

# 考虑强地面运动持时影响的概率地震需求模型<sup>\*</sup>

陈 亮, 李建中, 盛光祖

(同济大学 桥梁工程系, 上海 200092)

摘要: 选择合理的持时衰减关系, 利用 Monte Carlo 方法, 抽取持时样本, 根据震级  $M$ 、震中距  $R$  和局部场地土壤条件  $S$  以及持时样本, 选择符合条件的实际地震波记录, 并进行合理的调值, 对一座钢筋混凝土桥墩进行了非线性动力时程分析。对比强地面运动持时与能量需求参数和累积破坏参数的相关性, 发现: 幅值、频谱和持时对能量需求参数和累积破坏参数的影响是强烈耦合的, 且强地面运动持时对两者的影响比较显著; 在选择结构第一模态周期谱加速度和合理的能量需求参数, 并分别作为地面运动强度参数  $M$  和 EDP 建立概率地震需求模型时, 要考虑持时的影响。

关键词: 强地面运动; 持时; 基于性能的地震工程; RC 桥墩; 概率地震需求模型

中图分类号: U442.5+5 文献标志码: 文章编号: 1000-0666(2009)01-0056-06

## 0 前言

在基于性能的地震工程方法学中, 概率地震需求模型是至关重要的一个部分, 它定义了地面运动强度参数  $M$  与结构特定的工程需求参数 EDP 之间的关系。在概率意义上, 概率地震需求模型提供了在给定  $M$  的条件下, EDP 超越某一特定值的概率, 利用全概率定理 (Kevin 和 Bozidar, 2002) 可以表示为

$$V_{EDP}(y) = \int_M G_{EDP}(y|M(x)) dM(x), \quad (1)$$

其中,  $G(y)$  表示超越概率。

影响 EDP 的不确定性因素很多, 如强地面运动、钢筋、混凝土材料、阻尼等的变异性, 其中, 强地面运动的变异性对 EDP 的影响最大 (Lee 和 Khalil, 2006)。强地面运动的特性可通过其三要素来描述, 即幅值、频谱和持时, 其中, 持时对于 EDP 的影响已引起广泛的关注。

在地震作用下, 桥墩是钢筋混凝土桥梁最易损的构件之一, 因此, 本文研究强地面运动持时对钢筋混凝土单墩地震需求的影响, 并对在选择合理的表征能量的 EDP 建立概率地震需求模型时, 如何考虑持时的影响进行探讨。

## 1 持时的定义

强地面运动的持时决定了输入到结构中的能量比例。结构在经历非线性变形时, 强地面运动中显著部分的持时会影响到结构的最大反应, 而且长持时会引起结构更大的刚度和强度退化。因此, 在所有的结构线性和非线性分析中都应考虑持时的影响。

Arias 强度  $A$  反映了强地面运动的能量大小, 可以定义为

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^T \ddot{a}_g(t) dt \quad (2)$$

其中,  $T$  为加速度时程的总时间

式 (2) 还显示出  $A$  与结构反应之间的关系, 特别是对具有刚度和强度退化特征的结构, 如圬工结构 (Julian, 2004)。因此, Trifunac 和 Brady (1975) 以及 Dobry 等 (1978) 提出将显著持时  $D_s$  定义为  $A$  由 5% 增加到 95% 所需要的时间。

本文主要讨论显著持时对于建立概率地震需求模型的影响。同时, 考虑另两种典型的持时, 即一致持时  $D_u$  (Saman 和 Casey, 1990) 和括号持时  $D_b$  (Boijt, 1973), 定义二者的加速度下限值为峰值地面运动加速度  $PGA$  的 5%。

\* 收稿日期: 2007-12-24

基金项目: 国家自然科学基金项目 (50578118) 资助

2 结构模型

本研究采用的钢筋混凝土桥墩高 10 m，直径 1.6 m，采用螺旋箍筋。第一模态周期为 1.0 s，将桥墩简化为单质点模型，其墩顶质量为 750 t，墩底固结。

桥墩模型的建立以及非线性动力时程分析采用美国加州大学伯克利分校开发的有限元程序 OpenSees 完成。结构的非线性有限元模型考虑了几何非线性（P-Δ 效应）和材料非线性。桥墩采用基于位移的非线性梁柱单元，截面采用纤维单元进行离散，未约束混凝土的本构关系采用 Kent-Scott-Parke 模型，约束混凝土的本构关系采用 Mander 模型，钢筋的本构关系采用 Menegotto-Pinto 模型，并考虑 Bauschinger 效应。桥墩的具体模型、简化模型见图 1。

图 1 展示了桥墩的具体模型 (a) 和简化模型 (b)。具体模型 (a) 显示了一个高度为 10m 的桥墩，墩顶宽度为 1.6m，墩身由多个矩形截面组成。简化模型 (b) 显示了一个单质点模型，墩顶为一个质量块，直径为 28φ32mm，墩底固结，高度为 10m。

3 强地面运动记录的选择

首先，选择显著持时  $D_s$  的衰减关系（Jongwon 和 Russell 2007）来预计桥梁所在场地的显著持时：

$$\ln D_s = \ln \left\{ 2.50 + 4.21 \exp(M-6) + 0.14R + \left[ -0.98 - 0.45(M-6) - 0.0071R \right] \right\},$$
$$\sigma = 0.49. \tag{3}$$

式中， $M$  为震级， $R$  为震中距， $S$  表征土壤条件（岩石场地  $S=0$ ，硬土地场  $S=1$ ）。

桥梁工程场地属中硬土地场，震中距 60 km，主要地震事件（Hansen 和 Frankel 2001）的震级为 7.0。由于衰减关系假定显著持时  $D_s$  服从对数正态分布，根据式（3）计算结果，对持时样本进行抽样，样本容量为 10。

大量研究（Trifunach 和 Brady 1975；Doherty 等，1978；Lee 2002；Wang 2002；Shoji 等，2005）表明，远场地震的地面运动持时主要与震级  $M$ 、震中距  $R$  和局部场地条件  $S$  有关。在选择地面运动时，采用 30 m 表层土的平均剪切波速  $V_{30}$  来量化局部场地条件，尽量将  $M$ 、 $R$  和  $S$  限制在一个较小的范围内，以减小持时的离散度。所选记录的  $M=6.8 \sim 7.2$ ， $R=50 \sim 70$  km， $V_{30}=360 \sim 750$  m/s，即美国地质调查局（USGS）的 B 类场地和美国国家地震减灾计划（NEHRP）的 C 类场地，共分为 2 个库（Bin），每个库有 10 个记录。对于 Bin<sub>1</sub>，根据  $M$ 、 $R$  和  $S$  以及持时样本，从美国太平洋地震工程研究中心（PEER）强震数据库（<http://peer.berkeley.edu/NGA>）选择 10 个强地面运动记录（表 1），对于所选记录显著持时的对数利用 Shapiro-Wilk 正态性检验，可以证明服从正态分布，且均值和方差与衰减关系的计算值在 95% 的置信区间下是相等的。对于 Bin<sub>2</sub>，只根据  $M$ 、 $R$  和  $S$  来选择 10 个记录（表 1），不考虑显著持时的概率分布。Bin<sub>1</sub> 和 Bin<sub>2</sub> 所有记录的统计分析以及反应谱和几何平均值谱分别见图 2 和表 2。

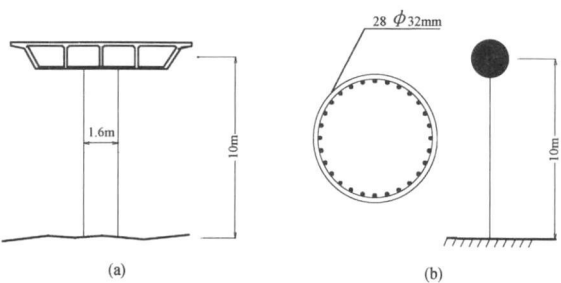


图 1 桥墩的具体模型 (a) 和简化模型 (b)

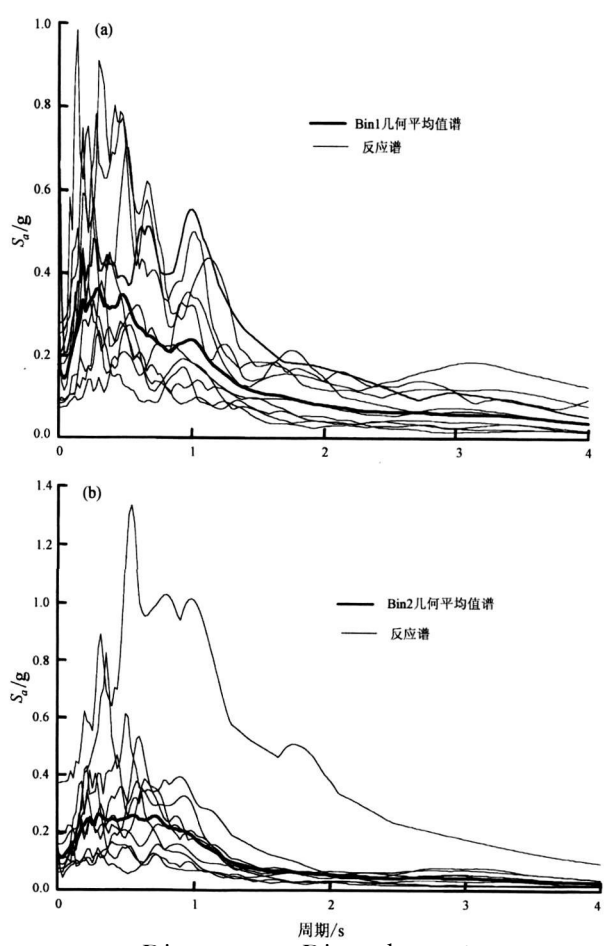


图 2 Bin<sub>1</sub> (a) 和 Bin<sub>2</sub> (b) 地震波记录的反应谱和几何平均值谱

表 1 B<sub>in1</sub>和 B<sub>in2</sub>的地震波记录

B <sub>in1</sub> 的地震波记录			B <sub>in2</sub> 的地震波记录		
序号	地震事件	台站名	序号	地震事件	台站名
1	Imperial Valley-01	Brenza 000	1	Loma Prieta	Apeel7—Puerto 000
2	Loma Prieta	APEEL 10—Skylines 090	2	Loma Prieta	Benmont Envirotech 345
3	Loma Prieta	Calaveras Reservoir 090	3	Loma Prieta	Benmont Envirotech 075
4	Loma Prieta	Hollister—South & Pine 090	4	Loma Prieta	Calaveras Reservoir 180
5	Loma Prieta	Palo Alto—SIAC Lab 270	5	Loma Prieta	Hollister Sago Vault 270
6	Loma Prieta	Palo Alto—SIAC Lab 360	6	Loma Prieta	Hollister Sago Vault 360
7	Loma Prieta	SAGO South—Surface 261	7	Loma Prieta	Hollister South & Pine 000
8	Loma Prieta	Stanford Park Garage 360	8	Loma Prieta	Lower Crystal Springs Dam Channel 090
9	Loma Prieta	Sunol—Forest Fire Station 090	9	Loma Prieta	Sago South Surface 261
10	Loma Prieta	Woodside 090	10	Hector Mine	Joshua Tree—Fire 360

表 2 所选地震波的持时统计分析

所选地震波	统计分析	一致持时 / s	括号持时 / s	显著持时 / s
B <sub>in1</sub>	几何平均值	14.79	29.01	14.12
	离散度	0.54	0.25	0.24
B <sub>in2</sub>	几何平均值	15.65	32.37	13.91
	离散度	0.30	0.15	0.22

4 EDP的选择

选择结构第一模态周期的弹性谱加速度（5%阻尼比） $S_a(T_1)$ 作为地面运动强度参数，选择两个 EDP作为研究对象，即标准化的滞回能量和 Park-Ang破坏指数，其定义如下：

（1）标准化的滞回能量（能量需求参数）（Shom等，1998）为在所有循环中吸收的总滞回能量除以两倍的屈服应变能量，其值为

$$NHE = \frac{\sum_{i=1}^N \left( \oint R_u d\psi \right)}{R_y \psi_y} \tag{4}$$

其中， $R_y$ 为纵向钢筋首次屈服时的墩底剪力， $\psi_y$ 为纵向钢筋首次屈服时的墩顶位移， $N$ 为地震波作用下反应循环的次数， $R_u$ 为墩底剪力的时程， $\oint$ 循环积分代表在每个反应循环中力—位移曲线下的面积。

（2）Park-Ang破坏指数（累积破坏参数）DI（Park和Ang 1998）为标准化位移与 NHE的线性组合，其值为

$$DI = \frac{|u_{max}|}{u_{ult}} + \beta \cdot \frac{HE}{R_y u_{yk}} \tag{5}$$

其中， $\beta$ 取 0.15， $u_{ult}$ 为核心混凝土破碎时的墩顶位移，HE为在所有反应循环中吸收的总滞回能量， $|u_{max}|$ 为墩顶的最大绝对位移，H为墩高。

5 结果与讨论

在所有的统计分析中，采用几何平均值作为 M和 EDP的最佳估计值，采用数据自然对数的标准差来衡量离散度（Benjamin和 Cornell 1970）。

5.1 持时对能量需求参数的影响分析  
地震波计算结果的具体统计分析见表 3。

表 3 地震波计算结果的统计分析

所选地震波	$S_a(T_1) / g$	统计分析	NHE	DI
B <sub>in1</sub>	1.0	几何平均值	13.15	0.51
		离散度	0.75	0.62
	2.0	几何平均值	33.60	1.20
		离散度	0.52	0.40
B <sub>in2</sub>	1.0	几何平均值	11.33	0.40
		离散度	0.84	0.69
	2.0	几何平均值	43.57	1.20
		离散度	0.62	0.48

由表 3可知，在 M相同的情况下，随着持时的增加，DI有一定的增加，而 NHE的增加明显。DI增加较小是因为极限位移  $u_{ult}$ 较大，在 M不是

很大 (如 1.0 g) 的情况下, 式 (5) 右侧两项比值对墩顶最大位移和总滞回耗能的变化不敏感, 但当  $M$  增大 (如 2.0 g) 时,  $D$  随持时的增加会渐渐显著。随着  $M$  的增大, 可能会出现位移项在  $D$  中所占的比重增加而能量项所占的比重减小的情况, 这也会使  $D$  与持时之间的相关性逐渐减小。

对于两个  $B_i$  的地震波, 两个 EDP 计算结果的离散度均较大, 这主要是由所选地震波频谱和持时的离散度较大引起的。而且, 两个 EDP 在  $M$  为 2.0 时的离散度都明显小于  $M$  为 1.0 时的离散度。这一方面是因为当  $M$  为 2.0 时, 有更多的地震记录因结构倒塌而因其结果被排除在统计分析之外; 另一方面是因为随着幅值的增大, 在高非线性情况下, 持时越长则结构进入非线性的程度就越高, 结构第一模态周期就越长。由图 2 可知, 地震动反应谱放大系数随着谱形下降而减小, 在反应谱下降段减小最明显, 故离散度最大; 当进入长周期平稳段时, 放大系数的减小已不显著, 故离散度也随之减小。综上所述, 幅值、频谱与持时对能量需求参数 NHE 和累积破坏参数  $D$  的影响是强烈耦合的, 且强地面运动持时对二者的估计影响显著。

对表 3 分析还可知, 在  $M$  相同的条件下, 对比两个  $B_i$  的计算结果, 几何平均值和离散度的差异随着幅值 (如  $S_a(T_1)$ ) 的增加而增加, 而且, 考虑持时的影响可以有效地减小对结构地震需求估计的离散度。因此, 持时对于桥梁结构地震需求的估计特别是对能量需求参数和累积破坏参数的估计影响显著。

在增量动力分析过程中, 在  $M=1.0$  时已经有部分长持时的地震波使结构倒塌。当  $M$  增加到 2.0 时, 更多长持时的地震波使结构倒塌。因此, 持时对结构非弹性反应的累积影响是不容忽视的, 特别是在结构接近倒塌的情况下。在历次大地震中, 曾经出现过离主震较近的余震产生的破坏比主震要大得多, 这也是强地面运动持时对结构破坏影响的一个证明。

## 5.2 考虑持时影响的概率地震需求模型

结构构件的试验研究一般认为, 采用累积破坏参数  $D$  和能量参数 EDP 来概率估计结构地震需求和能力更为合理, 它们能够对可能的破坏水平提供更好的指示作用 (Krawinkler 和 Zohrei 1983; Mander 等, 1994; Chajal 等, 1995; ElBahy 等,

1999), 这就暗示了它们与强地面运动持时相关。通过两个  $B_i$  所有记录的增量动力分析发现, 持时对于能量需求参数的影响比较显著, 二者的相关性基本上随着幅值的增加而增加 (图 3), 且显著持时与能量需求参数的关系更密切。

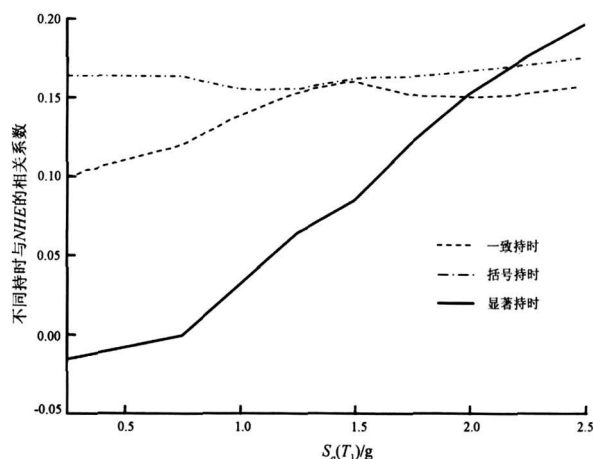


图 3 不同持时与 NHE 随幅值增加时的相关性

由于持时不具有可调值性, 在地震工程方法学中, 可以将  $S_a(T_1)$  作为  $M$  同时考虑持时的影响, 选择表征能量的需求参数作为 EDP (如 NHE 或  $D$ ) 建立概率地震需求模型。但从以上分析可知, 在地震强度不大的情况下, 特别是对于延性较大的构件,  $D$  的变化对持时并不敏感, 而且随着  $M$  的增大,  $D$  与持时的相关性有可能逐渐减小, 故选择 NHE 作为 EDP 来定义概率地震需求模型更为合理。

在建立概率地震需求模型的过程中, 对持时的考虑可以通过地震波的选取来实现。首先根据实际工程问题, 选择合理的持时定义, 然后选取与工程场地条件相符合的持时衰减关系, 利用该地区或场地条件相近地区已有的地震记录对持时衰减关系进行回归分析并加以修正, 从而得到工程场地强地面运动持时的对数的均值和方差 (胡聿贤, 2006)。由于不同的持时衰减关系均假定持时服从对数正态分布, 故可以利用 Monte Carlo 方法, 抽取持时样本, 然后根据工程场地所在地区主要地震事件的震级  $M$ 、震中距  $R$  和局部场地条件  $S$  以及持时样本, 在已有的强震数据库中选择符合条件的实际地震记录。

如果满足条件的实际地震记录过少, 也可以根据持时样本, 利用美国加州大学伯克利分校开发的 SMQKE-1 程序, 生成与工程场地设计反应谱

相匹配的人工波。

利用上述方法选择或生成的地震记录对桥梁结构通过动力分析建立的概率地震需求模型，可以考虑工程场地强地面运动持时对于结构地震需求估计的影响。

在建立概率地震需求模型时，一般假定  $M$  服从对数正态分布。同时，为了得到式（1）的闭合解，在给定  $M$  的条件下，假定 EDP 服从对数正态分布。因此，EDP 的中位数与  $M$  在对数空间上可以拟合为直线关系（Comell 等，2002），表达式为

$$\ln(\hat{NHE}) = A + B \ln[S_a(T)] \tag{6}$$

其中， $\hat{NHE}$  为在给定  $M$  条件下  $NHE$  的几何平均值。

将两个 Bin 的实际地震记录在不同  $S_a(T)$  水平时分析结果的中位数  $\hat{NHE}$  利用最小二乘法进行回归分析，在对数坐标系中对  $S_a(T) - \hat{NHE}$  分别进行直线拟合（图 4），再结合概率地震危险性分析所得到的  $S_a(T)$  的超越概率曲线，利用式（1）可得到  $NHE$  的超越概率曲线，即概率地震需求模型。

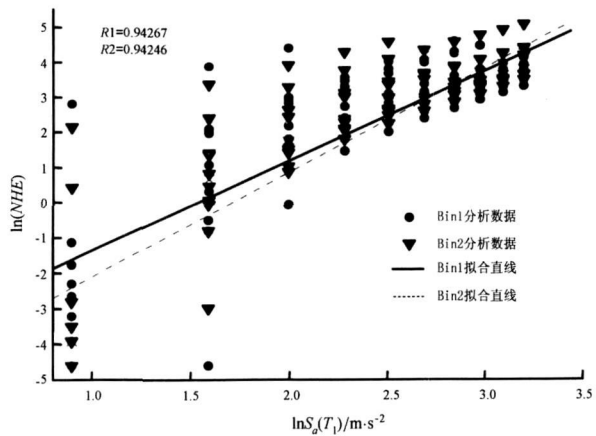


图 4  $S_a(T)$  和  $\hat{NHE}$  在对数坐标系下的直线拟合结果

6 结 论

（1）幅值、频谱与持时对桥梁结构的地震需求特别是对能量需求参数和累积破坏参数的影响是强烈耦合的，且强地面运动持时对二者的影响显著。

（2）考虑持时的影响可以有效地减小对于桥

梁结构地震需求估计的离散度。

（3）采用能量需求参数作为 EDP 能够对结构可能的破坏水平提供更好的指示作用，但在建立相应的概率地震需求模型时，应该考虑持时的影响，特别是在预计会发生大幅值、长持时地震的地区，对具有强度和刚度退化特征的结构，持时的影响是不容忽视的。这说明了在建立概率地震需求模型时，要考虑持时的影响，因此要合理选择地震波记录，从而更准确地估计桥梁结构的地震需求和能力。

参考文献:

胡聿贤. 2006 地震工程学（第 2 版）[M]. 北京：地震出版社.  
Benjamin JR, Cornell CA. 1970. Probability statistics and decision for civil engineers [M]. New York: McGraw-Hill Inc.  
Bolt BA. 1973. Duration of strong ground motion [C] // Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering. Rome: 1304-1313.  
Chai TH, Ronstad KM, Bird SM. 1995. Energy based linear damage model for high intensity seismic loading [J]. Structural Engineering 121 (5): 857-864.  
Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RQ, et al. 2002. Probabilistic basis for 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines [J]. Journal of Structural Engineering 128 (4): 526-533.  
Dobry R, Hriiss IM, Ng E. 1978. Duration characteristics of horizontal components of strong motion earthquake records [J]. BSSA 68 (5): 1487-1520.  
El-Bahy A, Kunnath SK, Stone W C, et al. 1999. Cumulative seismic damage of circular bridge columns: benchmark and low cycle fatigue tests [J]. ACI Struct J 96 (4): 633-641.  
Hamlen S, Frankel A. 2001. Geographical deaggregation of seismic hazard in the United States [J]. BSSA 91 (1): 13-26.  
Jongwon L, Russell A G. 2007. Empirical Strong Motion Duration Relationships for the Central/Eastern US [C] // SSA 2007 Eastern Annual Meeting.  
Julian JB, Guido M, Jonathan H, et al. 2004. The influence of strong motion duration on the seismic response of masonry structures [J]. Bulletin of Earthquake Engineering 2 1-26.  
Kevin M, Bozidar S. Optimal Probabilistic Seismic Demand Models For Typical Highway Overpass Bridges [C] // 12th European Conference on Earthquake Engineering 467.  
Krawinkler H, Zohrei M. 1983. Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions [J]. Comput Struct 16 (1-4): 531-541.  
Lee TH, Khalid M, Mosalam. 2006. Probabilistic Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Structural Components and Systems [R]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.  
Lee V W. 2002. Empirical scaling of strong earthquake ground motion. part

- ii duration of strong motion [ J. ]. Journal of Earthquake Technology 39 (4): 255—271.
- Mander JB, Panthaki F D, Kasakmati A. 1994. Low cycle fatigue behavior of reinforcing steel [ J. ]. J Mater Civil Eng ASCE 6 (4): 453—468.
- Park Y J, Ang A H S. 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [ J. ]. Journal of Structural Division ASCE 111 (4): 722—739.
- PEER Strong Ground Motion Database [ DB/OL ]. PEER 2007—05—16. (2007—05—16). [ 2007. 11. 12 ]. <http://peer.berkeley.edu/NGA>
- Samal S K, Casey B J. 1990. Duration of strong motion in earthquake [ C ]. // Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering Tokyo Japan 10A: 174—179.
- Shoji Y, Tanii K, Kamayama M. 2005. A study on the duration and amplitude characteristics of earthquake ground motions [ J. ]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25: 505—512.
- Shome N, Cornell C A, Bazzurro P, et al. 1998. Earthquakes records and nonlinear responses [ J. ]. Earthquake Spectral 14 (3): 469—500.
- Trifunac M D, Brady A G. 1975. A study on the duration of strong earthquake ground motion [ J. ]. BSSA 65 (3): 581—626.
- Wang G Q, Zhou X Y, Zhang P Z, et al. 2002. Characteristics of amplitude and duration of far near fault strong ground motion from the 1999 Chi-Chi Taiwan Earthquake [ J. ]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 22: 73—96.

## Probabilistic Seismic Demand Model Considering the Effect of Duration of Strong Ground Motion

CHEN Liang LI Jianzhong SHENG Guangzu

(Department of Bridge Engineering of Tongji University Shanghai 200092 China)

### Abstract

Probabilistic seismic demand model (PSDM) is an important part of the performance-based earthquake engineering methodology which necessitates the probabilistic evaluation of engineering demand parameters (EDP). There is the most significant influence of the variability of strong motions on the probabilistic evaluation of EDP such as the influence of the duration of strong motion. We select reasonable attenuation relationship of duration of strong motion, the samples of duration using Monte Carlo method, the condition-matched earthquake records according to magnitude, epicentral distance, local soil conditions and the samples of duration, and analyze the nonlinear dynamic time history on a RC column using selected records by reasonable scaling. Through comparing the correlation between the duration of ground motion and the energy demand measures and cumulated damage measures, we find that the influences of amplitude, spectral characteristics and duration on two measures above are strongly coupled and the influence of duration on them is significant. Moreover, when the first mode period, spectral acceleration and reasonable energetic demand measures are used to be intensity measure and EDP respectively to build PSDM, the influence of duration should be considered.

**Key words:** strong ground motion; duration; performance-based earthquake engineering; column of RC bridge; Probabilistic seismic demand model