

罗渊, 杨江, 范涛. 2024. 武汉某超高层建筑对台湾花莲 6.9 级地震的结构响应分析[J]. 地震研究, 47(3): 452–460, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0042.

Luo Y, Yang J, Fan T. 2024. Analysis of the structural response of a super high-rise building in Wuhan to the Hualian, Taiwan M_s 6.9 earthquake [J]. *Journal of Seismological Research*, 47(3): 452–460, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0042.

武汉某超高层建筑对台湾花莲 6.9 级地震的结构响应分析*

罗渊¹, 杨江^{1,2,3♣}, 范涛^{1,2,3}

(1. 中国地震局地震研究所, 湖北 武汉 430071; 2. 武汉地震科学仪器研究院有限公司, 湖北 武汉 430071;

3. 湖北省重大工程地震监测与预警处置工程技术研究中心, 湖北 咸宁 437000)

摘要: 为研究 2022 年台湾花莲 6.9 级地震对武汉市某超高层建筑结构的影响, 初步分析了该建筑结构 4 个加速度测点记录的各向 PGA 放大效应、傅立叶谱及反应谱, 分别利用互功率谱法和基于协方差的随机子空间法分别识别结构在频域和时域上的一阶模态。结果表明: 结构的峰值加速度随楼层的增高而有显著的放大效应, 最大放大倍数达 7.322 倍; 各向傅立叶谱峰值均集中在 0.275 Hz 和 1.171 Hz; 加速度响应反应谱远小于该地区 VI 度设防地震设计谱; 两种方法识别的结构一阶模态频率基本一致, 均接近数值分析值。台湾花莲 6.9 级地震没有对该高层建筑结构造成损伤。

关键词: 台湾花莲地震; 模态频率识别; 互功率谱法; 随机子空间法; 结构响应观测台阵

中图分类号: TU311.3

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2024)03-0452-09

doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0042

0 引言

近年来, 随着我国城市化进程的加快, 超高层建筑数量激增。超高层建筑的服役时间要求长、耐久性要求高, 结构复杂、高宽比较大, 易受外部环境和荷载(地震、大风等)的作用影响。人们根据震中距场地的远近将地震分为近场地震和远场地震。有关震害研究表明, 近场地震对建筑结构的破坏性比远场地震严重, 因此近场地震研究受到了较为广泛的关注(Hall *et al*, 1995; Hall, Aagaard, 1998; Zhang, Iwan, 2002a, b)。近年来的一些大震灾害表明, 远场

地震对建筑结构尤其是超高层建筑结构造成的灾害同样不可忽视(杜东升等, 2020; 张令心, 张继文, 2010), 其长周期分量是导致超高层建筑产生结构响应的主要原因。超高层建筑结构由于其自振周期较大, 在远场长周期地震动作用下容易发生类共振现象而遭到破坏, 尤其是大地震产生的长周期(约 2~10 s)地震动在大盆地中被放大, 会对城市高层建筑产生严重威胁(Furumura, Oishi, 2023)。如 2008 年四川汶川 8.0 级地震发生时, 距震中 750 km 的西安地区部分高层建筑发生了较为严重的破坏, 距震中 3 000 km 的泰国曼谷市中心的一些高楼发生摇晃, 持续了近 7 min(陈平, 吴博, 2010)。

* 收稿日期: 2023-07-24.

基金项目: 中国地震局地震研究所和应急管理部国家自然灾害防治研究院基本科研业务费专项资助项目(IS202216317); 湖北省重点研发计划项目(2022BAD059); 地震科技星火计划项目(XH23027YB).

第一作者简介: 罗渊(1997-), 硕士研究生在读, 主要从事防灾减灾技术研究. E-mail: 1070732111@qq.com.

♣通信作者简介: 杨江(1980-), 高级工程师, 主要从事观测技术研究. E-mail: meblor@whsii.com.

武汉市位于江汉断坳与鄂东南褶皱带的交接地带,易受远场地震的影响,如 1986 年中国台湾花莲 7.6 级地震、1994 年台湾海峡 7.3 级地震和 2008 年汶川 8.0 级地震发生时,武汉市均有震感。2015 年,武汉市依据有关法律法规^①规定,高度超过 160 m 的高层建筑和重大工程设施均设置强震动监测设施进行结构健康监测,目前武汉市 120 余栋超高层建筑共布设了 400 多个强震动监测点,现已建成全国最大规模的监测台阵。基于强震动监测台阵进行建筑结构模态参数识别是针对大型结构的一种有效而实用的故障诊断和安全检测方法,其获取的结构模态参数在结构动力特性评价、结构振动控制(施袁锋等,2021)、结构损伤诊断与安全性评价(何定桥,2021)等领域有重要应用。结构模态识别常用方法有随机子空间识别法、稀疏时域法、随机减量法、最小二乘法圆拟合、HHT 法、正交多项式拟合法、神经网络模型、小波变换等(张鸣祥等,2022;孙猛猛,2019;秦世强等,2012;单德山,李乔,2015;许斌等,2011;代煜,张建勋,2012;Baker,2007;巴振宁等,2020)。在上述研究的基础上,何定桥和杨军(2022)提出了一种基于 HHT 的结构模态自动识别方法,利用深度神经网络和奇异谱分析对只包含单一模态信息的固有模态函数进行模态参数识别;陶冬旺等(2021)利用功率谱法和复模态指数方法对建筑物结构响应记录的原始数据进行分析,得到了水平方向前三阶的模态振型和频率。互功率谱法简单易行且算法直观可信,对结构的前几阶固有频率的识别较为准确,但该方法在一些真假峰值的辨别上对人员的经验要求较高,在模态逐渐趋于密集时该方法存在局限性。随机子空间法具有较好的抗噪声扰动能力,适合土木结构尤其是桥梁结构的实际工程系统识别问题,能够比较准确地识别结构的模态参数,是目前较先进的结构环境振动模态参数识别方法。

2022 年 9 月 18 日中国台湾花莲县发生 6.9 级地震,距震中 1 000 余千米的武汉市某 35 层超高层

层建筑结构观测台阵完整地获取了这次地震的结构动力响应。本文以该建筑结构对花莲地震的地震动响应为例,在分析地震动响应的频谱、反应谱、地震动持时和峰值加速度(PGA)放大效应的基础上,分别采用互功率谱法和基于协方差的随机子空间法两种方法在频域和时域上对该超高层建筑结构的一阶模态频率进行识别,并与数值分析结果进行了对比分析。

1 武汉某超高层建筑台阵简述

武汉市某超高层建筑强震动监测台阵布设于两栋超高层建筑内(下文简称为“1号楼”和“2号楼”),两栋建筑处于相同地块,相距约 50 m,结构布置完全一致,均采用钢筋混凝土框架剪力墙结构。单栋结构屋面标高 163.25 m,地下共 3 层,地上 1~2 层为小开间单元式商店,1 层层高

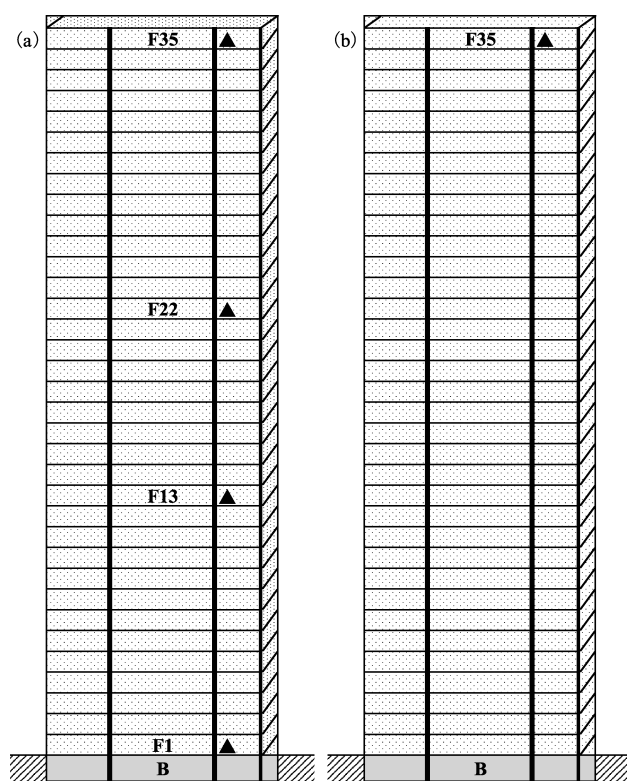


图1 1号楼(a)、2号楼(b)测点布设示意图

Fig. 1 Layout of the measuring points in Building 1 (a) and Building 2 (b)

^① 湖北省人民政府. 2006. 湖北省地震监测管理实施办法.

为 5.75 m、2 层层高为 5.4 m，2 层连通，3~4 层层高 4.2 m，5 层层高 4.35 m，其余办公楼层高均为 4.5 m，在 6 层、16 层、26 层设置避难层，层高为 5.95 m。建筑抗震设防烈度为 VI 度，设计基本地震加速度值为 0.05 g，设计地震分组为第一组。分别在 1 号楼第 1 层（标高）、第 13 层（56.85 m）、第 22 层（98.8 m）、第 35 层（158.75 m）和 2 号楼第 35 层共布设 5 个三分量一体化力平衡加速计，结构地震响应台阵测点布置如图 1 所示。

2 地震动数据分析

2.1 加速度时程与放大效应

在台湾花莲 6.9 级地震作用下，结构地震响应台阵 5 个测点的加速度响应时程曲线如图 2 所示，其 PGA 见表 1，对加速度做 2 阶巴特沃斯带通滤波（0.01~10 Hz）。从图中可看出，3 个方向的加速度远小于近场地震所引起的地震动响应，但均符

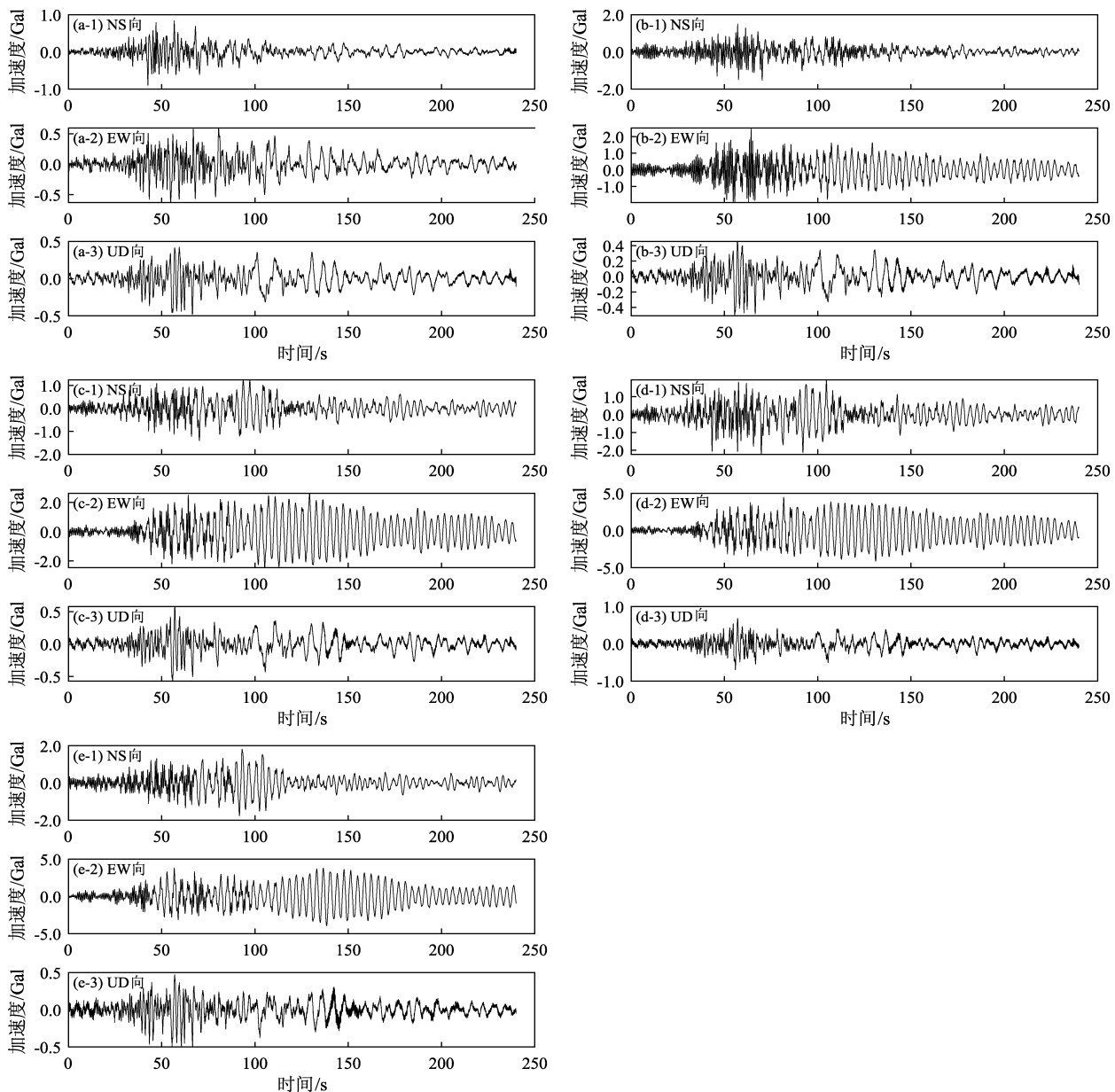


图 2 1 号楼第 1 层 (a)、第 13 层 (b)、第 22 层 (c)、第 35 层 (d) 和 2 号楼第 35 层 (e) 5 个测点的加速度时程曲线

Fig. 2 The acceleration time history recorded at 5 measuring points on the 1st floor (a), the 13th floor (b), the 22nd floor (c) and the 35th floor (d) of Building 1, and the 35th floor of Building 2 (e)

合地震动所引起的建筑物楼层振动响应特性，即加速度的幅值随楼层的增高而增大。表 1 显示，1 号楼和 2 号楼顶层的加速度最大，且 EW 向的加速度最大，分别为 4.547 和 3.842 Gal，其次是 NS 向。地震动在与破裂扩展的垂直方向上衰减很快，因此 UD 向幅值最小。

表 1 5 个测点的 PGA
Tab. 1 The PGA recorded at the measuring points

方向	PGA/Gal				
	1 号楼 第 1 层	1 号楼 第 13 层	1 号楼 第 22 层	1 号楼 第 35 层	2 号楼 第 35 层
NS	0.912	1.587	1.548	2.067	2.036
EW	0.621	2.529	2.663	4.547	3.842
UD	0.483	0.481	0.808	0.985	0.749

图 3 为根据 5 个测点的 PGA 得到的 PGA 拟合图，图中斜率代表放大效应，1 号楼各监测点 PGA 相对于地面层 PGA 的比值见表 2。从图 3 和表 2 可以看出，EW 向 PGA 随楼层的增高而快速增大，顶层的 PGA 为地面层的 7.322 倍，放大效应显著；NS 向和 UD 向的 PGA 增长缓慢，顶层 PGA 分别为地面层的 2.067 和 2.039 倍。

表 2 1 号楼各测点 PGA 与地面层 PGA 比值
Tab. 2 Ratio of the PGA on the 13th floor, the 22nd floor, and the 35th floor to the PGA on the ground floor in Building 1

方向	第 13 层	第 22 层	第 35 层
NS	1.740	1.697	2.067
EW	4.072	4.288	7.322
UD	0.996	1.673	2.039

2.2 傅立叶谱

图 4 为经傅立叶变换后得到的各测点的傅立叶谱。从图中可以看出，台阵各测点记录的地震动加速度响应在 0.275 Hz 出现一阶峰值，且 EW 向峰值最高，二阶峰值集中在 1.17 Hz，符合远场长周期地震动影响下的结构响应特性。在频域处理信号时，通常计算任一测点信号响应的傅立叶谱与自功率谱即可得出结构的固有频率，而傅立叶谱与自功率谱出现最大峰值处对应的频率即为该结构的一阶主频。根据 1 号楼和 2 号楼顶层 3 个方

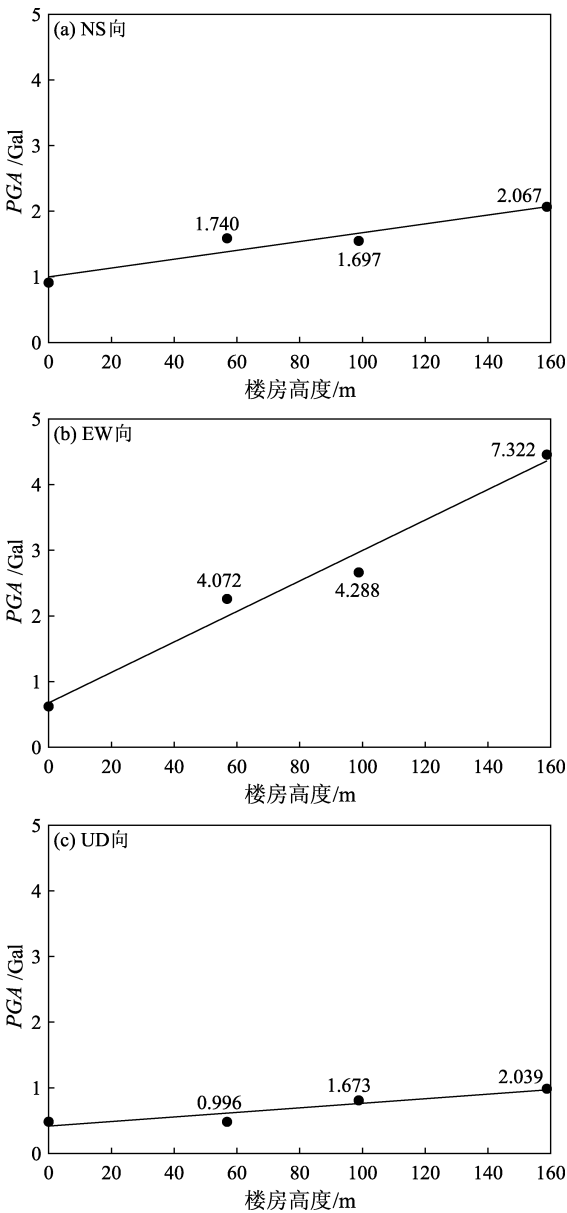


图 3 1 号楼测点 3 个方向的 PGA 放大效应拟合图
Fig. 3 Fitted plots of the amplification effect of the PGA in three directions recorded at the measuring points in Building 1

向的傅立叶谱分布可以得出，两栋楼的一阶模态主频均为 0.275 Hz，符合其配置完全相同的设计。

2.3 反应谱

将 1 号楼地面层的观测加速度近似作为地震动输入，计算得到结构阻尼比为 0.05 的加速度反应谱及其与Ⅵ度设防地震设计谱的对比，如图 5 所示。从图中可以看出，距花莲地震超过1 000 km 的武汉某超高层建筑台阵，其记录的加速度响应反应谱远小于Ⅵ度设防地震设计谱。

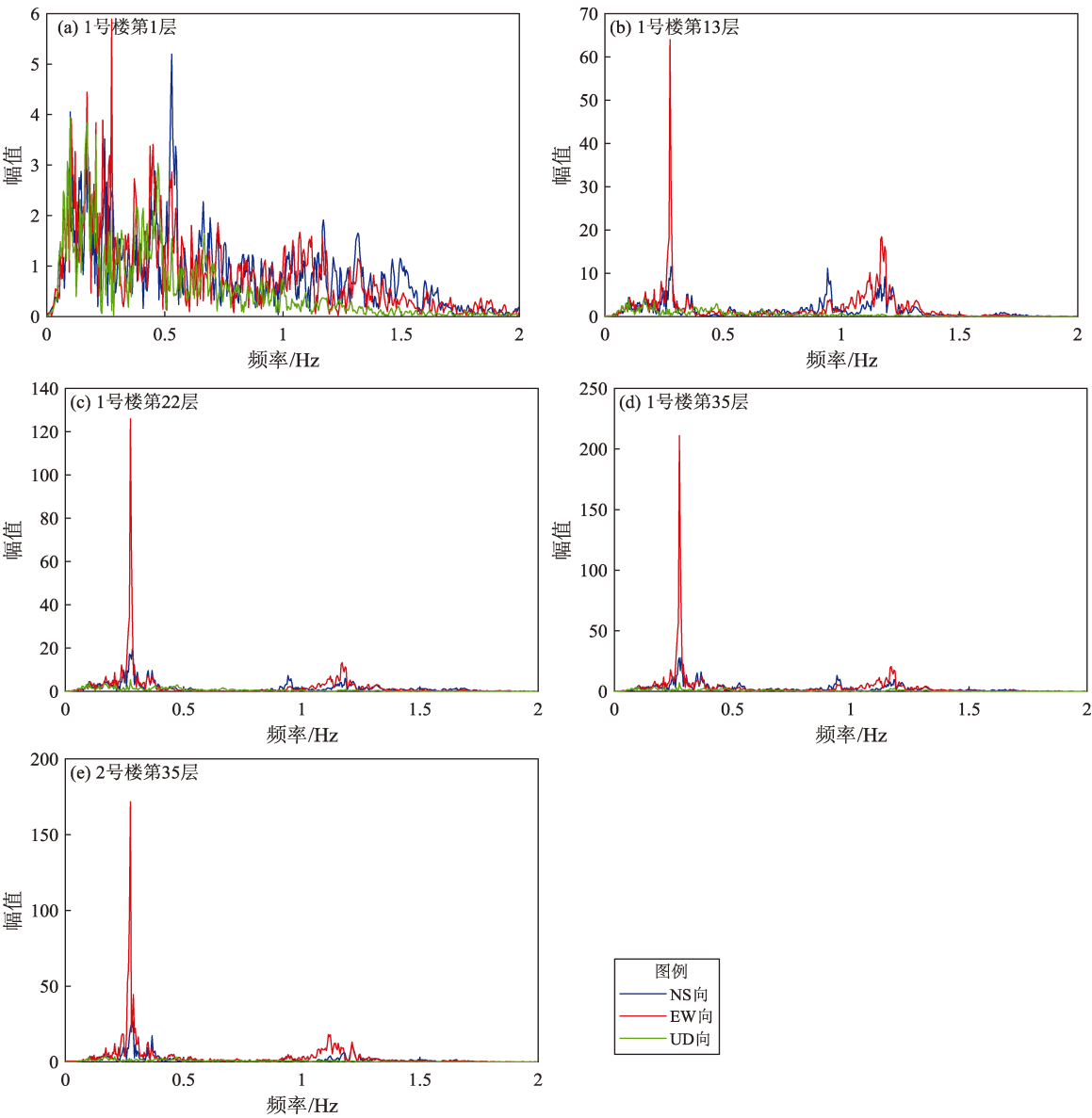


图4 5个测点的傅立叶谱

Fig. 4 Fourier spectra of the acceleration time history at 5 measuring points

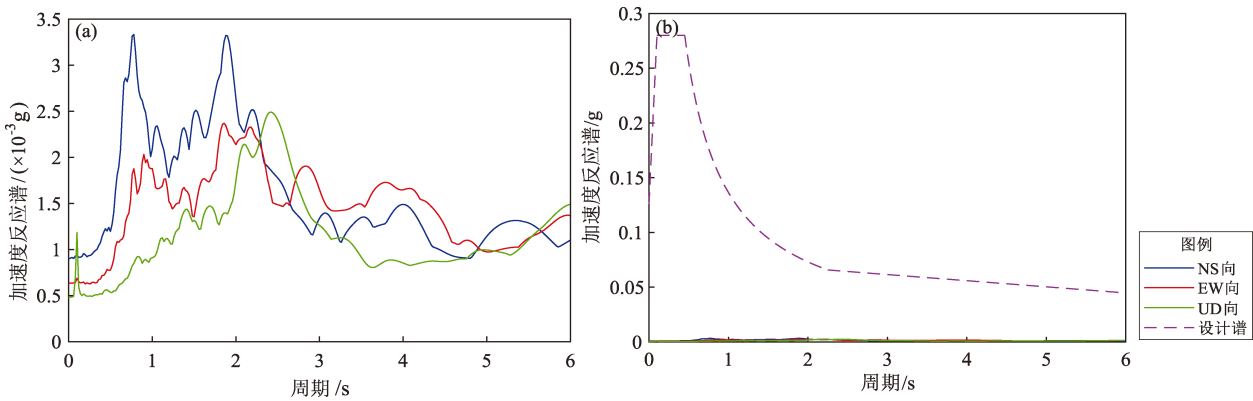


图5 地面层加速度反应谱 (a) 及其与设计谱 (b) 对比图

Fig. 5 The response spectra of the acceleration on the ground floor (a) and comparison with the design spectrum (b)

2.4 地震动持时

目前关于地震动持时的计算还没有形成统一的规范, 本文采用相对一致持时的规定值, 取相对于 PGA 的 $1/3$ 为起始时间节点, 到下一次 PGA 的 $1/3$ 为终止时间节点内的连续时间段定义为本次地震动持续时间, 5 个测点的地震动持时见表 5。

表 3 5 个测点的地震动持时

Tab. 3 Duration of the ground motion recorded at the 5 measuring points

方向	地震动持时/s				
	1 号楼 第 1 层	1 号楼 第 13 层	1 号楼 第 22 层	1 号楼 第 35 层	2 号楼 第 35 层
NS	73.55	115.35	151.79	148.3	146.93
EW	179.46	168.56	184.35	190.25	203.75
UD	163.51	163.53	163.51	160.43	162.11

2.5 顶层波形相关性

从 1 号楼和 2 号楼顶层的加速度重叠图 (图 6) 中可看出, 两栋楼顶层 3 个方向的加速度曲线具有较高的吻合度。对 1 号楼和 2 号楼顶层 NS、EW 和 UD 向的加速度响应分别做互相关可得到 2 栋楼 3 个方向的互相关系数分别为 0.780、0.795 和 0.629。可见 1 号楼和 2 号楼 EW 向和 NS 向的加速度响应相关性较高, 接近 80%, UD 向的相关性较低, 结合图 2 分析可能是由于加速度幅度较小, 受背景噪声的影响较大, 导致 UD 向的相关性较其他两个方向偏低。

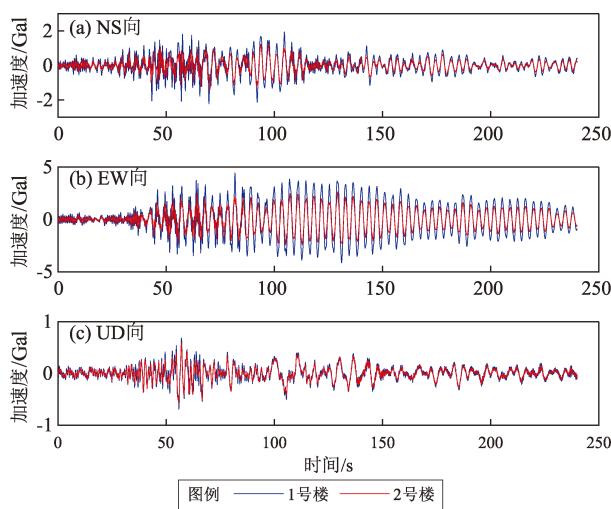


图 6 1 号楼和 2 号楼顶层 3 个方向加速度重叠图
Fig. 6 Overlap of the acceleration in three directions on the top floor of Building 1 and Building 2

3 一阶模态频率识别

结构的一阶模态在荷载激励频率与结构固有频率相近时出现, 此时结构的振动形态通常称为一阶振型或主振型。本文主要分析的是在激励较小的长周期地震动响应下的结构地震动响应, 其一阶模态振型占主导, 使用互功率谱法和基于协方差的随机子空间法分别在时域和频域上对结构的一阶模态频率进行识别, 并与数值分析的结果进行对比分析。

3.1 互功率谱法

互功率谱是模态参数识别中常用的一种方法, 由环境的振动响应与参考点响应中的自功率谱和互功率谱代替频率响应函数 (简称“频响函数”), 在结构响应中, 利用结构点响应之间的互功率谱与参考点自功率谱的比值来确定模态的振型和固有频率。

为了获得其他结构层地震动加速度相对于结构首层地震动加速度的频响函数, 首先计算结构首层地震动加速度的自相关函数, 再计算其他结构层地震动加速度分别与结构首层地震动加速度的互相关函数, 最后利用傅立叶变换分别计算自相关函数和互相关函数的傅立叶自功率谱和互功率谱, 通过下式构建频响函数 $H_{n1}(f)$ 表示为:

$$H_{n1}(f) = \frac{P_{a_1 a_n}(f)}{P_{a_1 a_1}(f)} \quad (1)$$

式中: $P_{a_1 a_n}(f)$ 为根据第 n 结构层地震动加速度 a_n 与结构首层地震动加速度 a_1 构建的互相关函数求得的互功率谱; $P_{a_1 a_1}(f)$ 为根据结果首层地震动加速度构建的自相关函数求得的自功率谱。

花莲 6.9 级地震引起的 1 号楼结构楼层水平方向的频响函数如图 7 所示。从图中可以看出一阶特征峰值十分突出, 13 层、22 层和 35 层 EW 向的频响函数的峰值频率均为 0.291 Hz, NS 向为 0.275 Hz。

3.2 基于协方差的随机子空间法

随机子空间方法可分为基于协方差驱动随机子空间识别法 (Cov-SSI) 和基于数据驱动随机子空间识别法 (Data-SSI), 其基本原理都是以线性系统的最小实现理论为基础, 利用 Hankel 矩阵与系统可观测性、可控制性矩阵的特殊关系求得

系统矩阵 A 和输出矩阵 C ，在状态空间辨识系统的模态参数。

本文利用 Cov - SSI 法，首先根据地震动响应数据构建 Hankel 矩阵，通过计算获得的协方差序列组成 Toeplitz 矩阵，经过奇异值分解（Singular Value Decomposition, SVD）求出系统矩阵，从而得到结构的模态参数。通常 Hankel 矩阵划分为两块，第一块称作“过去输出”，第二块称作“未来输出”，可表示为：

$$\begin{aligned} H_{0,2i-1} &= \frac{1}{\sqrt{j}} \begin{pmatrix} y_0 & y_1 & \cdots & y_{j-1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{i-1} & y_i & \cdots & y_{i+j-2} \\ y_i & y_{i+1} & \cdots & y_{i+j-1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{2i-1} & y_{2i} & \cdots & y_{2i+j-2} \end{pmatrix} \\ &= \begin{pmatrix} H_{0,i-1} \\ H_{i,2j-1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H_{\text{past}} \\ H_{\text{future}} \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (2)$$

式中：Hankel 矩阵是由 $2i$ 行、 j 列组成的矩阵； y_i 为系统的输出，因为随机系统需要足够量的统计分析，所以假定 $j \rightarrow \infty$ ； $H_{0,2i-1}$ 下标的 0 表示 Hankel 矩阵第 1 列第 1 个元素的下标， $2i-1$ 表示第 1 列最后一个元素的下标，矩阵行数取决于输出数据响应的通道数和系统最大计算阶数。

由于 Cov - SSI 法采用的是随机状态空间模型，其协方差输出表示为：

$$\Lambda_i = \frac{1}{j} \sum_{k=0}^{j-1} h_{k+1} h_k^T \quad (3)$$

由一系列协方差矩阵组成的 Toeplitz 矩阵可写为：

$$T_{1/i} = Y_f Y_p^T = \begin{pmatrix} \Lambda_i & \Lambda_{i-1} & \Lambda_{i-2} & \cdots & \Lambda_1 \\ \Lambda_{i+1} & \Lambda_i & \Lambda_{i-1} & \cdots & \Lambda_2 \\ \Lambda_{i+2} & \Lambda_{i+1} & \Lambda_i & \cdots & \Lambda_3 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \Lambda_{2i-1} & \Lambda_{2i-2} & \Lambda_{2i-3} & \cdots & \Lambda_i \end{pmatrix} \quad (4)$$

对式（4）进行 SVD 分解求得系统状态矩阵和输出矩阵，并对状态矩阵进行特征值分解得到包含复特征值的对角矩阵和特征向量组成的矩阵，最后求得结构模态频率等模态参数。

本文分别对 1 号楼的 EW 向和 NS 向两个水平分量分别做 Cov - SSI 识别，计算出的模态稳定图如图 7 中星点图所示，根据图中频率、阻尼和模态稳定点可识别出一阶模态频率分别为 0.276 和 0.294 Hz。

3.3 一阶模态频率对比

表 4 给出了一阶模态频率的数值分析值以及互功率谱法和 Cov - SSI 法计算得出的计算值。其中，数值分析值来源于该高层建筑的超限高层建筑工程抗震设防可行性论证报告，采用了盈建科建筑设计软件 YJK - EP 模块对结构进行动力弹塑性时程分析，基于 YJK 弹性分析，得到根据构件配筋数据形成构件截面的弹塑性分析参数。

从图 7 可以看出，识别结果有较好的一致性。从表 4 可见，使用互功率谱法和 Cov - SSI 法得到的 EW 向和 NS 向的一阶模态频率差值分别为 0.015 和 0.023 Hz，相对误差分别为 5.4% 和 7.7%，且两种方法的计算值与傅立叶频谱识别值 0.275 Hz 较为接近，这与两栋建筑结构实际布置一致。如果以数值分析值为真实值，两种方法得到的 EW 向的一阶模态频率与数值分析值分别相差 0.077 和 0.062 Hz，相对误差分别为 36% 和 29%。NS 向的一阶模态频率

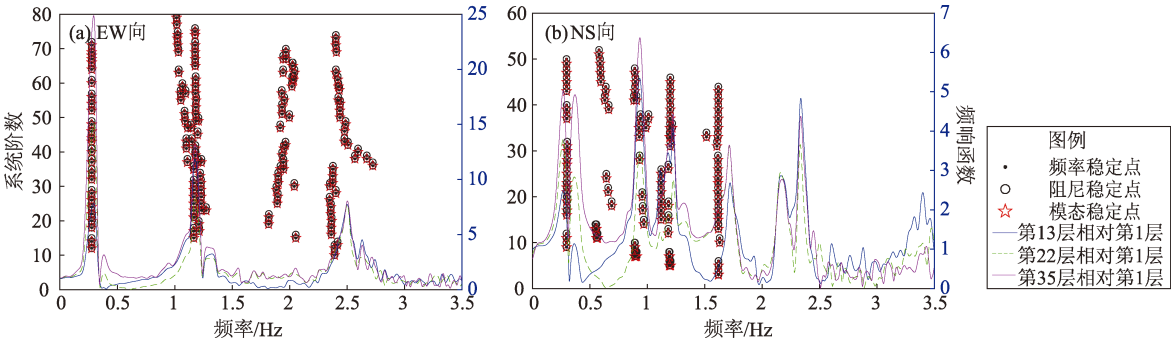


图 7 1 号楼测点的频响函数与 Cov - SSI 模态稳定图
Fig. 7 The frequency response function and the modal stability diagram of the measuring points in Building 1 based on the Cov - SSI algorithm

与数值分析值分别相差 0.042 和 0.065 Hz，相对误差分别为 18% 和 28%。

表 4 1 号楼一阶模态频率
Tab. 4 The first – order modal frequency of Building 1

方向	一阶模态频率/Hz		
	互功率谱法	Cov – SSI 法	数值分析
EW	0.291	0.276	0.214
NS	0.275	0.298	0.233

4 结论

本文对布设在武汉某超高层建筑强震动监测台阵获取的台湾花莲 6.9 级地震动响应进行了傅立叶峰值、地震动持时、PGA 放大效应及其与结构顶层的相关性分析；分别利用互功率谱法和基于协方差的随机子空间法分别在频域和时域上对 1 号楼的一阶模态进行识别，并与傅立叶谱幅值特性确定的一阶频率进行对比，主要得到以下结论：

- (1) 各测点所在楼层地震动持续时间均有所不同；随着楼层的增高，水平向和纵向的 PGA 均存在放大效应，EW 向的 PGA 放大效应最明显，顶层的 PGA 放大效应最显著，约为地面层的 7.322 倍，NS 向和 UD 的 PGA 分别为地面层的 2.067 倍和 2.039 倍；各测点 3 个方向的傅立叶谱峰值均集中在 0.275 和 1.171 Hz；结构反应能量主要以第一阶频率 0.275 Hz 为主，接近结构一阶模态频率识别结果；两栋楼顶层 EW 向和 NS 向的加速度响应相关性较高，而 UD 向加速度响应可能受背景噪声的影响，相关性不高；结构地面层的 3 个方向反应谱峰值远小于设计反应谱，分析认为台湾花莲 6.9 级地震没有对该高层建筑结构造成损伤。
- (2) 采用互功率谱法和基于协方差的随机子空间法得到 1 号楼 EW 向和 NS 向的一阶模态频率相对误差分别为 5.4% 和 7.7%，并且这两种方法计算值均略大于数值分析值，EW 向相对误差分别为 36% 和 29%，NS 向相对误差分别为 18% 和 28%。这可能与填充墙对结构刚度的影响有关，填充墙自身结构的质量和荷载对结构的刚度有一定提升作用，而数值分析建模未考虑填充墙对结构刚度的影响。综上分析认为，台湾花莲 6.9 级地震对武汉某超高层建筑结构没有造成损坏。

参考文献：
巴振宁,焦鹏,刘冰松,等. 2020. 嘉峪关光化楼砖墙结构对抗震性能的影响[J]. 地震研究,43(3):500 – 507.
Ba Z N,Jiao P,Liu B S,*et al.* 2020. The influence of brick wall structure of Jiayuguan Guanghua building on seismic performance[J]. Journal of Seismological Research,43(3):500 – 507. (in Chinese)
陈平,吴博. 2010. 汶川地震中西安高层建筑震害调查及分析[J]. 水利与建筑工程学报,8(2):60 – 62.
Chen P,Wu B. 2010. Seismic damage investigation and analysis for high structure of Xi'an in Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Water Resources and Architectural Engineering, 8(2): 60 – 62. (in Chinese)
代煜,张建勋. 2012. 基于小波变换和反向传播网络的模态参数辨识[J]. 振动与冲击,31(3):55 – 59.
Dai Y,Zhang J X. 2012. Identification of modal parameters based on wavelet transform and back propagation network[J]. Journal of Vibration and Shock,31(3):55 – 59. (in Chinese)
杜东升,宋宝玺,许伟志,等. 2020. 高层钢结构考虑长周期地震动的减震加固研究[J]. 工程力学,37(7):189 – 200.
Du D S,Song B X,Xu W Z,*et al.* 2020. Seismic retrofit of a high – rise steel structure considering long – period and long – duration ground motions[J]. Mechanics,37(7):189 – 200. (in Chinese)
何定桥,杨军. 2022. 基于 HHT 的结构模态参数自动化识别方法和试验验证[J]. 工程力学,39(11):109 – 122.
He D Q,Yang J. 2022. An automatic structural modal parameters identification method based on HHT and its experimental verification[J]. Engineering Mechanics,39(11):109 – 122. (in Chinese)
何定桥. 2021. 建筑结构地震响应监测和风险评估算法研究[D]. 北京:清华大学.
He D Q. 2021. Structural seismic response monitoring and risk assessment algorithm study[D]. Beijing:Tsinghua University. (in Chinese)
秦世强,蒲黔辉,施洲. 2012. 环境激励下大型桥梁模态参数识别的一种方法[J]. 振动与冲击,31(2):95 – 100.
Qin S Q,Pu Q H,Shi Z. 2012. A method of modal parameters identification using ambient vibration measurements for a large – scale bridge[J]. Journal of Vibration and Shock, 31(2): 95 – 100. (in Chinese)
单德山,李乔. 2015. 桥梁结构模态参数的时频域识别[J]. 桥梁建设,31(2):26 – 31.
Shan D S,Li Q. 2015. Model parameters of bridge structure in time – frequency domain [J]. Bridge Construction, 31(2): 26 – 31. (in Chinese)
施袁锋,朱正言,陈鹏,等. 2021. 基于 EM 算法和模态形式的状态空间模型自降阶工作模态分析[J]. 工程力学,38(9):15 – 25.
Shi Y F,Zhu Z Y,Chen P,*et al.* 2021. Operational modal analysis using EM algorithm and modal – form state – space model with auto model order reduction[J]. Engineering Mechanics,38(9):15 – 25. (in Chinese)
孙猛猛. 2019. 非平稳环境激励下高层建筑结构模态参数识别[D]. 武汉:武汉理工大学.
Sun M M. 2019. Modal parameter identification of high – rise building under non – stationary environmental excitation [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology. (in Chinese)
陶冬旺,刘泉,马强,等. 2021. 云南漾濞地震大理某高层建筑结构地

- 震响应观测数据初步分析[J]. 世界地震工程, 37(3): 19–30.
- Tao D W, Liu Q, Ma Q, *et al.* 2021. Preliminary analysis of structural seismic response of a tall building in Dali recorded in Yunnan Yangbi earthquakes[J]. World Earthquake Engineering, 37(3): 19–30. (in Chinese)
- 许斌, 龚安苏, 贺佳, 等. 2011. 基于神经网络模型的结构参数提取新方法[J]. 工程力学, 28(4): 35–41.
- Xu B, Gong A S, He J, *et al.* 2011. A novel structural parameter extraction with neural network based nonparametric model[J]. Engineering Mechanics, 28(4): 35–41. (in Chinese)
- 张令心, 张继文. 2010. 近远场地震动及其地震影响分析[J]. 土木建筑与环境工程, 32(2): 84–86.
- Zhang L X, Zhang J W. 2010. Analysis of near far field vibration and its seismic effects[J]. Journal of Civil & Environmental Engineering, 32(2): 84–86. (in Chinese)
- 张鸣祥, 廖海飞, 王建国, 等. 2022. 大跨度桥梁颤振时域的直接分析法[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 45(4): 487–492.
- Zhang M X, Liao H F, Wang J G, *et al.* 2022. Time domain flutter direct analysis of long-span bridges[J]. Journal of Hefei University of Technology (Natural Science), 45(4): 487–492. (in Chinese)
- Baker J W. 2007. Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis[J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 97(5): 1486–1501.
- Furumura T, Oishi Y. 2023. An early forecast of long-period ground motions of large earthquakes based on deep learning[J]. Geophysical Research Letters, 50(6): 1–9.
- Hall J F, Aagaard B T. 1998. Fundamentals of the near-source problem [C]//Proceedings of the 5th Caltrans Seismic Research Workshop Sacramento, 10.
- Hall J F, Heaton T H, Hailing M W, *et al.* 1995. Near-source ground motion and its effects on flexible buildings[J]. Earthquake Spectra, 11(4): 569–605.
- Zhang Y, Iwan W D. 2002a. Active interaction control of tall buildings subjected to near-field ground motions[J]. Journal of Structural Engineering, 128(1): 69–79.
- Zhang Y, Iwan W D. 2002b. Protecting base-isolated structures from near-field ground motion by tuned interaction damper[J]. Journal of Engineering Mechanics, 128(3): 287–295.

Analysis of the Structural Response of a Super High-rise Building in Wuhan to the Hualian, Taiwan $M_s6.9$ Earthquake

LUO Yuan¹, YANG Jiang^{1,2,3}, FAN Tao^{1,2,3}

(1. Institute of Seismology, China Earthquake Administration, Wuhan 430071, Hubei, China)

(2. Wuhan Institute of Seismic Scientific Instruments Co. Ltd., Wuhan 430071, Hubei, China)

(3. Engineering Technology Research Center for Earthquake Monitoring and Early Warning Disposal of Major Projects in Hubei Province, Xianning 437000, Hubei, China)

Abstract

Wuhan city is located at the junction of the Jiangnan Fault Depression and the Southeastern Hubei Fold Belt, which is often affected by far-field earthquakes. At 14:00 on September 18, 2022, a 6.9-magnitude earthquake occurred in Hualian County, Taiwan Province of China. The structural dynamic response of a super high-rise building to the Hualian earthquake was completely recorded at 4 monitoring points in this building in Wuhan, more than 1000 km away from the epicenter. In order to study the impact of the earthquake on the building structure, the anisotropic *PGA* amplification effect, the Fourier spectrum and the response spectrum are analyzed. The mutual power spectrum method and the stochastic subspace identification method based on covariance are used respectively to identify the first-order modes of the structure in the frequency domain and the time domain. The results show that the peak acceleration of the structure has a significant amplification effect with the increase of the height of the floor, and the maximum amplification factor is 7.322. The peak value of the Fourier spectrum is concentrated at 0.275 Hz and 1.171 Hz. The response spectrum of acceleration response is much smaller than the design spectrum of the VI-degree fortification earthquake in this area. The frequencies of the first-order modes identified by the two methods are generally the same, and are close to the values of numerical simulation. It is believed that the Hualian, Taiwan $M_s6.9$ earthquake did not cause damage to the structure of the case building.

Keywords: the Hualian, Taiwan earthquake; modal frequency identification; the mutual power spectrum method; the stochastic sub-space method; the structural response observation array