

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20250412002

地震诱发滚石链生灾害下桥梁失效路径及动力响应特性研究*

陈宇轩^{1,2}, 温佳年¹, 宋彦臣¹, 韩强¹, 杜修力¹

(1.北京工业大学桥梁工程安全与韧性全国重点实验室,北京 100124;
2.招商局重庆交通科研设计院有限公司,重庆 400067)

摘要:山区桥梁可能存在地震诱发滚石链生灾害威胁,然而其失效路径和动力响应规律尚不清晰。本文提出了地震诱发滚石链生灾害下桥梁损伤破坏高精度数值分析方法,建立了典型梁式桥的多灾害动力分析有限元模型,并基于现有试验验证了该数值分析方法的准确性。在此基础上,研究了不同地震动特性、滚石参数及冲击点位置对地震诱发滚石作用下桥梁失效路径及动力特性的影响规律。分析结果表明:前序地震作用下,桥梁支座和挡块较早出现损伤,桥墩大多出现轻微至中等损伤,而在滚石链生灾害作用下,桥墩则发生严重破坏以致失效,最终破坏模式为剪切破坏;与单独滚石作用相比,地震诱发滚石多灾害作用下桥梁动力响应显著增加,其中在前序Chalfant Valley地震作用后桥墩墩底弯矩、剪力增加34%和41%,桩基础最大弯矩、剪力分别增大80%和98%;不同滚石参数也会对桥梁动力响应产生较大影响,如滚石速度从5 m/s增加到30 m/s,桥墩最大弯矩、剪力分别增大96%和94%,滚石直径从1.0 m增加到1.8 m,桥墩最大弯矩、剪力分别增大23%和22%。

关键词:地震诱发滚石链生灾害;山区桥梁;数值模拟;失效路径;动力响应

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2025)04-0697-15

Study on Failure Paths and Dynamic Response Characteristics of Bridges under Earthquake-induced Rockfall Cascading Disasters

CHEN Yuxuan^{1,2}, WEN Jianian¹, SONG Yanchen¹, HAN Qiang¹, DU Xiuli¹

(1.State Key Laboratory of Bridge Engineering Safety and Resilience, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;
2.China Merchants Chongqing Communications Research & Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400067, China)

Abstract: Mountain bridges may be threatened by earthquake-induced rockfall cascading disasters. However, the failure paths and dynamic response patterns remain unclear. This study proposed a high-precision numerical analysis method for bridge damage under earthquake-induced rockfall cascading disasters. A multi-hazard dynamic finite element model for typical girder bridges was established, and the accuracy of the numerical method was validated based on existing experimental data. On this basis, the effects of different ground motion characteristics, rockfall parameters, and impact locations on the failure paths and dynamic characteristics of bridges under earthquake-induced rockfall cascading disasters were systematically investigated. The analytical results showed that under the influence of pre-

* 收稿日期:2025-04-12;修回日期:2025-05-23

基金项目:国家重点研发计划青年科学家项目(2022YFB2602500)资助

作者简介:陈宇轩(2000—),男,硕士研究生。主要从事桥梁抗震研究。E-mail: chen-yuxuan012900@163.com

sequence earthquakes, bridge bearings and restrainers sustained early damage, while most bridge piers exhibited mild to moderate damage. However, under the subsequent rockfall cascading disaster, the bridge piers suffered severe damage leading to failure, with shear failure being the dominant ultimate failure mode. Compared to rockfall-only scenarios, the dynamic responses of the bridge under earthquake-induced rockfall cascading disasters significantly increased. For instance, after the Chalfant Valley earthquake, the pier base bending moment and shear force increased by 34% and 41%, respectively, while the maximum bending moment and shear force of the pile foundations increased by 80% and 98%, respectively. Additionally, different rockfall parameters significantly affected the dynamic responses of the bridge. For instance, when the rockfall velocity increased from 5 m/s to 30 m/s, the maximum bending moment and shear force of piers increased by 96% and 94%, respectively. Similarly, increasing rock diameter from 1.0 m to 1.8 m led to 23% and 22% increases in the maximum bending moment and shear force of piers.

Keywords: earthquake-induced rockfall cascading disasters; mountain bridges; numerical simulation; failure paths; dynamic response

0 引言

随着我国交通强国等国家重大战略任务的不断推进,桥梁建设逐渐由内陆平原走向西部地区。但是,我国西部地区大部分处于山岭丘陵,地势崎岖、山脉纵横,同时还处于强震多发地带。山区桥梁服役期内可能会遭受地震、滚石等极端灾害或其耦合作用威胁,造成桥梁结构损伤破坏,服役性能丧失、甚至倒塌。2008年汶川地震中,强震引起了山体崩塌、滑坡、泥石流等次生灾害,遭受多灾害影响的桥梁约占受灾桥梁总数的12%,但损伤程度极其严重^[1-2]。2022年泸定地震形成了地震-滑坡-崩塌灾害链,一方面造成巨石撞击桥墩、主梁,导致桥梁损毁;另一方面是高速滑动的崩塌体冲击桥梁,导致桥梁移位或被掩埋^[3-4]。上述灾害实例表明:地震等极端灾害可能会引发次生灾害,多灾害耦合作用导致桥梁结构发生严重损伤,桥梁正常使用功能受限甚至丧失,对灾区应急救援及灾区重建等产生严重不利影响。

近年来,越来越多的学者对滚石冲击下桥梁的损伤破坏机理和抗灾安全性开展了研究。W. C. Zhao等^[5]通过数值模拟方法,探究了空心钢筋混凝土桥墩在不同落石冲击作用下的冲击力、侧向位移、破坏模式和内力等,结果表明,落石冲击下的空心桥墩容易发生严重的局部损伤;吴昊等^[6]开展了落石撞击下典型双柱式RC梁桥倒塌破坏精细化数值仿真分析,还原了汶川彻底关断桥事故,并再现了落石撞击下梁桥的倒塌过程;J. F. Zhang等^[7]通

过蒙特卡罗模拟得到了落石碰撞参数的概率分布,评估了桥梁结构在不同落石灾害作用下的安全性;R. Xie等^[8]提出了一种桥梁结构在落石冲击下的易损性分析方法,发现在相同材料用量下,圆形墩柱的抗冲击性能要优于方形墩柱。

桥梁结构在地震及其多灾害作用下的耦合致灾机理和动力响应规律也逐渐得到了学者们的关注。有学者^[9-11]对RC桥梁在地震和洪水冲刷共同作用下的抗震性能开展了易损性分析。研究表明,桥梁地震易损性特征取决于冲刷深度和桥梁类型,不同的冲刷深度对破坏模式有显著影响。2004年印度洋发生海啸之后,桥梁在地震-海啸作用下的损伤破坏行为分析引起了研究人员的重视。吴杰春^[12]对地震和海啸组合作用下深水桥梁动力响应开展了研究,确定了海啸荷载的模拟方法,采用动力时程方法,分析了桥梁在单独地震、海啸及地震-海啸接续作用下的损伤演化过程。J. G. Xu等^[13]对地震-海啸作用下RC桥梁的易损性进行了分析,结果表明,前序地震对桥墩刚度的影响显著大于对其强度的影响,前序地震对震后桥梁海啸易损性的影响在较低损伤水平下更为显著,而在严重和完全损伤状态下影响可忽略。孟思博等^[14]建立了多维多点地震和波浪联合作用下斜拉桥随机动力分析方法,研究了动水压力和波浪力对斜拉桥主梁、主塔及桥墩随机地震响应的影响。

从之前的研究可以看到,针对地震、滚石单一灾害下桥梁结构致灾机制已开展了广泛研究,但对于山区桥梁地震诱发滚石多灾害耦合致灾机制尚未形成统一认识,可能造成极端灾害下山区桥梁设

计不安全,严重影响灾后结构功能的快速恢复。因此,本文开展了某西部山区公路桥梁在地震诱发滚石作用下的失效路径及动力响应特征分析,为西部山区桥梁抗灾安全设计提供一定的参考。

1 数值模拟方法及验证

1.1 桥梁模型及参数

以我国西部山区某典型多跨简支梁桥为研究对象,桥址位于高烈度区,同时面临地震诱发滚石多灾害威胁。桥梁为一座14跨简支梁桥,全长348.6 m,桥面总宽度12.5 m,双柱式桥墩的墩柱直径为1.1 m,本文选取其中两跨进行研究(图1)。下部结构采用群桩基础,群桩基础为12根截面是0.4 m×0.4 m、长23 m的钢筋混凝土预制方桩,桥墩详细尺寸如图2所示。

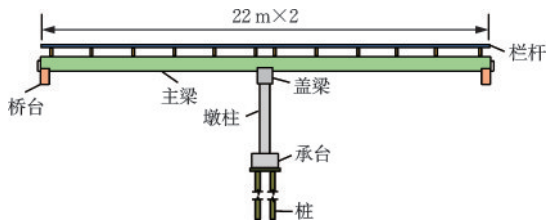


图1 桥梁示意

Fig.1 Schematic diagram of bridge

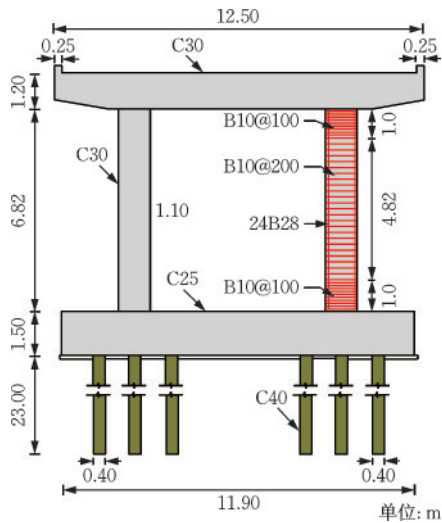


图2 桥墩尺寸

Fig.2 Dimensions of bridge pier

1.2 有限元模拟方法

本文旨在研究桥梁在地震诱发滚石多灾害作用下的失效路径及动力响应,涉及到不同灾害下混

凝土和钢筋率效应行为、不同灾害的加载方式等,因此合理的有限元模拟方法至关重要。具体方法如图3所示,首先完成三维几何模型建立,划分网格并检查网格质量,完成材料属性、边界条件、接触、输出控制、沙漏控制等参数确定;之后开始进行加载,首先对整个有限元模型施加重力场,采用一致激励的方式施加地震动,记录地震结束时刻的结构状态(应力、应变、损伤变量、节点位移等),输出完整的模型状态文件,使用完全重启动功能读取地震阶段结束时的模型状态文件,将地震后的应力、损伤、塑性变形等作为初始条件开始接续滚石撞击加载。

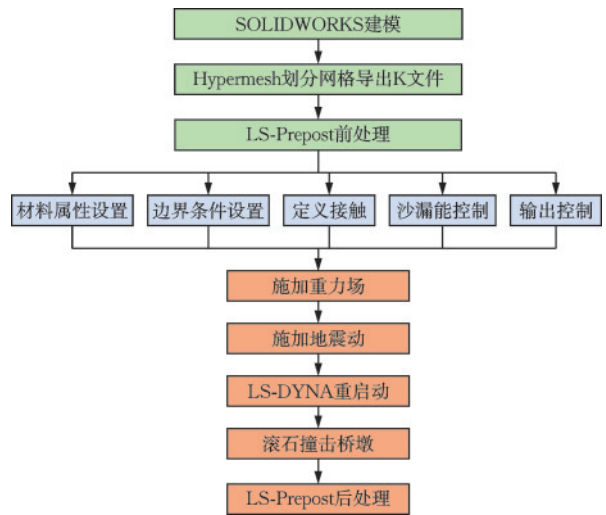


图3 有限元分析流程

Fig.3 Finite element analysis process

本文旨在研究桥梁在地震诱发滚石多灾害作用下的失效路径及动力响应,涉及到不同灾害下混凝土和钢筋率效应行为、不同灾害的加载方式等,因此合理的有限元模拟方法至关重要。具体方法如图3所示,首先完成三维几何模型建立,划分网格并检查网格质量,完成材料属性、边界条件、接触、输出控制、沙漏控制等参数确定;对整个有限元模型施加重力场,采用一致激励的方式模拟地震作用;在地震动输入结束时,将整个桥梁的应力状态以及损伤状态导入下一阶段,采用完全重启动初始化滚石撞击模拟,最后通过LS-Prepost后处理功能进行结果分析。

图4为桥梁有限元模型,其中墩柱、桩、主梁、桥台、盖梁、承台构件均采用实体单元,钢筋采用梁单元。综合考虑模拟精度和模拟效率,单元网格尺寸大小设置见表1。

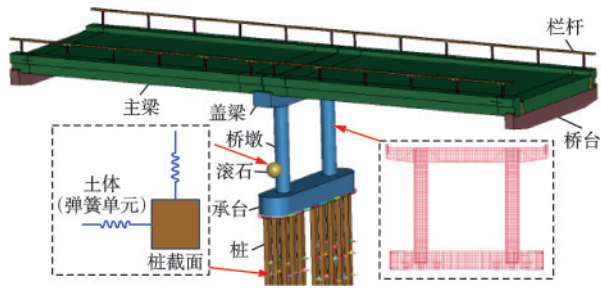


图4 桥梁结构精细化有限元模型

Fig.4 Refined finite element model of bridge structure

表1 主要构件单元网格尺寸
Table 1 Mesh sizes of main components

构件名称	墩柱	桩	主梁	桥台	盖梁、承台	钢筋
网格	98	100	1 000	250	150	100

单位:mm

文中接触均采用面-面接触,采用罚函数算法,不仅能有效控制穿透,还很少引起沙漏效应的产生。其中落石和桥墩的接触静、动态摩擦因数分别取0.2、0.3^[15],板式橡胶支座和主梁的接触静、动态摩擦因数分别取0.2、0.3^[6]。采用刚度控制算法控制沙漏模式,沙漏系数取0.001^[16]。钢筋和混凝土采用流-固耦合方法^[17]。采用“m”法模拟桩-土相互作用,在桩基上从上到下13个位置设置了土弹簧,其中每个位置均设置了两个互相垂直方向的土弹簧,以精确模拟桩土在地震-滚石作用下各个方向的相互作用,土弹簧参数根据地质资料和规范^[18]确定。

准确确定落石的形状和大小具有挑战性。为了简化,在之前的研究中^[19],落石的球形模型已被广泛使用,其次由于球体的碰撞接触和反弹规律较为简单,计算效率较高,因此本研究采用球形模型来表示落石。滚石参数(如弹性模量、质量密度和体积)见附表。

1.3 材料本构

1.3.1 混凝土

地震循环往复加载和滚石冲击的瞬态加载下材料表现出不同的率效应行为。具体来说,地震作用下混凝土应变率范围大致在 $10^{-3} \text{ s}^{-1} \sim 10^{-1} \text{ s}^{-1}$ ^[20],应变率较低,并且地震作用具有动态循环往复的特点,因此会导致混凝土产生裂缝、累积塑性损伤、刚度退化和强度退化等,有较好的耗能能力;而在冲击作用下,混凝土应变率范围大致在 $10^2 \text{ s}^{-1} \sim 10^4 \text{ s}^{-1}$ ^[20],混凝土的抗压强度和抗拉强度会显著提

高,但延性会降低。

Winfrith混凝土本构基于弥散裂缝模型^[21],能较好地模拟混凝土在地震下的力学行为。该模型假设在压缩状态下表现为弹性完全塑性行为,其屈服面是基于式(1)、(2)中给出的四参数塑性表面^[22]发展而来,可以较好地模拟桥墩在循环作用下的力学行为^[23]:

$$F_i(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \frac{J_2}{(f'_c)^2} + \lambda \frac{J_2}{f'_c} + b \frac{I_1}{f'_c} - 1 \quad (1)$$

$$\lambda = \begin{cases} k_1 \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1} (k_2 \cos 3\theta) \right] (\cos 3\theta \geq 0) \\ k_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1} (-k_2 \cos 3\theta) \right] (\cos 3\theta < 0) \end{cases} \quad (2)$$

式中, θ 为Lode角; a 、 b 、 k_1 、 k_2 是 f_i/f'_c 的函数, f_i 为混凝土的抗拉强度, f'_c 是混凝土圆柱体抗压强度。

在Winfrith模型中,混凝土受拉后的行为可以通过无应变率效应的线性应变软化或包括应变率效应的双线性应变软化来定义。当法向拉伸应力为零时,裂缝宽度 w 为:

$$w = \frac{2G_f}{f_t} \quad (3)$$

式中, G_f 为混凝土的断裂能,可根据式(4)^[24]确定。

$$G_f = 73f_c^{0.18} \quad (4)$$

弹塑性损伤帽盖模型考虑了应变率对混凝土强度的影响,能够较好地模拟剪切破坏,作为滚石撞击作用下混凝土本构。该本构模型破坏面由剪切破坏面和帽盖面构成,能够描述混凝土的拉伸、压缩、剪切强度及软化特性,姜华^[25]研究校准了不同等级混凝土的相应参数,Y. Song等^[26]对受弯钢筋混凝土柱在低速冲击下的动态弯矩-转角关系进行了实验研究,并利用姜华^[25]参数标定的结论进行数值模拟,与试验比对发现能较好吻合,验证了参数标定的正确性。

混凝土的强度依赖于静水压与中间主应力(或Lode角),其破坏面的表达式为:

$$f(I_1, J_2, J_3) = \sqrt{J_2} - \mathfrak{R}(I_1, J_3) \cdot F_f(I_1) \cdot \sqrt{F_c(I_1, \kappa)} \quad (5)$$

式中, I_1 表示应力张量第一不变量; J_2 、 J_3 分别表示偏应力张量第二、第三不变量; κ 为内变量; \mathfrak{R} 为Rubin函数; $F_f(I_1)$ 为压缩破坏面函数; $F_c(I_1, \kappa)$ 为各向同性强化帽盖面函数。

弹塑性损伤帽盖模型塑性势函数 g 采用屈服函数 f , 即采用关联流动法则(正交流动法则), 塑性应变增量按式(6)计算, 采用关联流动法则的塑性应变增量可以表示为:

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} = d\lambda \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (6)$$

式中, $d\lambda$ 为非负标量函数; σ_{ij} 为应力张量。

弹塑性帽盖模型采用 G. Duvaut 等^[27] 提出的粘塑性方程考虑应变速率效应, 如式(7)所示:

$$\sigma_d = \sigma_s + \eta C_{ijkl} \dot{\epsilon}_{kl}^p \quad (7)$$

式中, σ_d, σ_s 分别表示动态和静态强度; η 表示松弛时间; C_{ijkl} 表示弹性常量张量; $\dot{\epsilon}_{kl}^p$ 表示塑性应变速率。

1.3.2 钢筋

钢筋采用双折线本构模型, 该模型基于 Von Mises 屈服准则, 能够描述材料在受力后的弹性和塑性变形过程, 支持同向硬化或不同向硬化, 通过定义材料的屈服强度、硬化行为和应变率等参数, 能够准确模拟材料在复杂加载条件下的非线性行为, 如图 5 所示, 其中 l 表示变形后钢筋的长度, l_0 表示未变形前钢筋的长度。

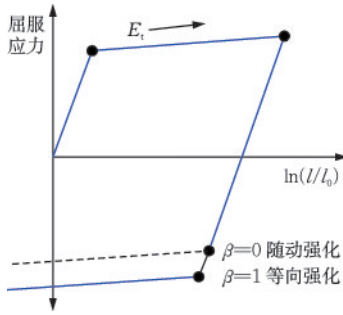


图5 钢筋弹塑性硬化行为

Fig.5 Elasto-plastic hardening behavior of steel reinforcement

通过 Cowper-Symos 模型^[28] 考虑钢筋的应变率效应, 利用该模型计算所得的参数对钢筋屈服强度进行放大, 具体计算公式如下:

$$\frac{f_y^d}{f_y} = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{D} \right)^{1/p} \quad (8)$$

式中, f_y^d 为应变率为 $\dot{\epsilon}$ 时钢的屈服强度; f_y 是钢材的静态屈服强度; 常数 D 和 p 为 40 s^{-1} 和 5 ^[29]。

1.4 模型验证

1.4.1 拟静力试验

基于已开展的双柱式桥墩拟静力试验^[30], 对地

震作用下桥墩数值模拟方法进行验证。试验水平荷载采用循环往复的加载方式, 竖向荷载则采用电液伺服千斤顶作用在盖梁上方, 使用位移控制等级加载, 每个等级重复加载 2 次, 试验加载示意如图 6 所示。图 7 为拟静力加载有限元模型, 其中纵筋和箍筋采用梁单元, 网格尺寸为 50 mm, 混凝土采用 8 节点实体单元, 网格尺寸为 25 mm。将桥墩底部固定, 在盖梁两端施加水平往复荷载, 轴压比为 0.2。

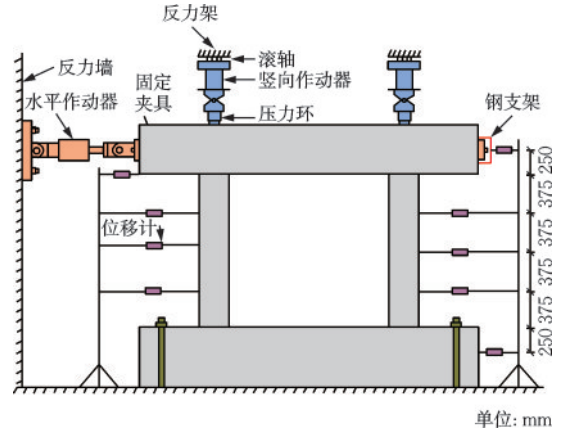


图6 拟静力试验加载示意

Fig.6 Schematic diagram of quasi-static test loading

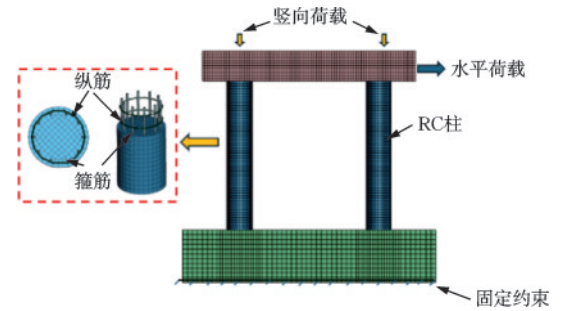


图7 拟静力试验有限元模型

Fig.7 Finite element model of quasi-static test

图 8 为拟静力试验和模拟对比结果, 通过对比试验数据, 可以发现有限元模拟结果与实测值吻合较好, 两者的侧向峰值承载力基本一致, 滞回环形态饱满且表现出一定的捏缩效应, 显示出良好的能量耗散能力。随着位移的增加, 钢筋进入屈服阶段, 墩顶和墩底塑性铰区的混凝土开始出现压碎破坏, 从而导致结构承载力下降; 骨架曲线呈现上升段、稳定段和下降段的特征, 有限元模拟得到的桥墩最大承载力要略小于试验中所得承载力, 误差约为 7.5%。通过以上对比可以说明本文模拟方法合理, 能够精准模拟桥墩在地震下的力学行为。

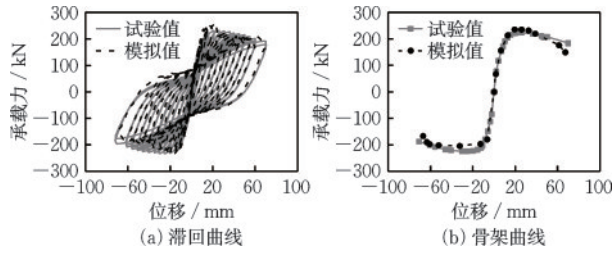


图8 拟静力试验和模拟对比

Fig.8 Comparison between quasi-static test and simulation

1.4.2 冲击试验

基于已开展的单柱墩冲击试验^[17],验证滚石冲击模拟方法准确性,试验具体工况见表2。构件底座与柱帽均完全固定,即底座与柱头的平动与转动自由度完全约束。冲击端中心线距底座距离为450 mm,如图9所示,根据构件的边界条件与加载位置,广义剪跨比为1.0。试验中测量了冲击车撞击力以及加载点的水平位移。

表2 冲击试验工况

Table 2 Impact test conditions

广义 剪跨比	$f_{cu,k}/$ MPa	纵筋		箍筋		冲击加载	
		配置	ρ_s	配置	ρ_s	速度/ 质量/ ($m \cdot s^{-1}$)	kg
1	42	8C12	1.4%	C6@100	5.6‰	4	1 580

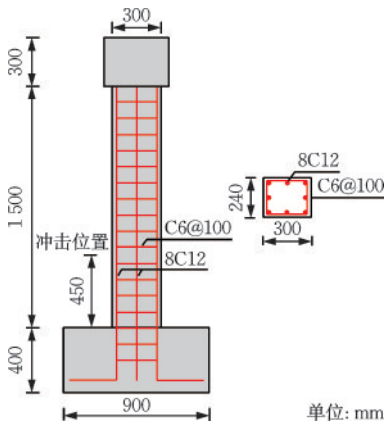


图9 冲击试验试件尺寸

Fig.9 Dimensions of impact test specimen

混凝土采用8节点实体单元,网格尺寸为25 mm;钢筋采用梁单元,网格尺寸为50 mm;冲击车采用四面体单元,网格尺寸为15 mm。混凝土强度等级为C40,立方体抗压强度试验均值为42 MPa,圆柱体抗压强度 f_c 为33.6 MPa,;纵筋与箍筋等级均为HRB400。构件底座与柱顶约束所有自由度,有限元模型如图10所示。

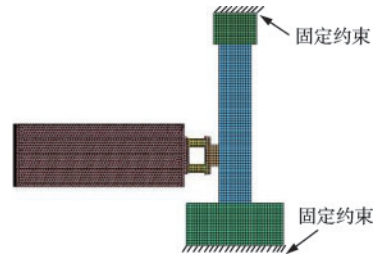


图10 冲击试验有限元模型

Fig.10 Finite element model for impact test

图11为试验和模拟破坏形态对比,可以看出试件模型发生剪切破坏,墩底有剪切斜裂缝,与试验破坏状态一致。图12(a)为试验和数值模拟得到的撞击力时程对比,撞击力幅值与持续时间的模拟值与实测值符合较好,冲击力峰值模拟得到的冲击力峰值比试验值略大,误差约为12.5%。图12(b)为试验和模拟位移时程对比,两者时程曲线趋势较为接近,数值模拟得到的位移峰值比试验值略大,误差约为10.6%,峰值点对应的时间基本一致,残余位移也比较接近。通过以上对比可以说明本文提出的冲击模拟方法合理,能较好地预测墩柱在滚石冲击作用下的动态力学行为。

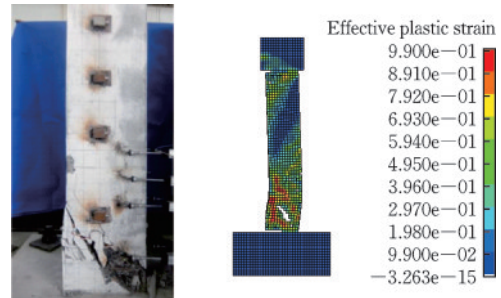


图11 破坏模式对比

Fig.11 Comparison of failure modes

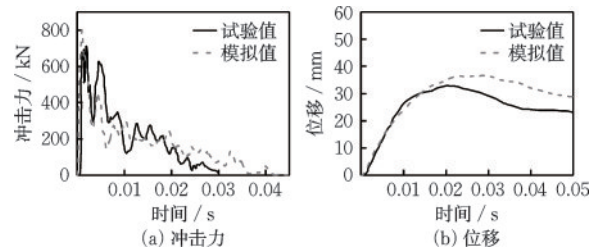


图12 时程曲线对比

Fig.12 Comparison of time history curves

2 失效路径和失效模式

2.1 分析工况

为了研究桥梁结构在地震诱发滚石撞击多灾

害耦合作用下的动力响应规律,本文在选取地震动时,考虑到近场和远场两种不同的地震动特性对后续滚石撞击的影响,选取了两条远场地震波,分别为San Fernando(FSD172)地震波和Victoria Mexico(SHP010)地震波,选取一条近场地震波为Chalfant Valley(ZAK270)地震波^[31],场地条件均为二类场地。为探究不同滚石参数对桥梁撞击动力响应的影响,对于滚石直径,参考川藏公路南线八宿—林芝段滚石灾害的工程地质调查与评价^[32],地震或断层活动区可能引发10~100吨级巨型滚石,由于本文将滚石近似为球体,可计算出滚石大致直径范围。选取四种直径大小分别为1.0、1.2、1.5、1.8 m,所对应的滚石质量为10、20、40、70 t;而对于滚石速度,根据苏燕^[33]的研究结论,滚石撞击桥墩的速度一般为5~30 m/s,因此本文选取滚石的冲击速度为5、10、20、30 m/s,具有一定的代表性;滚石撞击高度(距承台顶部)分别为1.0、2.0、3.0、4.0 m。

2.2 损伤指标

损伤指标可以对桥梁构件极限状态做出定量描述,是衡量桥梁构件破坏程度的限值,合理的损伤指标对于研究桥梁结构损伤过程尤为重要。本文将关键构件的损伤状态划分为5个等级,分别是:完好无损、轻微损伤,中等损伤,严重损伤及完全破坏,对地震诱发滚石多灾害下桥梁主要构件的损伤指标进行分析(表3)。

桥墩在地震-滚石多灾害作用下易发生破坏且破坏形式复杂,根据本文模拟桥墩的破坏模式,其中地震作用下桥墩主要以弯曲破坏为主,而当前序地震作用后,接续滚石作用时,桥墩主要以剪切破坏为主,因此在进行桥梁失效路径分析时,有必要对不同时刻桥墩的损伤状态进行确定,故选取了两类损伤指标。为了评价桥墩在不同破坏模式下的性能水平,考虑分别从弯曲破坏和剪切破坏进行评价。其中弯曲破坏性能评价采用截面相对转角作为性能指标,取屈服转角 θ_y 、混凝土保护层压溃的转角 θ_{spall} 、构件达到最大承载力的转角 θ_m 和极限转角 θ_u 作为各性能等级的界限值^[34];而剪切破坏性能评价根据剪力—位移关系,采用墩柱相对位移作为性能指标,取弹性阶段位移 Δ_e 、混凝土开裂位移 Δ_{cr} 、峰值剪力对应的位移 Δ_n 、倒塌位移 Δ_a 作为各性能等级的界限值^[35]。桥台采用相对位移作为性能指标^[36]。板式橡胶支座采用支座残余位移 D_r 作为性能指标,各级界限损伤指标根据调平钢板与支座边缘的震前间距 s 和支座宽度 D 来确定^[37]。挡块采用相对位移作为性能指标^[38], Δ_{1y} 、 Δ_{1n} 、 Δ_{1d} 、 Δ_{1u} 分别为挡块的屈服变形、名义变形、退化变形和极限变形。对于桩基础,采用位移延性比作为性能指标,分别取钢筋首次屈服、截面等效屈服、桥墩截面边缘混凝土压应变达到0.004、最大破坏位移时四种极限状态下的位移延性比 μ_{cy1} 、 μ_{cy} 、 μ_{c4} 、 μ_{cmax} 作为各性能等级的界限值^[39]。

表3 桥梁不同构件极限状态

Table 3 Ultimate limit states of different bridge components

构件类型	桥墩 ^[34-35]		桥台 ^[36]	支座 ^[37]	挡块 ^[38]	桩 ^[39]
损伤指标	相对转角 θ/rad (弯曲)	相对位移 Δ/mm (剪切)	位移 Δ/mm	残余位移 D_r/mm	相对位移 Δ/mm	位移延性比 μ_d
完好无损	$\theta \leq \theta_y$	$\Delta \leq \Delta_e$	$\Delta < 25$	$D_r = 0$	$\Delta \leq \Delta_{1y}$	$\mu_d \leq \mu_{cy1}$
轻微损伤	$\theta_y \leq \theta \leq \theta_{spall}$	$\Delta_e \leq \Delta \leq \Delta_{cr}$	$25 \leq \Delta < 50$	$0 < D_r \leq s$	$\Delta_{1y} \leq \Delta \leq \Delta_{1n}$	$\mu_{cy1} \leq \mu_d \leq \mu_{cy}$
中等损伤	$\theta_{spall} \leq \theta \leq \theta_m$	$\Delta_{cr} \leq \Delta \leq \Delta_n$	$50 \leq \Delta < 100$	$s < D_r \leq s + \frac{L}{4}$	$\Delta_{1n} \leq \Delta \leq \Delta_{1d}$	$\mu_{cy} \leq \mu_d \leq \mu_{c4}$
严重损伤	$\theta_m \leq \theta \leq \theta_u$	$\Delta_n \leq \Delta \leq \Delta_a$	$100 \leq \Delta < 150$	$s + \frac{L}{4} < D_r \leq s + \frac{L}{2}$	$\Delta_{1d} \leq \Delta \leq \Delta_{1u}$	$\mu_{c4} \leq \mu_d \leq \mu_{cmax}$
完全破坏	$\theta_u \leq \theta$	$\Delta_a \leq \Delta$	$150 \leq \Delta$	$s + \frac{L}{2} < D_r$	$\Delta_{1u} \leq \Delta$	$\mu_{cmax} \leq \mu_d$

2.3 桥墩失效模式

图13为各地震作用下桥墩等效塑性应变分布,从图中可以看出,地震作用下桥墩的损伤区域集中于墩顶和墩底塑性铰区,属于典型的弯曲破坏,损

伤较为轻微。San Fernando地震动作用下桥墩塑性铰区损伤更显著,局部等效塑性应变更大,而在Victoria Mexico地震动与Chalfant Valley地震动作用下桥墩塑性铰区损伤相对较小。地震加速度峰值越大,桥墩塑性铰区损伤越显著。

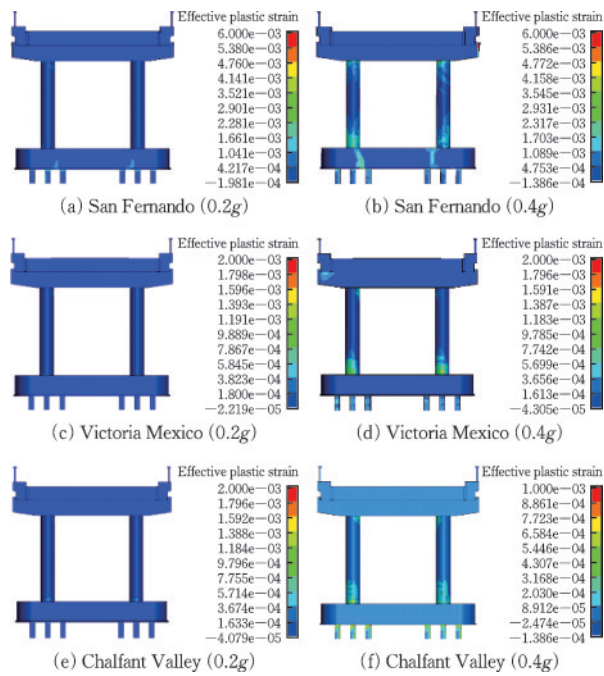


图 13 地震作用下桥墩失效模式

Fig.13 Failure modes of bridge piers under earthquake

图 14 为地震诱发滚石作用下桥墩的失效模式，以 Chalfant Valley 地震动为例，与地震单独作用相比，地震诱发滚石多灾害作用下，桥墩因冲击迅速达到严重破坏或完全破坏的状态，在撞击点附近形成较为严重的损伤区域，破坏模式为剪切破坏，滚石撞击能量由撞击点向上或向上传播，向上传播的能量到达墩顶后沿着盖梁传递至右侧相邻墩柱，而向下传播的能量到达墩底后由承台传递至桩基础。通过对比不同滚石撞击作用下桥墩的失效模式可以发现，随着滚石冲击速度和质量的增大，桥墩等效塑性应变增大，破坏更为严重，损伤区域从局部逐渐扩展至整个桥墩和相邻桥墩。当撞击高度发生变化，破坏模式均为剪切破坏，桥墩的损伤区域和应力分布改变，但是等效塑性应变大小变化却不明显。

2.4 失效路径分析

本文采用树状图的形式展示了桥梁在不同地震动和不同滚石撞击作用下的失效路径(图 15)，图中第一排的圆圈表示不同地震动，第二排的圆圈代表不同滚石撞击参数，树状图的下面部分表示不同构件受到地震诱发滚石链生灾害作用下的失效路径以及损伤等级，选取支座、挡块、桥台、桥墩、桩基础这五种构件作为研究对象，分别对应基本完好、轻微损伤、中等损伤、严重损伤、完全破坏五种损伤

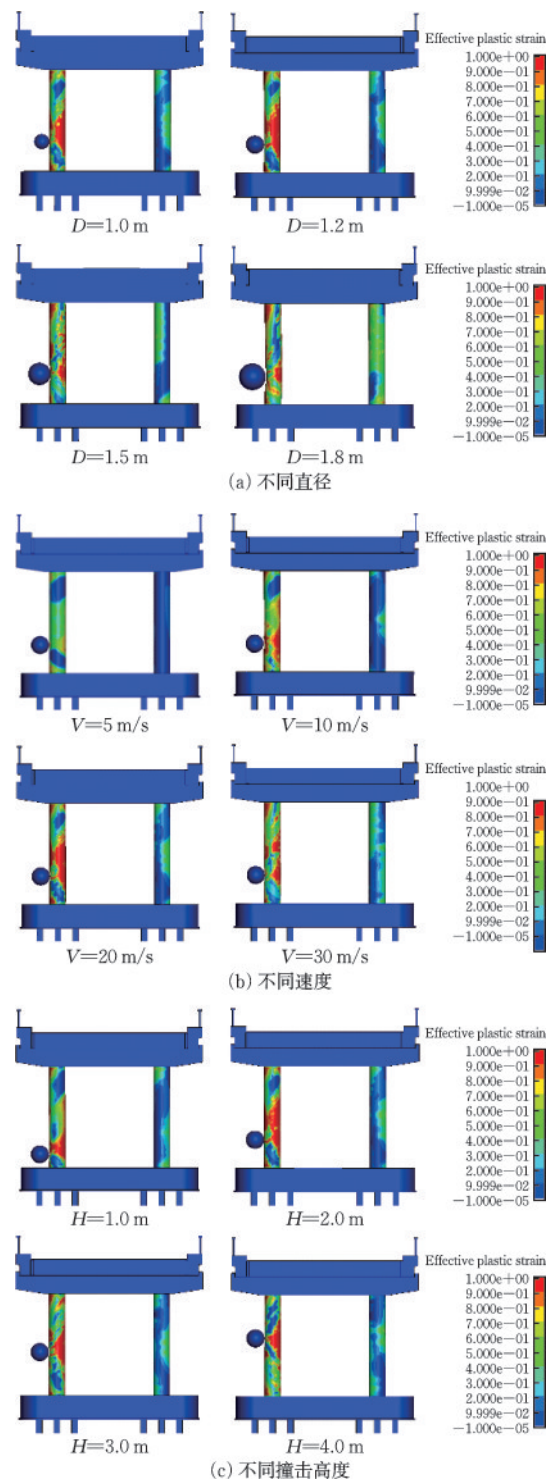


图 14 地震-滚石作用下桥墩失效模式

Fig.14 Failure modes of bridge piers under earthquake-rock-fall action

状态，其在树状图中对应的代号和含义见表 4，各分析工况在树状图中对应的代号及含义见表 5。

从失效路径树状图中能看出，地震-滚石作用后，桩基础的损伤状态最轻，均为基本完好；对于支座、挡块构件，W1、W2 地震动作用时，较早出现损

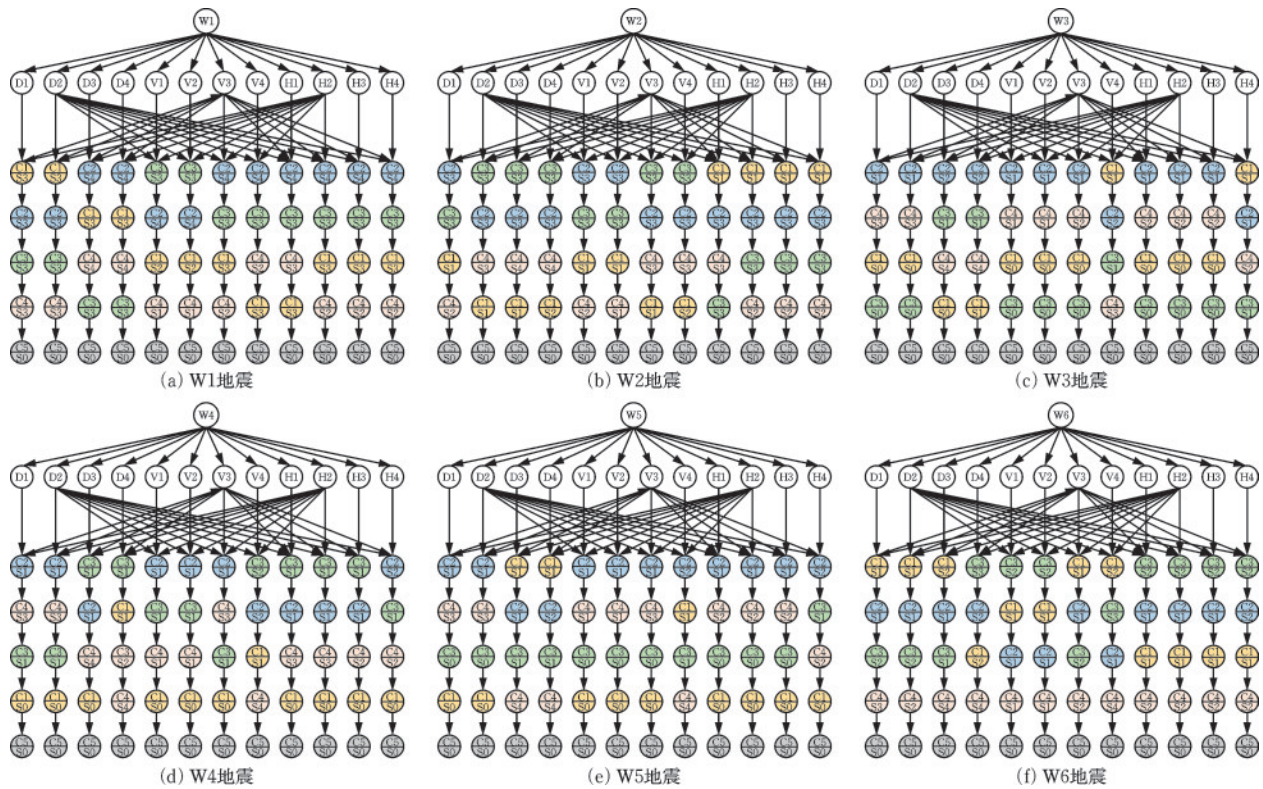


图15 桥梁失效路径树状图

Fig.15 Tree diagrams of failure paths of bridge

表4 树状图构件类型和损伤状态

Table 4 Component types and damage states in tree diagrams

构件类型	损伤状态
C1-支座	S0-基本完好
C2-挡块	S1-轻微损伤
C3-桥台	S2-中等损伤
C4-桥墩	S3-严重损伤
C5-桩基础	S4-完全破坏

伤且破坏较为严重,而当W3、W4、W5、W6地震动作用时,基本属于轻微破坏;对于桥台构件,基本在前序地震动作用时就已发生破坏,并且达到中等损伤甚至严重损伤;各类构件中,桥墩的损伤状态最严重,这是因为在前序地震作用后基本上已形成轻微损伤,而当滚石撞击后,较大的冲击能量使得桥墩在瞬时达到严重破坏或完全破坏造成失效。当滚石参数相同时,较大的地震动加速度会使各类构件损伤加剧;而各类地震动作用下,对比不同滚石参数,可以发现,随着撞击速度、滚石直径的增大,桥墩由中度损伤发展成为严重损伤甚至完全破坏,整体承载能力下降较快。通过分析可以看到,最可能的损伤失效路径为由支座和挡块开始,接着是桥台,最后是桥墩和桩基础。

表5 树状图灾害强度指标

Table 5 Disaster intensity indicators in tree diagrams

灾害强度指标	具体含义
W1	San Fernando地震波 0.2g
W2	San Fernando地震波 0.4g
W3	Victoria Mexico地震波 0.2g
W4	Victoria Mexico地震波 0.4g
W5	Chalfant Valley地震波 0.2g
W6	Chalfant Valley地震波 0.4g
D1	直径 1 m
D2	直径 1.2 m
D3	直径 1.5 m
D4	直径 1.8 m
V1	速度 5 m/s
V2	速度 10 m/s
V3	速度 20 m/s
V4	速度 30 m/s
H1	高度 1 m
H2	高度 2 m
H3	高度 3 m
H4	高度 4 m

3 动力响应分析

3.1 结构内力

3.1.1 桥墩

图 16 对比分析了是否考虑前序地震作用下桥墩底部的弯矩、剪力,其中三种地震动的峰值加速度均为 $0.4g$,滚石直径为 1.2 m ,撞击速度为 20 m/s ,撞击高度距承台底部 2 m 处。可以看出,地震-滚石耦合作用下墩底动力响应显著增大,如在前序 Chalfant Valley 地震作用后,滚石撞击导致的弯矩相较于仅撞击作用下的弯矩增大了 34% ,剪力增大了 41% 。当前序地震动为远场时,接续滚石撞击后墩底弯矩要比近场地震动大 15% 。此外,当无前序地震作用时,弯矩和剪力在较短时间内 (0.02 s) 衰减至零,而有前序地震作用时,弯矩、剪力时程曲线却经历较长时间响应后衰减至零,原因是地震作用导致桥墩塑性铰区出现损伤,在滚石冲击下更易发生较大响应,导致弯矩和剪力幅值增大且持续时间延长。此外,前序地震动特性不同对后续滚石冲击作用下动力响应也有所影响,如当前序地震动为 San Fernando 地震波 (远场) 时,滚石作用时的墩底弯矩要比 Chalfant Valley 地震波 (近场) 小 10.8% 。

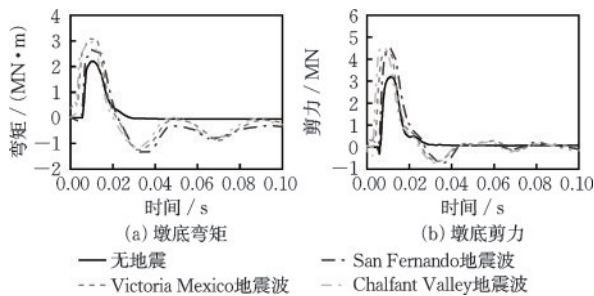


图 16 有无前序地震时桥墩动力响应
Fig.16 Dynamic response of bridge piers with or without pre-sequence earthquakes

图 17~图 19 为前序 Chalfant Valley 地震波 ($0.4g$) 作用下,接续不同滚石参数对墩底弯矩、剪力的影响。可以看出,随着滚石直径和速度的增大,墩底弯矩、剪力显著增大,滚石直径从 1.0 m 到 1.8 m ,弯矩增大 23% ,剪力增大 22% ,滚石速度从 5 m/s 到 30 m/s ,弯矩增大 96% ,剪力增大 94% ,表明冲击能量大小对结构响应有较大影响;而撞击高度从 1 m 到 4 m ,墩底弯矩增大 256% ,而墩底剪力减小 69% ,表明冲击高度的增加,剪切破坏对墩底的影响逐渐减弱。

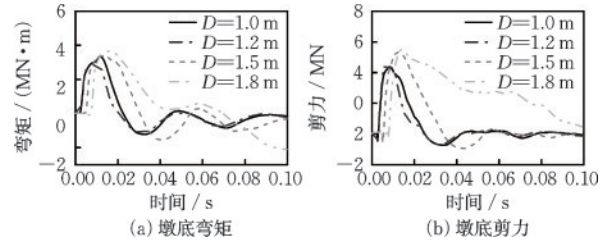


图 17 不同滚石直径作用下桥墩动力响应

Fig.17 Dynamic response of bridge piers under different rockfall diameters

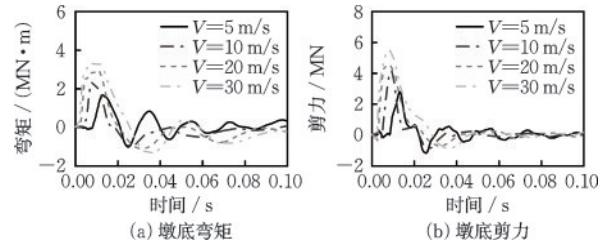


图 18 不同滚石速度作用下桥墩动力响应

Fig.18 Dynamic response of bridge piers under different rockfall velocities

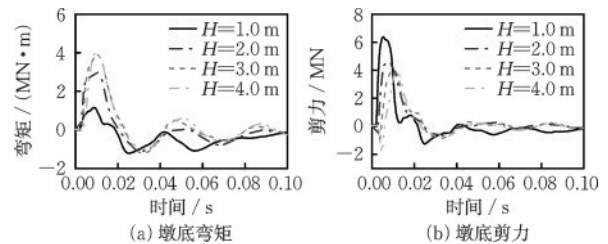


图 19 不同滚石撞击高度下桥墩动力响应

Fig.19 Dynamic response of bridge piers under different rockfall impact heights

3.1.2 桩基础

图 20 是有无前序地震作用下桩身最大弯矩、剪力时程曲线。当没有前序地震作用时,桩基础弯矩、剪力响应较小且很快衰减至稳定状态;而当存在前序地震动作用时,桩基础存在初始内力,滚石撞击后的响应显著增大,反应持续时间更长,例如前序地震动为 Chalfant Valley 地震波时,与无前序地震动相比,滚石撞击后的弯矩峰值增大 80% ,剪力峰值增大 98% ,响应持续时间增加约 400% 。而前序地震动特性不同时,滚石撞击时桩基础的动力响应也有所不同,例如当前序地震动为 San Fernando 地震波 (远场) 时,滚石作用下的桩基础最大弯矩要比前序地震动为 Chalfant Valley 地震波 (近场) 时小 64% 。当前序地震动为远场时,接续滚石撞击后桩基础剪力要比近场地震动大 31% ,桩基础弯矩要比近场地震动小 40% 。

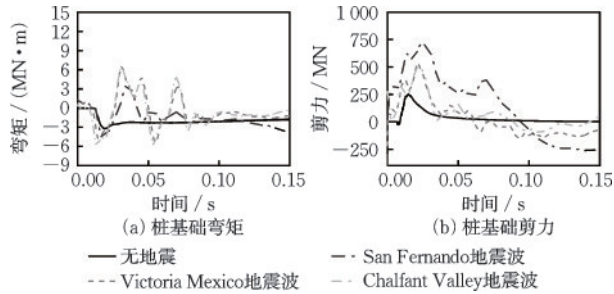


图 20 有无前序地震时桩基础动力响应

Fig.20 Dynamic response of pile foundations with or without pre-sequence earthquakes

图 21~图 23 为桩基础在接续不同滚石参数作用下的弯矩、剪力。可以看出,滚石冲击能量对桩基础的动力响应有显著影响,当滚石直径从 1.0 m 到 1.8 m,弯矩增大 16%,剪力增大 53%;滚石速度

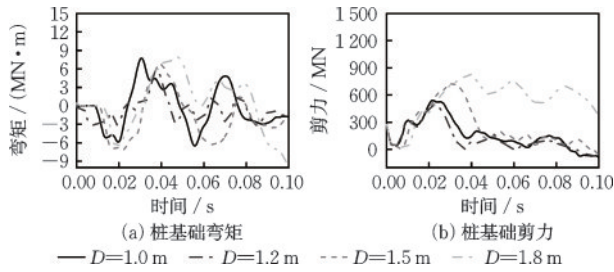


图 21 不同滚石直径作用下桩基础动力响应

Fig.21 Dynamic response of pile foundations under different rockfall diameters

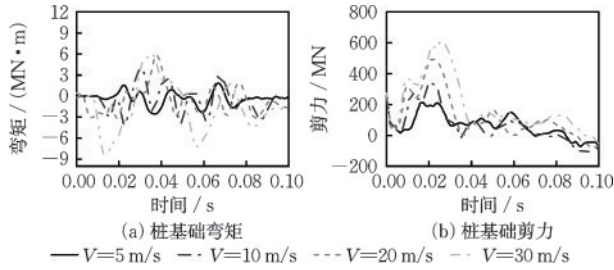


图 22 不同滚石速度作用下桩基础动力响应

Fig.22 Dynamic response of piles foundations under different rockfall velocities

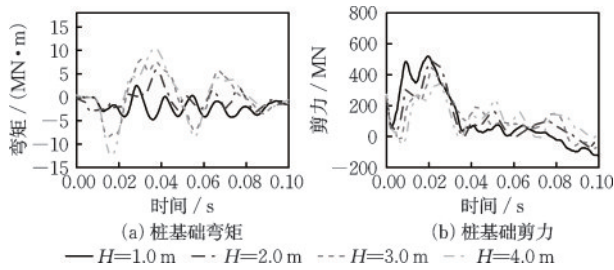


图 23 不同滚石撞击高度下桩基础动力响应

Fig.23 Dynamic response of pile foundations under different rockfall impact heights

从 5 m/s 到 30 m/s,弯矩增大 348%,剪力增大 119%;然而,随着撞击高度从 1 m 到 4 m,弯矩增大 321%,剪力减小 34%。结果表明,随着冲击高度的增加,剪切破坏对桩基础的影响逐渐减弱,进而导致桩基础中的剪力逐渐减小。

3.2 主梁位移

图 24(a)为有无前序地震作用下滚石撞击桥墩导致主梁横桥向位移对比。当没有前序地震作用时,滚石撞击下主梁横桥向位移较小,峰值小于 1 mm;而当有前序地震作用,主梁位移显著增大,如在前序 Chalfant Valley 地震波作用后,滚石冲击作用下主梁峰值位移达到 9.88 mm,因为地震造成主梁产生了一定残余位移,滚石冲击后产生的位移更大。此外,当前序地震动为 San Fernando 地震波(远场)时,后续滚石冲击作用下的主梁位移比前序地震动为 Chalfant Valley 地震波(近场)时大 22%。图 24(b)、(c)为不同滚石参数作用下主梁位移对比,滚石直径从 1.0 m 到 1.8 m,峰值位移增长 400%;滚石速度从 5 m/s 到 30 m/s,位移增长 733%,这是因为较高冲击能量会产生更大的瞬时冲击力,桥墩的塑性变形增大,主梁出现更大的位移响应。

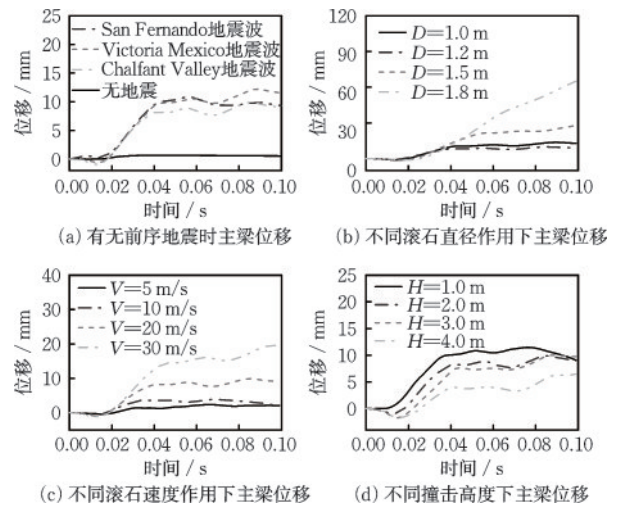


图 24 主梁位移

Fig.24 Displacement of main girder

3.3 冲击力和冲击点侧向位移

图 25(a)、(b)为有无前序地震作用下桥墩冲击力和位移时程曲线,图中各工况下冲击力峰值相近,无前序地震作用时桥墩残余位移略小,然而无前序地震作用时冲击力持时约为 0.01 s,而当有前序地震作用时,桥墩冲击力持时为 0.02 s。

图 25(c)~25(h)为不同滚石参数作用下墩柱的冲击力和位移时程曲线对比,可以看出冲击力持时和峰值随着落石直径的增加而显著增大,直径从 1.0 m 到 1.8 m,冲击力峰值增加 43.4%,这是因为落石直径的增大会使桥墩和落石之间的接触刚度和接触面积更大;而速度从 5 m/s 增大到 30 m/s,冲击力增大 277%,可以发现滚石速度对桥墩的位移和冲击力响应有更显著的影响,与理论相符。而滚石直径从 1.0 m 到 1.8 m,冲击点侧向位移峰值增大 175%,残余位移增大 470%,滚石速度从 5 m/s 增大到 30 m/s,位移增大 684.7%,残余位移增大 750%。不同撞击高度下,冲击力十分接近,因为桥墩的破坏模式均为剪切破坏。而撞击高度从 1 m 到 4 m,位移增大 18.49%,这是因为滚石撞击点距离桥墩底部越远,撞击力产生的弯矩就会显著增大,使桥墩更易发生变形,从而侧向位移增大。

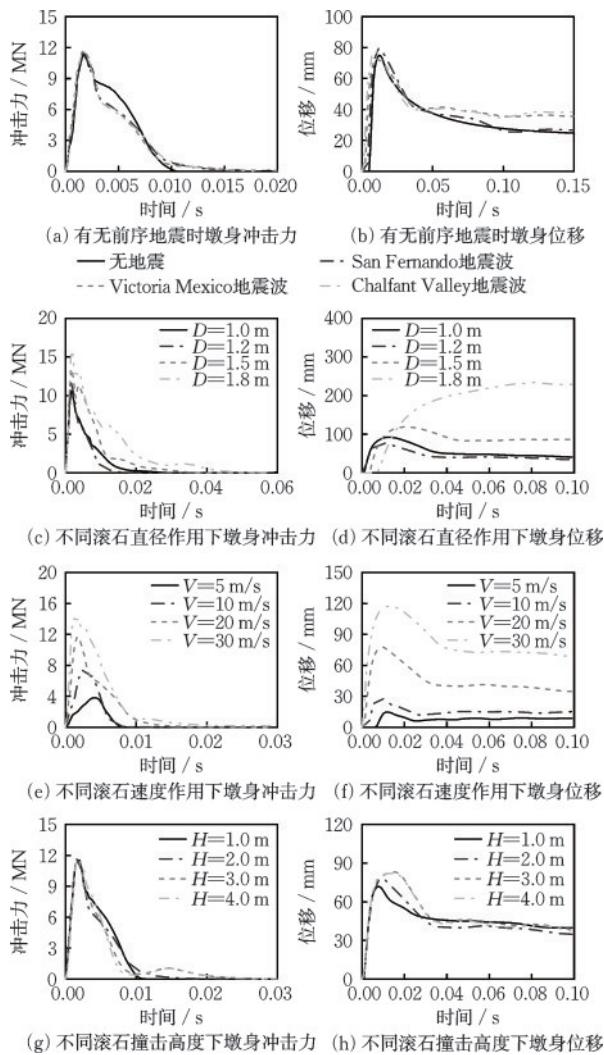


图 25 墩身动力响应

Fig.25 Dynamic response of pier body

4 结 论

本文提出了地震诱发滚石作用下桥梁精细化有限元模型,建立了典型梁式桥的多灾害动力分析有限元模型,研究了不同地震动特性、滚石参数及冲击点位置对地震诱发滚石作用下桥梁失效路径及动力特性的影响规律。主要结论如下:

(1)地震诱发滚石作用下桥梁失效路径分析表明,当前序地震作用下,支座、挡块较早发生破坏,而桥墩大多发生轻微损伤;后续滚石作用下,桥墩产生剪切破坏,在整个过程中桩基础损伤程度最小,因此最可能出现的失效路径为支座、挡块、桥台、桥墩、桩基础。

(2)当有前序地震作用时,桥梁在后续滚石撞击作用下的动力响应和损伤程度比无前序地震作用更加显著,其中在前序 Chalfant Valley 地震作用后桥墩弯矩、剪力分别提高 34% 和 41%,桩基础弯矩、剪力分别提高 80% 和 98%,而主梁位移提高近 10 倍。因此在工程设计中若仅考虑单一灾害(仅地震或仅滚石)的作用,当多种灾害耦合发生时,将会严重低估结构实际响应,导致设计较不安全。

(3)滚石质量与冲击速度的增加对桥梁动力响应及损伤程度影响较大,如滚石速度从 5 m/s 增加到 30 m/s,桥墩墩底弯矩、剪力分别提高 96% 和 94%,桩基础最大弯矩、剪力分别提高 348% 和 119%;滚石直径从 1.0 m 增加到 1.8 m,桥墩墩底弯矩、剪力分别提高 23% 和 22%,桩基础最大剪力、弯矩分别提高 16% 和 53%,因此在实际工程中必须要针对较大体积滚石进行防护设计。

参考文献:

- [1] 同济大学,四川省交通厅公路规划勘察设计研究院,哈尔滨工业大学,等.汶川地震交通网络震害与恢复重建对策[R].中国工程院重大咨询项目“汶川地震工程破坏与对策”研究报告,北京:中国工程院,2010年.
- Tongji University, Planning Highway, Survey and Design Institute of Sichuan Provincial Department of Transportation, Harbin Institute of Technology, et al. Seismic damage to transportation networks and restoration/reconstruction strategies in Wenchuan Earthquake [R]. Research Report for the Major Consulting Project

- "Engineering Damage and Countermeasures in the Wenchuan Earthquake" by the Chinese Academy of Engineering, Beijing: Chinese Academy of Engineering, 2010. (in Chinese)
- [2] 杜修力,韩强,李忠献,等. 5·12汶川地震中山区公路桥梁震害及启示[J]. 北京工业大学学报, 2008, 34(12): 1270-1279.
Du X L, Han Q, Li Z X, et al. Seismic damage and lessons from highway bridges in mountainous areas during the 5·12 Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2008, 34(12): 1270-1279. (in Chinese)
- [3] 蔡晓光,常晁瑜,李孝波. 四川泸定6.8级地震地质灾害调查[J]. 防灾科技学院学报, 2022, 24(4): 11-22.
Cai X G, Chang C Y, Li X B. Investigation of geological hazards induced by the M6.8 Luding Earthquake in Sichuan[J]. Journal of Institute of Disaster Prevention, 2022, 24(4): 11-22. (in Chinese)
- [4] 王鹏,杨柯,雷杰,等. 泸定6.8级地震公路地质灾害链效应分析[J]. 灾害学, 2023, 38(2): 121-126.
Wang P, Yang K, Lei J, et al. Analysis of the chain effect of highway geological disasters in Luding M6.8 Earthquake[J]. Journal of Catastrophology, 2023, 38(2): 121-126. (in Chinese)
- [5] Zhao W C, Feng H D, Ye J H, et al. Dynamic responses and damage behavior of hollow RC piers against rockfall impact[J]. Thin-Walled Structures, 2023, 187: 110771.
- [6] 吴昊,肖方胜,李瑞文. 落石撞击下双柱式RC梁桥的倒塌破坏分析[J]. 中国公路学报, 2024, 37(5): 94-107.
Wu H, Xiao F S, Li R W. Collapse analysis of double-column RC girder bridge under rockfall impact[J]. China Journal of Highway and Transport, 2024, 37(5): 94-107. (in Chinese)
- [7] Zhang J F, Wang R, Han W S, et al. A comprehensive approach for bridge performance evaluation under rockfall impact integrated with geological hazard analysis[J]. Engineering Failure Analysis, 2022, 141: 106668.
- [8] Xie R, Fan W, Liu B, et al. Dynamic behavior and vulnerability analysis of bridge columns with different cross-sectional shapes under rockfall impacts[J]. Structures, 2020, 26: 471-486.
- [9] Banerjee S, Ganesh Prasad G. Seismic risk assessment of reinforced concrete bridges in flood-prone regions[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2013, 9(9): 952-968.
- [10] Dong Y, Frangopol D M, Saydam D. Time-variant sustainability assessment of seismically vulnerable bridges subjected to multiple hazards[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013, 42(10): 1451-1467.
- [11] Chen C C, Wu W H, Shih F, et al. Scour evaluation for foundation of a cable-stayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure[J]. Ndt & E International, 2014, 66: 16-27.
- [12] 吴杰春. 近海桥梁在地震海啸多灾害作用下的结构性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2016.
Wu J C. Study on structural performance of coastal bridges under multiple hazards of earthquake and tsunami[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2016. (in Chinese)
- [13] Xu J G, Wu G, Feng D C, et al. Probabilistic multi-hazard fragility analysis of RC bridges under earthquake-tsunami sequential events[J]. Engineering Structures, 2021, 238: 112250.
- [14] 孟思博,丁阳. 地震和波浪联合作用下斜拉桥随机动力分析方法[J]. 振动与冲击, 2020, 39(17): 194-202.
Meng S B, Ding Y. Stochastic dynamic analysis method for a cable-stayed bridge under combined actions of earthquake and waves[J]. Journal of Vibration and Shock, 2020, 39(17): 194-202. (in Chinese)
- [15] Chen L W, Wu H, Qin F, et al. Numerical analysis of collision between a tractor-trailer and bridge pier[J]. International Journal of Protective Structures, 2018, 9(4): 484-503.
- [16] Zhang X, Wang X Y, Chen W S, et al. Numerical study of rockfall impact on bridge piers and its effect on the safe operation of high-speed trains[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2021, 17(1): 1-19.
- [17] 宋彦臣. 基于性能的桥梁船撞设计方法研究[D]. 上海: 同济大学, 2019.
Song Y C. Study of performance-based design method of bridges subjected to ship collisions[D]. Shanghai: Tongji University, 2019. (in Chinese)
- [18] 公路桥涵地基与基础设计规范: JTJ 3363—2019[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2019.
- [19] Lambert S, Gotteland P, Nicot F. Experimental study of the impact response of geocells as components of rockfall protection embankments[J]. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2009, 9: 459-67.
- [20] 闫东明. 混凝土动力学性能试验与理论研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2006.
Yan D M. Experimental and theoretical Study on the dy-

- dynamic properties of concrete[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2006. (in Chinese)
- [21] Broadhouse B J, Neilson A. Modeling reinforced concrete structures in DYNA3D. Report: DYNA3D user group conference[R]. London: [s.n.], 1987.
- [22] Ottosen N S. A failure criterion for concrete[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1977, 103: 527-535.
- [23] Zhao M Z, Lehman D E, Roeder C W. Modeling recommendations for RC and CFST sections in LS-Dyna including bond slip[J]. Structures Engineering, 2021, 229: 111612.
- [24] International Federation for Structural Concrete (fib). CEB-FIP model code 2010(MC2010)[S]. Berlin, Germany: Ernst & Sohn, 2013.
- [25] 姜华. 基于数值模拟的深水高桩基础桥梁船撞损伤研究[D]. 上海: 同济大学, 2011.
Jiang H. Numerical simulation-based study on ship collision damage to deepwater pile-founded bridges [D]. Shanghai: Tongji University, 2011. (in Chinese)
- [26] Song Y, Wang J, Han Q. Dynamic performance of flexure-failure-type rectangular RC columns under low-velocity lateral impact[J]. International Journal of Impact Engineering, 2023, 175: 104541.
- [27] Duvaut G, Louis L J. Les inéquations en mécanique et en physique[M]. Paris: Dunod, 1972.
- [28] Halquist J. LS-DYNA Keyword User's Manual[S]. California: Livermore Software Technology Corporation, 2007.
- [29] Tanimura S, Tsuda T, Abe A, et al. Comparison of rate-dependent constitutive models with experimental data [J]. International Journal of Impact Engineering, 2014, 69: 104-113.
- [30] 刘涛. 钢筋混凝土单双柱式桥墩横向抗震性能研究[D]. 北京: 北京工业大学, 2023.
Liu T. Study of the seismic performance of reinforced concrete single-column and double column pier in transverse direction[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2023. (in Chinese)
- [31] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). PEER Ground Motion Database[R]. Berkeley: University of California, Berkeley, 2013.
- [32] 张路青, 许兵, 尚彦军, 等. 川藏公路南线八宿: 林芝段滚石灾害的工程地质调查与评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(9): 1551-1557.
Zhang L Q, Xu B, Shang Y J, et al. Engineering geological investigation and assessment of rockfall hazards along the Bomi-Linzi section of the Sichuan-Tibet Highway (south route) [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(9): 1551-1557. (in Chinese)
- [33] 苏燕. 滚石对空心薄壁高墩的撞击效应研究[D]. 绵阳: 西南科技大学, 2016.
Su Y. Study on the collision effect of the rolling stone to high hollow thin-walled pier[D]. Mianyang: Southwest University of Science and Technology, 2016. (in Chinese)
- [34] 公路桥梁抗撞设计规范: JTG/T 3360-02—2020[S]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2020.
- [35] Li Y A, Hwang S J. Prediction of lateral load displacement curves for reinforced concrete short columns failed in shear[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 143(2): 04016164.
- [36] 郑凯锋, 陈力波, 庄卫林, 等. 基于概率性地震需求模型的桥梁易损性分析[J]. 工程力学, 2013, 30(5): 165-171, 187.
Zheng K F, Chen L B, Zhuang W L, et al. Bridge vulnerability analysis based on probabilistic seismic demand models[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(5): 165-171, 187. (in Chinese)
- [37] 王晓伟, 叶爱君, 吴学平, 等. 梁式桥抗震韧性评估方法: I. 基于专家意见的构件震后功能恢复模型[J]. 土木工程学报, 2025, 58(1): 65-76.
Wang X W, Ye A J, Wu X P, et al. Seismic resilience assessment method for girder bridges: I. Expert opinion-based post-earthquake functionality recovery models of bridge components[J]. China Civil Engineering Journal, 2025, 58(1): 65-76. (in Chinese)
- [38] 徐略勤, 李建中. 挡块对规则连续梁桥横向地震反应的影响[J]. 公路交通科技, 2013, 30(4): 53-59.
Xu L Q, Li J Z. Effect of retainers on transverse seismic response of a standard continuous girder bridge[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2013, 30(4): 53-59. (in Chinese)
- [39] 梁岩, 闫佳磊, 班亚云, 等. 多跨连续刚构桥梁地震易损性损伤指标计算方法[J]. 铁道科学与工程学报, 2019, 16(6): 1466-1475.
Liang Y, Yan J L, Ban Y Y, et al. Analysis of calculation method for seismic fragility index of multi span continuous rigid frame bridge[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019, 16(6): 1466-1475. (in Chinese)

(本文编辑: 池营营)

附表 材料本构参数(单位制:mm、s、t)

材料类型	材料本构模型	参数	取值
混凝土	*MAT_WINFRITH_CONCRETE	质量密度(t/mm ³)	2.4e-09
		切线模量(MPa)	2.918e+04
		泊松比	0.2
		单轴抗压强度(MPa)	38.5
		单轴抗拉强度(MPa)	3.5
		断裂能(N/mm)	0.067
	*MAT_SCHWER_MURRAY CAP_MODEL	质量密度(t/mm ³)	2.4e-09
		剪切模量(MPa)	1.35e+04
		体积模量(MPa)	1.806e+04
		剪胀损伤力学参数/EFIT	1.0
		剪胀损伤力学参数/FFIT	0.5
		延性损伤力学参数/AFIT	1.0
		延性损伤力学参数/BFIT	1.617 33e-02
		脆性损伤力学参数/CFIT	1.0
脆性损伤力学参数/DFIT	0.2		
拉伸破坏应力(MPa)	2.7		
钢筋	*MAT_PLASTIC_KINEMIC	质量密度(t/mm ³)	7.85e-09
		屈服强度(MPa)	450
		切线模量(MPa)	2000
		C(s ⁻¹)	40
		P	5
		失效应变	0.17
滚石	*MAT_RIGID	质量密度(t/mm ³)	2.82e-09
		弹性模量(MPa)	2.2e+05
		泊松比	0.33