

文章编号:1673-2049(2013)04-0041-08

# 桩墩配筋率比对桥梁结构塑性区长度的影响

宋 波<sup>1</sup>, 李凯文<sup>1,2</sup>, 黄 帅<sup>1</sup>

(1. 北京科技大学 土木与环境工程学院, 北京 100083; 2. 广东省输变电工程公司, 广东 广州 510160)

**摘要:**采用弹塑性纤维单元模型对某连续梁桥桥墩及桩基进行了考虑桩-土动力相互作用的非线性地震反应分析,分析了不同类型地震波作用下桥墩及桩基的动力响应,重点研究了不同桩墩配筋率比对结构塑性区开展程度及动力响应的影响。结果表明:随着桩墩配筋率比的改变,桥墩和桩基的反应塑性率呈现出不同的变化趋势,桩墩配筋率比的大小对桥梁结构的塑性区开展有显著影响;桥墩的配筋率大小不仅对桥墩塑性区开展有显著影响,而且对桩基的影响较大;不同类型的地震波对群桩基础桥墩结构的动力响应影响不同,长周期地震波对结构的影响最大,内陆直下型地震波次之,板块边界型地震波最小。

**关键词:**桥梁结构;地震波;塑性区长度;配筋率;桩-土相互作用;桥墩;桩基

**中图分类号:**U441

**文献标志码:**A

## Influence of Pile-pier Reinforcement Ratio on Plastic Hinge Length of Bridge Structure

SONG Bo<sup>1</sup>, LI Kai-wen<sup>1,2</sup>, HUANG Shuai<sup>1</sup>

(1. School of Civil and Environmental Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China; 2. Guangdong Province Transmission & Transformer Engineering Company, Guangzhou 510610, Guangdong, China)

**Abstract:** Using elastic-plastic fiber unit model for a continuous beam bridge structure and pile foundation, the nonlinear seismic response of pier and pile foundation considering pile-soil interaction was carried out and influences of the dynamic response of pier and pile foundation under different types of seismic waves were analyzed. The development of plastic zone and dynamic response of structure under different pile-pier reinforcement ratios were emphatically studied. The results show that with the pile-pier reinforcement ratio change, the response plastic ratios of pier and pile foundation show different trends; pile-pier reinforcement ratio is an important factor of affecting dynamic characteristics of the bridge pier supported by group pile systems; the pier reinforcement ratio not only impacts on development of plastic zone of the pier, but also impacts greatly on the pile foundation. In addition, different types of seismic waves have different effects on the dynamic responses for bridge pier structure with group pile foundation, and the long-period seismic waves are maximum, followed by inland direct seismic waves, plate boundary seismic waves are minimum.

**Key words:** bridge structure; seismic wave; plastic hinge length; reinforcement ratio; pile-soil interaction; pier; pile foundation

收稿日期:2013-06-26

基金项目:国家自然科学基金项目(51078033,51178045);教育部海外名师项目(MS2011BJKJ005)

作者简介:宋 波(1962-),男,山东招远人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:songbo@ces.ustb.edu.cn。

## 0 引言

大型桥梁墩柱通常位于水下或土中,对于埋入土中的桩基来讲,地震反应过程中形成的塑性区一般不宜被发现,因此研究桥墩和桩基的破坏与损伤规律对于大型桥梁抗震设计具有重要的意义。日本土木学会对 1999 年阪神地震中阪神 3 号和 5 号高速公路桥梁的破坏情况进行了统计,发现约一半以上桩基需要修复,由于桩基检测和修复较为困难,严重影响了灾后重建和经济的发展,因此在桥梁抗震设计中需要合理控制结构塑性铰区的产生部位和发展过程。在选择塑性耗能机制时,应尽可能使预期的塑性区发生在易于检查和修复的部位。

由于配筋率直接影响到结构的塑性区开展情况,因此配筋率对桥梁抗震性能的影响成为各国学者的研究热点,如 Watson 等<sup>[1]</sup>利用约束混凝土的 Mander 模型对截面弯矩曲率进行了数值回归分析,提出了墩柱曲率与钢筋用量之间的计算公式。Chang 等<sup>[2]</sup>给出了等效塑性铰长度的力学计算模型,开发了钢筋混凝土桥墩非线性分析程序。刘庆华等<sup>[3]</sup>利用近似 Watson 的方法,从理论上探讨了分析了钢筋混凝土柱曲率延性与配筋率之间的关系。王丽欣等<sup>[4]</sup>通过低周反复荷载试验,研究了分别采用普通复合箍筋和新型 S-Clip 筋的桥墩柱的抗震性能,发现箍筋的配筋率、配筋方法能影响到纵向钢筋性能和钢筋混凝土结构的损伤情况。李方元等<sup>[5]</sup>分析了多种剪跨比与不同配箍率、不同腹板纵向普通钢筋配筋率及不同竖向预应力对箱梁截面抗剪承载力的影响,发现改变腹板纵向普通钢筋和箍筋的配筋率对构件承载力和破坏形态的影响不明显。付玉辉<sup>[6]</sup>发现由于中国规范要求的塑性铰区最低约束箍筋用量较低,在相同配筋条件下,中国规范计算得出的桥墩抗剪能力较国外规范要低。卓卫东等<sup>[7]</sup>根据不同试验的研究成果和非线性回归分析,提出了一种新的延性桥墩塑性铰区范围最低约束箍筋用量的计算公式。

在以往的研究中,各国学者对塑性区长度的推导计算以及桥墩塑性区分布的数值模拟进行了大量研究,而对于桩基与桥墩纵向钢筋配筋率的比值对桥梁结构塑性区的开展影响研究较少。本文中定义桩基截面纵向钢筋配筋率与桥墩截面纵向钢筋配筋率比值为桩墩配筋率比。在既有研究的基础上,本文将采用桥梁结构通用有限元分析软件,以公路桥梁中常见的连续桥梁为工程背景,建立连续桥梁

的群桩基础桥墩模型,分析结构在不同类型地震波作用下的弹塑性地震反应,通过变换桩基和墩柱配筋率比,重点研究不同桩墩配筋率比的群桩基础桥墩体系塑性区开展程度的变化趋势,以期桥梁抗震设计以及抗震性能评价提供参考。

## 1 桥梁结构动力分析理论

在弹塑性纤维梁柱单元模型中,每个纤维的轴向变形对应于截面的轴向变形和弯矩变形。根据纤维的应变可以确定纤维应力状态,可以根据纤维模型的材料应力-应变关系和截面上的变形分析准确地计算出截面的弯矩-曲率关系,还可以考虑轴力引起的中和轴的变化。本文中利用弹塑性纤维梁柱单元分析桥墩和桩基础在地震作用下的动力响应,根据弹塑性单元的基本假定<sup>[8]</sup>将梁单元划分若干个离散微小积分段。考虑刚性地基一致地震动输入的桥梁结构的运动方程为

$$\ddot{\mathbf{M}}\mathbf{u} + \dot{\mathbf{C}}\mathbf{u} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\ddot{\mathbf{M}}\mathbf{u}_g \quad (1)$$

式中: $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}$  分别为梁单元的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}_g$  分别为地面运动位移向量、速度向量和加速度向量。

假定纤维单元截面位于局部坐标系  $Oxyz$ , 其中,  $x$  为轴向坐标,  $y, z$  均为截面坐标,  $\varphi_y(x)$  为梁柱单元高度  $x$  处对截面单元坐标轴  $y$  轴的曲率,  $\varphi_z(x)$  为梁柱单元高度  $x$  处对截面单元坐标轴  $z$  轴的曲率,  $\epsilon_x(x)$  为梁柱单元高度  $x$  处截面中和轴的轴向应变。由位移  $u$  与曲率  $\varphi(x)$  之间的关系式  $u = \int \int \varphi(x) dx dx$ , 可以得到  $x$  处截面上的曲率  $\varphi_y(x)$ ,  $\varphi_z(x)$  分别为

$$\left. \begin{aligned} \varphi_y(x) &= \frac{\partial^2 u_y(x)}{\partial x^2} \\ \varphi_z(x) &= \frac{\partial^2 u_z(x)}{\partial x^2} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

根据式(2)可以计算出  $x$  处截面上的变形列向量。根据平面假定,  $y, z$  处的应变  $\boldsymbol{\epsilon}(x, y, z)$  可以通过下式求得

$$\boldsymbol{\epsilon}(x, y, z) = \mathbf{I}(x, y, z) \mathbf{d}(x) \quad (3)$$

$$\mathbf{d}(x) = (\mathbf{u}_y''(x), \mathbf{u}_z''(x), \boldsymbol{\epsilon}(x))^T = (\varphi_z(x), \varphi_y(x), \boldsymbol{\epsilon}(x))^T \quad (4)$$

$$\mathbf{I}(x, y, z) = \begin{bmatrix} -y_1 & \cdots & -y_i & \cdots & y_n \\ z_1 & \cdots & z_i & \cdots & z_n \\ 1 & \cdots & 1 & \cdots & 1 \end{bmatrix}^T \quad (5)$$

则相应的应力  $\boldsymbol{\sigma}(x)$  为

$$\boldsymbol{\sigma}(x)=\boldsymbol{\varepsilon}(x)\boldsymbol{E}(x,y,z)=(\sigma_1(x,y_1,z_1),\cdots, \sigma_i(x,y_i,z_i),\cdots,\sigma_n(x,y_n,z_n))^T \tag{6}$$

式中: $\boldsymbol{E}(x,y_i,z_i)$ 为截面第  $i$  个纤维单元的弹性模量,由纤维单元各自的应力-应变关系决定。

梁单元截面上的内力  $\boldsymbol{D}(x)$ 可以由式(7)进行计算,即

$$\boldsymbol{D}(x)=\boldsymbol{k}(x)\boldsymbol{d}(x)=(M_y(x),M_z(x),N(x))^T \tag{7}$$
$$\boldsymbol{k}(x)=\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n E_i^t A_i y_i^2 & \sum_{i=1}^n E_i^t A_i y_i z_i & -\sum_{i=1}^n E_i^t A_i y_i \\ \sum_{i=1}^n E_i^t A_i y_i z_i & \sum_{i=1}^n E_i^t A_i z_i^2 & \sum_{i=1}^n E_i^t A_i z_i \\ -\sum_{i=1}^n E_i^t A_i y_i & \sum_{i=1}^n E_i^t A_i z_i & \sum_{i=1}^n E_i^t A_i \end{bmatrix}=\boldsymbol{I}^T(x)\boldsymbol{E}_{\tan}^i \boldsymbol{A}\boldsymbol{I}(x) \tag{8}$$

式中: $M_y(x),M_z(x)$ 分别为截面绕  $y,z$  轴的弯矩; $N(x)$ 为轴向力; $A_i$ 为第  $i$  个纤维单元的面积; $E^t$ 为纤维单元的切线模量系数; $E_{\tan}^i$ 为切线模量。

根据式(6)~(8)可以计算出梁单元的杆端内力,其计算结果为

$$\boldsymbol{D}(x)=(\boldsymbol{M}_y(x),\boldsymbol{M}_y(y),\boldsymbol{N}(x))^T= \left(-\sum_{i=1}^n \sigma_i^t A_i y_i, \sum_{i=1}^n \sigma_i^t A_i z_i, \sum_{i=1}^n \sigma_i^t A_i\right)^T \tag{9}$$

最后根据式(2)与式(9)则可以计算出梁单元的杆端弯矩与曲率关系。

## 2 工程概况与模型参数

### 2.1 工程概况

某跨长 40 m 的连续梁桥,桥墩和桩基础均采用 HRB335 钢筋和 C40 混凝土,桥墩为矩形墩,墩高 10 m,桩基础为圆形灌注桩,桩长 28.5 m,工程场地类型为 II 类场地,桥墩和桩基尺寸如图 1 所示,场地土层分布如图 2 所示。利用 MIDAS/Civil 建立群桩基础桥墩空间动力计算模型,采用梁单元模拟桥墩及桩体,梁单元横截面离散成混凝土纤维和钢纤维,不考虑混凝土和钢筋之间的粘结滑移,并且纤维之间变形符合平面假定。桩承台采用板单元建立并扩展实体单元,并将实体单元和梁单元进行刚性连接,将上部结构荷载约 6 900 kN 转换为节点质量的形式加载在桥墩顶部。采用集中质点系全桩模型模拟桩-土相互作用,将桩-土间相互作用等代弹簧的刚度和阻尼以及参振的等价土体质量加到桩节点相应位置上。

所选用连续梁桥桥墩和桩基纵向钢筋配筋率分别为 0.994% 和 1.042%,为了研究不同桩墩配筋率

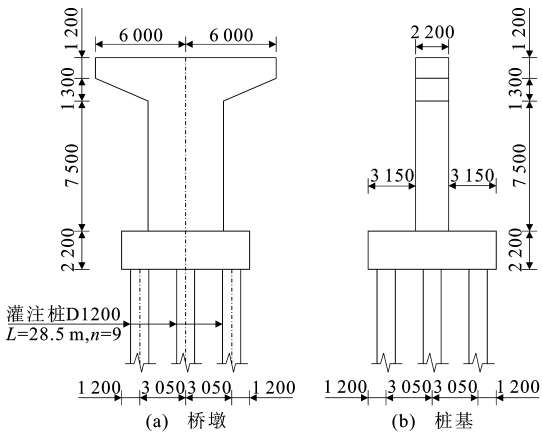


图 1 桥墩和桩基尺寸(单位:mm)  
Fig. 1 Sizes of Pier and Pile Foundation (Unit:mm)

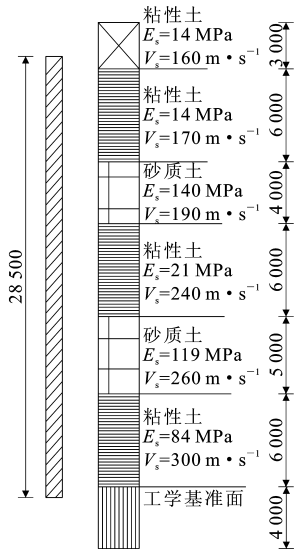


图 2 土层分布(单位:mm)  
Fig. 2 Soil Distributions (Unit:mm)

比在强震作用下对群桩基础桥墩塑性区开展的影响,根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)<sup>[9]</sup>,按照 8 度地震设防对桥墩及桩基进行设计。另外,选取纵向钢筋配筋率分别为 1.141% 和 1.345% 的桥墩截面与配筋率分别为 1.306% 和 1.707% 的桩基截面,对 3 组不同配筋率的桥墩和桩基截面进行对比分析。数值计算模型采用不同配筋率的桥墩和桩体模型组合,即 A1~A3, B1~B3, C1~C3,共 9 组模型,其模型桩墩配筋率比值如表 1 所示。根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)<sup>[10]</sup>利用 UCFyber 计算出各组桥墩截面和桩基截面的抗弯承载力参数,其值见表 2。

### 2.2 模型参数

群桩基础模型的建立主要在于确定桩-土共同作用的等代弹簧。桩基础周围土的土弹簧刚度系数

表 1 桥墩桩基配筋率比值  
Tab. 1 Pile-pier Reinforcement Ratios

桥墩截面编号	桥墩配筋方式	不同桩基配筋方式下的配筋率比值		
		24Φ25, 单层配筋(A)	24Φ28, 单层配筋(B)	24Φ32, 单层配筋(C)
1	134Φ32, 双层配筋	1.048(A1)	1.314(B1)	1.717(C1)
2	156Φ32, 双层配筋	0.913(A2)	1.145(B2)	1.496(C2)
3	184Φ32, 双层配筋	0.775(A3)	0.971(B3)	1.269(C3)

表 2 桥墩和桩基的抗弯承载力参数  
Tab. 2 Flexural Bearing Capacity Parameters of Pier and Pile Foundation

构件	构件编号	屈服曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	屈服弯矩/(MN·m)	极限曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	极限弯矩/(MN·m)	曲率延性率
桩基	A	2.841	2.315	16.770	2.540	5.905
	B	2.937	2.718	17.200	2.978	5.855
	C	3.064	3.323	17.690	3.707	5.775
桥墩	1	1.264	40.390	8.200	44.62	6.485
	2	1.279	45.330	8.242	49.96	6.442
	3	1.318	51.760	8.341	57.22	6.330

的确定采用中国公路桥梁设计中常用的“m 法”进行计算,桩基沿深度方向每 1 m 设置一个土弹簧。集中质点系全桩模型如图 3 所示。

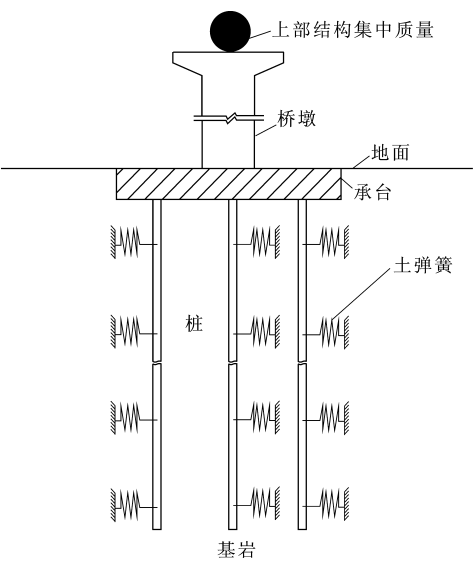


图 3 集中质点系全桩模型

Fig. 3 Full-pile-particle Concentration Spring Model

本文中采用弹塑性纤维单元模型对钢筋混凝土群桩基础桥墩进行损伤分析,混凝土的本构模型为 Kent 等<sup>[11]</sup>提出的对受压混凝土的包络曲线的计算公式,考虑了混凝土的约束力对延性的影响。钢筋的本构模型<sup>[12]</sup>选择双折线型的随动硬化曲线,考虑了轴向钢筋应力-应变关系,各加载路径和应变-硬化区间的渐进线之间的转移区段呈曲线状态。

2.3 地震波的选取

对群桩基础桥墩进行地震时程动力分析时,取日本规范<sup>[13]</sup>中规定的板块边界型地震波 T1-Ⅱ-3、

内陆直下型地震波 T2-Ⅱ-3 以及长周期地震波 TCU115 这 3 组不同类型的地震波为加载波。为了研究桩墩配筋率比对群桩基础桥墩体系塑性区开展的影响,根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)<sup>[14]</sup>中规定将 3 组不同类型地震波水平加速度峰值调至  $620 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ,以满足 9 度罕遇地震的设计要求,加载地震波加速度时程曲线如图 4 所示。同时对 3 条地震波做出阻尼比为 0.05 时的反应谱曲线,结果如图 5 所示。由图 5 可以看出,板块边界型地震波对于周期为 0.25~1.50 s 的结构都有较大反应,并且加速度反应随着结构自振周期的增大下降缓慢。而对于内陆直下型地震波,加速度反应谱卓越周期平台较短,随着结构自振周期的增大,加速度反应下降速度比内陆直下型地震波更快。长周期地震波具有加速度反应谱卓越周期平台较长的特点,其与结构的响应明显大于板块边界型和内陆直线型地震波。

3 罕遇地震作用下的塑性区开展过程分析

3.1 分析指标

在桥梁结构的抗震设计中,中国规范《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)采用容许塑性转角和容许位移来评价桥梁的抗震性能,而日本规范中主要采用容许塑性率  $\mu_a$  作为分析指标,2 种评价方法基本相似,中国规范在有关基础设计的部分从工程选址方面加以考虑,对于桩基的抗震设计与损伤评定有所欠缺,因此本文中主要参照日本规范和杆件曲率定义<sup>[15]</sup>的最大反应塑性率  $\mu_{\max}$  来分

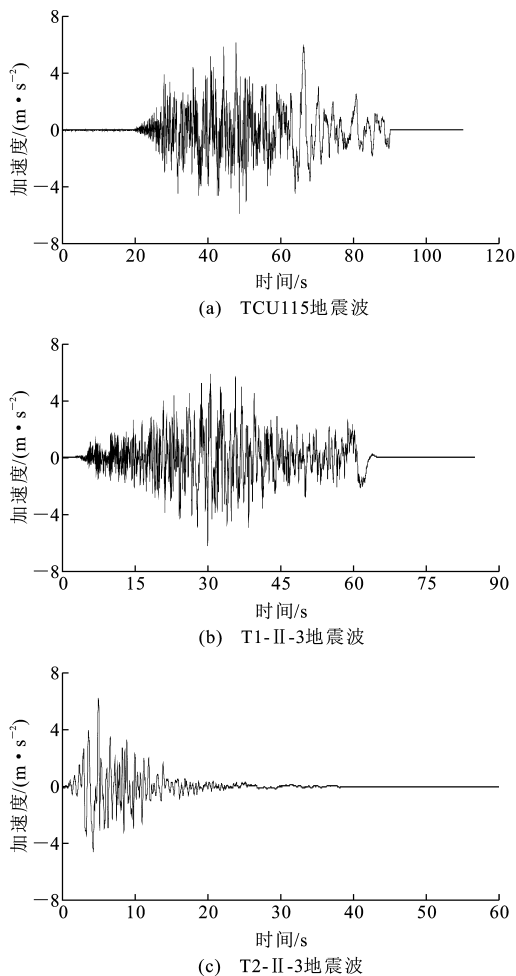


图4 加载地震波加速度时程曲线

Fig. 4 Acceleration Time-history Curves of Loading Seismic Waves

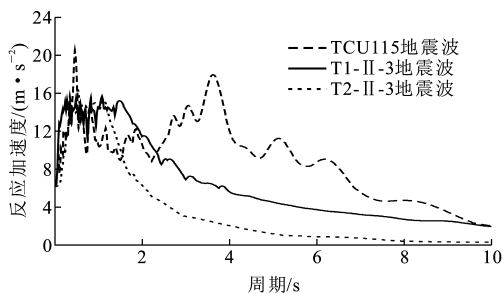


图5 地震加速度反应谱

Fig. 5 Response Spectra of Seismic Accelerations

析桥梁结构在罕遇地震作用下塑性区的开展情况及其抗震性能。最大反应塑性率  $\mu_{\max}$ 、容许塑性率  $\mu_a$  以及位移延性系数  $\mu$  可分别按下式计算

$$\mu_{\max} = |\theta_{\max}| / \theta_y \quad (10)$$

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \delta_y) \quad (11)$$

$$\mu = \delta_m / \delta_y \quad (12)$$

$$\delta_y = \theta_y L^2 / 3 \quad (13)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\theta_u - \theta_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (14)$$

$$L_p = 0.2L - 0.1D \quad (15)$$

式中:  $|\theta_{\max}|$ ,  $\theta_y$  分别为混凝土构件绝对最大反应转角位移和屈服曲率;  $\alpha$  为钢筋混凝土构件的变形安全系数, 对于内陆直下型地震波取 1.2, 板块边界型地震波取 2.4, 长周期地震波取 2.0;  $\delta_y$ ,  $\delta_u$ ,  $\delta_m$  分别为钢筋混凝土构件的屈服位移、极限位移和最大位移;  $L$  为构件长度;  $D$  为圆截面直径, 矩形截面短边长度;  $L_p$  为等效塑性铰区长度,  $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$ 。

### 3.2 地震响应特性分析

在地震作用下, 桥梁结构的弯矩与曲率最大值一般发生在桥墩底部和桩基顶部, 由此本文中以桥墩底部和桩基顶部的弯矩-曲率值为主要计算数据来研究桩墩配筋率比对群桩基础桥墩塑性开展的影响。9 度罕遇的不同类型地震波作用下的桥墩底部和桩基顶部内力响应最大值如表 3 所示。

从表 3 可以看出, 在相同地震波作用下, 桥墩和桩基的弯矩随着桥墩配筋率的增加而增大, 而桥墩反应曲率呈减小趋势, 但仅改变桩基的配筋率对桥墩内力响应影响并不明显。在 T1-II-3 地震波作用下, A3 数值模型桩基的弯矩和曲率达到最大, 弯矩超过极限弯矩, 产生破坏。在不改变桥墩的配筋率情况下, 将桩基的配筋率增加 25.34% 后, B3 数值模型桥墩的弯矩和曲率分别减小 8.9% 和 117.7%, 而桥墩截面的弯矩和曲率分别增大 1.0% 和 1.8%, 这说明地震激励的能量结构由桩基向桥墩发生了转移, 使得桩基处于弹性阶段。在 TCU115 地震波作用下, 桥墩和桩基的最大反应曲率明显大于其他 2 种地震波的最大反应曲率。

为了进一步研究不同桩基配筋率对结构地震反应的影响, 选取 A1, B1, C1 三组数值模型对比研究桩基配筋率对桥梁结构塑性区开展的影响, 由于篇幅所限, 本文中选取的这 3 组数值模型在 T1-II-3 地震波作用下的弯矩-曲率滞回曲线见图 6, 7。

由图 6, 7 可以看出, T1-II-3 地震波作用下, 随着桩基配筋率的增大, 桥墩截面的弯曲-曲率滞回曲线呈增大趋势, 表明剪力及钢筋粘结滑移的影响较小, 桥墩的变形和耗能能力增强, 而桩基截面的弯矩-曲率滞回曲线呈减小趋势, 剪力及钢筋粘结滑移的影响更为显著, 桩基受到的地震激励较小。

由此可见, 配筋率对群桩桥墩结构的反应曲率有较大影响, 在不同类型地震波作用下, 桥墩底部反应最大曲率主要出现在由配筋率最低的桩基、桥墩组合成的模型。随着桩基配筋率的增加, 桥墩底部的最大反应曲率也增加, 结构的塑性开展开始向桥

表 3 地震波作用下的结构内力响应最大值

Tab. 3 Internal Force Peak Responses of Structure Under Seismic Waves

地震波类型	构件	内力	数值模型								
			A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	C3
T1-II-3 地震波	桥墩	弯矩/(MN·m)	47.830	52.920	55.920	48.280	52.610	55.910	48.220	53.590	55.570
	底部	曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	23.370	16.140	6.120	23.260	16.790	6.900	22.460	17.490	8.520
	桩基	弯矩/(MN·m)	2.362	2.476	2.578	2.202	2.277	2.367	1.972	2.060	2.141
	顶部	曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	3.670	3.967	5.802	1.840	1.941	2.665	1.190	1.176	1.425
T2-II-3 地震波	桥墩	弯矩/(MN·m)	54.760	58.470	62.660	55.800	60.040	63.980	56.180	60.610	64.970
	底部	曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	10.860	9.793	8.229	11.520	10.520	8.995	11.620	10.740	9.270
	桩基	弯矩/(MN·m)	1.895	2.043	2.148	1.887	2.047	2.163	1.182	1.973	2.146
	顶部	曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	6.099	7.439	8.778	3.051	3.884	4.892	1.493	1.572	1.756
TCU115 地震波	桥墩	弯矩/(MN·m)	58.204	64.430	63.780	65.630	62.510	63.860	68.700	62.480	63.780
	底部	曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	26.730	23.390	19.430	26.330	22.990	19.020	25.860	21.840	18.210
	桩基	弯矩/(MN·m)	2.285	2.247	2.300	2.037	2.019	2.007	1.715	1.693	1.647
	顶部	曲率/ $10^{-3} \text{ m}^{-1}$	10.710	11.610	12.540	4.107	4.338	4.868	1.593	1.640	1.671

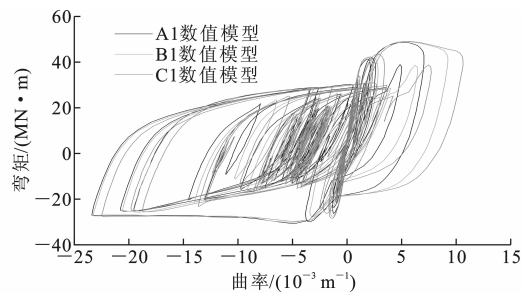


图 6 桥墩底部截面弯矩-曲率滞回曲线

Fig. 6 Bending Moment and Curvature Hysteretic Curves of Cross-section of Bottom of Pier

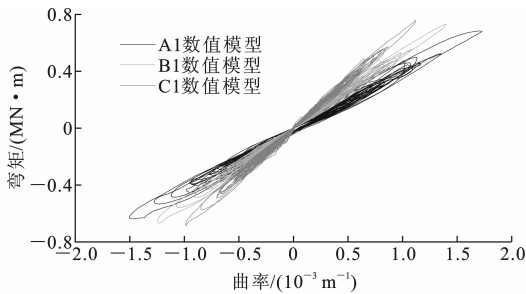


图 7 桩基顶部截面弯矩-曲率滞回曲线

Fig. 7 Bending Moment and Curvature Hysteretic Curves of Cross-section of Top of Pile Foundation

墩转移。而在相同配筋率的情况下,TCU115 地震波对桥墩底部最大曲率的影响最为显著,T1-II-3 地震波次之,T2-II-3 地震波对结构动力响应的影响最小。因此,在地震易发区域的桥梁抗震设计中,应适当提高桥梁的桩墩配筋率比来提高桥梁墩柱的耗能能力,以减小桩基受到的地震激励。

3.3 结构塑性区开展程度分析

强震作用下,群桩基础达到屈服,临近破坏,变

换桥墩和桩基截面配筋率对桥梁抗震性能的影响较大,且在不同类型地震波作用下,桩基、桥墩的塑性区开展程度有所不同。为了研究桩基配筋率和桥墩配筋率对桩基础桥墩结构塑性区长度的影响,本文中根据数值模拟计算结果和式(10),(11)计算出具有代表性的桩基和桥墩结构的最大反应塑性率和容许塑性率。图 8,9 分别为桥梁结构在 TCU115 地震波作用下的最大反应塑性率和容许塑性率沿结构高度变化的对比。

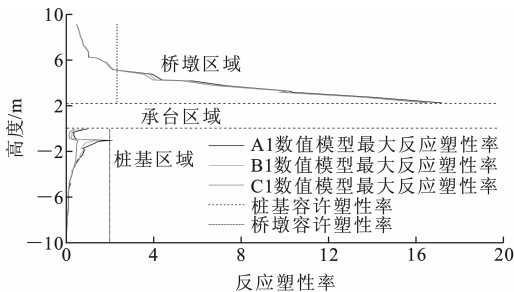


图 8 A1,B1,C1 数值模型在 TCU115 地震波作用下的结构塑性率分布

Fig. 8 Plastic Ratio Distributions of Structure for Models A1,B1,C1 Under TCU115 Seismic Waves

从图 8 可以看出,在 TCU115 地震波作用下,A1 数值模型在桥墩高度 4.808 m 处最大反应曲率达到屈服曲率,开始出现屈服,屈服程度随桥墩高度的减小而逐渐增大,在桥墩底部达到最大,塑性区长度为 4.808 m,而桩基塑性区长度为 0.577 m;当桩基配筋率增加 14.78% 时,即 B1 数值模型,桥墩的塑性区长度增加至 4.813 m,而桩基的塑性区长度减小至 0.245 m;当桩基配筋率增加至 1.707% 时,即 C1 数值模型,桩基将处于弹性阶段,而桥墩塑性

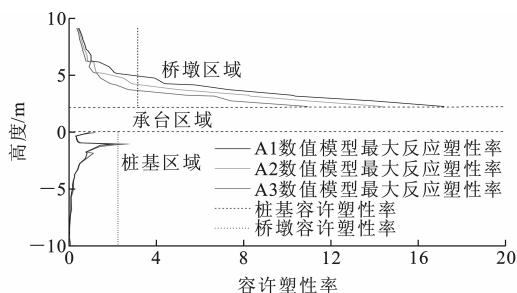


图 9 A1,A2,A3 数值模型在 TCU115 地震波作用下的结构塑性率分布

Fig. 9 Plastic Ratio Distributions of Structure for Models A1,A2,A3 Under TCU115 Seismic Waves

区长度增加至 4.816 m,随着桩基配筋率的增大,桩基塑性区长度呈减小趋势,桥墩塑性区开展程度呈增大趋势,但这种桥墩塑性变化趋势并不明显。从图 9 可以看出,随着桥墩配筋率的增加,桥墩塑性区开展程度呈减小趋势,而桩基的塑性区长度呈增大趋势。当桥墩配筋率为 1.141% 时,即 A2 数值模型,桥墩的塑性区长度最大值为 4.202 m,桩基的塑性区长度为 0.615 m;当桥墩配筋率增加 17.88% 时,即 A3 数值模型,桥墩结构的塑性区长度增加 0.83%,桩基的塑性区长度增加 4.72%。

由此可见,随着桩基配筋率的增加,桩基与桥墩塑性区的开展程度呈相反趋势,塑性区开展有向桥墩转移的趋势,桥墩承受主要的地震动。随着桥墩配筋率的改变,其对桥墩塑性区的影响程度较桩基的影响大,这说明桩基配筋率的改变对桥梁结构的塑性区影响程度没有桥墩配筋率的影响程度大,因此在一般桥梁抗震设计中,应把桥墩配筋率作为桥梁结构抗震性能的主控因素,而把桩基配筋率作为桩基抗震性能的主要因素。

此外,为了探讨桩墩配筋率比对桥梁结构塑性区开展程度的影响,根据数值计算结果和式(10)可以计算出在 T1-II-3 地震波作用下不同桩墩配筋率比的桩基反应塑性率和桥墩反应塑性率,如图 10, 11 所示。

从图 10,11 可以看出,随着桩墩配筋率比的增加,桩基的反应塑性率呈减少趋势,而桥墩反应塑性率呈增大趋势,这说明在地震作用下,随着桩墩配筋率比的增大,桩基承受的地震动逐渐减小,而桥墩承受的地震动逐渐增加,桥墩成了主要的能量耗散构件,塑性区开展由桩基向桥墩发生了转移。由此可见,桩墩配筋率比对桥梁结构的塑性区开展有重要影响。在地震中桩基若出现屈服,即使桥墩损伤轻

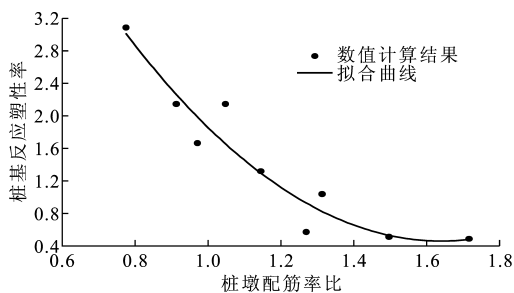


图 10 桩基反应塑性率

Fig. 10 Response Plastic Ratios of Pile Foundation

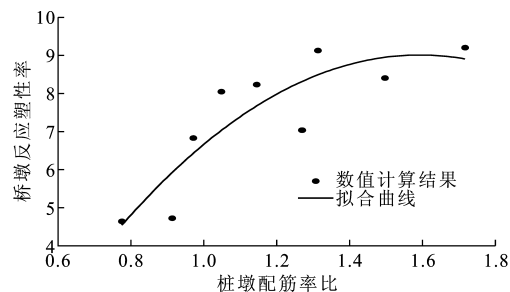


图 11 桥墩反应塑性率

Fig. 11 Response Plastic Ratios of Pier

微,桥梁也基本没有修复的可能。若当桩墩配筋率比为接近 1 时,桥墩的曲率需求系数为 6.38,而桩基的曲率需求系数为 1.72,均小于构件容许塑性率,桥梁结构处于安全状态。因此在一般桥梁抗震设计中,应合理控制桩墩配筋率比,使结构的塑性破坏发生在易于修复的部位,尽量使桥梁墩柱成为主要的能量耗散构件。

## 4 结 语

(1)随着桩墩配筋率比的逐步增大,桩基的反应塑性率呈减小趋势,桥墩的反应塑性率呈增大趋势,呈现出“墩铰”大于“桩铰”的趋势,桥墩成为主要的能量耗散构件,这表明桩墩配筋率比是影响桥梁结构塑性区开展程度的主要因素。因此在一般桩墩结构抗震设计中,应合理地控制桩墩配筋率比值。当桩墩配筋率比值接近 1 时,桥墩和桩基的塑性开展程度趋于理想状态,即使桥梁受到损伤,对其进行检查与修复也很方便。

(2)随着桩基配筋率的增加,桥墩的塑性区开展程度呈增大趋势,但这种趋势并不明显,而桥墩配筋率的改变对桩基塑性区长度产生相对较大的影响。在一般桥梁抗震设计中,应把桥墩配筋率作为桥梁结构抗震性能的主控因素,而把桩基配筋率作为桩基础抗震性能的主要因素。

(3)不同类型的地震波对桥梁结构的影响不同。

对于本文中计算连续桥梁模型而言,长周期地震波对结构的响应影响最大,内陆直下型地震波次之,板块边界型地震波最小。此外,结构的反应塑性率最大值分别出现在不同地震波作用下,在进行桥梁抗震设计时应予以综合评价分析。

## 参考文献:

## References:

- [1] WATSON S, ZAHN F A, PARK R. Confining Reinforcement for Concrete Columns[J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(6): 1798-1824.
- [2] CHANG G A, MANDER J B. Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns; Part I—Evaluation of Seismic Capacity [R]. New York: MCEER, 1994.
- [3] 刘庆华, 范立础. 钢筋混凝土桥墩的延性分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 1998, 26(3): 245-249.  
LIU Qing-hua, FAN Li-chu. Theoretical Research on the Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 1998, 26(3): 245-249.
- [4] 王丽欣, 杨 钊, 王海超, 等. 用新型箍筋(S-Clip)的钢筋混凝土桥墩抗震性能试验研究[J]. 振动冲击, 2011, 30(3): 211-214, 219.  
WANG Li-xin, YANG Zhao, WANG Hai-chao, et al. Experimental Study on Seismic Behavior of RC Bridge Pier Using New Type of Combined Stirrup (S-Clip) [J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(3): 211-214, 219.
- [5] 李方元, 沈 殷, 李国平, 等. 大跨度刚构桥箱梁抗剪承载力影响参数分析[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2007, 35(9): 1169-1174.  
LI Fang-yuan, SHEN Yin, LI Guo-ping, et al. Analysis of Parameters to Shear Capacity of Long-span Continuous Rigid Girder Bridge[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2007, 35(9): 1169-1174.
- [6] 付玉辉. 关于桥梁抗震设计细则中塑性铰区约束箍筋最低用量及桥墩抗剪强度的探讨[J]. 北方交通, 2012(4): 111-112.  
FU Yu-hui. Discussion on Minimum Amount of Confining Stirrups and Shear Strength of Pier at Plastic Hinge Area in Bridge Anti-seismic Design Code[J]. Northern communications, 2012(4): 111-112.
- [7] 卓卫东, 范立础. 延性桥墩塑性铰区最低约束箍筋用量[J]. 土木工程学报, 2002, 35(5): 47-51.  
ZHUO Wei-dong, FAN Li-chu. Minimum Quantity of Confining Lateral Reinforcement in the Potential Plastic Hinge Regions of Ductile Bridge Piers [J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(5): 47-51.
- [8] 吕 杨, 徐龙河, 李忠献, 等. 应用纤维单元模型的钢筋混凝土框架结构损伤与失效分析[J]. 天津大学学报, 2011, 44(10): 925-929.  
LU Yang, XU Long-he, LI Zhong-xian, et al. Damage and Failure Analysis of Reinforced Concrete Frame Structure Using Fiber Element Model [J]. Journal of Tianjin University, 2011, 44(10): 925-929.
- [9] JTG/T B02-01—2008, 公路桥梁抗震设计细则[S].  
JTG/T B02-01—2008, Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges[S].
- [10] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S].  
GB 50010—2010, Code for Design of Concrete Structures[S].
- [11] KENT D C, PARK R. Flexural Members with Confined Concrete[J]. Journal of the Structural Division, 1971, 97(7): 1969-1990.
- [12] 赵国藩. 高等钢筋混凝土结构学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005.  
ZHAO Guo-fan. Advanced Reinforced Concrete Structural Analysis [M]. Beijing: China Machine Press, 2005.
- [13] 日本道路协会. 道路桥示方书・同解说[M]. 东京: 日本道路协会, 2002.  
Japan Road Association. Specification for Highway Bridges with the Commentary [M]. Tokyo: Japan Road Association, 2002.
- [14] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].  
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Building [S].
- [15] 刘玉擎, 郭彦林. 钢管拱桥在大地震作用下的非线性反应分析[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(1): 44-49.  
LIU Yu-qing, GUO Yan-lin. Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Pipe Arch Bridge Under Strong Seismic Motion [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(1): 44-49.



