

双柱式摇摆桥墩结构体系地震反应和倒塌分析

周雨龙, 杜修力, 韩 强

(北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室, 北京 100124)

摘 要: 摇摆构造可将地震损伤控制在摇摆界面内, 以避免主体结构损伤破坏, 且具有较好自复位能力。为研究一种双柱式摇摆桥墩结构体系的地震反应, 基于拉格朗日方程和动量矩守恒定理给出计算该双柱式摇摆桥墩结构体系动力反应的刚体动力分析模型, 并进行了实例分析、参数分析和倒塌分析。研究表明: 采用工程实际尺寸的双柱式摇摆桥墩结构体系可满足我国桥梁抗震设计规范的 E2 地震抗震设计需求; 桥墩宽高比和尺寸的增大可减小结构体系的地震反应; 给出在 Ricker 小波作用下的倒塌加速度谱和两种倒塌模式, 以及倒塌模式过渡现象需要在抗震设计中得到重视的建议, 并提出一种墩底扩大截面的抗倒塌措施。

关键词: 摇摆体系; 双柱式桥墩; 分析模型; 地震反应; 倒塌分析

中图分类号: U442.55 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2018.04.0224

SEISMIC RESPONSE AND OVERTURNING OF DOUBLE-COLUMN ROCKING COLUMN BRIDGE SYSTEM

ZHOU Yu-long, DU Xiu-li, HAN Qiang

(Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Rocking structures with self-centering capacity can control the damage in the rocking interface to protect the major structure from damage. To investigate the seismic response of a rocking double-column bridge system, a dynamic analytical model of rigid bodies was used to predict the seismic response of a rocking bridge system based on the Lagrange method and momentum conservation law. This analytical model was used to perform a case study in practice, parametric analysis and overturning analysis. It can be concluded that the rocking double-column bridge system with dimensions in practice can satisfy the seismic design demand of the E2 earthquake according to the seismic design code of bridges in China. With the increase of the slenderness and size of columns, the seismic response of this bridge system decreases. Overturning acceleration spectra and two overturning modes of rocking double-column bridge system were obtained due to Ricker wavelets. The transition phenomenon from overturning mode I to overturning mode II should be paid attention in seismic design. The enlarged bottom section of rocking columns was proposed to limit the overturning of the rocking bridge system.

Key words: rocking system; two-column bent; analytical model; seismic response; overturning analysis

在强震作用下, 我国桥梁抗震设计规范^[1-3]中给出的延性抗震设计方法难以有效控制桥梁结构的塑性损伤, 使其在震后的修复成本较大、恢复时间较长。摇摆结构可将地震损伤控制在摇摆界面

内, 以避免主体结构破坏, 且具有较好自复位能力。因此, 与传统延性桥墩相比, 摇摆桥墩具有更好的震后恢复能力, 减小修复成本并缩短桥梁通行功能的恢复时间。

收稿日期: 2018-04-10; 修改日期: 2018-08-09

基金项目: 教育部“创新团队发展计划”(IRT13044); 国家自然科学基金项目(51421005, 51578022)

通讯作者: 杜修力(1962—), 男, 四川人, 教授, 博士, 博导, 主要从事地震工程和结构动力学等方面的研究(E-mail: duxiuli@bjut.edu.cn).

作者简介: 周雨龙(1988—), 男, 黑龙江人, 博士生, 主要从事桥梁抗震方面的研究(E-mail: zhouyulong4554@163.com);

韩 强(1974—), 男, 河南人, 教授, 博士, 博导, 主要从事桥梁抗震方面的研究(E-mail: qhan@bjut.edu.cn).

摇摆结构最早可追溯至公元前 510 年的希腊神庙^[4],且该建筑在 2500 年内经历多次大地震而未发生倒塌,目前作为古建筑仍保存较好。但摇摆结构的良好抗震能力在当时并未受到真正重视。直至 1963 年 Housner^[5]首次提出:允许结构发生摇摆可有效减小结构在地震作用下的反应,并给出分析刚体摇摆行为的倒立摆模型。后续学者对刚体摇摆的动力行为进行了更深入的研究,对 Housner 提出的模型进行了改进,并给出了刚体摇摆模型的适用性^[6-10]。基于 Housner 的研究成果,1974 年 Beck 和 Skinner^[11]首次提出摇摆桥梁理念,并应用于新西兰 South Rangitikei 铁路桥^[12]。但随后摇摆桥梁理念的应用主要集中在桥梁抗震加固^[13-17],而新建摇摆桥梁的工程应用还并不多见。

近 30 年,国内外学者对单柱式摇摆桥墩的抗震性能进行了广泛深入的研究,提出了一些精确合理的模型来分析单柱式摇摆桥墩的非线性力学行为^[18-19]。Mander 和 Cheng^[20]首次提出了无损伤摇摆桥墩设计理念,针对采用无粘结预应力技术的摇摆桥墩抗震性能进行了低周循环荷载试验研究,并提出了摇摆桥墩力-位移关系的简化计算公式。尽管无粘结预应力摇摆桥墩可避免桥墩主体发生较大损伤破坏且具有较好的自复位能力,但其力-位移滞回关系为 S 形,与梭形滞回关系的传统延性桥墩相比,该类摇摆桥墩的耗能能力不足,致使其位移需求较大^[20]。Palermo 等^[21]提出内置耗能钢筋与无粘结预应力技术联合应用的摇摆桥墩,并通过拟静力试验研究其抗震性能,研究表明:该类摇摆桥墩的力-位移滞回关系为旗帜形,与仅设置预应力束的摇摆桥墩相比,其侧向承载能力和耗能能力显著增加,位移需求明显减小,使桥墩具有更好的抗震性能。Marriott 等^[22]提出外置耗能装置代替内置耗能钢筋的方法以解决耗能钢筋在震后难以更换的问题,并通过拟静力和拟动力试验来验证该类摇摆桥墩具有较好的耗能能力和自复位能力。考虑到预应力束与外置耗能装置在氯盐环境中的耐久性问题,Guo 等^[23]采用玄武岩纤维增强复合材料、改性铝合金和玻璃纤维增强聚合材料来制作预应力钢筋、外置耗能装置和桥墩外套筒,并通过拟静力试验来研究该类摇摆桥墩的抗震性能。

双柱式桥墩是城市桥梁和公路桥梁中常见的桥墩形式。作者提出一种如图 1 所示的双柱式摇摆桥墩结构体系,桥墩与上部结构和承台均无连接措

施而形成摇摆界面。本文以此双柱式摇摆桥墩结构体系为研究对象,基于拉格朗日方程和动量守恒定理给出可有效模拟该类双柱式摇摆桥墩结构体系动力反应的刚体动力分析模型,并进行了实例分析、参数分析和倒塌分析,得到了该类双柱式摇摆桥墩结构体系地震反应的一些规律和结论,为双柱式摇摆桥梁结构的抗震设计提供依据。

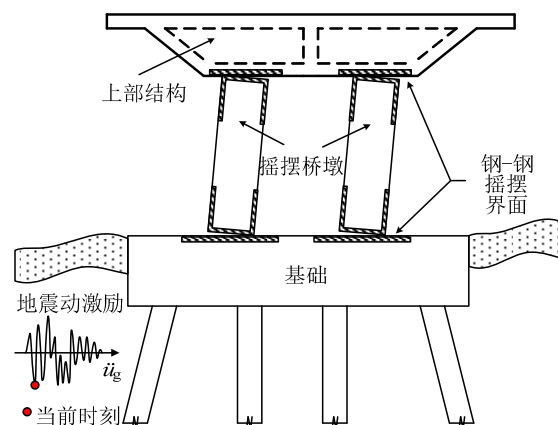


图 1 双柱式摇摆桥墩结构体系

Fig.1 Rocking double-column bridge system

1 动力分析模型

1.1 运动学方程

贾振雷^[24]以图 1 所示的双柱式摇摆桥墩结构体系为研究对象,进行了振动台试验研究。研究表明:通过合理的抗剪和抗扭措施,本文研究的双柱式摇摆桥墩结构体系的动力行为可近似简化成如图 2 所示的横桥向刚体运动(顺桥向运动方式与横桥向一致)。如图 2(a)所示,当施加一个正向地震激励(向右为正),双柱式摇摆桥墩将初始向左摇摆(桥墩转角 $\theta < 0$);当地震激励方向为变成负方向,桥墩与承台和盖梁之间发生碰撞,且碰撞后双柱式摇摆桥墩将绕点 O 摇摆($\theta > 0$),如图 2(b)所示。

在桥墩摇摆时,上部结构仅为平面平动而不发生转动,水平位移 u 和竖向位移 v 可根据图 2 所示的几何关系由桥墩转角 θ 统一表示

$$u = \mp 2R[\sin \alpha - \sin(\alpha \pm \theta)] \quad (1)$$

$$v = 2R[\cos(\alpha \pm \theta) - \cos \alpha] \quad (2)$$

式中:顶部符号对应 $\theta < 0$,底部符号对应 $\theta > 0$; R 为桥墩对角线长度的一半(桥墩尺寸参数); α 为墩高和对角线的夹角(桥墩宽高比)。

将桥墩转角 θ 作为双柱式摇摆桥墩结构体系的广义坐标,可由式(3)所示的 Lagrange 方程推导出双柱式摇摆桥墩结构体系的运动方程。

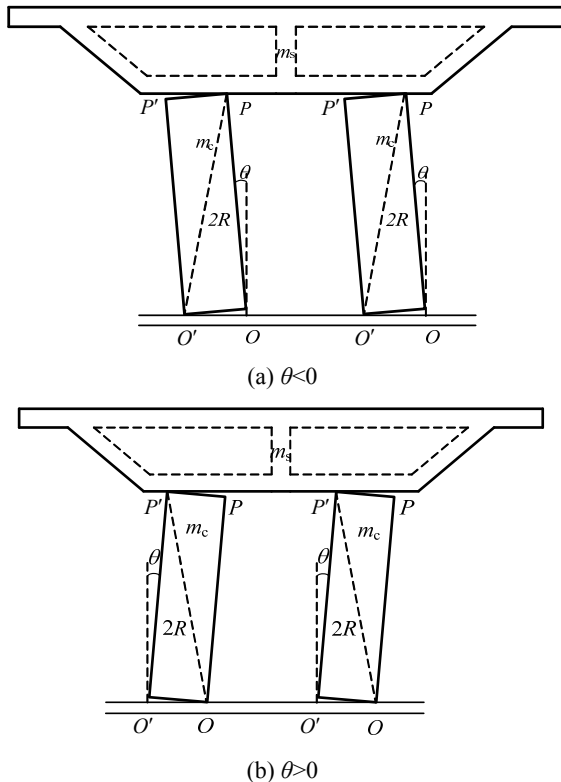


图2 双柱式摇摆桥墩结构体系的刚体运动

Fig.2 Rigid motion of rocking double-column bridge system

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{dT}{d\dot{\theta}} \right) - \frac{dT}{d\theta} + \frac{dV}{d\theta} = Q \quad (3)$$

式中: T 为体系动能; V 为体系势能; Q 为对应广义坐标 θ 的广义力。

双柱式摇摆桥墩结构体系的动能 T 为:

$$T = (I_c + 2m_c R^2) \dot{\theta}^2 \quad (4)$$

式中, I_c 为桥墩绕 O 点的质量惯性矩, 且对于矩形截面 $I_c = 4m_c R^2/3$, m_c 为单个桥墩的质量。

双柱式摇摆桥墩结构体系的势能 V 为:

$$V = (m_s + m_c) g \cdot v \quad (5)$$

式中: m_s 为上部结构的质量; g 为重力加速度。

双柱式摇摆桥墩结构体系的虚功 δW (对应 $\delta\theta$) 为:

$$\delta W = -(m_s + m_c) \left(\ddot{u}_g \frac{du}{d\theta} + \ddot{v}_g \frac{dv}{d\theta} \right) \delta\theta \quad (6)$$

式中: \ddot{u}_g 为水平地震加速度; \ddot{v}_g 为竖向地震加速度。

则对应广义坐标 θ 的广义力 Q 为:

$$Q = \frac{\delta W}{\delta\theta} = -2R(m_s + m_c) (\mp \ddot{v}_g \sin(\alpha \pm \theta) + \ddot{u}_g \cos(\alpha \pm \theta)) \quad (7)$$

将式(4)、式(5)和式(7)代入式(3)中得到双柱式

摇摆桥墩结构体系的运动方程为:

$$\ddot{\theta} = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \cdot \left(\left(1 + \frac{\ddot{v}_g}{g} \right) \sin[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] \right) \quad (8)$$

式中, $p = \sqrt{3g/4R}$; γ 为上部结构质量与两个桥墩质量之比:

$$\gamma = m_s / 2m_c \quad (9)$$

1.2 桥墩角速度折减系数

当摇摆方向变化时(即 θ 变号), 桥墩将分别与上部结构和承台发生碰撞。摇摆桥墩在碰撞后的角速度将会减小, 因此式(7)所示的运动方程仅适用于 $\theta \neq 0$ 的情况。假定桥墩发生完全非弹性碰撞且不发生滑动, 则碰撞后桥墩角速度的折减系数可基于碰撞前后的动量矩守恒定理得到。

碰撞前, 单个桥墩对于点 O' 的角动量为:

$$H_{c1} = (I_c - 2m_c b^2) \dot{\theta}_1 \quad (10)$$

式中, $\dot{\theta}_1$ 为碰撞前的角速度。

碰撞后, 单个桥墩对于点 O' 的角动量为:

$$H_{c2} = I_c \dot{\theta}_2 \quad (11)$$

式中, $\dot{\theta}_2$ 为碰撞后的角速度。

如图3所示, 当上部结构与桥墩的接触点由点 P' 变成点 P 时(转动点由 O 变成 O' 时), 水平和竖向碰撞力 F_u 和 F_v 产生。假设上部结构是刚性的, 当双柱式摇摆桥墩结构体系发生摇摆时, 上部结构仅发生平动, 两个桥墩的碰撞力是相等的。碰撞前后的上部结构水平向和竖向线动量的变化量分别为:

$$2 \int_0^t F_u dt = 2m_s h (\dot{\theta}_1 - \dot{\theta}_2) \quad (12)$$

$$2 \int_0^t F_v dt = 2m_s b (\dot{\theta}_1 + \dot{\theta}_2) \quad (13)$$

式中, t 为碰撞时间。

碰撞前后的动量矩守恒公式为:

$$2h \int_0^t F_u dt - 2b \int_0^t F_v dt = H_{c2} - H_{c1} \quad (14)$$

将式(10)~式(13)代入式(14)得:

$$\left(\frac{4}{3} m_c - 2m_c \sin^2 \alpha - 2m_s (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha) \right) \dot{\theta}_1 = \left(2m_s + \frac{4}{3} m_c \right) \dot{\theta}_2 \quad (15)$$

由式(15)可得双柱式摇摆桥墩的角速度折减系数 r 为:

$$r = \frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = \frac{1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha + 3\gamma \cos 2\alpha}{1 + 3\gamma} \quad (16)$$

式(16)表示为双柱式摇摆桥墩的角速度在碰撞后为碰撞前的 r 倍($r < 1$)。图4所示为以 α 为自变量和 γ 为常量的桥墩角速度折减系数 r 的函数曲线,从图中可知 α 和 γ 的值越大,角速度折减系数 r 越大,即碰撞耗能越多,且当 $\gamma > 10$ 时, r 曲线近似相同。一些学者^[25-26]认为碰撞后桥墩角速度的折减系数还与摇摆界面的材料相关, Dimitrakopoulos 和 Paraskeva^[27]认为常规材料摇摆界面的折减系数为 0.92。

1.3 试验验证

为验证上述刚体动力分析模型的适用性,基于 MATLAB 程序对文献[24]中典型试验工况 7 和工况 15

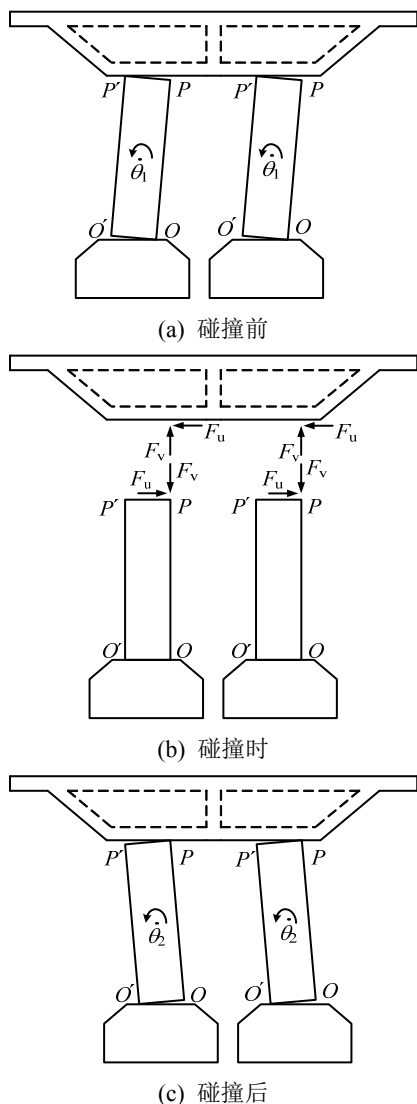


图3 双柱式摇摆桥墩的碰撞过程

Fig.3 Impact process of rocking double-column bridge system

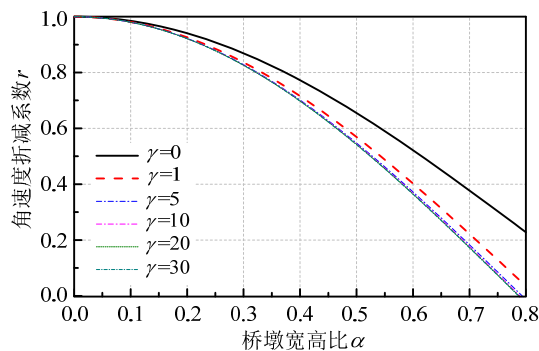
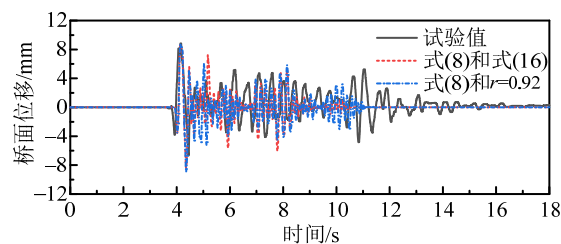


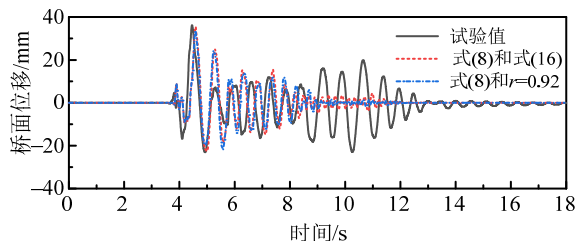
图4 角速度折减系数

Fig.4 Coefficient of restitution of angular velocity

进行模拟。其中工况 7 的模型参数为 $\alpha=0.22$ 、 $R=0.36$ m 和 $\gamma=61.23$; 工况 15 的模型参数为 $\alpha=0.17$ 、 $R=0.36$ m 和 $\gamma=61.23$ 。桥墩角速度的折减系数考虑式(16)和 $r=0.92$ 两种情况。图5为双柱式摇摆桥梁结构模型的桥面位移时程的模拟结果与试验结果的对比。图5的对比结果表明,刚体动力分析模型可较好地模拟双柱式摇摆桥墩结构体系在地震作用下的位移反应,特别是峰值位移的模拟精度较高;但在峰值位移后的模拟精度一般,可能与折减系数的取值有关。本文给出折减系数计算公式的前提假定是完全非弹性碰撞,即折减系数为最大值,使结构体系后期反应小于试验值且提前结束。由于桥面(桥墩)位移可与桥梁结构的各级极限状态相对应,因此在基于性能桥梁抗震设计中,一般以桥面峰值位移作为目标位移^[28]。所以本文给出的可精确模拟峰值位移反应的分析模型较适用于基于性能



(a) T7 工况



(b) T15 工况

图5 数值模拟与试验桥面位移时程曲线对比

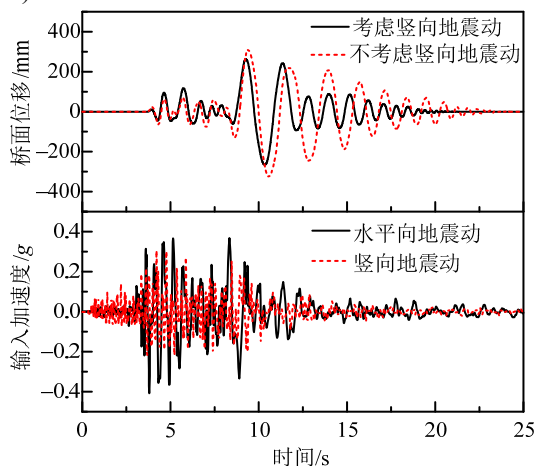
Fig.5 Comparison of simulated and experimental displacement history curves of decks

桥梁抗震设计,且适用于双柱式摇摆桥墩结构体系在地震作用下的参数分析和倒塌分析。

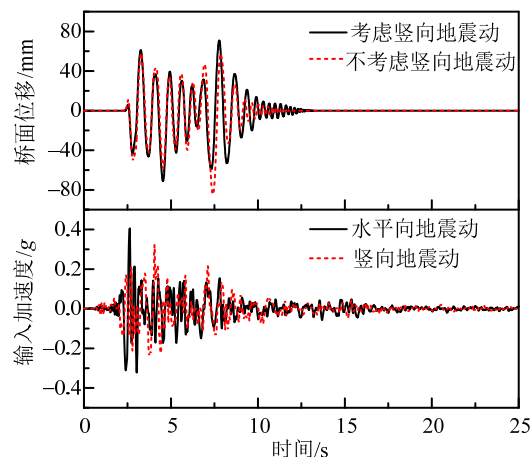
2 地震反应分析

2.1 实例分析

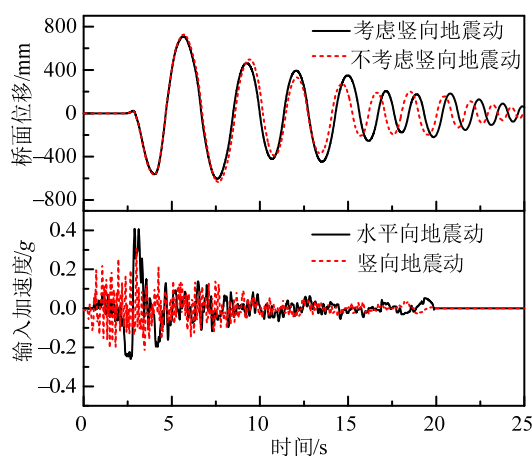
由于摇摆桥墩放松连接节点的约束,因此在地震作用下的位移反应一般较大^[18,24]。为验证本文研究的双柱式摇摆桥墩结构体系在实际工程中的抗震可行性,本节以采用常规公路桥梁结构尺寸的双柱式摇摆桥墩结构体系为研究对象。桥墩墩高为 7.0 m、截面尺寸为 1.5 m×1.5 m、上部结构重量为 1000 t,则该结构体系的模型参数为 $\alpha=0.214$ 、 $R=3.58$ m 和 $\gamma=13.23$ 。分别选用 Northridge(远场型)、Loma Prieta(无脉冲近场型)和 Erzican(脉冲近场型)地震的加速度时程作为输入加速度。基于公路桥梁抗震设计细则^[1],将水平向加速度的峰值调整为 0.408 g(E2 地震水准、III 类场地和 8 度设防烈度)。基于城市轨道交通结构抗震设计规范^[29],将竖向加速度的峰值调整为 0.306 g(75%水平向加速度峰值)。采用刚体动力分析模型计算该结构体系的地震反应如图 6 所示。从图 6 可以看出考虑竖向地震的结构体系反应与不考虑竖向地震的反应相差较小,且不考虑竖向地震的反应比考虑竖向地震的反应更大。因此从保守的角度,下文研究的工况仅输入水平向地震动,而不考虑竖向地震动的影响。从图 6 还可看出,不考虑竖向地震动影响的结构体系均未发生倒塌,满足我国桥梁抗震设计规范中 E2 地震的抗震需求。Northridge(远场型)和 Loma Prieta(无脉冲近场型)的桥面侧向位移峰值分别为 325 mm 和 84 mm(漂移率分别为 4.6%和 1.2%),但 Erzican(脉冲近场型)的侧向位移峰值为 710 mm(漂移率为 10.1%)。



(a) Northridge (Mulhol/279)



(b) Loma Prieta (Corralitos/000)



(c) Erzican (Erzincan/NS)

图 6 双柱式摇摆桥墩结构体系的地震反应

Fig.6 Seismic response of rocking double-column bridge system

2.2 参数分析

本节以符合工程实际的参数 $\alpha=0.22$ 、 $R=3$ m、 $\gamma=15$ 和 $r=0.92$ 的刚体动力分析模型为基准对双柱式摇摆桥墩结构体系地震反应的参数影响规律进行分析。用于参数分析的地震动从 FEMA^[30]的推荐中选择 36 条典型地震动,并分成远场地震动组、无脉冲近场地震动组和脉冲近场地震动组。地震动的主要信息如表 1 所示,其加速度峰值统一调整为 0.408 g。

图 7(a)所示为桥墩宽高比 α 对双柱式摇摆桥墩结构体系地震反应影响的分析结果,随着 α 的增大,峰值位移的均值呈下降趋势,且地震动类型对地震反应的影响显著减弱,并在 $\alpha=0.32$ 时,峰值位移的均值接近于零。图 7(b)所示为桥墩尺寸参数 R 对结构体系地震反应影响的分析结果,随着 R 的增大,近场地震的峰值位移的均值呈明显下降趋势,而远场地震的峰值位移的均值下降较小。图 7(c)所示为

质量比 γ 对结构体系地震反应影响的分析结果, 随着 γ 的增大, 桥面峰值位移的均值变化较小。图 7 中同时标出了使结构体系发生倒塌的地震序号, 从图中可知结构体系倒塌仅发生在近场脉冲型地震作用的工况下, 且增大参数 α 和 R 的值可有效避免结构体系倒塌的发生。

表 1 地震动记录

Table 1 Recorded ground motions

序号	地震	台站	震级	类型
EC1	1994 Northridge	Mulhol/279	6.7	远场型
EC2	1999 Duzce	Bolu/090	7.1	
EC3	1979 Imperial Valley	Delta/352	6.5	
EC4	1979 Imperial Valley	El Centro #11/230	6.5	
EC5	1995 Kobe	NIS/000	6.9	
EC6	1995 Kobe	Shin-Osaka/000	6.9	
EC7	1999 Kocaeli	Duzce/270	7.5	
EC8	1989 Loma Prieta	Gilroy #3/000	6.9	
EC9	1987 Superstition Hills	ICC/000	6.5	
EC10	1987 Superstition Hills	Poe Road/270	6.5	
EC11	1971 San Fernando	PEL/090	6.6	无脉冲近场型
EC12	1976 Friuli	Tolmezzo/000	6.5	
EC13	1984 Gazli	Karakyr/090	6.8	
EC14	1979 Imperial Valley	Bonds Corner/230	6.5	
EC15	1979 Imperial Valley	Chihuahua/012	6.5	
EC16	1985 Nahanni	Site 2/240	6.8	
EC17	1989 Loma Prieta	BRAN/090	6.9	
EC18	1989 Loma Prieta	Corralitos/000	6.9	
EC19	1992 Cape Mendocino	CPM/000	7.0	
EC20	1994 Northridge	Sepulveda/360	6.7	脉冲近场型
EC21	1994 Northridge	Saticoy/180	6.7	
EC22	1999 Kocaeli	Yarimca/330	7.5	
EC23	1999 Chi-Chi	TCU/067-E	7.6	
EC24	1999 Chi-Chi	TCU/084-E	7.6	
EC25	1979 Imperial Valley	El Centro #6/230	6.5	
EC26	1979 Imperial Valley	El Centro #7/230	6.5	
EC27	1987 Superstition Hills	Parachute/225	6.5	
EC28	1989 Loma Prieta	STG/000	6.9	
EC29	1992 Erzican	Erzincan/NS	6.7	脉冲近场型
EC30	1992 Cape Mendocino	Petrolia/090	7.0	
EC31	1992 Landers	Lucerne/345	7.3	
EC32	1994 Northridge	RRS/228	6.7	
EC33	1994 Northridge	SOV/360	6.7	
EC34	1999 Chi-Chi	TCU/065-E	7.6	
EC35	1999 Chi-Chi	TCU/102-E	7.6	
EC36	1999 Duzce	Duzce/270	7.1	

3 倒塌分析

通过上节研究可知, 双柱式摇摆桥墩结构体系

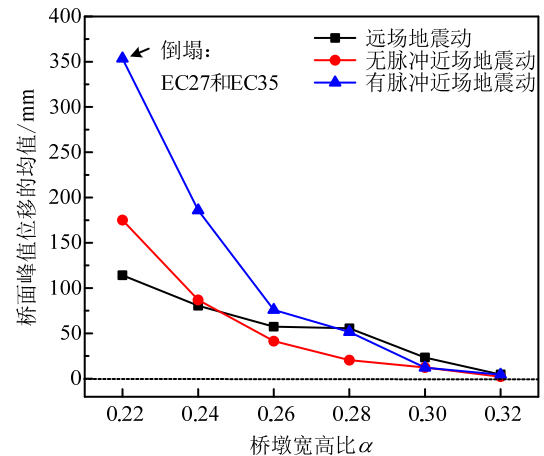
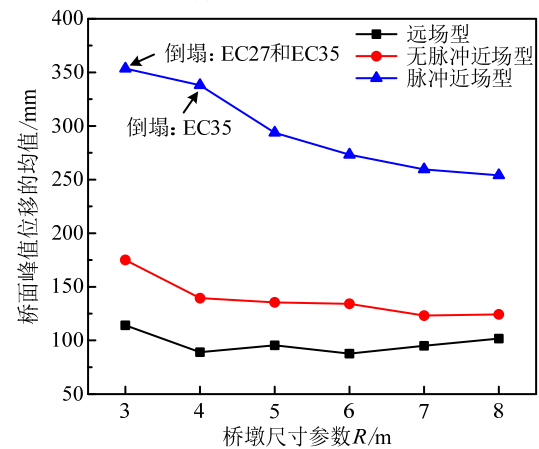
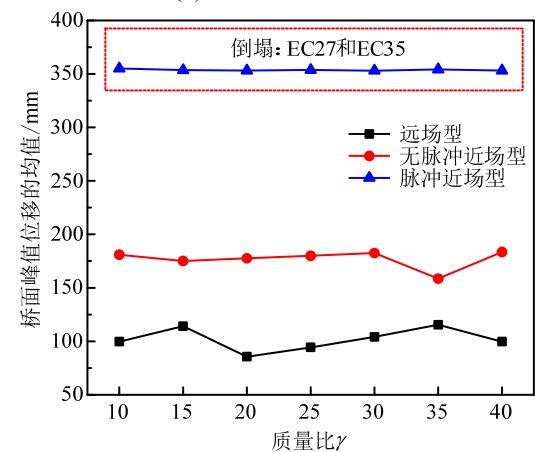
(a) 桥墩宽高比 α (b) 桥墩尺寸参数 R (c) 质量比 γ

图 7 参数分析

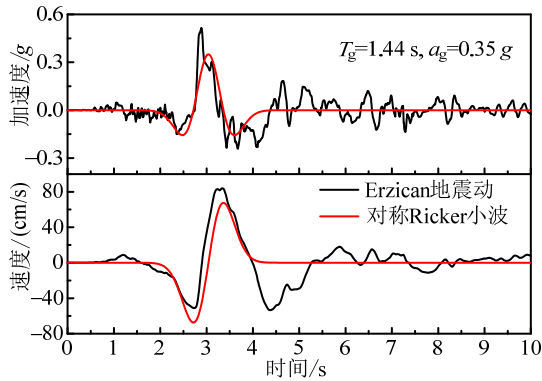
Fig.7 Parametric analysis

在脉冲近场地震作用下桥面位移较大而易发生倒塌。因此, 本节对双柱式摇摆桥墩结构体系在近场脉冲型地震作用下的抗倒塌能力进行研究。

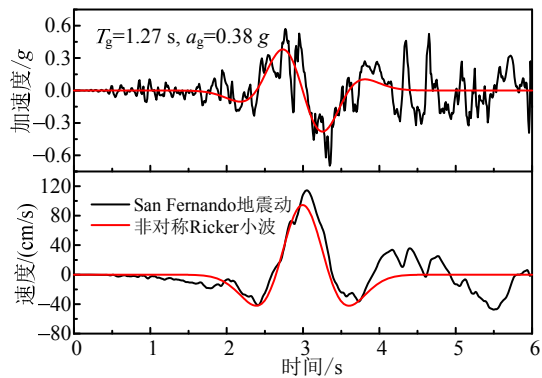
3.1 脉冲型地震动的数学模型

以往的学者对模拟脉冲型地震动的数学模型进行了较为深入的研究, 可较好的定性和定量的表

征近场地震动的显著大脉冲特性^[31-33]。采用特定函数来近似模拟脉冲型地震动的主要加速度脉冲的意义有限,而仅采用具有一个显著加速度脉冲形式的函数即可较好地实现脉冲型地震动所造成的结构非线性变形^[33-36]。本文采用对称和非对称 Ricker 小波^[37-38]来模拟近场脉冲型地震动,模拟实例如图 8 所示。



(a) 对称 Ricker 小波



(b) 非对称 Ricker 小波

图 8 Ricker 小波对近场脉冲型地震动的模拟

Fig.8 Simulation of near-field earthquake by Ricker wavelet

对称 Ricker 小波的表达式为:

$$\ddot{u}_g(t) = a_g \left(1 - \frac{2\pi^2 t^2}{T_g^2} \right) e^{-\frac{12\pi^2 t^2}{T_g^2}} \quad (17)$$

式中: a_g 为 Ricker 小波加速度幅值; T_g 和 ω_g 分别为 Ricker 小波的傅立叶谱最大值对应的周期和频率, 且 $T_g = 2\pi/\omega_g$ 。

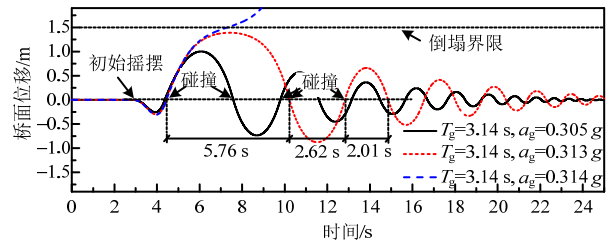
类似地, 非对称 Ricker 小波的表达式为:

$$\ddot{u}_g(t) = \frac{a_g}{\beta} \left(\frac{4\pi^2 t^2}{3T_g^2} - 3 \right) \frac{2\pi t}{\sqrt{3}T_g} e^{-\frac{14\pi^2 t^2}{3T_g^2}} \quad (18)$$

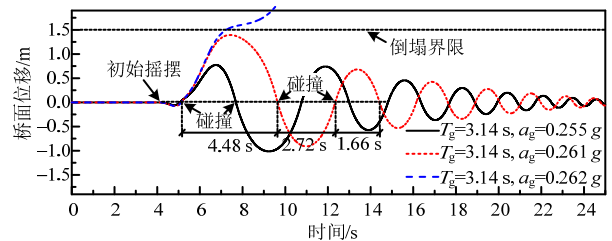
式中, β 取 1.38, 以使表达式的最大值等于 a_g 。

图 9(a)和图 9(b)分别为在对称和非对称 Ricker 小波($T_g=3.14$ s)作用下双柱式摇摆桥墩结构体系的桥面横桥向位移反应。从图中可知: 在 a_g 仅增加

0.001 g 的情况下, 体系突然发生倒塌; 在对称和非对称 Ricker 小波作用下, 体系发生倒塌的加速度幅值分别为 0.314 g 和 0.262 g; 对于未发生倒塌的工况, 在反应达到峰值后, 体系反应周期和幅值逐渐变小; 随着 a_g 的增大, 体系的反应和反应周期均增大, 在相同时间内碰撞次数减小。



(a) 对称 Ricker 小波



(b) 非对称 Ricker 小波

图 9 在 Ricker 小波作用下的双柱式摇摆体系的动力反应

Fig.9 Seismic response of double-column rocking bridge system subjected to Ricker wavelet

3.2 无量纲化

文献[39]采用 Buckingham- Π 理论对摇摆单柱进行无量纲分析, 基于该方法在 α 较小情况下的成果, 双柱式摇摆桥墩结构体系在地震作用下的桥墩最大转角反应可表示为:

$$\left| \frac{\theta_{\max}}{\alpha} \right| = f \left(\Pi_g = \frac{a_g}{\alpha g}, \Pi_\omega = \frac{\omega_g}{p} \right) \quad (19)$$

图10证实了采用式(19)的无量纲化方法的有效性, 图10(a)所示为在对称Ricker小波作用下三个双柱式摇摆桥墩结构体系的动力反应, 结构体系的计算参数如表2所示。图10(b)所示为在对称Ricker小波作用下三个双柱式摇摆桥墩结构体系的无量纲动

表 2 结构的无量纲化

Table 2 Dimensionless of structures

参数	结构体系1	结构体系2	结构体系3	无量纲化
p	1.5 rad/s	2.0 rad/s	2.0 rad/s	$\Pi_\omega=2.0$
ω_g	3.0 rad/s	4.0 rad/s	4.0 rad/s	
α	0.22 rad	0.22 rad	0.25 rad	$\Pi_g=2.0$
a_g	0.44 g	0.44 g	0.50 g	
γ	15.0	15.0	15.0	15.0
r	0.92	0.92	0.92	0.92

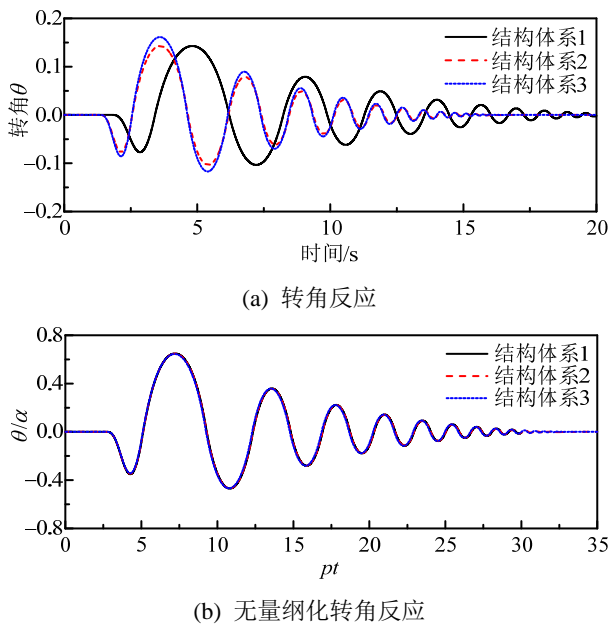


图 10 桥墩转角反应的无量纲化

Fig.10 Dimensionless of the rotation response of columns 力反应, 从图中看出三个结构的无量纲反应近乎一致。

3.3 倒塌加速度谱

图 11(a)和图 11(b)分别为在对称和非对称 Ricker 小波作用下的双柱式摇摆桥墩结构体系的倒塌加速度谱。结构体系参数取值与实例分析一致, 上侧和右侧坐标为无量纲后的坐标。因此, 图 11 所示的倒塌谱既具有一般性, 又具有普适性。图中深色区域为结构发生倒塌的区域。从图中可以看出: 1) 在频率接近为零时, 在对称和非对称 Ricker 小波作用下的最小倒塌加速度均为 $0.215 g$; 2) 当 ω_g 较小时($\omega_g < 2.00 \text{ Hz}$)对称 Ricker 小波的最小倒塌加速度较大, 当 ω_g 较大时($\omega_g > 3.88 \text{ Hz}$)非对称 Ricker 小波的最小倒塌加速度较大; 3) 随着桥墩宽高比 α 的增大, 结构体系的最小倒塌加速度增大, 因此如图 12 所示的摇摆桥墩底部扩大截面措施可有效增大 α 和 R , 从而显著提高双柱式摇摆桥墩结构体系的抗倒塌能力。

在图 11 中还值得注意的是在一定频率范围内(对称 Ricker 小波: $2.00 \text{ Hz} \sim 2.62 \text{ Hz}$; 非对称 Ricker 小波: $2.60 \text{ Hz} \sim 3.88 \text{ Hz}$), 当小波加速度幅值大于最小倒塌加速度幅值时, 存在未能引起结构体系发生倒塌的加速度区域, 造成该现象的原因可由图 13 所示。从图 13(a)和图 13(b)可知在对称($\omega_g = 2.62 \text{ Hz}$)和非对称($\omega_g = 3.88 \text{ Hz}$)Ricker 小波作用下, 当加速度幅值分别为 $0.5 g$ 和 $0.7 g$ 时(最小倒塌加速度分别为 $0.449 g$ 和 $0.484 g$)结构并未发生倒塌。图 13 显示了

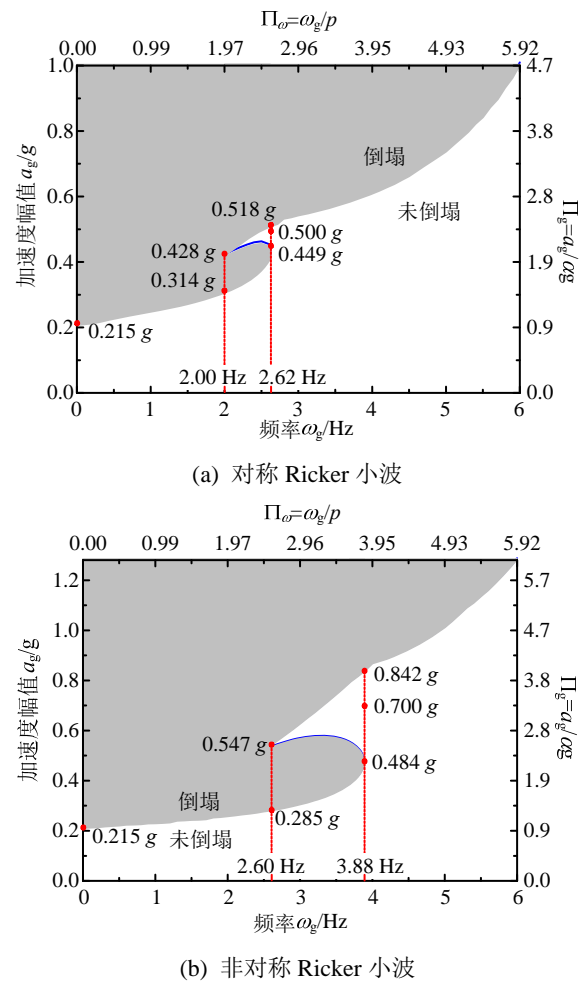


图 11 Ricker 小波作用下的倒塌加速度谱

Fig.11 Overturning acceleration spectra due to Ricker wavelet 两种倒塌模式, 模式 1 是发生一次碰撞后发生倒塌(倒塌加速度幅值较小), 模式 2 是未发生碰撞而直接发生倒塌(倒塌加速度幅值较大)。因此, 在两种倒塌模式的过渡时存在使结构不发生倒塌的加速度区域, 该幅值介于两种模式的倒塌加速度幅值之间。这种倒塌模式过渡现象值得桥梁设计者的注意, 以避免抗震设计中的试算加速度幅值介于两种倒塌模式的过渡段, 而误使设计的结构易于发生倒塌。

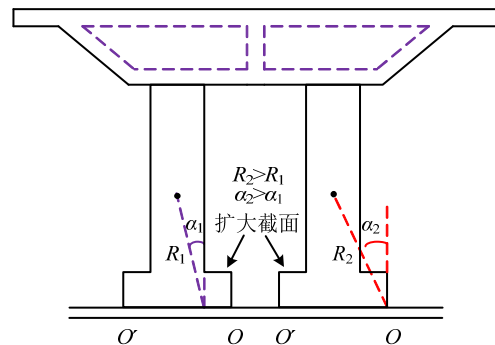


图 12 扩大底部截面的摇摆桥墩

Fig.12 Enlarged section in the bottom of rocking columns

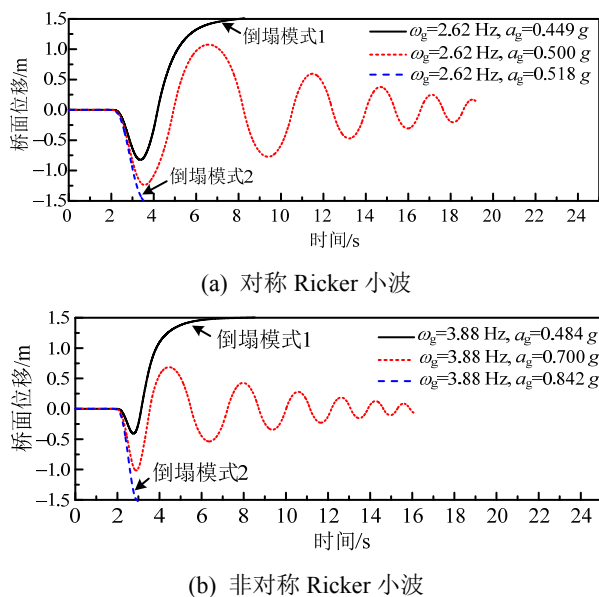


图 13 Ricker 小波作用下的倒塌模式

Fig.13 Overturning modes due to Ricker wavelet

4 结论与展望

本文以一种双柱式摇摆桥墩结构体系为研究对象,给出可计算该类双柱式摇摆桥墩结构体系动力反应的刚体动力分析模型,并进行了实例分析、参数分析和倒塌分析,得出以下结论和建议:

(1) 基于拉格朗日方程和考虑碰撞后桥墩角速度折减的刚体动力分析模型,能够较准确模拟双柱式摇摆桥墩结构体系的位移反应,验证了刚体动力分析模型在模拟双柱式摇摆桥墩结构体系的有效性。

(2) 采用工程实际尺寸的双柱式摇摆桥墩结构体系在 E2 地震作用下未发生倒塌,无残余位移,且在理想状态下无塑性损伤,满足我国桥梁抗震设计规范的 E2 地震抗震设计需求。

(3) 桥墩宽高比 α 的增大可显著减小双柱式摇摆桥墩结构体系的地震反应;随着桥墩尺寸参数 R 的增大,结构体系在近场地震作用下的位移反应减小;质量比 γ 对结构体系地震反应的影响不显著。

(4) 双柱式摇摆桥墩结构体系在近场脉冲型地震作用下易发生倒塌,给出 Ricker 小波作用下的倒塌加速度谱和两种倒塌模式,提出一种墩底扩大截面的抗倒塌措施,并指出倒塌模式过渡现象在设计中需要注意,以避免设计的摇摆桥梁易于倒塌。

参考文献:

[1] JTG/T B02-01-2008, 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京: 人民交通出版社, 2008.
JTG/T B02-01-2008, Guidelines for seismic design of

highway bridges [S]. Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese)

[2] CJJ 166-2011, 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
CJJ 166-2011, Code for seismic design of urban bridges [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2011. (in Chinese)

[3] JTG B02-2013, 公路工程抗震规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2013.
JTG B02-2013, Specification of seismic design for highway engineering [S]. Beijing: China Communications Press, 2013. (in Chinese)

[4] Papaliozou L, Komodromos P. Investigating the seismic response of ancient multi-drum colonnades with two rows of columns using an object-oriented designed software [J]. Advances in Engineering Software, 2012, 44(1): 136-149.

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

[6] Tso W K, Wong C M. Steady state rocking response of rigid blocks part 1: Analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1989, 18(1): 89-106.

[7] Aslam M, Scalise D T, Godden W G. Earthquake rocking response of rigid bodies [J]. Journal of the Structural Division, 1980, 106(2): 377-392.

[8] Makris N, Konstantinidis D. The rocking spectrum and the shortcomings of design guidelines [R]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001.

[9] Makris N, Konstantinidis D. The rocking spectrum and the limitations of practical design methodologies [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003, 32(2): 265-289.

[10] Makris N, Zhang J. Rocking response of anchored blocks under pulse-type motions [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(5): 484-493.

[11] Beck J L, Skinner R I. The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1973, 2(4): 343-358.

[12] Cormack L G. The design and construction of the major bridges on the Mangaweka rail deviation [J]. Transactions of the Institution of Professional Engineers New Zealand: Civil Engineering Section, 1988, 15(1): 17-23.

[13] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic design and retrofit of bridges [M]. New York: John Wiley and Sons, 1996.

[14] Astaneh-Asl A, Shen J H. Rocking behavior and retrofit of tall bridge piers [C]// Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation. California: American Society of Civil Engineers, 1993: 121-126.

- [15] Dowdell D J, Hamersley B A. Lions' Gate Bridge North Approach: Seismic retrofit [C]// Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. Netherlands: Balkema, 2000: 319—326.
- [16] Jones M H, Holloway L J, Toan V, et al. Seismic retrofit of the 1927 Carquinez Bridge by a displacement capacity approach [C]// Bridges and Highways Progress in Research and Practice. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 1997: 445—456.
- [17] Ingham T J, Rodriguez S, Nader M N, et al. Seismic retrofit of the golden gate bridge [C]// Progress in Research and Practice. Washington, D.C.: Federal Highway Administration, 1995: 2021—2030.
- [18] 司炳君, 谷明洋, 孙治国, 等. 近断层地震动下摇摆-自复位桥墩地震反应分析[J]. 工程力学, 2017, 34(10): 87—97.
Si Bingjun, Gu Mingyang, Sun Zhiguo, et al. Seismic response analysis of the rocking self-centering bridge piers under the near-fault ground motions [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(10): 87—97. (in Chinese)
- [19] 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—27.
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)
- [20] Mander J B, Cheng C T. Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design [R]. New York: US National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.
- [21] 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, 2007, 133(11): 1648—1661.
- [22] 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.
- [23] Guo T, Cao Z, Xu Z, et al. Cyclic load tests on self-centering concrete pier with external dissipaters and enhanced durability [J]. Journal of Structural Engineering, 2015: 04015088.
- [24] 贾振雷. 自复位摇摆桥梁结构抗震设计理论及试验研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2018.
Jia Zhenlei. Theoretical and experimental study on seismic design of self-centering rocking bridge [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2018. (in Chinese)
- [25] ElGawady M A, Ma Q, Butterworth J W, et al. Effects of interface material on the performance of free rocking blocks [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2011, 40(4): 375—392.
- [26] DeJong M J, Dimitrakopoulos E G. Dynamically equivalent rocking structures [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2014, 43(10): 1543—1563.
- [27] 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.
- [28] Blandon C A, Priestley M J N. Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2005, 9(2): 257—278.
- [29] GB 50909—2014, 城市轨道交通结构抗震设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.
GB 50909—2014, Code for seismic design of urban rail transit structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2014. (in Chinese)
- [30] FEMA P695, Quantification of building seismic performance factors [S]. Washington: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [31] Mavroeidis G P, Papageorgiou A S. A mathematical representation of near-fault ground motions [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2003, 93(3): 1099—1131.
- [32] Vassiliou M F, Makris N. Estimating time scales and length scales in pulse-like earthquake acceleration records with wavelet analysis [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2011, 101(2): 596—618.
- [33] Makris N, Black C J. Dimensional analysis of rigid-plastic and elastoplastic structures under pulse-type excitations [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2004, 130(9): 1006—1018.
- [34] Hall J F, Heaton T H, Halling M W, et al. Near-source ground motion and its effects on flexible buildings [J]. Earthquake Spectra, 1995, 11(4): 569—605.
- [35] Alavi B, Krawinkler H. Effects of near-source ground motions on frame-structures [R]. California: Stanford University, 2001.
- [36] Makris N, Chang S. Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29(1): 85—107.
- [37] Ricker N. Further developments in the wavelet theory of seismogram structure [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 1943, 33(3): 197—228.
- [38] Ricker N. Wavelet functions and their polynomials [J]. Geophysics, 1944, 9(3): 314—323.
- [39] Dimitrakopoulos E G, DeJong M J. Revisiting the rocking block: closed-form solutions and similarity laws [C]// Mathematical, Physical and Engineering Science. New York: Royal Society, 2012: 2294—2318.