

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2024.12.015

大跨度钢混组合连续梁抗震性能及减隔震体系研究

袁勇根

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘 要: 以济南市凤凰路主跨 245 m 的组合钢箱梁桥为工程背景,采用全桥空间动力分析模型,对桥梁进行动力特性分析。在此基础上进行常规体系地震反应谱、时程分析,根据验算结果进行纵、横向减震体系优化设计,给出全桥减隔震体系力学参数,供相关桥梁参考。

关键词: 连续梁桥;减震体系;时程分析;参数分析

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)12-0070-04

0 引言

现行桥梁抗震设计规范仅适用于单跨跨径不超过 150 m 的混凝土梁桥、圬工或混凝土拱桥,本桥梁的跨度均超过了规范的适用范围^[1]。此外,桥梁结构设计中为了满足温度作用引起的变位需要,一般每联只设置一个纵向固定墩,于是所有纵向地震惯性力几乎全部由固定墩承担,固定墩及其基础的抗震性能往往难以满足抗震要求。目前国内的研究多是 150 m 内常规连续梁桥的减隔震体系优化研究^[2-5]。因此,本文采用全桥空间动力分析模型,对桥梁进行纵、横向减震体系优化设计,以期对同类型桥梁的抗震设计提供指导。

1 工程概况

济南市凤凰路黄河大桥北侧跨大堤引桥跨径布置为(154+245+154)m,详见图 1。主梁为组合钢箱梁结构,梁高 4.8~10 m,桥宽 54 m,桥面板采用 8 cmUHPC 混凝土,主梁标准断面见图 2。

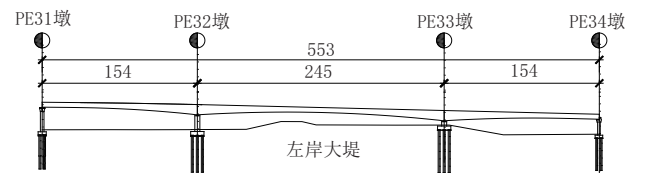


图 1 桥梁总体布置(单位:m)

桥墩横向采用分离式双柱、六边形薄壁墩。中墩采用整体式矩形承台,厚 4.0 m,平面尺寸为 29.2 m×

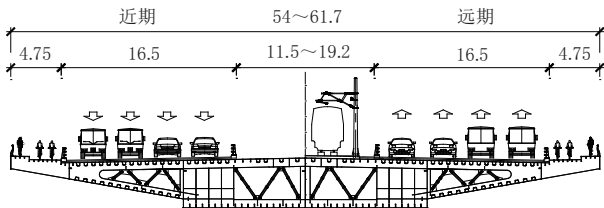


图 2 主梁横断面(单位:m)

13.2 m,采用 18 根直径 2.0 m 桩基础。边墩采用分离式矩形承台,厚 3.2 m,平面尺寸为 12.5 m×8.0 m,采用 12 根直径 1.8~2.1 m 桩基础,详见图 3。

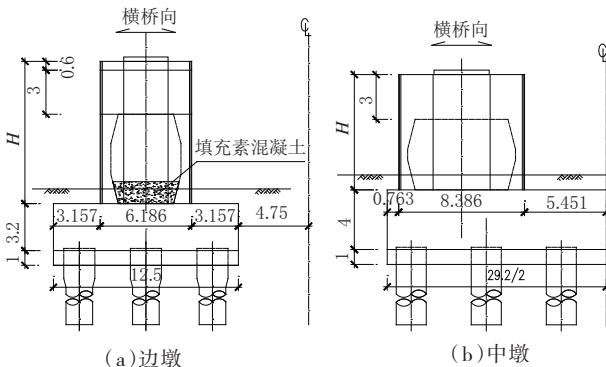


图 3 桥墩及基础布置(单位:m)

2 地震动输入

根据场地地震安全性评价报告,场地设计反应谱为如下表达式。

$$S_a(t)=\begin{cases} A_{\max}[1+10(\beta_m-1)T] & T\leq 0.1\text{ s} \\ A_{\max}\beta_m & 0.1\text{ s}<T\leq T_g \\ A_{\max}\beta_m(T_g/T) & T_g<T\leq 5T_g \\ A_{\max}\beta_m[0.2^C-0.02(T-5T_g)] & 5T_g<T\leq 6\text{ s} \end{cases} \quad (1)$$

式中: β_m 为设计地震动加速度放大系数谱; T 为结构自振周期; T_g 为特征周期; C 为下降指数。

收稿日期: 2024-01-22

作者简介: 袁勇根(1989—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁结构设计和研究工作。

具体取值见表 1,加速度反应谱见图 4。

表 1 加速度反应谱参数(阻尼比 0.05)

	$A_{\max}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-2})$ (水平向)	$A_{\max}/(\text{m}\cdot\text{s}^{-2})$ (竖向)	β_m	T_g/s	C
E1	0.90	0.59	2.50	0.75	0.90
E2	1.60	1.04	2.50	0.85	0.90

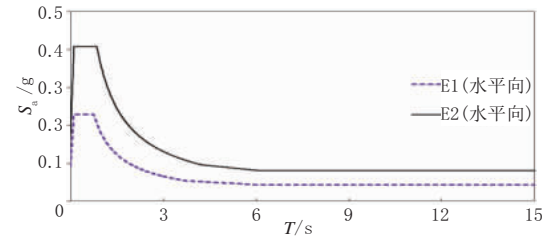


图 4 加速度反应谱(阻尼比 0.05)

3 地震反应分析

采用 SAP2000 程序进行建模分析^[6],由于主桥及其引桥共用一个桥墩,所以在建立主桥模型时,需建立主桥两侧相邻一联引桥模型,以考虑相邻引桥对主桥的影响。主梁、桥墩均采用梁单元模拟,承台质量堆聚在承台质心,承台刚度根据实际截面赋予对应单元。二期恒载和附加线荷载以分布质量形式加在梁单元上,分析模型见图 5。主桥桥墩由南至北编号为 PF31~PF34,依次命名为南边墩、南中墩、北中墩、北边墩。

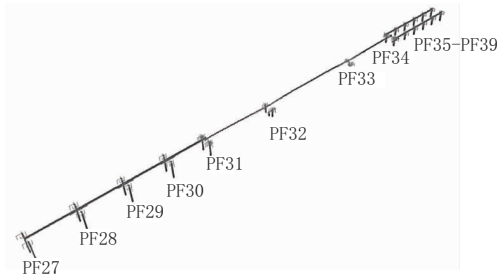


图 5 动力分析模型

表 2 列出了北侧连续梁桥的前 5 阶主桥振型及对应的周期。由表 2 可知,桥梁结构的一阶振型为主梁正对称竖弯,基本周期为 3.03 s。

表 2 结构动力特性

振型阶数	周期 /s	振型描述
1	3.03	主梁一阶正对称竖弯
2	1.63	主梁一阶反对称竖弯
3	1.46	主梁侧弯
4	1.16	固定墩纵弯 + 主梁竖弯
5	1.10	主梁二阶正对称竖弯

3.1 常规体系桥梁地震反应谱分析

采用地震加速度时程作为地震输入,进行地震反

应时程分析,用反应谱分析结果进行校核,进一步进行抗震验算,验算结果见表 3。地震输入方式分别为纵桥向 + 竖向和横桥向 + 竖向。

表 3 抗震性能验算结果汇总

验算结构	E1 地震作用		E2 地震作用	
	纵向 + 竖向	横向 + 竖向	纵向 + 竖向	横向 + 竖向
桥墩	各桥墩弹性	各桥墩弹性	固定墩(北中墩)屈服	边墩屈服
基础	—	—	固定墩基础最不利单桩抗压、抗弯承载力不足	边墩基础最不利单桩抗压、抗拉、抗弯承载力均不足
支座	—	—	固定支座剪力与吨位比值为 0.44 滑动支座的地震位移最大为 12.8 cm	固定支座剪力与吨位比值最大为 0.44 滑动支座的地震位移最大为 39.2 cm
伸缩缝	—	—	南北侧位移需求分别为 67、39 cm	—

由表 3 可知:

(1)在 E2 概率水准地震纵向 + 竖向作用下,固定墩墩底屈服,能力需求比为 0.86;最不利单桩抗压及抗弯屈服,能力需求比不满足抗震设防要求。同时,主引桥相对位移均在 30 cm 以上,对主引桥之间伸缩缝的纵向位移能力提出了很高要求。

(2)在 E2 概率水准地震横向 + 竖向作用下,南、北边墩底屈服,能力需求比分别为 0.56 和 0.68;南、北边墩最不利单桩抗拉、压承载力均不足,南边墩抗拉、压能力需求比分别为 0.63 和 0.42,北边墩抗拉、压能力需求比分别为 0.84 和 0.58;滑动支座最大位移为 39.2 cm,对支座位移能力提出了较高要求,不满足抗震设防标准。

综上所述,如果采用常规结构体系,北侧跨堤大桥的纵、横向抗震性能都难以满足抗震要求,应采用减震体系以减小地震反应。

3.2 减隔震体系研究

3.2.1 摩擦摆参数优化

摩擦摆支座动摩擦系数取值范围为 0.03~0.05,边墩摩擦摆半径取值范围为 2~6 m,中墩摩擦摆半径取边墩的 1.5 倍,即从 3、4.5、6、7.5、9 m 中取值。通过 E2 地震动输入下的非线性时程反应分析,对摩擦摆支座设置不同参数后结构关键部位的地震响应(选取纵向弯矩、横向位移)进行分析比较,以选择适宜的参数。

(1)纵向 + 竖向地震动输入下,各桥墩底纵向弯矩随摩擦摆参数的变化情况。从图 6~ 图 9 中可以看出,各桥墩底纵向弯矩整体随摩擦摆半径的增大而

减小,随动摩擦系数的增大而增大。

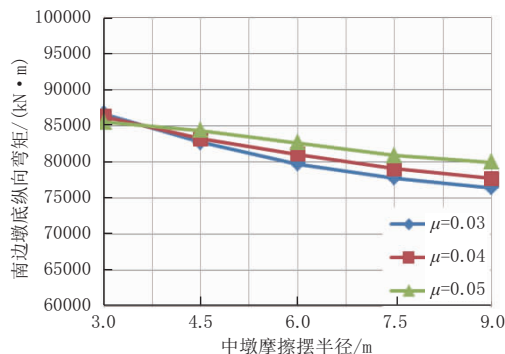


图6 南边墩底纵向弯矩与摩擦摆参数的关系

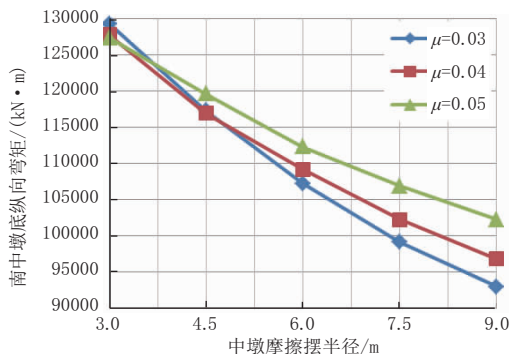


图7 南中墩底纵向弯矩与摩擦摆参数的关系

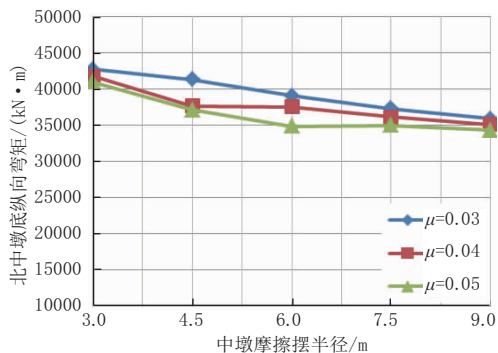


图8 北中墩墩底纵向弯矩与摩擦摆参数的关系

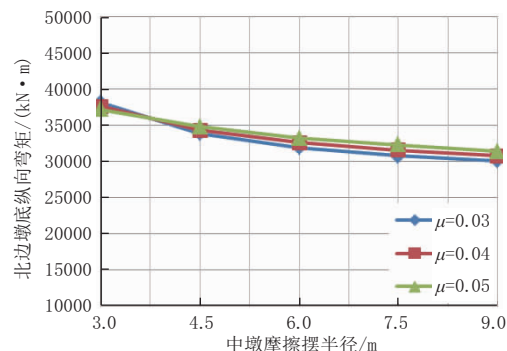


图9 北边墩墩底纵向弯矩与摩擦摆参数的关系

(2)横向+竖向地震动输入下,北侧跨堤大桥各桥墩墩梁横向相对位移随摩擦摆参数的变化情况。从图10~图13中可以看出,北桥各桥墩的横向相对位移均随动摩擦系数的增大而减小,随摩擦摆半径的增大而增大。

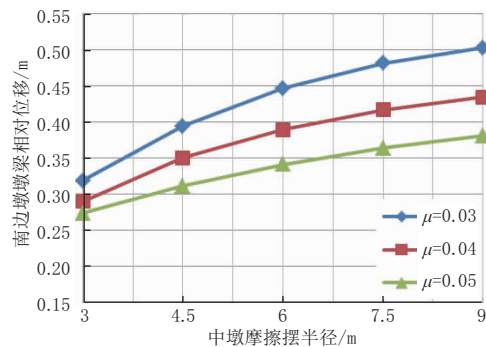


图10 南边墩墩梁横向相对位移与摩擦摆参数的关系

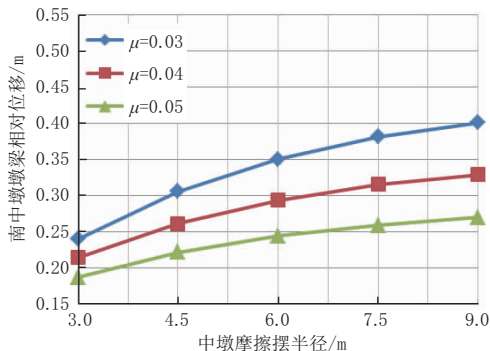


图11 南中墩墩梁横向相对位移与摩擦摆参数的关系

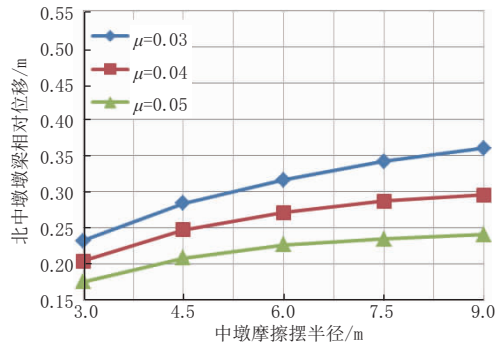


图12 北中墩墩梁横向相对位移与摩擦摆参数的关系

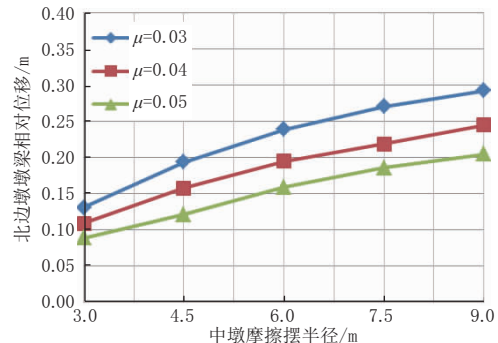


图13 北边墩墩梁横向相对位移与摩擦摆参数的关系

为解决墩梁纵、横向相对位移过大的问题,并兼顾墩底、承台底弯矩以及两侧引桥的相对位移,北侧跨堤大桥推荐采用的摩擦摆支座的参数为:动摩擦系数0.05,中墩摩擦摆半径6 m,边墩摩擦摆半径4 m。但在该参数下,南边墩墩梁横向相对位移仍未控制在30cm以内,故需在该墩设置横向钢阻尼器,以减小该墩的墩梁横向相对位移。

3.2.2 横向钢阻尼参数优化及选型

横向+竖向地震输入下,南边墩墩梁相对位移较难控制在30 cm以内,因此需在南边墩顶增设横向钢阻尼器。以下将摩擦摆参数按前述推荐设置,对阻尼器进行参数优化。

通过上述参数分析(见图14~图18),拟定在南边墩两墩柱顶各增设屈服力为400 kN的横向钢阻尼器,以将该墩墩梁横向相对位移控制在30 cm以内。该抗震挡块构造措施在每个墩顶可选用14块高50 cm、宽50 cm、厚2 cm的金属板,分两组布置,其极限位移能力为34 cm,屈服力为437.5 kN。每组阻尼器构造如图19所示。

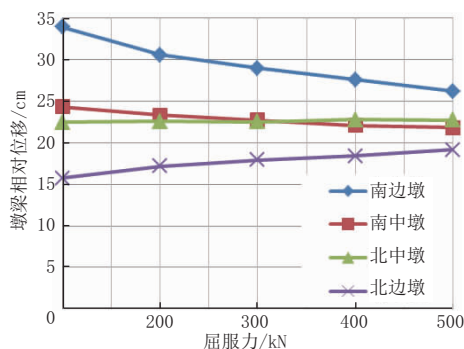


图14 墩梁相对位移与阻尼器屈服力的关系(主要指标)

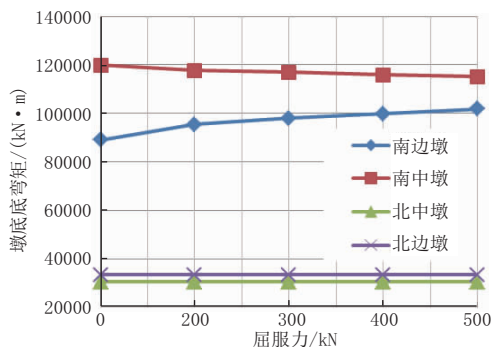


图15 墩底弯矩与阻尼器屈服力的关系

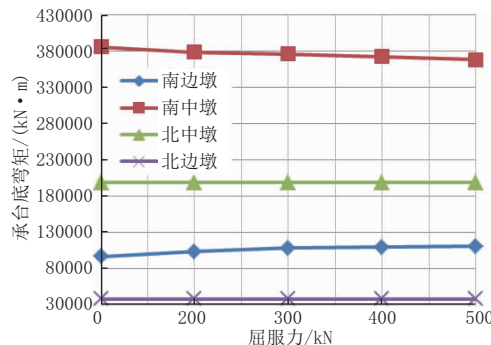


图16 承台底弯矩与阻尼器屈服力的关系

4 结 语

以上介绍了在济南北侧跨大堤引桥抗震设计过程中,北侧跨堤大桥纵、横向常规抗震性能难以满足抗震设计要求,且桥梁跨径较大,常规小吨位的减隔

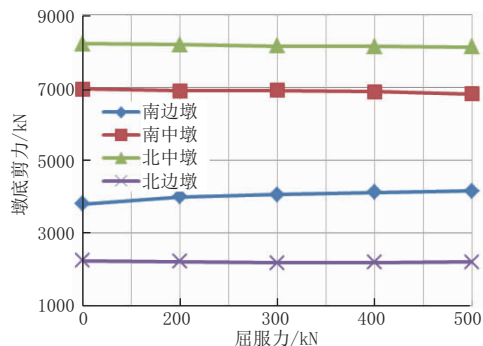


图17 墩底剪力与阻尼器屈服力的关系

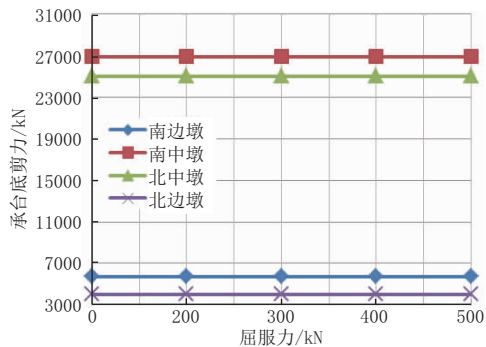


图18 承台底剪力与阻尼器屈服力的关系

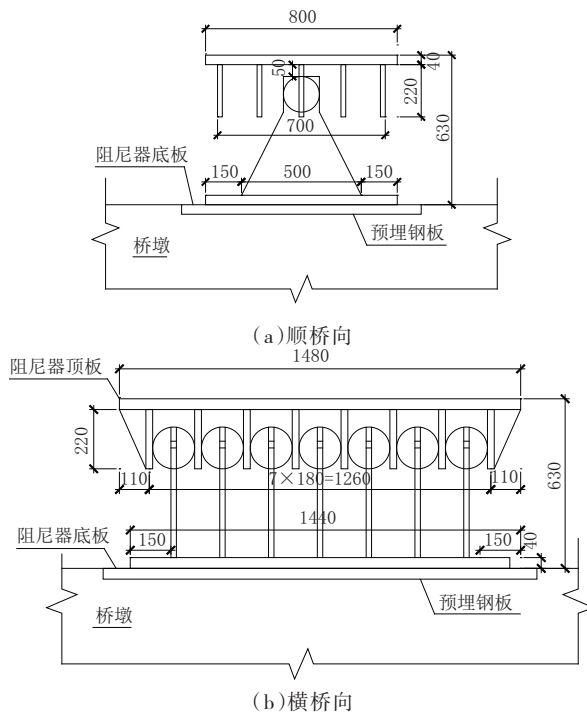


图19 每组阻尼器构造(单位:mm)

震支座并不适用,故拟定采用摩擦摆减隔震支座,考虑主桥各墩顶均设置双向滑动摩擦摆支座,采用非线性时程分析方法进行桥梁结构的地震反应分析,对主桥摩擦摆支座及钢阻尼器进行参数优化,以根据验算结果选择适当的抗震策略进行结构的抗震设计,供类似桥梁参考。

参考文献:

- [1] JTG/T 2231-01—2020,公路桥梁抗震设计规范[S].
- [2] 黄俊豪,黎璟,钱永久,等.多级设防水准下大跨连续梁桥减隔震方

(下转第81页)

2# 纵梁的荷载横向分布系数为:

$$m_1 = 0.772 \tag{11}$$

3# 纵梁的荷载横向分布系数为:

$$m_1 = 0.725 \tag{12}$$

单位力法与其他方法计算的偏载系数列于表 5,其中有限元单位力法结果与梁格单位力法结果的计算过程类似。对比结果表明:与有限元单位力法计算结果相比,梁格单位力法的计算值和经验系数法的估计值分别偏小 3.8% 和 3.6%,而偏心压力法和修正偏心压力法的计算值分别偏大 5.3% 和 4.2%,因此采用偏心压力法和修正偏心压力法近似计算其偏载系数偏于安全。本文根据有限元单位力法计算结果,建议单箱多室鱼腹形截面混凝土箱梁的偏载系数取 1.2。

表 5 偏载系数的比较

方法	偏载系数 ζ		与 ζ_1 的比值	
	符号	数值	符号	数值
有限元单位力法	ζ_1	1.193		
梁格单位力法	ζ_2	1.148	ζ_2 / ζ_1	0.962
经验系数法	ζ_3	1.150	ζ_3 / ζ_1	0.964
偏压法	ζ_4	1.256	ζ_4 / ζ_1	1.053
修正偏压法	ζ_5	1.243	ζ_5 / ζ_1	1.042

4 结 语

(1) 偏载系数是箱形梁桥结构设计的一个重要设计参数,用于平面杆系有限元计算时考虑活载作用下箱梁的约束扭转和畸变对正应力的放大作用。

(2) 采用 MIDAS Civil 软件建立单箱多室鱼腹形截面混凝土简支箱梁的空间梁格模型,对其偏载效应进行分析,提出了按各纵梁实际荷载横向分布系数来计算偏载系数的简化公式,并与经验系数法、偏心压力法和修正偏心压力法的计算值进行对比,探讨了这些工程中常用的偏载系数近似计算方法对单箱多室鱼腹形截面混凝土箱梁的适用性。

(3) 与有限元单位力法结果相比,梁格单位力法的计算值、经验系数法的估计值均偏小,偏心压力法和修正偏心压力法的计算值均偏大,因此采用偏心压力法和修正偏心压力法近似计算其偏载系数偏于安全。本文根据有限元单位力法计算结果,建议单箱多室鱼腹形截面混凝土箱梁的偏载系数取 1.2。

参考文献:

[1] 刘泽慧.曲底板混凝土箱梁抗弯性能及设计方法研究[D].长沙:湖南大学,2017.

[2] 陈国强.连续宽箱桥的偏载增大系数的讨论[J].公路交通科技,2013,30(7):66-71.

[3] 程翔云,尚春青.对箱形截面连续梁活载内力增大系数公式的评述[J].公路,2000,1(1):17-19.

[4] 郭忆,叶见曙,万红燕.预应力混凝土箱梁偏载系数试验研究[J].黑龙江工程学院学报,2002,16(4):14-16.

[5] 姚玲森.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2008.

[6] 李天顺.钢-预应力砼组合连续箱梁桥空间效应研究[D].武汉:武汉理工大学,2012.

[7] E.C.汉勃利.桥梁上部构造性能[M].北京:人民交通出版社,1982.

[8] 邱顺冬.桥梁工程软件 MIDAS Civil 应用工程实例[M].北京:人民交通出版社,2011.

(上接第 73 页)

案优化研究[J].桥梁建设,2020,50(6):66-72.

[3] 吕婧.多跨连续梁桥横向减隔震分析[J].内蒙古公路与运输,2019,173(5):29-33.

[4] 刘正南,陈兴冲,张永亮,等.铁路大跨长联连续梁桥地震反应特征

分析[J].兰州交通大学学报,2019,38(3):7-12.

[5] 郭磊,李建中,范立础.大跨度连续梁桥减隔震设计研究[J].土木工程学报,2006,50(3):81-85.

[6] 叶爱君.桥梁抗震[M].北京:人民交通出版社,2002.