

山区连续梁桥隔震设计研究中的隔震度因素探讨

李红卫¹, 蒋信萍¹, 石岩^{2,3}, 刘锡媛^{2,3}, 王东升^{2,3}

(1. 云南省交通规划设计研究院, 云南 昆明 650011; 2. 大连海事大学 道路与桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116026;

3. 辽宁省公路工程重点实验室, 辽宁 大连 116026)

摘要: 针对山区桥梁的结构特点构造了 7 组代表性的连续梁桥作为研究对象, 通过在桥墩上设置铅芯橡胶支座 (LRB) 进行隔震设计, 采用结构抗震分析软件 UC-win/FRAME (3D) 建立了隔震桥梁和对应非隔震桥梁的动力分析模型, 探讨了隔震度与桥墩刚度比 (R_1)、桥墩组合刚度比 (R_2)、支座总刚度和桥墩总刚度比 (R_3) 及支座变形的关系。结果表明: 在山区桥梁隔震设计中建议采用支座屈服后刚度对应的隔震度; 隔震度与支座总刚度和桥墩总刚度的比值 R_3 更为相关; 为了提高隔震效果, 建议隔震度控制在 2.0 左右。

关键词: 隔震桥梁; 铅芯橡胶支座; 隔震度; 支座屈服后刚度

中图分类号: U442.55

文献标识码: B

近 30 年来, 桥梁减隔震技术得到广泛应用, 减隔震桥梁在若干次地震中的出色表现也体现了其有效性。桥梁减隔震技术的主要思路是采用减隔震装置尽可能地将桥梁上部结构与可能引起破坏的地面运动分离开来, 以减少传递到下部结构的地震力。常见的减隔震装置一般为各类支座, 如铅芯橡胶支座 (LRB)、摩擦滑板支座、高阻尼橡胶支座等, 其具有耗能 and (或) 延长结构周期的力学特性; 从延长结构周期的角度, 隔震桥梁的周期可以避开地震动的卓越周期, 避免地震反应的放大, 降低桥梁的破坏程度。为了表征隔震结构延长周期的程度, 便引入了隔震度的概念, 即隔震结构与非隔震结构 (支座视为理想铰接) 的基本周期之比, 如我国《公路桥梁设计细则》(JTG/T B02-01-2008) 要求采用减隔震设计的桥梁, 其隔震度应不小于 2; 我国《城市桥梁抗震规范》(CJJ166-2011) 要求隔震度应为 2.5 以上; 日本规范建议隔震度取 2 左右。然而, 山区桥梁受地形因素影响, 各个桥墩往往高差较大, 其高度以及支座刚度的大小及其取值方式都会影响隔震度的大小。为此, 本文通过改变桥设计墩高度构造了 7 组示例桥梁来体现山区桥梁的特点, 定义了桥墩刚度比 (R_1)、桥墩组合刚度比 (R_2)、支座总刚度和桥墩总刚度比 (R_3) 等 3 个无量纲参数, 以及两种形式的隔震度计算方法; 讨论了隔震度与刚度比以及支座变形之间的关系, 以为山区隔震桥梁的 (初步) 设计提供参考。

1 计算模型及参数

1.1 山区隔震桥梁计算模型

以一座 5 跨预应力混凝土连续梁桥 (5 × 30m)

模型, 上部结构为 7 片 T 形截面梁, 位于 II 类场地。桥墩采用双柱墩, 1#和 4#墩墩高及截面尺寸相同, 截面尺寸为 150 × 170mm, 2#和 3#墩墩高及截面尺寸相同, 截面尺寸为 160 × 170mm。1#和 4#墩上的隔震支座为 LRB670 × 670 × 217mm, 2#和 3#墩上为 LRB670 × 670 × 183mm, 其力学特性见表 1 所示。根据山区桥梁的外形特征, 通过改变桥墩高度, 构造了 7 组示例桥梁, 具体高度及对应桥梁编号见表 2。表 2 还给出了不同示例桥梁的刚度比参数 R_1 、 R_2 和 R_3 , 具体将在下文介绍。理论上, 当桥墩高度变化时, 隔震支座可按实际情况重新, 但由于本例竖向荷载变化不大, 故当桥墩高度变化时, 不对隔震支座进行改变。桥台处采用聚四氟滑板支座, 为更好比较暂不考虑其摩擦耗能。

表 1 支座分析参数

支座类型	屈服前刚度	屈服后刚度	屈服位移	屈服力
	$k_1 / \text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$	$k_2 / \text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$		
LRB670 × 670 × 183	13.60	2.10	15.90	216.0
LRB670 × 670 × 217	10.80	1.70	20.00	216.0

本文应用 UC-win/FRAME (3D) 软件对 7 座桥梁进行动力分析, 桥墩采用纤维梁柱单元模拟, 其保护层混凝土采用的是 Hoshikuma 无约束混凝土模型, 核心混凝土采用 Hoshikuma 约束混凝土模型, 该模型由骨架曲线和滞回曲线组成, 骨架曲线考虑了横向约束的滞后现象, 内部滞回关系采用的是 Sakai/Kawashima 本构模型。钢筋的本构采用是双折线骨架曲线, 内部滞回关系为考虑包辛格效应的 Sakai/Kawashima 模型。

基金项目: 云南省交通厅科技课题 (2011 (B) 04-b)

作者简介: 李红卫 (1974-), 男, 云南人, 高工, 研究方向为桥梁设计与结构分析。

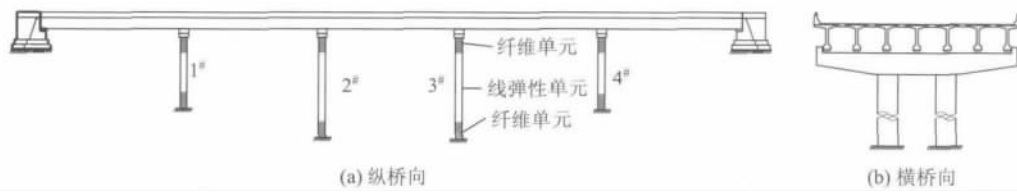


图1 隔震桥梁分析模型示意图

1.2 隔震桥梁相关刚度比参数定义

(1) 桥墩刚度比 R_1 :

$$R_1 = k_{p2}/k_{p4} \quad (1)$$

式中: k_{p2} 为较高墩 (2#) 的刚度; k_{p4} 为较矮墩 (4#) 的刚度。

(2) 桥墩组合刚度比 R_2 :

$$R_2 = k_{p2}^c/k_{p4}^c \quad (2)$$

式中: k_{p2}^c 为较高墩 (2#) 与支座的组合刚度; k_{p4}^c 为较矮墩 (4#) 与支座的组合刚度 (串联)。以较矮墩 (4#) 为例, 其与支座的组合刚度按式 (3) 计算:

$$k_{p4}^c = (k_{p4} \cdot k_{b4}) / (k_{p4} + k_{b4}) \quad (3)$$

式中: k_{b4} 为矮墩 (4#) 支座的刚度; 其余同前。

(3) 支座总刚度和桥墩总刚度比 R_3

支座总刚度和桥墩总刚度比 R_3 的物理意义表示为: 其前提假定是主梁为刚性, 当桥墩完全刚性时采用隔震支座将产生最大的隔震效果, 则主梁产生单位位移所需要施加的力为 $\sum k_b$, 相当于所有支座的水平刚度之和; 当考虑桥墩柔性而支座完全理想铰接 (刚性) 时, 则主梁产生单位位移所需要施加的力为 $\sum k_p$, 相当于所有桥墩的水平刚度之和。显然 R_3 越小, 说明支座的刚度相对较小, 地震时隔震支座发生的水平位移会越大, 隔震效果就好。其值可按式 (4) 计算:

$$R_3 = \sum k_b / \sum k_p \quad (4)$$

式中: k_b 为各个支座刚度; k_p 为各个桥墩刚度。

1.3 隔震度定义及计算

隔震度 (I) 定义为隔震桥梁基本周期与非隔震桥梁基本周期的比值, 计算非隔震桥梁的基本周期时, 所有支座处约束条件均按铰接处理; 隔震桥梁的

表2 示例桥梁及刚度比参数

桥梁编号	墩高/m		R_1	R_2	R_3
	1#(4#)	2#(3#)			
A	5	10	0.15	0.55	0.18
B	10	15	0.36	0.5	1.22
C	10	20	0.15	0.26	1.44
D	15	20	0.51	0.56	3.71
E	10	25	0.08	0.15	1.54
F	15	25	0.26	0.31	4.44
G	20	25	0.61	0.63	8.21

基本周期需要取支座的合适刚度计算, 可以是支座的屈服前刚度、屈服后刚度或考虑设计位移的等效刚度, 日本规范规定取有效刚度计算, 我国规范尚不明确。应用 UC-win/FRAME (3D) 软件对 7 座示例桥梁进行自振特性分析; 弹性项隔震度 (I_u) 定义为根据隔震支座屈服前刚度或初始弹性刚度 (k_u) 计算得到的隔震结构基本周期 (T_1) 与非隔震结构基本周期 (T_3) 的比值; 而非弹性项隔震度 (I_d) 定义为根据隔震支座屈服后刚度 (k_d) 计算得到的结构基本周期 (T_2) 与非隔震结构基本周期 (T_3) 的比值; 分析结果见表 3。因支座等效刚度与其设计目标位移相关, 在隔震桥梁初步设计时尚未知, 因此本文未做考虑。

表3 隔震桥梁自振周期和隔震度

桥梁编号	基本周期/s			隔震度	
	T_1	T_2	T_3	I_u	I_d
A	1.02	2.10	0.55	1.88	3.86
B	1.43	2.34	1.15	1.24	2.03
C	1.59	2.55	1.26	1.26	2.02
D	2.05	2.75	1.88	1.09	1.47
E	1.69	2.75	1.32	1.28	2.09
F	2.26	3.01	2.06	1.09	1.46
G	2.82	3.36	2.71	1.04	1.24

2 隔震度及相关影响因素分析

2.1 隔震度与刚度比参数的关系

图 2 给出了隔震度 I 与桥墩刚度比 R_1 的关系。随着 R_1 的增大, I_u 和 I_d 的值整体上呈现出减小的趋势, 变化幅度较小, 与 R_1 的关系比较模糊。

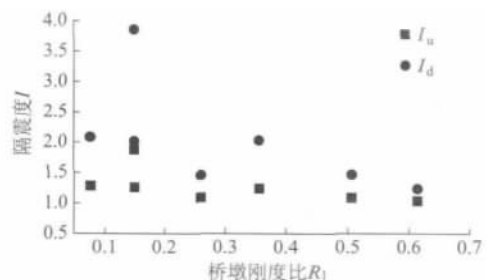


图2 隔震度 I 与桥墩刚度比 R_1 的关系

图 3 给出了隔震度 I_u 和 I_d 与桥墩组合刚度比 R_2 的关系。从图中可以看出隔震度与 R_2 呈现出较大的离散性, 相关性较弱。

图 4 给出了隔震度 I 与支座总刚度和桥墩总刚度

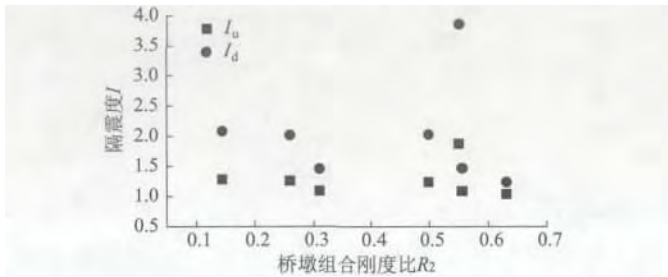


图3 隔震度 I 与桥墩组合刚度比 R_2 的关系

比 R_3 的关系。从图中可以看出，随着 R_3 的增大，隔震度呈现出显著的下陷趋势；相比之下 I_d 较 I_u 趋势更明显，说明以屈服后刚度来计算隔震度更为合理，且 R_3 与 I_d 有着较强的反相关函数关系。特别是对不同墩高的示例桥梁，当它们的 R_3 相近时，分别对应的 I_d 和 I_u 几乎相同。所以在桥梁设计阶段，通过减小及控制 R_3 的值，可以实现增大 I_d 来提高桥梁隔震性能。

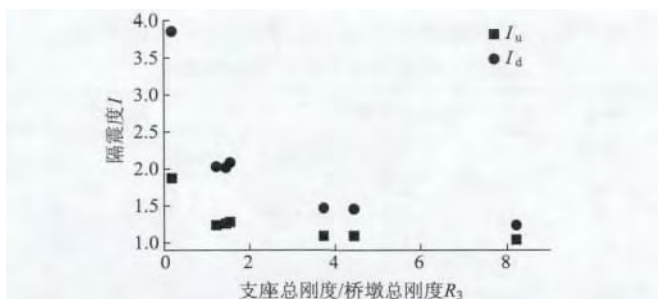


图4 隔震度 I 与总刚度比 R_3 的关系

2.2 隔震度与支座变形关系

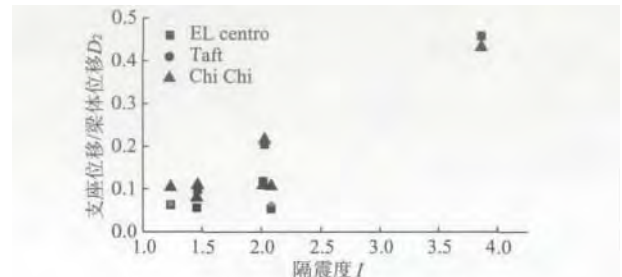
研究了支座位移与梁体位移的比值 D 随桥梁隔震度变化情况，其中梁体位移由支座位移和下部结构（桥墩）位移共同组成；支座位移所占比重越大，表明隔震效果会越好，耗能越明显。

选择 EL Centro 波（N-S 波）、Taft 波（N-S 波）和 Chi-Chi 波（N-S 波）3 条地震波沿纵向输入，采用非线性动力时程进行分析，得到了隔震度 I （以支座屈服后刚度计算）与支座位移与高墩和矮墩处梁体位移比值 D 的关系，如图 5 所示。

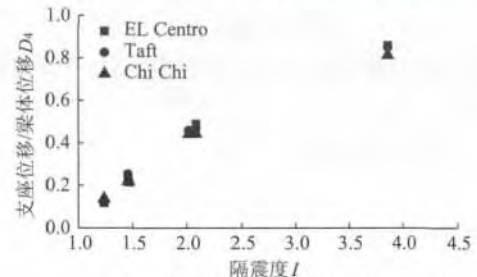
由图 5 可以看出，支座位移与梁体总位移比值 D 随隔震度的增加而增加，在矮墩（4#墩）处更为明显。当隔震度大于 2.0 时，矮墩处支座位移和梁体总位移的比值 D 将大于 50%；高墩（2#墩）处比值 D 介于 10% ~ 20% 之间。山区桥梁隔震设计隔震度应在 2.0 以上是合适的，至少在矮墩处变形会集中于支座，从而产生明显的隔震效果。

4 结论

本文基于时程分析法研究了桥梁隔震度的定义及



(a) 高墩(2#墩)处隔震度 I 与位移比 D_2 的关系



(b) 矮墩(4#墩)处隔震度 I 与位移比 D_4 的关系

图5 隔震度 I 与位移比 D 的关系

其与桥墩刚度比 R_1 、桥墩组合刚度比 R_2 、支座总刚度和桥墩总刚度比 R_3 的关系，讨论了隔震度对地震时支座（变形）承担主梁位移比例的影响。认为：（1）山区桥梁初步设计考虑隔震度时，建议采用支座屈服后刚度计算隔震结构基本周期。（2）由前者计算的隔震度与支座总刚度和桥墩总刚度的比值 R_3 更为相关。（3）山区桥梁隔震设计应控制 R_3 值，使隔震度控制在 2.0 左右，以使变形更多地集中于隔震支座，从而产生明显的隔震效果。

参考文献：

- [1] Constantinou MC, Whittaker AS, Kalpakidis Y et al. Performance of Seismic Isolation Hardware Under Service and Seismic Loading (MCEER 07-0012). University at Buffalo, State University of New York, 2007.
- [2] Lee GC, Kitane Y, Buckle IG. Literature Review of the Observed Performance of Seismically Isolated Bridges. Research Progress and Accomplishments, 2001, 51-62, New York: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- [3] 范立础, 王志强. 桥梁减隔震设计. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [4] R. I. Skinner, W. H. Robinson, G. H. McVerry. 工程隔震概论, 谢礼立译. 地震出版社, 1996.
- [5] Hoshikuma J, Kawashima K, Nagaya K., et al. Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(5): 624-633.
- [6] Sakai J, Kawashima K. Unloading and Reloading Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(1): 112-122.
- [7] Sakai J, Kawashima K. Modification of the Giuffre, Menegotto and Pinto model for unloading and reloading paths with small strain variations. Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE, 2003, No. 738/1-64: 159-169.