

非线性地震荷载作用下桥梁碰撞的等效位移阻尼法^{*}

穆翠玲¹, 王文俊², Huimin Mu³

(1 中山大学珠海校区基础教学实验中心, 广东 珠海 519082 2 澳门新明辉建筑工程有限公司;
3 University of Missouri Rolla Rolla USA)

摘 要: 地震荷载下桥梁间的相互碰撞是一个复杂的非线性过程。通过对正弦荷载和 10 个地震荷载下的响应分析, 提出了用一个简化的线性计算方法(等效位移阻尼法)来分析这一复杂的碰撞过程。等效位移阻尼法是从最大位移等效的角度, 用一个具有等效位移阻尼比的线性无碰撞体系来简化非线性的桥梁碰撞系统的计算方法。其中的等效位移阻尼比是伸缩缝间距、结构动力特性和地震荷载特性的函数。等效位移阻尼比的设计公式是通过通过对 1 个简单的碰撞体系在 10 个地震荷载下的反应统计分析得出的。并且通过对实桥 A-237R 的有限元分析, 验证了这一公式的准确性和实用性。

关键词: 碰撞; 地震荷载; 等效位移阻尼法

中图分类号: TU311.3 **文献标识码:** A **文章编号:** 0529-6579(2006)05-0042-05

在强烈的地震荷载作用下, 多跨桥梁间由于碰撞作用产生的瞬时强大冲击力会造成桥跨间伸缩缝附近的局部破坏及偶尔的严重损坏。如 1971 年的 Fernald 地震, 桥跨间的碰撞作用造成了许多高架桥的局部损坏; 1989 年的 Loma Prieta 地震, 一个上层人行桥和下层公路桥的碰撞造成了桥墩和桥面板的严重损坏^[1-3]。一般来说, 桥梁间的撞击作用会引起桥梁伸缩缝附近的局部破坏。

至今为止, 多数国家的研究人员和结构工程师仍延用接触单元法和冲击弹力恢复法等非线性分析方法来探讨地震荷载作用下桥梁间的非线性碰撞作用^[4-10]。本人曾于 2001 年探讨过用等效能量阻尼的简化线性方法来分析桥梁间的碰撞作用^[11]。由于水平位移的约束是导致碰撞发生的原因, 碰撞中冲击力的大小随着对水平位移约束的大小而变化, 因此本文从最大位移等效的角度, 提出了等效位移阻尼法的概念, 建立了简化的线性计算模型和计算公式来研究非线性的碰撞问题。与以前的等效能量阻尼法相比较, 等效位移阻尼法反应了碰撞系统的瞬时最大响应, 而等效能量阻尼法反应了碰撞系统的平均响应。

跨质量为 m , 水平刚度为 k 阻尼为 c 桥跨间的伸缩缝间距为 δ 碰撞阻尼为 c_p , 碰撞刚度为 k_p 。在同样的地震荷载作用下, 与此非线性体系具有相同最大位移的等效线性单自由度体系如图 1 (b) 所示: 与原碰撞体系相同的 m , 水平刚度 k 地震荷载 $\ddot{x}_g(t)$, 不同的阻尼系数 c' , 无碰撞体系的约束, 水平方向可自由移动。选择适当的阻尼系数 c' , 可使此两体系具有相同的最大位移。因此这种以碰撞系统最大位移为参数的方法称为等效位移阻尼法, 它反应了系统的瞬时最大响应。

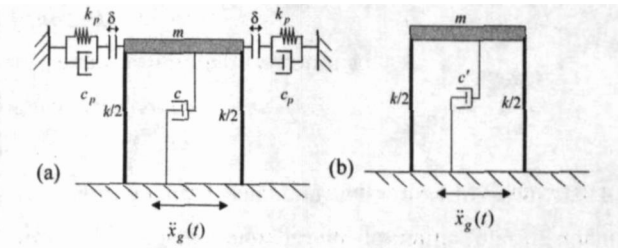


图 1 等效位移阻尼法概念
Fig. 1 Equivalent displacement damping concept
(a) 非线性碰撞体系
(b) 具有等效位移阻尼的线性无碰撞体系

1 等效位移阻尼法

1.1 等效位移阻尼法概念

地震荷载作用下, 一单跨桥梁的碰撞体系可由图 1 (a) 所示的非线性单自由度体系来描述: 桥

1.2 碰撞体系参数的分析

图 1 (a) 所示的碰撞系统由桥跨和碰撞两部分组成。桥跨部分包括桥跨质量 m , 水平刚度 k 和阻尼 c 。碰撞部分包括桥跨间的伸缩缝间距 δ 碰

^{*} 收稿日期: 2006-01-17
作者简介: 穆翠玲 (1971 年生), 女, 工程师; Email: m.cuiling@tom.com
(C)1994-2019 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

撞阻尼 c_p 和碰撞刚度 k_p 。

此系统的运动方程为：

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + p(t) + kx(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

其中 $x(t)$ 为桥跨相对于地面的水平位移， $\ddot{x}_g(t)$ 为地面的加速度， $p(t)$ 为碰撞力。当桥跨的位移超过桥跨间伸缩缝间距 δ 时，碰撞力才产生。其表达式为：

$$p(t) = \begin{cases} 0 & |x(t)| < \delta \\ c_p \cdot \dot{d}(t) + k_p \cdot d(t) & |x(t)| \geq \delta \end{cases} \quad (2)$$

其中：
$$d(t) = \begin{cases} x(t) - \delta & x(t) \geq \delta \\ x(t) + \delta & x(t) \leq -\delta \end{cases} \quad (3)$$

若 c_p 和 k_p 已知，则式 (1) 可通过 Runge kut ta法求解。 k_p 为碰撞时被撞结构的瞬时局部刚度，一般来说其值比较大。 c_p 为碰撞时的能量损耗，其值可由恢复系数来近似确定 (Anagnostopoulos^[4-5])

$$\left. \begin{aligned} c_p &= 2\zeta_p \cdot \sqrt{k_p \cdot m} \\ \zeta_p &= -\ln r / \sqrt{\pi^2 + (\ln r)^2} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中 r 为碰撞材料 (钢筋混凝土) 的恢复系数，且 $0 < r < 1$ ， ζ_p 为碰撞阻尼比。当 $r = 1$ 时，表示碰撞时没有能量损耗，阻尼比 $\zeta_p = 0$ ； $r = 0$ 时，表示碰撞时达到最大的能量损耗，阻尼比 $\zeta_p = 1$ 。通过研

究发现，当 r 的取值在 0 与 1 之间变化时，桥跨的最大位移的变化在 5% 以内，其值随 r 的变化并不敏感。桥跨的最大位移随着碰撞刚度的增加而逐渐趋于一稳定值。一般来说，碰撞刚度 k_p 远远大于桥跨的水平刚度 k ，其具体取值对于桥跨最大位移的影响不大。桥跨两边的桥墩通常被认为是刚性桥墩，所以，简单起见，在下面的分析中，取 $c_p = 0$ ， $k_p = \infty$ 。

1.3 地震特性

为求解公式 (1) 在一般地震荷载作用下的响应，本文采用统计的方法，研究了 5 次地震中 10 个地震荷载下的碰撞反应。地震荷载主要有振幅、主频和频宽这三个特性。这 10 个地震荷载的特性列于表 1 中。其中主频为地震波频谱内的峰值点所对应的频率，振幅为对应于主频的最大加速度，它代表了地震波的强度，频宽定义为频谱内 $1/\sqrt{2}$ 峰值处的两个频率的差值。频宽衡量地震波在主频附近内的频率组成成份，它代表了地震能在频域里的分布。频宽越大，地震能分布越均匀。正弦荷载可被看成是频宽等于零的特殊地震波。这三个特性可由平均法平滑的 FFT 地震曲线得到。这 10 个地震荷载代表了较宽的地震谱。

表 1 输入的地面荷载特性
Tab. 1 Input ground motion characteristics

地震代码	地震名称	最大加速度 g	主频 Hz	频宽 Hz
Elcs00e	1940 El Centro S00E	0.3484	1.75	1.76
Elcs90w	1940 El Centro S90W	0.2142	1.88	2.50
Hachew	1968 Hachinohe EW	0.1866	1.04	1.47
Hachns	1968 Hachinohe NS	0.2296	0.94	3.17
Mexn90w	1985 Mexico City N90W	0.1713	0.49	0.19
Mexs00e	1985 Mexico City S00E	0.1000	0.47	0.19
Miyagew	1978 Miyagikenoki EW	0.1645	2.71	4.46
Miyagns	1978 Miyagikenoki NS	0.1404	1.98	2.50
Pacs16e	1971 Pacoima S16E	1.1707	2.49	4.36
Pacs74w	1971 Pacoima S174W	1.0757	2.34	1.20
Taftn21e	1952 Taft N21E	0.1557	1.39	2.22
Tafts69e	1952 Taft S69E	0.1794	2.28	2.57

1.4 等效位移阻尼公式

在正弦的地震荷载作用下，图 1 (b) 所示的线性系统的最大位移为：

$$x_{max} = \frac{ma}{k} [(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2]^{-\frac{1}{2}} \quad (5)$$

式中 a 为振幅， ma 为正弦荷载的幅值， β 为地震

荷载频率与桥梁自振频率 ω_0 的频率比， ζ 为线性系统的阻尼比。根据等效位移阻尼的概念，对于 $c_p = 0$ 和 $k_p = \infty$ 的弹性碰撞，线性系统的最大位移 x_{max} 等于桥跨伸缩缝间距 δ ，因此等效位移阻尼比 ζ 可表达为伸缩缝间距 δ 的函数：

$$\zeta' = \left\{ \left[\left(\frac{k}{m} \frac{\delta}{a} \right)^{-2} - (1 - \beta^2)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \cdot \beta \quad (6)$$

由此可推导出等效位移阻尼比 ζ' 与图 1 (a) 所示的系统的最大位移 $A_{\max}$ 在碰撞未发生时的关系:

$$\zeta' = \left\{ \left[\left(\frac{\delta}{A_{\max}} \right)^{-2} \cdot \left[(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2 \right] - (1 - \beta^2)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} \cdot \beta \quad (7)$$

由式 (7) 可得, 在正弦荷载下, 等效位移阻尼比 ζ' 是三个参数 (单位化的伸缩缝间距比 $\delta/A_{\max}$, 频率比 β 和桥跨的阻尼比 ζ) 的非线性函数, 并随着 $\delta/A_{\max}$ 的增加而非线性减小并渐趋于稳定, 且在互倒的两个频率比下的取值相等。并且在非共振的情况下, 结构阻尼比 ζ 对 ζ' 的影响较小, 因此可不考虑 ζ 的变化。

以上对于等效位移阻尼比 ζ' 的分析, 虽然是在正弦地震荷载的作用下得到, 但它却揭示了在一般地震荷载作用下影响 ζ' 的主要参数及其变化规律。

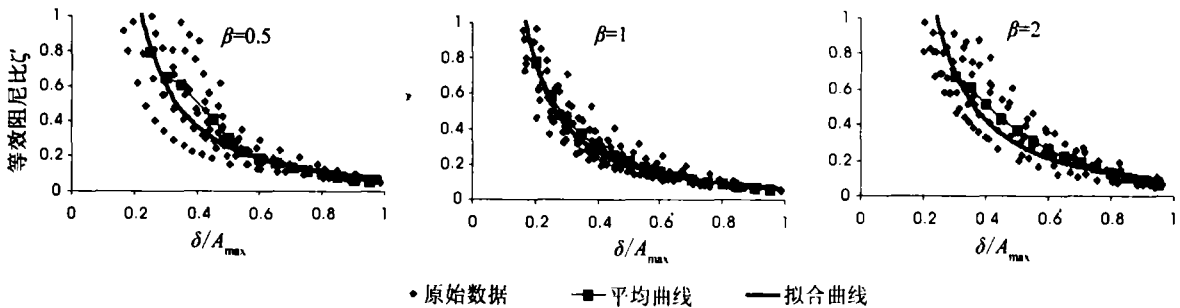


图 2 等效阻尼变化曲线

Fig 2 Equivalent damping ratio vs. gap width ratio

2 等效位移阻尼公式在桥 A-237R 中的应用

同文献 [8] 中的方法类似, 本文通过对实桥 A-237R 的分析验证了等效位移阻尼公式的准确性和实用性。桥 A-237R 是位于美国密苏里州高速公路 60 上的一座 3 跨连续钢桥, 共有 4 条 20° 倾斜度的车道。桥跨架在 2 个钢筋混凝土桥墩和 2 个滑动支座支撑的桥台上。桥跨与两侧桥台之间的伸缩缝为 7.62 m。在强烈的地震荷载作用下, 当桥跨的位移超过伸缩缝的间距时, 桥面板与桥台将发生碰撞。本文共建立了 2 个模型来验证等效位移阻尼公式的准确性。模型 1 是用较全面的有限单元模型来模拟整个的桥梁系统, 包括非线性基础、上部结构、下部结构和伸缩缝。模型 1 代表了最复杂的桥梁系统, 模拟了桥梁的碰撞响应和基础的非线性。其结果作为验证等效位移阻尼公式有效性的基准。

本文研究了图 1 (a) 所示的碰撞体系在 10 个地震荷载作用下, 其频率比 $\beta = 0.5$ 、1.0 和 2.0 时, ζ' 随着 $\delta/A_{\max}$ 的变化 (图 2)。由图 2 可知, 与正弦地震荷载计算结果不同的是, $\beta = 0.5$ 与 $\beta = 2.0$ 时的 ζ' 值稍有差异。这是由于在地震波中, 频率比 β 仅代表主频与结构自振频率的关系, 而地震波中除主频以外的其它频率成份则造成了它们的差异。 ζ' 在这些地震荷载作用下的拟合曲线如图 2 所示。根据正弦荷载下对 ζ' 的研究, 其拟合曲线选用了变量 $\delta/A_{\max}$ 的指数函数, 其表达式如下, 其它 β 值的取值可由线性内差法得到。

$$\zeta' = 0.0767 \cdot \left(\frac{\delta}{A_{\max}} \right)^{-1.71}, \quad \beta = 0.5 \quad (8)$$

$$\zeta' = 0.0671 \cdot \left(\frac{\delta}{A_{\max}} \right)^{-1.52}, \quad \beta = 1.0 \quad (9)$$

$$\zeta' = 0.0899 \cdot \left(\frac{\delta}{A_{\max}} \right)^{-1.71}, \quad \beta = 2.0 \quad (10)$$

模型 2 与模型 1 相似, 但是没有伸缩缝并用由等效位移阻尼公式推导出的阻尼作为结构的阻尼。模型 2 是用来验证等效位移阻尼公式的实用性和准确性。

2.1 有限元模型

运用 SAP2000 有限元软件建立了桥梁 A-237R 的有限单元模型, 如图 3 所示。桥梁的混凝土桥面板采用板壳元模拟, 其它结构成分 (如主梁、横隔板和桥墩) 用杆件元来模拟。其中用刚度较大的弹簧模拟桥台和其后填土的水平刚度。非线性基础由一系列弹簧和阻尼器来模拟桥墩和周围土的特性。

2.2 输入的地震荷载

当地的地震工作者提供了两个 50 年内概率为 10% 的地震波。其主要特性列于表 2 中。其中 SF100103 地震荷载代表了震级为 6.2 的近震波, SF100203 代表了震级为 7.2 的远震波。

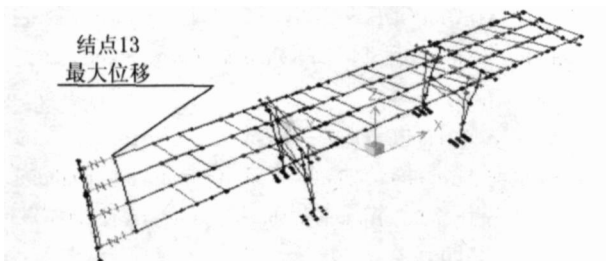


图 3 有限元模型

Fig. 3 3-D finite element model of Bridge A - 237R

表 2 输入的地震荷载特性

Tab. 2 Characteristics of input ground motion			
地震名称	最大加速度 /g	主频 Hz	频宽 Hz
SF 100 103	0.1268	1.7455	0.4760
SF 100 203	0.1719	1.5258	0.5005

表 3 地震荷载和桥梁的特性

Tab. 3 Earthquake and structure characteristics							
地震名称	振幅放大倍数	最大加速度 /g	主频 Hz	频宽 Hz	最大位移 A_{max} /m	桥梁自振率 Hz	伸缩缝间距 δ /m
SF100103a	5	0.6340	1.7455	0.4760	0.0906	0.8900	0.0762
SF100103b	7	0.8876	1.7455	0.4760	0.1268	0.8900	0.0762
SF100203a	2	0.3438	1.5258	0.5005	0.0922	0.8900	0.0762
SF100203b	4	0.6876	1.5258	0.5005	0.1844	0.8900	0.0762

表 4 桥梁的动力反应

Tab. 4 Bridge responses under the input earthquakes							
地震名称	模型类型	最大位移 /m	有无碰撞约束	阻尼比		δA_{max}	$\beta = \frac{\omega}{\omega_0}$
				结构阻尼比	等效位移阻尼比		
SF100103a	1	0.0762	有	0.05	0.11	0.84	1.96
	2	0.0813	无				
SF100103b	1	0.0762	有	0.05	0.26	0.60	1.96
	2	0.0787	无				
SF100203a	1	0.0762	有	0.05	0.10	0.83	1.71
	2	0.0813	无				
SF100203b	1	0.0762	有	0.05	0.45	0.41	1.71
	2	0.0889	无				

3 结 论

等效位移阻尼法是用线性方法来简化非线性的桥梁碰撞系统的计算方法。等效位移阻尼比是伸缩缝间距、结构动力特性和地震荷载特性的函数。与等效能量阻尼法不同之处在于，等效位移阻尼法反应了桥梁碰撞体系的瞬时最大响应（位移），而等

3.3 桥梁的动力响应

为计算碰撞作用下桥梁的动力响应，将地震荷载 SF100103 分别放大 5 倍（SF100103a）和 7 倍（SF100203）作为输入的地震荷载。将地震荷载 SF100203 分别放大 2 倍（SF100203a）和 4 倍（SF100203b）作为输入的地震荷载。输入的地震荷载特性和桥梁无碰撞时的特性列于表 3 中。

在输入的地震荷载作用下，由于桥梁无约束的最大位移 A_{max} 大于伸缩缝间距 δ 在纵向桥台的约束下，桥跨与桥台将发生碰撞。模型 1 与模型 2 计算结果比较检验了在碰撞作用下等效位移阻尼法的有效性和实用性。桥梁 A - 237R 在此 2 种模型下的计算结果列于表 4 中。表 4 中还列出了由等效位移阻尼法公式推导出的相应的 ζ' 。由表 4 可见，2 种模型在输入的地震荷载下得到的最大位移很接近。由此而验证了等效位移阻尼公式的准确性和实用性。

效能量阻尼法反应了碰撞体系在一段时间内的平均响应（机械能）。工程人员可根据研究问题的侧重点而选择相应的简化方法。根据对几个地震荷载下的碰撞反应及实桥 A - 237R 的分析，可得出如下的结论。

（1）碰撞降低了结构的最大位移。最大位移的减少实际上是桥跨柱子里应力的释放，因此可用等

效阻尼的方法来简化碰撞反应。

(2) 等效位移阻尼随着伸缩缝间距和地震荷载主频的变化而变化, 而受结构自身阻尼比影响较小。在所有的地震荷载下, 等效位移阻尼在共振的正弦荷载下取最小值, 而在非共振的正弦荷载下取最大值。

(3) 等效位移阻尼公式是在 10 个地震荷载下, 对 1 个简单的碰撞体系的反应统计分析得出的。并通过对一座实桥的有限元分析, 验证了其准确性和实用性。

参考文献:

- [1] PRESTLEY M J N, SEIBLE F CALVIG. M. Seismic design and retrofit of bridges[M]. New York: Wiley, 1996
- [2] MALHOTRA P K, HUANG M J, SHAKAL A F. Seismic interaction at separation joints of an instrumented concrete bridge[J]. Earthquake Engng Struct Dyn 1995, 24: 1055 - 1067.
- [3] OTSUKA H, UNJOH S, TERAYAMA T. Damage to highway bridges by the 1995 Hyogoken Nambu earthquake and the retrofit of highway bridges in Japan. 3rd U. S. — Japan workshop on seismic retrofit of bridges[C]. Osaka Japan, 10—11 December 1996.

- [4] ANAGNOSTOPOULOS A. Pounding of buildings in series during earthquakes[J]. Earthquake Engng Struct Dyn 1988, 16: 443 - 456.
- [5] ANAGNOSTOPOULOS S A. Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems[J]. Earthquake Engng Struct Dyn 2004, 33(8): 897 - 902.
- [6] JANKOWSKI ROBERT W, ILDE KRZYSZTOF, FUJINO YOZO. Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes[J]. Earthquake Engng Struct Dyn 1998, 27: 487 - 502.
- [7] MAISON B F, KASAI K. Analysis for type of structural pounding[J]. Journal of Structural Engineering ASCE 1990, 116(4): 957 - 975.
- [8] MAISON B F, KASAI K. Dynamics of pounding when two buildings collide[J]. Earthquake Engng Struct Dyn 1992, 21: 771 - 786.
- [9] MALHOTRA K, PRAVEEN. Dynamics of seismic pounding at expansion joints of concrete bridges[J]. J Engng Mech ASCE, 1998, 124(7): 794 - 802.
- [10] BRACH RAYMOND M. Rigid body collisions[J]. J Applied Mech 1989, 56: 133 - 138.
- [11] 穆翠玲, 王文俊, Huimin Mu. 地震荷载作用下桥梁碰撞的简化线性计算方法[J]. 世界桥梁, 2001(4): 41 - 44.

Equivalent Damping Method to Account for Pounding Effects on the Seismic Response of Bridges

MU Cui-ling¹, WANG wen-jun², Huimin Mu³

(1. Center of Fundamental Education, Sun Yat-sen University, Zhuhai 519082, China)

(2. N. MENFAI engineering and construction company limited, Macao, China)

(3. University of Missouri Rolla, Rolla, USA)

Abstract Pounding between bridges is a complicated non-linear effect under strong earthquakes. An equivalent displacement damping concept to simplify linear analysis of the bridge systems in a harmonic and 10 earthquake excitations is developed. Equivalent displacement damping method is to capture the max displacement of the nonlinear pounding system with using a linear non-pounding analysis. The equivalent displacement damping is a function of the gap width between bridges, also the characteristics of earthquake excitations and system. Design equations for equivalent damping were developed under various conditions of 10 earthquake excitations. Bridge A-237R was used to verify the design equations for engineering accuracy.

Key words pounding; earthquake force; equivalent displacement damping method