

柯尼萨石拱桥近场和远场地震损伤研究

王贵春, 张世蒙 编译

(郑州大学 土木工程学院, 河南 郑州 450001)

摘要:以柯尼萨桥为例,研究了大跨石桥在近场(脉冲型)和远场地震作用下的响应和损伤敏感性。选定该桥是基于以下原因:跨度大、恰好建在活性断层上、在近期两次近场地震中仅发生微小损伤,并且可以从该区域最近倒塌的一座类似桥梁中推断出其材料的力学性能和强度。结合现场动力特性测试、石料与砂浆抽样试验以及各种有限元分析,可以得到桥梁构件接触面及其相互作用性质以及砂浆和石料之间的相互作用和破坏特征。在有限元分析中,使用间断和连续表达相结合的方法实现非线性模拟。在评估石拱桥的敏感性时,不仅使用了该桥位处近期的地震记录,也使用了另外4个近场和远场地震记录。研究结果表明:远场地震的破坏性远大于近场的情况,这与关于近场地震对核结构影响的研究完全一致。基于数值分析结果,评估了在普通结构与核结构中常用的累积绝对加速度、阿里亚斯烈度和能量率几种地震破坏指标的适用性。

关键词:石拱桥;有限元分析;地震响应;地震易损性

1 案例桥位和结构特征

1.1 桥位与结构细部构造

如图1所示,案例研究的柯尼萨桥建于1870年,位于希腊西北部柯尼萨市附近的阿乌斯河峡谷口,紧邻柯尼萨断层。



图1 柯尼萨石拱桥

在普拉卡桥坍塌之后,该桥成为希腊单拱石桥中最大的一座。在希腊西北部大约有20座跨径大于12 m的单拱石桥,它们象征着世界石材建筑艺术,具有重要的文化遗产价值。柯尼萨桥是一座用当地天然石

材建造的单跨结构,由主(下)拱和次(上)拱构成。其跨径为39.8 m,高20 m;主拱厚度1.30 m,次拱厚度0.59 m;桥面宽度3 m,并设有防护栏。在该案例所选桥梁中,需要注意的重要结构特征是:①该地区大跨石桥使用的环向联结拱顶石;②承受正常荷载的拱端桥台岩石层的几何构造。如图1(c)、(d)所示,左端桥台基础位于岩石地基上,而右端桥台基础被嵌入到似乎已“风化”的岩石中。

1.2 区域震害

柯尼萨大桥附近最近的一次地震发生于1996年8月6日,该次地震震级为5.7级,震中位于柯尼萨大桥西南15 km处,震源深度8 km。该次地震尽管在桥位处没有记录,但在距桥位不到1 km远的软土层记录到,其最大加速度为0.39g。在岩石上(距柯尼萨大桥1.5 km远处,与支承左侧桥台的岩层相同)的类似记录显示,地面加速度峰值为0.19g。在此次地震中,该桥发生了部分破坏,主要表现为:①桥内拱下缘水泥保护层剥落;②护栏有部分破坏;③右端桥台有少量张拉裂缝。

1.3 桥梁模态特征——现场实测

为了更好地了解桥梁现状,并且有助于精确修正地震破坏分析数值模型,用两套不同的测量仪器进行了两次独立的现场测试,并推导了结构的动态特性(振

型和阻尼)。不仅测试和分析了结构对外部激励的响应(阵风和落锤),还分析和测试了周围振动,瞬态和长期平均频谱。测试内容包括加速时程及其相应的傅立叶谱、长周期平均傅立叶谱、相干性和结构的传递函数特征。此次测试重点放在面外和垂直方向的振动,它们在桥梁响应中占主导地位。用 $\ln(x/x_m)=2\pi\delta m/\sqrt{1-\delta^2}$ 估算阻尼,根据衰减段记录的衰减加速度幅值,估算阻尼比为 0.016。

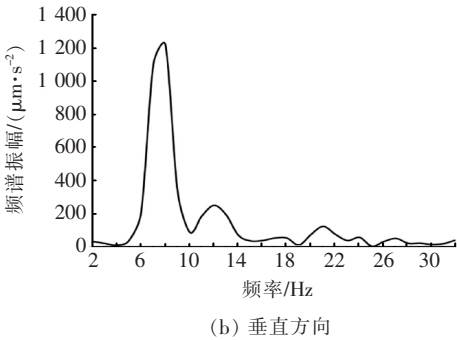
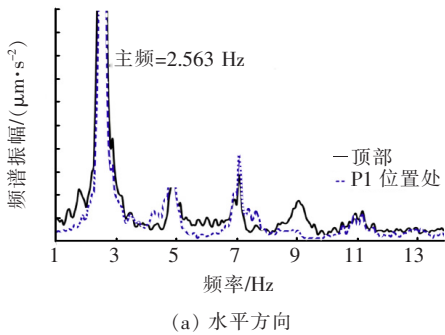


图 2 水平和垂直方向的长周期平均频谱

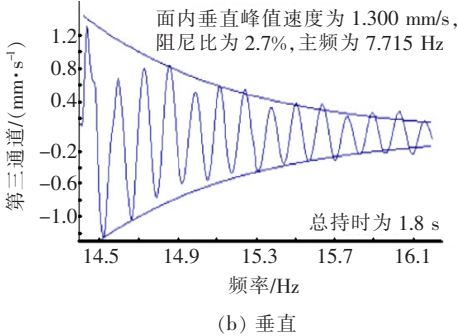
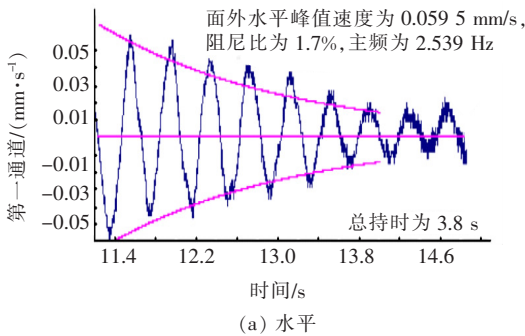


图 3 引起震动“衰减”的测试

表 1 柯尼萨大桥振动主频率

阶次	面外振型(OOP)	频率/Hz	面内振型(IP)	频率/Hz
1	对称振型	2.563	反对称振型	5.176
2	反对称振型	4.883	对称振型	7.715
3	对称振型	7.129	对称振型	12.549
4	反对称振型	9.326		

主频率为 2.563 Hz,相应的阻尼比约为 0.017。主对称面内振动的主频率为 7.715 Hz,相应的阻尼比约为 0.027。与由风激励引起的情况相比,由落锤引起的振幅相对更大,阻尼比的增加对后者的影响也更大。

2 数值模型的建立

2.1 材料性能

利用从坍塌的普拉卡大桥中回收的风化材料,在

图 2 为面外(水平)和面内(垂直)方向的长周期平均频谱。图 3 为根据从第二次现场测试引起的振动“衰减”值估算阻尼的情况。第二次实测使用从 100 mm 高度处下落的 2.0 kN 重锤引发垂直激励。这两次现场测试从桥梁特征频率和阻尼两方面推导出了类似的桥梁动力特性。表 1 为根据记录数据确定的柯尼萨大桥的频率。

由图 2、表 1 可知:风荷载激发的主对称面外振动

希腊塞萨洛尼亚里士多德大学材料和结构强度试验室,对规则棱柱形的石料和砂浆试样进行了测试。对试样施加轴向压缩和四点弯曲,用测力传感器测量所加荷载,同时用位移传感器和几个应变仪测量 10 Hz 频率下样本产生的变形。分别采用尺寸为 61 mm×68 mm×93 mm 和 67.5 mm×62 mm×89 mm 两种棱柱形试样进行石料压缩试验。对于石料弯曲试验,使用了跨度为 180 mm、横截面尺寸为 52 mm×52 mm 的两个试件。在压缩和弯曲试验中使用的砂浆样品的横截面尺寸为 27.5 mm×57 mm,长度为 66 mm。

压缩试验表明:石料的平均抗压强度为 71.3 MPa,泊松比为 0.142,弹性模量 E_1 为 40 GPa(E_1 代表从压缩试验中推导出的杨氏模量)。压缩试验所用试件的参考长细比为 2.0,而平均抗压强度指的是长细比为 2.0 的柱体的情况。石料弯曲试验测得的平均

抗拉强度为 17.20 MPa,弹性模量 E_2 为 34.8 GPa (E_2 代表从弯曲试验中推导出的杨氏模量)。使用保守的抗弯/抗拉系数 0.38,由弯拉强度推断出石料的直接抗拉强度为 6.5 MPa。从抗弯试验中得出砂浆平均抗拉强度为 1.267 MPa,平均抗压强度为 10.275 MPa。采用低至 0.33 的抗弯/抗拉系数对砂浆抗拉强度做保守估计得出其值为 0.42 MPa。估算砂浆的弹性模量约为 2 500 MPa,泊松比为 0.35。

参考其他研究成果,在该文中,分别使用较保守的比例因子 0.38 和 0.33 是合适的。在数值研究中,假定砂浆的直接抗拉强度为两种材料之间黏结强度的上限。

2.2 界面的本构模型与破坏

在分析中采用的数值方法,用“间断”和“连续”两种表示法,仿真模拟石料砂浆体系中的本构和失效(开裂与破碎)关系。在石桥的不同部分之间(即主拱与次拱或主拱与桥台的界面等)使用“间断”表示法,即失效标准;在每一结构段内(即主拱、桥台、心轴墙等内部石料和砂浆的非线性特征)使用“连续”表示法。

图 4 为在研究中用于仿真模拟结构非线性特征和失效现象的两种技术。图 4(a)为间断离散法,使用该方法把结构划分成在彼此交界面非线性接触的不同部分,交界面处的非线性特征和失效现象由位于这些不同部分交界面上的砂浆层特性和强度决定。以上描述与这类石结构的真实建造情况非常相符。采用一个在 LS-DYNA 规范(断开的面一面接触)中公式表述的本构界面模型,当满足失效标准时,能够实现两个界面在接触点处的分离。界面法向应力和切向应力构成由下式约束的包络线:

$$\left[\frac{|\sigma_n|}{\sigma_{fail}} \right]^2 + \left[\frac{|\tau_s|}{\tau_{fail}} \right]^2 \geq 1 \quad (1)$$

式中: σ_n 和 τ_s 分别为结构各部分之间界面的法向应力和切向应力; σ_{fail} 和 τ_{fail} 分别为结构不同部分接触面之间砂浆的拉伸失效应力和剪切失效应力。

图 4(b)为主拱上表面和次拱下表面之间面一面接触的分解图。失效应力是从试验室试验中推导出来的。界面失效后,结构段将在压缩荷载作用下保持接触,在拉伸荷载作用下分开,不会出现界面张力。从试验室试验中仅得出代表性砂浆的抗压和抗拉强度。因此,根据该文及其他研究的试验数据,假定砂浆抗剪强度等于从弯曲试验中推导出的抗拉强度(1.267 MPa)。在数值分析中,假设界面破坏的砂浆抗拉强度低至 0.42 MPa,而对于拉伸裂纹引发的砂浆抗拉强度

高至 1.26 MPa。应该指出,因为允许从坍塌的桥梁所取的试样有限,所以假定的砂浆抗拉强度值具有明显的不确定性。

在每一结构部分内部,离散化是“连续的”,其中单元代表两相材料(石料和砂浆)。石砌体系中最薄弱的环节为石料与砂浆的黏结处,因此石料—砂浆界面最为关键。

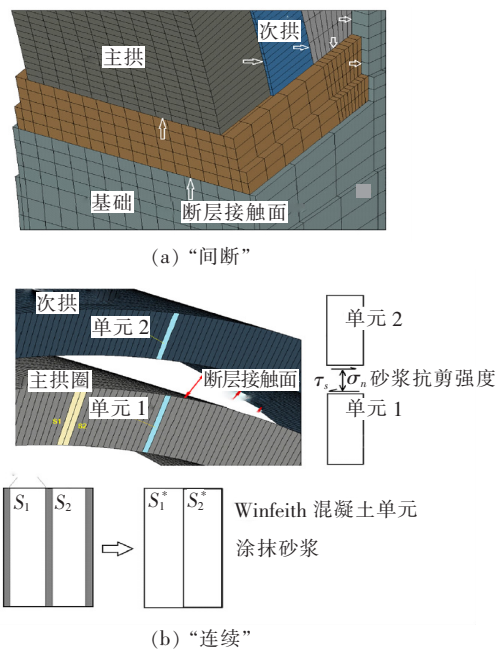


图 4 模拟桥梁结构界面之间相互作用的两种技术

离散化的目的是创建一个两相材料对应力状态和失效状态均有作用的均质单元,而不是采用一个包括诸如石材与砂浆界面开裂、石材本身的开裂和破碎等砌体所有失效机制的完整微观模型。图 4(b)描绘了从两相材料向均质单元的转换。为了获得均质单元中“最薄弱”位置的破坏情况(即砂浆中的拉伸裂纹),假设拉伸破坏由砂浆控制,压缩破坏(压碎)由石料控制。为了表达石料砂浆均质单元的本构特征,采用类似混凝土的本构关系和特征。在这种材料中,石料代表混凝土,砂浆代表加固材料。假设将砂浆涂抹在均质单元内。根据该方法,分别计算两种材料的应力,并且根据它们的相对横截面面积将两种材料黏结在一起,形成总单元应力。假设砂浆具有弹性和理想的塑性性质。砂浆与石料的比例随结构的部位不同而变化(在两个拱的离散处最小,为 5%),用从试验中推导出的拉应力和压应力表示由此引起的非线性特征。开裂的极限拉应力假定为 1.26 MPa(由弯曲试验得到的砂浆抗拉强度)。一旦形成拉伸裂缝,拉伸载荷就不能跨越

裂缝面进行传递。定义 G_f 为产生单位面积裂缝所需的能量,设在拉伸裂缝开口处消耗的断裂能 $G_f = 80 \text{ N/m}$ 。对于实际的石料-砂浆系统,裂缝会沿着石料与砂浆的界面出现;但对于这里采用的均质单元,它可以在单元内的任何方向出现。为了说明砂浆的破坏,对小型砌体试件进行破坏试验,结果表明:对于抗拉黏结强度为 $0.3 \sim 0.9 \text{ MPa}$ 的情况, G_f 为 $5 \sim 20 \text{ N/m}$ 。对于剪切破坏的情况,推导出了更高的 G_f 值(高达 250 N/m)。均质单元、类似混凝土材料的压缩破坏受石材强度控制。石材应力场的水静力分量由下式计算:

$$P_i = \frac{\sigma_c}{3}, K = \frac{E_s}{3(1-2\nu)} \quad (2)$$

式中: P_i 为石材单轴压缩破坏时的压力; K 为其整体卸载模量; E_s 为切线模量; ν 为泊松比。

在该文的分析中,从抗压强度 σ_c 推导出的临界压力 P_i 将使给定的单元被压碎,进而该单元从结构中消失(削弱)。

2.3 基于测量模态特性的模型校准

用 4 种不同的材料模拟该桥,能反映不同部位的石材质量和砂浆百分比的差异。在模拟中,共使用了 72 540 个实体与点单元。此外,采用由砂浆剪切强度和抗拉强度控制断裂破坏准则的 14 个界面共同获取不同结构部分之间的相互作用。

假设模型的两侧均固定在坚硬岩石上,因而不需考虑土壤-结构的相互作用 (SSI) 效应。理想化结构的基本振型是利用三维非线性数值模型的“伪线性”等效模型推导出来的,其性质和本构关系已在前面介绍过,符合各向同性弹性材料的特征(密度 $\rho = 2.69 \text{ g/cm}^3$, $E = 17 \text{ GPa}$, $\nu = 0.21$)。图 5 为通过特征值分析得到的振动频率和振型。

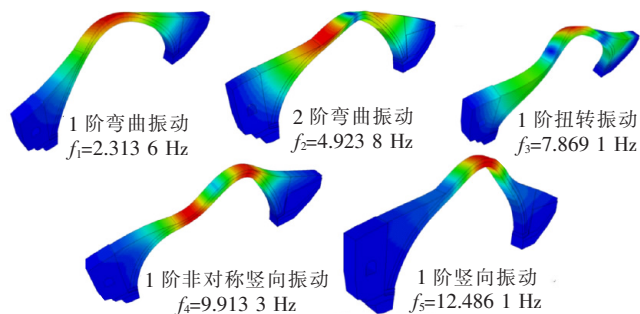


图 5 用三维伪线性模型预测的柯尼萨大桥振型

由图 5 可以发现:虽然面外主模态与由两次现场实测数据得到的模态吻合良好,但面内模态存在偏差。如上所述,这种偏差可归因于桥梁固有整体刚度的各

向异性(面外对面内),以及结构不同部分之间“间断”离散化使得理想的非线性模型退化为等效线性模型形成的内部误差。但是,对于桥梁地震响应分析,预测模态和实测模态的一致性是完全令人满意的。

3 近、远场地震响应与桥梁损伤

用所开发的三维非线性模型对案例桥梁进行了地震响应和易损性分析,该模型能够反映两点:① 试验室试验推导出的材料特性;② 前面讨论的本构关系和破坏包络关系。分析的主要目的是观察桥梁在不同类型地震(近场和远场)的响应和损伤敏感性。利用近场地震和远场地震特征对实际地震记录进行评价。

作为基本分析,利用在距柯尼萨大桥左端桥台约 1 km 处获得的 1996 年地震记录分析桥梁地震响应与损伤。如前所述,在实际结构所在位置并没有地震记录,但同一岩层地面加速度峰值的记录为 $0.19g$,与实际地震激励非常接近。此外,震后对结构损伤的评估为实际情况与仿真结果的比较提供了良好的依据。记录到的岩石(距桥 1 km)上的地面运动如图 6 所示。强烈的地震加速度表现出脉冲型或近场地震(NFE)的特征,特别是包含近场地震特征脉冲的水平分量。记录到的 5% 的加速度反应谱示于图 6(c)。在地震分析中,采用现场研究得出的阻尼比为 $0.017 \sim 0.027$ 。

柯尼萨大桥的基本分析结果如下:

(1) 桥梁静力分析作为一种伪动力分析,虚拟大阻尼,以重力作为动力激振的开始,证实了整个结构始终处于受压状态,没有损伤和张拉裂缝。

(2) 对桥梁在两端桥台处施加均匀的三向激励,其面内和面外的水平分量相同,并且不考虑土-结构的相互作用(假定两端桥台均被固定在岩石上),从而有以下两点:① 在分析中,假定由砂浆拉力和剪切强度控制的桥梁不同结构部分之间没有界面分离现象;② 通过分析,预测到仅在主拱支座附近存在有限的微小裂缝。这些对结构损伤的预测结果与 1996 年地震发生后现场观测的结果一致。在该次地震中,仅有护栏部分发生有限的破坏,主拱下缘混凝土保护层(20 世纪 80 年代对桥梁进行修复时加上去的)脱落,并且在右端基础附近也没有几条拉伸裂纹(图 7)。

在证实结构的动力特征有效以及地震分析预测没有大范围损伤(也正像观察到的一样)的前提下,用下面 4 个代表近场和远场特征的真实地震信号,分析该座大型石拱桥对地震类型的敏感性。

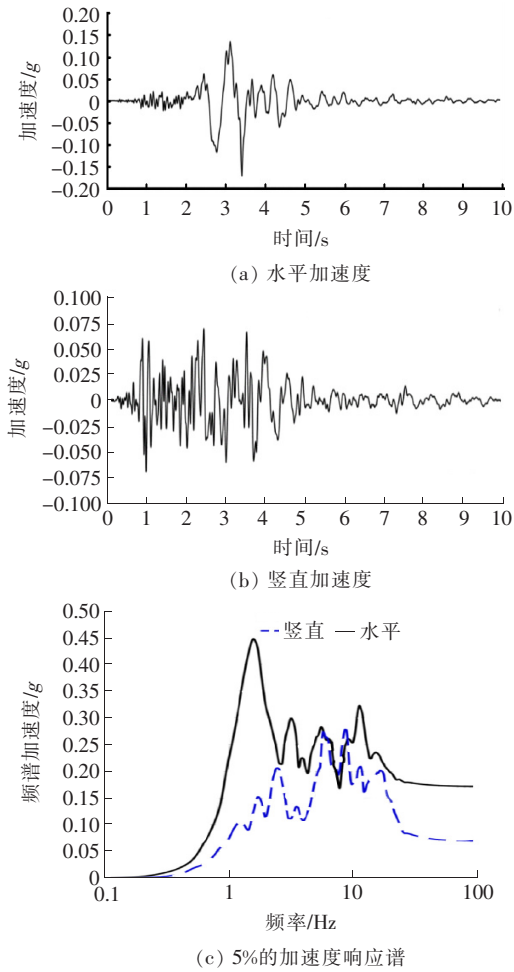


图6 距柯尼萨大桥左端桥台约1.5 km处
1996年地震加速度记录

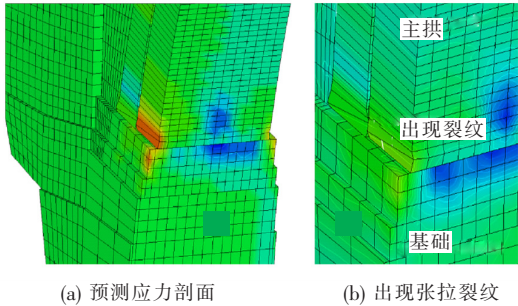


图7 在1996年地面加速度峰值为0.19g
地震作用下柯尼萨桥的裂纹

(1) 1989年,在 Shiofukizaki 站点记录到的 Ito—Oki 地震的南北向分量,震级为 5.3 级,震中距站点 3 km,震源深度 5 km。该地震是在玄武岩表面记录到的,最大加速度为 0.189g,属于近场地震。

(2) 2000年,在 Kashyo Dam 站点记录到的 Tot-tori—ken 地震的东西向分量,震级为 6.6 级,震中距站点 3 km,震源深度 11 km,最大加速度 0.531g,属

于近场地震。

(3) 1957 年旧金山金门公园的远场地震,震级为 5.3 级,震源深度 18 km,加速度峰值为 118 cm/s²,地面速度峰值为 4.6 cm/s,在此次研究中将其标准化为 0.531g,同 Kashyo Dam 地震加速度峰值相同。

(4) 1940 EI Centro 远场地震,加速度峰值标准化后为 0.19g,使之能与 1996 年 Konitsa 地震和 Ito—Oki 近场地震比较。

这 4 次地震记录的加速度时程曲线如图 8 所示,相关的反应谱如图 9 所示。

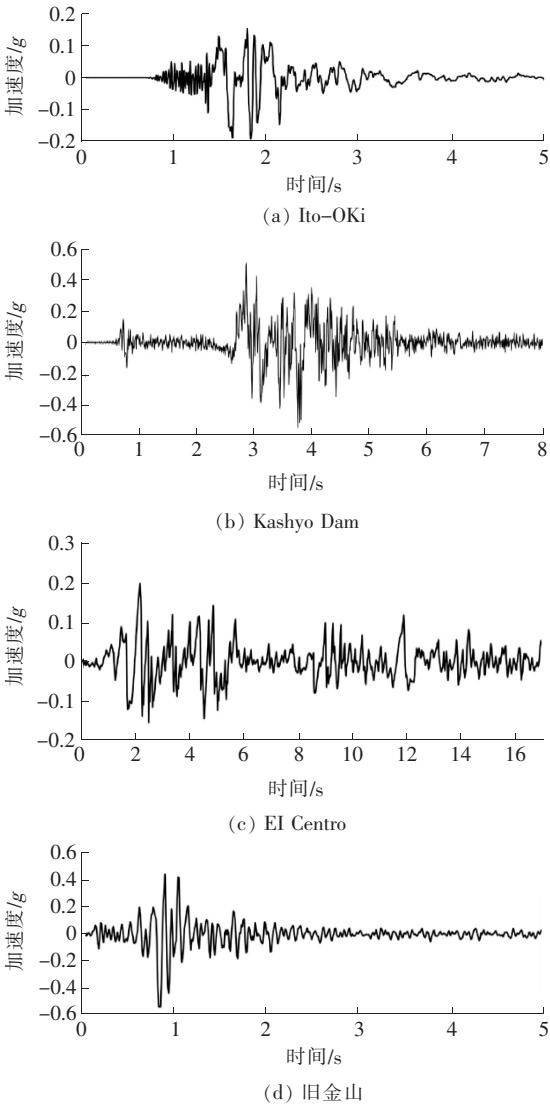
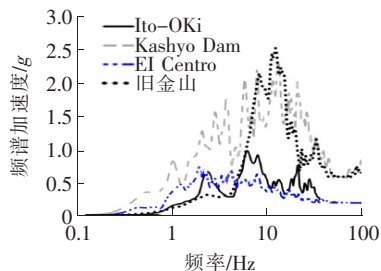
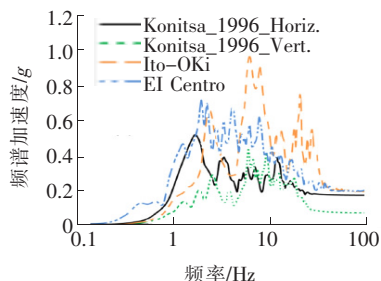


图8 4种真实地震加速度时程

对地面峰值加速度、峰值速度、响应和功率谱以及累积绝对速度(CAV)和阿里亚斯烈度(I_A)进行了计算,并利用这些参数阐释动态分析的结果和这些对该类石桥具有潜在破坏的地震相互关联的易损性(基于从其烈度和反应谱特征推导出来且广泛应用的标准)。



(a) 4 种地震的 2% 的加速度响应谱



(b) 1996 年柯尼萨地震、Ito-OKi 近场地震和 El Centro 远场地震的 2% 的加速度响应谱

图 9 4 次地震反应谱

$$CAV = \int_0^{t^*} |a(t)| dt; I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t^*} a^2(t) dt \quad (3)$$

图 10 对比了加速度峰值为 0.189g 的 Ito-OKi 近场地震和加速度峰值标准化为 0.19g 的 El Centro 远场地震作用下柯尼萨大桥的预期破坏情况。对于 Ito-OKi 近场地震,预测到的响应及有限破坏与 1996 年柯尼萨地震研究中观测到的情况类似[图 10(a)]。可以推断:地震响应与损伤相同是由于地震类型(脉冲、近场)相同,而不是由于地面加速度峰值(0.19g、0.189g)相同。用地面加速度峰值标准化为 0.19g 的 El Centro 远场地震作激励,推断分析损伤情况能够进一步证实上述结论。如图 10(b)所示,可以看到:由 El Centro 远场型地震引起的响应和损伤与由 Ito-OKi 和 1996 年柯尼萨近场地震引起的结果相比有天壤之别。Ito-OKi 地震和 1996 年柯尼萨地震主要激发了 1 阶面外对称振型,而 El Centro 地震似乎也激发了桥梁的面外反对称振型。

为了进一步检查和验证在更高的峰值地面加速度作用下,由于地震类型(近场对远场)不同而反映出的地震响应和损伤的巨大差异,还采用 Kashyo Dam (0.54g) 近场地震和旧金山金门公园(0.53g)远场地震作为地震激励对结构进行分析。图 11 描述了在更高的地震峰值加速度作用下的破坏情况。

根据图 11(a),Kashyo Dam 近场地震仅造成桥顶张拉裂缝,未发生垮塌。而图 11(b)中,在相同峰值加

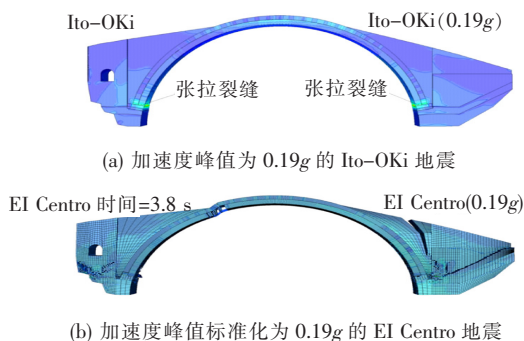


图 10 相同加速度峰值地震作用下的破坏情况

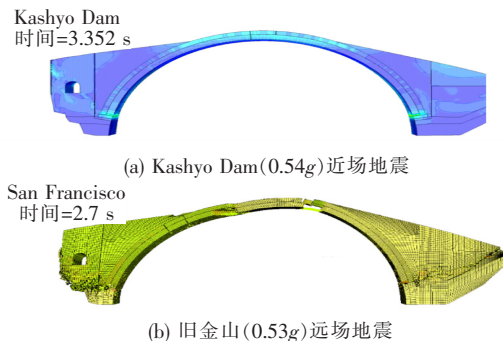
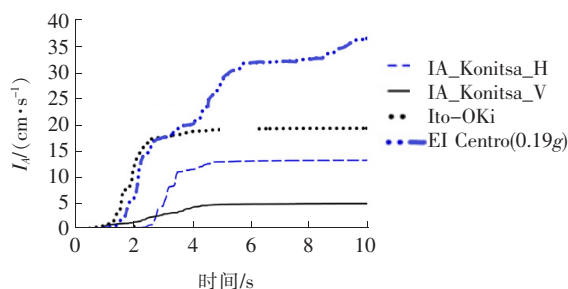


图 11 柯尼萨大桥的破坏情况对比

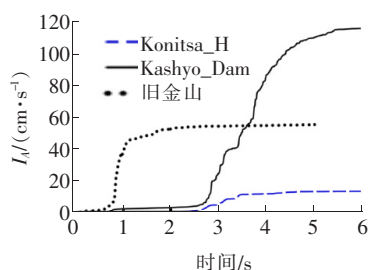
速度的旧金山远场地震激励下,对柯尼萨大桥做同样的地震响应分析,结果桥梁产生了大范围破坏继而发生坍塌。远场地震对该类石桥具有更大的破坏性,这些结果与在核结构试验研究中得出的近场地震引起较轻损伤结论一致。为解释地震对这类结构(大型石拱桥)造成潜在破坏的巨大差异,估算了地震响应分析中的 CAV 和 I_A 两项损伤指标。由式(3)计算的在易损性分析中使用的地震 CAV 值如下: $CAV_{Konitsa-H}(0.19g) = 0.150 \times 10^{-4} T$, $CAV_{Konitsa-V}(0.12g) = 0.113 \times 10^{-4} T$, $CAV_{Ito-OKi}(0.19g) = 0.188 \times 10^{-4} T$, $CAV_{El\ Centro}(0.19g) = 0.348 \times 10^{-4} T$, $CAV_{Kashyo-Dam}(0.54g) = 0.531 \times 10^{-4} T$, $CAV_{San\ Francisco}(0.53g) = 0.223 \times 10^{-4} T$ 。

对于每一地震,通过将观测到的损伤与计算的 CAV 联系起来,笔者推断 CAV 损伤度量可以充分解释在低峰值加速度作用下(Konitsa 1996, Ito-OKi 和 El Centro)的桥梁响应差异。但是,累计绝对加速度的度量并不能与高 PGA 地震(Kashyo-Dam 和旧金山)作用下观察到的损伤联系起来。

作为损伤指标的替代参数,地震响应分析中的阿里亚斯烈度 I_A 已被算出并示于图 12。同样,和 CAV 损伤指标类似,对于低 PGA 地震, I_A 与预测的易损性有很好的相关性[图 12(a)],但对于高 PGA 地震, I_A 与预测的易损性有偏差[图 12(b)]。利用图 12 所示



(a) 低加速度峰值(0.19g)地震



(b) 高加速度峰值(0.54g)地震

图12 地震响应分析中计算出的阿里亚斯烈度

的 I_A 度量以及 Trifunac 介绍的速率参数,研究了不同的方法,即把预测的损伤与输入地震指标联系起来。对于有黏性阻尼的线性域或结构响应的非线性域,结构在单位时间内只能耗散一定量的振动能。如果耗散率高于地震能的输入率,结构就可以幸免于特殊激励而不破坏。反之,如果输入率高于耗散率,则预计结构为了产生更高的耗能能力,会经历长期的持续性损伤,经长时间振动,桥梁最终倒塌。根据式(4),利用地震加速度、速度和地面位移定义该输入率。

$$\begin{aligned} \text{Rate}^a &= \frac{1}{T_2 - T_1} \int_0^\infty a^2(t) dt \\ \text{Rate}^v &= \frac{1}{T_2 - T_1} \int_0^\infty v^2(t) dt \\ \text{Rate}^d &= \frac{1}{T_2 - T_1} \int_0^\infty d^2(t) dt \end{aligned} \quad (4)$$

在式(4)中, T_1 和 T_2 包含了被积函数(在整个地震持续期间估算的 $a(t)$ 、 $v(t)$ 和 $d(t)$ 的均方值)的 5% 和 95%。式(4)所表示的积分定义了地震波能量从记录站经过的平均速率。基于前文所描述的能量率,对所有被考查的地震进行了分析,重点放在具有高地面峰值加速度(Kashyo Dam 和旧金山地震)的情况。对比表明:加速度为 0.54g 的 Kashyo Dam 近场地震的各项指标均高于加速度为 0.53g 的旧金山地震的各项指标。然而,与 CAV 和 I_A 两项指标相比,这些指标在量度值的差异上明显降低了(对于 Kashyo Dam 地震, $\text{Rate}^a = 40.0 \text{ m/s}$,而对于旧金山地震,

$\text{Rate}^a = 35.0 \text{ m/s}$)。

基于这些损伤预测(通过三维非线性分析)成果及其与强震动的相关性,以及多年来发展起来并广泛应用于核结构的地震损伤性指标(CAV、 I_A 和能量率),可以认为石拱桥代表一种独特的、典型的结构类型。当遇到高 PGA 值时,可能需要结合多项损伤指标预测地震引起的损伤。

4 结论

以一座大型石拱桥(柯尼萨桥)为例,对其地震损伤进行了研究,重点放在近场和远场地震的易损性上。在地震易发区建造的此类桥梁中,该桥具有代表性。

为了获取桥梁的动力特征并有助于矫正用于研究地震响应和预测损伤的三维非线性分析模型,进行了两次独立的现场测试。试验数据为地震分析本构模型提供了真实的力学强度和特性参数值。在研究中建立的本构关系和失效准则已经在类似石拱桥梁结构的倒塌模拟中得到应用,并成功地实现了倒塌预测。

除了选用 1996 年柯尼萨近场地震动记录,还引入了另外 4 个地震动记录(2 个近场,2 个远场),并计算了其地震易损性,得到如下结论:

(1) 远场地震的破坏力远大于近场的情况。这些从该类石结构的现有研究中得出的重要结论与对核结构进行的一系列振动台试验和评估后得出的结论非常吻合,也与数十年来断层附近核设施的实际情况一致。这些断层由于破坏的潜在性低,只能产生不大于 5.5 级的地震。不考虑引起的渐进性损伤,对此类石桥的线弹性分析已经表明,该类结构在近场地震作用下比远场地震作用下产生的弹性响应(不产生损伤)更大。

(2) 累计绝对加速度 CAV、阿里亚斯烈度 I_A 以及能量率等损伤指标已经发展了数年,可用于估算常规或核结构的相对损伤。这些指标与用非线性分析对案例桥梁预测的损伤在低 PGA 值时密切相关,而在高 PGA 值时有显著偏离。鉴于桥梁的结构形状、建造材料以及风化情况均会影响其动力特性,可能需要综合使用这些指标估算桥梁的易损性。

——编译自: Nikolaos Simos, George C. Manos, Evangelos Kozikopoulos. Near- and Far-Field Earthquake Damage Study of the Konitsa Stone Arch Bridge[J]. Engineering Structures, 2018, (177): 256-267.