

Analysis for Dynamic Response of Irregular Structure under Multi-Dimensional Non-Stationary Random Excitations*

Mingsheng Fang, Zuoyu Sun[#], Hui Wang

College of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou
Email: [#]sunzuoyu@163.com

Received: Sep. 13th, 2013; revised: Oct. 8th, 2013; accepted Oct. 17th, 2013

Copyright © 2013 Mingsheng Fang. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Abstract: Dynamic responses analysis of an irregular structure under multi-dimensional seismic excitations is studied, in which the seismic excitations are constructed by equivalent excitation method, while the non-stationary features of the input power spectral density both in time domain and frequency domain are considered, and the characteristics of local site are also incorporated in the model. The simulation of a typical frame-tube building is carried out; the results demonstrate that those factors mentioned are very essential to the dynamic responses of the structure.

Keywords: Irregular Structure; Dynamic Response; Non-Stationary; Equivalent Excitation

不规则结构在多维非平稳随机激励下的动力响应分析*

方明胜, 孙作玉[#], 王 晖

广州大学土木工程学院, 广州
Email: [#]sunzuoyu@163.com

收稿日期: 2013年9月13日; 修回日期: 2013年10月8日; 录用日期: 2013年10月17日

摘 要: 本文着重研究不规则结构在多维地震动激励下的动力响应分析, 基于等效激励法构造了多维地震动激励, 考虑了随机激励功率谱在时域和频域上的非平稳性, 同时模型中也考虑了场地等因素的影响。对一个典型的框架-筒体不规则结构进行了数值仿真, 结果表明同时考虑激励的非平稳特性和多维激励对结构的动力响应至关重要。

关键词: 不规则结构; 动力响应; 非平稳; 等效激励法

1. 引言

随着现代建筑结构技术的发展, 高耸大跨等结构日益增多, 同时由于对建筑美学和实际应用的功能需求, 不规则结构也得到了广泛的应用, 如国家歌剧院、中央电视台总部大楼、上海证券大厦等。对于这类结构, 详细地分析其在多维地震激励作用下动力响应具有十分重要的科学意义和工程价值。近年来, 国内外

学者在此方面做了一系列的探讨, 取得了诸多研究成果^[1-3], 但多数局限于单维地震激励分析或者平稳随机震动分析, 同时考虑激励的非平稳特性和多维激励对结构的动力响应的影响并不多见。而真实地震激励往往是多维、非平稳的, 并和建筑所在场地以及震中距等诸多因素有关。李宏男进行了多维地震激励的研究, 但没有考虑激励的非平稳特性^[4]。林家浩在传统理论的基础上提出了虚拟激励法^[5], 大大提高了计算效率和精度, 但并没有解决激励的非平稳特性。孙作

*基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51178127)。

[#]通讯作者。

玉在虚拟激励法的基础上提出了等效激励法^[6], 进一步地提高了计算效率, 并考虑了激励能量的在时域上的非平稳特性, 但忽略掉了随机激励中振动能量随频率分布的非平稳性。为此, 他进一步提出了考虑双非平稳性的等效地震动激励的构造方法^[7], 即基于等效激励法, 运用连续小波变换理论构造了多维等效非平稳演变随机地震激励, 实现了随机激励的能量在时域和频域上的非平稳性。本文采用了这种方法, 构造了多维地震动激励, 同时考虑场地特性、震中距、震级等因素的影响, 更真实地模拟了实际地震波。对一个典型的不规则结构进行了数值仿真分析, 探讨了这些因素对结构动力响应的影响。

2. 多维非平稳激励的构造

2.1. 等效非平稳随机激励的构造

结构受地震、强风等随机激励作用往往持续时间较短, 以至于激励的平稳特性假设不能成立。若再考虑震中距与震级对地震动特性的影响, 这一矛盾将更加突出。因此施加于建筑结构上的大多数外部激励都是非平稳的随机过程。由于演变功率谱的复调制函数难以确定, 因此在工程应用和大多数的理论研究中, 往往忽略掉随机激励中振动能量随频率分布的非平稳性, 将实际的双非平稳激励简化为了强度非平稳激励, 这样必然带来计算上的误差。最近孙作玉教授提出了能同时考虑随机激励的能量在时域和频域上的双平稳性的等效非平稳演变随机地震激励^[7], 实现了激励的双非平稳特性。其主要思路是, 基于虚拟激励法可以构造出虚拟激励 $\sqrt{S_{xx}(\omega)}g(t)e^{i\omega t}$, 同理可以构造等效激励 $\int_{\Omega} \sqrt{T \cdot S_{xx}(\omega)}g(t)e^{i\omega t} d\omega$, 运用非平稳功率谱密度函数 $S_{xx}(\omega, t)$ 来处理更为真实的情况, 通过连续小波变换同时考虑幅值和相位。其中 a 为伸缩因子, $a > 0$, τ 为偏移, 对 $f(t)$ 进行连续小波变换表达式如下:

$$C(f(t), \psi_{a,\tau}(t)) = \langle f(t), \psi_{a,\tau}(t) \rangle = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \frac{1}{\sqrt{a}} \psi^* \left(\frac{t-\tau}{a} \right) dt \quad (1)$$

其中*表示复共轭。这个公式进行逆傅里叶变换后:

$$C(f(t), \psi_{a,\tau}(t)) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \hat{f}(\omega, t) \sqrt{a} \hat{\psi}^*(a\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (2)$$

其中 $\hat{f}(\omega, t)$ 和 $\hat{\psi}(\omega)$ 为傅里叶变换的信号和小波。

在逆傅里叶变换中的是时间变量平移参数 t 。这表明我们可以通过逆傅里叶变换对其进行连续小波变换, 其中

$$\hat{f}(\omega, t) = \sqrt{\tau \cdot S_{xx}(\omega, t)} e^{i\omega\theta}, \quad \theta \in (0, 2\pi)。$$

对于连续小波变换, 小波函数必须经过精心挑选, 本文使用 Morelet 函数。在进化功率谱密度中给出了圆频率、时间、CWT 系数, 确定计算的尺度范围和位置, 小波系数可以采用 MATLAB 小波工具箱函数 `sacle2freq` 获得。

连续小波变换如下:

$$f(t) = \frac{1}{C_{\psi}} \int_a \int_{\tau} \langle f(t), \psi_{a,\tau}(t) \rangle \psi_{a,\tau}(t) d\tau \frac{1}{a^2} da \quad (3)$$

其中 $C_{\psi} = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{|\hat{\psi}(\omega)|^2}{\psi} d\omega < \infty$ 是可容许条件。

因此, 等效激励 $f(t)$ 可以很容易通过 MATLAB 小波工具箱函数 `icwtft` 构造, 实现了随机激励的能量在时域和频域上的双平稳性。

2.2. 频谱特性关键参数的影响

强震观测表明, 地震发生时, 开始阶段高频成分较强, 后来低频成分逐渐增强, 最后只剩下低频成分, 这是非均匀调制演变的一个典型例子。因此, 本文在等效随机激励生成以后, 考虑其频率分布的非平稳性, 采用非均匀调制函数取 $z(t) = g(t)x(t)$ 对生成的激励进行调制。地震波的加速度峰值会在地震波传播过程中逐渐衰减, 其衰减规律与震级、场地土特性和震中距关系密切。对此, 霍俊荣等人进行了全面、系统的研究, 其主要原理是: 考虑震级和距离的不确定性, 对大量的地震观察数据进行回归分析, 从而获得某一类型场地上地震峰值加速度与震级 M 和震中距 R 的衰减规律, 同时考虑了场地条件, 震级和震中距的影响。并提出了考虑地震动的近场距离饱和与震级饱和特性的地震动水平加速度峰值的衰减关系, 并与实际地震的观察数据资料吻合。本文采用其所得的回归关系^[8]:

$$\lg(\text{PGA}) = C_1 + C_2 M + C_3 M^2 + C_4 \lg(R + e^{C_6 M}) + \varepsilon \quad (4)$$

其中 PGA 为加速度峰值, R 为震级, C_1 、 C_2 、 C_3 、

C_4 、 C_5 、 C_6 为回归常数， ε 为误差。

3. 不规则结构动力仿真分析实例

为了更好地分析结构在多维非平稳随机激励下的动力响应，本文选取一栋平面凹凸不规则、竖向带转换梁的不规则结构，探讨激励的非平稳特性和多维激励对结构的动力响应的影响。该框架-筒体结构为19层，层高3 m，总高度57 m，平面尺寸为70.8 m × 23.4 m，布置如图1所示；中间转换梁尺寸为0.6 m × 3.2 m。ANSYS 建模采用两种单元：BEAM188 单元模拟梁和柱，SHELL63 单元模拟楼板和剪力墙，钢筋混凝土的弹性模量 C40 取 $E = 3.25 \times 10^{10}$ MPa，C30 取 $E = 3.0 \times 10^{10}$ MPa，密度 ρ 统一为 2700 kg/m^3 ，泊松比 $\nu = 0.2$ 。三维有限元模型如图2所示。

通过 ANSYS 计算，得出结构的前五阶振型频率分别为 0.899, 0.928, 1.130, 2.902, 3.810 (单位 Hz)，对应的振型图如图3所示。从前5阶振型可以看出，结果的弹性周期与规范估计值较为吻合，表明计算模型整体上是合理可靠的。由第四阶振型可知，其中间转换梁上部结构比较薄弱，在设计时应该特别予以注意。

非均匀调制函数取 $z(\omega, t) = g(\omega, t)x(t)$ ，其中调

幅函数 $x(t)$ 是一个零均值的正态分布随机过程，本文选用 Clough 和 Penzien 建议的修正过滤白噪声模型，它可以有效的模拟地震低频能量变化。它的自功率谱密度如下：

$$S_{\ddot{x}_g}(\omega) = S_0 \frac{\omega_g^4 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (5)$$

其中， S_0 为谱强度因子， ζ_g 、 ω_g 为地基土的阻尼比和卓越周期。 ζ_f 、 ω_f 两参数的配合可模拟地震低频能量的变化，取 $S_0 = 1$ ， $\zeta_f = \zeta_g$ ， $\omega_f = 0.1 - 0.2\omega_g$ [9]。

调制函数 $g(t)$ 如下：

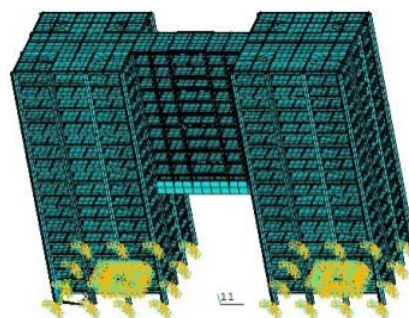


Figure 2. Three-dimensional finite element model
图 2. 三维有限元模型

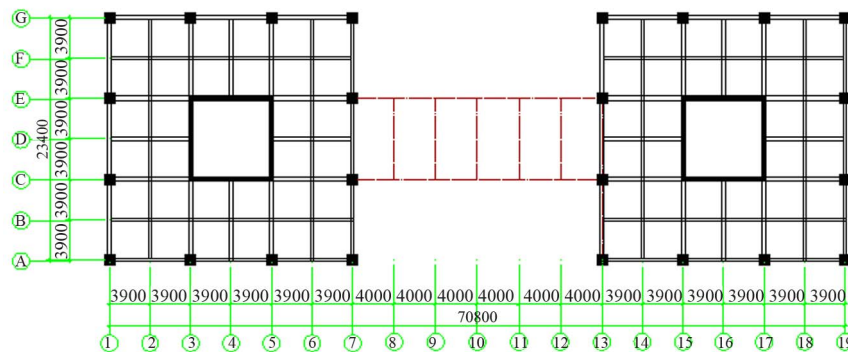


Figure 1. Structural plan of the first floor
图 1. 结构首层平面图 图 2 三维有限元模型

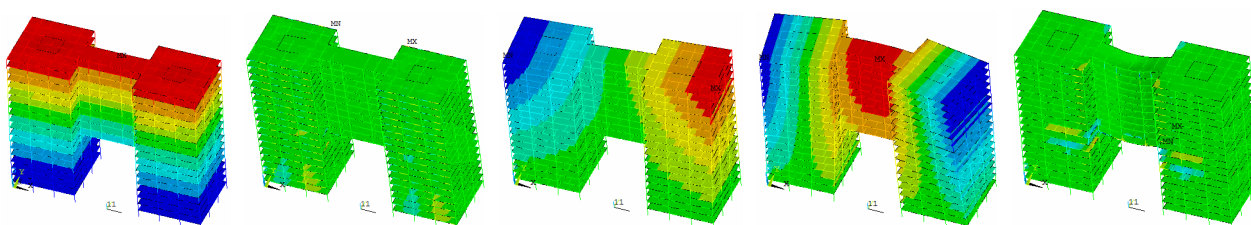


Figure 3. The top five mode shapes of structure
图 3. 结构前 5 阶振型图

$$g(t) = \begin{cases} (t/t_b)^2 & 0 \leq t \leq t_b \\ 1 & t_b \leq t \leq t_c \\ e^{-c_1(t-t_c)} & t \geq t_c \end{cases} \quad (6)$$

其中 $t_b = 0.1 \text{ s}$, $t_c = 8 \text{ s}$, $c_1 = 0.2 \text{ s}$ 。

强震观测表明,地震发生时,开始阶段高频成分较强,后来低频成分逐渐增强,最后剩下低频成分。图3~6分别为调质前后各频率成分随时间的分布情况和等效加速度时程曲线,通过对比可知,调质后的加速度曲线更加符合实际地震波曲线。

结构工况取 $M 6.14$ 级地震,震中距 R 为 10 km ,地质条件为基岩。考虑震级和震中距对其影响。选取霍俊荣回归所得模型 II^[10]:

$$\lg(\text{PGA}) = 0.583 + 0.651M - 1.652 \lg(R + 0.182e^{0.707M}) \quad (7)$$

对于生成的地震波水平加速度峰值进行折算,折算后的加速度峰值为 200 cm/s^2 。根据《建筑抗震设计规范》,当结构采用三向地震波输入时,其加速度最大值通常按 1(水平 1): 0.85(水平 2): 0.65(竖向)的比例调整^[11]。通过 ANSYS 进行加速度时程分析后,模型结构在各种地震波组合作用下结构主体的顶层位移角最大值及最大层间位移角(见表 1),均小于《高层建筑结构混凝土结构技术规程》的限值 1/500 的要求。

对比单维激励和二维激励下结构的动力响应结果可知,两者具有显著的差异。二维激励下结构的顶

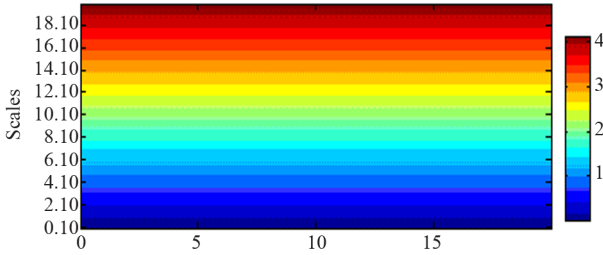


Figure 4. Frequency components on each period of stationary random excitation stationary random excitation
图 4. 平稳随机激励各时段频率成分图

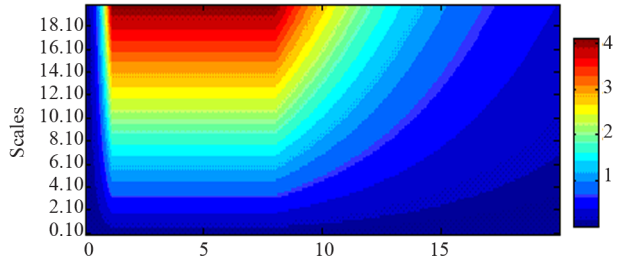


Figure 6. Frequency components on each period of non-stationary random excitation stationary random excitation
图 6. 非平稳随机激励各时段频率成分图

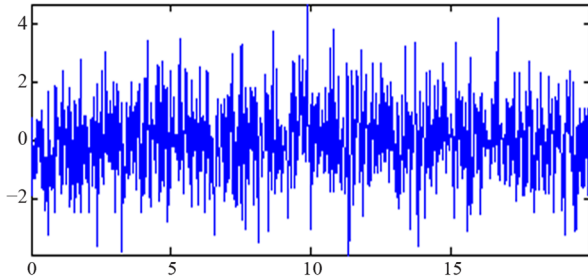


Figure 5. Acceleration time-history curve of stationary random excitation stationary random excitation
图 5. 平稳随机激励加速度时程曲线

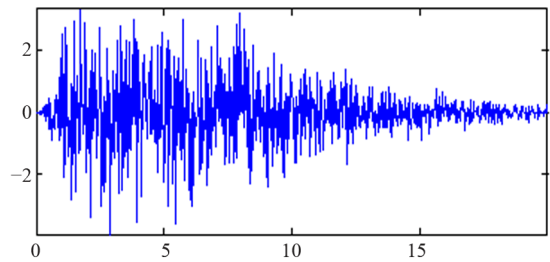


Figure 7. Acceleration time-history curve of non-stationary random excitation stationary random excitation
图 7. 非平稳随机激励加速度时程曲线

Table 1. The maximum inter-story drift of structure under different excitations (m)
表 1. 不同激励下结构的层间位移角

激励方向	最大层间位移角		顶层最大位移			顶层位移角	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	Z 向	X 向	Y 向
X	1/654	1/2256	0.0708	0.0001	0.0053	1/805	1/570000
Y	1/2857	1/529	0.0043	0.0840	0.0053	1/13256	1/842
XY	-	-	0.0718	0.0714	0.0053	1/794	1/790
XYZ	-	-	0.0719	0.0714	0.0054	1/793	1/790

层最大位移比单维激励要大很多,因此在结构设计中必须考虑二维激励的影响。对比二维激励(X、Y方向)和三维激励(X、Y、Z方向)下结构的动力响应结果可知,三维激励下结构的顶层最大位移略大,但二者差异并不显著,结构设计中可酌情考虑。

图8为XY方向平稳激励下结构顶层X向的位移时程曲线,其最大位移为0.0763 m,图9为XY方向非平稳激励下结构顶层X向的位移时程曲线,其最大位移为0.0718 m。由两图对比可以,平稳激励下结构顶层最大位移略大。观察图8与图9的时程曲线发现:非平稳激励下的结构动力响应曲线更加符合实际情况。

图10为震中距R = 15 km时,单维激励下结构的地震响应,其顶层最大位移为0.0372 m,图11为震中距R = 10 km时单维激励下结构的地震响应,其顶层最大位移为0.0708 m,二者有显著差异,说明同一次地震作用下,震中距对结构地震响应具有重要影响。

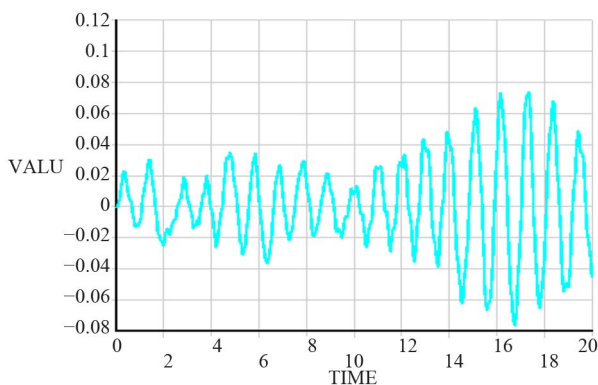


Figure 8. Top floor displacement time history curve under stationary random excitation
图8. 平稳激励下的结构顶层位移时程曲线图

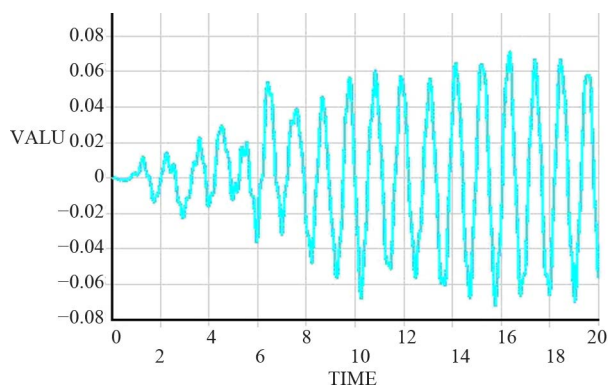


Figure 9. Top floor displacement time history curve under non-stationary random excitation
图9. 非平稳激励下的结构顶层位移时程曲线

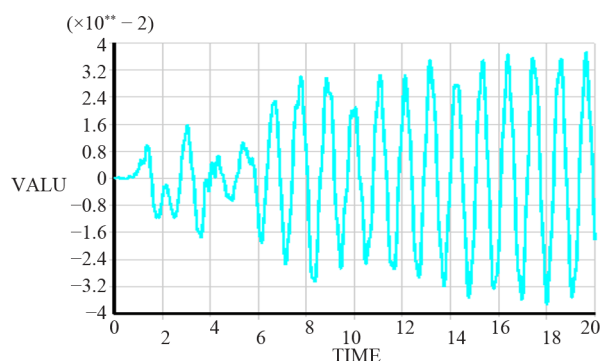


Figure 10. Top floor displacement time history curve (R = 15 km)
图10. R = 15 km 下结构顶层位移时程曲线

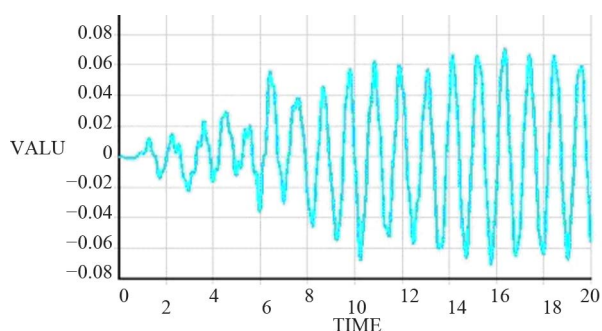


Figure 11. Top floor displacement time history curve (R = 10 km)
图11. R = 10 km 下结构顶层位移时程曲线

4. 结论

本文基于等效激励法原理,应用连续小波变换理论,构造了多维等效非平稳演变随机地震激励,实现了随机激励的能量在时域和频域上的非平稳性,并考虑了场地特性、震中距、震级等因素的影响,更真实地模拟实际地震动特性。对一个典型的不规则结构进行了数值仿真分析,探讨了多维激励和激励的非平稳特性对结构动力响应的影响,结果表明多维激励、震中距等因素不可忽略;非平稳激励能更真实地反映地震波特性。

参考文献 (References)

- [1] 钱江, 宣伟慧, 周颖等 (2012) 带高位转换层超限高层结构抗震性能数值模拟分析. *力学季刊*, **3**, 427-435.
- [2] 易方民, 高小旺等 (2001) 高层建筑钢结构在多维地震动输入作用下的反应. 国家自然科学基金重大项目(59895410-3)专题年度报告.
- [3] Hongjin, K. and Hojjat, A. (2005) Hybrid control of irregular steel highrise building structures under seismic excitations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **63**, 1757-1774.
- [4] 李宏男 (2006) 结构多维抗震理论. 科学出版社, 北京.

- [5] 林家浩, 张亚辉 (2004) 随机振动的虚拟激励法. 科学出版社, 北京, 60.
- [6] 孙作玉, 王晖 (2010) 结构振动分析的等效激励法. *工程力学*, **S1**, 20-22.
- [7] Sun, Z.Y., Wang, H., Fang, M.S., et al. (2013) Random vibration of a Cable-Stayed Bridge under Multi-Dimensional Seismic Excitations. *Materials Processing and Manufacturing III*, 753-755, 1119-1123.
- [8] 霍俊荣, 胡聿贤 (1992) 地震动峰值参数衰减规律的研究. *地震工程与工程震动*, 1992, **2**, 1-11.
- [9] 薛素铎, 王雪生, 曹资 (2003) 基于新抗震规范的地震动随机模型参数研究. *土木工程学报*, **5**, 5-10.
- [10] 霍俊荣 (1989) 近场强地面运动衰减规律的研究. 中国地震局工程力学研究所.
- [11] GB 50011-2001 (2001) 建筑抗震设计规范. 中国建筑工业出版社, 北京, 2.