

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

刘 贝

(中设设计集团股份有限公司, 江苏 南京 210014)

摘要: 土—桩—结构相互作用是桥梁结构抗震研究中的难点, 针对砼自锚式悬索桥进行土—桩—结构相互作用研究有助于该类结构的抗震设计及推广应用。文中利用有限元软件分别建立塔墩固结模型和考虑土—桩—结构相互作用模型, 研究两种结构模型的动力特性和不同地震工况下的地震响应。结果表明, 土—桩—结构相互作用延长了结构自振周期, 主塔振动主导和参与的振型频率减小; 与基础固结模型相比, 考虑土—桩—结构相互作用模型的主梁弯矩和位移分布发生变化且响应幅值减小, 主塔塔顶横桥向位移减小明显, 塔底弯矩和剪力减小, 主缆锚固端内力增幅减小, 吊索力增幅在不同工况下有增有减, 这类结构抗震设计时采用基础固结模型较保守。

关键词: 桥梁; 土—桩—结构相互作用; 砼自锚式悬索桥; 动力特性; 地震响应

中图分类号: U442.5

文献标志码: A

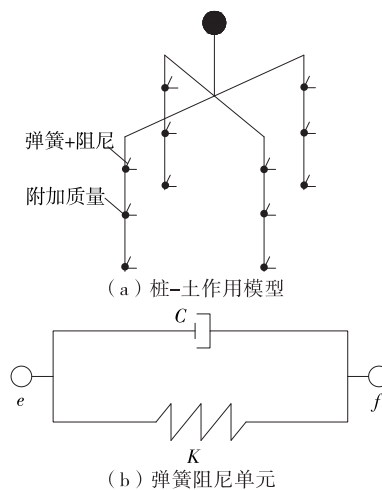
文章编号: 1671-2668(2020)04-0129-06

对建立在桩基上的结构进行抗震设计时, 需将土—桩—上部结构所组成的体系作为一个整体来考虑, 并考虑其相互作用的影响。关于土—桩—结构相互作用对自锚式悬索桥地震响应影响的研究主要针对较大跨径独塔钢箱梁自锚式悬索桥, 研究结果表明, 土—桩—结构相互作用延长了结构自振周期, 且对主塔参与的振型影响很大; 与基础固结模型相比, 考虑土—桩—结构相互作用的结构在地震作用下的内力响应减小约 20%, 桥塔、主梁位移响应分别增大约 50%、3%。对于多以双塔形式出现的砼自锚式悬索桥的研究不多见, 因为单塔结构和双塔结构约束条件不同、钢箱梁和砼箱梁自重差距大, 两者地震响应存在显著差异, 开展相关研究将对砼自锚式悬索桥的抗震设计及在抗震设防地区的推广应用起到关键作用。该文以南京小龙湾大桥为例, 分别建立塔墩固结模型和考虑土—桩—结构相互作用模型, 对 2 种模型的动力特性和地震响应进行分析, 研究考虑土—桩—结构作用对结构地震响应的影响, 为该类桥梁的抗震设计和减震控制提供参考。

1 集中质量法模型及参数确定

土—桩—结构相互作用的模拟采用集中质量法。集中质量法模型假定桩侧土是 Winkler 连续介质, 以半空间的 Mindlin 静力基本解为基础, 将桩—土体系的质量按一定厚度简化并集中为一系列质点, 离散成

一理想化参数系统, 并采用弹簧和阻尼器模拟土介质的动力性质, 形成一个包括地下部分的多质点体系。桩—土作用的简化方法采用文献[10]中不考虑群桩相互作用的模型简化方式, 模型见图 1。



C 为阻尼系数 $[N/(m/s)]$; K 为弹簧刚度 (N/m) ;

e 、 f 为单元两端节点号。

图 1 桩—土作用模型简化模式

土弹簧刚度的确定是桩—土效应分析的关键。参考文献[11]中的 m 法计算土弹簧刚度。南京小龙湾大桥桩基嵌入岩层中, 桩穿越土层主要是可塑性和硬塑性粉质黏土, 其中可塑性粉质黏土 $m_{\text{静}}$ 取 10 000 kN/m^4 , 硬塑性粉质黏土 $m_{\text{静}}$ 取 20 000 kN/m^4 。考虑文献[12]中的相关规定, 动力计算时

取 $m_{\text{动}} = 2m_{\text{静}}$ 。土弹簧刚度按下式计算:

$$k_s = p_s / x_z = ab_p m z \quad (1)$$

式中: a 为土层厚度; b_p 为桩柱计算宽度, 按照规范的有关规定的取值; m 为动力计算时土层的抗力系数; z 为土层深度。

桩土模型附加质量由附加场地土范围大小决定, 考虑介于群桩之间与桩基一起运动的土层, 附加质量近似取桩间土的质量。采用文献[13]中的方法确定水平阻尼系数, 用黏性阻尼器模拟波动能量向半无限场地逸散, 计算公式如下:

$$\begin{aligned} C_{H1} &= Dh_1 \rho_1 (v_{p1} + v_{s1}) \\ C_{Hj} &= D[h_j \rho_j (v_{pj} + v_{sj}) + h_{j+1} \rho_{j+1} (v_{p(j+1)} + v_{s(j+1)})] \quad (j=2, 3, \dots, n) \end{aligned} \quad (2)$$

式中: C_{H1} 、 C_{Hj} 分别为第 1、 j 层土的水平阻尼系数; D 为群桩换算直径; h_j 、 ρ_j 分别为第 j 层土的厚度和质量密度; v_{p1} 、 v_{pj} 、 $v_{p(j+1)}$ 、 v_{s1} 、 v_{sj} 、 $v_{s(j+1)}$ 分别为第 1、 j 、 $j+1$ 层土的纵波波速和剪切波速。

2 工程概况与有限元模型

南京小龙湾大桥为跨径 44 m+96 m+44 m 双塔双索面砼自锚式悬索桥, 主桥主塔总高为 35.4 m, 桥面以上塔高 22.6 m, 中跨矢跨比为 1/5.5, 主缆横桥向中心距 18 m。加劲梁采用现浇预应力砼箱梁, 梁高 1.74~2.0 m。吊索标准间距为 5 m, 箱梁每 5 m 设置横梁与吊索对应。

采用 MIDAS/Civil 有限元软件, 考虑主缆和吊索初应力刚度的影响, 建立该桥三维空间模型。采用接近结构特征的双梁式模型, 两侧三室箱梁简化为穿过截面剪心的单梁, 双梁之间由等效横梁联系; 主塔以底端固结于基底的三维门式框架模拟。主塔和主梁由支座连接, 模型中塔、主梁和横梁采用梁单元, 主缆、吊杆采用索单元。自锚式悬索桥的吊索内力、主缆线形能反映结构的刚度分布和主梁集度等结构主要信息。如表 1、表 2 所示, 模型中吊索力与

表 1 模型中吊索力与实测成桥吊索力对比

吊索 编号	吊索力/kN		偏差/%	吊索 编号	吊索力/kN		偏差/%	吊索 编号	吊索力/kN		偏差/%
	模型	实测			模型	实测			模型	实测	
1	3 004	3 076	-2.3	12	1 885	1 892	-0.4	23	1 885	1 941	-2.9
2	1 883	1 894	-0.6	13	1 885	1 978	-4.7	24	1 885	2 004	-5.9
3	1 882	1 851	1.7	14	1 884	1 978	-4.8	25	1 885	2 049	-8.0
4	1 883	1 846	2.0	15	1 886	2 058	-8.4	26	2 060	2 152	-4.3
5	1 884	1 824	3.3	16	1 880	2 058	-8.6	27	2 073	1 997	3.8
6	1 886	2 022	-6.7	17	1 895	2 054	-7.7	28	1 886	2 021	-6.7
7	2 073	1 975	5.0	18	1 880	2 019	-6.9	29	1 884	1 850	1.8
8	2 060	2 091	-1.5	19	1 886	1 975	-4.5	30	1 883	1 869	0.7
9	1 885	1 956	-3.6	20	1 884	1 992	-5.4	31	1 882	1 907	-1.3
10	1 885	1 995	-5.5	21	1 885	1 978	-4.7	32	1 883	1 888	-0.3
11	1 885	1 997	-5.6	22	1 885	1 925	-2.1	33	3 004	3 076	-2.3

注: 吊索从 5[#] 墩向 8[#] 墩方向依次编号为 1~33; 偏差 = [(模型吊索力 - 实测吊索力) / 实测吊索力] × 100%。

表 2 模型中主缆线形与实测线形对比

吊索 编号	主缆中心标高/m		偏差/%	吊索 编号	主缆中心标高/m		偏差/%	吊索 编号	主缆中心标高/m		偏差/%
	模型	实测			模型	实测			模型	实测	
1	18.834	18.814	0.11	12	27.131	27.105	0.10	23	29.272	29.179	0.32
2	20.969	20.900	0.33	13	25.449	25.390	0.23	24	31.720	31.649	0.22
3	23.521	23.499	0.09	14	24.123	24.102	0.09	25	34.546	34.515	0.09
4	26.422	26.408	0.05	15	23.168	23.142	0.11	26	37.770	37.716	0.14
5	29.677	29.670	0.02	16	22.613	22.585	0.12	27	37.229	37.156	0.20
6	33.282	33.236	0.14	17	22.436	22.382	0.24	28	33.246	33.226	0.06
7	37.286	37.281	0.01	18	22.633	22.547	0.38	29	29.631	29.573	0.20
8	37.733	37.644	0.24	19	23.204	23.139	0.28	30	26.382	26.331	0.19
9	34.494	34.491	0.01	20	24.158	24.074	0.35	31	23.495	23.402	0.40
10	31.678	31.579	0.31	21	25.483	25.400	0.33	32	20.965	20.885	0.38
11	29.214	29.174	0.14	22	27.190	27.127	0.23	33	18.805	18.717	0.47

注: 主缆中心标高的编号为对应位置处吊索编号; 偏差 = [(模型主缆中心标高 - 实测主缆中心标高) / 实测主缆中心标高] × 100%。

实测成桥吊索力(结构北侧吊索)的最大偏差为 8.6%,主缆线形与实测线形(结构北侧主缆)的最大偏差为 0.47%,有限元模型在主缆线形和吊索内力等主要参考指标上与实际结构的吻合度较好,能作为后续研究的基础模型。

考虑 2 种不同基础处理模型,分别为基础固结模型与考虑土—桩—结构相互作用模型(见图 2),其中考虑土—桩—结构相互作用模型中承台质量和

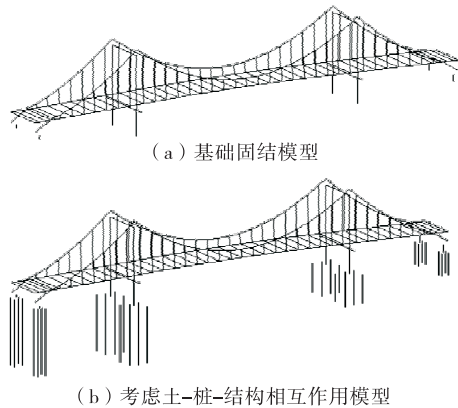


图 2 小龙湾大桥空间有限元计算模型

桩基附加质量以节点质量模拟,土弹簧采用阻尼器与弹簧并联模型,*e* 端与桩连接,*f* 端固结。

3 动力特性分析

基于以上有限元模型,采用 Lanczos 法对该桥进行动力特性分析,表 3 为两种模型前 10 阶振型分析结果。限于篇幅,仅列出模型 a 前 4 阶振型的三维视图(见图 3)。

由表 3 和图 3 可知:考虑土—桩—结构相互作用后,结构的动力特性发生改变,主塔顺桥向振动(第 2 阶振型)频率减小,以主塔横桥向振动主导的振型(第 3、4 阶振型)提前出现,有主塔参与的主梁的竖向弯曲振型频率(第 1、5 阶振型)降低;主梁扭转振动主导的振型频率增大,主缆振动主导的振型出现顺序有变化,这是因为考虑土—桩—结构相互作用的模型减小了主塔和桥墩的刚度,改变了结构的刚度分布。总体来看,考虑土—桩—结构相互作用结构的周期得到延长,低阶振型多以主梁和主塔振动为主导。

表 3 两种结构模型的前 10 阶振型

阶次	模型 a 的振型分析结果		模型 b 的振型分析结果	
	结构频率/Hz	振型特征	结构频率/Hz	振型特征
1	0.759 2	主梁对称竖弯	0.709 9	主梁对称竖弯
2	1.286 1	主塔顺桥向同向振动	0.855 0	主塔顺桥向同向振动
3	1.408 2	主梁扭转	1.212 7	主塔横桥向同向振动
4	1.493 4	主梁一阶反对称竖弯	1.284 2	主塔横桥向反向振动
5	1.719 2	主跨主缆横桥向同向振动	1.402 5	主梁一阶反对称竖弯
6	1.845 7	主跨主缆横桥向反向振动	1.433 8	主梁扭转
7	1.923 6	主塔横桥向反向振动	1.732 6	主缆横桥向同向振动
8	2.016 2	主缆横桥向对称振动	1.819 9	主跨主缆横桥向反向振动
9	2.107 9	主梁二阶对称竖弯	1.879 5	主跨主缆横桥向同向振动
10	2.241 8	主跨主缆横桥向反对称振动	1.951 5	主缆横桥向反对称振动

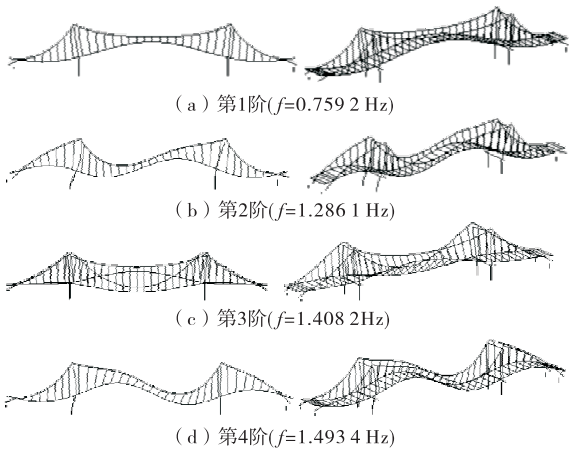


图 3 小龙湾大桥前 4 阶振型

4 地震响应时程分析

4.1 地震波的选取

考虑该桥场区Ⅱ类场地土条件和 7 度抗震设防烈度,以 E2 地震作用设计反应谱为基准,选取 2 条实测地震波和 1 条人工波作为桥梁结构的地震动输入。实测地震波以记录台站收集的地震记录波为基础进行调幅修正,并保证实测地震波反应谱曲线与设计反应谱曲线在结构主要振型的周期点上相差不超过 20%。地震波时程曲线、3 条地震波加速度反应谱曲线与设计反应谱曲线对比见图 4。地震时程响应分析采用瞬态非线性直接积分法,积分方法

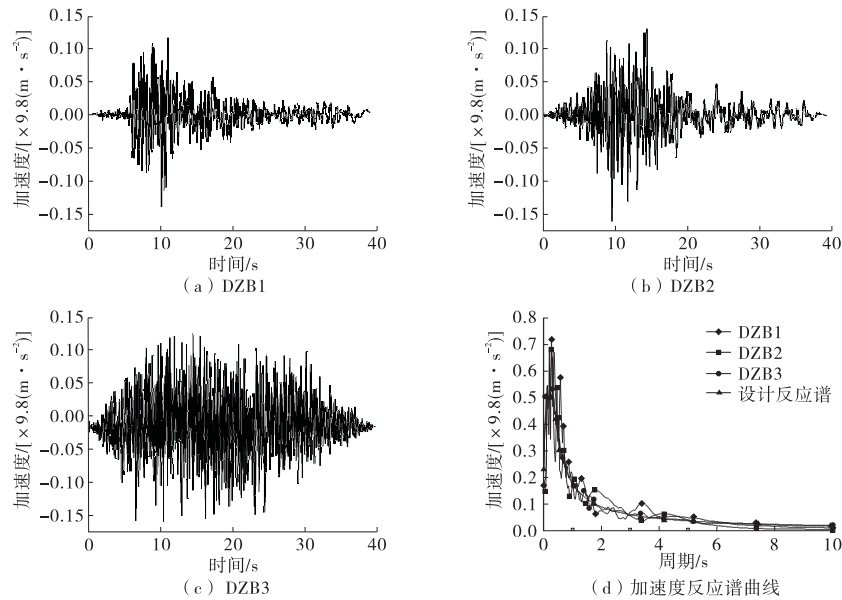


图4 地震波时程曲线与加速度反应谱曲线

采用 Newmark- β 常加速度法,其中 $\gamma=0.5$, $\beta=0.25$ 。为减少水平双向地震扭转耦联作用对结果的影响,更清晰地分析顺桥向和横桥向地震响应规律,对比分析两种模型在顺桥向+0.65 竖向、横桥向+0.65 竖向两种工况下的地震响应。

4.2 主梁地震响应

图 5~7 为两种地震工况下主梁的位移和内力响应。自锚式悬索桥主梁两端变截面梁段受力复杂,需单独进行实体分析,故只针对等截面梁端进行研究,对主梁端部梁端只给出响应值而不作深入探

究。由图 5~7 可知:两种模型主梁顺桥向弯矩在中跨分布不同,模型 b 的最大弯矩出现在中跨且比模型 a 的弯矩小;两种模型主梁横桥向弯矩分布趋势相同,模型 b 的弯矩是模型 a 的 31.5%;在顺桥向+0.65 竖向地震作用下,两种模型主梁顺桥向位移变化不大,竖向位移在中跨的分布趋势不同,模型 b 的边跨竖向位移较小;在横桥向+0.65 竖向地震作用下,模型 b 的墩、塔底部都有横向位移,进而改变了主梁横向位移分布,主梁的竖向位移较小,中跨跨中竖向位移为模型 a 的 47.7%。

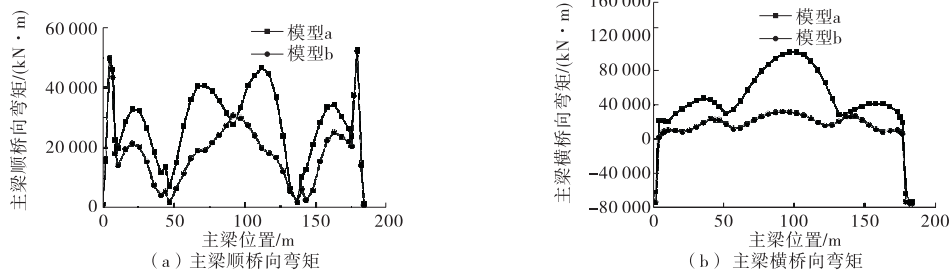


图5 两种地震工况下主梁的弯矩

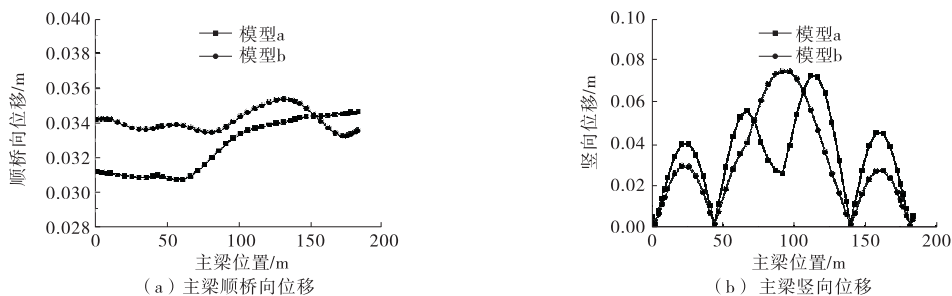


图6 顺桥向+0.65 竖向地震作用下主梁的位移

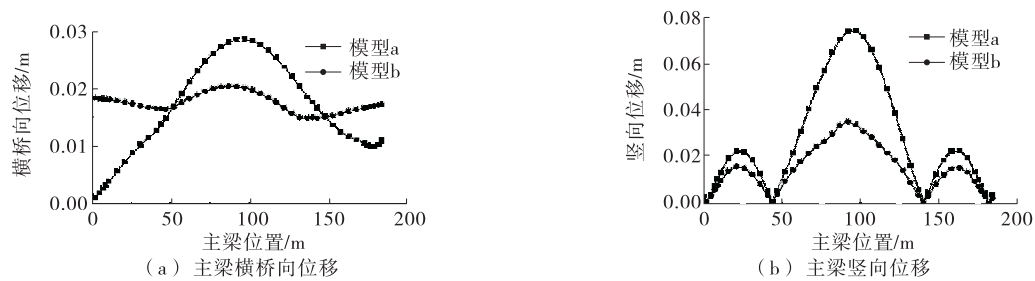


图 7 横桥向+0.65 竖向地震作用下主梁的位移

4.3 主塔地震响应

塔顶位移和塔底内力响应是砼自锚式悬索桥抗震设计关注的重点。表 4 为两种地震工况下主塔塔顶位移和塔底内力响应。由表 4 可知:在顺桥向+0.65 竖向地震作用下,塔顶位移变化不大,模型 b 的塔底内力较小,与主梁铰接主塔塔底弯矩和剪力分别为模型 a 的 36.6%、49.2%,与主梁链接主塔塔

底弯矩和剪力分别为模型 a 的 85.6%、67.5%;在横桥向+0.65 竖向地震作用下,模型 b 的塔顶横桥向位移和塔底横桥向内力均比模型 a 的小,与主梁铰接主塔塔顶位移、塔底弯矩和剪力分别为模型 a 的 46.2%、62.8%、37.7%,与主梁链接主塔塔顶位移、塔底弯矩和剪力分别为模型 a 的 49.9%、51.8%、32.9%。

表 4 主塔塔顶位移和塔底内力响应

工况	主塔类型	塔顶位移/m		塔底弯矩/(kN·m)		塔底剪力/kN	
		模型 a	模型 b	模型 a	模型 b	模型 a	模型 b
顺桥向+0.65 竖向	与主梁铰接主塔	0.042 4	0.038 6	236 396	86 569	23 438	11 539
	与主梁链接主塔	0.038 6	0.041 5	22 732	19 457	1 241	837
横桥向+0.65 竖向	与主梁铰接主塔	0.091 2	0.042 1	77 735	48 804	6 999	2 637
	与主梁链接主塔	0.076 4	0.038 1	96 489	50 006	8 681	2 852

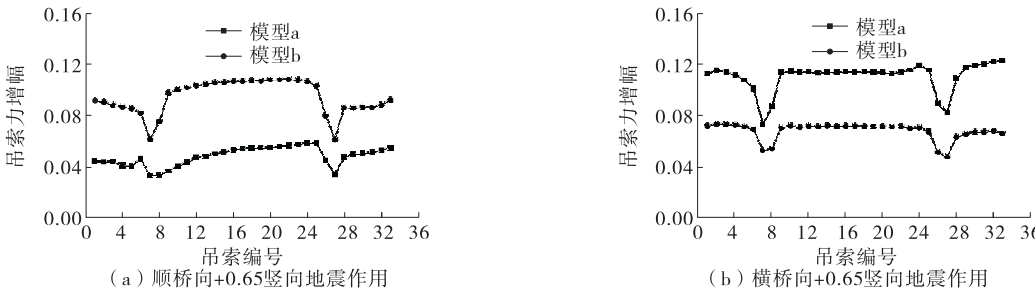
注:主梁与主塔采用顺桥向固定支座连接处的主塔称为与主梁铰接主塔;主梁与主塔采用顺桥向滑动支座连接处的主塔称为与主梁链接主塔;顺桥向+0.65 竖向地震工况下的数据为结构顺桥向响应,横桥向+0.65 竖向地震工况下的数据为结构横桥向响应。

4.4 缆索系统地震响应

吊索和主缆锚固端的地震响应内力变化是影响砼自锚式悬索桥抗震性能的关键指标。表 5 为两种地震工况下主缆锚固端内力响应,图 8 为两种地震工况下吊索力增幅[吊索力增幅=(吊索力地震响应幅值-成桥状态吊索力值)/成桥状态吊索力值]。由表 4、图 8 可知:主缆锚固端内力响应比成桥内力大,且模型 b 的增幅小于模型 a;主塔两侧吊索力增

表 5 两种工况下主缆锚固端内力响应 kN

主缆位置	成桥内力	主缆锚固端内力			
		顺桥向+0.65 竖向		横桥向+0.65 竖向	
		模型 a	模型 b	模型 a	模型 b
左锚固端主缆	24 188	25 678	25 333	25 098	24 847
右锚固端主缆	24 010	25 679	25 031	24 888	24 650



吊索编号从模型左侧依次为 1~33,7# 和 8#、26# 和 27# 为主塔两侧吊索。

图 8 两种地震工况下吊索力增幅

幅比其他位置的小;在顺桥向 $+0.65$ 竖向地震作用下,模型b的吊索力增幅为 $6.1\%\sim 10.9\%$,高于模型a $3.3\%\sim 5.9\%$ 的增幅;在横桥向 $+0.65$ 竖向地震作用下,模型b的吊索力增幅为 $4.7\%\sim 7.3\%$,低于模型a $7.2\%\sim 12.2\%$ 的增幅。

5 结论

(1) 目前针对桩土作用对自锚式悬索桥地震响应影响的研究主要集中在较大跨径独塔钢箱梁自锚式悬索桥,对双塔形式砗自锚式悬索桥的研究不多见。总体来看,结构在横桥向的地震响应受土—桩—结构相互作用的影响最大,响应幅值减小明显,用基础固结模型进行砗自锚式悬索桥抗震设计和减震控制较保守。

(2) 考虑土—桩—结构相互作用后,结构的刚度分布发生变化,其动力特性随之改变,主塔振动主导的振型和主要由主塔参与的振型频率降低,而主梁扭转振动主导的振型频率增大,主缆振动主导的振型出现顺序有变化。总体来看,考虑土—桩—结构相互作用的结构周期得到延长,结构的低阶振型以主梁和主塔振动为主导。

(3) 考虑土—桩—结构相互作用后,主梁弯矩和位移分布发生变化且响应幅值减小,主塔塔顶横桥向位移减小明显,塔底弯矩和剪力有较大幅度减小,主缆锚固端内力增幅减小,吊索力增幅在顺桥向 $+0.65$ 竖向地震作用下增大,在横桥向 $+0.65$ 竖向地震作用下减小。

参考文献:

- [1] 王浩,杨玉冬,李爱群.土—桩—结构相互作用对大跨度CFST拱桥地震反应的影响[J].东南大学学报(自然科学版),2005,35(3):433—437.
- [2] PENZIEN J,SCHEFFY C,PARMELEE R.Seismic a-

nalys of bridge on long piles[J].Engineering Mechanics Division,ASCE,1964,90(3):223—254.

- [3] 孙利民,张晨南,潘龙,等.桥梁桩土相互作用的集中质量模型及参数确定[J].同济大学学报(自然科学版),2002,30(4):409—416.
- [4] CAI Y X,GOULD P L,DESAI C S.Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil-pile-structure systems and application[J].Engineering Structure,2000,22(2):191—199.
- [5] 张哲,窦鹏,石磊,等.混凝土自锚式悬索桥的发展综述[J].世界桥梁,2003(1):1—4.
- [6] 贺星新,李爱群,李建慧,等.土—桩—结构相互作用对独塔自锚式悬索桥地震响应的影响[J].东南大学学报(自然科学版),2014,44(1):150—154.
- [7] 周牧,王君杰,袁万城.自锚式悬索桥地震反应有限元分析[J].长安大学学报(自然科学版),2008,28(1):66—71.
- [8] 房贞政,王黎园.独塔自锚式悬索桥动力性能研究[J].防灾减灾工程学报,2007,27(4):315—318.
- [9] 周水兴,王小松,田维锋,等.桥梁结构电算[M].北京:人民交通出版社,2013:81—85.
- [10] 屈爱平,高淑英.梁—墩—桩基的动力特性研究[J].西南交通大学学报,2001,36(6):561—564.
- [11] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵地基与基础设计规范:JTG D63—2007[S].北京:人民交通出版社,2007.
- [12] 重庆交通科研设计院.公路桥梁抗震设计细则:JTG/T B02—01—2008[S].北京:人民交通出版社,2008.
- [13] LYSMER J,RICHART F.Dynamic response of footings to vertical loading[J].Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,1966,92(1):65—91.
- [14] 王松涛,曹资.现代抗震方法[M].北京:中国建筑工业出版社,1997:107—115.

收稿日期:2019—07—18

(上接第128页)

参考文献:

- [1] 李世伟,杨永清,谢宏伟,等.巽他海峡大桥悬索桥结构体系矢跨比优化设计研究[J].中外公路,2018,38(6):144—147.
- [2] 唐茂林,宋晖,林恰,等.矢跨比对悬索桥受力的影响分析[J].建筑科学与工程学报,2010,27(3):24—28.
- [3] 崔冰,林恰,于旭东,等.桥塔刚度对悬索桥的影响分析

[J].中国工程科学,2010,12(7):33—38.

- [4] 丛霄,林赞笔.悬索体系桥梁关键受力参数敏感性分析[J].内蒙古公路与运输,2016(4):16—21.
- [5] 周可夫,张劲泉,李万恒,等.悬索桥静力仿真分析中敏感性参数研究[J].公路交通科技(应用技术版),2011(7):175—178.
- [6] 田芳.大跨度悬索桥的参数研究与静动力分析[D].北京:北京交通大学,2011.

收稿日期:2019—12—02