

文章编号:1005-0523(2007)05-0034-05

高位隔震连体结构地震反应分析

李永华, 李思明

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要:以高层大跨钢连廊式连体结构为研究对象,采用时程分析法计算当塔楼与连接体之间在高位分别采用铰接、隔震支座连接时连接体与塔楼的地震响应,并进行对比分析;同时,通过FFT变换,进一步对隔震结构减震效果在频域内进行分析.结果表明:当连体结构塔楼固有频率与隔震装置的固有频率比大于1.4时,连接体就开始产生隔震效果,且随着频率比的增大,隔震效果越好;输入地震波的频谱成分对隔震效果也有一定的影响,但并不影响隔震效果与频率比之间的变化关系.当连廊质量近似等于塔楼单层质量时,采用隔震支座连接时的塔楼加速度、位移及基底剪力与铰接时基本一致.

关键词:连体结构;高位隔震;时程分析;地震反应

中图分类号:TU352

文献标识码:A

近年来随着建筑形式的多样性发展和基于对单体建筑使用功能的要求,许多单体建筑在顶部采用大跨钢桁架相连,形成上部带12层连廊的连体建筑;连接形式一般为刚接,如日本梅田大厦^[1],两幢塔楼在顶部通过跨度为54 m的钢桁架空中庭院进行刚性连接,由于刚性连接使得两个塔楼形成整体,一般应将双塔连体结构看成一个大的整体结构进行振型特性分析.近年来,许多学者对连接形式进行了新的尝试,推出了一些弱连接的工程实例^[2,3],而且有些连体建筑只能采用弱连接,如2007年将竣工的杭州市市民中心(如图1),由6栋高106.2 m、长40~50 m的塔楼,通过6个钢桁架连接体(每个连接体跨度近60 m)连成一外围周长为606 m的连体结构,如果采用强连接,温差变化将产生巨大的温度应力,而且由于连体体型庞大,必将造成振型复杂,地震作用必须考虑行波效应、部分相干效应和局部效应;但采用隔震支座连接就可以缓解这些问题,该工程最后采用球形钢支座进行高位隔震连接.但这种高位隔震与普通基底隔震之间显著区别就是:由于场地特征周期决定输入地震波的频谱特性,所以普通基底隔震结构隔震效率主要受场地特征周期及隔震体系的固有频率影响,但高位隔震时输入隔震支座的是经过塔楼过滤与放大后的地震波,其幅值与频谱都发生了巨大的变化,如何界定这类结构的隔震效率还需进一步研究.

另外,隔震连接对下部塔楼的加速度、位移及塔底基底剪力的影响也是一个不能忽略的问题,本文将就这两个方面进行研究.



图1 杭州市市民中心

1 连体结构的计算模型

本文塔楼的计算模型来自上海市丽晶苑酒店,其平面尺寸为 $28.2\text{ m} \times 25.2\text{ m}$,框架一核心筒结构,30层,标准层层高3.1 m,如图2所示.由于平面及筒体布置规则,基本上双轴对称,质心与刚心基本重合,标准层质量 $1.06 \times 10^6\text{ kg}$,转动惯量为 $1.34 \times 10^8\text{ kg} \cdot \text{m}^2$,连接体采用平面尺寸为 $60\text{ m} \times 20\text{ m}$ 的钢桁架,质量取 kg ,转动惯量为 $4.3 \times 10^8\text{ kg} \cdot \text{m}^2$.

收稿日期:2007-09-14

(作者简介:李永华(1972-)男,江西南昌人,博士研究生,主要从事结构工程抗震研究. http://www.cnki.net)

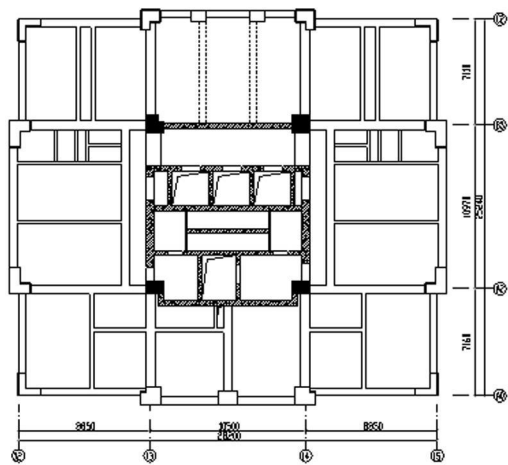


图2 塔楼模型平面图

由于本文主要研究高位隔震连体结构在输入地震作用下的时程反应及隔震效果,为提高计算效率,计算模型采用了简化处理,采用串联刚片系模型,如图3所示,每一个楼层考虑3个自由度,两个水平方向平动自由度和一个扭转自由度.塔楼层间水平向侧移刚度及抗扭刚度均来自该塔楼单体SATWE计算结果,由于SATWE软件在刚度计算时有三种算法,且计算结果相差较大,按照单塔楼结构ANSYS简化计算模型与SATWE计算模型模态计算结果相近的原则,经反复比较,最后采用地震剪力与地震层间位移的比值作为刚度取值.塔楼与连接体之间的连接刚度按隔震支座的刚度取值,采用ANSYS计算程序,楼层单元采用MASS21单元,隔震支座采用COMBIN14单元,通过KEYOPT选项的设置来确定单元相应的自由度个数及方向.由于塔楼各层平面基本上双轴对称,故假定每层刚度中心与质量重心一致,当坐标原点取在质心位置时,不考虑扭转耦联,可建立如下的振动方程:

$$[M]\{\ddot{U}\}+[C]\{\dot{U}\}+[K]\{U\}=-[M]I\{\ddot{U}_g\}$$
式中

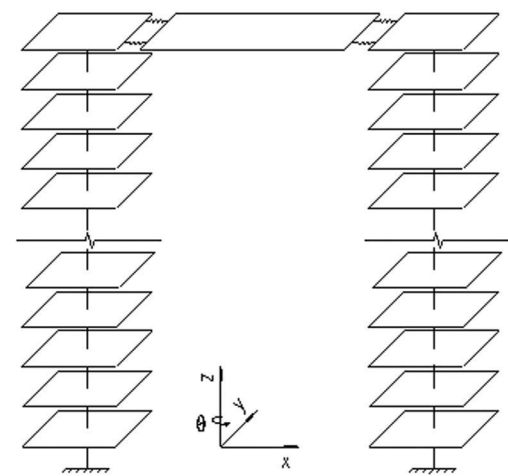


图3 串联刚片系计算模型

$$M+\left\{\begin{matrix} [m] & 0 & 0 \\ 0 & [m] & 0 \\ 0 & 0 & [J] \end{matrix}\right\}$$
$$K+\left\{\begin{matrix} [k_x] & 0 & 0 \\ 0 & [k_y] & 0 \\ 0 & 0 & [k_\theta] \end{matrix}\right\}$$
$$C+\left\{\begin{matrix} [c_x] & 0 & 0 \\ 0 & [c_y] & 0 \\ 0 & 0 & [c_\theta] \end{matrix}\right\}$$
$$U+\left\{\begin{matrix} \{u_x\} \\ \{u_y\} \\ \{\theta\} \end{matrix}\right\}$$
$$\ddot{U}_g+\left\{\begin{matrix} \{\ddot{U}_{gx}\} \\ \{\ddot{U}_{gy}\} \\ \{0\} \end{matrix}\right\}$$
$$[k_I]=\begin{bmatrix} k_{11}^{11} & k_{11}^{12} & \cdots & k_{11}^{1n} \\ k_{21}^{11} & k_{21}^{12} & \cdots & k_{21}^{1n} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ k_{n1}^{11} & k_{n1}^{12} & \cdots & k_{n1}^{1n} \end{bmatrix}$$

注:[$\cdot$]_I中的数据分别为 x, y, θ .
式中的阻尼矩阵为结构各单元的内部阻尼,按照传统的假设,可满足正交条件,采用瑞雷阻尼模型,将阻尼矩阵表达为质量矩阵和刚度矩阵的线性组合,即

$$c=\alpha M+\beta K$$

式中,

$$\alpha=\frac{2(\zeta_i\omega_j-\zeta_j\omega_i)\omega_i\omega_j}{\omega_j^2\omega_i^2}$$
$$\beta=\frac{2(\zeta_i\omega_j-\zeta_j\omega_i)}{\omega_j^2\omega_i^2}$$

ω_i 和 ω_j 分别为第 i, j 振型的频率及阻尼比.

2 地震反应分析

单塔结构的振动模态见表1,当隔震支座总刚度 $k=2.0\times10^6\text{ N/m}$ 时,隔震连体结构的振动模态见表2.与单塔体系相比,减震体系前几阶频率明显减小,自振周期显著延长,在振型表现形式上为连接体的振动.

表1 单塔计算模态

阶数	频率/Hz	周期/s	模态
1	0.459	2.178	y 向振动
2	0.468	2.134	x 向振动
3	0.585	1.71	扭转振动
4	1.244	0.804	y 向振动
5	1.279	0.782	x 向振动
6	1.573	0.636	扭转振动
7	2.078	0.481	y 向振动
8	2.142	0.467	x 向振动

表 2 隔震结构振动模式

阶数	频率/Hz	周期/s	模式
1	0.204	4.898	连接体 y 向平动及转动
2	0.204	4.896	连接体 x 向平动
3	0.331	3.022	连接体平动及塔楼扭转
4	0.461	2.169	连体结构整体扭转
5	0.462	2.167	连体结构整体 y 向平动
6	0.47	2.125	连体结构 x 向对称振动
7	0.471	2.123	连体结构 x 向反对称振动
8	0.597	1.674	连体结构 x 向高阶振动

2.1 结构地震反应

输入地震波采用 El Centro (1940, NS) 和上海市标准《建筑抗震设计规程》提供的人工拟合地震波 SHW2, 地震波的加速度峰值均取 35Gal, 图 4~图 8 为 El Centro 波在 x 方向作用下, 连体与塔楼分别采用铰接和隔震连接时 (隔震支座总刚度 $k=2.0\times10^6\text{ N/m}$) 塔顶及连体桁架的位移、绝对加速度、基底剪力时程响应。

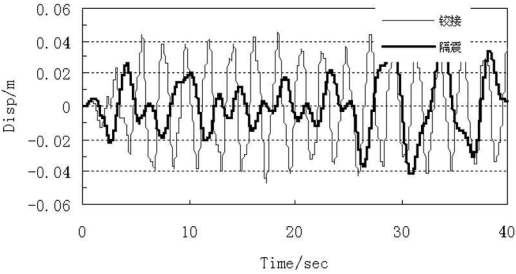


图 4 钢桁架位移反应时程

从图 4~5 可以看出, 与铰接相比, 采用隔震支座后, 塔顶的位移稍有放大, 钢桁架连体位移幅值与铰接时差不多, 但隔震支座两端位移接近反相, 如在大震时, 相对位移会较大, 设计时必须控制在隔震支座位移允许限值之内。从图 6 可以看出, 采用隔震支座后, 相对于铰接连接, 一个明显的区别就是连体钢桁架的绝对加速度显著减小, 当采用铰接时, 钢桁架连体最大加速度达 1.3 m/s^2 , 相当于输入地震波幅值的 3.6 倍, 近似等于单塔结构顶部的加速度。但采用隔震支座后, 桁架连接体的加速度最大值不超过 0.2 s^2 , 比输入地震波峰值还要小, 这对连体结构的受力非常有利。

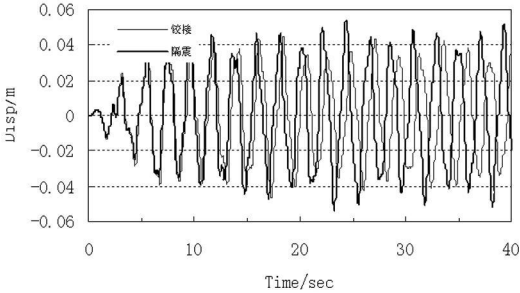


图 5 塔顶位移反应时程

由于连体结构 (子结构) 与塔楼 (主结构) 的固有频率比远小于地震激励频率与塔楼固有频率之比, 且连体质量相对较小, 本算例中连体对塔楼位移产生不了 TMD 减震效果。

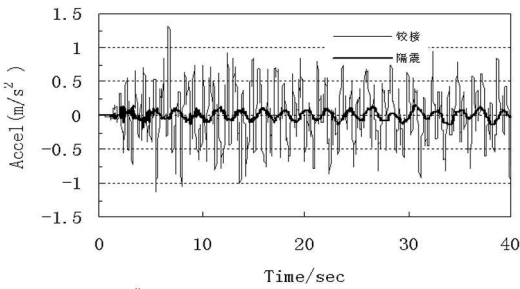


图 6 钢桁架绝对加速度反应时程

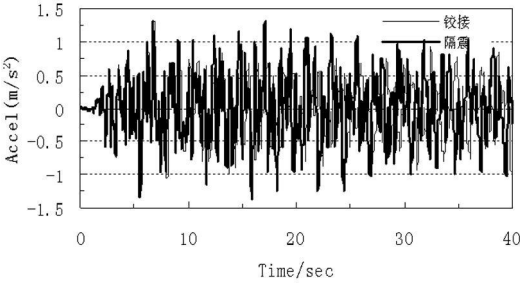


图 7 塔楼顶部绝对加速度反应时程

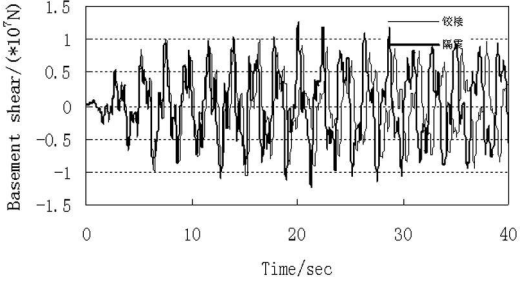


图 8 塔底剪力反应时程

对于给定的地震动时程而言, 总是可以看作是由许多个不同频率的简谐波组合而成。地震中常用的频谱有傅里叶谱、反应谱和功率谱^[4]。傅立叶谱可以分为傅立幅值谱与傅立叶相位谱, 两者从两个不同角度全面地描述了一个地震动的频谱特征。若地震动的强震动段的持时较长, 如几十秒, 则可将这几十秒的记录分为若干段, 先求出分段的傅立叶谱, 再在几个段之间求平均值, 由此得出的结果, 在周期小于分段长时是可靠的。傅立叶谱对地震过程的表示包括了各频率分量的相位分布信息, 因此, 从傅氏谱可以反演到地震动过程。功率谱可以定义为震动过程中傅立叶谱的平方平均值, 对于各态历经过程可以用时域平均代替集系平均, 和傅氏谱相比, 功率谱的优点在于它具有明确的统计意义, 由于是一种平均, 所以它比傅氏谱平滑, 但由于失去了相位信息, 不能返回到时程过程。图 9~10 为通过 FFT 变换, 对应峰值加速度 35Gal El Centro 波 x 向作用下, 隔震连体结构塔顶及桁架连体加速度功率谱曲线, 图 11 为相同地震输入时单塔塔顶时程对应的加速度功率谱曲线, 图 12 为相同峰值的 SHW2 波 x 向作用下, 隔震连体结构塔顶加速度功率谱曲线。

对比图 9、图 11, 可以发现, 隔震连接塔顶加速度功率谱与单体塔顶加速度功率谱曲线基本一致, 功率谱峰值点都对应单塔 x 向振动前 3 阶频率 0.468 Hz、1.278 Hz、2.142 Hz, 这

说明与单塔相比,高位隔震对塔顶输出地震波的频谱成分的影响很小.这一点很有实践意义,后面还会讨论.图 10 表明连接体功率谱峰值主要对应于塔楼的第 1 阶自振频率及隔震装置自振频率 0.206 Hz.隔震装置自振频率 $\omega_n = \sqrt{K/M}$, K 为隔震支座总刚度, M 为连接体桁架总质量.

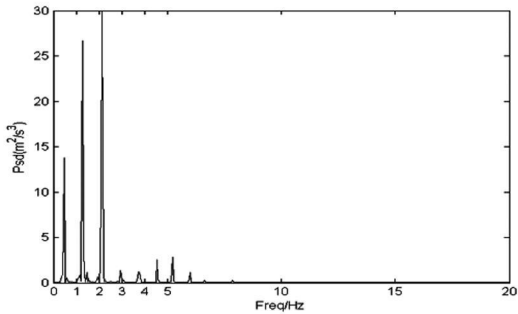


图 9 隔震连接塔顶加速度反应功率谱

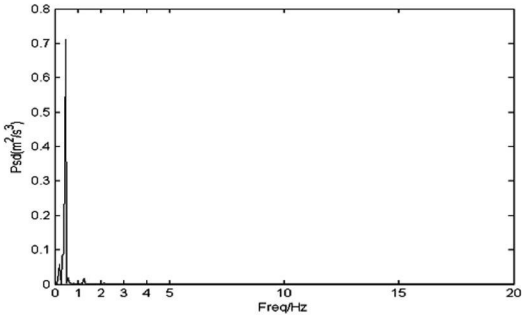


图 10 隔震连接连体加速度反应功率谱

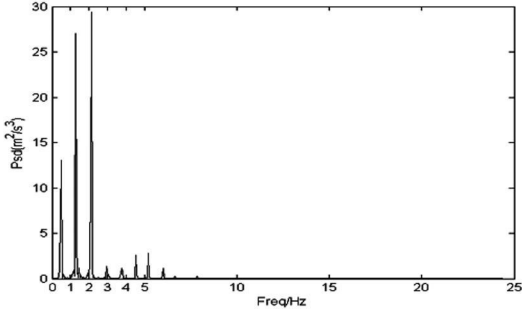


图 11 单塔塔顶加速度反应功率谱

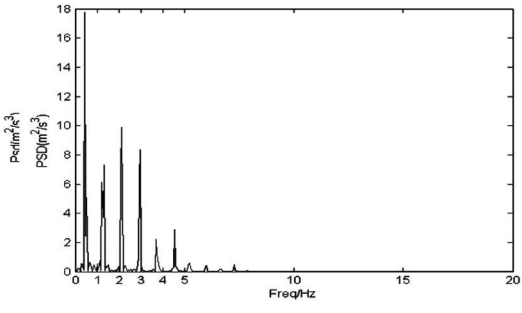


图 12 SHW2 输入时隔震连接塔顶加速度反应功率谱

2.2 隔震效果分析

常规隔震在建筑物底部设置隔震装置,大大降低隔震层的水平刚度,延长隔震体系的自振周期,减小结构的地震反

应.由于隔震层的水平刚度相对结构层间刚度来说很小,利用隔震层的变形隔离向上部结构传递的地震动,减小上部结构地震反应.本文隔震支座设在塔楼顶部,为区别于基础隔震,称之为高位隔震.

基础隔震时,定义 R_a 为隔震结构的加速度反应衰减比,即地震时隔震结构加速度反应与地面加速度反应之比^[5]:

$$R_a = \frac{\ddot{x}_s}{\ddot{x}_g} = \frac{1 + (2\zeta\omega/\omega_n)^2}{\sqrt{[1 - (\omega/\omega_n)^2]^2 + (2\zeta\omega/\omega_n)^2}}$$

式中, ω_n 为隔震结构体系的固有频率, ω 为地震地面的场地特征频率.上式是设计计算和控制隔震结构的隔震效果的重要公式,若建筑物所处的场地特征频率 ω 为已知,则合理选取隔震装置(其固有频率为 ω_n ,阻尼比 ζ),进而求得隔震结构加速度衰减率 R_a .

- (1) 当 $\omega/\omega_n > 1.41$ 时, $R_a < 1$, 结构体系为隔震结构体系,结构的地震反应被衰减,越大,越小,隔震效果越好.
- (2) $\omega/\omega_n < 1.41$ 时, $R_a > 1$, 结构体系为传统抗震结构体系,结构的地震反应被放大.
- (3) $\omega/\omega_n \rightarrow 1.0$ 时, $R_a \gg 1$, 传统抗震结构与场地共振,地震反应可达很大值,导致结构严重破坏或倒塌.

对于传统隔震结构,由于隔震支座水平刚度很小,一般能使结构的自振周期 $T=2\sim4$ s,即自振频率 $\omega_n=(0.5\pi\sim\pi)$ rad/s;而场地的特征周期 $T_g=0.2\sim0.85$,即场地的特征频率 $\omega_n=(2.4\pi\sim10\pi)$ rad/s,在绝大多数情况下,均能满足 $\omega/\omega_n > 1.41$ 的要求,使结构的地震反应大大衰减,但对于高位隔震就不一样,由于 ω 不再是地震地面的场地特征频率,而是隔震支座下面的塔楼顶部输出频谱,前面我们已得出高位隔震塔顶输出加速度频谱与单塔结构输出加速度频谱基本一致,所以可采用单塔楼在该方向的第一自振频率作为 ω ,如本算例 $\omega=2\pi f=0.936\pi$ rad/s,如按传统的隔震支座水平刚度布置隔震支座,就不一定能满足 $\omega/\omega_n > 1.41$ 的要求.

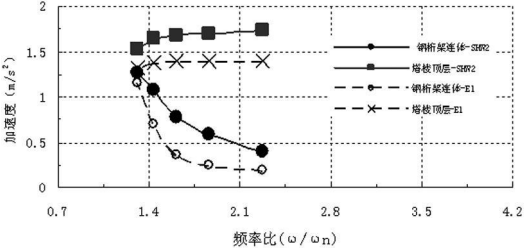


图 13 隔震效果曲线

图 13 为高位隔震连体结构当隔震支座刚度 K 分别取值 2、3、4、5、6 MN/m 时,在峰值加速度为 35 gal 的 El Centro 波和 SHW2 波作用下,钢桁架连体及塔楼顶层加速度峰值与频率比的关系曲线,从图中可以看出,当频率比大于 1.4 后,钢桁架连体加速度开始小于塔顶的加速度,产生隔震效果,而塔顶的加速度变化很小,不同场地类型的地震波隔震效果也不同,如在相同的频率比的情况下,El Centro 波的隔震效果就好于 SHW2,这从图 9 与图 12 的对比可以看出,虽然两者的峰值频率基本一至,但 SHW2 产生的加速度功率谱曲线在低频 0.468 Hz 处的功率谱密度明显高于其它峰值频率处的

功率谱密度,但 El Centro 波产生的功率谱密度却相反;SHW2 低频峰值处功率谱大,也就是对应于该频率处的能量大,而该频率与隔震装置的频率比较接近,所以隔震效果相对要低。

3 结论

1) 对于对称双塔高位隔震连体结构,只要按塔楼固有频率与隔震装置的固有频率比大于 1.4 的原则来确定隔震支座刚度值 K ,钢桁架连体加速度就可以产生明显减震效果。

2) 在不同频谱特性的地震波激励下,结构的地震反应也不同,时程分析可以描述各个时刻结构、构件的内力和变形,且易与振动台实验结果进行对比,但对隔震参数在频域内进行分析,能得出更有一般性的结果。

3) 隔震支座上下端最大相对位移是支座设计的控制参数,大震时支座上下端相对位移必须控制在支座的最大允许范围内。

4) 对于大跨钢桁架连体,当与塔楼之间隔震连接,由于隔震支座良好的变形性能,还可以释放由于温度变化在连体桁架内引起的巨大温度应力。

5) TMD 是利用附加在主体结构上的小质量弹簧体系的“鞭梢效应”来吸收主体结构的振动能量从而达到减震的目的^[4,6]。对于高位隔震连体结构,连体及塔楼地震反应都是需控制目标,加之钢桁架连体质量较小,所以高位隔震时不能利用连体桁架的鞭梢效应来达到塔楼减震目的。

参考文献:

- [1] 陈以一. 世界建筑结构设计精选—日本篇[M]. 北京:中国工业出版社,2001.
- [2] 施卫星,孙黄胜,李振刚,丁美. 上海国际赛车场新闻中心高位隔震研究[J]. 同济大学学报(自然科学版).2005, 33(12):1576—1580.
- [3] 刘晶波,李征宇,石萌,王滨夫,黄宇,文辉. 大跨高层连接体建筑结构动力分析[J]. 建筑结构学报.2004, 25(1):45—52.
- [4] 胡奉贤,地震工程学(第二版)[M],北京:地震出版社,2006.
- [5] 周福霖,工程结构减震控制[M],北京:地震出版社,1997.
- [6] G.W.Housner, et al., Structural control: past, present and future [J], American Society of Chemical Engineers, Journal of Engineering Mechanics 1997, 123(9):897—971.

Seismic Response Analysis of High-position Isolation Connecting Buildings

LI Yong-hua, LI Si-ming

(School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In this paper, the dynamic response of high-position isolation connecting buildings is studied. By time history analysis, the seismic response and deformation properties of the tower and connected structures are analyzed, with or without isolation. Meanwhile, through Fast Fourier Transform, the corresponding power spectrum density is derived. The analysis results show that seismic isolator can mitigate the seismic response of connected structures when the frequency ratios of single-tower and isolation mechanism are larger than 1.4, and site characteristic period can also affect the isolation efficiency. Compared with the pin-joint, the connecting isolation has little effect on displacement, velocity, acceleration and basement shear of towers when the mass of connected structure is equal to single floor mass of tower.

Key words: connected buildings; high-position seismic isolation; time history analysis; seismic response