

文章编号: 1000-4750(2009)04-0158-09

基于塑性铰模型的钢筋混凝土桥墩地震损伤评价

*艾庆华¹, 王东升², 李宏男¹, 孙治国²

(1. 大连理工大学海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁, 大连 116024; 2. 大连海事大学道路与桥梁研究所, 辽宁, 大连 116026)

摘 要: 塑性铰模型已被日本 JSCE、美国 Caltrans、新西兰 NZS 和中国(征求意见稿)等国家的桥梁抗震规范采纳, 用于评价钢筋混凝土桥墩的位移(延性)能力。随着基于性能/位移抗震设计理论的发展, 相继提出了残余位移、极限曲率及曲率延性系数、纵筋和混凝土的最大应变、纵筋低周疲劳损伤等桥墩地震损伤量化指标。选用 5 种常用塑性铰模型, 通过数值分析和试验数据对比研究了利用塑性铰模型对上述损伤指标进行估计的准确程度及主要影响因素。结果表明: 塑性铰模型计算的滞回曲线及残余位移和试验结果十分接近, 但会高估桥墩最终破坏时纵筋的最大拉应变, 低估核心混凝土的最大压应变; 对剪跨比 $\lambda \geq 8$ 的(高)桥墩计算的极限曲率小于试验值, 可能会导致偏于不安全的设计结果; 在最大加载控制位移相同条件下, 加载方式对上述损伤指标的计算结果影响较小。

关键词: 钢筋混凝土桥墩; 基于性能抗震设计; 塑性铰模型; 损伤指标; 低周反复加载试验

中图分类号: P315.9; U442.5⁷⁵ **文献标识码:** A

SEISMIC DAMAGE EVALUATION OF RC BRIDGE COLUMNS BASED ON PLASTIC HINGE MODEL

*AI Qing-hua¹, WANG Dong-sheng², LI Hong-nan¹, SUN Zhi-guo²

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

2. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian, Liaoning 116026, China)

Abstract: A plastic hinge model has been widely used in bridge aseismic design codes such as Japan, Caltrans, New Zealand and China (revised edition), to evaluate deformation capacity or the displacement ductility factor of RC bridge columns. With the development of bridge performance/displacement based aseismic design, several damage indices have been suggested, such as the ultimate curvature and curvature ductility factor of critical section, maximum strain of confined concrete and reinforced steels, low cycle fatigue damage indices of longitudinal reinforcement etc. To study the accuracy degree of damage indices calculated with plastic hinge models and the main influencing factor, a computer program was developed employing 5 plastic hinge models to compute aforesaid damage indices compared with the test data of RC bridge columns. The study results show that force-displacement curves and residual deformation calculated match the experiment with adequate accuracy, but the strain of longitudinal steel is overestimated and the strain of core concrete is underestimated. The computed ultimate curvature is lower than that of experiment results when shear span ratio is not less than 8. It is also recognized that under the same loading control displacement, loading path hardly affects the aforesaid damage indices.

收稿日期: 2007-12-07; 修改日期: 2008-01-23

基金项目: 国家自然科学基金青年基金项目(50308027); 海岸和近海工程国家重点实验室基金项目(LP0709)

作者简介: *艾庆华(1977—), 男, 山东德州人, 博士生, 主要从事桥梁抗震研究(E-mail: ai_qinghua@sohu.com);

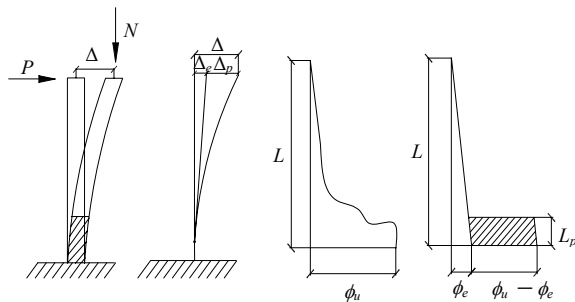
王东升(1974—), 男, 内蒙古库伦旗人, 教授, 博士, 主要从事桥梁抗震研究(E-mail: dswang@dlut.edu.cn);

李宏男(1957—), 男, 辽宁沈阳人, 长江学者特聘教授, 博士, 土木水利学院院长, 主要从事地震工程、结构控制等研究(E-mail: hnli@dlut.edu.cn);

孙治国(1980—), 男, 山东德州人, 博士生, 主要从事桥梁抗震研究(E-mail: szg_1999_1999@163.com).

Key words: reinforced concrete bridge columns; performance based aseismic design; plastic hinge model; damage index; cyclic loading test

桥梁延性抗震设计允许大震时在桥墩底部形成弯曲塑性铰以消耗地震能量,塑性铰模型(图1)假定塑性曲率在指定长度内(等效塑性铰长度)以一定理想化的模式分布,进而可求得桥墩的弹性和塑性变形分量以及位移延性系数。塑性铰模型已被新西兰 NZS 规范^[1]、美国 Caltrans 规范^[2]、日本 JSCE 规范^[3]和中国(征求意见稿 JTJ004-2005)^[4]等桥梁抗震规范采纳,其中美国 Caltrans、日本和中国主要是根据钢筋、混凝土材料的本构关系和极限应变值,首先通过弯矩-曲率分析获得截面极限曲率,再通过塑性铰模型计算桥墩的位移能力或延性系数;新西兰规范则是根据位移延性系数并利用塑性铰模型求得曲率延性系数,并据此对塑性铰区进行箍筋配置(配箍率设计要求与曲率延性系数相关)。



(a) 桥墩 (b) 弹塑性变形 (c) 实际曲率分布 (d) 理想化分布

图1 钢筋混凝土桥墩的塑性铰模型

Fig.1 Plastic hinge model of reinforced concrete column

钢筋混凝土桥墩塑性铰模型较系统的研究工作是由 Priestley 和 Park 等^[5]完成的,他们通过大量钢筋混凝土桥墩低周反复加载试验结果,建议了塑性铰区曲率的简化矩形分布模式并给出了等效塑性铰长度的试验统计公式,这也是目前各国规范采用的基本模型。此后 Chang 和 Mander^[6]给出了等效塑性铰长度的力学计算模型,为截面初始屈服弯矩和承受最大弯矩的分布范围,并开发了用于模拟低周反复加载下钢筋混凝土桥墩非线性位移反应分析和抗震性能评价的 UB-COLA 程序。Esmaily 和 Xiao Yan^[7]在 Priestley-Park 模型和 Chang-Mander 模型的基础上提出了两个改进模型,开发了 USC-RC 程序用以分析变轴力下桥墩的滞回特性。Berry 和 Eberhard^[8]基于 PEER 的钢筋混凝土柱抗震性能试验数据库(PEER Column Performance Data

Base),以 Priestley-Park 塑性铰模型为理论参考,对桥墩进入不同损伤状态时的损伤指标(混凝土压应变、塑性转角、墩顶转角(drift ratio)和位移延性等),在试件参数(轴压比、剪跨比等)改变时的变化趋势进行了回归分析,以墩顶转角的形式给出了混凝土保护层脱落和纵筋屈曲的统计公式。

随着桥梁基于性能/位移抗震设计理论的发展,对钢筋混凝土桥墩地震损伤量化参量提出了更高的要求,除传统的位移延性和曲率延性外,相继提出了残余位移^[9]、纵筋和混凝土最大应变^[10-12]、损伤指数(纵筋低周疲劳)^[13]等指标。如利用塑性铰模型对这些损伤指标进行估计,其准确程度如何尚未见到相关研究。本文选取 5 种较常采用的塑性铰模型,通过数值分析和试验数据对比,研究了利用塑性铰模型进行钢筋混凝土桥墩地震损伤评价的可行性及主要影响因素。目的是为塑性铰模型在钢筋混凝土桥墩基于性能抗震设计中的应用提供更完备的基础,同时促进桥梁抗震设计规范发展。

1 塑性铰模型和桥墩损伤指标

1.1 选取的塑性铰模型

本文选取 Priestley-Park 模型、Chang-Mander 模型、日本规范模型、Esmaily-Xiao 模型 1 和 Esmaily-Xiao 模型 2 共 5 种塑性铰模型,具体如表 1 所示。美国 Caltrans、新西兰和中国规范主要采用 Priestley 模型,日本规范塑性曲率分布模式与 Priestley 模型相同,但等效塑性铰长度不同。

1.2 计算的损伤指标

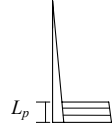
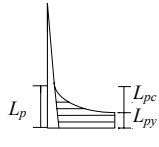
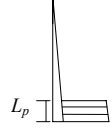
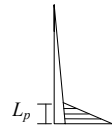
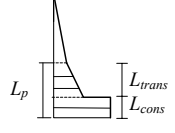
1.2.1 残余位移

日本学者在 Kobe 地震桥梁震害调查后发现残余位移对桥梁震后是否可修复具有重要影响,日本道路规范规定残余位移漂移率限值为 1%,震后残余位移漂移率超过 1.75%时就要推倒重建。

1.2.2 极限曲率及曲率延性系数

曲率是桥墩截面变形参数,根据塑性铰理论,曲率延性和位移延性存在正相关的关系。Elnashai 等^[14]在对单墩反应比较了位移延性、转角延性和曲率延性后,认为曲率延性更能表述结构的破坏和损伤。

表 1 选取的塑性铰模型
Table 1 Selected plastic hinge models

| 模型名称 | 等效塑性铰长度 | 塑性曲率分布模式 | 示意图 |
|------------|--|----------|--|
| Priestley | $L_p = 0.08L + 0.022f_y d$ | 矩形 |  |
| Chang | $L_p = L_{pc} + L_{py}$ $L_{pc} = L \left(1 - \left \frac{M_y}{M_{max}} \right \right)$ $L_{py} = 32\sqrt{d}$ | 抛物线+矩形 |  |
| 日本规范 | $L_p = 0.2L - 0.1D$ $(0.1D \leq L_p \leq 0.5D)$ | 矩形 |  |
| Esmacily 1 | $L_p = L \left(1 - \left \frac{M_y}{M_{max}} \right \right)$ | 三角形 |  |
| Esmacily 2 | $L_p = L_{trans} + L_{cons}$ $L_{trans} = 0.022f_y d$ $L_{cons} = \begin{cases} D, & \text{当 } \lambda \leq 12.5 \\ 0.08L, & \text{当 } \lambda > 12.5 \end{cases}$ | 梯形+矩形 |  |

注： L_p 为等效塑性铰长度， L 为桥墩底部到上部结构质量中心的高度， f_y 为纵筋屈服强度， d 为纵筋直径， D 为截面宽度(直径)， M_y 为桥墩初始屈服强度， M_{max} 为加载历程中所经历的最大弯矩。

1.2.3 混凝土和纵筋最大应变

把混凝土和纵筋最大应变作为损伤指标较早由 Priestley 等^[10]提出，在以后一些学者提出的钢筋混凝土桥墩基于位移抗震设计方法中相继采用了这一损伤指标^[11-12]。Lehman 等^[15]的试验研究进一步指出钢筋混凝土桥墩的损伤状态(开裂、混凝土剥落和核芯混凝土压碎等)和最外层纵筋拉应变及核芯混凝土压应变可以很好地用累积概率曲线相联系。

1.2.4 纵筋低周疲劳损伤指数

Kunnath 等^[13]在试验基础上详细分析比较了各类损伤模型及影响参数，认为只有纵筋疲劳损伤指数较适合于钢筋混凝土桥墩的地震损伤评估。本文用“雨流计数法”对墩底截面最外层纵筋应变历程进行周数统计，钢筋疲劳-寿命方程分别采用 Kunnath 和 Mander 建议参数^[6,16]，然后根据 Minner 准则计算纵筋的低周疲劳损伤指数。

经典的低周疲劳寿命方程为：

$$\epsilon_a = \frac{\Delta\epsilon}{2} = \epsilon'_f (2N_f)^c \quad (1)$$

式中： $\Delta\epsilon$ 为应变幅值； $2N_f$ 为构件失效时的循环周

期数； ϵ'_f 和 c 为参数，在 Kunnath 方程中， $\epsilon'_f=0.112$ ， $c=-0.433$ ，在 Mander 方程中， $\epsilon'_f=0.0791$ ， $c=-0.448$ 。两者存在较大差异是因为前者定义混凝土结构中纵筋断裂为最终破坏状态，后者则定义钢筋第一次出现疲劳裂纹为最终破坏状态。

由式(1)，对应于特定 $\Delta\epsilon$ ，以循环周期数 $2N_f$ 表示的疲劳寿命为：

$$2N_f = \left(\frac{\Delta\epsilon}{2\epsilon'_f} \right)^{\frac{1}{c}} \quad (2)$$

根据 Minner 准则，钢筋的低周疲劳损伤指数 D 为：

$$D = \sum D_i \quad (3)$$

式中， $D_i = \frac{1}{2N_{fi}}$ 。

1.3 选取的桥墩试件

本文主要以 Lehman 等^[17]完成的 5 根钢筋混凝土桥墩低周反复加载试验结果作为比较依据。该试验采用外部装置详细量测了塑性铰区的变形特征，涉及曲率分布、混凝土和纵筋应变、变形组成成分

(弯曲、剪切、粘结)等多个方面。试件变化参数为剪跨比(分别为 4、8、10, 为试件编号前 1 位或前 2 位数字)和纵筋配筋率(分别为 0.7%、1.5%和 3%, 为试件编号后 2 位数字)。另外采用 Kunnath 等^[13]完成的 4 根完全相同截面桥墩地震累积损伤试验结果, 分析了不同加载方式(单调加载、低周反复规则

加载和随机不规则加载)的影响问题。对于研究中发现的若干现象还补充课题组完成的 3 根桥墩低周反复加载试验结果进行了进一步确认^[18]。选取的全部桥墩试件参数如表 2 所示, 国外数据来自 PEER 的钢筋混凝土柱抗震性能试验数据库。

表 2 桥墩试件参数

Table 2 Parameters of bridge columns

| 构件编号 | 直径/mm | 墩高/mm | 剪跨比 | 配筋率/(%) | 配箍率/(%) | 轴压比 | 加载模式 | 最终破坏状态 |
|--------|-------|--------|-----|---------|---------|------|------|--------|
| LA407 | 609.6 | 2438.4 | 4 | 0.75 | 0.70 | 0.07 | 低周反复 | 纵筋断裂 |
| LA415 | 609.6 | 2438.4 | 4 | 1.49 | 0.70 | 0.07 | 低周反复 | 纵筋断裂 |
| LA430 | 609.6 | 2438.4 | 4 | 2.98 | 0.70 | 0.07 | 低周反复 | 箍筋断裂 |
| LA815 | 609.6 | 4876.8 | 8 | 1.49 | 0.70 | 0.07 | 低周反复 | 纵筋断裂 |
| LA1015 | 609.6 | 6096 | 10 | 1.49 | 0.70 | 0.07 | 低周反复 | 纵筋断裂 |
| KA1 | 305 | 1372 | 4.5 | 2.0 | 0.87 | 0.1 | 单调加载 | 纵筋压屈 |
| KA2 | 305 | 1372 | 4.5 | 2.0 | 0.87 | 0.1 | 低周反复 | 箍筋断裂 |
| KA7 | 305 | 1372 | 4.5 | 2.0 | 0.87 | 0.1 | 随机加载 | 箍筋断裂 |
| KA8 | 305 | 1372 | 4.5 | 2.0 | 0.87 | 0.1 | 随机加载 | 箍筋断裂 |
| WA10 | 400 | 2450 | 6 | 1.5 | 0.5 | 0.19 | 低周反复 | 纵筋压屈 |
| WA12 | 400 | 2450 | 6 | 2.2 | 0.36 | 0.19 | 低周反复 | 纵筋压屈 |
| WA14 | 400 | 2450 | 6 | 2.9 | 0.36 | 0.19 | 低周反复 | 纵筋压屈 |

2 桥墩塑性铰模型分析过程

2.1 材料本构关系

2.1.1 钢筋本构关系

Chang-Mander 钢筋模型能够描述钢筋在塑性变形时的包辛格效应、循环应变强化、反向记忆特性、低周疲劳等力学性能, 较好地模拟了钢筋在反复应变下的滞回曲线。模型由 10 条规则描述钢筋在反复荷载下的应力-应变加卸载路径, 其中, 规则 1、规则 2 表示骨架曲线, 其它为滞回规则。钢筋本构关系如图 2 所示。

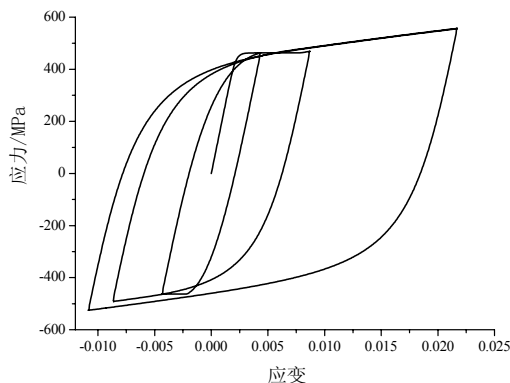


图 2 钢筋应力-应变关系

Fig.2 Strain-stress relation of steel

2.1.2 混凝土本构关系

Chang-Mander 混凝土模型亦由骨架曲线和滞

回曲线组成, 模型共由 15 条规则组成, 其中规则 1 和规则 2 分别为受压和受拉时的骨架曲线, 其它为滞回规则。由于钢筋和混凝土的骨架曲线和滞回规则较为复杂, 限于篇幅, 不再赘述, 详见文献[6,19]。混凝土本构关系曲线如图 3 所示。

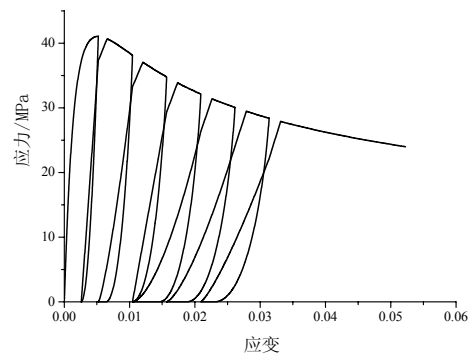


图 3 混凝土应力-应变关系

Fig.3 Strain-stress relation of concrete

2.2 墩顶位移分析

依墩顶位移与桥墩曲率分布的积分关系, 可由塑性铰模型建立基于墩底截面曲率计算墩顶位移的计算公式, 以塑性曲率矩形分布为例(图 1), 墩顶位移为:

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_p = \frac{\phi_e L^2}{3} + (\phi - \phi_e) L_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (4)$$

式中: Δ 为总位移; Δ_e 为弹性位移; Δ_p 为塑性位移;

ϕ_e 为弹性曲率； ϕ 为总曲率； L_p 为等效塑性铰长度， L 为桥墩底部到上部结构质量中心之间的长度。

具体数值分析工作以试验加载位移历程为控制参量，以墩底截面曲率为加载参量。首先使用纤维模型对墩底截面进行弯矩-曲率分析，然后通过塑性铰模型建立截面曲率和墩顶位移之间的关系，即可得到桥墩基底剪力和对应的墩顶位移，最后统计分析输出结果，进行损伤评价。详细分析流程如图4所示。

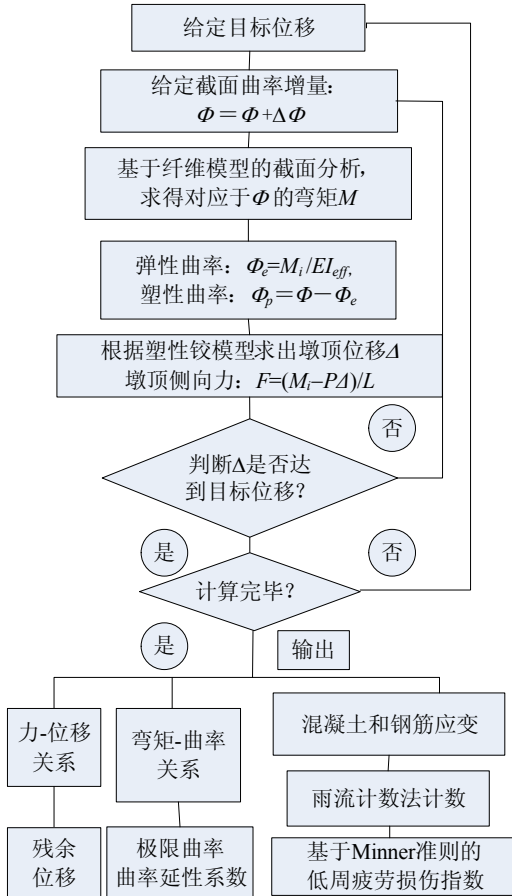


图4 钢筋混凝土桥墩地震损伤评价流程

Fig.4 Flow process chart of seismic damage evaluation of RC bridge column

2.3 P-Δ 效应

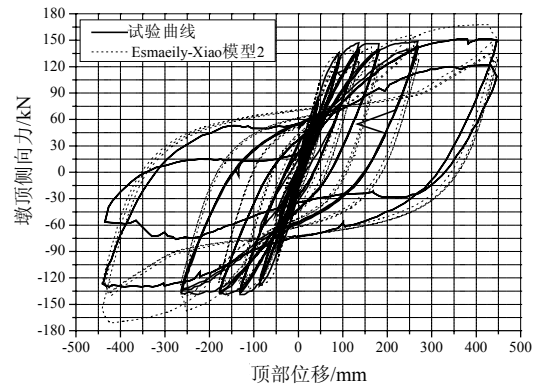
当轴压比和位移延性系数较大时， $P-\Delta$ 效应对桥墩滞回性能的影响是不可忽略的。对 PEER 的钢筋混凝土柱抗震性能试验数据库，各实验室竖向荷载加载装置以及研究者所提交的实验数据对 $P-\Delta$ 效应的处理方式不尽相同。为了尽量和试验数据一致，分析中是否考虑 $P-\Delta$ 效应以研究者提供的试验数据为准，并按试验竖向荷载加载装置形式施加，图4 计算流程中给出了轴力在加载过程中始终保持

竖向时墩顶侧向力的计算公式。

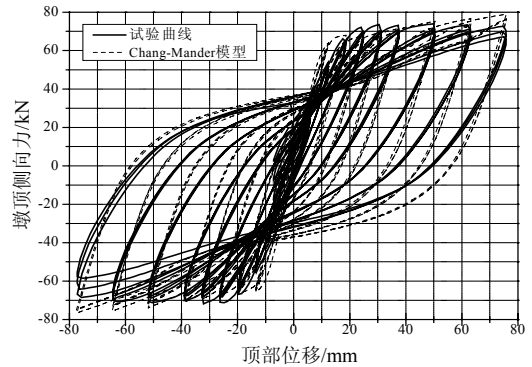
3 计算结果及分析

3.1 桥墩力-位移滞回关系

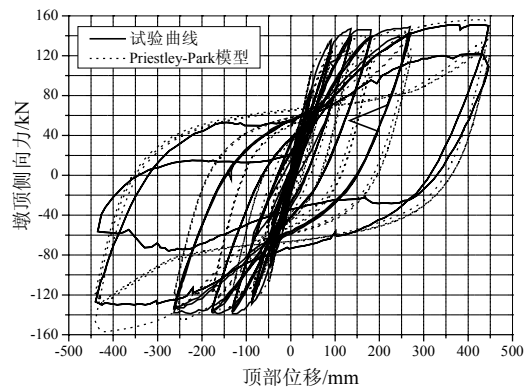
所选塑性铰模型数值分析得到的桥墩力-位移滞回曲线和试验结果符合都很好，即使在强非线性阶段也能得到较为满意的计算结果。这也一定程度上说明了本文程序的正确性。部分桥墩试件滞回曲线和试验结果比较如图5所示。



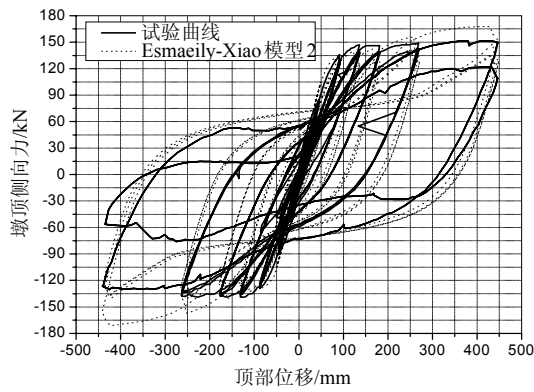
(a) KA2 试件—日本规范模型



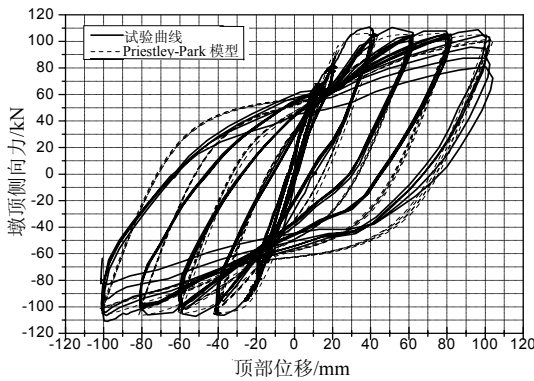
(b) KA2 试件—Chang-Mander 模型



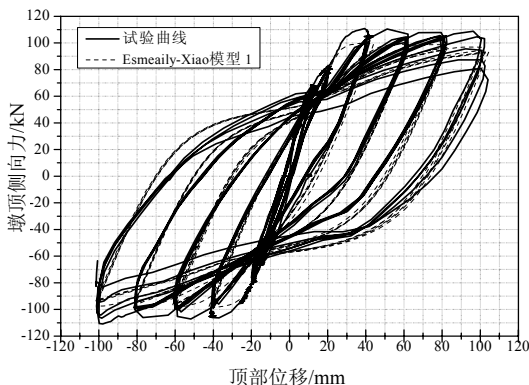
(c) LA815 试件—Priestley-Park 模型



(d) LA815 试件—Esmaily-Xiao 模型 2



(e) WA14 试件—Priestley-Park 模型



(f) WA14 试件—Esmaily-Xiao 模型 1

图 5 试验滞回曲线和模拟滞回曲线比较

Fig.5 Comparison of the hysteretic curves between experimental and simulated results

3.2 桥墩损伤指标及影响分析

3.2.1 残余位移

桥墩试件加载历程中最大残余位移计算值和试验值的比值如表 3 所示, 其中残余位移取相应于最大加载位移幅值的水平荷载为零时对应位移值。表 3 中行平均值和变异系数为同一试件不同塑性铰模型计算的统计结果, 列为所有试件同一塑性铰模型计算统计结果(余下表格与此相同)。可以看出, 5 种塑性铰模型计算结果相差不大, 即残余位移对塑性铰模型的敏感性不高。另外纵筋配筋率对比值没

有明显影响; 随着剪跨比的增加, 比值略有减小。所有试件的残余位移计算值与试验值之比略大于 1, 总体上不超过 20%。还分析了残余位移随加载幅值变化情况, 上述结论依然成立, 这点从力-位移滞回曲线的拟合情况较好也可看出。

表 3 最大残余位移(计算值/试验值)

Table 3 Maximum residual deformation (computed value/test value)

| 试件 | Priestley Chang | Japan | Esmaily 1 | Esmaily 2 | 平均值 | 变异系数 | |
|--------|-----------------|-------|-----------|-----------|------|------|------|
| LA407 | 1.24 | 1.20 | 1.25 | 1.17 | 1.07 | 1.19 | 0.05 |
| LA415 | 1.13 | 1.12 | 1.13 | 1.11 | 1.07 | 1.11 | 0.02 |
| LA430 | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 1.13 | 1.16 | 0.01 |
| LA815 | 1.09 | 1.08 | 1.09 | 1.08 | 1.07 | 1.08 | 0.01 |
| LA1015 | 1.04 | 1.03 | 1.04 | 1.02 | 1.01 | 1.03 | 0.01 |
| 平均值 | 1.13 | 1.12 | 1.14 | 1.11 | 1.07 | | |
| 变异系数 | 0.07 | 0.06 | 0.07 | 0.06 | 0.04 | | |

3.2.2 极限曲率及曲率延性系数

桥墩墩底截面的极限曲率计算值与试验值的比较如表 4 所示。可见 5 种塑性铰模型计算结果有很大差异, 一般情况下日本规范模型极限曲率计算结果最大, Esmaily-Xiao 模型 2 计算结果最小。原因是在墩顶控制位移(试验加载位移)相同条件下, 极限曲率结果主要影响因素为塑性铰区长度, 日本规范将塑性铰区长度限定在不超过 0.5 倍截面高度范围内, 而 Esmaily-Xiao 模型 2 则取为 1 倍截面高度以上, 对所分析试件他们基本代表了塑性铰区长度的两种极端情况。

表 4 极限曲率(计算值/试验值)

Table 4 Ultimate curvature (computed value/test value)

| 试件 | Priestley Chang | Japan | Esmaily 1 | Esmaily 2 | 平均值 | 变异系数 | |
|--------|-----------------|-------|-----------|-----------|------|------|------|
| LA407 | 1.48 | 1.11 | 1.76 | 1.02 | 0.86 | 1.25 | 0.26 |
| LA415 | 1.23 | 0.98 | 1.46 | 0.92 | 0.71 | 1.06 | 0.25 |
| LA430 | 1.84 | 1.53 | 2.19 | 1.47 | 1.08 | 1.62 | 0.23 |
| LA815 | 0.81 | 0.59 | 1.4 | 0.5 | 0.66 | 0.79 | 0.40 |
| LA1015 | 0.96 | 0.67 | 1.93 | 0.56 | 0.90 | 1.00 | 0.48 |
| WA10 | 1.41 | 1.3 | 1.87 | 1.3 | 0.91 | 1.36 | 0.23 |
| WA12 | 1.23 | 1.07 | 1.69 | 1.05 | 0.83 | 1.17 | 0.25 |
| WA14 | 1.62 | 1.41 | 2.38 | 1.4 | 1.16 | 1.59 | 0.26 |
| 平均值 | 1.32 | 1.08 | 1.84 | 1.03 | 0.89 | | |
| 变异系数 | 0.24 | 0.29 | 0.17 | 0.33 | 0.18 | | |

注: 考虑到锚固钢筋拔出的影响, Lehman 试验测量的曲率、最大钢筋应变和核芯混凝土最大压应变均为距底部 $D/4-D/2$ 范围内的平均值。

再观察试件参数影响情况, 对于剪跨比较大的 LA815 试件和 LA1015 试件, 除日本规范模型外, 计算的极限曲率结果均小于试验值。新西兰规范是由设计位移延性系数利用塑性铰模型(Priestley 模

型)求得曲率延性系数(类似本文分析过程)并据此对塑性铰区进行箍筋配置,则对剪跨比 $\lambda \geq 8$ 的高墩可能会由于计算曲率延性系数比实际要求偏低,导致配箍不足,偏于不安全。美国 Caltrans、日本和中国(征求意见稿)规范则采用截面极限曲率通过塑性铰模型计算桥墩的位移能力或延性系数。注意到位移延性系数和曲率延性系数的正相关关系,则若以试件的试验极限曲率为控制参量反求位移延性,除日本规范模型外其它塑性铰模型都将会高估桥墩的位移延性能力,仍将偏于不安全。因此利用塑性铰模型进行高桥墩延性抗震分析时宜对模型本身的影响有足够认识。纵筋配筋率对计算结果亦有一定影响,配筋率较大(3%)的 LA430 试件极限曲率计算值与试验值之比明显大于同剪跨比的 LA415 试件和 LA430 试件,进一步计算了课题组完成的 3 根纵筋配筋率分别为 1.5%、2.2%和 3%的 WA10 试件、WA12 试件和 WA14 试件,亦体现了同样规律。

最后,从不同塑性铰模型对所有试件极限曲率计算结果和试验结果比值的统计平均值和变异系数来看,采用塑性铰区等效长度力学计算值的 Chang-Mander 模型和 Esmacily-Xiao 模型 1 计算精度要高,但综合考虑高墩适用性、偏于安全性和计算方便等因素,采用塑性铰区等效长度试验统计值的 Priestley 模型很值得推荐。考虑极限曲率除以屈服曲率即为曲率延性系数,若认为试件试验屈服曲率和模型计算屈服曲率相近,则上述讨论同样适用于曲率延性系数。

3.2.3 纵筋最大拉应变

桥墩试件底部截面临界破坏最外层纵筋最大拉应变计算值与试验值比较如表 5 所示。可见比值除 Esmacily-Xiao 模型 1 计算的 LA815 试件略小于 1 外,其余计算值普遍高于试验值,日本规范模型甚

表 5 纵筋临界破坏最大拉应变(计算值/试验值)

Table 5 The maximum tensile strain of longitudinal steel (computed value/test value)

| 试件 | Priestley | Chang | Japan | Esmacily 1 | Esmacily 2 | 平均值 | 变异系数 |
|--------|-----------|-------|-------|------------|------------|------|------|
| LA407 | 1.58 | 1.20 | 1.96 | 1.08 | 0.95 | 1.35 | 0.27 |
| LA415 | 1.97 | 1.57 | 2.38 | 1.47 | 1.15 | 1.71 | 0.25 |
| LA430 | 1.98 | 1.64 | 2.48 | 1.58 | 1.24 | 1.78 | 0.24 |
| LA815 | 1.45 | 1.07 | 2.47 | 0.90 | 1.22 | 1.42 | 0.39 |
| LA1015 | 1.44 | 1.01 | 2.91 | 0.84 | 1.38 | 1.52 | 0.48 |
| 平均值 | 1.68 | 1.30 | 2.44 | 1.17 | 1.19 | | |
| 变异系数 | 0.24 | 0.26 | 0.30 | 0.30 | 0.14 | | |

注:临界破坏定义为桥墩抗弯强度下降 20%。

至高出 2 倍还要多,但随着剪跨比的增加,比值呈减小趋势。而随着配筋率的增加,比值呈增加趋势。从计算精度来看, Esmacily-Xiao 模型 2 和 Chang-Mander 模型要优于其它塑性铰模型。另外,对剪跨比较大的 LA815 试件和 LA1015 试件,纵筋最大拉应变不同塑性铰模型计算结果的差异似乎倾向于变大。

3.2.4 核芯混凝土最大压应变

桥墩试件底部截面核芯混凝土压碎最大压应变计算值与试验值比较如表 6 所示。与纵筋拉应变相反,除配筋率较高的 LA430 试件外,塑性铰模型计算值均小于试验值,大约为试验值的 50%—70%。其比值随剪跨比的增加而减小,随着配筋率的增加而增加。总体上看,日本规范模型较好地估计了混凝土最大压应变,其次是 Priestley 模型,但要注意该模型变异系数已达到 50%。

表 6 核芯混凝土压碎最大压应变(计算值/试验值)

Table 6 The maximum compressive strain of core concrete (computed value/test value)

| 试件 | Priestley | Chang | Japan | Esmacily 1 | Esmacily 2 | 平均值 | 变异系数 |
|--------|-----------|-------|-------|------------|------------|------|------|
| LA407 | 0.25 | 0.21 | 0.25 | 0.20 | 0.16 | 0.22 | 0.15 |
| LA415 | 0.71 | 0.55 | 0.79 | 0.55 | 0.29 | 0.58 | 0.30 |
| LA430 | 1.38 | 1.12 | 1.08 | 1.06 | 0.57 | 1.04 | 0.25 |
| LA815 | 0.62 | 0.45 | 0.96 | 0.41 | 0.53 | 0.59 | 0.33 |
| LA1015 | 0.46 | 0.36 | 0.81 | 0.29 | 0.46 | 0.48 | 0.38 |
| 平均值 | 0.68 | 0.54 | 0.78 | 0.50 | 0.40 | | |
| 变异系数 | 0.56 | 0.58 | 0.36 | 0.60 | 0.38 | | |

注:核芯混凝土压碎定义为箍筋直径完全外露。

3.2.5 纵筋低周疲劳损伤指数

纵筋疲劳损伤指数计算结果如表 7 和表 8 所示。试验表明除配筋较高的 LA430 试件纵筋屈曲外,其余试件纵筋都发生了断裂,但不同塑性铰模型损伤指数结果却都显示 LA430 试件纵筋损伤几乎最大。对所有试件不同塑性铰模型计算的纵筋损

表 7 最外层纵筋低周疲劳损伤指数—Kunnath 疲劳寿命方程

Table 7 Low cycle fatigue damage indices of outermost longitudinal steel—Kunnath fatigue-life equation

| 试件 | Priestley | Chang | Japan | Esmacily 1 | Esmacily 2 | 平均值 | 变异系数 |
|--------|-----------|-------|-------|------------|------------|------|------|
| LA407 | 0.73 | 0.41 | 1.07 | 0.36 | 0.21 | 0.56 | 0.55 |
| LA415 | 1.95 | 1.23 | 2.87 | 1.08 | 0.56 | 1.54 | 0.52 |
| LA430 | 1.77 | 1.21 | 2.76 | 1.12 | 0.54 | 1.48 | 0.51 |
| LA815 | 0.73 | 0.41 | 2.6 | 0.29 | 0.46 | 0.90 | 0.96 |
| LA1015 | 0.66 | 0.34 | 3.24 | 0.23 | 0.56 | 1.01 | 1.12 |
| 平均值 | 1.17 | 0.72 | 2.51 | 0.62 | 0.47 | | |
| 变异系数 | 0.57 | 0.41 | 0.75 | 0.40 | 0.13 | | |

表 8 最外层纵筋低周疲劳损伤指数—Mander 疲劳寿命方程

Table 8 Low cycle fatigue damage indices of outermost longitudinal steel—Mander fatigue-life equation

| 试件 | Priestley | Chang | Japan | Esmacaily 1 | Esmacaily 2 | 平均值 | 变异系数 |
|--------|-----------|-------|-------|-------------|-------------|------|------|
| LA407 | 0.88 | 0.51 | 1.28 | 0.45 | 0.26 | 0.68 | 0.54 |
| LA415 | 2.28 | 1.46 | 3.30 | 1.29 | 0.68 | 1.80 | 0.50 |
| LA430 | 2.07 | 1.44 | 3.18 | 1.34 | 0.66 | 1.74 | 0.49 |
| LA815 | 0.87 | 0.50 | 3.0 | 0.36 | 0.56 | 1.06 | 0.93 |
| LA1015 | 0.79 | 0.42 | 3.69 | 0.29 | 0.67 | 1.17 | 1.08 |
| 平均值 | 1.38 | 0.87 | 2.89 | 0.75 | 0.57 | | |
| 变异系数 | 0.65 | 0.48 | 0.84 | 0.47 | 0.16 | | |

伤指数平均值相差很大，如不考虑日本规范模型的保守性，其范围可分布在 0.5—1.5 区间，其变异系数可达 50%—60%。对同一根试件，不同塑性铰模型计算结果差异也很大，对剪跨比较大的 LA815 试件、LA1015 试件变异系数可达 100%以上。说明一点，Kunnath 和 Mander 疲劳寿命方程采用了不同的钢筋最终破坏定义，Mander 方程的计算值大于 Kunnath 方程，但二者统计离散性是一致的。

3.3 加载方式的影响

美国 Caltrans、日本等桥梁抗震规范，在基于塑性铰模型由极限曲率计算墩顶位移能力或延性时，通常采用单调加载计算截面极限曲率，这与试验低周反复加载和实际地震不规则加载有所不同。为此研究了不同加载方式对塑性铰模型计算结果的影响问题。

分析对象为表 2 中 KA1、KA2、KA7 和 KA8 桥墩试件，它们几何尺寸、配筋等完全相同，仅是加载至破坏的方式不同，KA1 为单调加载，KA2 为低周反复规则加载，KA7 和 KA8 为与地震作用类似的随机不规则加载。KA2、KA7 和 KA8 试件墩顶最大加载位移相同，为 80mm。

表 9—表 11 分别给出了墩底截面极限曲率、纵筋最大拉应变和核芯混凝土最大压应变不同塑性铰模型计算结果。一个主要发现是尽管不同塑性铰模型计算结果仍存一定差异，但是对同一塑性铰模型，施加的最大墩顶位移相同的 KA1_2、KA2、KA7 和 KA8 试件，尽管加载方式不同，但是墩底截面极限曲率、纵筋最大拉应变差距很小，变异系数最大仅为 2%和 6%。核芯混凝土最大压应变差距稍大，但变异系数也控制在 30%以内，单调加载方式略大于随机不规则加载方式，而随机不规则加载方式又略大于低周反复加载方式。产生这种现象的可能原

因是采用的钢筋本构关系中没有考虑钢筋受压屈服的影响，故在相同的加载控制位移下，虽然加载路径不同，亦可得到相近的曲率和应变反应。

表 9 极限曲率 /10⁻⁵mm⁻¹

Table 9 Ultimate curvature

| 试件 | Priestley | Chang | Japan | Esmacaily 1 | Esmacaily 2 | 平均值 | 变异系数 |
|-------|-----------|-------|-------|-------------|-------------|-------|------|
| KA1_1 | 54.80 | 39.60 | 73.40 | 40.50 | 34.80 | 48.62 | 0.29 |
| KA1_2 | 27.50 | 21.40 | 36.20 | 22.30 | 17.70 | 25.02 | 0.26 |
| KA2 | 26.40 | 21.30 | 34.80 | 22.60 | 17.00 | 24.42 | 0.25 |
| KA7 | 27.20 | 21.10 | 35.80 | 22.60 | 17.75 | 24.89 | 0.25 |
| KA8 | 27.60 | 21.30 | 36.50 | 22.40 | 17.78 | 25.12 | 0.26 |
| 平均值 | 27.18 | 21.28 | 35.83 | 22.48 | 17.56 | | |
| 变异系数 | 0.02 | 0.01 | 0.02 | 0.01 | 0.02 | | |

注：KA1_1 为墩顶位移单调加载至破坏时(152mm)，但不参与表中各列计算值的统计；KA1_2 为墩顶位移单调加载至与 KA2、KA7 和 KA8 相同(均为 80mm)，余下同。

表 10 最外层纵筋最大拉应变

Table 10 The maximum tensile strain of outermost longitudinal steel

| 试件 | Priestley | Chang | Japan | Esmacaily 1 | Esmacaily 2 | 平均值 | 变异系数 |
|-------|-----------|--------|--------|-------------|-------------|--------|------|
| KA1_1 | 0.1081 | 0.0784 | 0.1456 | 0.0801 | 0.0690 | 0.0962 | 0.29 |
| KA1_2 | 0.0549 | 0.043 | 0.0718 | 0.0448 | 0.0359 | 0.0501 | 0.25 |
| KA2 | 0.0593 | 0.0478 | 0.078 | 0.0508 | 0.0383 | 0.0548 | 0.24 |
| KA7 | 0.0551 | 0.0442 | 0.072 | 0.0446 | 0.0395 | 0.0511 | 0.23 |
| KA8 | 0.0573 | 0.0466 | 0.078 | 0.0465 | 0.0372 | 0.0531 | 0.26 |
| 平均值 | 0.0567 | 0.0454 | 0.0750 | 0.0467 | 0.0377 | | |
| 变异系数 | 0.03 | 0.04 | 0.04 | 0.05 | 0.04 | | |

表 11 核芯混凝土最大压应变

Table 11 The maximum compressive strain of core concrete

| 试件 | Priestley | Chang | Japan | Esmacaily 1 | Esmacaily 2 | 平均值 | 变异系数 |
|------|-----------|--------|--------|-------------|-------------|--------|------|
| KA_1 | 0.0400 | 0.0287 | 0.0528 | 0.0293 | 0.0250 | 0.0352 | 0.29 |
| KA_2 | 0.0195 | 0.0148 | 0.0261 | 0.0155 | 0.0119 | 0.0176 | 0.28 |
| KA2 | 0.0107 | 0.0087 | 0.0137 | 0.0092 | 0.0072 | 0.0099 | 0.22 |
| KA7 | 0.0151 | 0.0119 | 0.0200 | 0.0122 | 0.0100 | 0.0138 | 0.25 |
| KA8 | 0.0121 | 0.0095 | 0.0180 | 0.0097 | 0.0078 | 0.0114 | 0.31 |
| 平均值 | 0.0144 | 0.0112 | 0.0195 | 0.0117 | 0.0092 | | |
| 变异系数 | 0.23 | 0.21 | 0.23 | 0.21 | 0.20 | | |

4 结论

本文采用 Mander 提出基于规则的钢筋、混凝土材料反复荷载下本构模型，编制了钢筋混凝土桥墩地震损伤评价塑性铰模型分析程序。以墩顶位移为加载控制参数，利用 5 种塑性铰模型对 11 根桥墩试件低周反复加载试验进行了数值模拟，通过残余位移、极限曲率及曲率延性系数、纵筋和混凝土最大应变、纵筋疲劳损伤指数等损伤指标与试验结果的对比分析，得出以下结论：

(1) 塑性铰模型能够很好的模拟反复荷载下钢筋混凝土桥墩的力-位移滞回曲线。

(2) 不同塑性铰模型计算的桥墩残余位移和试验值都相近, 即残余位移指标对塑性铰模型及试件参数并不敏感。

(3) 对剪跨比 $\lambda \geq 8$ 的桥墩(高墩), 除日本规范模型外, 其它塑性铰模型计算的极限曲率将偏小, 可能会导致偏于不安全的设计结果。

(4) 塑性铰模型会高估桥墩失效时纵筋的最大拉应变, 而低估核芯混凝土的最大压应变。

(5) 不同塑性铰模型对桥墩试件纵筋疲劳损伤指数计算结果离散性较大, 特别是对剪跨比 $\lambda \geq 8$ 的桥墩(高墩)。

(6) 对任一塑性铰模型, 在最大加载控制位移相同条件下, 加载方式对极限曲率和纵筋最大拉应变的计算结果几乎无影响。对混凝土最大压应变稍有影响, 单调加载下的应变略大。

总体上看, 分析的塑性铰模型中, 日本规范模型体现了一定的保守性, 这是合理的。就本文研究而言, 在发展钢筋混凝土桥墩基于性能/位移抗震设计及损伤评价方法中, 作者们优先建议 Priestley-Park 模型, 其次为 Chang-Mander 模型, 但对高墩适用性宜作深入研究, 同时认为仅从力-位移滞回关系曲线的模拟效果评判塑性铰模型的优劣并不全面。另外本文工作限于试验数据, 除残余位移外更多地侧重于与桥墩最终破坏状态相关的损伤指标的讨论, 还应对轻微、中等以致严重破坏的损伤发展过程作进一步研究。

参考文献:

- [1] Tanabe Tada-aki. Comparative performance of seismic design codes for concrete structures [M]. Boulevard (UK): Elsevier Science Ltd., 2000.
- [2] California Department of Transportation. Caltrans seismic design criteria (version1.2) [S]. Sacramento, California, U.S.A., 2001.
- [3] Kawashima K. Seismic design and retrofit of bridge [C]. 12WCEE. New Zealand, Reference No.2828, 2000.
- [4] 中华人民共和国行业标准. JTJ004-2005 公路桥梁抗震设计规范(征求意见稿)[S]. 2005. Standard of People's Republic of China. JTJ004-2005 Code of seismic design of highway bridge (draft for comments) [S]. 2005. (in Chinese)
- [5] Priestley M J N, Park R. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading [J]. ACI Structural Journal, 1987, 84(8): 61—76.
- [6] Chang G A, Mander J B. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part 1 [R].

- University at Buffalo, State University of New York, Technical Report NCEER-94-0006, 1994.
- [7] Esmaily G A, Xiao Yan. Seismic behavior of bridge columns subjected to various loading patterns [R]. University of California, Berkeley, PEER Report 2002/15.
- [8] Berry M, Eberhard M. Performance models for flexural damage in reinforced concrete columns [R]. University of California, Berkeley, PEER Report 2003/18.
- [9] Kawashima K, Macrae G A, Hoshiluma J. Residual displacement response spectrum [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1998, 124(5): 523—530.
- [10] 普瑞斯特雷 M J N, 塞勃勒 F. 桥梁抗震设计与加固 [M]. 袁万城, 译. 北京: 人民交通出版社, 1997. Priestley M J N, Seibel F. Seismic design and retrofit of bridges [M]. Translated by Yuan Wancheng. Beijing: People Communication Press, 1997. (in Chinese)
- [11] Kowalsky M J. A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31: 719—747.
- [12] Calvi G M. Recent experience and innovative approaches in design and assessment of bridges [C]. 13WCEE. Canada, Reference No.5009, 2004.
- [13] Kunnath S K. Cumulative seismic damage of reinforced concrete bridge piers [R]. University at Buffalo, State University of New York, NCEER Report: 97-0006, 1997.
- [14] Elnashai A S, McClure D C. Effects of modeling assumptions and input motion characteristic on seismic design parameters of RC bridge piers [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25: 435—463.
- [15] Lehman D E, Jack P M. Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2004, 130(6): 869—879.
- [16] Brown J, Kunnath S K. Low cycle fatigue behavior of longitudinal reinforcement in reinforced concrete bridge columns [R]. University at Buffalo, State University of New York, Technical Report MCEER-00-0007, 2000.
- [17] Lehman D E, Moehle J P. Seismic performance of well-confined concrete bridge columns [R]. University of California, Berkeley, PEER Report: 98-01, 1998.
- [18] 司炳君, 李宏男, 王东升. 基于位移设计钢筋混凝土桥墩抗震性能试验研究(I): 拟静力试验 [J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(1): 123—129. Si Bingjun, Li Hongnan, Wang Dongsheng. Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge piers designed on the basis of displacement (I): Quasi-static test [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(1): 123—129. (in Chinese)
- [19] 艾庆华, 王东升, 李宏男. 低周反复荷载下钢筋本构关系界面模型的初步研究[C]. 山东, 烟台: 第 14 届全国结构工程学术会议(第一册). 北京: 《工程力学》杂志社, 2005: 201—205. Ai Qinghua, Wang Dongsheng, Li Hongnan. Initial study of bonding surface model for reinforced steel subjected to cyclic loading [C]. Yantai, Shandong: Proceedings of the 14th National Conference on Structural Engineering. Beijing: Engineering Mechanics Press, 2005: 201—205. (in Chinese)