

文章编号: 1000-5013(2012)04-0440-06

考虑时间因素的构件损伤演化数值模拟

王全凤¹, 彭伟文¹, 王凌云², 徐玉野¹

(1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;

2. 上海应用技术学院 土木建筑与安全工程学院, 上海 200235)

摘要: 在经典 Park 损伤模型的基础上纳入时间因素, 建立动态损伤模型, 采用 HRB400 高强钢筋混凝土柱抗震试验得到的参数数据, 建立用于弹塑性时程分析的恢复力模型. 对单自由度体系的地震反应进行模拟, 将时间因素纳入到损伤评估模型中, 模拟构件的损伤演化过程, 得出在不同地震波输入下, 相同构件损伤趋势均是逐渐增大的, 但增大的幅度和规律不一样.

关键词: 持时; 损伤模型; 恢复力模型; HRB400 高强钢筋混凝土柱; 损伤演化; 数值模拟

中图分类号: TU 313

文献标志码: A

“持时”对结构破坏的影响主要发生在结构进入非线性动力反应状态之后, 实际震例和计算分析都表明, 强震持时对结构的弹塑性最大位移反应和累积滞回耗能均有明显影响. 很明显, 在结构进入非线性状态之后, 振动持续时间越长, 结构的累积损伤越大, 则结构破坏的可能性就越大^[1-3]. 本文采用二线型恢复力模型, 对构件损伤演化数值进行模拟.

1 HRB400 高强钢筋混凝土柱的损伤演化数值模拟

1.1 恢复力模型

当基础以水平加速度 \ddot{x}_g 运动时, 悬臂柱即以其抗弯刚度所产生的恢复力 $F(x)$ 与惯性力、阻尼力等达成动态平衡, 可用运动微分方程表示为

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

式(1)中: m 和 c 分别为体系的质量和阻尼系数; \ddot{x} 和 \dot{x} 分别为体系的加速度和速度反应.

对于结构地震作用下的弹塑性反应分析, 需要事先给出构件的恢复力模型, 而目前结构理论中, 这种恢复力模型的选择和参数的确定还没有得到很好的解决. Penizen 根据钢材的试验结果提出双线性模型, 由于其简单实用, 因而也广泛用于钢筋混凝土结构的弹塑性分析.

采用二线型恢复力模型, 构件的恢复力模型参数及损伤模型参数直接采用文献[4]的抗震试验计算结果, 如表 1 所示. 表 1 中: x_y 为构件的初始屈服变形; x_d 为构件的极限变形能力; F_y 为构件的屈服强度; β 为构件的耗能因子; k_1 为恢复力模型中陡线的斜率; k_2 为恢复力模型中上缓线和下缓线的斜率. 对构件恢复力无需任何理论上的假设, 各单自由度体系的质量均为 $2 \text{ kN} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{mm}^{-1}$, 阻尼比 $\xi=0.05$.

表 1 构件参数表

Tab. 1 Parameters of specimen

构件	x_y/mm	x_d/mm	F_y/kN	β	$k_1/\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$	$k_2/\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$
KZ1	4.21	11.68	262	0.170	62.232	31.147
KZ2	3.29	10.57	290	0.158	88.146	43.548
KZ3	3.67	11.65	287	0.142	78.202	20.870
KZ4	3.44	9.60	266	0.185	77.326	32.026

收稿日期: 2011-11-21

通信作者: 王全凤(1945-), 男, 教授, 主要从事工程力学及结构抗震的研究. E-mail: qfwang@hqu.edu.cn.

基金项目: 高等学校博士点专项科研基金资助项目(200803850001); 福建省自然科学基金资助项目(2009J01256)

1.2 地震反应计算

由于刚度随时间变化, 所以弹塑性动力反应问题常用逐步积分法求解, 如平均加速度法、线性加速度法、Newmark- β 法和 Wilson- θ 法等^[5]. 由于对不同的状态判定数 PD 值, 体系的运动方程可以统一为式(1)的形式, 因此文中采用线性加速度法, 按线弹性问题的解法来解决, 只是注意在状态发生变换时改变其中的 \bar{K} 和 \bar{P} . 即

$$\bar{K} = \begin{cases} k_1, & \text{PD} = 0, \\ k_2, & \text{PD} = \pm 1, \end{cases} \quad \bar{P} = \begin{cases} (k_2 - k_1)x_0, & \text{PD} = 0, \\ (k_1 - k_2)x_y, & \text{PD} = \pm 1. \end{cases}$$

其中: x_0 为陡线中点的横坐标; x_y 为上缓线中点的横坐标. 反映状态的恢复力模型如图 1 所示.

将时间区间 $[0, T]$ 划分成 n 个等分段, 可得某一时刻体系的位移、速度、加速度, 即

$$x_k = A_{k-1} + \frac{1}{6} \ddot{x}_k \Delta t^2, \quad (2)$$

$$\dot{x}_k = B_{k-1} + \frac{1}{2} \ddot{x}_k \Delta t, \quad (3)$$

$$\ddot{x}_k = -\frac{1}{S_k} (m \ddot{x}_{gk} + \bar{P}_k + c_k B_{k-1} + \bar{K}_k A_{k-1}), \quad (4)$$

其中: $A_{k-1} = x_{k-1} + \dot{x}_{k-1} \Delta t + \frac{1}{3} \ddot{x}_{k-1} \Delta t^2$; $B_{k-1} = \dot{x}_{k-1} + \frac{1}{2} \ddot{x}_{k-1} \Delta t$; $S_k = m + \frac{\Delta t}{2} c_k + \frac{1}{6} \Delta t^2 \bar{K}_k$.

这样, 已知某一时刻体系的位移、速度、加速度就可以递推求出下一时刻的位移、速度、加速度, 从而根据已知的地面运动加速度 \ddot{x}_g , 求出体系任意时刻的地震反应.

1.3 地震能量计算

除最大非弹性位移外, 大量的非弹性循环产生的滞回耗能引起累积破坏亦是构件破坏的重要因素之一. 构件在时段 $[t_k, t_k + \Delta t_k]$ 内的滞回耗能的计算式^[6]为

$$\Delta E_{h,k} = \frac{1}{2} (F_{k+1} + F_k) \cdot (x_{k+1} - x_k). \quad (5)$$

式(5)中: F_{k+1}, x_{k+1} 和 F_k, x_k 分别表示在时刻 $t_k + \Delta t_k, t_k$ 的恢复力和位移.

同样, $[0, t_k + \Delta t_k]$ 内体系的累积滞回耗能采用累加的方式, 其计算式^[7]为

$$E_{h,i} = \sum_{k=1}^i \Delta E_{h,k} = \sum_{k=1}^i \frac{1}{2} (F_{k+1} + F_k) \cdot (x_{k+1} - x_k). \quad (6)$$

1.4 损伤指数的计算

经典构件损伤模型未考虑时间因素, 故在 PARK 损伤模型^[8]的基础上提出修正的损伤模型, 即

$$D = \frac{x_m(t)}{x_d} + \beta \frac{E_h(t)}{F_y x_d}. \quad (7)$$

式(7)中: $x_m(t)$ 为震动开始到 t 时刻的构件最大位移; $E_h(t)$ 为震动开始到 t 时刻的构件的累积滞回耗能; x_d 是单调加载时构件的极限变形能力; F_y 是构件的屈服强度; β 为耗能因子. β, F_y, x_d 可以直接采用拟静力试验计算的结果, 地震各个时刻的 x_m 及 E_h 可用式(2)和式(6)计算.

2 结果分析

为便于比较, 选用 El Centro 波(总持时为 30 s, $dt=0.02$ s), 宁河南北向天津波(总持时为 19.19 s, $dt=0.01$ s), Tri-Treasure 波(总持时为 40.02 s, $dt=0.02$ s) 3 种波, 分别如图 2 所示. 所选用的 3 种实测地震波, 其幅值均调整为 200, 但总持续时间不变. 基于 MATLAB 语言, 利用动态损伤模型进行计算, 计算地震反应及损伤指数结果如图 3~5 所示.

从图 3~5 可知: 在实际地震动中, 位移反应的规律性与拟静力作用下的位移相比, 杂乱无章, 构件的滞回耗能及损伤程度随地震持时不会表现出拟静力作用下的那种连续规律性. 在不同地震波输入下,

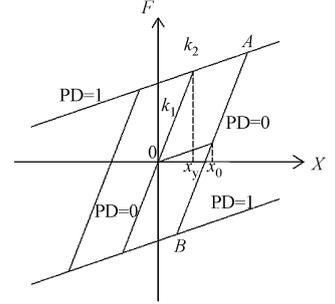
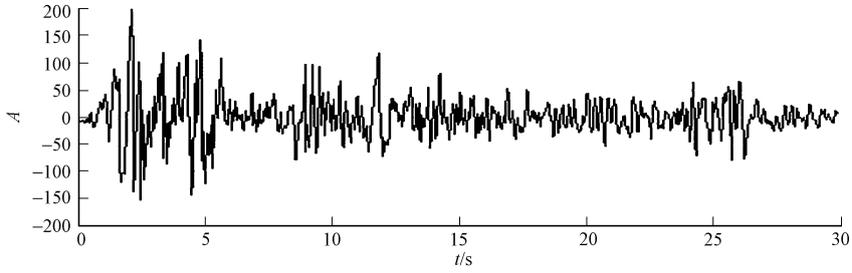
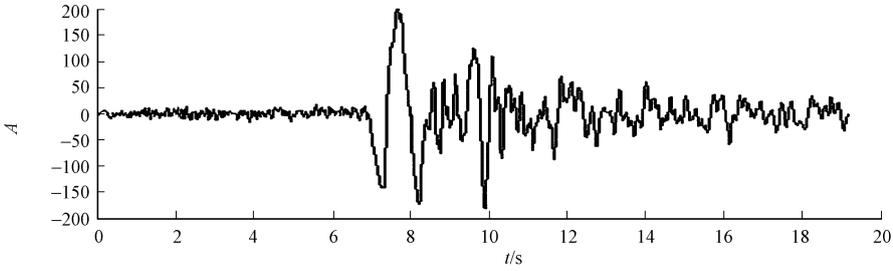


图 1 反映状态的恢复力模型
Fig. 1 Restoring force model under seismic excitation

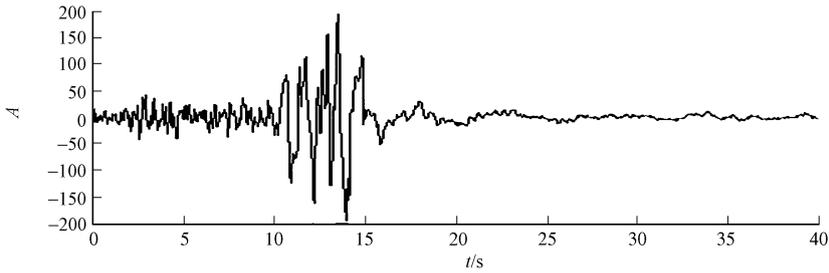
相同构件的损伤趋势均是逐渐增大的,但增大的幅度和规律却不一样,且在各持时的初始阶段,El Centro波的增大幅度大于Tri-Treasure波,而Tri-Treasure波大于天津波.这是由于El Centro波的初始阶段的激励程度大于Tri-Treasure波,而Tri-Treasure波大于天津波.



(a) El Centro波



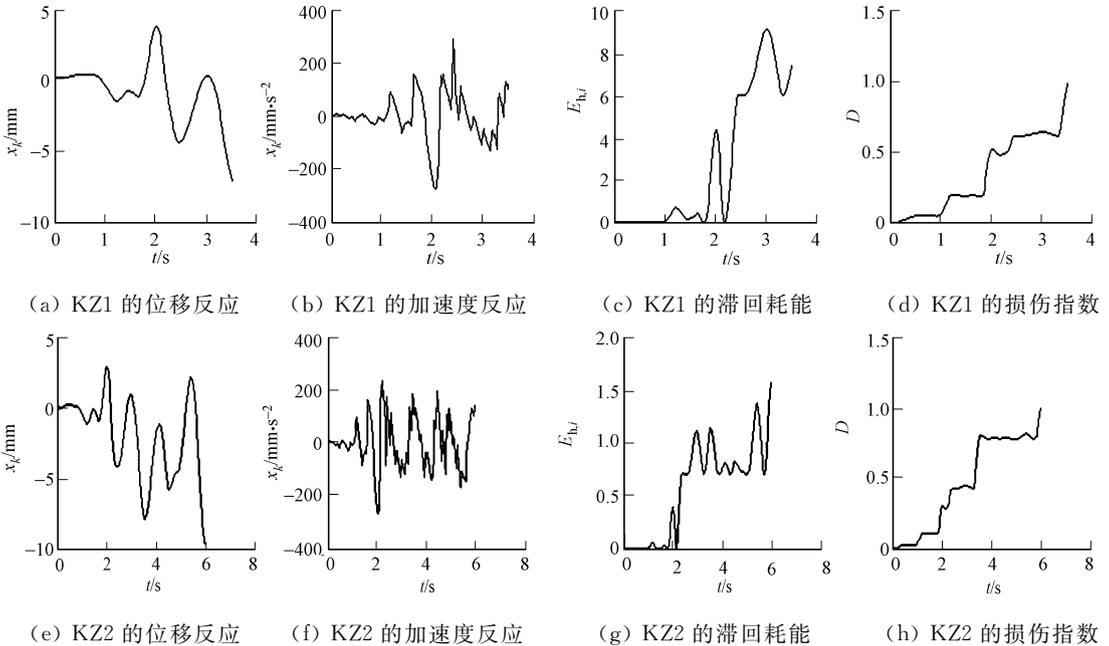
(b) 天津波



(c) Tri-Treasure波

图2 各地震波输入

Fig. 2 Input of seismic waves



(a) KZ1的位移反应

(b) KZ1的加速度反应

(c) KZ1的滞回耗能

(d) KZ1的损伤指数

(e) KZ2的位移反应

(f) KZ2的加速度反应

(g) KZ2的滞回耗能

(h) KZ2的损伤指数

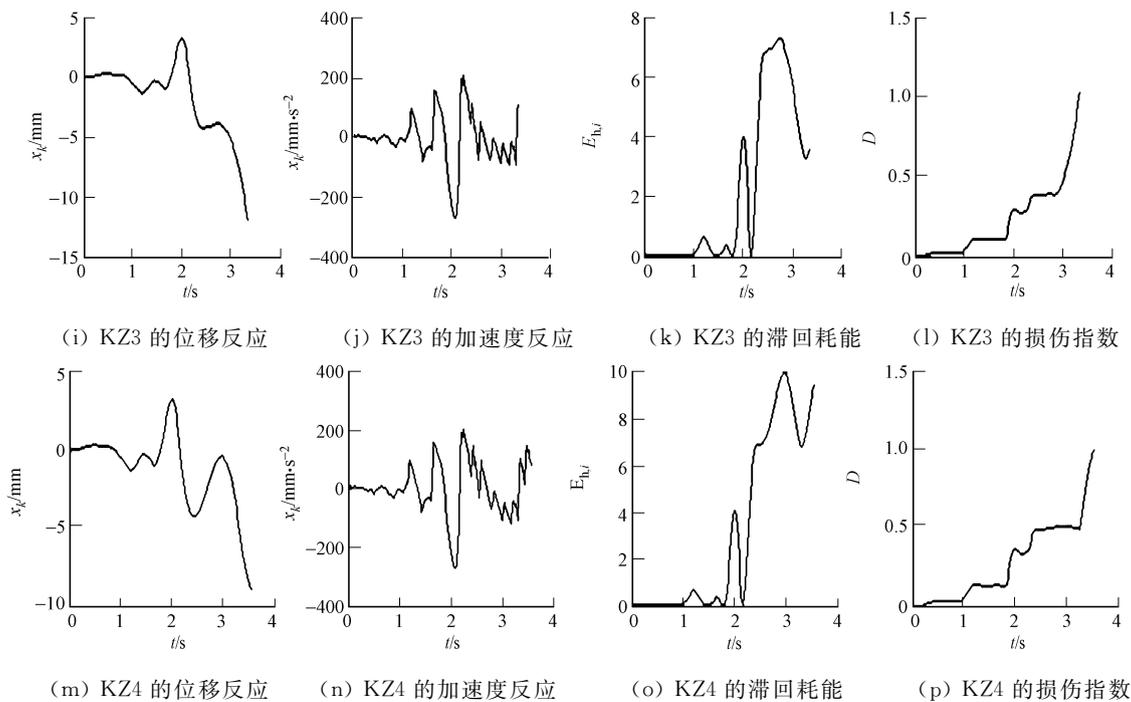
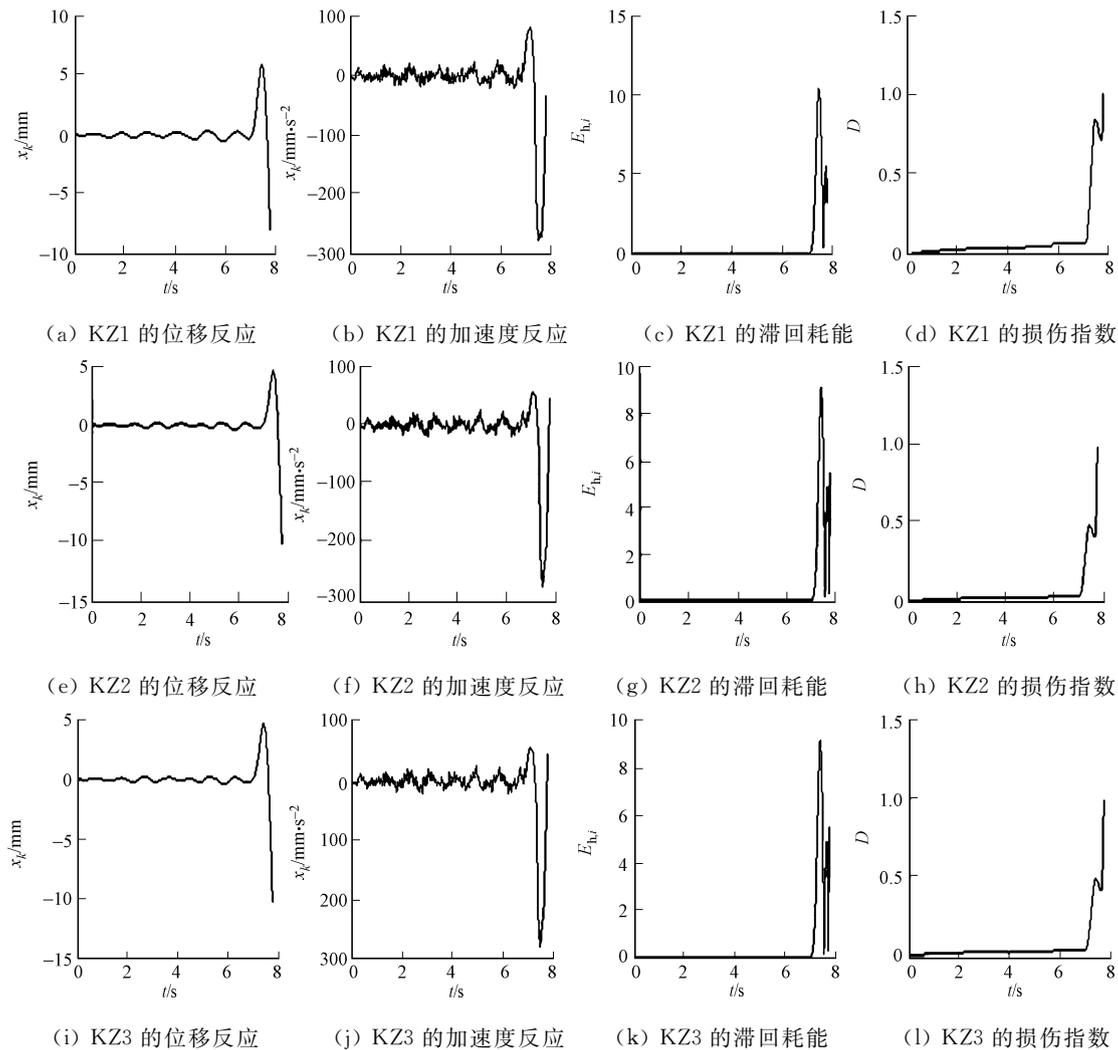


图 3 El-Centro 波下各构件的运行结果

Fig. 3 Seismic response of specimens under EL-CENTRO wave



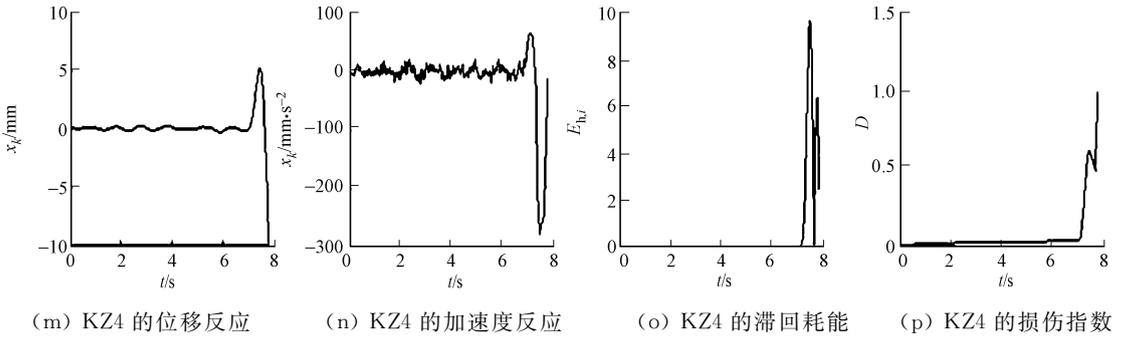


图4 天津波波下各构件的运行结果

Fig. 4 Seismic response of specimens under Tianjin' wave

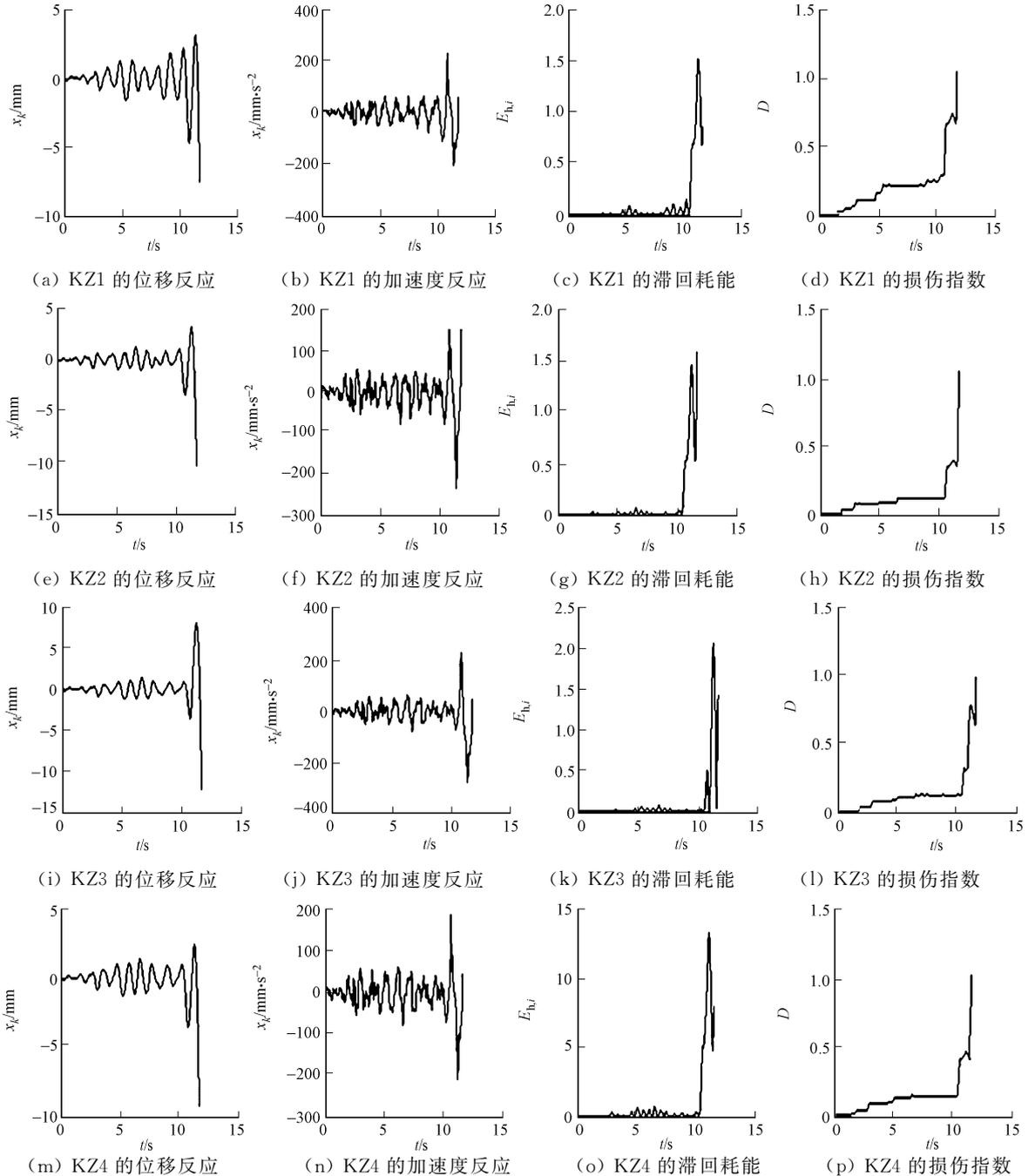


图5 Tri-treasure 波下各构件的运行结果

Fig. 5 Seismic response of specimens under Tri-treasure wave

3 结论

1) 将构件在地震激励下的损伤程度看成是一个动态系统,在 Park 损伤模型的基础上纳入时间因素,建立了动态损伤模型。

2) 直接采用低周反复试验计算结构的恢复力模型参数及损伤模型参数,对单自由度体系的地震反应进行模拟,模拟构件随着地震持续时间增加的损伤演化过程。结果表明:在实际地震中,位移反应的规律性与拟静力作用下的位移机制相比,杂乱无章,构件的滞回耗能及损伤程度随地震持时的进行,不会表现出拟静力作用下的那种连续规律性。

3) 对于同一构件的不同地震波输入,由于地震动的复杂性(如振幅、频谱特性、持续时间等),结构构件的破坏过程是极其复杂的,仅仅通过拟静力试验根本无法模拟构件在实际地震中的反应和内部损伤的。运用动态损伤模型进行时程分析,能够真实的揭示构件破坏的本质。

4) 在不同地震波输入下,相同构件的损伤趋势均是逐渐增大的,但增大的幅度和规律却不一样。

参考文献:

- [1] 吕西林,蒋欢军. 结构地震作用和抗震概念设计[M]. 武汉:武汉理工大学出版社,2004:1-87.
- [2] 沈聚敏,周锡元,高小旺,等. 抗震工程学[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2000:34-78.
- [3] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京:地震出版社,2005:1-325.
- [4] 王全凤,沈章春,杨勇新,等. HRB400 级钢筋混凝土短柱抗震试验研究[J]. 建筑结构学报,2008,29(2):114-117.
- [5] 吕西林,蒋欢军. 结构地震作用和抗震概念设计[M]. 武汉:武汉理工大学出版社,2004:28-30.
- [6] 杨文星,罗少锋. 单自由度体系地震能量反应的计算[J]. 西安科技大学学报,2006,26(1):40-43.
- [7] 邱法维,钱稼茹,陈志鹏. 结构抗震实验方法[M]. 北京:科学出版社,2000:13-72.
- [8] PARK Y J, ANG A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4):722-739.

Numerical Simulation of Damage Evolvement for Components Considering Time Factor

WANG Quan-feng¹, PENG Wei-wen¹,
WANG Ling-yun², XU Yu-ye¹

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. School of Construction and Safety Engineering, Shanghai Institute of Technology, Shanghai 200235, China)

Abstract: Based on the Park damage model considering time factor, the dynamic damage model was established. Using the data of the seismic experiments of HRB 400 high strength reinforced concrete columns, the restoring force model was built for the elasto-plastic time history analysis. The seismic response of single freedom system was simulated, considering time factor in damage model. The evolvement of component damage was carried out. It is concluded: inputting different seismic wave, the damage degree of the same component increases gradually, but the magnitude of damage degree is different.

Keywords: duration; damage model; restoring force model; HRB 400 high strength reinforced concrete column; damage evolution; numerical simulation

(责任编辑: 陈志贤 英文审校: 方德平)