

文章编号:1671-6833(2009)04-0006-05

支持结构状态评估的损伤模型研究

吴子燕, 赵 宇, 杨海峰, 易文迪

(西北工业大学 力学与土木建筑学院, 陕西 西安 710072)

摘 要: 提出仅考虑最大变形影响和综合考虑最大位移加损伤累积影响的两种损伤模型, 并建立相应的结构状态评估指标. 通过对比不同地震加速度峰值下、同一地震波不同持续时间下所提状态评估指标和其他指标的分析结果, 研究了两种损伤模型的适用情况. 研究发现, 在加速度峰值 $< 0.3 \text{ g}$ 时通过位移模型来衡量结构的损伤状态是合理的; 当加速度峰值 $> 0.3 \text{ g}$ 时, 应该采用综合考虑最大位移 + 损伤累积影响的损伤模型.

关键词: 损伤模型; 状态评估指标; 累积损伤; 结构健康监测

中图分类号: TU 312⁺.3; TU 973⁺.254

文献标识码: A

0 引言

结构服役期间遭受地震等极端事件是极易造成重大损伤的. 虽然设计良好的结构能够经受这样的事件, 但其安全性却不能得到保证, 因此需要寻找一个能够反映结构损伤状态的评估指标即损伤指标, 来揭示结构的损伤程度^[1]. 通常, 理论化的损伤指标函数是一个单调的函数关系, 其值应该限定在 $0 \sim 1.0$ 表示结构完好无损, 1 表示结构完全失效. 目前国内外常用的损伤模型, 大致可以分为三类^[1]: ①最大变形 - 延性比、层间漂移、倾斜比、弯曲损伤比、最大永久变形; ②累积损伤 - 规则化的累积转动、低周疲劳; ③最大变形和累积损伤 - Park & Ang 损伤指标、Chung, Meyer and Shinozuka 等的损伤指标、最大软化、最终软化、Ghobarah 的刚度损伤指标^[1]、Xin zhang 的损伤指标^[2].

延性比指标通常假定结构在响应延性值超过其延性能力时发生破坏. 虽然由于其十分简单的表达形式在地震评估中得到应用广泛, 但是其作为结构损伤指标并不是令人满意的, 因为其没有考虑地震持时反复荷载的影响. 规则化的累积转动指标定义为非弹性转角和屈服转角的比值随着循环圈数的叠加. 但是循环荷载下梁柱单元的统一

分析数据显示, 仅考虑累积非弹性变形和滞回耗能的损伤指标描述混凝土构件的损伤扩展和失效是不充分的. Park & Ang 指标综合考虑了结构的延性和耗能, 但该指标是建立在结构损伤是位移和耗能的线性组合这个假定的基础上的, 而后来的学者 H. Banon 等指出该假定是粗糙的, 且该指标强烈地依附于滞回模型^[2].

笔者考虑非弹性变形和累积影响两个方面的影响, 提出仅考虑最大变形影响和综合考虑最大位移和损伤累积影响的两种损伤模型, 并建立相应的结构状态评估指标. 此两种模型不仅表达简洁, 而且基于疲劳分析的累积影响计算不依赖于滞回模型, 使得其更方便于工程应用.

1 损伤模型及计算方法

H. Banon 指出, 脆性系统的失效通常由过大的变形引起, 而延性结构的破坏, 则源于循环的非弹性变形^[3]. 延性结构破坏需要考虑最大变形和循环荷载两个方面的因素. Powell 和 Allahabadi 也指出, 结构变形是损伤变量的一个合理因素^[4]. 明显的损伤发生在结构的塑性变形阶段而非弹性变形阶段, 故在构造损伤指标时, 主要考虑结构的塑性变形能力, 忽略弹性变形所造成的结构缓慢渐变的微损伤. 地震是一类典型的低周疲

收稿日期: 2009-05-09; 修订日期: 2009-07-27

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50878184); 国家“863”科技计划项目(2006AA04Z437); 西北工业大学研究生创业种子基金项目(Z200929).

作者简介: 吴子燕(1962-) 女, 浙江宁波人, 西北工业大学教授, 博士, 博士生导师, 主要从事结构健康监测与智能结构动力学研究.

劳荷载,强地震下结构的低周疲劳影响是另外一个需要充分考虑的因素.基于疲劳分析的累积损伤表达如下^[5]:

$$X = \sum_{i=1}^n D_i = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \cdots + \frac{n_i}{N_i} + \cdots + \frac{n_n}{N_n} \quad (1)$$

式中: D_i 表示应变等级 ε_i 下的外荷载循环 n_i 次所引起的累积损伤份额; n_i 表示应变等级 ε_i 下的外荷载循环次数; N_i 表示应变等级 ε_i 下的疲劳寿命,由疲劳寿命曲线得到; X 表示变幅荷载在各个应变等级下的累积损伤.

据此,笔者建立了仅考虑最大变形和同时考虑最大变形与累计损伤影响的两种损伤模型:

$$DI = 1 - \sqrt{\left(1 - \frac{\delta_m^p}{\delta_u^p}\right)} \quad (2)$$

$$DI = \max\left\{1 - \sqrt{\left(1 - \frac{\delta_m^p}{\delta_u^p}\right)}; \sum D_i\right\} \quad (3)$$

式中: δ_m^p 为结构在外载下的最大塑性变形; δ_u^p 为单调荷载作用下的最大塑性变形能力; $\sum D_i$ 为循环荷载作用下的累积损伤.

式(2)适合不考虑累积损伤的情形,如结构受单调荷载作用;式(3)适用于考虑累积损伤的情形.

$$\delta_u^p = \left(L - \frac{L_p}{2}\right)(\phi_u - \phi_y)L_p \quad (4)$$

式中: ϕ_y 、 ϕ_u 分别为柱截面的屈服曲率和极限曲率; L 为构件的长度; L_p 为塑性铰的长度^[6].

累积损伤值定义为:

$$D = \sum \frac{1}{2N_i} \quad (5)$$

因应变时程正、反向幅值往往不相等,故式(5)取半循环圈数表达.结构在循环荷载下的疲劳行为通过 Coffin - Manson 公式计算:

$$\varepsilon_p = \varepsilon'_f(2N_f)^c \quad (6)$$

式中: ε_p 表示塑性应变幅值, ε'_f 是通过结构疲劳实验确定的材料常数; $2N_f$ 为结构失效时的循环圈数.

Kunnath 和 Bahy^[7]在 Mander 等的基础上,给出了改进的应变幅值 ε_p 中 ε'_f 和 c 具体参数:

$$\varepsilon_p = 0.065(2N_f)^{-0.436} \quad (7)$$

在平截面假定基础上,应变和曲率的关系为

$$\varepsilon_p = \Phi_p \bar{d}/2 \quad (8)$$

塑性变形和塑性曲率关系:

$$\Phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{\delta_p(L - 0.5L_p)}{L_p} \quad (9)$$

式中: θ_p 为塑性转角; $\bar{d}/2$ 为柱中心到纵向钢筋的距离.将式(9)代入式(8),并通过式(6)可计算获得结构在确定应变幅值或塑性位移下的疲劳(失效)圈数.

2 算例分析

以钢筋混凝土桥梁结构为算例,进行损伤指标的分析计算和桥梁结构的整体评估.

2.1 桥梁描述

笔者选择一钢筋混凝土桥作为研究对象(图1)^[8].该桥梁总长71.62 m分为四跨,两边跨为12.95 m,中跨为22.86 m.桥梁的上部结构是17.68 m宽17.8 cm厚的混凝土连续板,支撑在11个等间距的Ⅲ型梁上.Ⅲ型梁和排架柱连梁之间安装了25 mm厚的橡胶隔震垫.钢筋混凝土排架墩由墩帽和4根圆柱组成(图2).墩帽的横截面为1 m×1.22 m,钢筋混凝土柱的直径为0.914 m.柱配有17根#7纵筋和间距300 mm的#3螺旋箍筋.

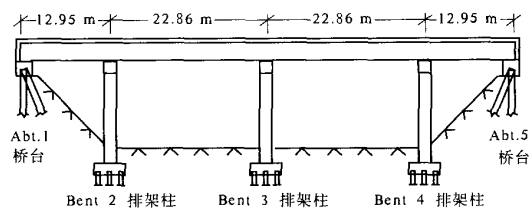


图1 桥梁立面图

Fig. 1 Elevation of the studied bridge

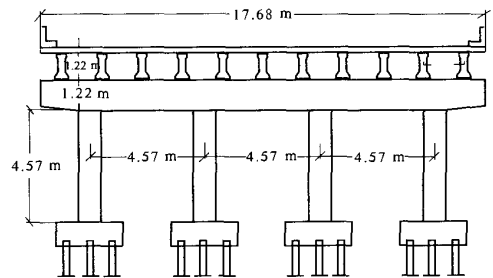


图2 桥梁横向剖面图

Fig. 2 Transverse section of the studied bridge

2.2 桥梁模型的建立

用四节点的板单元来模拟混凝土桥面板,用梁单元来模拟Ⅲ型梁和排架柱连梁,橡胶隔震垫用非线性连接(isolator单元)来模拟.应用通用结构分析软件 SAP2000 对上述的桥梁进行有限元建模(图3).有限元建模时,将橡胶隔震垫简化为理想的剪切单元,两个水平向的刚度系数由下式确定

$$K = GA/h$$

式中: G 为隔震垫螺栓的剪切模量; A 为螺栓的总截面面积; h 为隔震垫厚度。

每根排架墩柱都用 4 个梁单元和两个分别位于柱子顶端和底端的非线性单元来模拟(图 4)。两端的桥台用 11 个下部弹簧来模拟。详细的内容可参考文献[8]。

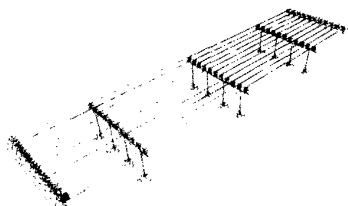


图 3 桥梁结构有限元模型

Fig. 3 The finite element model (FEM) of the bridge

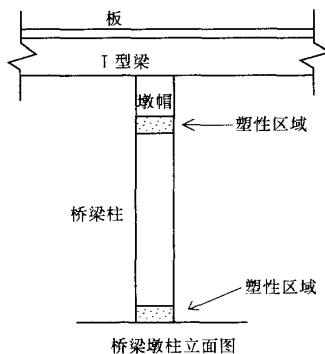


图 4 桥梁墩柱非线性单元位置

Fig. 4 The plastic hinge position of the column

2.3 桥梁结构的非线性地震响应分析

2.3.1 其他三种损伤模型的计算式

通过有限元软件对结构进行非线性分析得出其在不同地震荷载等级作用下的柱顶端位移响应时程,并提取极值点。通过式(2)和式(3)计算出结构的损伤程度指标。并和以下 3 种模型进行比较。

(1)层间偏移指标:层间偏移(ID)表示为最大的层间相对位移与层间高度的比值。结构损伤程度通过下式来计算^[6]:

$$DI = (50 \times ID - 25) \div 100 \quad (10)$$

(2)疲劳模型:线性损伤准则是基于疲劳损伤的概念,线性损伤准则规定损失组分 D_i 为某一应变(应力)等级下施加的循环次数与疲劳寿命的比值。结构的累积损伤值可以表达为:

$$DI = \sum D_i = \sum \frac{1}{2N_i} \quad (11)$$

(3)Park & Ang 指标:地震荷载下结构的损伤可以表达为结构变形和循环荷载的线型组合^[9]。

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q, \delta_u} \int dE \quad (12)$$

式中: δ_m 为地震荷载下构件的最大变形; δ_u 为构件在单调荷载下最大变形能力; Q 为计算的最大屈服强度; dE 为滞回耗能增量; β 为非负常数。

2.3.2 地震波的选择

笔者选择 EI Centro 波(1940)的时间步长为 0.02 s,持续时间取 31 s; Northridge 波(1994)时间步长也为 0.02 s,持续时间为 60 s;而中国汶川波(2008)记录的时间步长为 0.002 s,记录时间为 218.89 s。

加速度峰值 PGA、速度峰值 PGV 和位移峰值 PGD 是地面运动最直观的描述参数。为了反映不同强度等级的地震动输入,需要对所选择的地震波参数调幅。这种调幅只是比例上的调整,仅改变其加速度幅值的大小,而不改变其频谱和持续时间。地震的持续时间对结构的损伤有很大影响,历时越长损伤累积影响越显著。另外,笔者又采用地震记录反复加载的方法来观测不同持时对结构损伤程度的影响。

2.3.3 计算结果分析

图 5 给出了对于不同加速度峰值等级下桥梁墩柱(bent3)的损伤指标。因为排架墩的 4 根柱的端部位移响应十分接近,故而可以选择其中的任意一根柱进行研究。

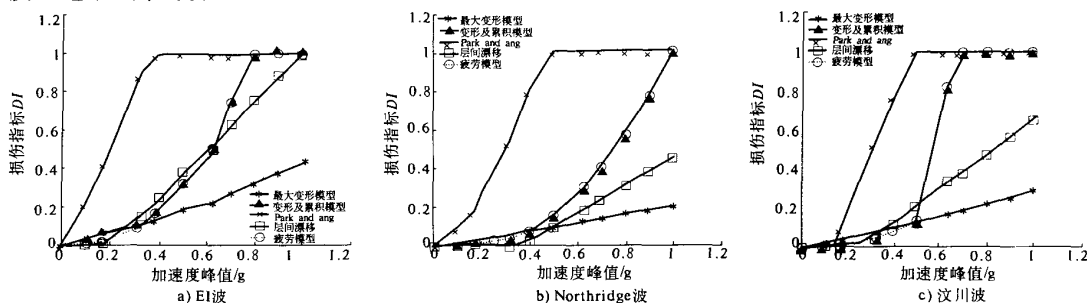


图 5 不同 PGA 下几种损伤模型的损伤指标

Fig. 5 Damage index variation with PGA

从图 5 可以看出,在结构损伤程度随地震加速度峰值递增的同时,累积影响越来越严重.这也进一步证明了结构损伤评估时考虑累积损伤的合理性和重要性.其次,Park & Ang 指标随着加速度峰值的增大,损伤指数急剧增大,过早地进入结构破坏阶段.而且 Kunnath 和 Bahy 等通过 12 个试件在循环荷载下的试验也证明 Park & Ang 指标往往过分地估计了结构的损伤程度^[7].不考虑累积影响的层间漂移指标在加速度峰值较大的情况下依然表现出损伤和加速度峰值之间简单的线性关系,而结构损伤和地震荷载之间必然不会是单调的简单线性关系,而应该有一个结构损伤由量变到质变的阶段,当地震荷载幅值增加到这个阶段时结构将发生极严重的损伤.相比之下,本文所提议的考虑累计损伤的指标符合较好.

图 5 也给出了不考虑累积损伤影响的位移指标作为比较.从图中可以看出,在加速度峰值小于 0.3 g 的范围之内,结构的累计损伤并不明显,所以通过简单的位移指标来衡量结构的损伤是合理的.而当加速度峰值在 0.3 g~0.5 g 时,累积影响逐渐提高,当加速度峰值超过 0.5 g 时,结构的损伤累积影响起控制作用.

地震的持续时间是影响结构损伤的另一个重要因素,笔者通过反复加载 EI 波来进一步说明累积损伤的影响.图 6 给出了结构在 0.2 g、0.3 g、0.5 g EI 波下累积损伤随持时的变化关系.显然 0.5 g EI 时随着循环次数的不断递增,结构的疲劳影响急速递增.但当加速度峰值为 0.3 g 时相比前面急速增长的状况已经缓和了很多;当加速度峰值降低到 0.2 g 时尽管持续时间在增加,但是累积影响对结构损伤的影响已经很小,也说明在峰值较小的情况下可以忽略累积影响.

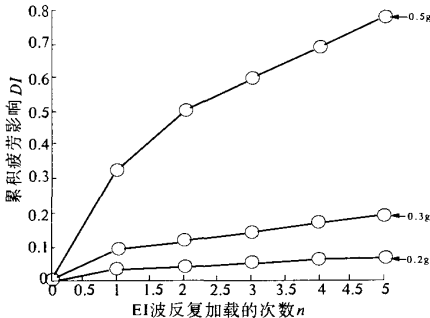


图 6 EI 波循环加载下结构的累积影响
Fig. 6 The cumulative effect of the structure under cyclic EI Centro wave

笔者根据 Gunturi 给出的结构损伤状态的描述性框架,结合文章所提议指标的具体计算模型,

给出了结构的损伤状态和所提议指标之间的关系如表 1 所示.

表 1 损伤状态与损伤指标之间的对应关系
Tab.1 Proposed damage index for different damage state

损伤状态	损伤描述	损伤指标范围
无损伤或微损伤	微小裂缝出现	0.0~0.1
中度损伤(可修复)	有纵筋屈服,出现严重的裂缝局部混凝土剥落	0.1~0.3
严重损伤(不可修复)	混凝土压溃,钢筋暴露	0.3~0.8
倒塌	结构失效	>0.8

将所计算出来的损伤指标和震后地震观测损伤程度进行对比.中国地震烈度表给出了不同烈度下的观测损伤程度和对应的加速度峰值范围(表 2).由表中数据可知,0.17 g、0.32 g、0.63 g、1.0 g 分别对应于中国Ⅶ、Ⅷ、Ⅸ、Ⅹ级烈度. EI Centro 波下对应于上述 4 个等级的损伤指标分别是 0.06,0.11,0.51,1;Northridge 波下对应于上述 4 个等级的损伤指标分别是 0.03,0.06,0.31,1;汶川波下对应于上述 4 个等级的损伤指标分别是 0.04,0.08,0.82,1.可以看出:3 条地震波下不同加速度峰值等级下由表 1 所得的损伤状态和表 2 给出的震害程度除个别外整体符合的较好.个别点出现偏差的原因跟地震波谱的特点有关系,不同的波即使在相同的 PGA 下也肯定会得到不同的响应,故而计算出来的损伤指标也不会相同.

表 2 中国地震烈度表
Tab.2 The Chinese seismic intensity scale

烈度	震害程度	加速度峰值 PGA/(m·s ⁻²)
Ⅶ	轻度破坏-局部破坏,开裂.小修或不需要修理继续使用	1.25 (0.90~1.77)
Ⅷ	中等破坏-结构破坏,需要修复才能使用	2.50 (1.78~3.53)
Ⅸ	严重破坏-结构严重破坏,局部倒塌,修复困难	5.00 (3.54~7.07)
Ⅹ	大多数倒塌	10.00 (7.08~14.14)

3 结构整体状态的估计

文献[10]指出,结构整体损伤程度的估计可以通过墩柱损伤程度均值来表示:

$$D_{global} = \sum D_i \quad (i = 1, 2, \cdots, n) \quad (13)$$

式中:n 为桥梁墩柱的数目;D_i 为每根墩柱的损伤程度.该方法在地震荷载下排架墩的整体损伤估计中是实用的,通过数值分析发现,同一幅排架墩在地震荷载下的端部位移响应十分接近,故而各柱的损伤程度也十分接近,因而取各柱的损伤均

值作为整体的指标是合理的.但对于桥梁所有桥墩的损伤状态用取均值的方法来衡量是不合适的,损伤严重的部分势必会占较大的权重,甚至起到控制性的作用.

4 结论

(1)提出了两种仅考虑最大变形和综合考虑最大变形和累积影响的损伤模型.研究发现在加速度峰值小于 0.3 g 通过位移模型来衡量结构的损伤状态是合理的;当加速度峰值大于 0.3 g 时,结构的损伤累积影响严重,应该采用综合考虑最大位移和损伤累积影响的损伤模型.

(2)建立了不同损伤状态和损伤指标数值之间的对应关系,可以通过计算所得的损伤指标方便的得到结构的损伤状态.

(3)桥梁结构整体的损伤程度,不仅要考虑墩柱的损伤,还要考虑板的损伤,桥梁板与墩之间连接的损伤等,故而桥梁结构整体损伤程度指标是值得研究的内容之一.

参考文献:

- [1] GHOBARAH A, ABOUT-ELFATH H, BIDDAR A. Response - based damage assessment of structures [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1999, 28:79 - 104.
- [2] ZHANG X, WONG K K F, WANG Y. Performance assessment of moment resisting frames during earthquakes based on the force analogy method[J]. *Engineering structures*, 2007, 29 (10): 2792 - 2802.
- [3] BANON H, VENEZIANO D. Seismic safety of reinforced members and structures [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1982, 10(2):179 - 193.
- [4] POWELL G H, ALLAHABADI R. Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1988, 16: 719 - 734.
- [5] MINER M A. Cumulative damage in fatigue[J]. *Journal of the Applied Mechanics*, 1945, 67(9): 159 - 164.
- [6] PRIESTLEY M J N, PAULAY T. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* [M]. New York: John Wiley and Sons, 1992.
- [7] KUNNATH S K, EIB A, TAYLOR W, et al. Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers (NCEER - 97 - 0006) [R]. Buffalo, New York, U S: National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.
- [8] WABG H, LIU J B, CHIU Y H. Seismic fragility analysis of highway bridges [R]. Memphis: Center for Earthquake Research and Information, The University of Memphis, 2001.
- [9] PARK Y J, ANG A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structure Engineering*. ASCE, 1985, 111(4):722 - 739.
- [10] OLLER S, BARBAT A H. Moment - curvature damage model for bridges subjected to seismic loads [J]. *Comput Method Appl Mech Eng*, 2006, 195:4490 - 4511.

Study on Damage Models for Effective General and Practicable Assessment of Structural Conditions

WU Zi - yan, ZHAO Yu, YANG Hai - feng

(School of Mechanics, Civil engineering and Architecture, Northwestern Polytechnic University, Xi'an 710072, China)

Abstract: This paper establishes two new damage models, one account for the maximum deformation effect only while the other account for both the maximum deformation and the cumulative damage, and establish the corresponding evaluation indicators for different structural damage state. By comparing the result of proposed state assessment indicators and other indicators under different seismic peak acceleration and the same seismic waves with different duration, study the application of two kinds of damage model. The result indicates that, while peak acceleration is less than 0.3 g , using the displacement model to measure the structural damage state is reasonable; when larger than 0.3 g , it should be integrated to consider the cumulative effect of the maximum displacement and damage of the damage model. Examples show that the proposed damage assessment indicators fit the actual situation better, with engineering application value to some extent.

Key words: structure engineering; damage model; state assessment indicators; cumulative damage; Structural Health Monitoring