

文章编号: 1005-0930(2016)04-0827-013 中图分类号: U442.55 文献标识码: A
doi: 10.16058/j.issn.1005-0930.2016.04.018

时效及环境因素对隔震连续梁桥 地震反应的影响

石岩^{1,2}, 王东升³, 陈宝魁³, 孙治国³

(1. 兰州理工大学土木工程学院, 甘肃 兰州 730050; 2. 河北省大型结构健康诊断与控制实验室, 河北 石家庄 050043; 3. 大连海事大学道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116026)

摘要: 为考虑时效及环境因素对隔震支座力学特性的影响, 介绍了国外学者和规范提出的支座特性修正系数、调整系数和界限分析方法, 结合中国隔震橡胶支座的特点给出了力学特性修正过程. 构造了 12 座具有不同外型特征的连续梁桥作为研究对象, 分别采用 3 种常用的隔震支座(即铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座和超高阻尼橡胶支座), 基于 OpenSees 地震分析计算平台建立了隔震桥梁的 3 维动力分析模型. 通过大量的非线性动力时程分析考察了时效及环境因素对不同高度桥墩地震反应的影响程度及其在不同外型桥梁中的离散情况, 还采用增量动力分析技术研究了不同地震动强度(PGA)的影响. 分析结果表明: 时效及环境因素对隔震桥梁地震反应的影响较大, 尤其是对处于 0.2~0.4g 加速度峰值下隔震桥梁的较低墩的位移反应; 对于采用铅芯、高阻尼和超高阻尼橡胶支座的隔震桥梁, 不考虑其影响则可能低估较低墩 10%、50% 和 100% 及以上的墩顶位移需求.

关键词: 桥梁工程; 隔震桥梁; 增量动力分析; 时效及环境因素; 橡胶支座; 位移需求

20 世纪 70 年代隔震技术开始应用于强地震区的桥梁设计与加固, 在多次地震中的良好表现也证明了其有效性^[1-5]. 橡胶类支座和摩擦类支座是目前应用最广泛的减隔震装置, 主要是通过其良好的滞回耗能及延长结构周期来降低结构反应. 隔震桥梁设计时结构的动力反应通常是根据支座厂家提供的力学参数来预测, 这些参数通常对应于新使用支座和常温情况. 但是, 当支座使用若干年后或外界环境改变较大时, 其性能与初始设计值可能有较大差异, 则可能导致不安全的设计结果. 例如, 处于日本北部严寒地带的 Onneton 新桥引桥的 3 个中墩上采用铅芯橡胶支座, 虽在 1993 年 Kushiro-oki 地震中未发生严重破坏, 但研究人员利用距离新桥不足 200m 的旧桥处采集到的地震记录, 对新桥进行分析计算发现: 在 -20℃ 时墩底峰值弯矩需求比设计值(20℃) 几乎大一倍^[6-7].

收稿日期: 2015-04-28; 修订日期: 2015-10-08

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478074); 中国博士后科学基金项目(2016M592908XB)

作者简介: 石岩(1985—), 男, 博士, 讲师. E-mail: syky86@163.com

通信作者: 王东升(1974—), 男, 博士, 教授. E-mail: dswang@dlmu.edu.cn

隔震支座力学特性随使用时间的推移和环境改变而发生变化 20 世纪末 Constantinou 等^[8-9] 提出了隔震支座力学特性修正概念 通过试验和理论研究给出了温度、老化、速率、行程、污染、扰动等因素(本文以时效及环境因素统称) 影响下不同类型支座的具体修正值. 这套修正方法先后被“ AASHTO 隔震设计指南”^[10]、美国荷载规范(ASCE-7-05) 以及欧洲规范(EN1998) 等所采纳. 在中国, 虽然汶川大地震后颁布的桥梁抗震规范(如《公路桥梁抗震设计细则》(JTGT B02-01—2008)、《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166—2011)) 等都引入了减隔震设计, 不同的减隔震装置标准《公路桥梁铅芯隔震橡胶支座》(JT/T 822—2011)、《公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座》(JT/T 842—2012)) 也相应出台, 但这些规范都未考虑时效及环境因素的影响. 国内学者的研究大都针对于个别案例和个别因素的讨论, 主要集中在温度对橡胶支座性能的影响^[11-13], 对时效及环境因素影响的认识及相关研究工作还不多, 而这又是隔震技术推广和应用过程中必须面对的实际问题.

为此, 本文根据“ AASHTO 隔震设计指南”^[10] 中的支座特性修正方法及 Constantinou 等^[9] 的研究成果, 给出了适合中国桥梁隔震支座特点的力学特性修正过程. 进一步选择 12 座具有不同外型特征的 5 跨连续梁桥为研究对象, 基于 OpenSees 地震分析计算平台进行增量动力分析, 通过 3840 次非线性动力时程分析考察了采用铅芯橡胶支座(LRB)、高阻尼橡胶支座(HDRB) 和超高阻尼橡胶支座(SHDRB) 3 种不同隔震支座时桥梁的地震反应, 探讨了时效及环境因素对不同高度桥墩地震反应的影响程度, 以期促进中国减隔震技术的发展及相关规范、标准的完善.

1 隔震支座力学特性的修正

1.1 修正系数及界限分析

合理隔震设计的前提是利用相对准确的支座力学特性进行结构动力反应的预测^[8].

设计人员使用的支座力学特性值通常是生产厂家根据新支座试验得到的标准值, 未考虑

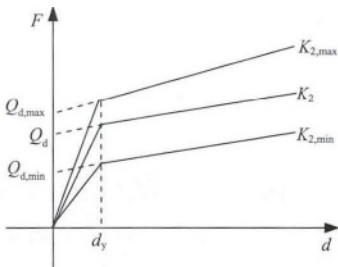


图 1 支座特性标准值及修正值

Fig. 1 Normal and modified values for mechanical property of the bearings

时效及环境因素的影响. 仅依靠厂家提供的标准值进行分析可能不能正确反映隔震支座在使用期内的真实状况, 可能存在不安全的因素. 实际上, 确定支座实时的力学特性非常困难, 但可以确定支座使用期间力学特性的最大值与最小值, 再通过界限分析以涵盖隔震桥梁可能产生的各种反应. 界限分析是“ AASHTO 隔震设计指南”^[10] 中采用支座特性最大值和最小值来获取结构上限和下限反应的一种分析方法, 对于桥梁结构上限分析的目的是得到传递至下部结构的最大地震力(MIF), 下限分析则可得隔震支座的最大位移(MID). 从保护桥墩和控制桥墩损伤的角度来说, 宜通过上限分析来保证下部结构的抗震性能.

橡胶隔震支座的力学行为通常表现为图 1 所示双线性, 欧美国家较多采用支座的特征强度 Q_d 和屈服后刚度 K_2 作为支座的关键力学特性参数用于非线性时程分析, 与支座屈服强度 F_y 的关系为

$$F_y = K_1 \cdot d_y = Q_d + K_2 \cdot d_y \quad (1)$$

式中 K_1 为支座屈服前刚度; d_y 为支座屈服位移.

当支座特性标准值考虑了时效及环境因素的影响后, 得到修正后的特性最大值和最小值

$$K_{2, \max} = K_2 \lambda_{\max, K_2}, K_{2, \min} = K_2 \lambda_{\min, K_2} \quad (2)$$

$$Q_{d, \max} = Q_d \lambda_{\max, Q_d}, Q_{d, \min} = Q_d \lambda_{\min, Q_d} \quad (3)$$

其中 λ 称为支座力学特性修正系数, 其界限值(最大值、最小值)定义为

$$\lambda_{\max} = \prod_{i=1}^6 \lambda_{\max, i} = (\lambda_{\max, t}) (\lambda_{\max, a}) (\lambda_{\max, v}) (\lambda_{\max, r}) (\lambda_{\max, c}) (\lambda_{\max, scrag}) \quad (4)$$

$$\lambda_{\min} = \prod_{i=1}^6 \lambda_{\min, i} = (\lambda_{\min, t}) (\lambda_{\min, a}) (\lambda_{\min, v}) (\lambda_{\min, r}) (\lambda_{\min, c}) (\lambda_{\min, scrag}) \quad (5)$$

其中: λ_i 表示不同因素下的分项修正系数; λ_t 为温度影响系数; λ_a 为老化影响系数(包括腐蚀); λ_v 为速率影响系数, 是设计速率(或频率)与测试速率(或频率)之比; λ_r 为行程影响系数; λ_c 为(摩擦系统的)污染影响系数; λ_{scrag} 为(橡胶支座的)扰动影响系数.

在以上 6 个因素中, 老化、温度和扰动对橡胶支座的影响最为明显. 具体而言, 老化是指橡胶支座在使用过程中由于持续硫化以及氧化和臭氧作用引起的退化而使其力学性能产生长期变化的现象; 低温可使橡胶隔震支座刚度和强度增大, 设计时考虑温度的影响就显得较为重要; 扰动效应是指支座初次变形(前半周)时通常具有较高的刚度和强度, 随后其特性逐渐趋于稳定且比初次值较低的现象. “AASHTO 隔震设计指南”^[10] 给出了老化、温度和扰动的最大修正系数, 速率、累计行程最大修正系数则建议根据试验确定, 污染对橡胶支座几乎没有影响, 故取 1.0. 在“AASHTO 隔震设计指南”中最小修正系数 λ_{\min} 统一取 1.0, 这样其下限分析就与不考虑时效及环境影响因素时保持一致.

1.2 调整系数

各个分项修正系数只反映了某一特定因素对支座力学特性的影响, 实际中几种不同因素与考虑最大地震作用同时发生的概率非常小, 故各个分项系数相乘得到的系统修正系数是非常保守的, 便采用支座特性调整系数来考虑其保守程度. 调整后的系统特性分项修正系数为

$$\bar{\lambda}_{\max, i} = 1 + (\lambda_{\max, i} - 1) \alpha \quad (6)$$

$$\bar{\lambda}_{\min, i} = 1 + (\lambda_{\min, i} - 1) \alpha \quad (7)$$

式中: $\bar{\lambda}_{\max, i}$ 和 $\bar{\lambda}_{\min, i}$ 为调整后的分项修正系数; $\lambda_{\max, i}$ 和 $\lambda_{\min, i}$ 为分项修正系数; α 为支座特性调整系数, 特重要桥梁取 1.0, 重要桥梁取 0.75, 其它桥梁取 0.66.

这样, 将调整后的分项修正系数相乘可得到调整后修正系数 $\bar{\lambda}$ 的界限值

$$\bar{\lambda}_{\max} = \prod_{i=1}^6 \bar{\lambda}_{\max, i} = (\bar{\lambda}_{\max, t}) (\bar{\lambda}_{\max, a}) (\bar{\lambda}_{\max, v}) (\bar{\lambda}_{\max, r}) (\bar{\lambda}_{\max, c}) (\bar{\lambda}_{\max, scrag}) \quad (8)$$

$$\bar{\lambda}_{\min} = \prod_{i=1}^6 \bar{\lambda}_{\min, i} = (\bar{\lambda}_{\min, t}) (\bar{\lambda}_{\min, a}) (\bar{\lambda}_{\min, v}) (\bar{\lambda}_{\min, r}) (\bar{\lambda}_{\min, c}) (\bar{\lambda}_{\min, scrag}) \quad (9)$$

中国隔震支座技术标准和支座生产厂商给出的支座力学特性标准值通常是 K_1 、 K_2 和 F_y , 利用式(1)将支座特性用 Q_d 和 K_2 表示, 则整个修正过程如图 2 所示. 为了方便推导,

假定图 1 和图 2 中修正前后的支座屈服位移 d_y 保持不变^[9].

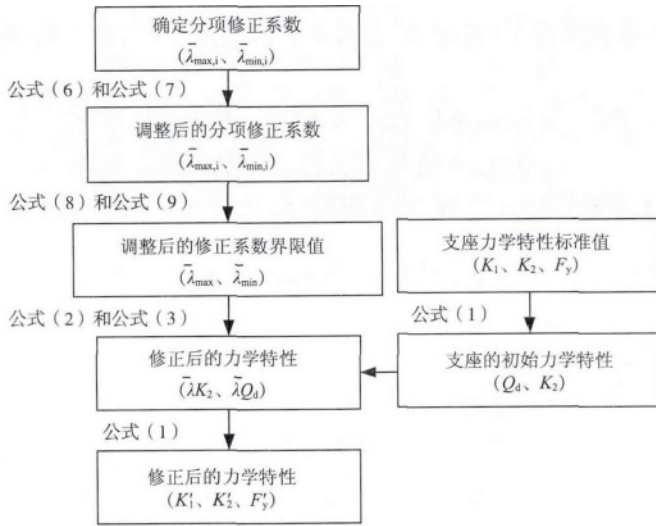


图 2 隔震支座力学特性修正过程

Fig. 2 Modification process of mechanical property for the bearings

2 结构模型及地震动选择

2.1 工程实例

本文以高速公路上 $5 \times 30\text{m}$ 连续梁桥为研究对象,上部结构为 5 片 T 梁,每个盖梁上布置 5 个支座,如图 3 所示.下部结构为圆形截面钢筋混凝土双柱墩,桥墩直径为 1.5m,采用 C30 混凝土,保护层厚度为 0.05m,并配有 32 根直径为 28mm 的 HRB335 钢筋,纵筋配筋率约为 1.2%;桥墩箍筋为直径 12mm 的 HPB235 钢筋,竖向间距为 0.1m;上部结构采用 C50 混凝土.

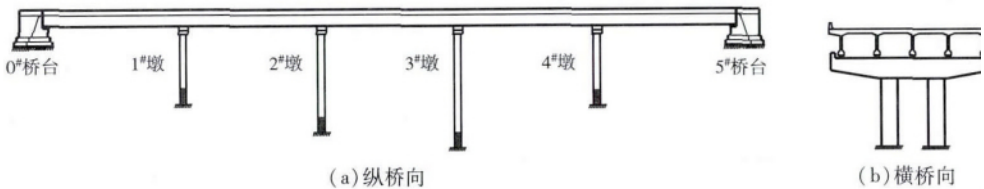


图 3 桥梁结构示意图

Fig. 3 Layout of bridge

为考虑不同地形下桥墩高度对桥梁抗震性能的影响,设计了 12 座代表性桥梁,墩高分别以 3、6、9 和 12m 进行组合,分别反映“等墩高”、“中间高墩、两边低墩”、“中间低墩、两边高墩”、“桥墩由低到高”的外型特点(即具有不同的振动特性),12 座示例桥梁编号分别为 BR.1 ~ BR.12,具体的墩高分布见表 1.

表1 各桥梁墩高分布及编号
Table1 Distribution of piers and number of each bridge

桥墩	桥墩高度/m											
	BR.1	BR.2	BR.3	BR.4	BR.5	BR.6	BR.7	BR.8	BR.9	BR.10	BR.11	BR.12
1#墩	3	6	9	12	3	3	3	3	6	9	9	12
2#墩	3	6	9	12	6	6	9	6	3	3	6	6
3#墩	3	6	9	12	6	12	12	9	3	6	9	9
4#墩	3	6	9	12	3	6	3	12	9	9	12	12

2.2 分析模型及参数

2.2.1 全桥模型 基于 OpenSees 地震分析计算平台,建立了桥梁3维动力分析模型。采用 Newmark- β 法进行非线性动力时程分析,混凝土结构的阻尼比取 5%,并采用 Rayleigh 阻尼。不考虑桥梁结构-桩-土作用以及桥台-填土之间相互作用的影响,铅芯橡胶支座采用双线性的橡胶支座单元,主梁采用3维弹性梁单元模拟,桥墩采用集中塑性铰梁柱单元模拟,塑性铰区采用纤维截面,其保护层混凝土和核心区混凝土采用 Concrete04 模拟,其卸载和重加载规则按 Filippou 修正后的 Karsan-Jirsa 模式确定;钢筋采用 Steel02 模拟,其应力-应变关系基于 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型,考虑了钢筋在加载卸载的循环过程中包兴格效应的影响;等效塑性铰长度按“08 细则”计算。目前钢筋混凝土桥墩基于 OpenSees 的非线性建模技术已有较多文献论述,不再赘述。

2.2.2 橡胶隔震支座 常见的橡胶隔震支座有铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座和超高阻尼橡胶支座,其力学特性均表现为双线性。通过改变天然橡胶中添加料(如炭黑、合成橡胶、油类和树脂等),可改变高阻尼橡胶支座的阻尼和剪切模量,通常随着橡胶支座有效阻尼比的增大、剪切模量的减小,其扰动影响增大。文中的高阻尼橡胶支座是指阻尼比小于 15%、扰动影响小于 25%;超高阻尼橡胶支座的阻尼比大于 15%、扰动影响大于 25%。

文中各桥梁的每个桥墩(台)上都设有 5 个橡胶隔震支座。此外,分析中假设梁体在桥台处具有足够的运动空间,梁体与桥台不会发生碰撞,以使不同桥梁比较更具一致性。为使每个墩(台)及其支座变形协调,采用直接基于位移的抗震设计方法,在隔震支座技术标准中选择合理的隔震支座,同时需要满足竖向承载力要求。实际上,不同类型橡胶隔震支座的力学特性(K_2 、 F_y)稍有差异,这种差异也与支座的生产工艺及定型相关,本文未考虑不同类型支座之间的力学特性差异,其标准值均按表 2 所示。

表2 隔震支座力学特性标准值
Table 2 Normal values for property of the bearings

所处位置	$K_1 / (\text{kN/m})$	$K_2 / (\text{kN/m})$	$F_y / (\text{kN})$
桥台	7100	1100	142
3m 墩	12200	1900	216
6m 墩	14900	2300	216
9m 墩	18600	2900	216
12m 墩	23700	3700	216

2.2.3 支座特性修正系数 根据“*AASHTO 隔震设计指南*”^[10],考虑老化、温度和扰动等3种因素的影响,其特性修正系数见表3.其中,温度修正系数表示0℃对应的修正系数,调整系数按重要桥梁取0.75.各特性修正系数相关的理论和试验背景详见文献[8-9,14].

表3 支座特性分项修正系数 $\lambda_{\max j}$
Table 3 Property modification factors for the bearings

支座 类型	K_2			Q_d		
	老化 λ_a	温度 λ_t	扰动 λ_{sc}	老化 λ_a	温度 λ_t	扰动 λ_{sc}
LRB	1.0	1.2	1.0	1.0	1.1	1.0
HDRB	1.2	1.1	1.2	1.2	1.3	1.2
SHDRB	1.3	1.2	1.8	1.3	1.3	1.5

2.3 地震动选择

选择中硬土地场的10条地震动记录,详见文献[13].将所选地震动的加速度峰值(PGA)以0.1g为增量步长进行调幅,并沿桥梁纵向输入,通过3840次动力时程分析研究了在不同地震动强度(PGA)下采用不同类型橡胶隔震支座时,时效及环境因素对隔震桥梁地震反应的影响.

3 时效及环境因素影响分析

在分析时程反应结果时,为了更清楚地考察考虑时效及环境因素对隔震桥梁地震反应的影响,采用地震反应比来表示,即

$$\eta = e_2 / e_1 \quad (10)$$

式中: e_1 为不考虑时效及环境因素时的地震反应峰值,即采用支座特性标准值得到的结果; e_2 为考虑时效及环境因素时的地震反应峰值;文中桥墩的地震反应皆是指墩顶位移.当 $\eta < 1$ 时,表示忽略时效及环境因素的影响会高估桥墩地震反应;反之, $\eta > 1$ 则表示低估了桥墩地震反应,其低估值程度表示为

$$\xi = (\eta - 1) \times 100\% \quad (11)$$

图4和图5分别给出了采用LRB、HDRB和SHDRB的隔震桥梁在不同地震动强度作用下的桥墩反应比和反应比变异系数.图中,某一高度的桥墩反应比是指所有外型桥梁(BR.1~BR.12共12座桥梁)中该高度桥墩的反应比均值,变异系数是统计方差和均值的比值,在本文则表示同一高度桥墩反应比的离散程度.具体从以下几个方面进行分析:

(1) 不同类型隔震支座和桥墩高度的影响.时效及环境因素对采用铅芯橡胶支座桥梁的地震反应影响较小,忽略其影响对较低墩(3和6m墩)位移的反应低估10%左右,较高墩(9和12m墩)在5%左右.对于采用高阻尼橡胶支座(HDRB)的桥梁,时效及环境因素的影响较采用铅芯橡胶支座(LRB)要大,尤其对于较低墩(3和6m墩),忽略其影响可能低估50%以上的位移反应,较高墩(9和12m墩)也大多在10%以上.相比之下,采用超高阻尼橡胶支座(SHDRB)的桥梁,时效及环境因素的影响则更加明显,较低墩处

(3 和 6m 墩) 的反应比达到了 2.0, 即不考虑其影响对位移反应的低估可能超过 100%; 9m 墩对应的反应比也都超过了 1.2, 12m 墩的反应比在 1.1 左右. 这主要是由于 LRB 一般采用低阻尼橡胶, 其特性几乎不受扰动的影响; 而高阻尼和超高阻尼橡胶支座的力学特性对温度、扰动都比较敏感. 表 3 也可较清楚地看到这一点.

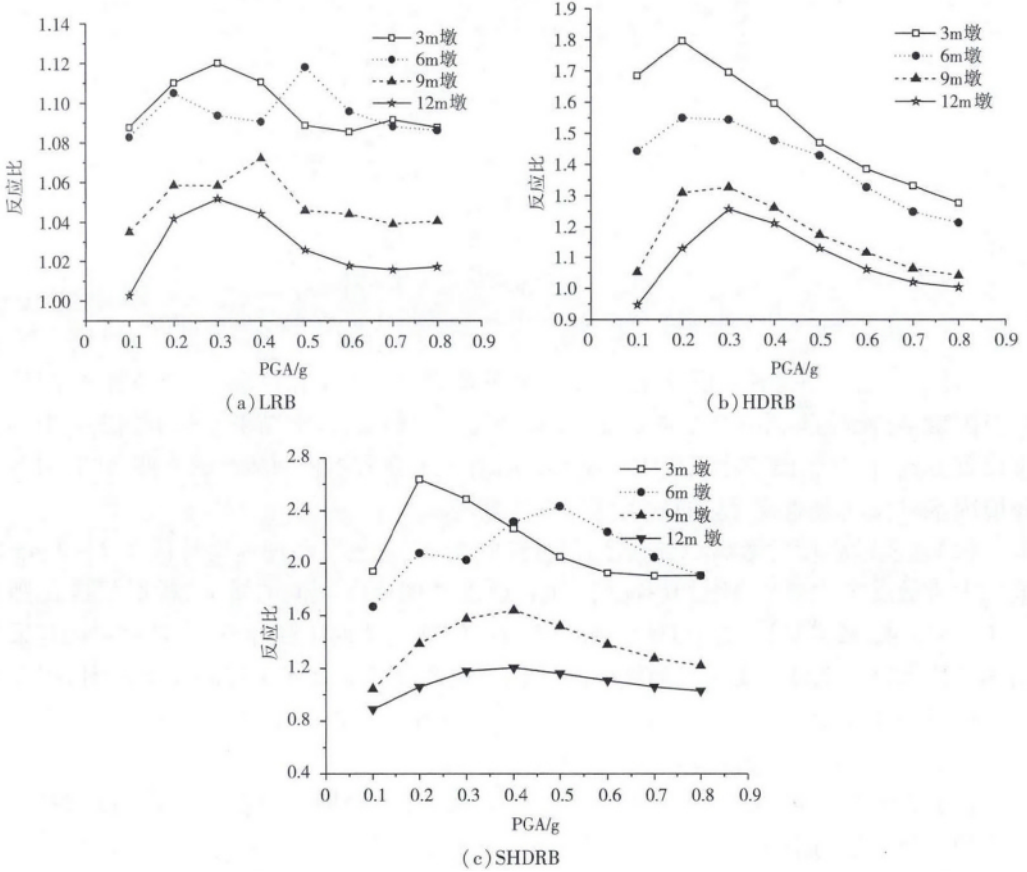
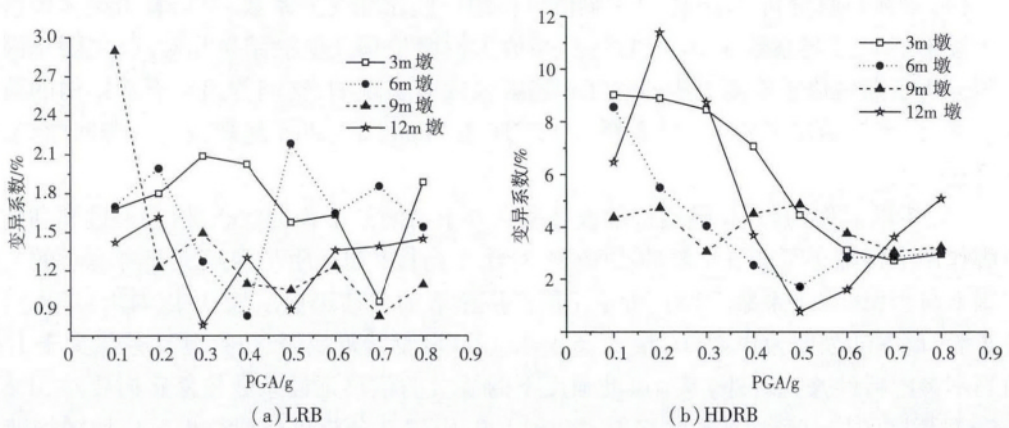


图4 隔震桥梁的桥墩反应比

Fig. 4 Displacement response ratio and variation coefficient of isolated bridge piers



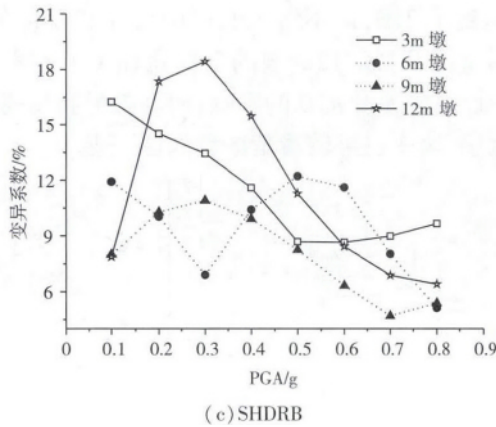


图5 隔震桥梁的反应变异系数

Fig. 5 Displacement response variation coefficient of isolated bridge piers

另外, 不论采用何种隔震支座, 较低墩处的反应比均大于较高墩, 即墩高越高, 时效及环境因素对桥墩位移反应的影响越小. 需要补充说明的是, 以上结果是基于如表 2 中的支座设置方式得到的, 而实际工程中一座桥的所有墩上常采用相同特性的支座, 此时时效及环境因素对较低墩地震反应的放大可能更加显著.

(2) 地震动强度的影响. 不论采用何种隔震支座, 在地震动加速度峰值 0.2 ~ 0.4g 的范围内桥墩反应比最大; 超过 0.4g 时, 随着地震动加速度峰值的增大, 桥墩反应比则减小. 0.2 ~ 0.4g 通常是设防烈度 8 度和 9 度对应的地震动加速度峰值, 也是通常推荐采用减隔震技术以降低地震灾害的烈度区间. 因此, 在 8 度和 9 度区采用隔震支座时, 很有必要考虑时效及环境因素的影响. 需要说明的是, 在地震动加速度峰值为 0.1g 时, 支座还处于弹性状态, 还未能充分体现隔震支座的优势.

(3) 统计离散性分析. 当采用铅芯橡胶支座时, 在不同地震动强度下不同高度桥墩反应比的变异系数均小于 3%; 采用高阻尼橡胶支座基本在 10% 以内, 超高阻尼橡胶支座都在 20% 以内. 随着地震动峰值加速度的增大, 桥墩反应比变异系数具有减小趋势. 可见, 不同高度桥墩下的位移反应比离散性较小, 说明分析结果具有较好的统计意义.

(4) 梁体位移分析. 图 6 给出了梁体位移的反应比和变异系数, 可以看出梁体位移反应比皆小于 1, 变异系数在 20% 以内, 这与放大桥墩位移反应的结果相对应, 主要是因为上限分析是通过修正提高支座的刚度和屈服强度而实现的, 支座传递给下部结构的荷载必然增大. 图 7 给出了桥梁 BR. 8 桥台处支座在 Imperial Valley 地震波下的滞回曲线, 可解释这一点.

(5) 桥墩损伤的影响. 隔震桥梁设计通常要求桥墩处于弹性状态, 但在超过预期的强地震作用下桥墩仍可能发生塑性屈服. 图 8 给出了采用超高阻尼橡胶支座考虑时效与环境因素与否 (以修正系数反映) 桥梁不同高度桥墩的位移延性系数. 可以看出: 考虑特性修正后, 地震动强度为 0.4 ~ 0.5g 时, 6、9 和 12m 墩都接近屈服, 位移延性系数大于 1.0; 而当不考虑特性修正时, 同等地震动强度下的桥墩的位移延性系数较修正时要小, 0.5 ~ 0.6g 时桥墩的位移延性系数才接近或达到 1.0. 由以上分析可近似得出反应比随加速度

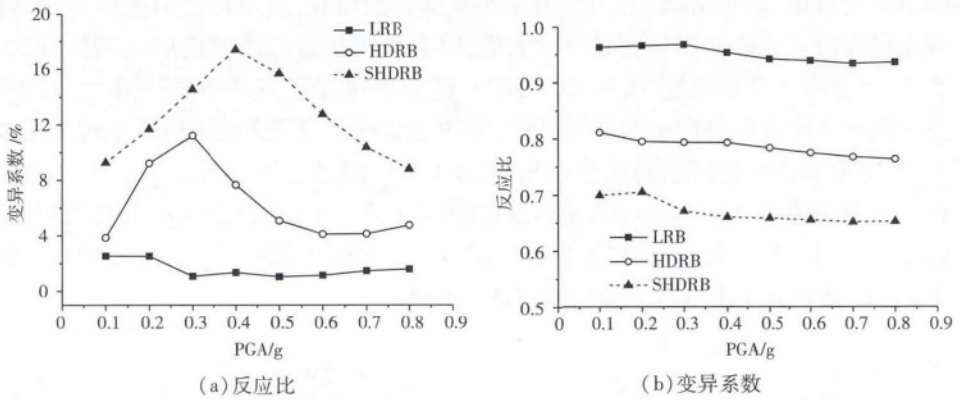


图6 梁体位移反应比和变异系数

Fig. 6 Displacement response ratio and variation coefficient of isolated bridge girders

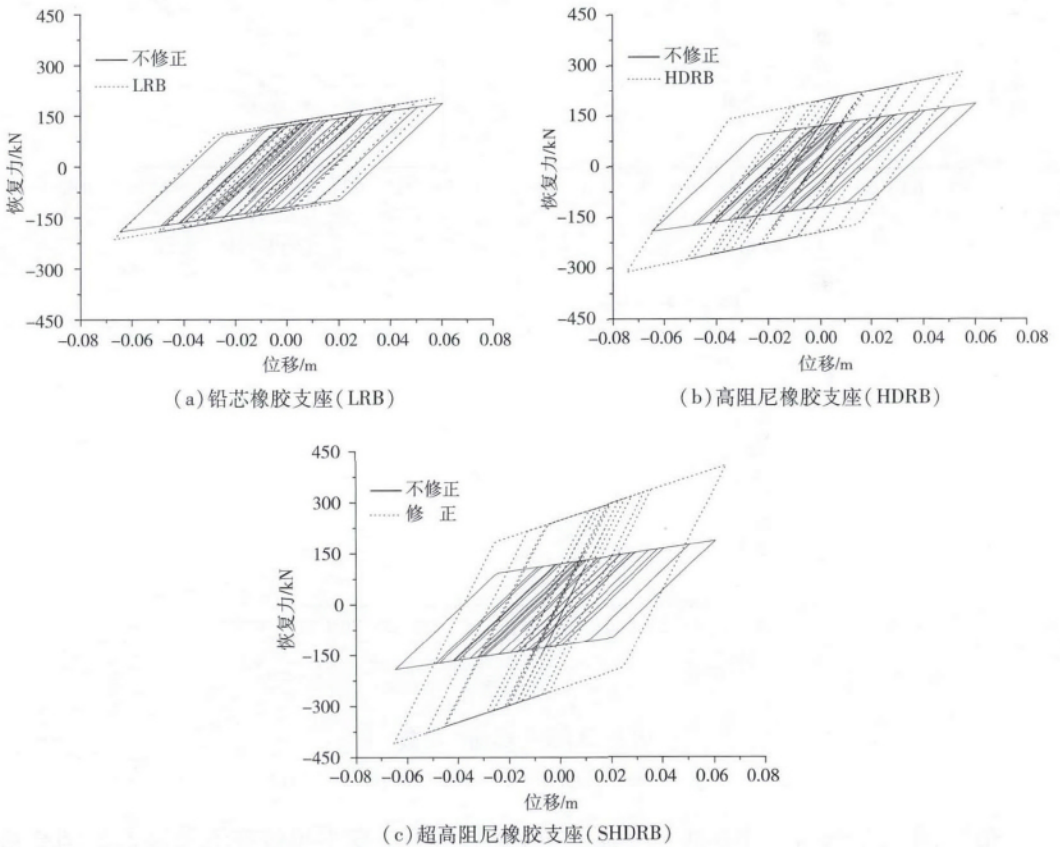


图7 支座滞回曲线

Fig. 7 Hysteretic curve of the bearings

峰值 PGA 变化规律的初步解释: 考虑特性修正后隔震支座的刚度和屈服强度提高很大 (参考图 7(c) 的超高阻尼支座) 尽管刚度提高会导致其弹性地震力增加, 但是此时支座屈服仍要晚于不考虑特性修正时的情况, 而不考虑特性修正时对应的桥墩在隔震支座屈

服后位移增长有限,因此导致反应比会随 PGA 增长而增长,且反应比以支座承受地震力达到考虑特性修正后的屈服强度时为较大值,因支座屈服后二次刚度的影响反应比还会略有增长,直至桥墩开始屈服(0.4~0.5g 时).随着加速度峰值 PGA 进一步增大,不考虑特性修正隔震支座下的桥墩也会屈服,这时结构的地震反应更多地由桥墩塑性决定.本文中,假定不同高度桥墩纵筋配筋率相同(0.8%),因较高墩更易屈服,所以能够看到对 9 和 12m 桥墩在 0.7~0.8g 时其位移反应比接近于 1.0~1.2(图 4).若假定隔震桥梁完全属于长周期结构,则由等位移准则推定反应比的极限可能是其弹性位移的比,当周期大于 3~4s 时将接近于 1.0,已接近由地面最大位移决定.

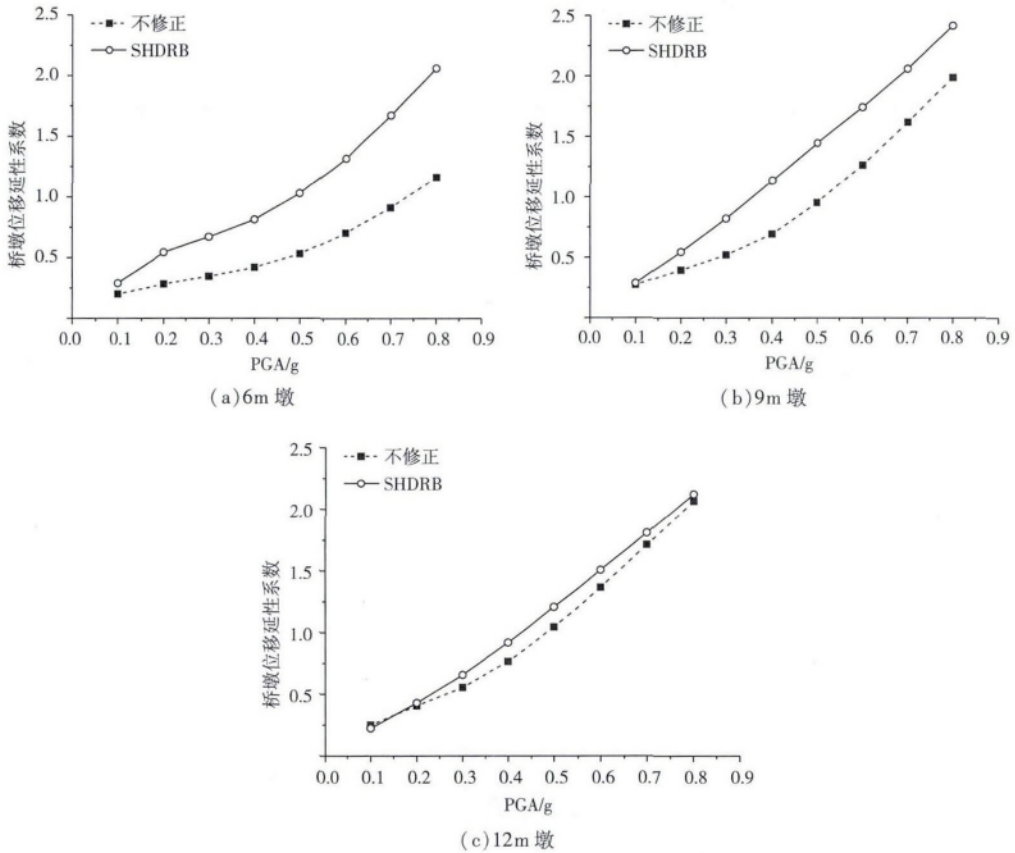


图 8 桥墩位移延性系数

Fig. 8 Displacement ductility coefficient of piers of bridges

最后,本文的分析工作还注意考察了支座的最大剪应变不超过规范限值 2.5.图 9 给出了桥台处铅芯橡胶支座最大剪应变随 PGA 的变化.可见:当地震动强度为 0.4g 时,桥台处支座最大剪应变介于 0.3~0.5,当 PGA 增大至 0.8g 时,最大剪应变不超过 1.5,支座处于安全状态.

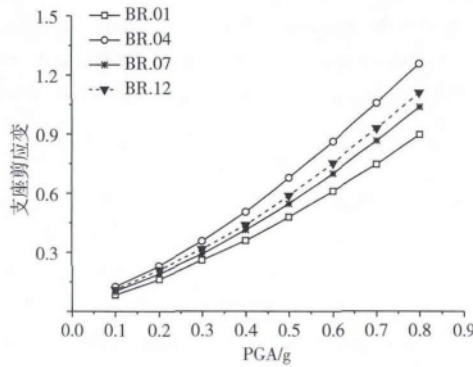


图9 LRB 桥梁支座剪应变

Fig. 9 Shear strain of bearings of bridges with LRB

综上所述,老化、温度和扰动等因素对橡胶隔震支座力学特性和相应隔震桥梁的地震反应影响较大,尤其是在 $0.2 \sim 0.4g$ 区间的峰值加速度下.对于高度相对较低的桥墩(如 3 和 6m 墩),若不考虑其影响,采用 LRB 的桥墩位移将低估 10% 左右;当采用 HDRB 和 SHDRB 时,其低估程度可能增大到 50% 和 100% 以上.虽然采用上限分析的结果可能偏于保守,但对于高阻尼及超高阻尼等对时效及环境因素比较敏感的支座,设计中考虑其特性修正非常重要.

4 结论

为考察时效及环境因素对隔震桥梁地震反应的影响,本文以国外既有研究成果为基础,结合中国连续梁桥的特点,构造了 12 座不同外型特征的连续梁桥进行研究.通过增量动力分析探讨了采用不同类型橡胶隔震支座及其最大特性修正后的地震反应,分析结果表明:

(1) 时效及环境因素对隔震桥梁较低墩位移反应的影响比较高墩显著;该因素对采用铅芯橡胶支座桥梁地震反应的影响相对较小,忽略其影响对较低墩位移反应低估 10% 左右;而高阻尼和超高阻尼橡胶支座则相对敏感,可能对较低墩低估 50% 和 100% 及以上;

(2) 地震动加速度峰值在 $0.2 \sim 0.4g$ 时,时效及环境因素对隔震桥梁地震反应的影响最为显著.此时隔震桥梁的桥墩接近于弹性状态.

尽管以上结论基于偏于保守的上限分析,讨论的结果也算例桥梁局限,但考虑到地震动的随机性及支座力学特性随时间和环境因素的不确定性,在采用对使用条件比较敏感的隔震支座时,应充分重视时间和环境因素的影响.

参考文献

- [1] Buckle I G, Constantinou M, DiCiceli M, et al. Seismic isolation of highway bridges (MCEER 06-SP07) [R]. Buffalo: University at Buffalo, 2006.

- [2] 张永亮,陈兴冲. 客运专线大跨斜拉桥减震方案优化分析[J]. 应用基础与工程科学学报, 2014, 22(1): 160-169
Zhang Yongliang, Chen Xingchong. Optimization analysis of the seismic damping scheme for long-span cable-stayed bridges on a passenger-dedicated railway line[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2014(1): 160-169
- [3] Lee G C, Kitane Y, Buckle I G. Literature review of the observed performance of seismically isolated bridges[R]. New York: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. Research Progress and Accomplishments, 2001: 51-62
- [4] Bessason B, Hafliðason E. Recorded and numerical strong motion response of a base-isolated bridge[J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(2): 309-332
- [5] Jónsson M H, Bessason B, Hafliðason E. Earthquake response of a base-isolated bridge subjected to strong near-fault ground motion[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010, 30(6): 447-455
- [6] Sato M, Nishi H, Kawashima K, et al. Response of on-netoh bridge during Kushiro-Oki Earthquake of January 1993 [R]. New York: National Center for Earthquake Engineering Research, 1994
- [7] 陈永祁,王静,刘林. 国外减隔震桥梁的失效分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2008, 30(5): 41-47
Chen Yongqi, Wang Jing, Liu Lin. Failure analysis of overseas seismic isolated bridges [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2008, 30(5): 41-47
- [8] Constantinou M C, Tsopelas P, Kasalanati A, et al. Property modification factors for seismic isolation bearings[R]. New York: University at Buffalo, 1999
- [9] Constantinou M C, Whittaker A S, Kalpakidis Y, et al. Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading[R]. New York: University at Buffalo, 2007
- [10] AASHTO. Guide specifications for seismic isolation design (3rd Edition) [S]. Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010
- [11] 由世岐,刘斌,楼永林. 低温环境对叠层橡胶支座变形特性影响的试验研究[J]. 东北大学学报, 2005, (3): 297-299
You Shiqi, Liu Bin, Lou Yonglin. Low-temperature effect on deformation behavior of laminated rubber isolators [J]. Journal of Northeastern University, 2005, (3): 297-299
- [12] 胡紫东,李黎,聂肃非. 考虑温度相关性的 LRB 隔震桥梁地震响应分析[J]. 振动与冲击, 2011, (9): 40-45
Hu Zidong, Li Li, Nie Sufei. Seismic response of isolated bridges considering temperature effect [J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, (9): 40-45
- [13] 石岩,王东升,孙治国,等. 隔震斜交连续梁桥地震反应及环境温度影响研究[J]. 振动与冲击, 2014, 33(14): 118-127
Shi Yan, Wang Dongsheng, Sun Zhiguo, et al. Seismic response of isolated continuous skew bridge and the effect of ambient temperature on the seismic behavior of the bridge [J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(14): 118-127
- [14] 石岩,王进,沈永林,等. 时效及环境因素对桥梁隔震支座力学特性的影响概述[J]. 世界地震工程, 2014, 30(3): 176-171
Shi Yan, Wang Jin, Shen Yonglin, et al. Review of effects of aging and environmental conditions on mechanical properties for isolated bearing of bridges [J]. World Earthquake Engineering, 2014, 30(3): 176-171

Effects of Aging and Environmental Conditions on Seismic Response of Continuous Beam Bridges with Seismic Isolation

SHI Yan^{1,2}, WANG Dongsheng³, CHEN Baokui³, SUN Zhiguo³

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. The Key Laboratory for Health Monitoring and Control of Large Structures, Shijiazhuang 050043, China; 3. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, China)

Abstract

To count for the effects of aging and environmental conditions on mechanical properties of the bridge bearing, the property modification factors, system property adjustment factors and bounding analysis are proposed by some scholars and guide specifications. Combined with characteristics of the rubber bearing in China, the modification procedure to consider the effect of aging and environmental conditions on mechanical properties of the bearing is suggested. Taking 12 continuous beam bridges with different layout features as examples, three designing schemes for isolated bridges, including bridges isolated with lead rubber bearings (LRBs), high damping rubber bearings (HDRBs), and super high damping rubber bearings (SHDRBs) on all piers and abutments, are proposed. 3-D nonlinear dynamic models of the isolated bridges were developed based on the computational platform OpenSees. The seismic response of isolated bridges under different PGAs of ground motions is analyzed using the technology of incremental dynamic analysis (IDA). The displacement response of varied height piers and its discrete state in different bridges are investigated. The nonlinear time history analysis method is conducted using actual ground motions. The analysis results indicated that the seismic response of isolated bridges is susceptible to influences of aging and environmental conditions, especially for lower piers when the isolated bridges are under the ground motion of PGA from 0.2g to 0.4g; If the effect of aging and environmental conditions are not considered, the displacement demand of lower piers was underestimated by about 10%, 50%, 100% and over, when the LRBs, HDRBs, SHDRBs are adopted in the isolated bridges.

Keywords: bridge engineering; seismically isolated bridge; incremental dynamic analysis (IDA); aging and environmental condition; rubber bearing; displacement demand