

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2023.05.021

波形钢腹板 PC 连续梁桥抗震性能研究及减隔震设计

李茂文, 童汉元

(南昌市城市规划设计研究总院, 江西 南昌 330038)

摘要: 依托南昌市某大跨波形钢腹板 PC 连续梁桥, 通过建立有限元模型对其抗震性能分析了其在不同方向地震波作用下的内力和位移分布规律。结果表明, 纵向和横向地震波对内力的影响方向不同, 设计配筋可根据主要受力方向对应加强。同时对主桥进行了减隔震支座设计, 计算结果表明减隔震支座可以有效降低地震响应, 降低幅度可达 34%~56%, 建议在抗震标准高的桥梁中使用减隔震支座。

关键词: 动力特性; 抗震性能; 反映谱; 时程分析

中图分类号: U442.5+5

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)05-0081-04

0 引言

我国一直是地震频发的国家之一, 2008 年的汶川地震和 2013 年的雅安地震造成了巨大的人员伤亡和经济损失。桥梁结构作为交通枢纽, 在地震后对救援救灾工作有着重要的作用, 桥梁的抗震能力对维护交通安全、保障灾区救援和恢复工作有着重要意义, 可以降低地震后的二次灾害对人民的伤害^[1-4]。随着经济科技的发展, 工程师进一步研究更有效的新型桥梁结构应用于工程中, 波形钢腹板作为一种钢-混凝土组合结构开始发展, 其采用钢腹板代替传统混凝土腹板, 上部结构重量可以降低 25%~30%, 充分利用了钢结构和混凝土材料的特性, 其抗弯承载力由混凝土顶底板承受, 剪力由钢腹板承受。由于上部质量减轻, 其地震作用下惯性力更小, 更有利于抗震^[5-8]。

波形钢腹板 PC 连续梁桥作为一种新结构应用于桥梁建设中, 其动力特性与常规混凝土桥梁和钢结构桥梁均有所不同, 因此需要对其动力特性进行分析。本文依托南昌市某波形钢腹板 PC 连续梁桥, 对其抗震性能进行了分析研究。同时针对其跨径较大的特点, 采用了减隔震支座, 并对比分析了减隔震支座对桥梁动力特性的影响, 分析结果可为相关的波形钢腹板 PC 连续梁桥设计提供参考。

1 工程概况

本工程主桥通航孔桥为预应力变高波形钢腹板

连续梁桥, 跨径组合为 100 m+180 m+100 m, 边中跨比为 0.556, 满足常规边中跨比为 0.55 左右要求(见图 1)。跨中梁高 4 m, 为主跨跨径的 1/45, 支点梁高为 13 m, 为主跨跨径的 1/13.85(见图 2)。主桥标准桥宽为 40 m, 分两幅设计, 中间采用后浇带连成整体, 单幅桥梁宽度为 20 m。

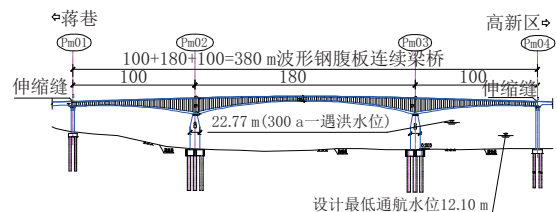


图1 桥型立面布置示意图(单位:m)

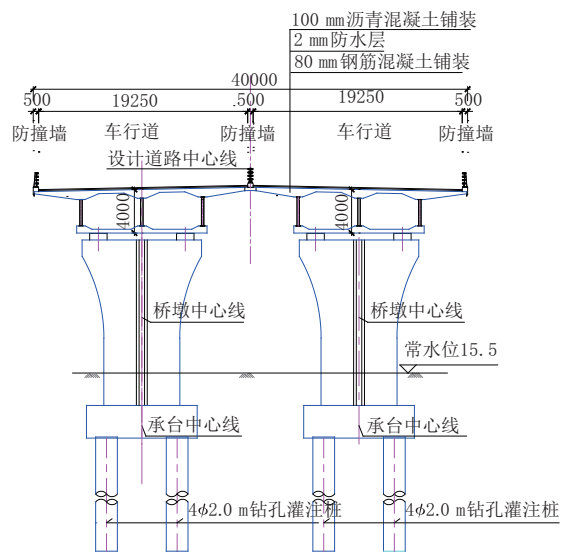


图2 主桥跨中横断面布置示意图(单位:mm)

考虑桥梁景观, 主梁中支点梁高为 13 m, 跨中梁高为 4 m, 边支点梁高 4 m, 主梁悬臂为 4 m, 主梁梁底采用 2 次抛物线(见图 3)。中支点桥墩顺水流方向宽为 8 m, 边墩宽为 2.5 m。主桥桥面为双向十车道,

收稿日期: 2022-07-10

作者简介: 李茂文(1984—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁设计与研究工作。

无非机动车道和人行道,两侧车行道中央设置防撞护栏。桥梁航道布置在主桥跨中中间。

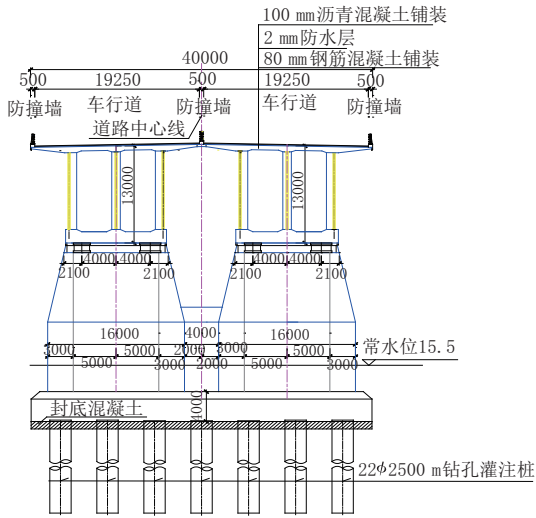


图 3 主桥支点横断面布置示意图(单位:mm)

2 抗震地震动计算参数

2.1 地震动输入

根据南昌市有关地震设计资料,该桥的基本烈度为 6 度,加速度为 0.05g,特征周期为 0.35 s,抗震设防措施等级为 7 度。参考《公路桥梁抗震设计细则》^[9]中有关参数,对本桥进行抗震计算分析。

2.1.1 反应谱

参考规范的规范,本项目的桥梁反应谱 S 计算公式如下所示:

$$S = \begin{cases} S_{\max}(5.5T+0.45) & T < 0.1 \text{ s} \\ S_{\max} & 0.1 \text{ s} \leq T \leq T_g \\ S_{\max}(T_g/T) & T > T_g \end{cases}$$

$$S_{\max} = 2.25 C_i C_s C_d A$$

式中: C_i 为抗震重要性系数; C_s 为场地系数; C_d 为阻尼调整系数; A 为水平向设计地震动加速度峰值。

地震动反应谱参数见表 1。

表 1 地震动反应谱参数

参数	C_i	C_s	C_d	A/g	T_g/s
E1 地震	1.0	1.0	1.18	0.05	0.35
E2 地震	1.7	1.0	1.18	0.05	0.35

在抗震分析时,分别考虑纵向、横向和竖向的地震动对桥梁结构的影响,分别将纵向和竖向、横向和竖向进行组合,考虑多个方向地震波耦合作用下桥梁的动力特性。其桥梁各个方向的加速度反应谱见图 4。

2.1.2 线性时程

由于本项目地震安全性评价报告尚未完成,因

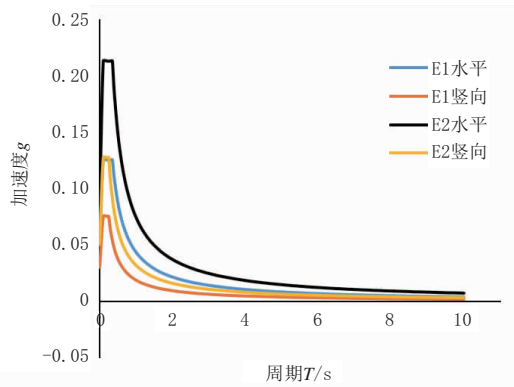


图 4 各方向的加速度反应谱曲线

此线性时程的地震波通过反应谱反向拟合得出。为了满足规范要求,本项目分别拟合了 E1 和 E2 地震作用下 3 条地震波,计算结果取其结果的最大值,地震加速度时程曲线具体见图 5、图 6。

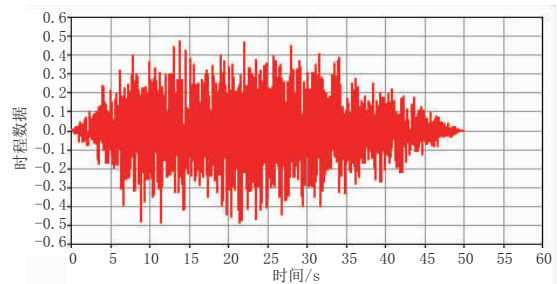


图 5 E1 地震时程加速度(单位:m/s²)

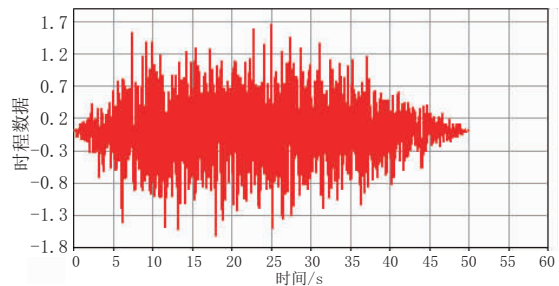


图 6 E2 地震时程加速度(单位:m/s²)

2.2 有限元模型

主桥有限元模型采用 MIDAS 软件,总体坐标系以顺桥向为 X 轴,横向为 Y 轴,竖向为 Z 轴;各单元局部坐标系以单元轴向为 X 轴,Y 轴保持水平且垂直于 X 轴,Z 轴按右手螺旋准则确定。全桥合计 1 180 个单元,1 286 个节点。有限元模型中,主梁、桥墩均采用梁单元模拟,主梁的一期恒载通过赋予截面面积和密度施加,二期恒载以线质量形式附加于梁单元。墩-梁之间的支座采用弹性连接模拟,在承台底用梁单元建立桩基础,并用 m 法计算桩基础中各节点水平两个方向的弹簧刚度,采用节点弹性支承模拟土体对桩基础的作用。

主桥的有限元离散模型见图 7。

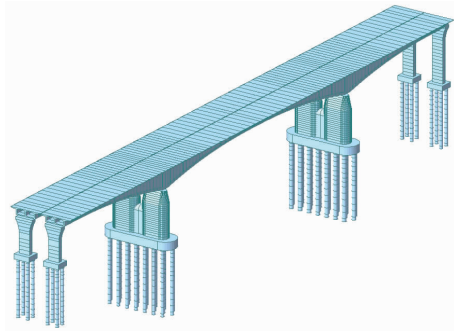


图7 主桥有限元动力分析模型

3 抗震性能及减隔震分析

3.1 主桥动力特性分析

分析和认识桥梁结构的动力特性是进行抗震性能分析的基础。为了研究主桥的动力特征,计算分析了桥梁前十阶的模态,具体结果见表2。

表2 主桥前10阶模态动力特性表

模态号	周期/s	频率/Hz	振型描述
Mode 1	2.029 8	0.492 7	主梁一阶竖弯
Mode 2	1.844 5	0.542 1	主梁二阶竖弯
Mode 3	1.550 7	0.644 9	主梁三阶竖弯
Mode 4	1.297 2	0.770 9	主梁一阶横弯
Mode 5	1.281 6	0.780 3	主梁二阶横弯
Mode 6	1.234 3	0.810 2	中级双墩同向纵弯
Mode 7	1.234 3	0.810 2	中级双墩同向纵弯
Mode 8	0.995 1	1.004 9	主梁三阶横弯
Mode 9	0.966 2	1.034 9	主梁四阶竖弯
Mode 10	0.938 7	1.065 3	主梁四阶横弯

3.2 主桥抗震性能分析

为了在分析中突出研究重点,本文分析时分别对内力和位移选取了典型截面进行分析。内力典型截面分别为4个墩的墩底、中间两墩和系梁相接截面,位移典型截面分别为4个墩的墩顶和墩底截面,具体见图8、图9。

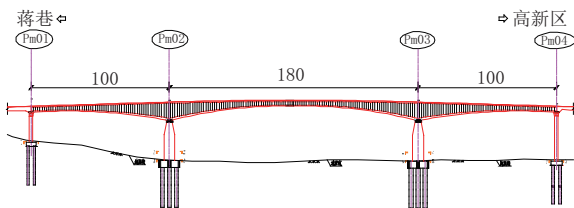


图8 主桥内力效应典型截面

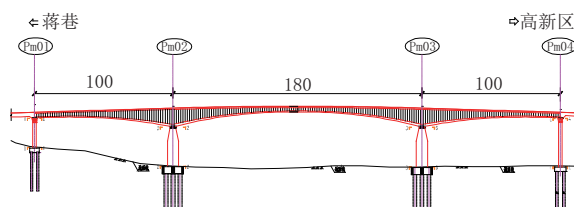


图9 主桥位移效应典型截面

3.2.1 抗震分析结果对比

分别提取不同方向地震波作用下桥梁的内力效应和位移效应,具体见图10~图13。

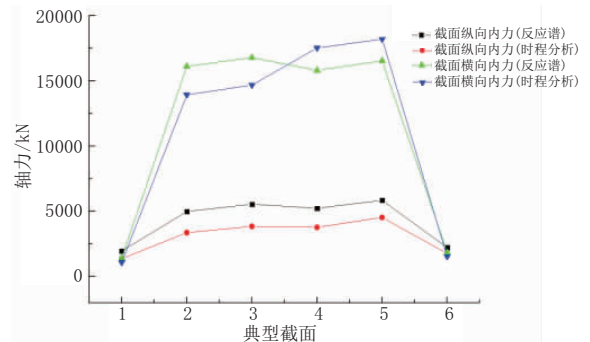


图10 典型截面轴力示意图

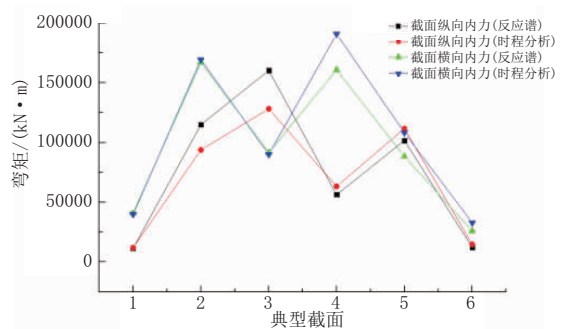


图11 典型截面弯矩示意图

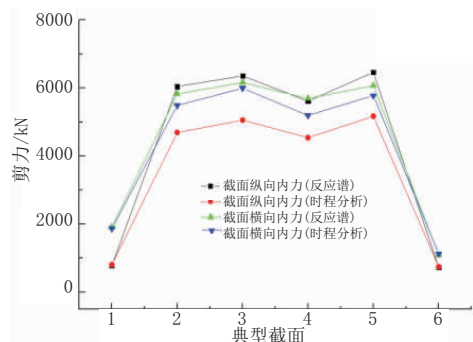


图12 典型截面剪力示意图

由图10~图12可知,反应谱和线性时程计算结果基本一致,反应谱分析结果较线性时程略大。轴力分析结果表明,横向地震波对结构造成的轴力更大,横向地震波是纵向地震波产生轴力的3倍左右。弯矩分析结果表明,横向地震波对PM02-PM03墩的系梁截面的弯矩效应影响更大,而纵向地震波对墩底截面的弯矩效应影响更大。剪力分析结果表明,其中间墩在不同方向地震波作用下影响区别不大,其反应谱计算结果略大于时程分析的结果。

由图13可知,墩顶在纵向地震波作用下位移较大,最大位移为2.322 cm;在横向地震波作用下,最大位移为1.581 cm。在纵向地震波作用下,墩底位移中间墩大于边墩;在横向地震波作用下,边墩位移大于中墩位移,墩底纵向位移最大为0.241 cm,墩底横

向位移最大为 0.285 cm。

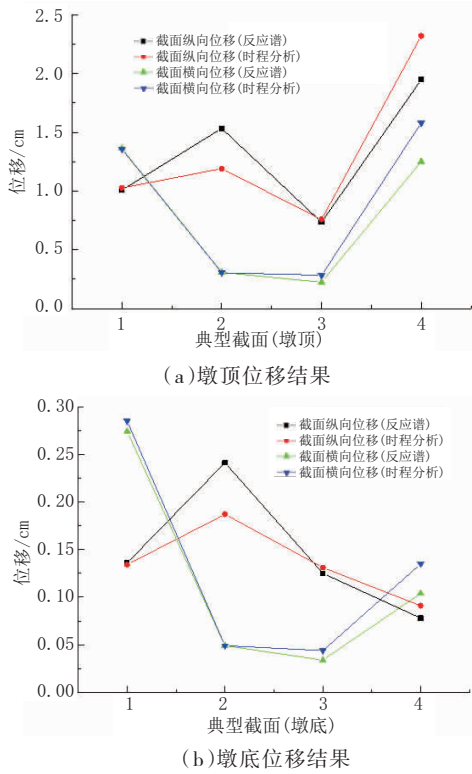


图 13 典型截面位移示意图

3.2.2 主桥减隔震分析

由于本工程为特大桥,为了进一步确保桥梁的抗震安全,考虑对桥梁进行减隔震设计。减隔震支座采用弹塑性球钢支座,模拟计算时将所有支座换成减隔震支座。

弹塑性球钢支座在进行非线性时程分析时,在线性模型的基础上,考虑活动支座与梁底的摩擦作用效应,力学特性用双线性单元模拟,具体见图 14。

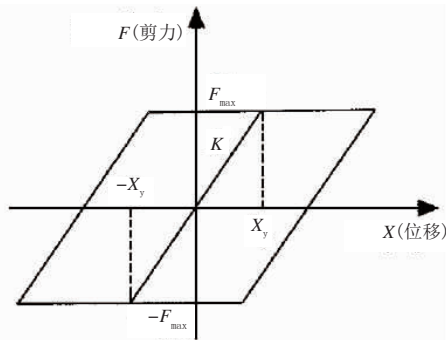


图 14 球形钢支座滞回曲线

模型中临界滑动摩擦力 F_{max} 和支座初始刚度 k , 表达式如下所示:

$$F_{max} = \mu_d R$$

$$K = F_{max} / X_y$$

式中: μ_d 代表滑动摩擦系数,一般取 0.02; R 表示支座所承担的上部结构重力; X_y 表示活动盆式支座屈服位移,一般取 2~5 mm。公路弹塑性钢支座屈服位

移纵向和双向活动的纵向位移 50 mm, 横向位移为 10 mm。

在减隔震设计后,提取对应的内力计算结果和位移计算结果,具体见图 15、图 16。

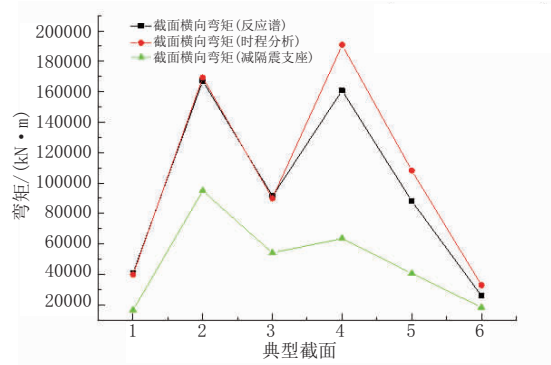


图 15 减隔震设计内力计算结果

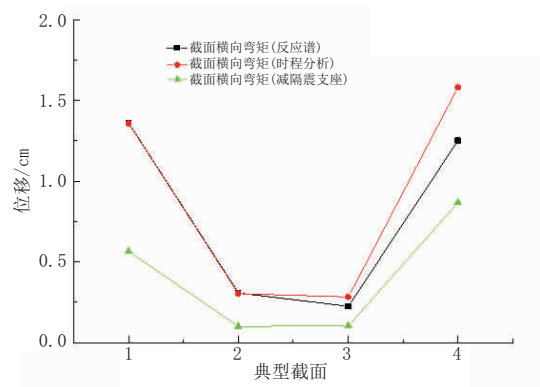


图 16 减隔震设计位移计算结果

由图 15、图 16 分析可知,减隔震支座对降低桥梁地震作用下的效应有着较大的作用,内力和位移的计算结果均大大小于原设计,减隔震设计内力结果为原结构的 44%~66%,位移结果为原结构的 44%~66%。结果表明,减隔震支座对抗震性能的提升有明显作用。

4 结论

本文依托某波形钢腹板 PC 连续梁桥,对其进行了抗震分析和减隔震设计,得到了以下结论:

(1)反应谱和时程分析的结果吻合,满足规范要求。

(2)内力分析结果表明,不同方向地震波对结构的影响不一样,轴力受横向地震波影响较大;桥墩系梁位置弯矩受横向地震波影响较大,桥墩墩底弯矩受纵向地震波影响较大;剪力则影响不大。

(3)减隔震支座可以有效降低地震效应,其内力和位移效应可降低 34%~56%。当桥梁抗震性能要求较高时,可采取减隔震支座增加桥梁抗震能力。

(下转第 92 页)

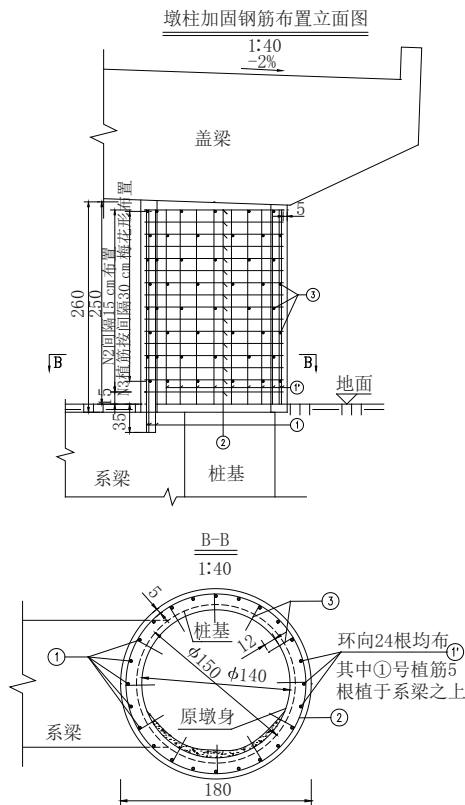


图 10 墩柱加固方案图(单位:cm)

(3)基于静力分析结果可知,受损墩柱在荷载作用下,墩柱主体结构各部份强度仍满足要求,基于频率分析结果可知增大截面加固可显著提高墩柱刚度,故综合分析采用加固措施为凿除火损区域混凝土,



图 11 墩柱加固现状图

土,全表面凿毛后再采用植筋增大截面 20 cm 进行加固处理。

参考文献:

[1] 王富强.火灾后考虑混凝土爆裂的 RC 柱式桥墩剩余承载能力研究[D].西安:长安大学,2020.
 [2] TCECS252-2019,火灾后工程结构鉴定标准[S].
 [3] 奚勇.火灾受损桥梁的检测与评估[J].世界桥梁,2007(4):62-65.
 [4] 罗旋,田军,吴伟国.某特大桥桥墩墩身火灾后安全性评定及修复[J].公路工程,2013,38(1):158-162.
 [5] 张秋实,周川胜,孙春平,等.高温环境下钢筋混凝土结构温度传播规律研究[J].现代隧道技术,2021,58(4):185-193.
 [6] 吴波.火灾后钢筋混凝土结构的力学性能[M].北京:科学出版社,2013.
 [7] GB 50010-2010,混凝土结构设计规范[S].

(上接第 84 页)

参考文献:

[1] 范立础.大跨度桥梁抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
 [2] 范立础.桥梁抗震[M].上海:同济大学出版社,1997.
 [3] 王亚勇.汶川地震建筑震害启示——抗震概念设计[J].建筑结构学报,2008,29(4):20-25.
 [4] 王克海,孙永红,韦韩,等.汶川地震后对我国结构工程抗震的几点思考[J].公路交通科技,2008,25(11):54-59.
 [5] 徐强,万水.波形钢腹板 PC 组合箱梁桥设计与应用[M].北京:人民

交通出版社,2009.

[6] 郑涛.波形钢腹板 PC 组合连续梁桥动力特性与地震响应研究[D].南京:东南大学,2019.
 [7] 张长青,安永日,安里鹏.波形钢腹板连续刚构桥的地震响应分析[J].桥梁建设,2011(3):17-21.
 [8] 万水,汤意,王劲松.波形钢腹板 PC 组合箱梁结构特点分析与试验研究[J].南京理工大学学报,2004,28(5):498-501.
 [9] JTG/T B02-011-2008,公路桥梁抗震设计细则[S].