

文章编号: 1006-4710(2011)03-0373-06

基于屈服强度与支座分布影响的 LRB 隔震效果研究

马涌泉, 陈水生

(华东交通大学 土木建筑学院, 江西 南昌 330013)

摘要: 以一座典型的三跨连续梁桥为工程背景, 采用 Bouc-Wen 恢复力模型模拟铅芯橡胶支座 (LRB) 的力-位移非线性滞回特性, 建立了 LRB 隔震与非隔震连续梁桥有限元模型, 编制了运用 Runge-Kutta 迭代法和 Newmark 时间积分法联合求解全桥非线性运动方程的时程分析程序。利用程序并结合算例对影响隔震效果的 LRB 屈服强度与墩、台处 LRB 的分布等因素进行了分析。分析结果表明: 增大 LRB 的屈服强度, 可以显著抑制梁体的位移, 但会导致 LRB 在其它关键部位隔震效果的下降; 在桥墩处多布置 LRB, 会提高桥台剪力隔震率, 但会导致 LRB 在除桥台剪力外的其它关键部位隔震效果的下降。

关键词: 连续梁桥; 铅芯橡胶支座; 隔震; 地震响应; 屈服强度; 支座分布

中图分类号: U442.55

文献标志码: A

Research on the Influence of Yield Strength and Bearings Distribution on Isolated Effectiveness of LRB

MA Yongquan, CHEN Shuisheng

(School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China)

Abstract: With typical three-spans continuous girder bridges as the engineering background, the Bouc-Wen model is adopted to simulate the nonlinear hysteric characteristics of force-displacement relationship for LRB and FEA models for isolation and no-isolated continuous girder bridge are established. The time history analysis program is worked out using Runge-Kutta iterative method and Newmark time integration in combination to seek for solution to the nonlinear governing equation of motion of girder bridges. The program in combination with the calculation examples is used to analyze such factors as LRB yield strength and piers, abutment LRB distribution affecting the isolated seismic. The analytic results indicate that an increase in LRB yield strength can obviously control over the girder displacement but lead to a decrease in the isolated seismic effects on the LRB key parts; for this reason, more LRB arranged at the piers can raise the isolated seismic ratio of abutment shear force, but lead to a decrease in the isolated seismic effectiveness in LRB other key parts except for abutment shear force.

Key words: continuous girder bridges; lead rubber bearings; isolated seismic; seismic responses; yield strength; bearings distribution

近年来, 国内外学者开发出多种隔震设备, 其中铅芯橡胶支座 (LRB) 的隔震性能优势较为明显^[1-2]。LRB 是由橡胶板和薄钢板经热硫化堆叠而成, 中间竖直插入铅芯, 上下面覆盖厚连接钢板。由于铅芯能同时耗散地震能量和增大静荷载下的支

刚度, 使得 LRB 满足了桥梁隔震的要求, 在国外桥梁隔震领域得到了普遍应用, 但国内采用 LRB 隔震技术的桥梁则相对较少^[3-4]。因此有必要对 LRB 隔震桥梁非线性地震响应进行系统地研究, 为 LRB 隔震桥梁的设计提供相应的理论依据。

收稿日期: 2011-05-30

基金项目: 国家自然科学基金重点资助项目(50868007); 江西省自然科学基金重点资助项目(550012)。

作者简介: 马涌泉(1984-), 男, 山东安丘人, 硕士生, 研究方向为桥梁结构减震与隔震。E-mail: lemon9143@163.com。陈水生(1968-), 男, 江西乐安人, 博士, 教授, 博导, 研究方向为桥梁结构减震与隔震。E-mail: shschen@ecjtu.edu.cn。

以往对于 LRB 的减隔震研究,大都采用双线性模型模拟 LRB 恢复力的动力特性^[5-7]。但试验结果表明,Bouc-Wen 微分型恢复力模型比双线性模型能更好地模拟 LRB 的力-位移非线性滞回特性^[8]。因此探讨 Bouc-Wen 恢复力模型下的 LRB 参数改变对结构地震响应及隔震效果的影响,具有重要意义。

本文通过对三跨连续梁桥建立 LRB 隔震与非隔震两种有限元模型,对其输入 4 条天然强震加速度记录和 1 条人工合成地震波,并利用自编程序对其进行了非线性时程分析。研究了 LRB 屈服强度与墩、台处 LRB 的分布形式对桥梁结构地震响应及隔震效果的影响,得到了一些重要结论,可供进行类似桥梁隔震设计时参考。

1 分析模型及运动方程

1.1 铅芯橡胶支座恢复力模型

从大量试验结果可知,LRB 的力-位移是非线性的,在计算分析时必须考虑 LRB 的非线性变形^[9]。本文采用 Bouc-Wen 微分型恢复力模型模拟 LRB 的非线性滞回特性。采用非线性弹簧-阻尼器单元模拟 LRB 的工作状态。

LRB 的本构关系采用 Bouc-Wen 模型来描述,其剪切恢复力表示为:

$$F_b = F_z + \alpha k_b x_b + c_b \dot{x}_b \quad (1)$$

式中, k_b 、 c_b 分别为 LRB 的初始刚度和粘性阻尼, x_b 为 LRB 两端的相对切向位移, α 为 LRB 屈服后刚度与初始刚度之比, F_z 为屈服滞回力,表达式为:

$$F_z = z(1 - \alpha)F_y \quad (2)$$

式中, F_y 为 LRB 的屈服力, z 为恢复力的滞回位移,由式(3)所示关系控制:

$$qz = Ax_b - \gamma z |x_b| |z|^{n-1} - \beta x_b |z|^n \quad (3)$$

式中, q 为 LRB 的屈服位移; A 、 γ 、 β 为控制滞回曲线形状和大小的参数, n 为控制 LRB 从初始刚度到屈服后刚度变化快慢的参数,本文取 $n = 1$ 。

控制 LRB 性能的参数有 c_b 、 k_b 、 F_y ,其值由 ξ_b 、 T_b 、 F_0 三个参数确定,具体公式如下:

$$\begin{cases} \xi_b = \frac{\sum c_b}{2m_d \omega_d} \\ T_b = 2\pi \sqrt{\frac{m_d}{\sum \alpha k_b}} \\ F_0 = \frac{\sum F_y}{\sum W_d} \end{cases} \quad (4)$$

式中, ξ_b 为 LRB 阻尼比, m_d 为梁体质量, ω_d 为 LRB 的圆频率, T_b 为 LRB 的固有周期, $W_d = m_d g$ 为梁体重量, F_0 (即 LRB 屈服强度比) 为 LRB 总屈服强度占梁体总重量的比例。

1.2 全桥计算模型及运动方程

三跨(3×30 m)连续梁桥结构的有限元计算模型见图 1。梁体与桥墩均采用节点梁单元模拟,梁体采用预应力砼连续箱梁,桥墩采用等截面圆柱式,墩底固结。根据桥梁使用要求,在每个桥墩处拟布置 4 个 LRB,在每个桥台处拟布置 2 个 LRB,通过在节点处添加质量单元来模拟结构的质量,非隔震桥梁支座采用刚性铰支座,假定桥台为刚性的,桥墩和梁体仅发生弹性变形。

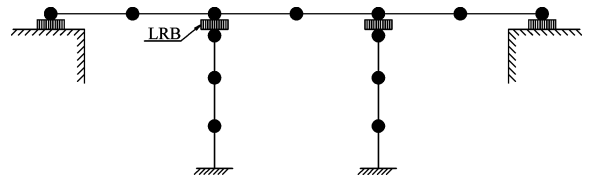


图 1 全桥有限元计算模型

Fig. 1 The finite element mathematical model of bridges

图 1 所示的隔震桥梁离散系统方程可表述为:

$$[M]\{\ddot{\mathbf{d}}\} + [C]\{\dot{\mathbf{d}}\} + [K]\{\mathbf{d}\} + [H]\{\mathbf{F}_b\} = -[M]\{\mathbf{r}\}\{\ddot{\mathbf{d}}_g\} \quad (5)$$

由于方程(5)是非线性微分方程,其求解宜采用增量法,增量方程为:

$$[M]\{\Delta\ddot{\mathbf{d}}\} + [C]\{\Delta\dot{\mathbf{d}}\} + [K]\{\Delta\mathbf{d}\} + [H]\{\Delta\mathbf{F}_b\} = -[M]\{\mathbf{r}\}\{\Delta\ddot{\mathbf{d}}_g\} \quad (6)$$

式中, $[M]$ 、 $[C]$ 和 $[K]$ 分别为系统的质量、阻尼和刚度矩阵, $\{\Delta\ddot{\mathbf{d}}\}$ 、 $\{\Delta\dot{\mathbf{d}}\}$ 和 $\{\Delta\mathbf{d}\}$ 分别为系统的加速度、速度和位移向量的增量, $[H]$ 为 LRB 恢复力的位置矩阵; $\{\Delta\mathbf{F}_b\}$ 为 LRB 恢复力向量的增量; $\{\mathbf{r}\}$ 为质量惯性力位置矩阵; $\{\Delta\ddot{\mathbf{d}}_g\}$ 为地震动加速度列向量的增量。

本文编制了采用四阶显式 Runge-Kutta 迭代法和 Newmark- β 时间积分法联合求解方程(1)、(3)和(5)的非线性时程分析程序。

2 输入地震波

该连续梁桥位于 8 度地震烈度区,按照 9 度设防,场地类型为 II 类。按照规范^[10]要求,本文选取了适合 II 类场地土的 4 条天然强震加速度记录和 1 条人工合成地震波(简称 5 号波)用于桥梁结构地震响应分析。强震加速度记录的特性见表 1,人工合成地震波的加速度时程见图 2。输入桥梁模型前,将各条地震波的幅值均调整到 0.40g (9 度设防标准),按照一致激励从基底输入^[11]。

表 1 强震加速度记录的基本特性

Tab. 1 The basic characteristics of seismic acceleration records

地震波编号	场地类型	台站名称	分量	震级	震中烈度	台站烈度	峰值加速度/ (cm/s^2)	地震时间
1	II	Santa Barbara	S48E	7.7	9	7	128.6	1952-07-21
2	II	Taft	S69E	7.7	9	7	175.9	1952-07-21
3	II	El-Centro	S00E	6.3	10	8	341.7	1940-05-18
4	II	City Hall Hollister	N89E	5.6	7	7	175.7	1961-04-08

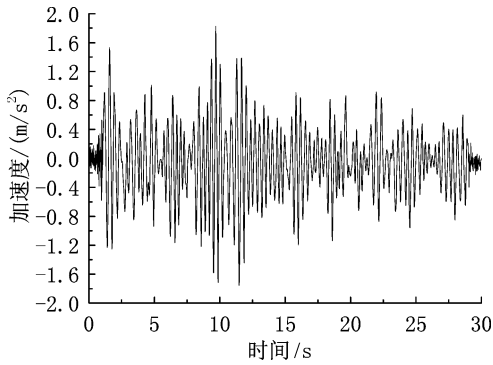


图 2 人工合成波的加速度时程

Fig. 2 The acceleration time-history of synthetically seismic wave

3 系统参数

每个墩、台上分别拟布置 4 个和 2 个 LRB。桥墩处的支座直径为 600 mm, 高度为 210 mm, 铅芯直径为 140 mm, 初始刚度为 23.75 kN/mm, 屈服后刚度为 2.38 kN/mm, 屈服强度为 128.2 kN; 桥台处的支座直径为 500 mm, 高度为 210 mm, 铅芯直径为 120 mm, 初始刚度为 18.26 kN/mm, 屈服后刚度为 1.83 kN/mm, 屈服强度为 94.2 kN; 阻尼比 ξ_b 为 3.5%, 屈服位移 $q=2.5$ cm, 形状参数 $A=1, \alpha=0.1$,

$\gamma=0.25, \beta=0.75$, 隔震周期 $T_b=2$ s, 墩高为 8 m。伸缩与限位装置对梁体位移的限值为 12 cm。连续梁桥结构的参数见表 2。

表 2 连续梁桥结构参数

Tab. 2 Continuous girder bridges structure parameters

结构	截面面积/ m^2	惯性矩/ m^4	弹性模量/ MPa	材料密度/ (kg/m^3)	每延米的质量/ kg
梁体	7.64	4.27	31 000	2 600	19 864
桥墩	1.54	0.19	28 500	2 600	4 004

本文探讨 LRB 在梁体加速度、墩顶位移、墩顶加速度、墩底内力和桥台内力等关键部位响应的隔震效果, 而梁体位移只探讨其响应峰值。

4 结果分析

4.1 动力特性分析

分别对隔震与非隔震连续梁桥模型进行动力特性分析(模态分析), 提取出前五阶自振周期及振型特征(见表 3)。由表 3 可以看出, LRB 可以有效延长桥梁结构的自振周期, 使结构变得更加柔性。由加速度反应谱理论可知, 结构的自振周期被延长后, 结构加速度响应将减小。

表 3 非隔震与隔震结构动力特性对比

Tab. 3 The dynamic characteristics contrast of non-isolated and isolated structure

振型	非隔震		隔震	
	周期/s	振型特征	周期/s	振型特征
1	0.408 2	梁体第一阶竖向对称弯曲	0.625 9	梁体顺桥向平动
2	0.385 7	梁体顺桥向平动	0.594 7	梁体横桥向弯曲
3	0.359 1	梁体第二阶竖向对称弯曲	0.558 3	梁体横桥向平动
4	0.336 1	梁体竖向反对称弯曲	0.526 8	主梁对称竖弯
5	0.319 7	梁体横桥向平动	0.497 7	主梁反对称竖弯

4.2 LRB 屈服强度

本文通过增大桥墩处铅芯的直径来达到增加桥墩处 LRB 屈服强度 F_y 的目的(见表 4)。建立 9 种 F_y 工况的计算模型, 各模型除了 F_y 不同外, 其它参数均相同。分别输入 1~5 号地震波, 利用自编程序对 LRB 各 F_y 工况模型分别进行时程分析。

对结构在 5 条地震激励下产生的隔震率取平均值, 并将此地震激励隔震率平均值作为结构地震响应的隔震率。

计算得到的梁体位移和隔震率随 LRB 屈服强度工况的变化分别如图 3、图 4 所示。本文仅改变桥墩处 LRB 的屈服强度。

表4 铅芯直径与 LRB 屈服强度的对应关系

Tab.4 The relation of lead core diameter and LRB yield strength

工况	LRB 型号	铅芯直径/mm	屈服强度/kN
①	GZY200	40	10.5
②	GZY300	60	23.6
③	GZY400	80	41.9
④	GZY500	100	65.4
⑤	GZY600	120	94.2
⑥	GZY700	140	128.2
⑦	GZY800	160	167.5
⑧	GZY900	180	212.0
⑨	GZY1000	200	261.7

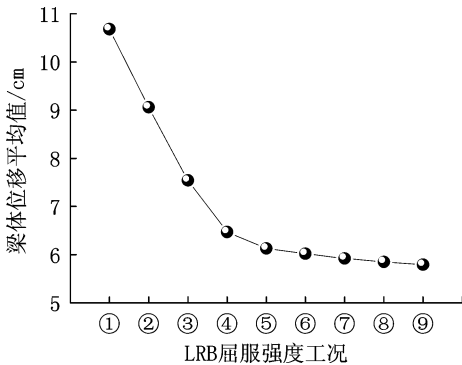


图3 梁体位移随 LRB 屈服强度工况的变化

Fig.3 The variation of girder displacement with yield strength conditions of LRB

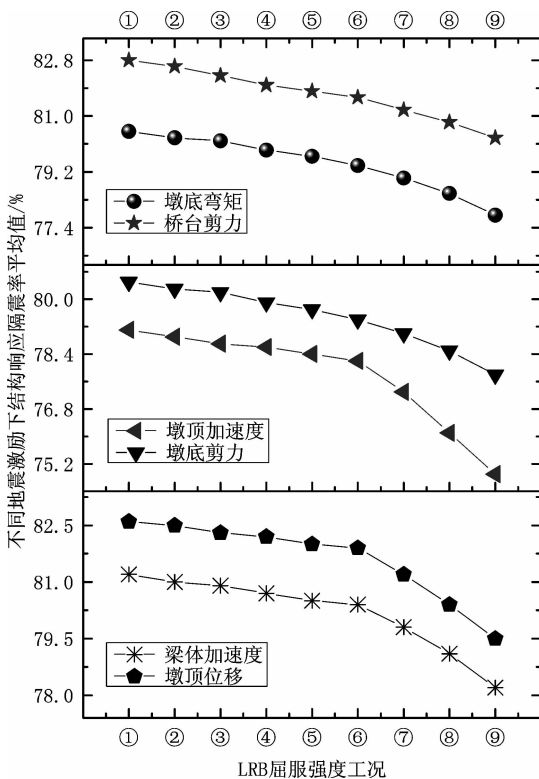


图4 结构地震响应隔震率随 LRB 屈服强度的变化

Fig.4 The variation of isolated ratio of structure seismic responses with yield strength conditions of LRB

从图3可以看出,随着 LRB 屈服强度的增加,

梁体位移呈现明显减小的趋势。这是因为随着 LRB 屈服强度的增加(铅芯直径增大),增加了结构的有效阻尼,从而使梁体位移得到了明显抑制。

从图4可以看出,梁体加速度、墩顶位移、墩顶加速度、墩底内力和桥台剪力的隔震率随 LRB 屈服强度的增加而逐渐减小。各工况下结构响应隔震率均在74%以上,说明不同屈服强度的 LRB 对桥梁结构均有一定的隔震作用;墩底内力和桥台剪力的隔震率减小幅度相对较小。这是因为即使 LRB 的屈服强度值不同,但仍可以合理分配地震作用到每个墩台上,从而避免了地震作用向某一墩台集中的情况发生。

将相同 LRB 屈服强度工况下的梁体加速度、墩顶位移、墩顶加速度、墩底内力和桥台剪力隔震率再取平均值(工况隔震率平均值),作为评判各个工况下 LRB 隔震效果的依据之一(见图5)。

从图5可以看出,随着铅芯屈服强度的增大,工况隔震率平均值逐渐减小,在工况⑥以后,减小速率开始加大。增大支座屈服强度,可以减小梁体位移,但同时也会减小其它关键部位地震响应的隔震率。减小支座屈服强度,虽可以增大梁体加速度、墩顶位移和加速度、墩底内力和桥台剪力的隔震率,但会使梁体产生较大的位移,故支座的屈服强度存在一个最优值。工况⑥的隔震率平均值达到了80.15%,而梁体位移为6.02 cm,均在伸缩和限位装置容许的范围内。本文综合考虑梁体位移与工况隔震率平均值的影响,选用工况⑥的 LRB 作为桥墩处的隔震支座,故在桥墩处选用铅芯直径为140 mm,屈服强度为128.2 kN的 LRB。

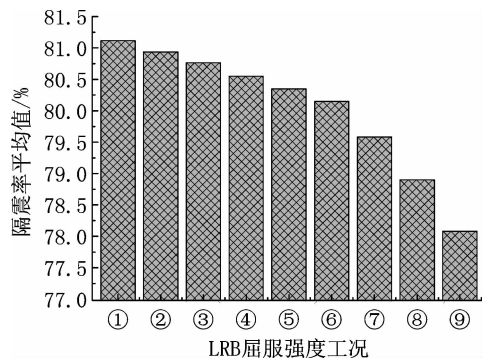


图5 工况隔震率平均值随屈服强度的变化

Fig.5 The variation of isolated ratio average value of conditions with yield strength conditions of LRB

4.3 墩、台处 LRB 分布

根据前文的拟布置方案,在每个桥墩处布置4个 LRB,在每个桥台处布置2个 LRB,由此按照上节结论可算得,LRB 的总体屈服强度值为1402.4 kN,梁体的总体重量为17530.0 kN,由公式(4)可算得

支座屈服强度比 F_0 为 8%。

保持墩、台处 LRB 屈服强度总和为梁体总重量的 8% 不变。设桥墩处铅芯屈服强度总和为 F_{yp} ，桥台处铅芯屈服强度总和为 F_{ya} ，定义 $\Pi = F_{yp}/F_{ya}$ ，取 Π 值为 0、0.5、1、2、3、4、5、6、 ∞ ，对应的墩、台处 LRB 分布工况分别为 I ~ IX。

建立各墩、台处 LRB 分布工况的计算模型，输入 1~5 号地震波，利用自编程序分别对各工况模型进行时程分析。对结构在 5 条地震激励下产生的隔震率取平均值，并将此平均值作为结构地震响应的隔震率。计算得到的梁体位移和隔震率随墩、台处 LRB 分布工况的变化分别如图 6、图 7 所示。

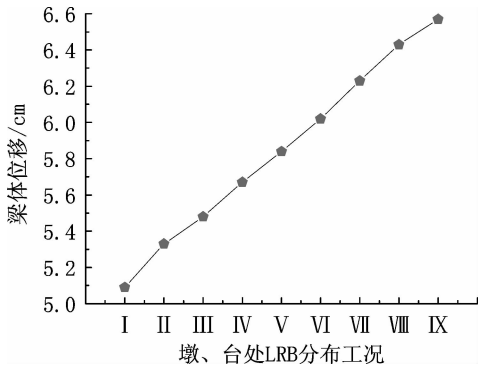


图 6 梁体位移随 LRB 屈服强度工况的变化
Fig. 6 The variation of girder displacement with LRB distribution form of pier and abutment

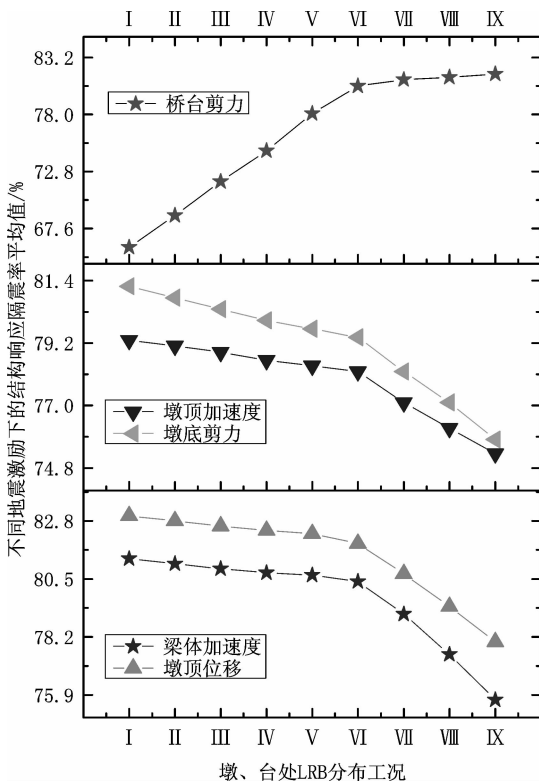


图 7 结构地震响应隔震率随墩、台处 LRB 分布工况的变化
Fig. 7 The variation of isolated ratio of structure seismic responses with LRB distribution form of pier and abutment

从图 6 可以看出，墩、台处 LRB 的分布对梁体位移的影响较小，工况 I 仅比工况 IX 小 1.48 cm，梁体位移在工况 IX 时达到最大，为 6.57 cm，但仍在伸缩和限位装置容许的范围内。

从图 7 可以看出，随着 Π 的增大，梁体加速度、墩顶位移、墩顶加速度和墩底剪力的隔震率均呈现减小的趋势，桥台剪力的隔震率则呈现增大的趋势；在桥墩处多布置 LRB，虽会引起梁体位移的增大和墩底内力隔震效果的下降，但对提升桥台内力的隔震效果有很大帮助。在桥台处多布置 LRB，会使梁体位移减小和桥台内力隔震效果下降，但能提升墩底内力的隔震效果，可见墩、台处 LRB 的分布存在一个最佳的方案。

将相同墩、台处 LRB 分布工况下的梁体加速度、墩顶位移、墩顶加速度、墩底剪力和桥台剪力隔震率再取平均值(工况隔震率平均值)，作为评判各个工况下 LRB 隔震效果的依据之一，如图 8 所示。

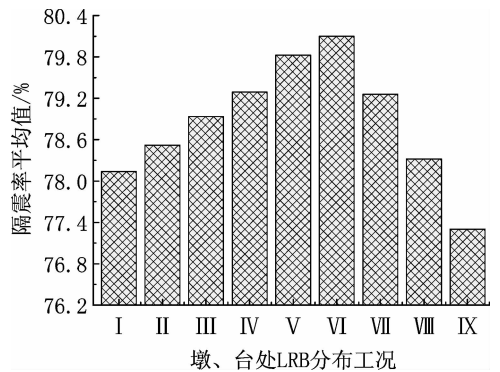


图 8 工况隔震率平均值随墩、台处 LRB 分布工况的变化
Fig. 8 The variation of isolated ratio average value of conditions with LRB distribution form of pier and abutment

从图 8 可以看出，工况隔震率平均值随着 Π 的增大，呈现先增大后减小的趋势，在工况 VI 时，存在一个峰值。在此峰值处，工况隔震率平均值为 80.10%，隔震效果良好。此时梁体位移仅为 6.02 cm，在伸缩和限位装置容许范围内。综合两方面的因素，确定工况 VI 为墩、台处 LRB 的最佳分布方案。此工况即为前文按照桥梁正常使用要求拟确定的墩、台处 LRB 分布方案，即在每个桥墩处布置 4 个屈服强度为 128.2 kN 的 LRB，在每个桥台处布置 2 个屈服强度为 94.2 kN 的 LRB。

5 结论

本文对一座 LRB 隔震和非隔震连续梁桥输入 4 条强震加速度记录和 1 条人工合成地震波，利用自编程序分别对其进行了时程分析，重点探讨了 LRB 屈服强度和墩、台处 LRB 的分布对梁体位移及 LRB

隔震效果的影响。得到的主要结论有:

1) 增大 LRB 的屈服强度,可以显著降低梁体的位移,但会导致 LRB 在其它关键部位的隔震效果下降,故 LRB 屈服强度存在一个最优值。本算例算得的 LRB 最优屈服强度为 128.2 kN。

2) 在桥墩处多布置 LRB,会提高桥台剪力隔震率,但会导致 LRB 在其它关键部位的隔震效果下降,因此墩、台处 LRB 的分布存在一个最佳的方案。本算例算得的墩、台处 LRB 最佳分布方案为:在每个桥墩处布置 4 个屈服强度为 128.2 kN 的 LRB,在每个桥台处布置 2 个屈服强度为 94.2 kN 的 LRB。

参考文献:

- [1] Buckle G, Mayes R L. Seismic isolation history application and performance-A world view[J]. *Earthquake Spectra*, 1990,6(2):178-186.
- [2] Tan R Y, Huang M C. System identification of a bridge with lead-rubber bearings[J]. *Computers and Structures*, 2000,74(3):267-280.
- [3] 陈水生, 万益春, 野田尚昭. 隔震桥梁地震响应非线性分析[J]. *长安大学学报:自然科学版*, 2006,26(1):54-58.
Chen Shuisheng, Wan Yichun, Nao Akinoda. Nonlinear response of isolated bridge subjected to seismic excitation [J]. *Journal of Chang'an University (Natural Science Edition)*, 2006, 26(1):54-58.
- [4] 张骏, 阎贵平. 减隔震支座对梁式桥抗震性能的影响[J]. *中国公路学报*, 2002,15(1):38-43.
Zhang Jun, Yan Guiping. Effects of isolation bearing on anti-seismic performance of RC beam bridge [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2002, 15(1):38-43.
- [5] 王丽, 阎贵平, 孙立. LRB 隔震桥梁减震效果分析[J].

工程力学, 2003, 20(5):124-129.

Wang Li, Yan Guiping, Sun Li. Analysis of seismic response of isolated bridges with LRB [J]. *Engineering Mechanics*, 2003,20(5):124-129.

- [6] 李黎, 陈元坤, 杨金虎, 等. 桩-土-桥相互作用对隔震连续梁桥地震响应的影响[J]. *工程抗震与加固改造*, 2010,32(1):50-56.

Li Li, Chen Yuankun, Yang Jinhui, et al. Influences of soil-pile-structure interaction on seismic response of continuous bridge [J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2010,32(1):50-56.

- [7] 黄建文, 朱晞, 张静. 隔震桥梁结构的简化反应分析及设计参数研究[J]. *北方交通大学学报*, 2004,28(1):17-22.

Huang Jianwen, Zhu Xi, Zhang Jing. Simplified response analysis and research on design parameters of seismically isolated bridges[J]. *Journal of Northern Jiaotong University*, 2004,28(1):17-22.

- [8] Hwang J S, Sheng L H. Effective stiffness and equivalent damping of base-isolated bridges [J]. *Journal of Structure Engineering*, 1993,119(10):3094-3101.

- [9] Hwang J S, Sheng L H. Equivalent elastic seismic analysis of base-isolation bridges with lead-rubber bearings[J]. *Engineering Structures*, 1994,16(3):201-209.

- [10] 唐光武, 李建中. 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.

- [11] 郭全全, 张文芳, 吴桂英. 中国国家大剧院结构地震分析[J]. *工程力学*, 2003,20(2):43-48.

Guo Quanquan, Zhang Wenfang, Wu Guiying. Seismic analysis of grand national theatre of China [J]. *Engineering Mechanics*, 2003,20(2):43-48.

(责任编辑 王卫勋)