

高烈度地区连续刚构桥地震响应分析

李松¹, 何茂维²

(1.成都高新未来科学城建设开发有限公司,四川 成都 610043;2.中国市政工程西南设计研究总院有限公司,四川 成都 610081)

摘要:为探究高烈度地区连续刚构桥地震响应规律,首先以贵州某高烈度地区大跨度连续刚构桥为研究背景,基于 Midas Civil 2019 建立三维空间有限元模型,并探究了该桥的结构自振特性;其次基于该桥场地条件,结合相关规范给出了目标反应谱和人工合成地震波;最后给出了反应谱和时程分析计算结果,并做了详细对比分析。研究表明:在保障强度和稳定性前提下,位于高烈度地区的大跨度连续刚构桥在纵向和横向上要有一定的约束释放,有助于结构变形吸收地震能量,进而减小地震破坏;反应谱计算工况下纵向位移和横向位移最大值分别为 0.304 m 和 0.381 m,且与地震激励方向有关,竖向位移约为 0.05 m,与地震激励方向关系不大;对比分析反应谱和时程分析计算结果可知,时程分析计算结果整体上要大于反应谱计算结果,符合相关规范要求。

关键词:高烈度地区;连续刚构桥;反应谱;时程分析;地震响应

中图分类号:U442.5+5

文献标志码:A

文章编号:1009-7716(2023)08-0115-05

0 引言

当前随着交通强国战略的提出,我国公路桥梁的建设、营运得到了大力发展。为了提高全国公路交通路网能力,有些桥梁不得不选址在高烈度地区^[1-2]。

连续刚构桥^[3]以其独特的优点在高速公路中得到较为广泛的应用,高烈度地区也不例外。关于地震作用下的连续刚构地震响应,学者们已进行了大量研究^[4-5]。余孝穷等^[4]探究了不同的高墩承台形式对某左右幅分离的大跨度连续刚构桥地震响应情况。王帅等^[6]探究了高桩承台下不同桩长对双肢薄壁墩地震响应变化规律。台玉吉等^[7]对某倒V形斜腿连续刚构桥在不同斜腿夹角下的地震动力响应情况进行了研究。贾毅等^[8]对高墩大跨曲线型的连续刚构桥进行了地震响应分析。上述学者对连续刚构桥的不同承台形式、不同桩长、不同斜腿夹角和曲线形式进行了地震响应研究,但对高烈度地区的连续刚构桥地震响应研究较少^[9]。

鉴于上述研究,以贵州山区高烈度地区某大跨度连续刚构桥为研究背景,探究高烈度地区连续刚构桥地震响应规律。

1 工程概况

1.1 总体概况

本文以贵州山区某大跨度连续刚构桥为研究背

景,该桥跨径布置为 86 m+160 m+86 m,2 号墩和 3 号墩高分别为 60 m 和 50 m。其桥型布置如图 1 所示。

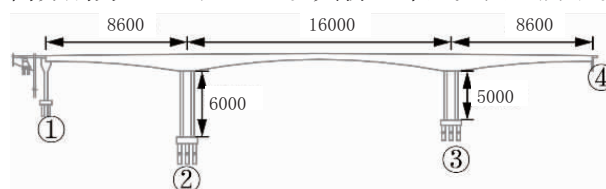


图1 桥型布置(单位:cm)

桥墩采用矩形截面双肢薄壁墩,截面尺寸为 220 cm×800 cm,双肢中心间距为 820 cm。

1.2 材料参数

主要材料参数如下:

(1)混凝土:

C55:预应力混凝土箱梁。

C50:桥面铺装。

C40:主墩墩身、过渡墩墩身、承台。

C30:桩基础。

(2)预应力钢筋,采用低松弛钢绞线; $f_{pk}=1\ 860\text{ MPa}$;

$E=1.95\times 10^5\text{ MPa}$ 。

2 地震参数与计算工况

2.1 地震参数

桥址处地震动峰值加速度为 0.1g,反应谱特征周期为 0.35 s,设计地震分组为第一组,相当于地震基本烈度区划等于Ⅶ度区。根据《建筑工程抗震设防分类标准》(GB 50223—2008)可知,单孔跨径超过 150 m 的桥梁结构为属于重点设防类建筑结构,重点设防类建筑结构,应按高于本地区的地震烈度进行设防,因

收稿日期:2022-08-12

作者简介:李松(1984—),男,硕士,高级工程师,从事工程建设管理工作。

此按Ⅷ度地震进行设防。

地震基本烈度等于或大于Ⅷ度的地区,称为强震区或高烈度地区,因此该桥桥区属于高烈度地区。

根据桥址处地震设防烈度,并结合相关地震规范,可得到如图2所示的2条目标反应谱。基于目标反应谱和工程中使用成熟的三角级数人工地震波合成法合成如图3所示的3条人工水平地震波和1条竖向地震波。

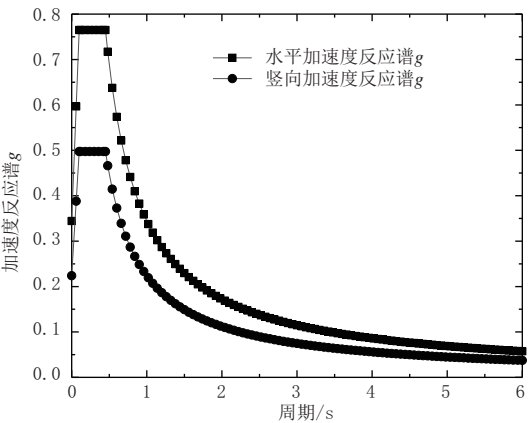


图2 反应谱加速度

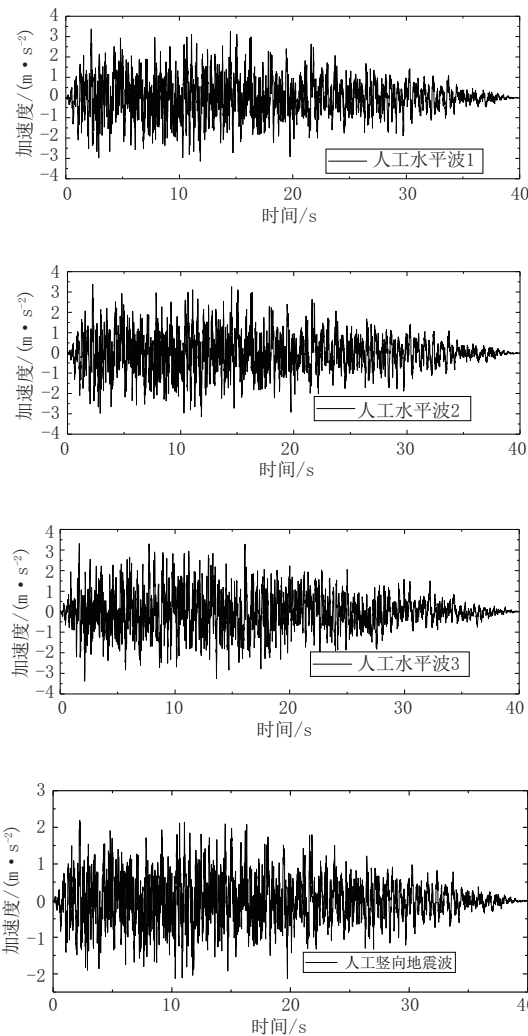


图3 加速度时程

此处给出反应谱便于后续反应谱与时程分析进行对比分析。

2.2 计算工况

为探究高烈度地震作用下连续刚构桥地震响应情况,按表1进行地震响应计算。

表1 计算工况

工况编号	地震类型	地震组合
1	反应谱	横向+竖向
2		纵向+竖向
3	人工波	纵向+横向+竖向
4		纵向+横向+竖向
5		纵向+横向+竖向

3 有限元模型及自振特性

3.1 有限元模型

基于 Midas Civil 2019 建立该桥三维空间有限元模型,采用梁单元模拟主梁、桥墩、承台和桩基,采用弹性连接模拟边墩和桥台支座。支座刚度按实际桥梁支座参数取值,桩底均固结,边墩和桥台支座为纵向放开的活动支座,其有限元模型如图4所示。

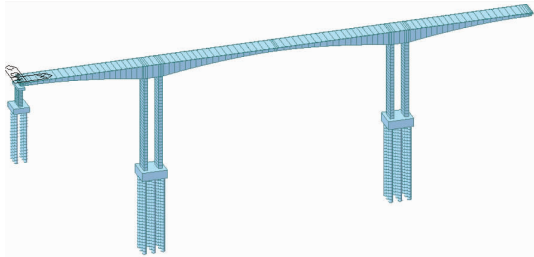


图4 有限元模型

3.2 结构自振特性

基于子空间迭代法对结构自振特性进行分析,自振特性计算结果见表2。

表2 结构自振特性

模态号	频率/Hz	周期/s	振型
1	0.30	3.36	纵漂
2	0.34	2.95	一阶对称横弯
3	0.64	1.56	一阶反对称横弯
4	1.00	1.00	一阶对称竖弯
5	1.21	0.83	二阶对称横弯
6	1.81	0.55	一阶反对称竖弯
7	1.97	0.51	二阶反对称横弯
8	2.19	0.46	二阶对称竖弯
9	2.55	0.39	过渡墩纵弯
10	2.60	0.38	三阶反对称横弯

分析表2可知:

(1)该桥一阶模态为纵漂,有助于强震区纵向地

震能量的吸收。

(2)前 10 阶振型中,大多为横弯,说明该桥横向刚度也较低,在横向地震作用下可能产生较大的横向位移。

4 计算分析

4.1 反应谱分析

4.1.1 位移

按表 1 中计算工况 1 和计算工况 2 可得到反应谱两个计算工况下的主梁竖向、纵向和横向位移,三者对应的最大位移值和位置见表 3。

表 3 位移计算值

地震 工况	主梁竖向位移		主梁纵向位移		主梁横向位移	
	值 /m	位置	值 /m	位置	值 /m	位置
纵 + 竖	0.050 8	主跨跨中	0.304	2 号墩顶主梁截面	0.003	全主梁
横 + 竖	0.054	主跨跨中	0.005	2 号墩顶主梁截面	0.381	主跨跨中 2 号墩方向 13 m 处

分析表 3 可知:

(1)在纵向 + 竖向地震作用下,主梁纵向位移有最大值 0.304 m,发生在 2 号墩顶主梁截面处。此时横向位移很小,竖向位移次之。

(2)在横向和竖向地震作用下,主梁横向位移有

最大值 0.381 m,发生在主跨跨中 2 号墩方向 13 m 处,这是因为 2 号墩比 3 号墩高,刚度更小,会产生较大的侧向位移。

(3)在纵向 + 竖向和横向 + 竖向地震作用下,主梁竖向位移相差不大。这是因为主梁竖向位移与结构整体刚度有关。

4.1.2 内力

按表 1 中计算工况 1 和计算工况 2 可得到反应谱两个计算工况下的弯矩、剪力、扭矩和轴力,计算结果见表 4。

分析表 4 可知:

(1)在横向 + 竖向地震作用下的内力值略大于纵向 + 竖向地震作用下的内力值,这是因为该桥横向刚度较低,与结构自振特性分析结果基本保持一致。

(2)弯矩、剪力、扭矩和轴力最大值分别为 6.34×10^5 kN·m、 2.06×10^4 kN、 8.89×10^4 kN·m 和 3.39×10^4 kN。

4.2 时程分析

4.2.1 位移

按表 1 中计算工况 3 至工况 5 得到的位移值见表 5。限于篇幅,下面仅给出 3 条人工波作用下的主梁纵向位移时程,如图 5 所示。

表 4 内力计算值

地震工况	弯矩		剪力		扭矩		轴力	
	值 /(kN·m)	位置	值 /kN	位置	值 /(kN·m)	位置	值 /kN	位置
纵 + 竖	5.40×10^5	3 号墩底	1.99×10^4	3 号墩底	2.89×10^{-2}	桩基	3.38×10^4	2 号墩底
横 + 竖	6.34×10^5	2 号墩底	2.06×10^4	2 号墩底	8.89×10^4	3 号墩顶主梁	3.39×10^4	2 号墩底

表 5 主梁位移计算值

地震工况	竖向位移		纵向位移		横向位移	
	值 /m	位置	值 /m	位置	值 /m	位置
时程波 1	0.039 2	边跨跨中	0.344	1 号墩顶主梁截面	0.382	主跨跨中 2 号墩方向 13 m 处
时程波 2	0.038 3	边跨跨中	0.288	1 号墩顶主梁截面	0.375	主跨跨中 2 号墩方向 13 m 处
时程波 3	0.039 8	边跨跨中	0.369	1 号墩顶主梁截面	0.408	主跨跨中 2 号墩方向 13 m 处

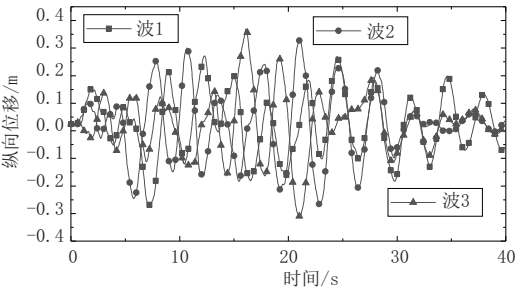


图 5 纵向位移

分析表 5 和图 5 可知:

(1)在时程波 3 作用下的主梁纵向位移、竖向位移和横向位移最大,时程波 1 次之,时程波 2 最小。这与 3 条地震波 PGA 大小顺序保持一致。

(2)主梁竖向位移、纵向位移和横向位移最大值分别为 0.039 8 m、0.369 m 和 0.408 m。

(3)纵向位移时程波形与地震加速度波形大体相似。

4.2.2 内力

按表1中计算工况3至工况5得到的弯矩、剪力和扭矩分别如图6至图8所示。

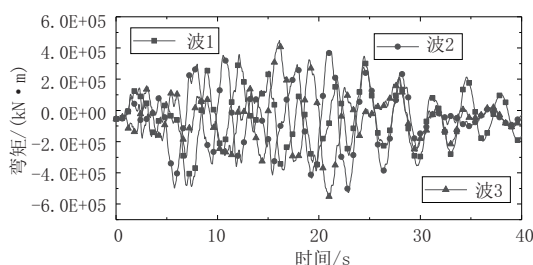


图6 弯矩

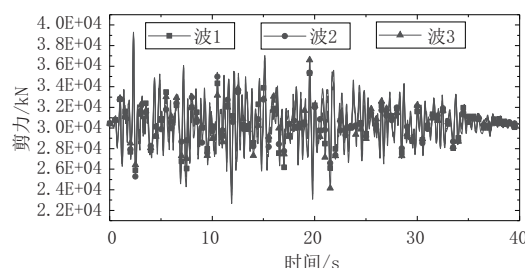


图7 剪力

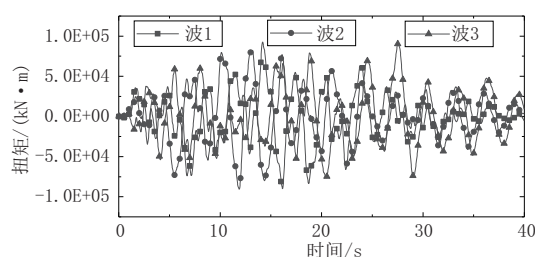


图8 扭矩

分析图6至图8可得到如下结论:

(1)在时程波3作用下的内力值最大,时程波1次之,时程波2最小。这与3条地震波PGA大小顺序保持一致。

(2)弯矩、剪力和扭矩在时程波3下的最大值分别为 $6.85 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、 $3.93 \times 10^4 \text{ kN}$ 和 $9.26 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。

(3)分析图8可知,在地震作用下的主梁截面扭矩值较大,最大可达 $9.26 \times 10^4 \text{ kN}\cdot\text{m}$,这对结构受力和行车较为不利。因此,处于高烈度地区的连续刚构,主梁截面要加强抗扭刚度。

4.3 反应谱与时程对比分析

4.3.1 位移

反应谱和时程计算工况下的主梁纵向位移、纵向位移和横向位移对比情况如图9所示。

分析图9可得到以下结论:

(1)时程计算工况下的位移值普遍大于反应谱计算工况下的位移值,且不小于反应谱计算的80%,符合规范要求。

(2)时程计算工况下的主梁横向和纵向位移均较

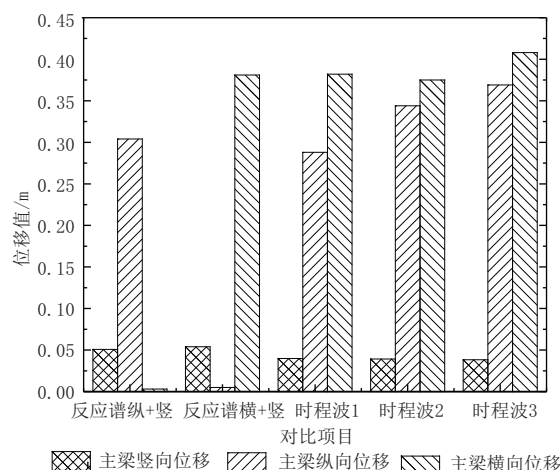


图9 位移对比

大,而反应谱下的主梁纵向位移仅在纵向+竖向计算工况下才较大,横向位移也有类似现象。

4.3.2 内力

反应谱和时程作用下的关键位置弯矩、剪力、扭矩和轴力对比见表6和图10。

表6 内力计算值

地震工况	弯矩值 / ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	剪力值 / kN	扭矩值 / ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	轴力值 / kN
反应谱纵+竖	5.40×10^5	1.99×10^4	2.89×10^{-2}	3.38×10^4
反应谱横+竖	6.34×10^5	2.06×10^4	8.89×10^4	3.28×10^4
时程波1	6.34×10^5	3.93×10^4	9.26×10^4	2.80×10^5
时程波2	6.48×10^5	3.89×10^4	8.22×10^4	2.79×10^5
时程波3	6.85×10^5	3.88×10^4	9.09×10^4	2.79×10^5

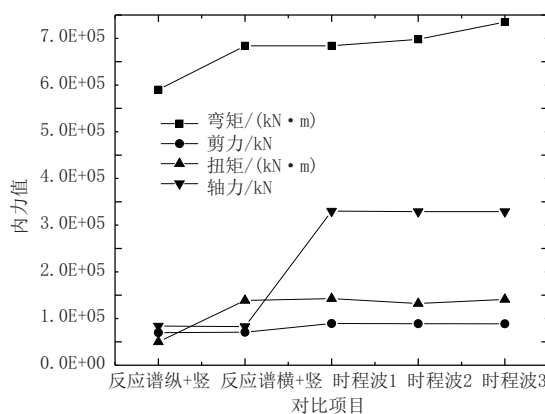


图10 内力对比

分析表6和图10可得到以下结论:

(1)内力计算规律与位移计算规律基本保持一致,即时程计算工况下的各个内力值整体上大于反应谱计算工况下的内力值。

(2)各个计算内力中,弯矩值最大,最大可达 $6.85 \times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}$,其中剪力值最小。

5 结 语

(1)该桥一阶模态为纵漂,有助于强震区纵向地震能量的吸收。前 10 阶振型中,大多为横弯,说明该桥横向刚度也较低,在横向地震作用下可能产生较大的横向位移。

(2)反应谱计算工况下,纵向位移和横向位移最大值分别为 0.304 m 和 0.381 m,且与地震激励方向有关;竖向位移约为 0.05 m,与地震激励方向关系不大。

(3)对比分析反应谱和时程分析计算结果可知,时程分析计算结果整体上大于反应谱计算结果,符合相关规范要求。

参考文献:

[1] 杜桃明,叶仲韬,刘洋,等.高烈度地区不对称刚构-连续梁桥减隔

震设计研究[J].世界桥梁,2021,49(3):78-83.

[2] 贾毅,赵人达,廖平,等.高烈度地区多跨长联连续梁桥抗震体系研究[J].桥梁建设,2017,47(5):41-46.

[3] 汪磊.大跨度 PC 连续刚构桥预应力损失影响及后期备用束应用[J].公路,2020,65(2):139-142.

[4] 余孝穷,郭炎峰,吕凯元.承台结构形式对分幅连续刚构桥地震响应的影响研究[J].世界桥梁,2021,49(2):57-63.

[5] 罗艺升.大跨度连续刚构桥地震响应分析[J].工程技术研究,2020,5(13):255-256.

[6] 王帅,宋帅,张巍.高承台下自由桩长对双薄壁墩连续刚构桥地震响应的影响[J].世界地震工程,2021,37(1):103-110.

[7] 台玉吉,惠迎新,金宝宏.斜腿夹角对 V 形墩连续刚构桥地震响应的影响研究[J].世界地震工程,2019,35(2):186-192.

[8] 贾毅,王永宝,李福海,等.高墩大跨曲线连续刚构桥地震响应研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2019,35(1):39-48.

[9] 陈银灯,郑史雄,张金.高烈度山区场地非线性效应对连续刚构桥地震响应的影响分析[J].铁道标准设计,2017,61(8):63-69.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站:<http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱:cdq@smedi.com