

# 基于损伤性能并考虑主余震作用的 消能减震结构抗震设计<sup>\*</sup>

刘淼鑫<sup>1</sup>, 谭平<sup>2</sup>, 魏路<sup>1</sup>

(1. 广东省建筑设计研究院, 广东 广州 510010; 2. 广州大学, 广东 广州 510006)

**摘要:** 综合考虑余震影响和结构损伤, 提出一种基于损伤性能的消能减震结构抗震设计方法。为满足结构抵抗余震的性能要求, 提出结合主余震的损伤性能目标。以 Park - Ang 双参数损伤模型为基础建立了结构层间损伤计算公式, 通过损伤程度评估结构抗震性能, 给出消能减震结构基于损伤性能的抗震设计流程。

**关键词:** 消能减震; 余震影响; 结构损伤; 性能目标

**中图分类号:** TV352

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 0666(2015)02 - 0480 - 06

## 0 引言

大多数地震的发生都伴随有主震、余震或震群的地震序列, 我国现行规范通常仅分析单震对结构的影响, 其实质是只分析主震对结构的影响, 余震导致的损伤并没有受到足够的重视。吕晓健等 (2007)、马俊驰等 (2004)、吴波和欧进萍 (1994)、田红旭等 (2014)、龙锋等 (2014) 研究表明, 余震会对结构损伤程度产生很大的影响, 有时还是导致结构最终倒塌的决定性因素。地震作用下结构的损伤是导致结构破坏甚至倒塌的主要原因, 基于损伤性能来评估结构抗震能力是抗震设计的主要研究方向之一。Park 和 Ang (1985) 通过研究分析各种震害损伤情况, 提出钢筋混凝土构件地震弹塑性变形和累积耗能线性组合的损伤模型。吕大刚和王光远等 (2001) 通过建立符合损伤指标定义的加权线性组合双参数损伤模型, 提出损伤指数简化计算方法, 并给出结合三水准设防原则的地震损伤目标等。欧进萍等 (1999) 根据 Park - Ang 损伤模型, 系统地研究了钢筋混凝土结构地震损伤理论, 给出结合现行规范和损伤验算的设计方法。笔者将基于损伤性能的抗震设计思想融入消能减震结构的设计中, 并考虑余震

的影响, 提出一种基于损伤性能的消能减震结构抗震设计方法。

## 1 余震影响的考虑

历次较大的地震后, 都会产生明显的余震。余震具有频度高、强度大、分布范围广的特点 (吕晓健等, 2007), 结构遭遇强震之后, 较强烈的余震会使震害进一步加深, 甚至会导致结构物的倒塌。如 1976 年唐山大地震主震后的强余震致使更多建筑物和桥梁的破坏; 2010 年新西兰 7.1 级主震后发生的 6.3 级余震, 致使许多建筑物倒塌, 超过 200 人遇难; 2011 年日本 9.0 级大地震, 两天内发生了 20 次以上的  $M \geq 6$  余震, 超过万人失踪, 损失惨重。从以上震害实例可见, 在地震灾害中, 有许多严重震害是由主震发生后出现较强余震, 而致使建筑物的更大损伤造成的 (徐有邻, 2009)。

现行的结构抗震设计一般仅考虑单震的情况, 即只考虑主震的影响。由于多次地震作用下结构的累积损伤效应, 仅考虑主震的结构抗震设计是不完善和不安全的 (马俊驰等, 2004)。遭受强余震作用下的结构往往带有主震作用后的损伤, 其损伤程度与初始状态显著不同。在结构经历主震后, 强余震

<sup>\*</sup> 收稿日期: 2014 - 08 - 30.

**基金项目:** 国家重点基础研究发展计划 (973 计划) 项目 (2012CB723304)、“十二五”国家科技支撑项目 (2012BA507B02)、广东省科技计划项目 (2010B090400469) 和广州市羊城学者科技计划项目 (10A032D) 联合资助。

对其的危害极大。严重的震害教训让我们必须全面考虑强余震对结构抗震性能的影响。

## 2 结构损伤的考虑

地震作用下，结构破坏模式一般有两种：首次超越破坏与累积损伤破坏。首次超越破坏是由于结构在强震下的力学指标如强度、变形等响应超过了限定值，因此产生破坏。累积损伤破坏是指结构在地震作用下虽未达到破坏极限值，但其在地震的往复作用中，工作性能及力学属性发生改变，致使最终破坏的产生。

我国现行结构设计规范遵循的是“三水准”设计要求，此设计方法只考虑结构在地震作用下的变形满足性能要求，没有考虑结构累积损伤对结构的影响。结构震害损伤的根本原因是地震作用下由结构的变形和能量耗散共同造成的，仅从变形或能量单方面来评估结构的性能要求都是不够的。因此选择一个合理的评估结构损伤模型很重要。Park - Ang 损伤模型综合考虑结构的变形与累积耗能的影响，较合理地描述了结构弹塑性响应，在评价结构的震害损伤程度上具有一定的先进性。这个模型适用于对钢筋混凝土构件震害损伤的评估，可将其应用于楼层的损伤计算。由 Park - Ang 模型 (Park, Ang, 1985) 转换而得的楼层地震损伤指数定义为

$$D_i = \frac{u_{im}}{u_{icu}} + \beta \frac{E_{ih}}{V_{iy} u_{icu}} \quad (1)$$

式中， $u_{im}$ 、 $u_{icu}$  分别为第  $i$  层在地震作用下的最大层间位移和极限位移； $V_{iy}$  为第  $i$  层的屈服剪力； $E_{ih}$  为结构第  $i$  层的层间累积耗能； $\beta$  为耗能因子，一般取值在 0 ~ 0.85 之间，Cosenza 等 (1990) 总结相关试验及研究成果，认为  $\beta$  取均值 0.15 时结果相对稳定。

## 3 考虑余震的损伤性能目标

要评估地震对结构的损伤程度的影响，需建立结构的震害评价标准，即设定其损伤界限指标。按照《建筑抗震设计规范》(GB50001—2010) 对结构性态水平的划分和描述，并根据牛荻涛和任

利杰 (1996) 通过对大量建筑结构震害调查和研究所得结果，笔者提出将结构的震害损伤划分为 5 个等级：基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌。

本文提出考虑余震的抗震性能目标为“小震完好、中震不坏，大震可修，余震不倒”，此处的“余震”按大震后的余震设定。结合设定结构震害损伤的 5 个等级，提出与考虑余震的抗震性能目标相应的震害结构损伤性能目标 (表 1)。

表 1 考虑余震的结构抗震性能目标

Tab. 1 Structural seismic performance objective considering aftershock

| 地震影响 | 相应损伤等级 | 结构损伤指标     |
|------|--------|------------|
| 小震   | 基本完好   | 0 ~ 0.2    |
| 中震   | 轻微破坏   | 0.2 ~ 0.4  |
| 大震   | 中等破坏   | 0.4 ~ 0.65 |
| 余震   | 严重破坏   | 0.65 ~ 0.9 |

## 4 基于能量和位移配置消能器

传统结构对在地震作用下输入的能量主要是依靠结构产生塑性变形来耗散，其结果将使结构产生损伤。在进行楼层消能器设计时，可以考虑地震能量全部由消能器装置来耗散，即结构第  $i$  层总输入能量  $E_{pi}$  全部由第  $i$  层配置的消能器来耗散 (周云，周福霖，1997)：

$$E_{pi} = E_{di} \quad (2)$$

式中， $E_{di}$  为第  $i$  层配置的消能器耗能量，可表示为

$$E_{di} = \sum_{j=1}^n E_{dj} = \sum_{j=1}^n \alpha \varphi m E_{mj} \quad (3)$$

式中， $E_{dj}$  为第  $i$  层单个消能器的等效耗能； $E_{mj}$  为第  $i$  层第  $j$  个消能器加载位移幅值为  $u_m$  时的循环一周耗能量； $m$  为消能器滞回循环数； $\varphi$  为消能器协同工作折减系数，一般取值为 0.4 ~ 0.6； $\alpha$  为计算消能器滞回曲线的面积折减系数； $n$  为第  $i$  层配置的消能器总数。

## 5 设计步骤

主余震作用下消能减震结构基于损伤性能设

计的基本步骤如下:

(1) 给定结构在主余震作用下结构损伤性能指数  $D$ , 并作为评价结构是否满足抗震性能目标的指标。

(2) 按规范要求初步设计结构布置。

(3) 结构按等效单自由度体系进行推覆分析, 得到结构多自由度体系各楼层的屈服位移  $u_{iy}$ 、屈服剪力  $V_{iy}$ 、屈服后刚度比  $\alpha$  和极限破坏延性比  $\mu_{icu}$  等。

(4) 将各楼层的能力曲线参数定义到结构弹塑性模型。

(5) 计算无控结构在地震作用下各层地震损伤  $D_i$ , 判断是否满足抗震性能指标, 即  $D_i$  是否满足结构损伤指标; 如果不满足, 则结构楼层需要布置消能器控制楼层损伤。

(6) 基于能量和位移的设计方法计算结构各层的消能器数量。

(7) 计算有控结构各层地震损伤  $D_i$ , 判断是否满足抗震性能指标; 满足指标则结构设计结束, 不满足指标则返回第 (6) 步再进行布置消能器直至满足性能指标。

结合损伤指标和抗震性能目标, 提出结构基于地震损伤的抗震设计分析流程图见图 1。

## 6 数值分析

本文数值分析的结构共有 8 层, 层高均为 5 m, 总高度为 40 m, 其结构体系为框架结构 (图 2), 抗震设防烈度按 VII 度考虑, 设计地震分组为第二组 (设计基本地震加速度值为 0.15 g), 场地土类型为 II 类, 场地特征周期为 0.40 s。

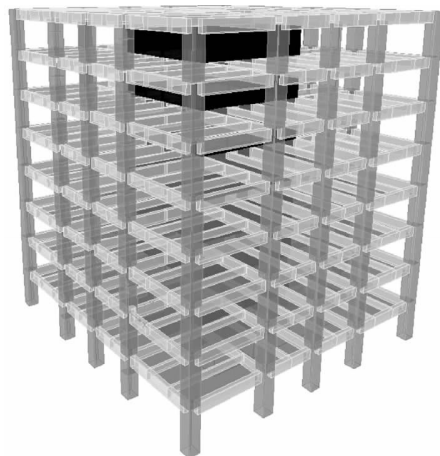


图 2 结构整体模型

Fig. 2 Integral model of the studied structure

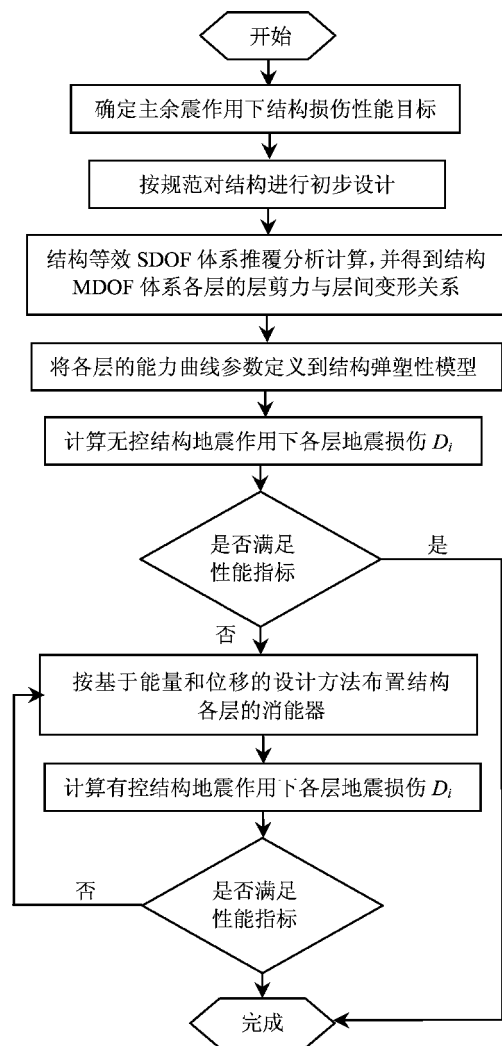


图 1 基于地震损伤性能消能减震结构的分析流程图

Fig. 1 Flow chart of energy dissipation structure analysis based on seismic damage performance

### 6.1 主余震激励地震波

激励地震波采用 El-Centro 波和人工波 1。主震为大震, 峰值加速度取 0.31 g。余震对结构的影响烈度设为 6 度, 最大加速度为 0.125 g。大震与其后的余震合称主震—余震型地震。

主震—余震型地震将主震和余震等效为一条地震波, 加速度时程曲线如图 3 所示。仅在结构抗侧力能力较弱的 Y 方向输入地震波, X 方向不输入地震波, 也不考虑其竖向地震作用。

### 6.2 楼层设置消能器数量

在结构上装置一种力学性能优良的位移型消能器。装置消能器后, 楼层的抗侧刚度增大, 在地震作用下消能器先于楼层进入塑性耗能, 减小

输入到结构中的能量。采用能量反应较大的人工波 1 作为基于能量和位移的设计方法确定布置结构各层的消能器数量的地震波。根据公式 (3),  $\varphi$  取 0.4,  $\alpha$ 、 $m$  由楼层的层间位移时程来定。确定各参数后, 按基于能量和位移求得各楼层所需设置的消能器数量 (表 2)。

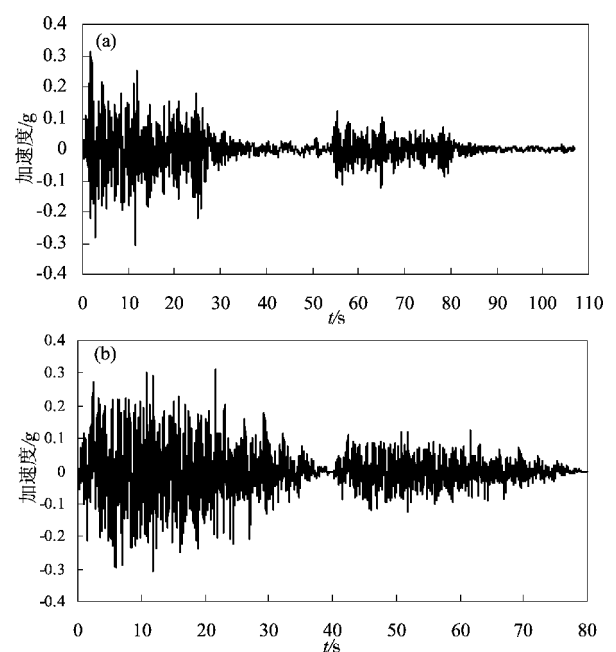


图 3 主震—余震型地震波时程  
(a) El-Centro 波; (b) 人工波 1  
Fig. 3 Time history of main-aftershocks type earthquake waves  
(a) EI-Centro wave; (b) artificial seismic wave

| 表 2 楼层消能器的配置  |           |                |             |             |
|---|-----------|----------------|-------------|-------------|
| Tab. 2 Design parameters of floor energy-dissipated dampers |           |                |             |             |
| 楼层<br>编号  | 楼层输入能/J   | 单消能器<br>等效耗能/J | 计算消能<br>器数量 | 实配消能<br>器数量 |
| 1   | 6 535.8   | 3 545.3        | 1.8         | 2           |
| 2   | 57 894.9  | 13 499.7       | 4.3         | 5           |
| 3   | 155 302.8 | 33 695.3       | 4.6         | 5           |
| 4   | 271 359.0 | 59 398.8       | 4.6         | 5           |
| 5   | 363 794.7 | 94 048.1       | 3.9         | 4           |
| 6   | 405 340.3 | 141 747.2      | 2.9         | 3           |
| 7   | 396 560.7 | 205 195.9      | 1.9         | 2           |
| 8   | 353 461.7 | 237 595.2      | 1.5         | 2           |

6.3 结构静力弹塑性分析

对设计好的原结构进行静力弹塑性分析。结构经过静力弹塑性分析后, 得到各楼层的能力曲

线 (图 4a)。为了方便分析, 按等能量原则将原结构各层的能力曲线拟合为等效双折线 (图 4b)。

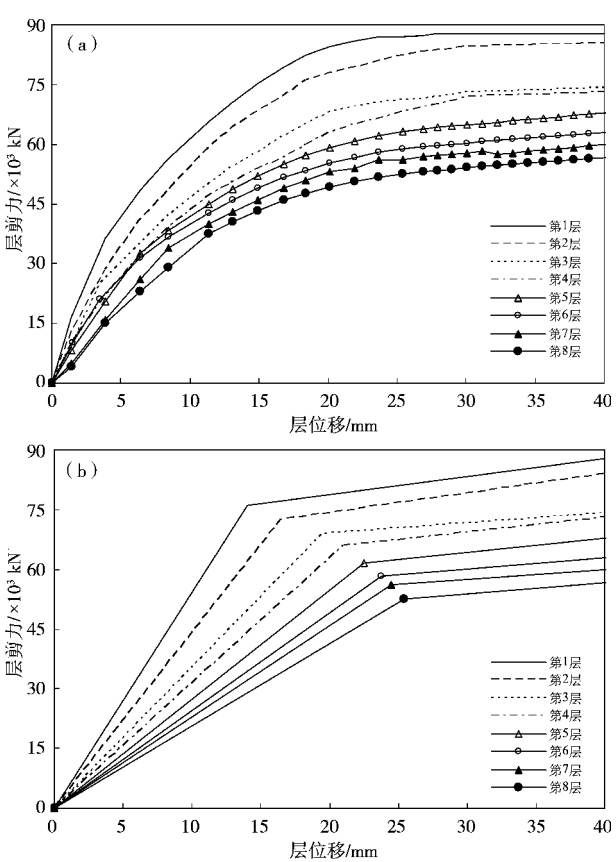


图 4 各楼层能力曲线(a)及拟合后的等效双折线(b)  
Fig. 4 The capacity curve (a) of each floor and the corresponding equivalent bilinear after fitting (b)

6.4 结构弹塑性模型

将各层的能力曲线关系值定义到多质点弹塑性模型的楼层连接单元中, 多质点模型示意图见图 5。对比两种模型 Y 方向结构性能, 结构 Y-Z 平面分析对比情况见表 3, 两种模型前五阶振型周期相差很小。

| 表 3 结构 Y-Z 平面分析                               |              |       |      |
|---|--------------|-------|------|
| Tab. 3 Analysis on Y-Z plane of the structure |              |       |      |
| 振型  | Y-Z 平面分析周期/s |       | 相差率  |
|   | 三维模型         | 多质点模型 |      |
| 1   | 0.784        | 0.791 | 0.9% |
| 2   | 0.297        | 0.304 | 2.3% |
| 3   | 0.189        | 0.195 | 2.9% |
| 4   | 0.139        | 0.146 | 4.8% |
| 5   | 0.112        | 0.118 | 5%   |

### 6.5 结构损伤分析

大震作用下楼层损伤情况如图 6 所示, 原结构在大震作用下损伤严重, 第 1~2 层成为薄弱层, 震害最为严重。原结构第 1 层在 El-Centro 波和人工波 1 作用下楼层损伤属于严重破坏。无控结构远远达不到设定的抗震性能目标。设置消能器的结构明显减小了地震对结构的损伤, 薄弱层的损伤大为减小, 在各地震波大震作用下有控结构的损伤在中等破坏以内, 满足了结构“大震可修”抗震性能目标。

主震—余震型地震作用下楼层损伤情况如图 7 所示, 原结构在余震作用下损伤严重。薄弱层第 1~2 层的震害非常严重, 第 1 层在 2 条地震波作用下楼层损伤都超过严重破坏界限, 在人工波 1 作用下楼层损伤甚至超越倒塌线。无控结构达不到

“余震不倒”的抗震性能目标。当结构装置消能器以后, 结构的损伤得到控制, 薄弱层的损伤大为减小, 在各地震波余震作用下有控结构的损伤均未达到严重破坏, 满足了结构“余震不倒”抗震性能目标。

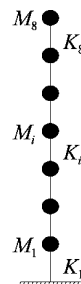


图 5 多质点模型示意图

Fig. 5 Sketch diagram of multi-particle model

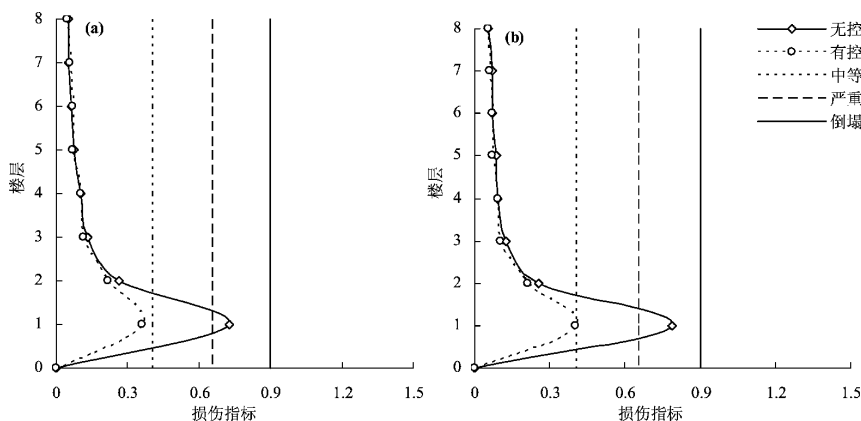


图 6 大震作用下结构楼层损伤

(a) El-Centro 波; (b) 人工波 1

Fig. 6 Damage of structural floor under major earthquake waves

(a) El-Centro wave; (b) artificial seismic wave 1

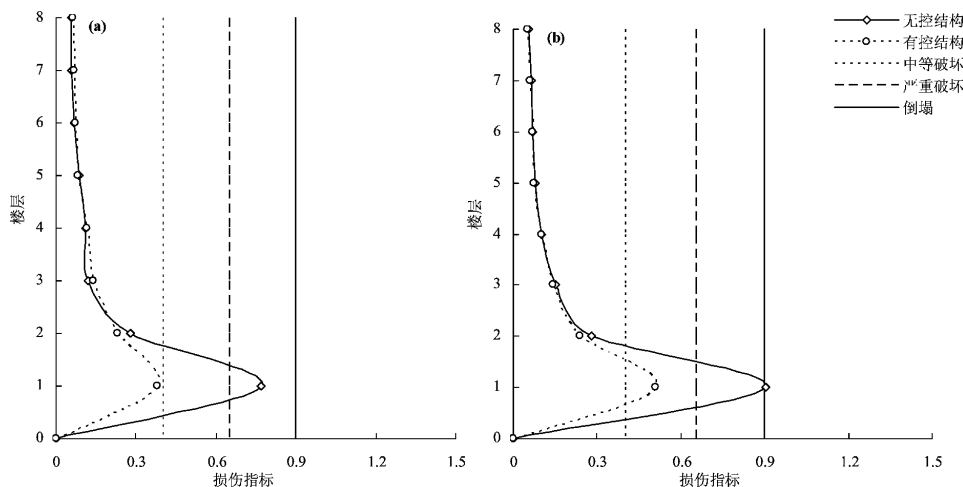


图 7 主震—余震型地震作用下结构楼层损伤

(a) El-Centro 波; (b) 人工波 1

Fig. 7 Damage of structural floor under main-aftershocks

(a) El-Centro wave; (b) artificial seismic wave

## 7 结语

本文综合考虑余震影响和结构损伤, 提出一种基于损伤性能的消能减震结构抗震设计方法。结合数值分析, 得到以下结论:

(1) 本文提出的抗震设计方法综合考虑余震影响和结构损伤, 将消能减震结构设计融入大震后“余震”和结构震中损伤的综合作用, 在消能减震设计中具有一定的先进性。

(2) 本文根据规范要求和调查研究, 给出的综合主余震的损伤性能目标作为结构在主余震作用下结构的损伤情况具有可行性。

(3) 本文结合所提出的抗震性能目标和基于能量及位移配置消能器等方法给出具体的消能设计方法和步骤, 该方法可较好评估消能器控制结构震害损伤的效果, 具有较好的实用性和可操作性。

通过数值分析可见, 本文提出的主余震作用下基于损伤性能消能器结构的抗震设计方法是具有可行性、实用性和一定先进性的, 可得到较好的工程应用。

## 参考文献:

- 龙锋, 阮祥, 宫悦, 等. 2014. 利用深度震相确定芦山地震主震及若干强余震的震源深度[J]. 地震研究, 37(3): 339–346.
- 吕大刚, 王光远. 2001. 基于损伤性能的抗震结构最优设防水准的决策方法[J]. 土木工程学报, 34(1): 44–49.
- 吕晓健, 高孟潭, 高战武. 2007. 强余震和主震地面运动分布比较研究[J]. 地震学报, 29(3): 295–301.
- 马俊驰, 窦远明, 苏经宇, 等. 2004. 考虑接连两次地震影响的建筑物震害分析方法[J]. 地震工程与工程振动, 24(1): 59–62.
- 牛荻涛, 任利杰. 1996. 改进的钢筋混凝土结构的双参数地震破坏模型[J]. 地震工程与工程振动, 16(4): 44–54.
- 欧进萍, 何政, 吴斌, 等. 1999. 钢筋混凝土结构基于地震损伤性能的设计[J]. 地震工程与工程振动, 19(1): 21–30.
- 田红旭, 毛玉平, 钱晓东. 2014. 云南地震序列最大余震的估算[J]. 地震研究, 37(1): 9–15.
- 吴波, 欧进萍. 1994. 考虑余震影响的结构抗震设计实用方法[J]. 哈尔滨建筑工程学院学报, 27(4): 9–16.
- 徐有邻. 2009. 汶川地震震害调查及对建筑结构安全的反思[M]. 北京: 中国建筑工业出版社.
- 周云, 周福霖. 1997. 耗能减震体系的能量设计方法[J]. 世界地震工程, 13(4): 7–13.
- Cosenza E., Manfredi G., Ramasco K. 1990. An evaluation of the use of damage functional in earthquake-resistant design [A]. Proc. 9th Eur. Conf Earthquake Engineering [C]. Moscow, 9: 303–312.
- Park Y. J., Ang H. S. 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 111(4): 722–739.
- GB50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].

## Seismic Design on Energy Dissipation Structures under Major and Aftershocks Earthquakes Based on Damage Performance

LIU Miao-xin<sup>1</sup>, TAN Ping<sup>2</sup>, WEI Lu<sup>1</sup>

(1. The Architectural Design and Research Institute of Guangdong Province, Guangzhou 510010, Guangdong, China)

(2. Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China)

## Abstract

Considering the aftershocks influence and structural damage, we present a kind of seismic design method of energy dissipation structures based on damage performance. In order to satisfy the performance requirements of the structure which could resist the aftershocks, we aim at the damage performance combined with the main – aftershocks. Based on Park-Ang two parameters damage model, we build the structural interlaminar damage calculation formula, and evaluate the seismic performance of the structure by damage degree. Finally, we give the seismic design procedure of energy dissipation structures based on damage performance.

**Key words:** energy dissipation; aftershocks influence; structural damage; performance objective