

## 横向非对称高低墩桥梁地震响应分析及抗震措施研究

余波<sup>1</sup>, 汤庆超<sup>1</sup>, 张隆顺<sup>1</sup>, 陈耀章<sup>2</sup>

(1.中国电建集团 昆明勘测设计研究院有限公司, 云南 昆明 650000; 2.湖南省交通科学研究院, 湖南 长沙 410015)

**摘要:** 为探究横向非对称高低墩在地震力作用下的力学特征,以某山区高速桥梁为工程背景,采用有限元软件建立三维空间数值模型,对比分析不同高度桥墩在地震荷载下的弹塑性力学行为,结果显示低墩在受力中更不利,易发生剪切破坏,而高墩承载能力富余度较大。为改善高低墩受力,提出 3 种改善措施,效果分析结果表明,采用高差控制时两墩柱受力更均匀;基于延性抗震设计理论,当墩柱进入塑性阶段时需控制墩柱不发生剪切破坏,建议将墩柱高差控制在 4 m 以内。

**关键词:** 桥梁;横向非对称高低墩;地震力;受力研究;抗震措施

中图分类号:U442.5

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2022)01-0099-05

随着公路桥梁建设向山区延伸,横向非对称高低墩(以下简称高低墩)情况越来越多。针对双柱式桥墩,沈星等建立双柱墩模型,研究了横梁刚度变化对桥墩破坏机理、墩顶位移能力、位移延性系数及基础受力的影响;王文科等针对砼连续梁桥,采用 Pushover 分析法对影响桥墩抗震延性能力的砼强度、纵筋和箍筋等主要参数进行了研究;孙治国等基于 OpenSees 数值分析平台建立无系梁和设置延性系梁的双柱墩抗震数值分析模型,分析了延性系梁设置对双柱墩地震反应的影响;吴宜峰等利用 ANSYS/LS-DYNA 有限元软件建立钢筋砼双柱墩精细有限元数值模型,进行了双柱墩在不同控制参数下数值模拟试验;焦驰宇等针对不同墩柱形式的曲线桥进行数值模拟,分析了单梁法、脊梁法、梁格法模型在桥梁地震反应中的误差。以上研究提出了双柱式桥墩静动力特性的改善措施,但对高低墩没有提出系统、完整的改善措施。该文采用有限元

软件 MIDAS/Civil 对高低墩在地震力作用下的结构响应进行分析,研究其改善措施,为高低墩设计与施工提供参考。

## 1 工程概况

某拟建桥梁抗震设防烈度为 7 度,地震动峰值加速度为  $0.15g$ ,建筑场地类别为 II 类,场地特征周期为  $0.45\text{ s}$ ,结构抗震设防类别为 B 类,不考虑风荷载等水平力作用。

全桥共五联,取横向墩高相差最大的一联进行计算分析。如图 1 所示,该联为  $4 \times 39\text{ m}$  预应力砼(后张)连续 T 梁桥,下部结构桥墩编号依次为  $1^\# \sim 4^\#$ ,墩柱直径为  $1.9\text{ m}$ ,桩基直径为  $2.0\text{ m}$ ,中系梁与地系梁截面高  $1.7\text{ m}$ 、宽  $1.3\text{ m}$ 。在  $1^\#$ 、 $4^\#$  墩顶设置 LNR(H) 滑动型支座,  $2^\# \sim 3^\#$  墩顶设置 LNR 固定型支座,墩顶横向布置 6 个支座。桥墩截面高度见表 1。

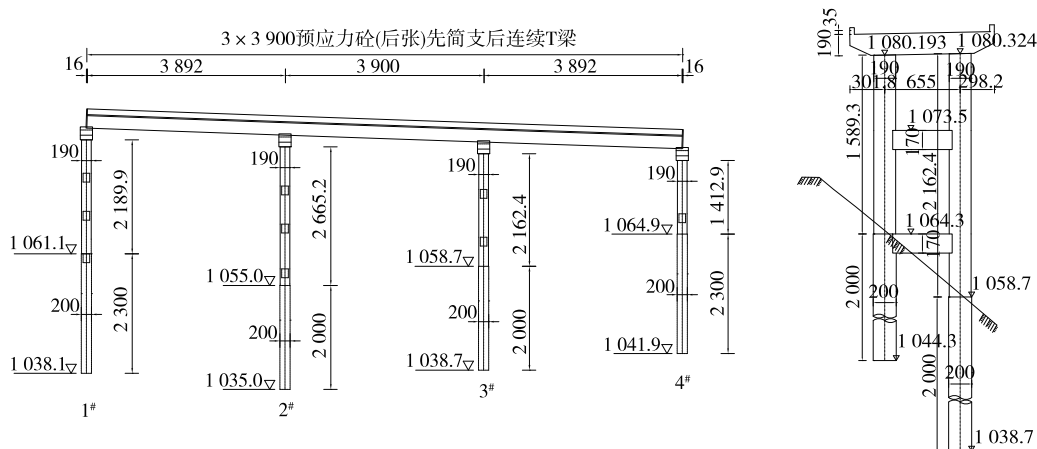


图 1 桥型布置(单位:标高为 m,其他为 cm)

表1 一联内桥墩高度数据 m

桥墩编号	0	1	墩柱高差
1	21.899	26.068	4.169
2	23.321	26.652	3.331
3	15.893	21.624	5.731
4	10.098	14.129	4.031

注:0、1 分别表示低墩柱和高墩柱。

## 2 建立有限元模型

### 2.1 单元模拟

采用 MIDAS/Civil 2020 建立数值模型,上部结构、桥墩、桩基础均采用考虑截面剪切变形的空间梁单元模拟。采用直角坐标系, $X$  轴为桥纵向, $Z$  轴为桥竖向, $Y$  轴为桥横向。为考虑材料弹塑性效应,在进行钢材模拟时选用双折线模型,钢材的屈服强度取 400 MPa,弹性模量为  $2.05 \times 10^5$  MPa。选用 Mander 模型分别定义有约束砦和无约束砦,C35 砦

抗压强度标准值为 23.4 MPa,弹性模量为  $3.15 \times 10^4$  MPa。有限元模型见图 2。

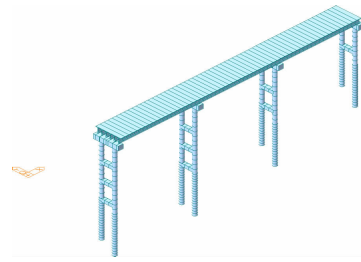


图2 桥梁有限元模型

### 2.2 边界模拟

在有限元模型边界模拟时,桩底进行固结约束。根据 m 法计算得到土弹簧水平向约束刚度,以进行桩身单元土层作用模拟。结构内部构件间联系采用共节点,桥墩抗推刚度按桥墩和支座的联合刚度考虑,支座刚度模拟结果见表 2。

表2 支座刚度模拟结果

支座类型	刚度/(kN · m <sup>-1</sup> )					
	$S_{DX}$	$S_{DY}$	$S_{DZ}$	$S_{RX}$	$S_{RY}$	$S_{RZ}$
LNR 固定型支座	931 000	2 840	2 840	30	4 704	4 704
LNR(H)滑动型支座	931 000	—	—	—	—	—

注:滑动型支座水平向刚度计算时,不考虑四氟滑板摩擦系数对刚度计算的贡献; $S_{DX}$ 、 $S_{DY}$ 、 $S_{DZ}$  表示支座不同方向的线位移刚度; $S_{RX}$ 、 $S_{RY}$ 、 $S_{RZ}$  表示支座不同方向的角位移刚度。

### 2.3 荷载输入

桥梁恒载作用考虑上部梁体自重和二期恒载,二期恒载包括桥面铺装和安全护栏,均以均布荷载形式施加;考虑二期荷载对结构振型计算的质量与刚度贡献;考虑结构整体抵抗纵、横向地震作用影响,模态组合采用 CQC 法。

### 2.4 模型分析方法

取钢筋砦模态阻尼比为 5%,先通过集中质量

法将模型二期和结构质量转换到 3D 方向,再采用 Ritz 向量法进行特征值分析和直接积分法对成桥进行地震反应谱分析。

## 3 计算结果与分析

### 3.1 弹性阶段抗弯承载能力验算

为便于分析,取具有代表性的 3<sup>#</sup> 墩柱的验算结果(见表 3、表 4)进行分析。

表3 水平向地震力作用下的结构响应

位置	地震力方向	E1 作用下结构响应				E2 作用下结构响应			
		$N_d/(kN \cdot m)$	$F_X/kN$	$N_n/(kN \cdot m)$	$\xi$	$N_d/(kN \cdot m)$	$F_X/kN$	$N_n/(kN \cdot m)$	$\xi$
3 <sup>#</sup> -0	$E_X$	4 755	70	12 055	2.54	16 169	238	12 146	0.75
	$E_Y$	1 637	1 478	12 843	7.85	5565	5 024	14 732	2.65
3 <sup>#</sup> -1	$E_X$	3 030	85	12 063	3.98	10 303	290	12 177	1.18
	$E_Y$	1 870	1 928	13 091	7.00	6 358	6 555	15 497	2.44

注: $N_d$  为单墩柱弯矩设计值; $F_X$  为单墩柱轴力设计值; $N_n$  为单墩柱弯矩允许值; $\xi$  为  $N_n$  与  $N_d$  的比值。

表4 规范工况组合下结构验算结果

位置	地震力方向	E1 作用下抗弯承载能力			E2 作用下抗弯承载能力		
		$N_d/(kN \cdot m)$	$N_n/(kN \cdot m)$	验算结果	$N_d/(kN \cdot m)$	$N_n/(kN \cdot m)$	验算结果
3 <sup>#</sup> -0	CLCB4	5 873	20 789	满足	2 463	1 866	不满足
	CLCB5	8 831	28 082	满足	12 523	12 089	不满足
3 <sup>#</sup> -1	CLCB4	5 938	25 654	满足	1 448	1 761	满足
	CLCB5	9 799	34 670	满足	14 430	21 225	满足

由表 3、表 4 可知:3<sup>#</sup>桥墩在 E1 地震力作用下均处于弹性状态;在 E2 地震力作用下 3<sup>#</sup>-0 墩柱已屈服,已不能按弹性阶段的强度理论计算,需进行塑性状态抗剪承载能力验算。

### 3.2 塑性阶段抗剪承载能力验算

对 3<sup>#</sup>-0 和 3<sup>#</sup>-1 进行塑性铰区刚度折减,验算塑性状态下墩柱抗剪承载能力,结果见表 5。

表 5 塑性铰区的抗剪验算结果

位置	剪力方向	$V_d/kN$	$V_n/kN$	验算结果
3 <sup>#</sup> -0	横桥向	2 865.83	2 443.18	不满足
3 <sup>#</sup> -0	顺桥向	2 865.83	2 443.18	不满足
3 <sup>#</sup> -1	横桥向	2 141.95	2 443.18	满足
3 <sup>#</sup> -1	顺桥向	2 141.95	2 443.18	满足

注: $V_d$ 为作用组合下剪力效应值; $V_n$ 为构件抗剪承载力设计值。

由表 5 可知:由于 3<sup>#</sup>-0 和 3<sup>#</sup>-1 墩柱的箍筋配筋率和砼强度相同,两墩柱的塑性阶段抗剪承载能力相同。而实际地震力分配时,由于 3<sup>#</sup>-0 墩柱的抗推刚度大于 3<sup>#</sup>-1 墩柱,3<sup>#</sup>-0 分配的地震力更大,导致 3<sup>#</sup>-0 的抗剪承载能力不足,易发生剪切破坏。

### 3.3 位移验算

双柱墩的顺桥向容许位移可按 JTG/T 2231—01—2020《公路桥梁抗震设计规范》计算。对横桥向允许位移,在盖梁处施加水平力  $F$ ,进行非线性静力分析,当墩柱的任一塑性铰达到其最大容许转角时,盖梁处的横向水平位移即为容许值。高低墩的容许位移均由低墩容许位移控制。墩柱顶位移验算结果见表 6。

表 6 墩柱顶位移验算结果

位置	位移方向	$\Delta d/mm$	$\Delta n/mm$	验算结果
3 <sup>#</sup> -0	横桥向	3.09	102.00	满足
3 <sup>#</sup> -0	顺桥向	101.45	252.17	满足
3 <sup>#</sup> -1	横桥向	17.99	102.00	满足
3 <sup>#</sup> -1	顺桥向	132.91	252.17	满足

注: $\Delta d$ 为作用组合下位移效应值; $\Delta n$ 为构件位移设计值。

通过对 3<sup>#</sup>-0 和 3<sup>#</sup>-1 墩顶位移进行比较,桥墩位移允许值均由低墩控制,且 3<sup>#</sup>-1 墩顶位移设计值大于 3<sup>#</sup>-0 墩顶位移设计值。

## 4 抗震改善措施分析

根据以上分析,在地震力作用下,低墩在下部结构设计中起控制作用;高差较大时,易发生剪切破

坏。为改善高低墩的受力状态,提出 3 种改善措施:1) 提高配筋率和配箍率;2) 增强双柱墩系梁刚度;3) 控制墩底高差。

### 4.1 配筋率和配箍率影响效应分析

为研究配筋率和配箍率对高低墩抗震性能的影响,在进行配筋率分析时,控制配箍率不变,修改纵向钢筋直径;在进行配箍率分析时,控制配筋率不变,修改横向箍筋直径。

#### 4.1.1 配筋率影响效应分析

以设计方案分析模型为基础,改变双柱墩纵向钢筋直径依次为 22、25、28、32、36 mm,其他参数不变(采用依托工程尺寸,下同),分析双柱墩配筋率对桥墩抗弯承载能力与曲率的影响。计算结果见图 3、图 4。

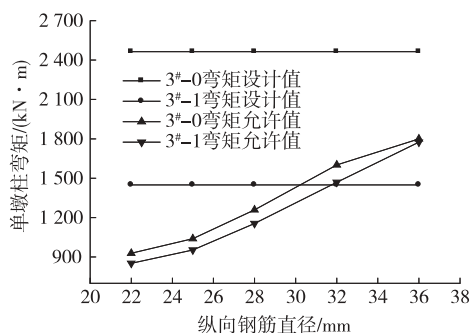


图 3 配筋率对弯矩的影响

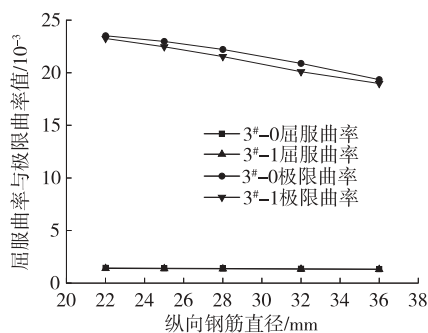


图 4 配筋率对曲率的影响

由图 3 可知:提高配筋率可提高墩柱在弹性阶段的抗弯承载能力,抗弯承载能力呈线性变化;钢筋直径为 36 mm 时,高墩的抗弯承载能力富余度为 1.224,而低墩在地震力作用下进入塑性阶段。

由图 4 可知:提高配筋率对墩柱屈服曲率的影响减小,对墩柱极限曲率的影响呈线性负相关,纵向钢筋每提高一个等级,墩柱的极限曲率降低  $0.856 \times 10^{-3}$ 。因曲率与桥墩位移延性系数正相关,配筋率增加会降低桥墩变形能力。

#### 4.1.2 配箍率影响效应分析

以设计方案模型为基础,改变双柱墩横向箍筋直径依次为8、10、12、14、16 mm,其他参数不变,分析双柱墩配箍率对高低墩抗剪承载能力与曲率的影响。计算结果见图5、图6。

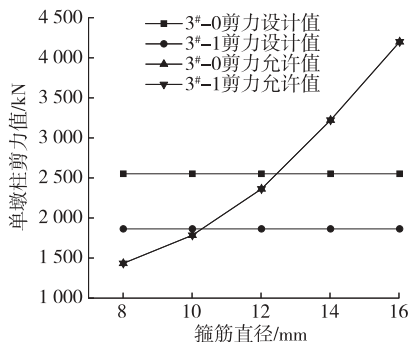


图5 配箍率对弯矩的影响

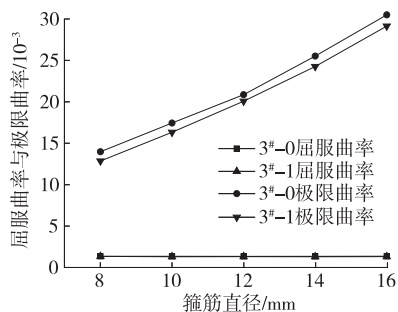


图6 配箍率对曲率的影响

由图5可知:提高配箍率可提高墩柱在塑性阶段的抗剪承载能力,高低墩抗剪承载能力变化趋势相同。箍筋直径为14 mm时,即能满足承载能力要求,此时高墩承载能力富余度为1.710,低墩承载能力富余度为1.280。

由图6可知:提高配箍率对墩柱屈服曲率的影响较小。因箍筋可通过限制砼膨胀来提高砼极限应变,配箍率对墩柱极限曲率的影响成线性正相关,箍筋每提高一个等级,墩柱的极限曲率提高  $3.528 \times 10^{-3}$ ,从而使墩柱的延性增加,抗震性能得以改善。但在实际施工中,箍筋直径太大不便于弯折,会增加施工难度。

#### 4.2 系梁刚度影响效应分析

以设计方案模型为基础,分析双柱墩系梁刚度对桥墩受力的影响。保持桥梁其他参数不变,仅改变双柱墩起横向连接作用的地系梁和中系梁刚度,通过改变系梁砼弹性模量  $E$  来实现。依次设置各方案的弹性模量比值为  $E_{\text{方案}N} : E_{\text{方案}N+1} = 1 : 3$  ( $N$  为1~4,其中方案3的弹性模量和材料实际弹性模

量一致。选取3#-0和3#-1墩墩底的5个单元进行抗弯承载力比较,单元编号从系梁到墩底方向依次增大。计算结果见图7~10。

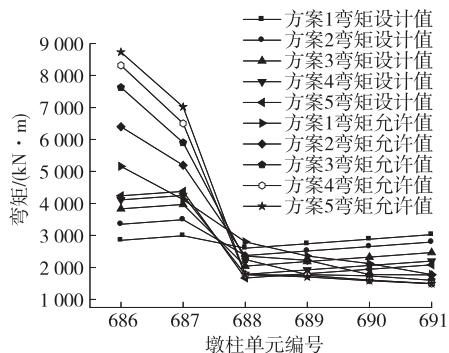


图7 系梁连接强度对3#-0墩弯矩的影响

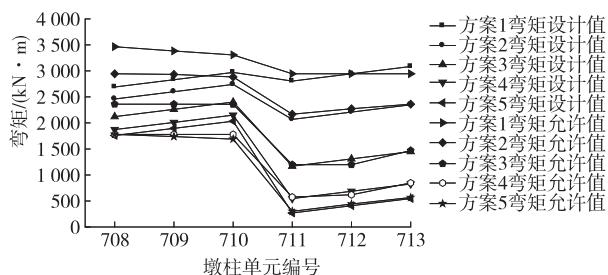


图8 系梁连接强度对3#-1墩弯矩的影响

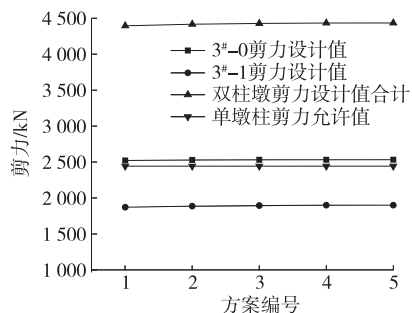


图9 系梁连接强度对剪力的影响

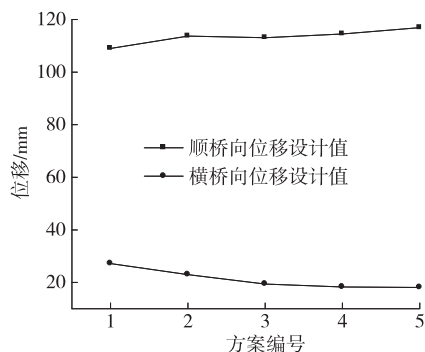


图10 系梁连接强度对位移的影响

由图7、图8可知:1) 对高墩加强或减弱系梁刚度,均会降低其抗弯承载力富余度。方案3中墩

底单元(713)承载力富余度为 5.384,方案 1、方案 5 中分别为 0.762、0.670;方案 3 中系梁附近单元(708)承载力富余度为 1.972,方案 1、方案 5 中分别为 0.914、1.000。2) 对低墩加强或减弱系梁刚度,墩底单元抗弯承载力富余度有所增加,而系梁附近位置抗弯承载力富余度有所减弱。方案 3 中墩底单元(691)承载力富余度为 0.853,方案 1、方案 5 中分别为 0.924、0.997;方案 3 中系梁附近单元(686)承载力富余度为 1.217,方案 1、方案 5 中分别为 1.177、1.050。

由图 9、图 10 可知:系梁刚度改变对墩柱承受的剪力无明显影响;位移随着系梁连接刚度的增加趋于平缓。

综上,系梁刚度增强或减弱,对高低墩受力的改善效果较小,反而会使高墩先于低墩进入塑性阶段,且随着系梁刚度的增加塑性铰区往系梁方向发展。

#### 4.3 高差影响效应分析

以设计方案模型为基础,改变 3<sup>#</sup>-0、3<sup>#</sup>-1 墩相对高差,其他参数不变,分析双柱墩墩底高差对桥墩受力的影响。选取高差  $H=0\sim 8$  m,步长为 2 m。计算结果见图 11~14。

由图 11、图 12 可知:墩底高差  $H=0$  时,两墩柱受力最均匀;随着墩柱高差的增加,低墩墩底抗弯承载力富余度从 0.887 减小至 0.729,高墩墩底抗

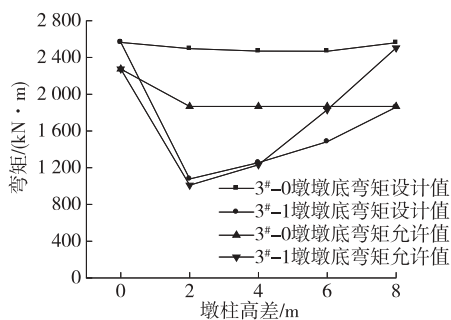


图 11 墩柱高差对墩底弯矩的影响

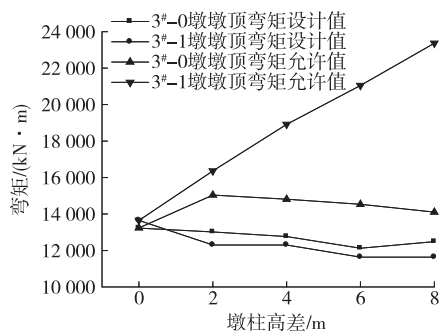


图 12 墩柱高差对墩顶弯矩的影响

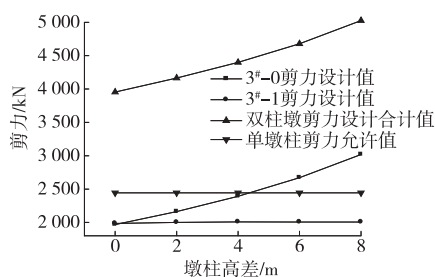


图 13 墩柱高差对剪力的影响

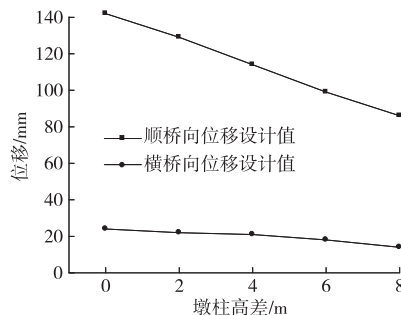


图 14 墩柱高差对位移的影响

弯承载力富余度从 0.887 增加至 1.346。

由图 13 可知:墩柱高差增加,桥墩抗推刚度增大,在一联桥中分配水平力增多,所承担设计剪力合计值从 3 974 kN 增加至 4 942 kN,且增加部分均由低墩承担。墩柱高差控制在 4 m 以内时,墩柱进入塑性阶段时不会发生剪切破坏。

由图 14 可知:墩柱高差增加,桥墩抗推刚度增大,顺、横桥向位移不断减小。

## 5 结论

在横向非对称高低墩受力中,低墩往往处于不利状态,而高墩承载力富余度较大,存在低墩进入塑性阶段或发生剪切破坏、而高墩仍处于弹性阶段的情况。针对高低墩提出 3 种改善措施,通过分析可得:

(1) 随着配筋率的提高,墩柱抗弯承载力得到改善,但极限曲率明显降低,变化斜率为  $0.856 \times 10^{-3}$ ;随着配箍率的提高,墩柱抗剪承载力得到改善,且极限曲率明显提高,变化斜率为  $3.528 \times 10^{-3}$ 。

(2) 系梁连接刚度增强,对低墩的改善效果不明显,而高墩的承载力明显降低;随着系梁刚度的增加,塑性铰区往系梁方向发展。

(3) 通过高差控制,可使两墩柱受力更均匀。基于延性抗震设计理论,当墩柱进入塑性阶段时需控制墩柱不发生剪切破坏,建议将墩柱高差控制在

(下转第 108 页)



表2 桥梁的自振频率及振型

阶次	频率/Hz	周期/s	振型
1	0.153 689	6.506 647	拱肋1阶正对称侧弯
2	0.247 420	4.041 703	主梁1阶正对称侧弯
3	0.468 205	2.135 814	拱肋2阶反对称竖弯
4	0.497 515	2.009 991	主梁2阶反对称竖弯
5	0.738 301	1.354 461	主梁3阶正对称竖弯
6	0.985 580	1.014 631	主梁4阶反对称竖弯

性。此外,频率随着阶数的增加逐渐加大,对应的周期则迅速减小。桥梁振型与衰减速度成反比,振型阶数越高,衰减越快。实际工程抗震设计中应优先考虑较低振型。2)系杆拱桥的振型主要有拱肋正反对称侧弯、主梁正反对称侧弯。桥梁振型的耦合及复杂程度随阶数的增加而增强,主梁振型随模态数的提高呈正反对称规律循环变化。3)桥梁竖向由于吊杆能传递拱肋和主梁之间的荷载,三者共同受力,形成完整的梁拱组合结构,使桥梁在承受动荷载时拱肋和吊杆能基本保持同步,拱肋和主梁在自重作用下振动保持相对协调。

## 5 结论

(1)在系杆拱桥施工中,主梁、拱肋的变形和内力主要承受恒载和活载,温度荷载对其有所影响。由于温度受环境影响较大,现场仪器受限,未及时进行量化,有待进一步研究。

(2)主梁标高变化比拱肋明显,而拱肋应力变化比主梁大,这是由系杆拱桥吊杆的传力作用和两者的受力特点决定的。

(3)主梁、拱肋及吊杆在极限承载能力状态下的动力特性满足规范要求。系杆拱桥的动力特性关系着桥梁的安全性和稳定性,前6阶频率和振型计算结果显示,随着阶数的增加,结构频率减小,成负相关;而结构周期逐渐增大,成正相关。

## 参考文献:

- [1] 戴公连,李德建,曾庆元,等.深圳市芙蓉大桥连续钢管拱系杆拱桥空间稳定性分析[J].中国公路学报,2001,14(1):48-51.
- [2] 李新平,钟健聪.空间系杆拱桥吊杆张拉控制分析[J].华南理工大学学报(自然科学版),2004,32(7):89-92.
- [3] 刘钊.基于能量法的系杆拱桥最优吊杆内力的确定[J].工程力学,2009,26(8):168-173.
- [4] 张振伟,张伟.飞燕式钢管混凝土系杆拱桥静动力特性分析[J].中外公路,2019,39(1):113-116.
- [5] 黄云,张清华,叶华文,等.钢管混凝土系杆拱桥空间稳定性分析[J].桥梁建设,2014,44(4):50-56.
- [6] 刘焕辉,朱芝荏.基于均匀试验的大跨悬索桥静力性能参数敏感性分析[J].公路与汽运,2020(4):125-128+134.
- [7] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵设计通用规范:JTG D60—2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.
- [8] 上海市市政工程设计研究总院.城市桥梁设计规范:CJJ 11—2011[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.

收稿日期:2021-02-26

(上接第103页)

4 m以内。

## 参考文献:

- [1] 沈星,叶爱君,王晓伟.柔性横系梁双柱墩的抗震行为分析[J].同济大学学报(自然科学版),2013,41(3):342-347.
- [2] 王文科,李雪红,徐秀丽,等.基于Pushover的双柱墩桥梁抗震延性能力分析[J].工程抗震与加固改造,2015,37(5):75-81.
- [3] 孙治国,华承俊,司炳君,等.设置延性系数系梁的桥梁双柱墩抗震能力研究[J].桥梁建设,2015,45(1):39-44.
- [4] 吴宜峰,李爱群,王浩,等.钢筋混凝土双柱墩滞回性能数值模拟与分析[J].东南大学学报(自然科学版),

2015,45(4):776-781.

- [5] 焦驰宇,胡彪,刘路宇,等.不同墩柱形式曲线桥主梁合理数值模拟方法研究[J].工程力学,2018,35(增刊1):246-252.
- [6] 招商局重庆交通科研设计院有限公司.公路桥梁抗震设计规范:JTG/T 2231-01—2020[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2020.
- [7] 李漪.山区桥梁设计浅析[J].工程与建设,2012,26(1):62-65.
- [8] 刘贝.土-桩-结构相互作用对砼自锚式悬索桥地震响应的影响研究[J].公路与汽运,2020(4):129-134.
- [9] 余智敏,吴庆雄,袁辉辉,等.纵桥向变刚度支座布置的V形河谷高低墩梁桥受力性能分析[J].南昌大学学报(工科版),2021,43(3):249-254+262.

收稿日期:2021-04-08