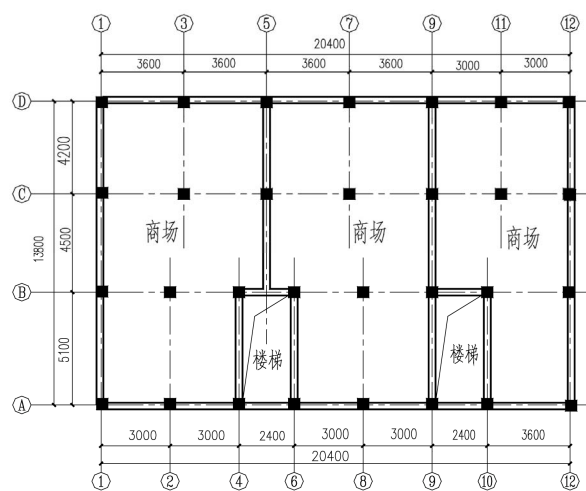


Figure 1. Frame structural plan of the first story
图1. 一层框架结构布置图

Table 1. The mechanical performance parameters of lead rubber bearing
表 1. 有铅芯橡胶支座力学性能参数

型号	橡胶层厚度	竖向承载力	竖向刚度	屈服后水平刚度	等效水平刚度	屈服力	等效阻尼	总高度
	T_r (mm)	P_v (kN)	K_v (kN/mm)	K_h (kN/mm)	K_h (kN/mm)	Q_d (kN)	H_{eq} (%)	H_g (mm)
GZY400	82	1800	1120	0.810	1.200	45	25.3	192
GZY500	105	2500	1500	0.860	1.600	70	25.3	217

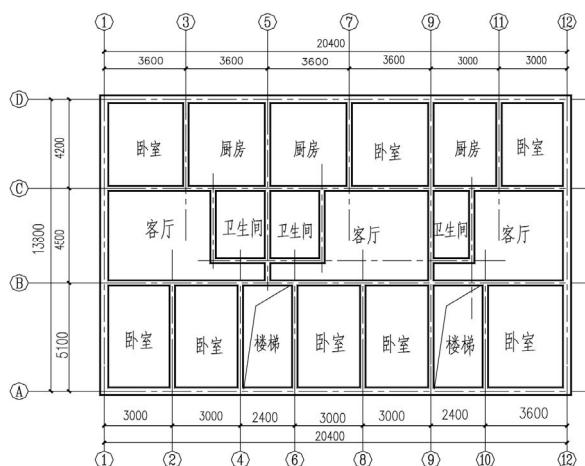


Figure 2. Masonry structural plan for 2nd to 6th stories
图 2. 二至六层砖混结构的平面图

时程曲线, 要满足地震动三要素的要求, 即频谱特性、有效峰值和持续时间均要符合规定。因此, 选择输入的地震波有以下三种: 1) 拟建场地的实际地震记录; 2) 典型的强震记录; 3) 人工地震波。虽然拟建场地地震记录是最理想的、最符合实际情况的, 但是大多数情况下并没有拟建场地的实际地震记录。因此, 一般情况下选择典型的强震记录和人工地震波进行结构的时程分析。根据该工程所建场地为二类场地, 本文选择国内外普遍采用的 EL-centro 波、Taft 波、宁河地震天津记录波(TJB)和人工模拟地震波(PBF)来进行结构的地震响应分析。多遇水平地震和罕遇水平地震作用下, 地震动最大峰值分别调至 70 Gal 和 400 Gal。

本文对该底框砖房采用三维有限元分析程序 ETABS 分别建立了传统结构和隔震结构三维有限元模型。ETABS(Three Dimensional Analysis of Building Systems)是三维建筑结构分析专用软件, 用于建筑结构的线性、非线性、静力、动力的分析。ETABS 的结构单元共有七种, 它们分别是柱单元、梁单元、楼板单元、支撑单元、墙板单元、连杆单元和弹簧单元。按照上述选择的地震波进行两种结构的一致激励地震响应分析。表 2 给出不同结构的自振周期。从表 2

Table 2. Periods of different structures
表 2. 结构自振周期计算结果

振型	周期(s)		比值(%)
	传统结构	隔震结构	
1	0.5179	2.2308	23.22
2	0.4679	2.1394	21.87
3	0.3434	2.0310	16.91

可以看出传统结构的自振周期位于规范^[7]给出的地震影响系数曲线的峰值附近, 按照反应谱法进行计算分析, 地震作用非常大; 但是隔震结构的自振周期几乎比传统结构的自振周期大了 4 倍, 位于地震影响系数曲线 5 倍特征周期之外, 因此地震作用非常小。

图 3 和图 4 分别给出隔震结构和传统结构在 EL-centro 作用下, 第六层的层间剪力与时间的变化曲线。对比图 3 和图 4 可以得出如下结论: 隔震结构的层间剪力变化的频率较为缓慢, 这与隔震结构自振周期较长相一致; 传统结构的层间剪力变化的频率较快, 这与它的自振周期较短相对应; 并且隔震结构的层间剪力比传统抗震结构的层间剪力小一个数量级。

振型有效参与质量系数是指当结构在某一特定的方向遭受到单位反应谱时, 在每一振型中参与总质量的百分数。表 3 所示为隔震结构与传统结构在前三个振型中 x、y 和 z 方向上各振型有效参与质量系数。需注意的是表中 x 与 y 方向是指建筑物平面横向和纵向, z 方向是指绕 z 轴(垂直于 x 方向和 y 方向的平面)的转动。从表 3 可以看出: 传统结构的第一、第二振型属于扭转振型, 第三振型属于 y 方向平动振型; 隔震结构的第一振型虽然属于扭转振型, 但是 x 方向的振型有效参与质量系数为 66.2%, 主要表现为 x 方向平动, 第二振型为 y 方向的平动, 第三振型为扭转振型。因此, 对于传统结构与隔震结构而言, 每一振型有效参与系数是不相同, 表现出振动形式也不相同。

按照前面所述, 本文对隔震结构和传统结构计算

Table 3. The comparison of both structural modal effective mass factors
表 3. 振型有效参与质量系数对比

振型	传统结构			隔震结构			
	方向			方向			
	x	y	z	x	y	z	z
1	37.2%	0.5%	45.6%	66.2%	1.4%	32.3%	
2	45.2%	1.1%	34.6%	3.5%	96.1%	0.4%	
3	0.0%	77.0%	2.3%	30.3%	2.4%	67.2%	

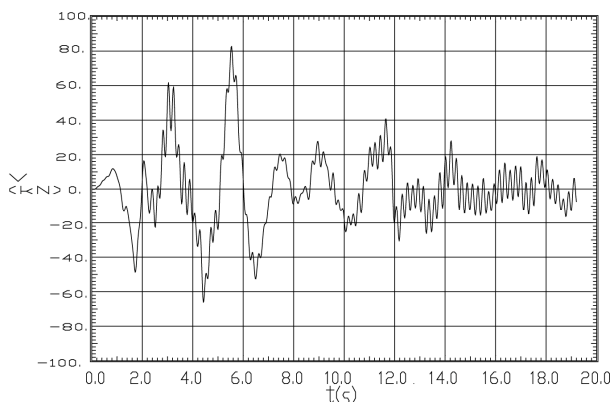


Figure 3. The time history of base-isolated structural story shear
图 3. 隔震结构层间剪力与时间的变化曲线

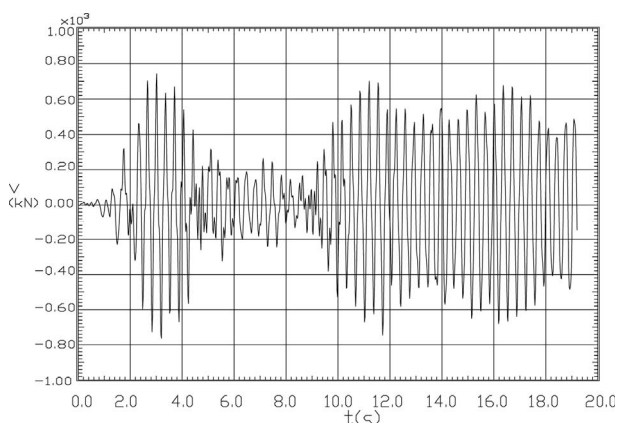


Figure 4. The time history of traditional structural story shear
图 4. 传统结构层间剪力与时间的变化曲线

模型进行了不同地震波作用下时程反应分析。表 4 给出多遇水平地震作用下，隔震结构和传统结构各层的最大层间剪力 V_{max} 。从表 4 可以看出，同一结构在不同的地震波作用下结构的反应不相同，甚至相差很大；隔震结构的最大层间剪力都比传统结构的最大层间剪力小，几乎均小于一个数量级。由于最大层间剪力相差较大，为了结构安全需对层间剪力进行统计分析。

表 5 给出多遇水平地震作用下最大层间剪力的统计结果。从表 5 可以看出，隔震结构统计的层间剪力比传统结构统计的层间剪力小一个数量级，两者相比小于 20%。表 6 所示为水平向减震系数与隔震结构水平地震作用所对应烈度的分档^[7]。水平向减震系数 β 是指隔震结构与传统结构最大水平剪力的比值。隔震后的结构水平地震作用归纳为比传统结构降低半度、一度 and 一度半三个档次，如表 6 所示。从表 5 和表 6 对比，可以看出水平向减震系数小于 0.27，该工程可以按降低一度半进行设计。由于不同地震波作用下，同一结构反应相差较大。如果按不同地震波作用来计算水平向地震减震系数，即使在 TJB 作用下 β 的最大值等于 0.26，仍然小于 0.27，满足上述的要求。另外，本文还计算了罕遇地震作用下两种结构的层间剪力，它们与多遇地震作用下的层间剪力具有相似的规律。

结构侧向变形的大小是破坏程度的主要标志^[6]。地震作用时，结构某个部位的变形超过该部分的极限变形值就发生破坏，超过得愈多，破坏就愈严重。因此，需要注意结构侧向变形。表 7 给出罕遇水平地震作用下隔震结构与传统结构各层侧移。从表 7 可以看出：隔震结构的侧移主要集中在隔震层，隔震层以上基本属于平动型侧移；传统结构的侧移一般都比较小，但是层间位移较大。隔震结构在罕遇地震作用下隔震层的平均侧移为 135.1 mm，小于 $0.55D = 0.55 \times 400 = 220$ mm 和 3 倍的橡胶层厚度即 $3 \times 82 = 246$ mm，故隔震橡胶支座的侧移可以满足规范要求^[7]。这里，D 是指叠层橡胶支座的最小直径。

4. 结论

通过对该工程进行三维有限元隔震结构和传统结构模型的建立，讨论了不同地震波作用下各自的反应，得出如下的结论：

Table 4. The maximum story shears of both structures under the action of frequently occurred horizontal earthquake
表 4. 多遇水平地震作用下隔震结构和传统结构各层的最大剪力 V_{max}

位置(层)	层高(m)	隔震结构(kN)				传统结构(kN)			
		ELCE	TAFT	TJB	PBF	ELCE	TAFT	TJB	PBF
6	3.0	82	48	118	76	762	1134	670	1312
5	2.9	193	105	280	179	1696	2482	1541	2520
4	2.9	297	150	437	280	2395	3385	2192	2862
3	2.9	395	185	591	381	2883	3888	2657	2616
2	2.9	488	212	743	481	3184	4520	3059	3219
1	3.0	576	234	890	580	3421	5282	3417	4050
隔震层	0.5	632	244	984	643	-	-	-	-

Table 5. Statistical results of the story shears under the action of frequently occurred horizontal earthquake
表 5. 多遇水平地震作用下最大层间剪力的统计结果

位置(层)	隔震结构(kN)			传统结构(kN)			最终结果1 最终结果2
	均值	标准差	最终结果 1	均值	标准差	最终结果 2	
6	81	29	110	970	304	1274	0.086
5	189	72	261	2060	514	2570	0.102
4	291	117	408	2709	531	3240	0.126
3	388	166	554	3011	596	3607	0.154
2	481	217	698	3496	686	4182	0.167
1	570	268	838	4043	878	4921	0.170

Table 6. Horizontal seismic-reduced factors corresponding to earthquake intensity of based-isolation structure
表 6. 水平向减震系数与隔震结构水平地震作用所对应烈度的分档

本地区设防烈度 (设计基本地震加速度)	水平向地震减震系数 β		
	$0.53 \geq \beta \geq 0.40$	$0.4 > \beta > 0.27$	$0.27 \geq \beta$
8(0.20 g)	7(0.15 g)	7(0.10 g)	7(0.10 g)

Table 7. The lateral displacements of both structures under the action of rarely occurred horizontal earthquake
表 7. 罕遇水平地震作用下隔震结构与传统结构各层侧移

位置(层)	层高(m)	隔震结构(mm)				传统结构(mm)			
		ELCE	TAFT	TJB	PBF	ELCE	TAFT	TJB	PBF
6	3.0	148	57.1	227	147	68	73	62	55
5	2.9	146	56.5	224	146	56	60	51	44
4	2.9	145	55.8	222	144	44	47	41	35
3	2.9	143	55.3	220	143	32	36	31	28
2	2.9	142	54.8	218	141	22	26	22	22
1	3.0	141	54.3	216	140	15	18	15	17
隔震层	0.5	138	53.2	211	138	-	-	-	-

1) 隔震结构的自振周期要比传统结构的自振周期要大,从而前者的地震反应要比后者的地震反应要小;

2) 无论在哪遇地震还是罕遇地震作用下,隔震结构的层间剪力都要比传统结构的层间剪力小,几乎均小一个数量级;

3) 隔震结构的侧移基本为整体平动,传统结构的侧移为抛物线,层间位移较大;

4) 隔震结构的设防烈度可以比传统结构降低 1~2 度,从而可以取得较好的经济效益。

虽然隔震结构有上述的优点,但是需注意隔震结构的侧移主要集中在隔震层,相应的各种配套设施应满足大变形的要求。

参考文献 (References)

[1] S. Pourzeynali, M. Zarif. Multi-objective optimization of seismic-

- cally isolated high-rise building structures using genetic algorithms. *Journal of Sound and Vibration*, 2008, 311: 1141-1160.
- [2] 李宏男. 摆一结构体系减震性能研究[J]. *工程力学*, 1996, 13(1): 123-129.
- [3] R. S. Jangid. Optimum lead-rubber isolation bearings for near-fault motions. *Engineering Structures*, 2007, 29: 2503-2513.
- [4] F. Bragaa, M. Laterza. Field testing of low-rise base isolated building. *Engineering Structures*, 2004, 26: 1599-1610.
- [5] Y. M. Wu, B. J. Samali. Shake table testing of a base isolated model. *Engineering Structures*, 2002, 24: 1203-1215.
- [6] 郭继武, 编著. 建筑抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [7] 建筑抗震设计规范(GB50011-2010)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [8] 建筑结构荷载规范(GB50009-2012)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [9] 混凝土结构设计规范(GB50010-2010)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [10] 中国建筑科学研究院建筑结构研究所. 高层建筑结构设计[M]. 北京: 科学出版社, 1982.