

# 下承式系杆钢箱拱桥动力特性及抗震分析

李艳凤,朱坤龙

(沈阳建筑大学交通与测绘工程学院,辽宁 沈阳 110168)

**摘要** 目的 研究下承式系杆钢箱拱桥的动力特性及其地震响应下的受力状态。  
**方法** 通过有限元软件 Midas civil 建立实桥模型,研究其结构自振模态和振型,在三种不同组合工况下输入地震荷载,分析拱肋内力、变形及吊杆索力在地震荷载组合作用下的变化规律。  
**结果** 因该桥两端拱座均为单点锚固,且拱肋外倾,吊杆只能受拉,所以该桥横向和竖向刚度小;在工况三作用下,结构内力和应力相对于工况一和工况二,最大减小幅度分别为 30% 和 28%;三种工况分别作用下,拱肋位移数值变化最大为工况二作用下拱顶横向位移,位移值增大两倍。  
**结论** 拱肋的横向地震动响应结果表现最差,应采取相应措施增加横向刚度;该桥内侧吊杆索力远大于外侧吊杆,应加强对内侧吊杆监测。

**关键词** 下承式拱桥;钢箱拱肋;动力特性;反应谱分析;有限元分析

中图分类号 TU997;U44

文献标志码 A

## Analysis of Dynamic Characteristics and Seismic Performance of Through Steel-box Tie-bar Arch-bridge

LI Yanfeng, ZHU Kunlong

(School of Transportation and Geomatics Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168)

**Abstract:** In order to study the dynamic characteristics of the through steel-box tie-bar arch-bridge and its stress state under seismic response. Based on Midas/Civil finite element software, the real bridge model was established to study the self-vibration mode and vibration shape. Under three different combined conditions, the seismic load was input to analyze the variation of arch rib internal force, arch rib deformation and suspender cable force. Because the arch abutments at both ends of the bridge were single point anchorage and the arch ribs were outward, the suspenders can only be pulled, so the lateral and vertical stiffness of the bridge was small. The internal force and stress of the structure under the action of working condition 3 were reduced by 30% and 28% respectively compared with working condition 1 and working condition 2. Under three working conditions respectively, the maximum displacement value of the arch rib was the lateral

收稿日期:2022-05-15

基金项目:国家重点研究与发展计划项目(2018YFC0809600);辽宁省教育厅项目(LJKZ0589)

作者简介:李艳凤(1980—),女,教授,博士,主要从事桥梁结构分析等方面研究。

displacement of the vault under the action of working condition 2, and the displacement value increased by two times compared with other working conditions. The lateral seismic response of arch rib is the worst, and corresponding measures should be taken to increase the lateral stiffness. The inside suspender cable force of this bridge is much larger than the outside, and the monitoring of the inner suspender should be strengthened.

**Key words:** through arch bridge; steel box arch rib; dynamic characteristics; response spectrum analysis; finite element analysis

地震是一种突发性的自然灾害,具有高强度、大范围的特点。结构抗震分析是桥梁设计中的重要环节,也是桥梁结构动力分析重要组成部分。地震荷载作用会导致桥梁结构安全性降低,轻则导致结构局部开裂,严重影响可能会发生坍塌、倾覆事故<sup>[1]</sup>。对结构预先进行抗震分析,通过预测桥梁结构在地震荷载作用下产生的损伤形式和破坏程度,可以在桥梁抗震设计阶段对其做针对性设计,并为结构振动控制提供可靠的计算依据<sup>[2-3]</sup>。

M. Yoshimura 等<sup>[4-5]</sup>通过对日本首座中承式钢管混凝土拱桥建立有限元模型,研究该桥结构自振特性,总结出了该桥的动力特性。黄中亨<sup>[6]</sup>通过建立某中承式拱桥有限元模型,研究了该桥的动力特性,并对其进行地震反应谱分析,得出该桥的抗震性能。庞辉等<sup>[7]</sup>通过对比桥梁采用反应谱法和动力时程分析法的结果发现,在 EI 地震作用下两种方法得到的结构变形和受力结果高度拟合,表明对结构进行抗震性能分析采用反应谱法是可行的。

目前下承式系杆拱桥多以拱肋平行的系杆拱桥和提篮拱桥出现,而拱肋外倾式的系杆拱桥由于结构拱肋外倾,导致其结构受力复杂,在地震动作用下的响应尚不明确,因此对其研究较少。基于此,笔者以某拱肋外倾的下承式系杆拱桥为例,采用 Midas civil 软件建立实桥模型,研究该桥动力特性及地震动响应。研究表明,拱肋的横向地震动响应结果表现最差,应采取相应措施增加横向刚度;该桥内侧吊杆索力远大于外侧吊杆,应加

强对内侧吊杆监测。

# 1 动力特性及反应谱原理

## 1.1 振动特性的基本原理

结构的振动特性是研究结构动力特性首要内容,包括结构自振频率、阻尼比和结构振型等<sup>[8]</sup>。结构振动特性在桥梁抗震设计过程中有着非常重要的地位。其中由不考虑阻尼作用的地震引起结构振动的微分方程为

$$M\ddot{\delta} + K\delta = 0. \tag{1}$$

式中: $M$  为质量矩阵; $\delta$  为位移向量; $K$  为刚度矩阵。

对式(1)求解为

$$\delta = A\sin(\omega t + \theta). \tag{2}$$

式中: $A$  为与时间无关的向量; $\omega$  为振动频率; $t$  为时间; $\theta$  为初始相位角。

将式(2)代入式(1)可得结构体系的特征方程为

$$|K - \omega^2 M| = 0. \tag{3}$$

由式(3)求出结构的固有频率  $\omega_i, i = 1, 2, \dots, n$ 。

## 1.2 反应谱的基本原理

反应谱计算理论是在弹性基础上建立的,反应谱理论包含以下四种理论:多点一致激励弹性反应谱理论、多点非一致激励弹性反应谱理论、基于弹性反应非弹性分析理论和非弹性反应谱分析理论<sup>[10]</sup>。

单质点振子体系,由于地震运动位移  $\delta_g(t)$  引起的地震振动方程为

$$m(\ddot{\delta}_g + \ddot{y}) + c\dot{y} + ky = 0. \tag{4}$$

式中: $(\ddot{\delta}_g + \ddot{y})$  为绝对加速度; $y$  为相对位移; $\dot{y}$  为相对加速度,根据动力学原理,使之形成

惯性力、弹性恢复力和阻尼力的平衡方程。

对式(4)整理可得:

$$\ddot{y} + 2\xi\omega\dot{y} + \omega^2y = -\ddot{\delta}_g.$$
 (5)

其中,不考虑阻尼的圆频率为

$$\omega = \sqrt{k/m}.$$
 (6)

阻尼比为

$$\xi = c/(2\sqrt{k\cdot m}).$$
 (7)

相对位移的积分式为

$$y = -\frac{1}{\omega_d}\int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)}\ddot{\delta}_g(\tau)\sin\omega_d(t-\tau)dt.$$
 (8)

式(8)中考虑阻尼的圆频率为

$$\omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2}.$$
 (9)

通过对式(8)微分,可得出相对速度和相对加速度的积分式为

$$\dot{y} = \int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)}\ddot{\delta}_g(\tau) \times \left[\frac{\xi\omega}{\omega_d}\sin\omega_d(t-\tau) - \cos\omega_d(t-\tau)\right]dt.$$
 (10)

$$\ddot{y} = \int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)}\ddot{\delta}_g(\tau) \times \left\{ \left[1 - \left(\frac{\xi\omega}{\omega_d}\right)^2\right]\sin\omega_d(t-\tau) + \frac{2\xi\omega}{\omega_d}\cos\omega_d(t-\tau) \right\}dt - \ddot{\delta}_g(\tau).$$
 (11)

由于阻尼比很小,简化式(10)、式(11)为

$$\dot{y} = \int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)}\ddot{\delta}_g(\tau)\cos\omega_d(t-\tau)dt.$$
 (12)

$$\ddot{y} = \omega_d\int_0^t e^{-\xi\omega(t-\tau)}\ddot{\delta}_g(\tau)\sin\omega_d(t-\tau)dt - \ddot{\delta}_g(\tau).$$
 (13)

式中: $\ddot{\delta}_g(\tau)$ 为地震加速度的时间函数; $\omega_i$ 为单质点体系的圆频率; $\xi_i$ 为单质点体系的阻尼比; $y(t)$ 为相对位移的反应时程曲线,最大值为 $y_{\max}$ ; $\dot{y}_i$ 为相对加速度的反应时程曲线,最大值为 $\dot{y}_{\max}$ ; $\ddot{\delta}(t) + \ddot{y}(t)$ 为绝对加速度反应时程曲线,最大值为 $|\ddot{\delta}_g + \ddot{y}|_{\max}$ 。

1.3 反应谱理论的地震力计算

单质点体系的最大地震力计算式为

$$P = m|\ddot{\delta} + \ddot{y}|_{\max} = mg\left(\frac{|\ddot{\delta}|_{\max}}{g}\right) + \left(\frac{|\ddot{\delta}_g + \ddot{y}|_{\max}}{|\ddot{\delta}_g|_{\max}}\right) = k_H\beta W.$$
 (14)

式中: $g$ 为重力加速度; $k_H$ 为水平地震影响系数; $\beta$ 为动力系数; $W$ 为结构的总质量。

若考虑塑性阶段结构在柔软性损耗的问题时,需引用综合影响系数 $C_s$ :

$$C_s = 1/\mu \sim 1/\sqrt{2\mu - 1}.$$
 (15)

式中: $\mu$ 为延性系数。

则单质点体系的地震力计算式为

$$P = C_sK_H\beta W.$$
 (16)

2 工程概况

某拱肋外倾的下承式系杆拱桥,主桥采用下承式系杆钢箱拱桥,跨径布置为 40 m + 100 m + 40 m(见图 1)。主桥主梁采用单箱七室混凝土箱梁,标准桥宽 35 m。主跨箱梁内部设置 15 道横隔梁,横隔梁与吊杆对应布置,间隔 5 m;吊杆与横隔梁延伸段对应锚固,外侧吊杆沿梁中线对称布置、内侧吊杆交错布置。吊杆布置见图 2、图 3。

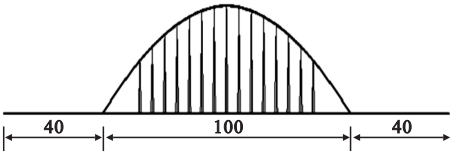


图 1 桥梁总体布置图  
Fig. 1 General layout of bridge

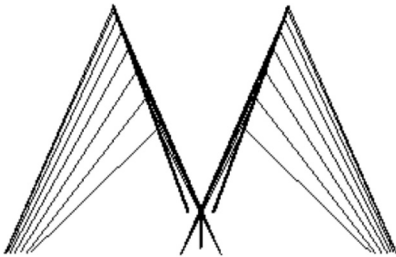


图 2 拱肋及吊杆布置图  
Fig. 2 Layout of arch ribs and hanger rods

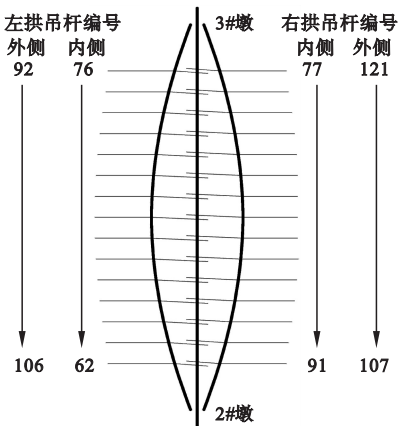


图3 吊杆编号

Fig. 3 Number of hanger rods

拱座采用实心混凝土结构,左右钢箱拱肋分别与拱座顶面相连接,主梁的横梁与拱座底面相连接。钢箱拱肋立面内呈v字形布置(两拱肋呈40°夹角,两拱肋左右对称,单侧拱与竖直面呈20°夹角)。在钢拱所在平面内,拱轴线线型为1.9次抛物线,拱肋跨度为100.014 m,矢高为32 m。钢箱拱肋采用梯形截面,顶底板宽分别为2.0 m和1.4 m,截面高度为1.8 m。钢箱拱肋固结于拱座上,与混凝土拱座的连接采用钢混结合的方式,其主拱钢结构伸入拱座内约2.0 m。

3 有限元模型建立

3.1 材料参数

主梁和拱座均采用C50混凝土,拱圈采用钢材,材料特性值见表1。

表1 材料特性值

Table 1 Material characteristic values

名称	材料	弹性模量/ 10 <sup>10</sup> Pa	泊松比	容重/ (kN·m <sup>-3</sup> )
主梁	C50 混凝土	3.45	0.2	25
拱圈	Q345	20.6	0.3	76.98
吊杆	Wire1670	20.5	0.3	78.5
拱座	C50 混凝土	3.45	0.2	25
系杆	Strand1860	19.5	0.3	78.5

3.2 有限元模型

采用有限元软件 Midas civil 建立全桥

(40 m + 100 m + 40 m)有限元模型。主梁、拱肋和拱座采用梁单元模拟,吊杆采用桁架单元模拟,模型主梁与墩顶连接处采用盆式橡胶支座的实际刚度通过弹性连接模拟。桩基的边界条件采用承台底六个自由度的弹簧刚度模拟桩土相互作用,将桩周围的土按等刚度原则简化为抗压弹簧。吊杆与主梁的横隔梁间连接采用刚性连接。全桥共建立124个梁单元,60个桁架单元,187个节点。有限元模型见图4。

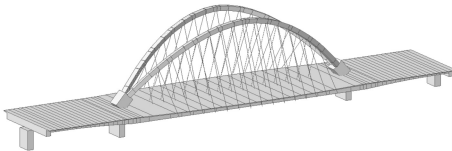


图4 有限元模型

Fig. 4 Finite element model

4 动力特性分析

本桥结构自振特性的求解采用多重Ritz向量迭代法。全桥共提取30阶模态,模型振型参与质量均达到该方向结构总质量的97%以上。由于文章篇幅有限,笔者仅呈现该桥前10阶的模态频率与振型。结构自振特性见表2,结构主要振型见图5。

表2 结构自振特性表

Table 2 Structural self-vibration speciality table

振型 编号	频率/ Hz	周期/ s	主要振型描述
1	0.76	1.32	拱肋整体侧向振动
2	1.82	0.55	拱肋整体侧向振动及轻微弯曲、桥面系轻微侧向振动
3	1.93	0.52	全桥一阶反对称竖弯振动
4	2.37	0.42	全桥一阶对称竖弯振动
5	2.83	0.35	拱肋一阶对称侧弯振动
6	3.01	0.33	两侧边跨一阶对称竖弯振动
7	3.31	0.30	全桥一阶反对称竖弯振动
8	3.37	0.30	全桥二阶反对称竖弯振动
9	4.28	0.23	拱肋二阶对称侧弯振动、桥面系一阶对称侧弯振动
10	5.49	0.18	全桥二阶对称竖弯振动

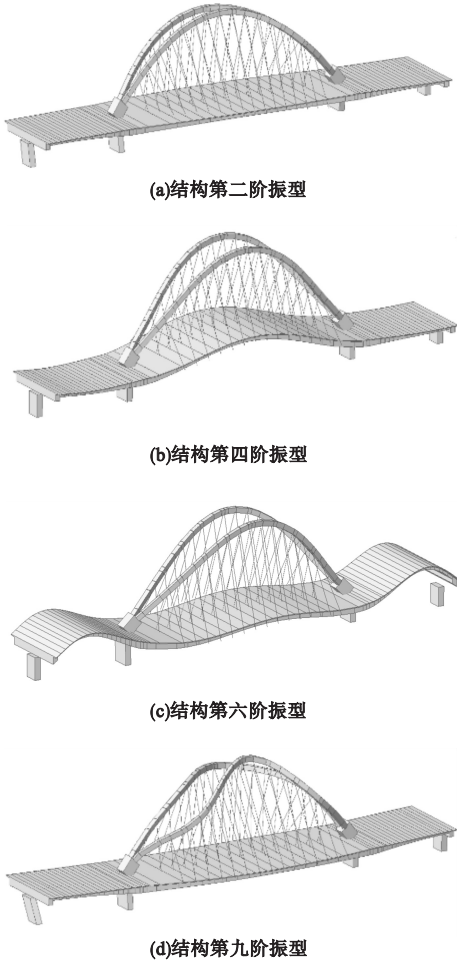


图5 结构主要振型

Fig. 5 Main modes of vibration of the structure

结构动力特性取决于结构的刚度和质量的分布,由表2分析可得到该桥的动力性能特征如下:

(1)本桥动力特性主要表现为拱肋整体侧向振动、侧向弯曲以及竖向弯曲振动;桥面系为侧向弯曲振动、竖向弯曲振动。随着模态阶数的不断升高,振型表现出更高阶的变形振动,甚至结构出现弯曲变形同扭转变形的耦合现象。

(2)一阶、二阶振型表现为拱肋整体侧向振动,拱肋几乎未发生变形,且一阶振型振动幅度大于二阶振型振动幅度。三阶、四阶、七阶振型表现为全桥发生一阶竖向弯曲变形,产生这一现象的原因是因为吊杆结构只能承受拉力而不能承担压力,从而降低结构

整体竖向刚度,桥梁结构在地震动作用下产生竖弯振型,主拱和桥面板因为通过吊杆连接,所以发生同一时间同一方向的振动,全桥产生竖向弯曲变形,其中阶数越高变形幅度越大。五阶、九阶振型表现为拱肋发生侧向弯曲变形,其中九阶变形幅度更大且弯曲阶数增加;六阶振型表现为边跨发生竖向弯曲变形;八阶、十阶振型表现为全桥二阶对称竖向弯曲变形,产生原因与三阶、四阶、七阶振型相同。

(3)该桥拱肋与主梁间承载结构为吊杆,因吊杆不能受压,使得结构竖向刚度变小;拱肋两端拱座均为单点支撑,且拱肋外倾,拱肋内侧吊杆平面与拱肋竖向夹角较小,使得拱肋横向约束较差,横向刚度变小。结构的模态频率数值较低,其结构变形与振型阶数的增加呈正相关性,同时振型之间的耦合性增强;该桥拱肋结构的竖向刚度大于横向刚度,拱肋结构横向刚度较小。拱座处为钢混结合结构,拱座结构强度大,相当于一个固定约束,使得全桥结构振动不一致。

5 地震反应谱分析

5.1 地震反应谱设计参数

依据本桥设计参数,水平、竖向地震加速度峰值均为0.1g,结构抗震设防为B类,场地类别Ⅱ类、抗震设防烈度为8度,结构阻尼比0.05,由《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T 2231—01—2020)查得该地区水平向、竖向特征周期分别为0.35s和0.25s。对结构采用E1地震作用设计反应谱输入,设计加速度反应谱最大值 $S_{max}$ 由式(17)确定:

$$S_{max} = 2.5C_iC_sC_dA. \tag{17}$$

式中:抗震重要性系数 $C_i$ 在E1地震作用下取0.5;场地系数 $C_s$ 水平取1.0,竖向取0.6;阻尼调整系数 $C_d$ 取1.0;设计基本地震加速度峰值 $A$ 取0.10g。

设计加速度反应谱 $S$ 的表达式为



$$S = \begin{cases} S_{\max}(0.6T/T_0 + 0.4), & T \leq T_0; \\ S_{\max}, & T_0 < T \leq T_g; \\ S_{\max}(T_g/T), & T_g < T \leq 10. \end{cases}$$

(18)

式中: $T$ 为结构的自振周期; $T_g$ 为特征周期。

将该桥的设计参数代入式(15)、式(16)可得该桥加速度设计反应谱,将数据输入到Midas/Civil中,可以获得该桥场地在E1地震作用激励下的加速度设计反应谱曲线,结果如图6所示。

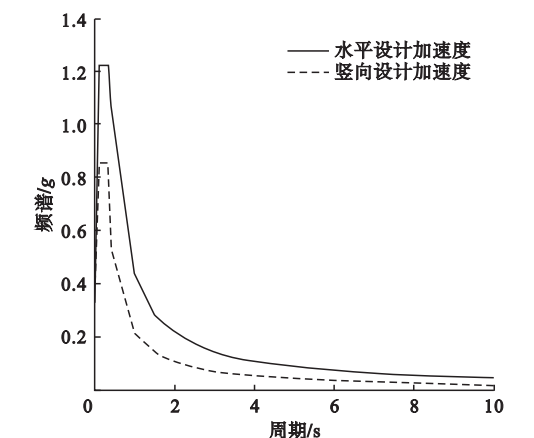


图6 E1地震水平、竖向加速度设计反应谱曲线

Fig.6 E1 seismic horizontal,vertical acceleration design response spectrum curve

5.2 地震作用组合

根据《公路桥梁抗震设计规范》(JTG/T

2231—01—2020)规定,笔者研究对象需要考虑水平方向和竖向地震动的作用。因为地震在时间和空间上都具有随机性,所以在对结构进行抗震研究时无法预测和确定地震方向的输入,也无法确定地震激励使结构最易受其影响的方向。为了综合考虑地震动对结构的影响,笔者采取组合荷载的方式进行荷载输入。

工况一:结构恒载+地震荷载(100%顺桥向+30%横桥向+30%竖向)。

工况二:结构恒载+地震荷载(30%顺桥向+100%横桥向+30%竖向)。

工况三:结构恒载+地震荷载(30%顺桥向+30%横桥向+100%竖向)。

5.3 E1地震作用下的反应谱分析

由于该桥拱肋及吊杆在横桥向对称布置,两侧拱肋在受力上基本相同,所以笔者选取左幅拱肋进行分析。通过该桥拱肋结构的内力、应力分布及结构在顺桥向、横桥向、竖向位移和吊杆受力进行分析,研究该桥主要承载结构的抗震性能。

采用反应谱法对该桥进行地震作用的响应分析,根据荷载输入方式得到三种工况下拱肋的轴向力、弯矩、位移和吊杆索力结果见表3、表4和图7。

表3 三种工况作用下内力及应力结果

Table 3 Internal force and stress results under three working conditions

位置	工况	最大轴向力/kN	最大应力/MPa	横桥向最大弯矩/(kN·m <sup>-1</sup> )	竖向最大弯矩/(kN·m <sup>-1</sup> )
拱脚	工况一	-21 966	-69.3	15 235	7 814
	工况二	-22 213	-70.4	15 493	14 276
	工况三	-16 087	-56.3	13 692	8 370
1/4 拱肋	工况一	-18 682	-58.7	5 787	1 876
	工况二	-18 555	-60.8	4 086	4 453
	工况三	-13 403	-49.7	3 759	2 130
拱顶	工况一	-16 261	-66.0	1 233	2 178
	工况二	-15 811	-56.8	2 230	5 314
	工况三	-11 422	-47.5	2 184	2 504

表 4 三种工况作用下位移结果

Table 4 Displacement results under three working conditions mm

位置	工况	顺桥向位移	横桥向位移	竖向位移
拱脚	工况一	5.65	2.84	0.50
	工况二	2.85	9.30	0.45
	工况三	2.99	2.81	-0.03
1/4 拱肋	工况一	8.29	9.21	4.65
	工况二	4.04	28.68	6.53
	工况三	3.99	9.16	2.16
拱顶	工况一	6.34	15.70	1.63
	工况二	2.92	48.34	11.09
	工况三	2.45	16.06	3.01

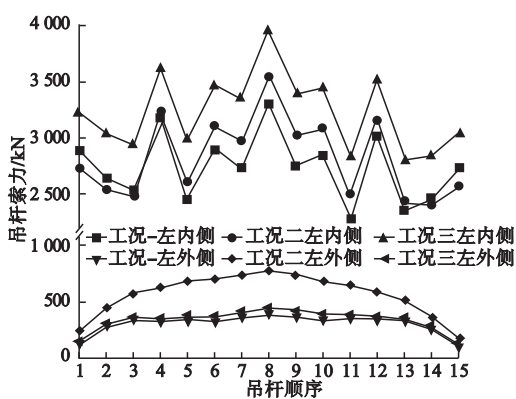


图 7 三种工况下吊杆索力图

Fig. 7 Boom cable diagram under three working conditions

5.3.1 拱肋受力分析

通过分析表 3 可知,在三种荷载工况作用下,在拱脚处出现内力和应力集中现象。在工况三作用下,结构内力、应力相对于工况一、工况二均减小,内力和应力最大减小幅度分别为 30% 和 28%。通过对比恒载和水平地震结果发现,这是由于结构受竖向地震动作用,使结构产生竖向振动,从而缩减了恒载的作用效应,使得结构上部主要承重结构拱肋受力减小。在三种荷载工况作用下拱脚处弯矩集中效应更为明显,在工况二作用下,结构受横桥向地震作用影响较大,上部受力结构中吊杆不能承受弯矩作用,使得拱肋产生较大的横向弯矩。

5.3.2 拱肋位移分析

通过分析表 4 可知,结构在受到三种工况作用时,与工况中主要地震动荷载方向相

同方向的位移数值会增大,其中工况二作用下横桥向位移数值增长量最大,位移数值增大了 207%,这是由于拱肋结构横向刚度较小,导致结构横向变形较大。

5.3.3 吊杆受力分析

通过分析图 7 可知,结构在分别承受三种工况作用时,产生的拉力主要由内侧吊杆承受,其原因是拱肋外倾,且内侧吊杆平面与拱肋竖向夹角较小,使其承受较多的结构自重及拱肋结构外倾对其产生的内力。在工况二作用下,外侧吊杆索力相对于工况一、工况三作用下有较为明显的增加,这是由于结构横向刚度较小,导致起横向稳定和传力作用的外侧吊杆索力增大。在工况三作用下,内侧吊杆索力相对于工况一、工况二作用下有较为明显的增加,这是由于内侧吊杆平面与拱肋平面夹角较小,使得内侧吊杆承担更多竖向力的作用,从而内侧吊杆索力增大。

6 结 论

(1) 在地震作用下,外倾式钢箱拱肋拱脚处最容易发生破坏,因拱脚处内力、应力集中分布又处于钢混结合段,设计中应在该部位采取加强措施。

(2) 因内侧吊杆平面与拱肋竖向夹角较小,使其承受较多的结构自重及结构外倾对其产生的内力,导致索力较大,在桥梁监测过程中要对其重点监测,防止因材料衰减和索

力过大而断裂。

(3)拱肋受横向位移影响更为不利,且拱肋结构外倾,可在拱肋之间设置横撑,增加其横向刚度,提高稳定性。

## 参考文献

- [1] 王国新,鲁建飞.地震动输入的选取与结构响应研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2012,28(1):15-22.  
(WANG Guoxin, LU Jianfei. Strong ground motion input and structural response [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2012, 28(1): 15-22.)
- [2] 刘铁林,刘君.近断层地震作用下大跨度拱桥响应研究[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2014,30(2):214-219.  
(LIU Tielin, LIU Jun. Response of long-span arch bridge under near-fault earthquake [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2014, 30(2): 214-219.)
- [3] CHEN Baochun, CHEN Shuisheng, LIU Yuqing. Preliminary analysis of natural vibration characteristics and anti-seismic behavior of concrete filled steel tubular arch bridges [C]. Yunnan; Yunnan Science and Technology Press, 2000.
- [4] YOSHIMURA M, WU Q, TAKAHASHI K, et al. Vibration analysis of the second Saikai bridge-a concrete filled tubular (CFT) arch bridge [J]. Journal of sound and vibration, 2006, 290(1/2): 388-409.
- [5] WU Q, YOSHIMURA M, TAKAHASHI K, et al. Nonlinear seismic properties of the second Saikai bridge-a concrete filled tubular (CFT) arch bridge [J]. Engineering structures, 2006, 28(2): 163-182.
- [6] 黄中亨.某中承式拱桥地震反应谱分析及抗震性能研究[J].四川建材,2017,43(2):129-130.  
(HUANG Zhongheng. Seismic response spectrum analysis and seismic performance study of half-through arch bridge [J]. Sichuan building materials, 2017, 43(2): 129-130.)
- [7] 庞辉,刘莱,邢宇玥,等.反应谱法分析钢筋混凝土拱桥在E1地震作用下的抗震性能[J].北华大学学报(自然科学版),2018,19(5):676-683.  
(PANG Hui, LIU Mo, XING Yuyue, et al. Seismic performance of reinforced concrete arch bridge on E1 earthquake by reaction spectrum method [J]. Journal of beihua university (natural science), 2018, 19(5): 676-683.)
- [8] 颜长青,简佳峰.关于桥梁抗震设计与加固技术的探讨[J].工程建设与设计,2019(12):95-96.  
(YAN Changqing, JIAN Jiafeng. Discussion on aseismic design and reinforcement technology of bridges [J]. Construction & design for project, 2019(12): 95-96.)
- [9] 谢肖礼,庞木林,邱辰,等.上承式加V拱桥动力特性研究及试验验证[J].上海交通大学学报,2021,55(3):276-289.  
(XIE Xiaoli, PANG Mulin, QIU Chen, et al. Research and test verification of dynamic characteristics of deck V-arch bridge [J]. Journal of Shanghai Jiaotong university, 2021, 55(3): 276-289.)
- [10] NAKAMURA Y, LIUREGHIAN A D, LIU D. Multiple-support response spectrum analysis of the golden gate bridge [R]. Berkeley: University of California, 1993.
- [11] LIN J H, SUN D K, SUN Y, et al. Structural responses to non-uniformly modulated evolutionary random seismic recitations [J]. Communications in numerical methods in engineering, 1997, 13: 605-616.
- [12] SOLARI G. Thunderstorm response spectrum technique: theory and applications [J]. Engineering structures, 2016, 108: 28-46.
- [13] 胡志伟.桥梁抗震设计理论分析方法探讨[J].安徽建筑,2015,22(4):153.  
(HU Zhiwei. Discussion on analysis method of anti-earthquake design of bridges [J]. Anhui architecture, 2015, 22(4): 153.)
- [14] 隋伟宁,李航,王占飞,等.内倾角对中承式钢箱提篮拱桥抗震性能影响分析[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2019,35(5):796-804.  
(SUI Weining, LI Hang, WANG Zhanfei, et al. Effect of leaning angle on seismic performance of half-through steel box basket-type arch bridges [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2019, 35(5): 796-804.)
- [15] 韦建刚,陈宝春,吴庆雄.钢腹杆-混凝土新型组合拱桥地震响应特性[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2010,26(3):416-422.  
(WEI Jiangang, CHEN Baochun, WU Qingxiong. Seismic response analysis of concrete arch bridge with steel truss webs [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2010, 26(3): 416-422.)

(责任编辑:杨永生 英文审校:刘永军)