

文章编号: 1000-4750(2017)10-0087-11

# 近断层地震动下摇摆-自复位桥墩地震反应分析

司炳君<sup>1</sup>, 谷明洋<sup>1</sup>, 孙治国<sup>1,2</sup>, 杜敏<sup>2</sup>

(1. 大连理工大学建设工程学部, 辽宁, 大连 116024; 2. 防灾科技学院防灾工程系, 河北, 三河 065201)

**摘 要:** 为讨论摇摆-自复位(Rocking Self-Centering, RSC)桥墩在近断层地震动下的地震反应, 基于 OpenSees 数值分析平台建立了 RSC 桥墩抗震分析模型。同时建立了普通钢筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)桥墩, 配置竖向无粘结预应力筋(Unbonded Prestressed Reinforced Concrete, PRC)桥墩的抗震分析模型作为对比。对各模型输入近断层地震动记录, 进行增量动力分析。以墩顶最大位移角、残余位移角、预应力筋最大应力为考察目标, 对比分析了不同墩高(剪跨比分别为 2、4 和 6)、不同桥墩类型(RSC、RC 和 PRC 桥墩)时各桥墩的地震反应。结果表明: 随着耗能钢筋配筋率增加, RSC 桥墩墩顶最大位移角和预应力筋最大应力均减小; RSC 和 PRC 桥墩均可有效减少桥墩震后残余位移角。耗能钢筋配筋率与 PRC 桥墩纵筋配筋率接近的 RSC 桥墩, 两者的最大墩顶位移角、残余位移角和预应力筋应力水平均接近。无论是 RSC 桥墩还是 PRC 桥墩, 当剪跨比大于等于 6.0 时, 易发生预应力筋失效。为避免预应力筋失效引起 RSC 桥墩产生过大的墩顶残余变形, RSC 桥墩中耗能钢筋配筋率不宜低于 0.75%。

**关键词:** 桥梁抗震; 摇摆-自复位桥墩; 时程分析; 近断层地震动; OpenSees

中图分类号: TU443.22 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.05.0386

## SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF THE ROCKING SELF-CENTERING BRIDGE PIERS UNDER THE NEAR-FAULT GROUND MOTIONS

SI Bing-jun<sup>1</sup>, GU Ming-yang<sup>1</sup>, SUN Zhi-guo<sup>1,2</sup>, DU Min<sup>2</sup>

(1. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

2. Department of Disaster Prevention Engineering, Institute of Disaster Prevention, Sanhe, Hebei 065201, China)

**Abstract:** To study the seismic response of the rocking self-centering (RSC) bridge piers under near-fault ground motions, a series of numerical analysis models for the piers were built based on the OpenSees. Also, the seismic analysis models for the reinforced concrete (RC) and unbonded prestressed reinforced concrete (PRC) piers were built for comparison with the behavior of the RSC piers. Incremental dynamic analysis (IDA) was conducted for all the piers under the near-fault ground motions. The peak drift ratio, the residual drift ratio and the maximum prestressing stress of all the piers were obtained and compared with each other, and the piers were designed with different heights (aspect ratio = 2.0, 4.0 and 6.0), different types (RSC, RC and PRC piers). It is found that the peak drift ratio and the maximum prestressing stress of the RSC piers will be reduced with the increment of the mild reinforcement ratio. Compared with the RC piers, both the PRC and RSC piers have smaller residual drift ratio. The RSC piers, which have the similar mild reinforcement ratio as the longitudinal bar ratio of PRC piers, have almost the same peak drift, residual drift and the maximum prestressing stress compared with the PRC piers. Prestressing tendon failure damage would occur for both the RSC and PRC piers with an aspect ratio

收稿日期: 2016-05-19; 修改日期: 2016-12-24

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678150); 地震科技星火计划攻关项目(XH17064); 河北省高等学校科学技术研究项目(ZD2017306)

通讯作者: 孙治国(1980—), 男, 山东人, 副研究员, 博士, 从事桥梁与结构工程抗震研究(E-mail: szg\_1999\_1999@163.com).

作者简介: 司炳君(1971—), 男, 黑龙江人, 教授, 博士, 从事桥梁与结构工程抗震研究(E-mail: sibingjun@sina.com);

谷明洋(1992—), 男, 河北人, 硕士生, 从事桥梁抗震研究(E-mail: gumingyangdut@163.com);

杜敏(1978—), 女, 辽宁人, 副教授, 博士生, 从事混凝土结构工程研究(E-mail: dumin2001@163.com).

equal to or larger than 6.0. To avoid larger residual drift ratio of the RSC piers as a result of prestressing tendon failure, the mild reinforcement ratio of the RSC piers should not be less than 0.75%.

**Key words:** seismic design of bridges; rocking self-centering bridge piers; time history analysis; near-fault ground motions; OpenSees

近年来,我国高速铁路、跨海大桥等重大桥梁工程建设迅速开展,对桥墩震后残余位移的限制成为重大桥梁工程抗震设计的关键<sup>[1]</sup>。实际上,自1994年日本 Kobe 地震中大量钢筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)桥墩由于震后残余位移过大而拆除以来,对桥墩震后残余位移估计及控制措施的研究一直是桥梁抗震研究的热点<sup>[2]</sup>。摇摆-自复位(Rocking Self-Centering, RSC)桥墩放松了墩底与下部承台间的约束,强震下桥墩发生摇摆反应,并利用结构自重及预应力筋提供的恢复力使结构复位,可有效减轻桥墩混凝土的损伤破坏,并大大减小了桥墩的震后残余位移,对保证桥墩的震后功能恢复具有显著优势<sup>[3-4]</sup>。RSC 桥墩主要由3部分构成,分别为承重部分(桥墩基础、墩身)、耗能部分(耗能构件,如耗能钢筋、外置耗能装置等)、恢复力部分(桥墩内部无粘结预应力筋)。

1997年 Mander 等<sup>[5]</sup>基于 RSC 结构提出了 RC 墩柱免损伤设计的概念,将桥墩纵筋在与上部盖梁和下部基础连接处截断,采用无粘结预应力筋提高桥墩自复位能力和抗倒塌能力,并在桥墩与盖梁、基础接缝处设置钢板,以避免混凝土因局部压应力过大造成的破坏。拟静力试验结果表明,这种 RSC 桥墩可大大减轻墩柱混凝土的损伤破坏,且震后残余位移很小,但耗能能力很弱。为提高墩柱耗能能力,Palermo 等<sup>[6]</sup>在摇摆接缝部分配置一系列的耗能钢筋以提高桥墩的耗能能力,拟静力试验结果表明,桥墩具有很好的损伤控制效果,大大减少了桥墩残余位移,并在大变形下仍具有稳定的滞回反应。Solberg 等<sup>[7]</sup>亦提出了设置耗能钢筋以提高 RSC 桥墩抗震能力的设想,并通过双向拟静力和伪动力试验进行了验证。Marriott 等<sup>[8-9]</sup>则提出在接缝部位安装外置耗能装置以提高 RSC 桥墩的震后可修复性,拟静力及伪动力试验结果表明,新型 RSC 桥墩震后损伤破坏及残余位移很小,具有很好的耗能能力,且震后损坏的外置耗能装置可快速替换。Trono 等<sup>[10]</sup>则通过振动台试验证实了 RSC 桥墩在减轻塑性铰区混凝土破坏和控制残余位移方面的显著优势。

数值模拟方面,Palermo 等<sup>[6,11-12]</sup>通过引入接缝

处的弯矩-曲率关系,通过转动弹簧单元模拟了 RSC 桥墩的静力滞回反应,并且对不同耗能钢筋配筋率下 RSC 桥墩弯矩转角关系进行了讨论。Marriott 等<sup>[8-9]</sup>采用沿接缝处的一系列只受压不受拉的弹簧单元模拟桥墩的接缝反应,建立了 RSC 桥墩单向及双向加载下的滞回分析模型。国内清华大学郭佳、辛克贵等<sup>[13]</sup>通过在接缝的边缘处设置只受压不受拉的弹簧单元,建立了 RSC 桥墩的数值模型,并进行了拟静力实验验证。葛继平<sup>[14]</sup>、王军文<sup>[15]</sup>等基于纤维梁柱单元,采用只受压不受拉的素混凝土柱模拟接缝处的反应,对 RSC 桥墩的数值建模方法进行了讨论。

应当注意到,目前国内外对 RSC 桥墩抗震问题的研究仅处于概念提出及理论发展阶段。在定性研究的角度,试验及数值分析手段已经证实了 RSC 桥墩在减少震后残余位移、延缓混凝土损伤破坏方面的优势,并通过内置或外置耗能装置证实 RSC 桥墩仍具有可靠的耗能能力<sup>[6-13,16-18]</sup>。但对于 RSC 桥墩在地震下的具体应用范围没有明确的结论。对不同地震动类型和强度、不同墩高下 RSC 桥墩的适用性,无粘结预应力筋配筋,耗能钢筋配筋的选择等构造细节仍无明确认识。众所周知,预应力筋是保证 RSC 桥墩稳定抗震能力的关键, Ou 等<sup>[18]</sup>在其完成的拟静力试验中提到应避免预应力筋的屈服以确保其提供有效的复位能力。Yamashita<sup>[19]</sup>和 Elgawady<sup>[20]</sup>等也基于他们完成的 RSC 桥墩抗震试验结果初步提出了预应力筋应变(或应力)随墩顶侧移的变化规律。他们同时指出有必要结合更多的有效数据对预应力筋应力增长规律进行总结。综上,有必要通过有效的数值模拟手段对 RSC 桥墩的抗震性能进行更加深入的研究。

本文首先基于 OpenSees 数值分析平台发展了可有效模拟 RSC 桥墩地震反应的数值分析模型。在此基础上与普通 RC 桥墩和配置竖向无粘结预应力筋(Unbonded Prestressed Reinforced Concrete, PRC)桥墩在近断层地震动作用下时程分析结果进行对比,揭示 RSC 桥墩的抗震特点。讨论了剪跨比、耗能钢筋配筋率等参数与桥墩墩顶最大位移角、残余

位移角和预应力筋最大应力水平的关系,研究了 RSC 桥墩耗能钢筋的最佳配筋率,并讨论 RSC 桥墩的应用条件。考虑到近断层地震动对结构的强烈破坏作用<sup>[21-22]</sup>,本文的研究主要以近断层地震动输入进行讨论。

## 1 数值模型建立

为增强对 RSC 桥墩地震反应的认识,本文基于 OpenSees 软件分别建立了普通 RC 桥墩、PRC 桥墩和 RSC 桥墩 3 种类型的桥墩抗震数值分析模型进行对比分析。需要说明,尽管 PRC 桥墩在工程中应用不多,但强震下 PRC 桥墩由于底部混凝土的开裂,发生类似于摇摆的反应。作为介于 RC 桥墩和 RSC 桥墩之间的一种结构形式,本文中增加对 PRC 桥墩的分析有助于对比 RSC 和 RC 桥墩的地震反应。普通 RC 桥墩和 PRC 桥墩的抗震分析模型详见文献<sup>[23-25]</sup>,本文重点介绍 RSC 桥墩的建模方法。

### 1.1 材料本构模型

与普通 RC 桥墩和 PRC 桥墩相同,RSC 桥墩中的混凝土本构关系仍采用 OpenSees 中的 Concrete01 材料模型,混凝土受压应力-应变关系如图 1 所示。

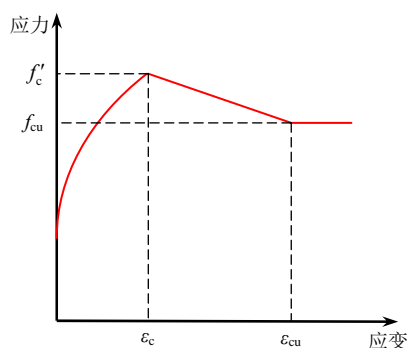


图 1 Concrete01 模型应力-应变关系

Fig.1 Stress-strain relationship of the Concrete01 model

其中:  $f'_c$  为混凝土抗压强度;  $\epsilon_c$  为对应的峰值应变。  $f_{cu}$  为混凝土残余抗压强度,对非约束混凝土,取  $f'_c$  的 0.2 倍,  $\epsilon_{cu}$  为与之对应的混凝土压碎时的应变。对于箍筋约束的核心区混凝土压碎时的残余抗压强度,取  $f'_c$  的 0.8 倍。

纵筋和耗能钢筋的本构关系选用 OpenSees 中的 Steel02 单轴材料模型,该材料模型是基于 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型发展起来的,如图 2 所示。其中,  $f_y$  为纵筋屈服强度,  $E_s$  为弹性模量,  $E_p$  为屈服后刚度,一般情况下取值为  $E_s$  的 0.001 倍~0.01 倍。

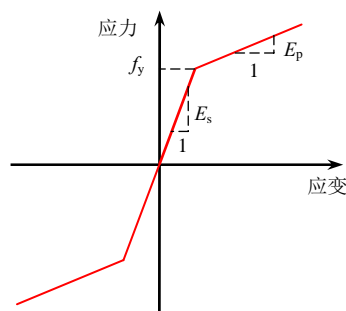


图 2 Steel02 模型应力-应变关系

Fig.2 Stress-strain relationship of the Steel02 model

无粘结预应力钢筋的本构关系选用 OpenSees 中的 Elastic-PP 材料,通过施加初应变的方式来施加预应力。对 RSC 桥墩来说,桥墩的自复位能力主要依靠预应力筋来实现,一旦预应力钢筋进入塑性阶段,自复位能力明显降低,RSC 桥墩的最大墩顶位移和残余位移迅速增加。一般情况下预应力筋最大应力达到 0.8 倍极限强度时,开始进入塑性阶段。因此在选用预应力筋本构关系时,采用的仍为弹性材料模拟,但定义预应力筋最大应力达到极限强度 0.8 倍为终止计算点<sup>[19]</sup>。

采用沿接缝处水平布置的一系列零长度单元再配以 OpenSees 中的 Elastic-No Tension 单压材料模拟 RSC 桥墩接缝处的反应。Elastic-No Tension 材料的应力-应变关系如图 3 所示。  $E$  为材料受压刚度,目前对接缝处零长度单元受压刚度取值没有明确界定,本文结合多个 RSC 桥墩拟静力试验结果,通过改变数值模型中零长度单元刚度,实现了多个实验结果的验证。并结合桥墩轴向受压刚度,初步提出零长度单元受压刚度经验公式:

$$E = \frac{E_c A}{L \times n} \theta \quad (1)$$

式中:  $E_c$ /MPa 为受压混凝土弹性模量;  $A$ /mm<sup>2</sup> 为桥墩混凝土截面面积;  $n$  为竖向零长度单元个数;  $L$ /mm 为墩高;  $\theta$  为经验系数,取值范围为 1.0~2.0。

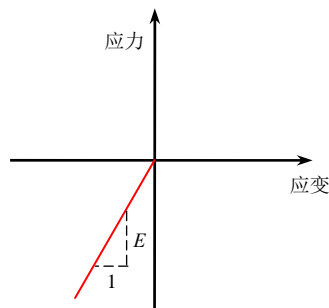


图 3 Elastic-No Tension 模型应力-应变关系

Fig.3 Stress-strain relationship of Elastic-No Tension model

当  $\theta$  取值变大时, 零长度单元刚度变大, 整个接缝处左右两侧的高差变小, 桥墩摇摆程度变小, 当  $\theta$  增大到一定程度时, 零长度单元变形会非常小, 此时接缝处接近固定端。

## 1.2 数值分析模型

本文建立的 RSC 桥墩抗震分析模型如图 4 所示。桥墩承受的重力荷载集中于墩顶, 无粘结预应力钢筋、桥墩内部耗能钢筋均采用桁架杆单元进行模拟。RSC 桥墩底部的接缝应用一系列零长度单元配以单压材料进行模拟, 并限制水平位移。通过底部受压时产生的竖向位移差模拟桥墩的摇摆反应。墩身采用纤维梁柱单元模拟。耗能钢筋、无粘结预应力筋、以及桥墩底部的一系列零长度单元均由无穷大刚度的刚臂单元来连接, 保证桥墩构件之间的协同变形。

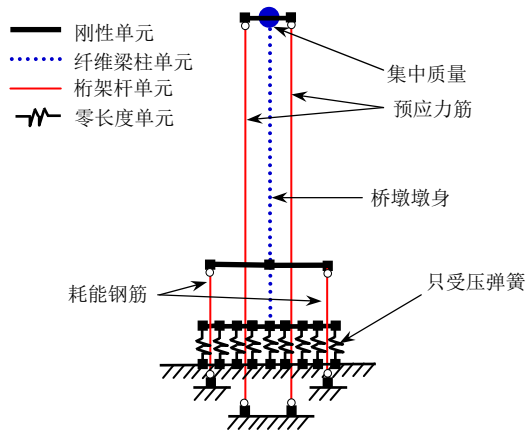


图 4 RSC 桥墩数值分析模型

Fig.4 Numerical analysis model for the RSC bridge piers

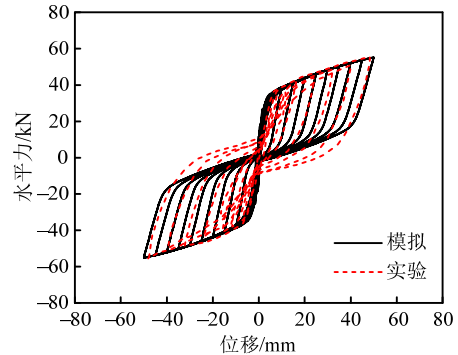
## 2 数值模型的验证

本文的数值模型验证采取 2 种方法, 首先由于国内外有效的 RSC 桥墩动力试验结果不多, 本文选用 Palermo 等<sup>[6]</sup>完成的两个配置内置耗能钢筋的 RSC 桥墩抗震拟静力试验验证模型准确性。对桥墩动力分析准确性的验证, 则采用 UCSD 完成的原型桥墩振动台实验为依据(即本文 3.1 节中的 RC- $\lambda$ -6 试件), 关于此部分的详细建模方法可参考文献[25], 本文不再赘述。

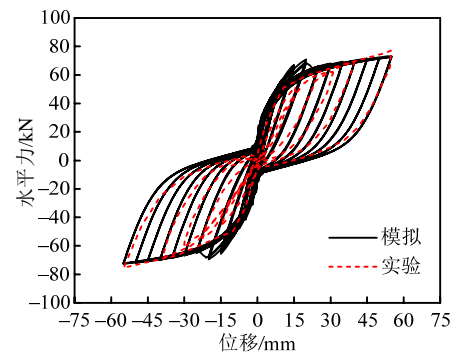
Palermo 等<sup>[6]</sup>完成两个试件分别命名为 HBD1 和 HBD2 试件。两试件均为正方形截面, 缩尺比例为 1:3, 试件截面为边长 350 mm, 墩高 1600 mm。两个试件配置的预应力钢筋根数不同, 其中 HBD1 为 2 根预应力筋, HBD2 为 4 根预应力钢筋。两试件均配置 4 根耗能钢筋, 但耗能钢筋直径和强度不

同。试验结果表明, RSC 桥墩可有效减轻结构地震损伤破坏, 减小桥墩震后残余位移, 并具有良好的耗能能力。

图 5(a)、图 5(b)分别为 HBD1、HBD2 实验与模拟滞回曲线对比图。可以看出, 模拟得到的试件刚度、强度、残余位移等均与试验结果吻合较好, 说明本文所建模型能够比较准确的模拟出 RSC 桥墩的滞回反应。



(a) HBD1 试件



(b) HBD2 试件

图 5 模拟与实验滞回曲线对比

Fig.5 Comparisons between the numerical and simulation results of the hysteretic curves

## 3 RSC 桥墩动力时程分析

在验证了所建 RSC 桥墩抗震分析模型准确性的基础上, 本文基于动力时程分析手段研究其抗震性能。为便于理解 RSC 桥墩的地震反应, 同时建立与其相同尺寸和普通 RC 桥墩和 PRC 桥墩数值分析模型进行对比。

### 3.1 桥墩尺寸及配筋设计

对普通 RC 桥墩试件, 以 UCSD 完成的原型桥墩振动台实验为依据, 试验情况可参考网址 ([http://nisee2.berkeley.edu/peer/prediction\\_contest/](http://nisee2.berkeley.edu/peer/prediction_contest/))。本文将 UCSD 完成的桥墩试件命名为 RC- $\lambda$ -6, 将其作为研究 RSC 桥墩地震反应的对比模型。RC- $\lambda$ -6

试件直径为 1219 mm，有效墩高 7315 mm，剪跨比  $\lambda$  为 6。纵筋配置为 18 根直径 35.8 mm 钢筋，对应纵筋配筋率为 1.55%。桥墩底座固定在振动台表面，以 250 t 的质量块集中于墩顶施加轴力，对应轴压比约为 0.05。

在 UCSD 完成的 RC 桥墩试件的基础上，设计了一个 PRC 桥墩数值模型，本文命名为 PRC- $\lambda$ -6，以讨论在普通钢筋混凝土桥墩中配置竖向预应力筋对桥墩地震反应的影响。PRC- $\lambda$ -6 试件设计情况与 RC- $\lambda$ -6 试件基本相同，主要差别在于在桥墩截面四个对称位置分别增设了 7 束  $\Phi^{15.2}$  竖向无粘结预应力筋，预应力筋间距为 700 mm，对应预应力筋配筋率为 0.33%。与 RC- $\lambda$ -6 试件相同，PRC- $\lambda$ -6 试件由墩顶集中质量引起的轴压比为 0.05，但由于预应力筋初始应力引起的轴压比也为 0.05，因此 PRC- $\lambda$ -6 试件总轴压比增加为 0.1。

为了讨论 RSC 桥墩的地震反应，设计了 4 个配置竖向无粘结预应力筋和耗能钢筋的 RSC 桥墩，分别命名为 Rock22- $\lambda$ -6、Rock28- $\lambda$ -6、Rock36- $\lambda$ -6 和 Rock40- $\lambda$ -6 试件。RSC 桥墩在接缝部分以上的桥墩配筋情况与普通 RC- $\lambda$ -6 桥墩完全相同，但纵筋、箍筋在接缝部位均截断。所有 RSC 桥墩无粘结预应力筋配筋率、预应力筋位置和预应力筋初始应力水平与 PRC- $\lambda$ -6 试件完全相同。

由于接缝部位纵筋完全截断，为提高 RSC 桥墩的耗能能力，在其接缝部分均布置一定的耗能钢筋，耗能钢筋同时起到预制装配式墩身在施工中安装定位的作用。4 个 RSC 桥墩的差别主要在于接缝处耗能钢筋的配筋率不同，各 RSC 桥墩接缝处耗能钢筋均为 14 根，沿半径 508 mm 圆周方向均匀布置，耗能钢筋与桥墩底部固结，穿过接缝部位并深入上部桥墩中。其中，Rock22- $\lambda$ -6 试件耗能钢筋直径为 22 mm，对应耗能钢筋配筋率为 0.46%。Rock28- $\lambda$ -6、Rock36- $\lambda$ -6 和 Rock40- $\lambda$ -6 试件耗能钢筋直径分别为 28 mm、36 mm 和 40 mm，对应耗能钢筋配筋率分别为 0.74%、1.22% 和 1.51%。图 6 为 RSC 桥墩示意图。

综上，包括 RC- $\lambda$ -6 试件和 PRC- $\lambda$ -6 试件，全文共建立了 6 种截面形式的桥墩试件，各试件截面尺寸、配筋等详细情况见图 7 所示。

### 3.2 剪跨比 $\lambda$

除地震动自身特性外，结构自身振动特性对其地震反应影响显著。本文中为了考虑桥墩的振动特

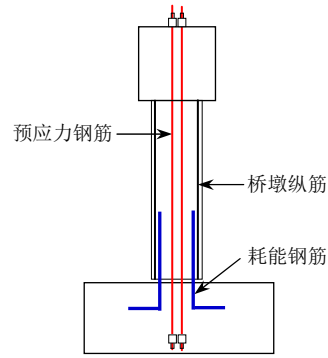


图 6 RSC 桥墩示意图

Fig.6 Schematic diagram of the RSC bridge piers

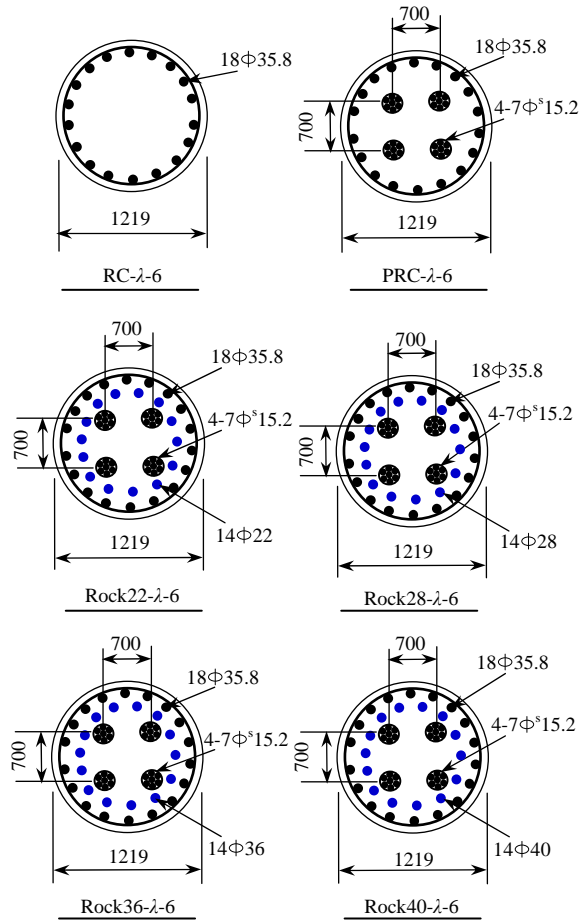


图 7 模型对应截面和配筋图

Fig.7 Section and reinforcement details of the numerical model

性，考虑三种墩高形式，除前文所述的剪跨比  $\lambda$  为 6.0 的 6 个桥墩试件外，本文另外增加了剪跨比分别为 2.0 和 4.0 的情况。不同剪跨比下各桥墩除墩高不同外，其余设计参数均相同。不同剪跨比的桥墩试件命名时，仅将后缀修改，如剪跨比为 4 的普通 RC 桥墩、配置竖向无粘结预应力筋 RC 桥墩、RSC 桥墩分别命名为 RC- $\lambda$ -4、PRC- $\lambda$ -4、Rock22- $\lambda$ -4、Rock28- $\lambda$ -4、Rock36- $\lambda$ -4 和 Rock40- $\lambda$ -4 等。

根据文献[26]对于桥墩破坏准则的研究, 结合本文选择桥墩的几何尺寸、配筋、轴压等情况, 可知本文所有桥墩将发生弯曲破坏。

### 3.3 输入地震波及分析方法

对各桥墩模型进行动力时程分析, 以讨论实际地震动下的桥墩反应。选取 1999 年中国台湾 Chi-Chi 地震的 7 条近断层地震波进行分析, 并将 7 条近断层地震动模拟得到的桥墩反应取平均值, 作为近断层地震作用下的桥墩反应。

各近断层地震波如表 1 所示, 本文选取的近断层地震动记录以具有明显的速度脉冲为重要特点, 仅以 TCU052-NS 地震波为例, 图 8 为其速度和位移时程曲线, 速度时程曲线可见明显的速度脉冲, PGV 达 220.64 cm/s; 位移时程则可见明显的台阶, PGD 达 723.27 cm, 且残余变形接近 700 cm, 表示在断层地面有很大的位移隆升<sup>[27]</sup>。5% 阻尼比下各地震波放大系数  $\beta_1$  谱如图 9 所示。在数值模拟分析时, 采用 Rayleigh 阻尼, 阻尼比取为 5%, 积分法则采用 Newmark- $\beta$  法, 其中  $\gamma=0.25$ ,  $\beta=0.5$ 。

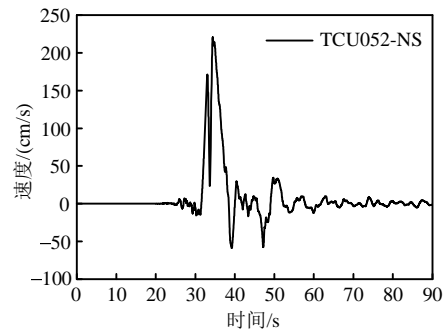
表 1 选取的地震动记录

Table 1 Selected earthquake records

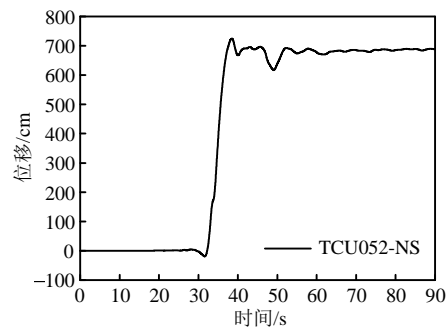
| No. | 记录名称      | 断层距/km | PGA/g |
|-----|-----------|--------|-------|
| 1   | TCU052-NS | 1.84   | 0.49  |
| 2   | TCU065-EW | 2.49   | 0.79  |
| 3   | TCU067-EW | 1.11   | 0.50  |
| 4   | TCU068-EW | 3.01   | 0.51  |
| 5   | TCU082-EW | 4.47   | 0.23  |
| 6   | TCU102-EW | 1.19   | 0.30  |
| 7   | TCU120-EW | 9.87   | 0.23  |

对各桥墩模型进行增量动力分析(IDA 分析), 将各模型输入地震动 PGA 自 0.1 g 开始, 逐步增大。各模型计算过程中均考虑了轴力的二阶效应(轴力的  $P-\Delta$  效应)的影响。由于试验结果表明, UCSD 完成的原型 RC 桥墩(本文的 RC- $\lambda$ -6 试件)最大墩顶位移角  $R$ (墩顶最大侧向位移与墩高的比值)约为 7.8%, 考虑到预应力筋对  $\lambda=6$  的 RSC 高墩在大变形下稳定性的不利影响, 本文中各桥墩当墩顶最大位移角  $R$  超过 6% 时, 认为桥墩已倒塌或接近倒塌。另外, 当 PRC 桥墩及 RSC 桥墩预应力筋最大应力超过 1490 MPa(极限强度 1860 MPa 的 0.8 倍)后, 预应力筋进入塑性阶段, 此时预应力筋的自复位能力显著减弱, 桥墩残余位移快速增加, 可认为预应力筋失效<sup>[19]</sup>。这两种情况下, IDA 分析结束, 不再继续增加 PGA 值。需要说明的是, 本文的分析中,

较多情况下由于预应力筋应力过大停止了计算, 预应力筋应力成为 PRC 桥墩和 RSC 桥墩抗震设计的重要控制参数。



(a) 速度时程



(b) 位移时程

图 8 TCU052-NS 地震波的速度和位移时程

Fig.8 Velocity and displacement time history of the TCU052-NS ground motion

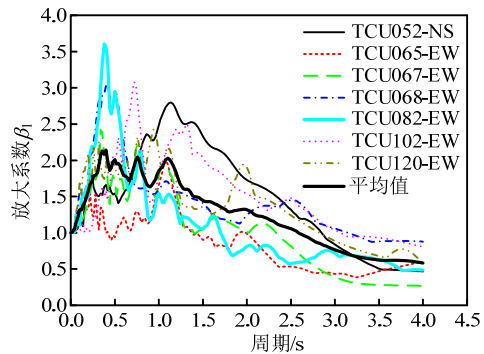


图 9 近断层地震动的放大系数谱

Fig.9 The amplification coefficient spectra of the near fault ground motions

## 4 数值分析结果

### 4.1 桥墩自振周期对比

首先对各桥墩进行模态分析, 3 种桥墩的自振周期如表 2 所示。从表中可以得知随着  $\lambda$  的增加, 无论是 RC、PRC 或是 RSC 桥墩, 自振周期均增加。同时可发现 RSC 桥墩的自振周期要大于 PRC 桥墩和 RC 桥墩, 而 PRC 桥墩的自振周期略小于 RC 桥

墩。RSC 桥墩的自振周期随着耗能钢筋配筋率的增加而略有减少。

表 2 自振周期

Table 2 Natural period of vibration

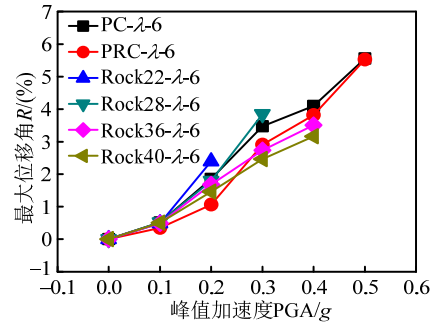
| $\lambda$ | RC    | PRC   | Rock22 | Rock28 | Rock36 | Rock40 |
|-----------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| 2         | 0.109 | 0.108 | 0.197  | 0.188  | 0.175  | 0.170  |
| 4         | 0.306 | 0.304 | 0.448  | 0.433  | 0.411  | 0.401  |
| 6         | 0.561 | 0.556 | 0.744  | 0.723  | 0.694  | 0.680  |

#### 4.2 桥墩最大位移角对比

强震下桥墩的最大变形将直接决定其地震损伤破坏程度，引起预应力筋应力增加，并可能引起 PRC 和 RC 桥墩的倒塌破坏或 RSC 桥墩的倾覆。图 10 为计算得到的不同  $\lambda$ 、不同类型的桥墩墩顶最大位移角  $R$  随近断层地震动峰值加速度 PGA 的变化情况。由图 10 可以看出，随 PGA 增加，各试件  $R$  值呈显著增加的趋势，这主要是由于地震动强度增加引起的结构反应加大。

总体来看，所有的桥墩试件中，耗能钢筋配筋率最低(0.46%)的 RSC 桥墩(Rock22 系列) $R$  值最大。耗能钢筋配筋率最高的(1.51%)的 RSC 桥墩(Rock40 系列) $R$  值最小。普通 RC 桥墩(纵筋配筋率 1.55%)和 PRC 桥墩(除预应力筋外的纵筋配筋率 1.55%)的  $R$  值介于两者之间。

由于 Rock40 系列桥墩的耗能钢筋配筋率接近于 PRC 桥墩纵筋配筋率，且预应力筋配筋情况相



(c) 剪跨比  $\lambda=6$

图 10 墩顶最大位移角对比

Fig.10 Comparison of the maximum drift ratio of the piers

同，仅墩底是否设置摇摆接缝的差别。但不同剪跨比下 Rock40 系列桥墩的  $R$  值接近或略小于 PRC 桥墩。这说明，RSC 桥墩中耗能钢筋配筋率较高时(1.51%左右)，其墩顶最大位移反应与 PRC 桥墩无明显差别。

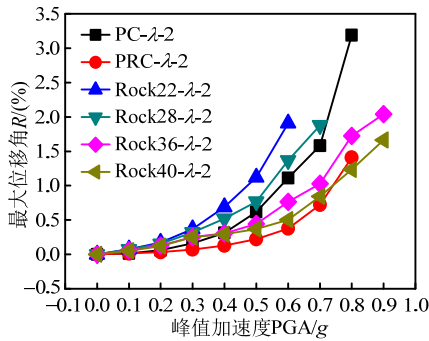
所有 RSC 桥墩试件中，随着耗能钢筋配筋率增加， $R$  值逐渐减少，这也是由于耗能钢筋增加了桥墩的强度和刚度，从而减少了结构的地震反应。

不同  $\lambda$  时，普通 RC 桥墩试件的  $R$  值均大于 PRC 试件。这主要是由于竖向无粘结预应力筋增大了桥墩的刚度和强度，减小了桥墩的地震反应。

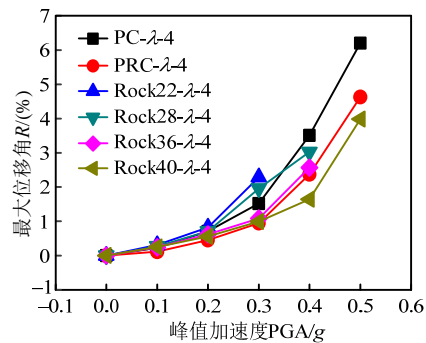
综上所述，对 RSC 桥墩，随着耗能钢筋配筋率增加，桥墩的最大墩顶位移角减小。在配置少量耗能钢筋的情况下(如耗能钢筋配筋率 0.46%)，RSC 桥墩的  $R$  值明显偏大。当 RSC 桥墩中的耗能钢筋配筋率接近于 PRC 桥墩的纵筋配筋率时，RSC 桥墩的最大位移反应接近或略小于 PRC 桥墩。

#### 4.3 桥墩残余位移角对比

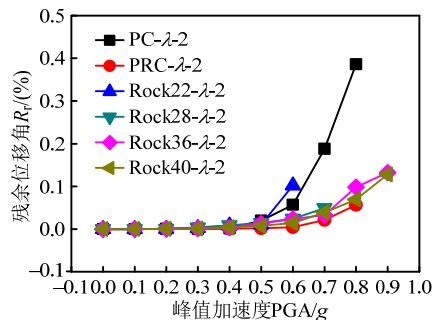
定义桥墩在经受地震作用后产生的残余位移与墩高的比值为残余位移角  $R_r$ 。图 11 为不同  $\lambda$ 、不同类型的桥墩  $R_r$  值随地震动峰值加速度 PGA 的变化情况。



(a) 剪跨比  $\lambda=2$



(b) 剪跨比  $\lambda=4$



(a) 剪跨比  $\lambda=2$

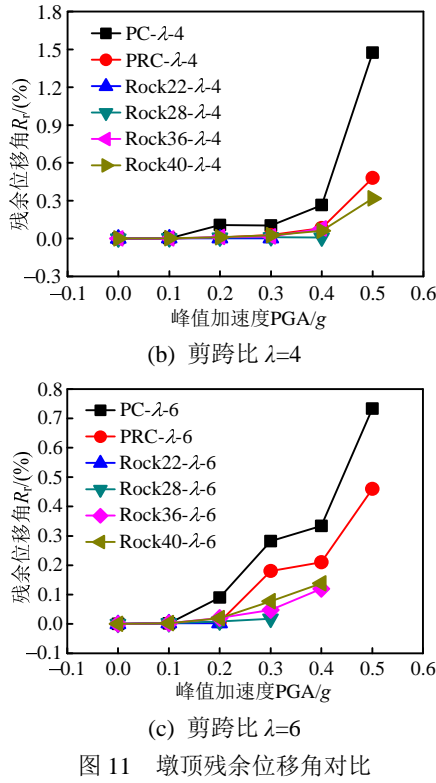


图 11 墩顶残余位移角对比

Fig.11 Comparison of the residual drift ratio of the piers

可以看出，无论是 RC、PRC 还是 RSC 桥墩，其  $R_r$  值都随着 PGA 的增大而增大。这主要是由于强烈地震震动下引起的结构非线性变形导致的残余变形增加所致。除 Rock22- $\lambda=2$  试件外，绝大多数情况下，普通 RC 桥墩的  $R_r$  值最大，且 PRC 桥墩的  $R_r$  值明显小于 RC 桥墩。这说明，相对于 RC 桥墩，PRC 和 RSC 桥墩均可有效减小结构震后残余位移。

对比 PRC 和 RSC 桥墩的震后残余位移，可以看出，当  $\lambda=2$  时，PRC 桥墩  $R_r$  值较 RSC 桥墩偏小，而  $\lambda=6$  时，PRC 桥墩  $R_r$  值明显偏大。 $\lambda=4$  时，PRC 桥墩  $R_r$  值与 RSC 桥墩相当。

当  $\lambda=2$  时，随着耗能钢筋配筋率增加，RSC 桥墩  $R_r$  值基本呈减少趋势；而当  $\lambda=6$  时，趋势相反，桥墩  $R_r$  值随耗能钢筋配筋率增加而增加。 $\lambda=4$  时，桥墩  $R_r$  值随耗能钢筋配筋率增加的变化规律不明显。应当注意到，对  $\lambda$  为 2 的低墩，随耗能钢筋配筋率增加，桥墩最大位移角明显减少(如图 10(a))，0.6 g PGA 下，Rock22- $\lambda=2$  试件的  $R$  值约为 2%，而 Rock40- $\lambda=2$  试件的  $R$  值仅为 0.5% 左右，并且由于 Rock22- $\lambda=2$  试件遭受的非线性变形过大，从而引起了较大的震后残余位移。对剪跨比为 6 的高墩，不同耗能钢筋配筋率下桥墩的  $R$  值差别并不明显，由

于耗能钢筋的屈服耗能会增大结构震后残余位移，因此耗能钢筋配筋率较高的试件残余位移会增大。

由于 Rock40 系列桥墩耗能钢筋配筋率(1.51%)接近于 PRC 桥墩的纵筋配筋率(1.55%)，对比不同  $\lambda$  下两者的震后残余位移。可以看出，Rock40 系列桥墩的震后残余位移接近或略小于 PRC 桥墩。

#### 4.4 预应力筋最大应力对比

预应力筋应力状态是 PRC 桥墩和 RSC 地震反应重要衡量指标。图 12 为各桥墩预应力筋最大应力  $\sigma_{max}$  随 PGA 变化情况。图 13 为不同  $\lambda$  情况下同种类型桥墩的最大预应力筋应力  $\sigma_{max}$  对比图。

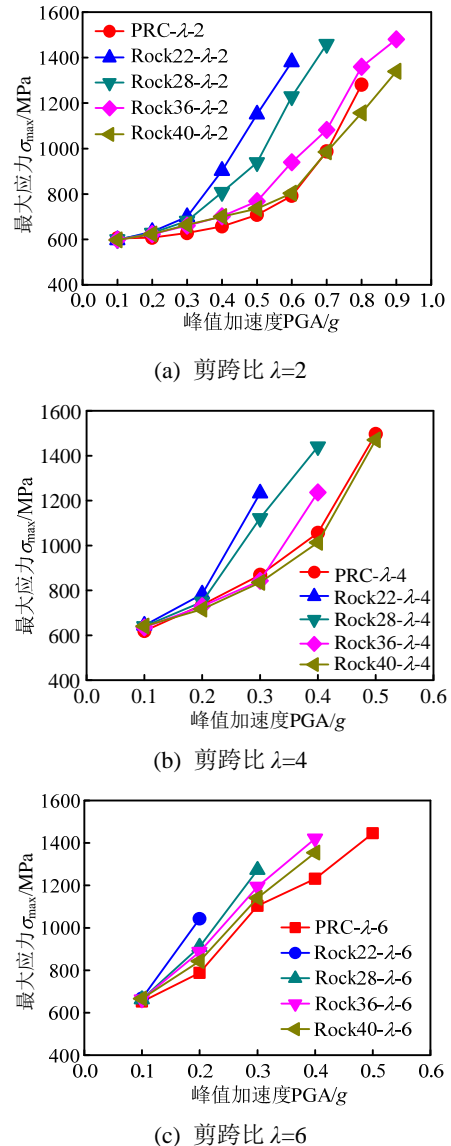
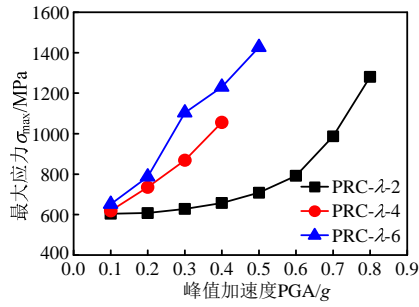


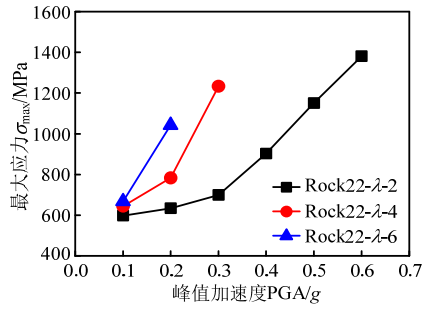
图 12 预应力筋最大应力随 PGA 变化情况

Fig.12 The relationship between the maximum strand stress and PGA

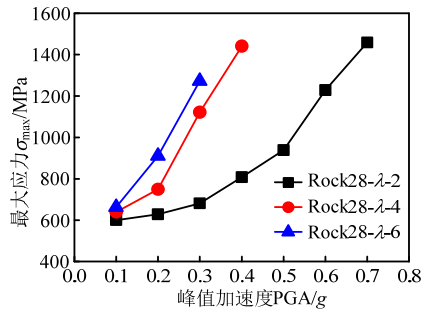




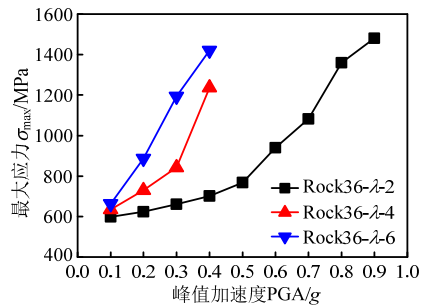
(a) PRC 桥墩



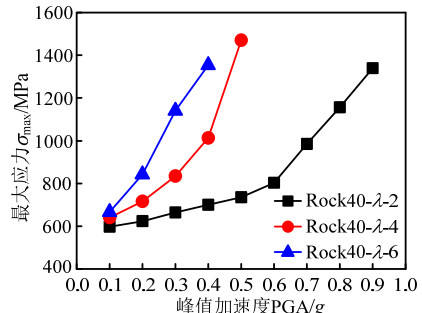
(b) 耗能纵筋配筋率为 0.46% 的 RSC 桥墩



(c) 耗能纵筋配筋率为 0.74% 的 RSC 桥墩



(d) 耗能纵筋配筋率为 1.22% 的 RSC 桥墩



(e) 耗能纵筋配筋率为 1.51% 的 RSC 桥墩

图 13 不同剪跨比下预应力筋最大应力对比图

Fig.13 Comparison of the maximum prestressing stress for the piers with different aspect ratio

图 12 可以看出, PRC 桥墩和 RSC 桥墩的  $\sigma_{max}$  值都随着 PGA 的增加而增加。这主要是由于随着 PGA 的增加, 结构的反应增大, 墩顶最大位移角逐步增加, 无粘结预应力筋提供的恢复力也变大。

由图 12 还可以发现, RSC 桥墩  $\sigma_{max}$  值随着耗能钢筋的配筋率的增加而降低。这是由于 RSC 桥墩中的耗能钢筋能够提高桥墩的强度和刚度, 降低了 RSC 桥墩的最大墩顶位移, 从而降低了桥墩中预应力筋应力。

Rock40 系列桥墩耗能钢筋配筋率(1.51%)接近于 PRC 桥墩的纵筋配筋率(1.55%), 对比不同  $\lambda$  下两者的  $\sigma_{max}$  值。可以发现当  $\lambda=2.0$  和  $4.0$  时, Rock40 试件的  $\sigma_{max}$  值接近于 PRC 试件; 当  $\lambda=6.0$  时, Rock40 试件的  $\sigma_{max}$  值略高于 PRC 试件, 但差别均不大。可认为两者预应力筋最大应力值较为接近。

通过图 13 不同  $\lambda$  下的 RSC 桥墩和 PRC 桥墩  $\sigma_{max}$  值对比, 可以发现: 其他条件不变时, 预应力筋最大应力  $\sigma_{max}$  随着桥墩剪跨比的增加而增加。如当  $\lambda=2.0$  且  $PGA=0.6 g$  时, 此时 RSC 桥墩 Rock22- $\lambda-2$  的  $\sigma_{max}$  值达到 1400 MPa, 预应力筋即将进入塑性阶段。而当  $\lambda=6.0$  时, Rock22- $\lambda-6$  试件在  $PGA=0.2 g$  时, 预应力筋  $\sigma_{max}$  值都已超过 1000 MPa,  $0.3 g$  时已远超 1490 MPa, 预应力筋失效。

Rock28、Rock36、Rock40 系列的桥墩也有同样规律: 随剪跨比增加, 预应力筋应力迅速增大, 当  $\lambda=6$  时, 在较低的 PGA 下预应力筋可能发生失效。同时应当注意, 剪跨比超过 6 的高墩, 由于重心较高, 在强震下有发生倾覆倒塌的危险。综上认为对  $\lambda \geq 6$  的 RSC 高墩, 强烈近断层地震动下应当慎用。如果剪跨比大于 6 时使用 RSC 桥墩, 应当采用必要措施, 如提高预应力筋配筋率, 提高耗能钢筋配筋率或预应力筋不再通常布置等。

需要注意, 耗能钢筋配筋率最低的 Rock22 系列(耗能钢筋配筋率 0.46%)的 RSC 桥墩, 当  $\lambda=6$ , PGA 为  $0.3 g$  时预应力筋即失效, 当  $\lambda=4$ , PGA 为  $0.4 g$  时失效。这主要是由于耗能钢筋配筋率过低时, 桥墩摇摆过程中墩顶变形过大所致。

对比耗能钢筋配筋率为 0.74% 的 Rock28 系列桥墩, 当  $\lambda=6$ , PGA 为  $0.4 g$  时预应力筋失效, 当  $\lambda=4$ , PGA 为  $0.5 g$  时预应力筋失效。

由于前面已说明,  $\lambda \geq 6$  的 RSC 高墩在强烈近断层地震动下不推荐使用, 并且考虑到  $0.4 g$  的近断层地震动已代表了相当强烈的地震, 因此建议近断

层地震动下 RSC 桥墩的耗能钢筋配筋率不应低于 0.75%。或者在低耗能钢筋配筋率的情况下增加预应力筋配筋率,以避免由于预应力筋失效造成桥墩过大的残余变形,引起桥墩破坏。

## 5 结论

本文基于 OpenSees 分析平台,通过对 3 种类型的 6 个桥墩进行近断层地震动作用下的增量动力分析,具体讨论了 RSC 桥墩与配置无粘结预应力筋的 PRC 桥墩和普通 RC 桥墩的地震反应。并通过对不同剪跨比、不同耗能钢筋配筋率情况下墩顶最大位移角,残余位移角以及预应力钢筋最大应力变化规律进行讨论,为 RSC 桥墩的设计提供了理论依据。主要结论为:

(1) 随着耗能钢筋配筋率增加,RSC 桥墩墩顶最大位移减小。当 RSC 桥墩中的耗能钢筋配筋率接近于 PRC 桥墩的纵筋配筋率时,RSC 桥墩的最大位移反应接近或略小于 PRC 桥墩。

(2) 相对于 RC 桥墩,PRC 和 RSC 桥墩均可有效减小结构震后残余位移。当 RSC 桥墩中的耗能钢筋配筋率接近于 PRC 桥墩的纵筋配筋率时,RSC 桥墩的震后残余位移接近或略小于 PRC 桥墩。

(3) 当剪跨比为 2 时,随着耗能钢筋配筋率增加,RSC 桥墩震后残余位移呈减少趋势;而当剪跨比为 6 时,桥墩残余位移角随耗能钢筋配筋率增加而增加。

(4) RSC 桥墩预应力筋最大应力随着耗能钢筋配筋率的增加而降低;当 RSC 桥墩中的耗能钢筋配筋率接近于 PRC 桥墩的纵筋配筋率时,RSC 桥墩的预应力筋最大应力接近于 PRC 桥墩。

(5) 对剪跨比 $\geq 6.0$ 的高墩,强烈近断层地震动下易发生预应力筋失效,应慎用 RSC 桥墩。

(6) 应用 RSC 桥墩时,为避免 RSC 桥墩中预应力筋失效而产生过大墩顶残余变形,近断层地震动下 RSC 桥墩的耗能钢筋配筋率不应低于 0.75%。

### 参考文献:

[1] 孙治国,王东升,司炳君,李宏男,张明生.采用预应力筋进行 RC 桥墩地震损伤控制的试验研究[J].土木工程学报,2014,47(1):107-116.  
Sun Zhiguo, Wang Dongsheng, Si Bingjun, Li Hongnan, Zhang Mingsheng. Experimental research on the seismic damage control techniques for RC bridge piers by using prestressing tendons [J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(1): 107-116. (in Chinese)

[2] Fujino Y, Hashimoto S, Abe M. Damage analysis of Hanshin expressway viaducts during 1995 Kobe earthquake. I: Residual inclination of reinforced concrete piers [J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2005, 10(1): 45-53.

[3] 何铭华,辛克贵,郭佳.新型自复位桥梁墩柱节点的局部稳定性研究[J].工程力学,2012,29(4):122-127.  
He Minghua, Xin Kegui, Guo Jia. Local stability study of new bridge piers with self-centering joints [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(4): 122-127. (in Chinese)

[4] Housner G W. The behavior of inverted pendulum structures during earthquake [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1963, 53(2): 403-417.

[5] Mander J B, Cheng C T. Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design [R]. Technical Report NCEER-97-0014. Buffalo: State University of New York at Buffalo, 1997.

[6] Palermo A, Pampanin S, Marriott D. Design, modeling, and experimental response of seismic resistant bridge piers with posttensioned dissipating connections [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2007, 133(11): 1648-1661.

[7] Solberg K, Mashiko N, Mander J B, Dhakal R P. Performance of a damage-protected highway bridge pier subjected to bidirectional earthquake attack [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2009, 135(5): 469-478.

[8] Marriott D, Pampanin S, Palermo A. Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2009, 38(3): 331-354.

[9] Marriott D, Pampanin S, Palermo A. Biaxial testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replacable dissipaters [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2011, 40(15): 1723-1741.

[10] Trono W, Jen G, Panagiotou M, Schoettler M, Ostertag C P. Seismic response of a damage-resistant recentering posttensioned-HYFRC bridge column [J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2015, 20(7): 04014096-1-04014096-13.

[11] Palermo A, Pampanin S, Calvi G M. Concept and development of hybrid solutions for seismic resistant bridge systems [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2005, 9(6): 899-921.

[12] Palermo A, Pampain S. Enhanced seismic performance of hybrid bridge systems: Comparison with traditional monolithic solutions [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2008, 12(8): 1267-1295.

[13] 郭佳,辛克贵,何铭华,虎良.自复位桥梁墩柱结构抗

- 震性能试验研究与分析[J]. 工程力学, 2012, 29(增刊1): 29—34, 45.
- Guo Jia, Xin Kegui, He Minghua, Hu Liang. Experimental study and analysis on the seismic performance of a self-centering bridge pier [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(Suppl 1): 29—34, 45. (in Chinese)
- [14] 葛继平, 王志强, 魏红一. 干接缝节段拼装桥墩抗震分析的纤维模型模拟方法[J]. 振动与冲击, 2010, 29(3): 52—57, 203.
- Ge Jiping, Wang Zhiqiang, Wei Hongyi. Seismic performance analysis of segmental bridge columns with match-cast dry joints using fiber beam-column element method [J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(3): 52—57, 203. (in Chinese)
- [15] 王军文, 张伟光, 李建中. 摇摆式预应力混凝土桥墩基于位移的抗震设计方法研究[J]. 振动与冲击, 2014, 33(24): 106—111.
- Wang Junwen, Zhang Weiguang, Li Jianzhong. Displacement-based aseismic design method for rocking bridge piers with posttensioned tendons [J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(24): 106—111. (in Chinese)
- [16] 葛继平, 王志强. 干接缝节段拼装桥墩振动台试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(9): 122—128.
- Ge Jiping, Wang Zhiqiang. Shake table tests of segmental bridge columns with match-cast dry joints [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(9): 122—128. (in Chinese)
- [17] Tazarv M, Saiidi M S. UHPC-filled duct connections for accelerated bridge construction of RC columns in high seismic zones [J]. Engineering Structures, 2015, 99: 413—422.
- [18] Ou Y C, Tsai M S, Chang K C, Lee G C. Cyclic behavior of precast segmental concrete bridge columns with high performance or conventional steel reinforcing bars as energy dissipation bars [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 39(11): 1181—1198.
- [19] Yamashita R, Sanders D H. Seismic performance of precast unbonded prestressed concrete columns [J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(6): 821—830.
- [20] Elgawady M A, Sha'lan A. Seismic behavior of self-centering precast segmental bridge bents [J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2011, 16(3): 328—339.
- [21] Antonellis G, Panagiotou M. Seismic response of bridges with rocking foundations compared to fixed-base bridges at a near-fault site [J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2014, 19(5): 04014007-1—04014007-14.
- [22] Dimitrakopoulos E G, Paraskeva T S. Dimensionless fragility curves for rocking response to near-fault excitations [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2015, 44(12): 2015—2033.
- [23] Sun Z, Wang D, Bi K, Si B. Experimental and numerical investigations on the seismic behavior of bridge piers with vertical unbonded prestressing strands [J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2016, 14(2): 501—527.
- [24] 孙治国, 陈灿, 司炳君, 王东升. 考虑非线性剪切效应的 RC 桥墩抗震分析模型[J]. 工程力学, 2015, 32(5): 28—36.
- Sun Zhiguo, Chen Can, Si Bingjun, Wang Dongsheng. Seismic analysis model considering nonlinear shear effect for RC bridge piers [J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(5): 28—36.
- [25] 华承俊. 桥梁排架结构地震破坏机理及损伤控制方法[D]. 大连: 大连海事大学, 2015.
- Hua Chengjun. Earthquake damage mechanism and damage control method for RC bridge bents [D]. Dalian: Dalian Maritime University, 2015. (in Chinese)
- [26] 孙治国, 李宏男, 王东升, 司炳君. RC 桥墩弯剪破坏判别准则与抗震分析的改进模型[J]. 中国公路学报, 2015, 28(6): 42—50.
- Sun Zhiguo, Li Hongnan, Wang Dongsheng, Si Bingjun. Discrimination criterion governing flexural-shear failure modes and improve seismic analysis model for RC bridge piers [J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(6): 42—50. (in Chinese)
- [27] 江义, 杨迪雄, 李刚. 近断层地震动向前方向性效应和滑冲效应对高层钢结构地震反应的影响[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(9): 103—110.
- Jiang Yi, Yang Dixiong, Li Gang. Effects of forward directivity and dling step of near-fault ground motions on seismic responses of high-rise steel structure [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(9): 103—110. (in Chinese)