

中烈度高风压地区基础隔震高层建筑响应分析

张建国*, 庄佳坤, 廖才振

(厦门大学建筑与土木工程学院, 福建 厦门 361005)

摘要: 针对高层建筑在中烈度地震时减震系数值较大以及在高风压下可能引起其隔震支座受拉等原因导致中烈度高风压地区基础隔震高层建筑的研究较少的问题, 以一栋处于初步设计阶段的基础隔震高层建筑为研究对象, 详细分析了该高层建筑在达到不同设防水准的地震和不同重现期风荷载的作用下, 上部结构以及隔震支座的各种响应和减震效果。结果表明, 在中烈度高风压地区, 可以设计安全可靠的基础隔震高层建筑, 且达到良好的减震效果。

关键词: 基础隔震; 高层建筑; 中烈度; 高风压; 减震系数

中图分类号: TU 311

文献标志码: A

文章编号: 0438-0479(2018)02-0285-06

历次地震震害表明, 隔震建筑具有良好的减震效果。在高烈度地区的震后重建中, 多层基础隔震结构得到了广泛的应用。但对于高层建筑, 由于结构趋于柔性, 上部结构的减震系数值较大, 同时还存在着结构倾覆稳定的问题, 因此, 基础隔震技术在高层建筑结构上的研究和实际应用均较少。

在中烈度地震设防地区, 基础隔震高层建筑的减震效果将进一步削弱。如果该地区的基本风压较高, 风荷载则可能使隔震支座产生较大的拉应力。因此, 中烈度高风压地区是否可以建造基础隔震高层建筑, 其减震效果如何, 均是值得深入研究的问题。

近年来, 一些学者对基础隔震高层建筑的减震效果与可行性进行了研究^[1-2], 日本在 2005 年建成了高达 177.4 m 的世界最高的基础隔震高层建筑^[3], 我国成都凯德风尚项目由高度为 57.95 m 的多栋基础隔震高层建筑组成^[4-5]。理论和实践表明, 经过合理设计和精确的计算分析, 建造安全可靠的基础隔震高层建筑是可行的, 且能达到良好的减震效果。

本文中以一栋位于中烈度高风压地区、处于设计阶段的钢筋混凝土高层建筑为研究对象, 根据现行《建筑结构抗震规范 GB 50011—2010》^[6]的条文要求, 对其进行了上部结构以及隔震支座的抗震和风致响应仿真分析。结果表明, 在达到不同设防水准的地震和不同重现期风荷载的作用下, 该隔震建筑的上部结构位移、加速度

以及隔震支座受力等响应均满足要求, 能保证结构的安全性。

1 隔震高层建筑结构概况

本文中研究对象的上部结构为钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 高 20 层(66 m), II 类场地, 所在城市的设防烈度为 7 度(0.15 g), 50 年一遇基本风压为 0.80 kPa, 10 年一遇基本风压为 0.50 kPa, B 类地貌。隔震层高度为 1.5 m, 每个柱子下面均布置隔震支座。上部结构的标准层平面和隔震支座布置如图 1 所示。为后文叙述方便, 图中定义了坐标 X、Y 方向。

布置的隔震支座满足压应力限值的要求。相比于非隔震结构, 隔震结构的梁、柱和剪力墙截面尺寸均有相应的减少, 这里不一一列出。

2 基础隔震高层建筑结构的抗震响应分析

2.1 地震波选取

选取 II 类场地中国唐山市东西方向和南北方向的两条实际地震波和一条人工波作为基础隔震高层建筑多遇和罕遇地震响应分析的输入。由结构平面图

收稿日期: 2017-05-11 录用日期: 2017-10-26

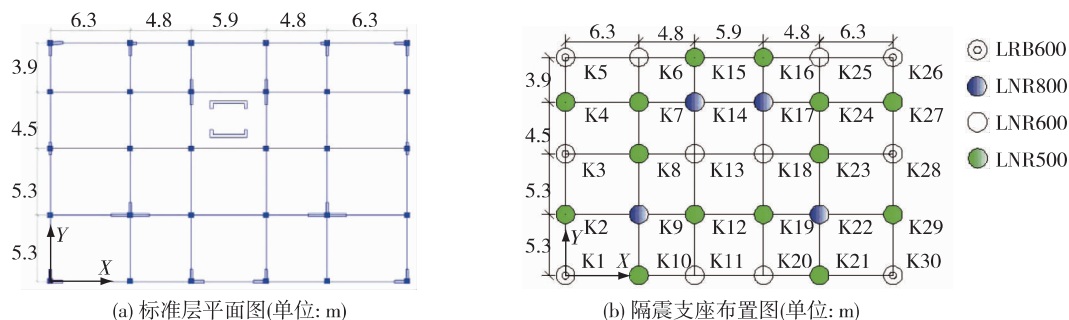
*通信作者: zjianguo@xmu.edu.cn

引文格式: 张建国, 庄佳坤, 廖才振. 中烈度高风压地区基础隔震高层建筑响应分析[J]. 厦门大学学报(自然科学版), 2018, 57(2): 285-290.

Citation: ZHANG J G, ZHUANG J K, LIAO C Z. Response analysis of isolated high-rise building in moderate earthquake and high wind pressure area[J]. J Xiamen Univ Nat Sci, 2018, 57(2): 285-290. (in Chinese)



<http://jxmu.xmu.edu.cn>



LRB 表示铅芯橡胶支座, LNR 表示普通橡胶支座, 其后的数值代表圆形隔震支座的直径; K1~K30 均为橡胶隔震支座的编号.

图1 上部结构平面图和隔震支座布置

Fig. 1 Floor plan of superstructure and arrangement of isolators

可以看出, Y 方向抵抗地震的侧移刚度要小于 X 方向的侧移刚度. 因此, 根据文献[6]的要求, 本文中在确定三维地震的组合输入时, 以 Y 向地震为主, 按照水平 Y 向: 水平 X 向: 竖直 Z 向 = 1: 0.85: 0.65 的比例进行组合.

2.2 多遇地震响应

2.2.1 层间剪力比的最大值

文献[6]中定义减震系数为多遇地震下隔震与非隔震结构各层层间剪力比的最大值, 对 2 种结构模型分别输入 3 种地震波, 进行三维地震作用下的时程分析, 取 3 种地震波作用下的层间剪力比最大值的平均值, 结果如表 1 所示. 需要说明的是, 这里的地震波是以 Y 向为主的.

由表 1 可以看出, 在以 Y 向地震为主的地震波输入下, Y 向和 X 向的减震系数均小于 0.4, 达到了良好的减震效果. 故根据文献[6]的定义, 该结构的减震系数小于 0.4. 以 X 向地震为主时, 隔震结构的减震系数与之类似, 这里不再赘述.

表 1 减震系数(多遇地震)

Tab 1 The maximum value of story-shear ratio (frequent earthquake)

方向	减震系数	对应层数
Y	0.36	9
X	0.39	13

2.2.2 位移反应

在多遇地震作用下, 得到了非隔震建筑与隔震建筑各层位移的最大值如图 2 所示, 为避免重复, 这里仅给出了东西方向唐山波(Y 向地震为主)作用下, 2 种建筑

各层位移随高度的变化情况. 可以看出, 非隔震建筑的位移沿高度类似线性变化, 符合框架-剪力墙结构的变化规律, X 向和 Y 向的层间位移分别约为 1/1 800 和 1/1 500, 满足规范要求, 层间位移值较大. 隔震建筑的位移主要发生在隔震层, 上部结构的层间位移, 分别为 1/2 200 和 1/2 000, 较非隔震建筑小一些, 也满足结构设计的要求.

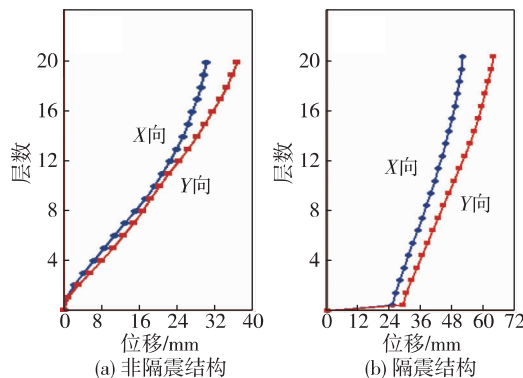


图 2 东西方向唐山波作用下的结构位移响应最大值(多遇地震)

Fig. 2 The maximum value of story displacement under Tangshan wave (N-W) (frequent earthquake)

2.2.3 加速度反应

在以 Y 向地震为主的 3 条地震波作用下, 2 种建筑的顶部加速度响应峰值如表 2 所示. 可以看出, 基础隔震高层建筑结构的顶部加速度响应峰值仅为非隔震高层建筑的 25%~40%, 减震效果明显.

2.3 罕遇地震响应

2.3.1 隔震支座变形

为确保橡胶隔震支座的安全性, 需要计算罕遇地震作用下隔震层总体的位移变形. 通过地震作用时程

表 2 顶部加速度响应峰值(多遇地震)

Tab 2 The peak value of top accelerations (frequent earthquake)

地震波	顶部加速度(X向)/(mm·s ⁻²)		比值/%	顶部加速度(Y向)/(mm·s ⁻²)		比值/%
	非隔震	基础隔震		非隔震	基础隔震	
人工波	1 051.60	378.99	35	1 525.41	528.92	35
东西向唐山波	1 104.89	309.54	38	1 505.01	411.35	27
南北向唐山波	1 082.23	339.96	31	1 540.4	430.71	28

分析,可得到 X、Y 两个方向隔震层的位移时程曲线,将各时刻两个方向的位移值取矢量和,得到隔震层总的变形值。以 Y 向地震为主的 3 个地震波作用下位移反应的最大变形值与允许变形值进行比较,其结果如表 3 所示。可以看出,在设防烈度为 7 度(0.15 g)罕遇地震作用下,隔震支座的最大变形值并没有超出现行规范的限值,隔震支座的变形是安全的。

表 3 隔震层最大变形值(罕遇地震)

Tab 3 The peak value of displacement of isolator story (strong earthquake)

地震波	最大变形值/mm	允许变形值/mm
人工波	78	275
东西向唐山波	162	275
南北向唐山波	268	275

注:地震波位移反应的平均值约为 169。

2.3.2 隔震支座抗拔性能

除了对隔震层的总体位移进行限制外,还需验算罕遇地震作用下各隔震支座的抗拔性能。这意味着,在进行地震反应时程分析时,各隔震支座不产生拉应力或者拉应力尽可能小。本文中进行了以 Y 向地震为主的 3 种地震波作用下隔震结构的时程分析,并取平均值。结果表明,处于边缘处的 K15 和 K16 支座的压应力最小,接近于 0,但所有的隔震支座没有出现拉应

力,隔震支座的抗拔性满足要求。

2.3.3 结构抗倾覆性能

基础隔震高层建筑在罕遇地震作用下,必须保证上部结构整体不产生倾覆。结构在 X、Y 方向上的抗倾覆力矩由重力荷载代表值提供,地震作用在结构上的最大倾覆力矩需小于抗倾覆力矩。输入以 Y 向为主的 3 种地震波进行隔震结构的时程分析,其最大倾覆力矩如表 4 所示。可以看出,抗倾覆力矩与最大倾覆力矩的比值均大于 1.2,结构的总体抗倾覆性能是满足抗震要求的。

表 4 中 Y 方向的抗倾覆力矩与最大倾覆力矩的比值明显小于 X 方向,其原因为:1) Y 方向的长度较 X 方向小,因此抗倾覆力矩的力臂小;2) 这里输入的地震波是以 Y 向为主的三维地震波,Y 向的地震作用要大于 X 方向,因此最大倾覆力矩随之也大一些。

3 基础隔震高层建筑结构的风致响应分析

3.1 脉动风模拟

与前文三维地震响应分析类似,本文中在进行隔震高层建筑结构风致响应分析时,也需同时输入空间风荷载,即同时输入顺、横风向的风荷载。本研究对象的上部结构断面为典型的规则形状,扭转风荷载较小,这里不进行扭转风荷载的数值模拟和输入。

表 4 倾覆与抗倾覆力矩(罕遇地震)

Tab 4 Overturning moment and anti-overturning moment (strong earthquake)

地震类型	最大倾覆力矩/(kN·m)		抗倾覆力矩/(kN·m)		抗倾覆与最大倾覆力矩比值	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
人工波	349 731	476 452	1 273 434	852 296	3.64	1.79
东西向唐山波	386 598	440 284	1 273 434	852 296	3.29	1.94
南北向唐山波	392 795	485 986	1 273 434	852 296	3.24	1.75
平均值	376 375	467 574			3.38	1.82

3.1.1 顺风向脉动风荷载数值模拟

规则矩形结构顺风向的风荷载满足准定常假设,即作用在结构各层的风荷载可由风速按准定常假设直接求得.本文中根据顺风向 Davenport 功率谱和 Davenport 竖向相干函数^[7],采用谐波合成法,模拟了顺风向各层高度处的脉动风速时程曲线.这里选取的顺风向的体型系数为 1.3,且以 Y 方向为顺风向.图 3 为第 6 层和顶层高度处风速、脉动风荷载以及总风荷载的时程曲线.可以看出各层的脉动风速时程和脉动风荷载时程具有类似的特性,均为零均值的平稳过程.各层的总风荷载为脉动荷载和平均荷载之和,如图 3 (e)和(f)所示.需要说明的是顶层高度处的受风面积仅为第 6 层的一半,因此顶层高度处的总风荷载要小于第 6 层的风荷载.其余各层高度处的曲线类似.

3.1.2 横风向脉动风荷载数值模拟

与顺风向不同,建筑结构横风向的脉动风荷载主要由旋涡脱落贡献,不满足准定常假设^[8].在模拟横风向的风荷载时程曲线时,可直接根据横风向的荷载功率谱函数和竖向相干函数,运用谐波合成法数值模拟得到.本文中选取了 Solari^[9]给定的横风向荷载功率谱密度函数和竖向相干函数,直接模拟出了各楼层横风向的风荷载时程曲线.限于篇幅,这里不列出功率谱和竖向相干函数的具体表达式.图 4 为第 6 层和顶层的横风向荷载时程曲线以及模拟力谱,可以看出,模

拟得到的横风向各层风荷载功率谱的折减频率均约在 0.1 附近,与目标谱吻合良好.

将模拟得到的顺风向和横风向的各层风荷载时程同时作用到各层的中心处,运用逐步积分法可求得设计者所关心的响应结果,可用于结构设计和内力位移校核.

3.2 风致响应

3.2.1 隔震支座抗拔性与结构抗倾覆性能

由于 Y 向的长度较小且受力面积大,因此以 Y 向为顺风向, X 向为横风向进行风荷载的施加,这样得到的响应结果是最不利的.通过时程分析计算可得,在建筑所在地 50 年一遇的风荷载作用下,隔震支座没有产生拉应力,处于边角处的 K1 支座的压应力最小,为 1.8 MPa.由此可见,在双向风荷载作用下,隔震支座不会产生拉应力.

与罕遇地震作用下验算结构的倾覆性能一样,同样需要求得结构的抗倾覆力矩与最大倾覆力矩之比,据此判断结构的抗倾覆性能.表 5 为结构的抗倾覆力矩与风荷载作用下的最大倾覆力矩.由此可以看出,抗倾覆力矩与最大倾覆力矩的比值较罕遇地震作用时更大,说明强风作用时,结构的抗倾覆性能是安全的.

3.2.2 抗风装置布置

同样计算 Y 向为顺风向时橡胶隔震支座的位移,

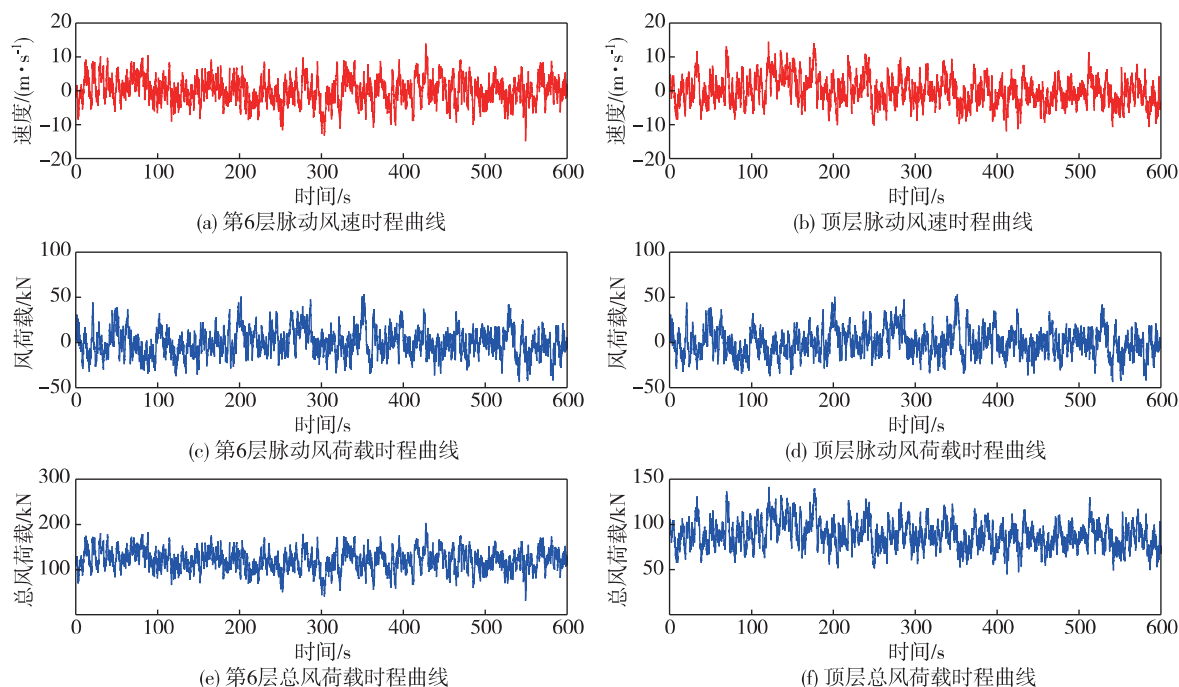


图 3 顺风向风速和风荷载的数值模拟结果

Fig. 3 Time story curve of wind velocity and along-wind load

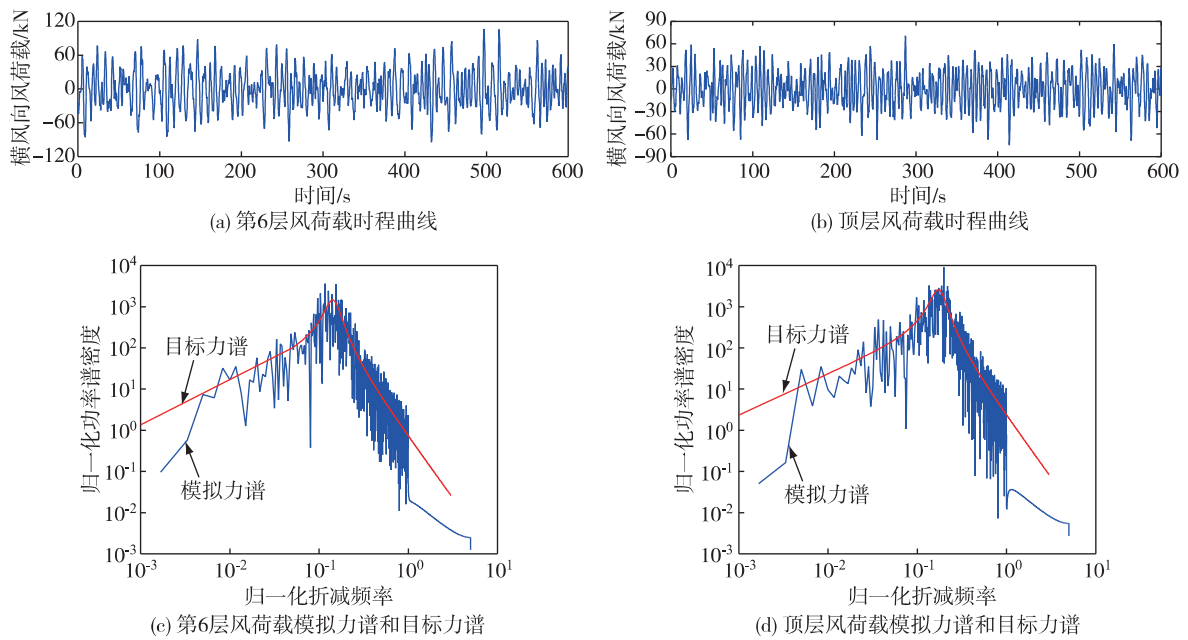


图 4 横风向风荷载的数值模拟结果
Fig. 4 Numerical simulation results of across-wind load

表 5 倾覆与抗倾覆力矩(强风)

Tab 5 Overturning moment and anti-overturning moment (strong wind)

风向	最大倾覆力矩/ (kN·m)	抗倾覆力矩/ (kN·m)	抗倾覆与 最大倾覆 力矩比值
顺风向(Y向)	190 013	852 296	4. 49
横风向(X向)	189 264	1 273 434	6. 73

表 6 顶部加速度响应峰值(风荷载)

Tab 6 The peak value of top accelerations (wind load)

风荷载 类型	风向	加速度/(mm·s ⁻²)		隔震与 非隔震 加速度比值
		基础隔震	非隔震	
10年一遇	顺风向(Y向)	106	81	1. 31
	横风向(X向)	107	43	2. 49
50年一遇	顺风向(Y向)	237	231	1. 03
	横风向(X向)	394	150	2. 63

用来判断该高层建筑是否需要设置抗风装置.经过时程分析计算,在 50 年一遇的风荷载作用下,基础隔震高层建筑结构隔震支座的总变形最大值为 204 mm,未超过允许值 275 mm,因此不用设置抗风装置.

3. 2. 3 上部结构加速度响应

柔性结构对风荷载的作用更为敏感,基础隔震结构的周期较长,在风荷载作用下,上部结构可能产生较大的风致响应.本文中计算了 10 年一遇和 50 年一遇的风荷载作用时结构顶部的加速度值,结果如表 6 所示.

由表 6 可以看出,在 10 年一遇和 50 年一遇风荷载作用下,隔震结构的顶部加速度均大于非隔震结构,这表明,基础隔震对风荷载作用下的加速度值有放大的作用,说明隔震层设计对风荷载作用没有减震效果.无论是隔震建筑还是非隔震建筑,本研究对象在 10 年一遇风荷载作用下,顶部加速度值均小于 150

mm/s²,满足规范的要求.将表 6 与表 2 中的数值进行对比分析,在 50 年一遇的风荷载作用下,两类建筑的顶部加速度值小于多遇地震作用时的对应值或与其相差不大.

4 结 论

本文中以一栋位于中烈度高风压地区的基础隔震高层建筑为研究对象,进行了隔震层的布置,并对隔震建筑和非隔震建筑分别进行了多遇地震、罕遇地震、10 年一遇风荷载和 50 年一遇风荷载作用下的逐步积分时程分析计算,通过对计算结果进行较为详细的分析和对比,得到以下几个结论:

1) 多遇地震时,基础隔震建筑上部结构各层的剪力比最大值均在 0.4 以下,减震系数值较小,隔震效

果明显.上部结构的层间位移和顶部加速度峰值的对比也显示了同样的减震效果.

2) 罕遇地震时,基础隔震建筑隔震层的位移最大值能满足规范的要求,抗倾覆力矩与最大倾覆力矩的比值大于 1.2,抗倾覆性能是安全的.

3) 运用文献中的风速谱和风力谱,利用谐波合成法,可模拟出与目标谱一致的风速、风力时程曲线,在没有风洞试验数据的情况下,数值模拟风荷载时程曲线是一种行之有效的方法.

4) 在不同重现期风荷载作用下,基础隔震建筑较非隔震建筑而言,上部结构的风致响应有放大效应.

参考文献:

[1] 商吴江.高层钢筋混凝土基础隔震结构减震研究[D].福州:福州大学,2011:54-91.

[2] 何永超,邓长根,曾康康.日本高层建筑基础隔震技术的开发和应用[J].工业建筑,2002,32(5):29-31.

[3] 曲哲,中泽俊幸.建筑隔震技术在日本的发展与应用[J].城市与减灾,2016(5):56-63.

[4] 肖从真,薛彦涛,曾德民,等.成都凯德风尚高层建筑隔震设计与研究[J].建筑结构,2009,39(6):93-97.

[5] 李永双,肖从真,薛彦涛,等.某高层剪力墙住宅工程隔震设计[J].建筑结构,2014,44(16):26-31.

[6] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑抗震设计规范:GB50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.

[7] 张相庭.风对结构的作用:理论·规范·实践[M].北京:中国建筑工业出版社,2006:99-124.

[8] 张建国,叶丰,顾明.典型超高层建筑横风向气动力谱的构成分析[J].北京工业大学学报,2006,32(2):104-109.

[9] SOLARI G.Mathematical model to predicts 3-D wind loading on buildings [J]. Journal of Engineering Mechanics,1984,111(2):254-276.

Response Analyses of Isolated High-rise Building in Moderate-earthquake and High-wind-pressure Area

ZHANG Jianguo*, ZHUANG Jiakun, LIAO Caizhen

(School of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China)

Abstract: Base isolation technique has found an increasingly wide utilization in multi-story buildings and has stood the test of actual earthquakes. It has been proved an efficient technique. However, applications of this technique on high-rise buildings in moderate-earthquake and high-wind-pressure area are rare because the seismic decrease coefficient is larger and the isolators are subjected to tension under strong winds. In this paper, a base-isolated high-rise building which remains in primary design stage is taken as the research object. Responses of upper structure and isolate story under different seismic fortification levels and return periods are analyzed in detail. Results show that the safe and reliable isolated high-rise buildings can be designed and built in moderate-earthquake and high-wind-pressure areas.

Key words: base isolation; high-rise building; moderate earthquake; high wind pressure; seismic decrease coefficient