

连续刚构桥的剪力滞效应分析

车树汶

(福建省第一公路工程公司, 福建泉州 362000)

摘要:针对桥宽 28 m 的单箱三室连续刚构组合桥梁, 分别建立了考虑桩—土相互作用的变截面三维梁单元模型和三维实体、板壳组合模型, 分析了桥梁在均布荷载和集中荷载作用下的剪力滞效应, 并讨论了两种模型对动力特性的影响。结果表明, 均布荷载与集中荷载作用下箱梁的剪力滞效应明显不同, 对于地震时程反应分析而言, 考虑桩—土相互作用的变截面三维梁单元可以满足工程要求, 并具有计算效率高的特点。

关键词:连续刚构桥; 薄壁箱梁; 剪力滞效应; 动力特性; 有限元分析

中图分类号:U448.23 **文献标识码:**A **文章编号:**1009-7716(2006)01-0035-04

0 引言

薄壁箱梁, 尤其是宽翼缘薄壁箱梁的剪力滞效应是工程结构问题中的一个突出的问题, 许多学者在这方面进行了大量的研究工作^[1~5]。已经取得的较为精确的箱梁计算方法和计算结果均以较简单的单箱单室截面为研究对象, 而对于较为复杂的单箱多室截面, 比较有效的计算方法仍是利用通用或专用有限元软件所提供的板壳单元或实体单元来模拟计算。

美林大桥为 40 m+55 m+90 m+55 m+40 m 变截面预应力混凝土箱形连续刚构组合梁桥^[6], 箱梁采用单箱三室斜腹板式截面, 箱梁顶宽 28.0 m, 底宽 16.3~18.0 m, 顶板厚 25 cm, 底板厚 22~120 cm, 边腹板厚 45~100 cm, 中腹板厚 40~120 cm, 梁高 2.4~5.5 m。为了准确分析剪力滞效应在该桥 28 m 宽箱室顶板上的分布情况, 本文建立了考虑桩—土相互作用的三维变截面梁单元有限元模型和考虑桩—土相互作用的三维板壳单元、实体单元组合有限元模型。分析了桥梁主梁结构在均布荷载以及集中荷载作用下的剪力滞效应和剪力滞系数分布特点, 并根据现场实测数据对比分析了两种模型的应力结果, 得出了具有工程参考价值的结论。

1 有限元模型的建立

1.1 桩—土相互作用模型

美林大桥 2、3 号墩基础为群桩基础, 其上板式桥墩与主梁结构刚结形成刚构。为准确模拟桩—土

的相互作用, 假定承台与群桩顶的联接为刚性, 群桩顶部在顺桥向水平荷载 N 、竖向荷载 H 以及弯矩 M 的作用下所产生的水平位移 a_0 , 竖向位移 b_0 , 转角 β_0 之间的关系由式(1)给出^[7]:

$$\begin{bmatrix} \gamma_{aa} & \gamma_{ab} & \gamma_{a\beta} \\ \gamma_{ba} & \gamma_{bb} & \gamma_{b\beta} \\ \gamma_{\beta a} & \gamma_{\beta b} & \gamma_{\beta\beta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ b_0 \\ \beta_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H \\ N \\ M \end{bmatrix} \quad (1)$$

式中: γ_{ij} , $i, j = a, b, \beta$ 为桩群刚度矩阵。

式(1)中刚度方程的推导及各刚度系数的计算参见文献^[7]。

1.2 三维变截面梁单元及三维板壳、实体有限元模型^[7]

三维变截面梁单元有限元计算模型截面示意图如图 1 所示, 模型中共有 1018 个结点, 338 个单元。三维板壳、实体组合有限元模型中, 梁体采用板壳单元模拟, 横隔板、墩、承台及桩均采用实体单元模拟, 模型中共有 4172 个结点, 3414 个单元, 其截面示意图如图 2 所示。

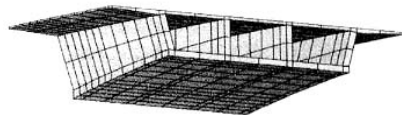


图1 三维变截面梁单元模型截面示意图

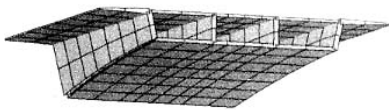


图2 三维板壳单元模型截面示意图

2 剪力滞效应分析

为分析桥梁在均布荷载及集中荷载作用下箱梁的剪力滞效应, 在桥面上施加 2.65 kN/m² 的均布

收稿日期: 2005-04-18

作者简介: 车树汶(1974-), 男, 湖南邵阳人, 硕士, 工程师, 从事桥梁施工管理工作。

荷载(二期恒载),以及在中跨跨中位置施加 2 辆汽车一超 20 重车荷载。分别用两种计算模型进行计算并辅以实测值加以比较分析,研究箱梁在两种荷载作用下的剪力滞效应。

桥梁在均布荷载作用下,板壳模型跨中最大竖向位移为 12.7 mm,三维变截面梁单元模型跨中最大竖向位移为 11.1 mm,两者相对误差为 12.6%;在集中荷载作用下,板壳模型跨中最大竖向位移为 4.2 mm,三维变截面梁单元模型跨中最大竖向位移为 3.7 mm,两者相对误差为 11.9%。显然,考虑箱梁剪力滞效应的板壳模型所得的竖向位移大于未考虑剪力滞效应的梁单元模型所得位移,这与其它文献的结论一致^[3]。

表 1 列出 7 个典型截面的上缘板纵向应力值、部分测点实测值及剪力滞系数,测点位置及截面位置如图 3 所示:

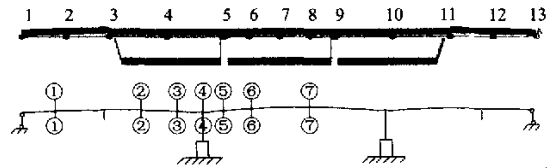


图 3 各主要截面位置布置示意图

如表 1 所示,均布荷载作用下全桥同时存在着正、负剪力滞效应。当桥梁受正弯矩作用时(以箱梁下缘受拉,上缘受压为正),是负剪力滞效应;当桥梁受负弯矩作用时,是正剪力滞效应。在 4[#]截面即墩梁结合处,由于实体段的作用影响,剪力滞效应并不明显。在 2[#]截面(边跨跨中)、6[#]截面(中跨 1/4 跨)中剪力滞效应较大,最大值为 0.72 MPa,在全桥

范围内理论值与实测值吻合较好。在正剪力滞区域断面上的应力最大值均发生在中腹板与顶板结合处,而在负剪力滞区域断面上应力最大值均发生在箱室顶板的中部。

均布荷载作用下全桥上缘板纵向应力云图及各主要截面上缘板纵向应力云图如图 4~图 11 所示。



图 4 全桥上缘板纵向应力云图(单位:Pa)



图 5 1[#]截面上缘板应力云图(单位:Pa)

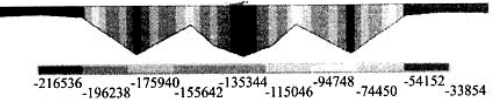


图 6 2[#]截面上缘板应力云图(单位:Pa)

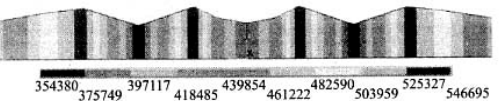


图 7 3[#]截面上缘板应力云图(单位:Pa)



图 8 4[#]截面上缘板应力云图(单位:Pa)

表 1 均布荷载作用下箱梁顶板应力和最大剪力滞系数(应力单位:MPa)

测点 编号	主要截面上缘板纵向应力及剪力滞系数													
	1 [#] 截面		2 [#] 截面		3 [#] 截面		4 [#] 截面		5 [#] 截面		6 [#] 截面		7 [#] 截面	
	应力 计算值	实测值	应力 计算值	实测值	应力 计算值	实测值	应力 计算值	实测值	应力 计算值	实测值	应力 计算值	实测值	应力 计算值	实测值
1	-0.27	—	-0.04	—	0.41	—	0.75	—	0.56	—	-0.18	—	-0.79	—
2	-0.30	—	-0.03	—	0.48	—	0.85	—	0.67	—	-0.14	—	-0.84	—
3	-0.34	-0.2	-0.05	-0.1	0.54	0.8	0.96	2.1	0.75	1.3	-0.12	-0.1	-0.88	-0.5
4	-0.46	—	-0.21	—	0.35	—	0.86	—	0.61	—	-0.30	—	-0.99	—
5	-0.30	—	-0.08	—	0.55	—	1.07	—	0.84	—	-0.13	—	-0.93	—
6	-0.43	—	-0.17	—	0.43	—	0.97	—	0.71	—	-0.24	—	-0.99	—
7	-0.46	—	-0.22	—	0.37	—	0.89	—	0.66	—	-0.30	—	-1.03	—
8	-0.44	—	-0.17	—	0.43	—	0.97	—	0.71	—	-0.24	—	-0.99	—
9	-0.30	—	-0.08	—	0.55	—	1.07	—	0.84	—	-0.13	—	-0.93	—
10	-0.46	—	-0.21	—	0.35	—	0.86	—	0.61	—	-0.30	—	-0.99	—
11	-0.34	-0.3	-0.05	-0.2	0.54	1.1	0.96	1.7	0.75	1.1	-0.12	-0.1	-0.88	-0.3
12	-0.30	—	-0.03	—	0.48	—	0.85	—	0.67	—	-0.14	—	-0.84	—
13	-0.27	—	-0.04	—	0.41	—	0.75	—	0.56	—	-0.18	—	-0.79	—
λ	0.87		0.74		1.43		1.22		1.35		0.72		0.93	

注:截面剪力滞系数取最大值,应力值以受拉为正。

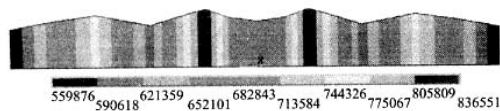


图 9 5#截面上缘板应力云图(单位:Pa)

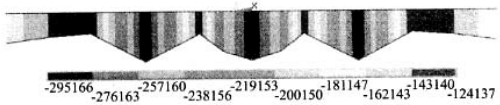


图 10 6#截面上缘板应力云图(单位:Pa)



图 11 7#截面上缘板应力云图(单位:Pa)

由图 4 可以看出明显的全局剪力滞效应,且具有良好的对称性,说明板壳模型建立正确。1#截面、2#截面、6#截面和 7#截面处受正弯矩作用,为负剪力滞效应,参见图 5、6、10、11 所示;3#截面、4#截面和 5#截面处受负弯矩作用,为正剪力滞效应,参见图 7、8、9 所示。

均布荷载作用下全桥剪力滞系数沿桥长方向分布情况如图 12 所示,0 m 处为北岸起点,140 m 处为跨中位置,四个铰支座分别在 0、40、240、280 m 处,两个刚性墩梁连接分别在 95、185 m 处。

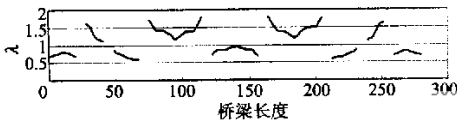


图 12 剪力滞系数沿桥跨纵向变化图

由图 12 可见,在支座附近剪力滞效应明显,最小剪力滞系数为 0.7,随着离支座的距离增加,剪力滞系数增大(负剪力滞),但在刚性墩处剪力滞效应由于受到实体段的影响反而并不明显,剪力滞系数

在此附近的一段距离内其值较小。在跨中位置为负剪力滞,影响最小,其系数 $\lambda=0.93$,全桥中剪力滞效应较大处发生在中跨 1/4 附近, λ 最大值为 1.8,应引起设计人员们的足够重视。

在集中荷载作用下 7 个典型截面的上缘板纵向剪力滞系数见表 2 所示。

表 2 集中荷载作用下箱梁顶板剪力滞系数

剪力滞系数 λ	主要截面上缘板剪力滞系数						
	1#截面	2#截面	3#截面	4#截面	5#截面	6#截面	7#截面
λ	1.2	1.11	1.10	1.27	1.15	1.19	1.40

在集中荷载作用下,7 个关键断面均为正剪力滞效应,在集中荷载处的剪力滞效应最大,剪力滞系数为 1.4,随着远离集中荷载,剪力滞系数逐渐减小,但在墩梁结合处剪力滞系数有所增加。几个典型断面顶板上的纵向应力分布如图 13~16 所示。

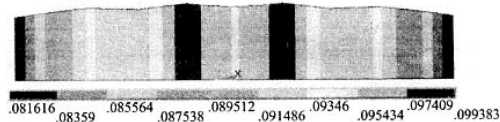


图 13 2#截面上缘板应力云图(单位:Pa)

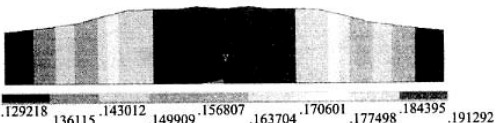


图 14 4#截面上缘板应力云图(单位:Pa)

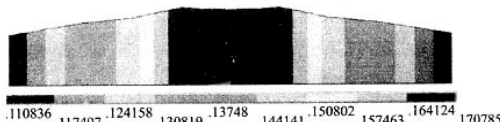


图 15 5#截面上缘板应力云图(单位:Pa)

3 自振特性

对三维变截面梁单元模型和三维板壳模型的自

表 3 计算频率与实测频率值

单位:(Hz)

阶数	三维变截面梁单元	振型	实测频率	三维板壳单元	振型	实测频率
1	1.390	主梁纵向反对称二阶弯曲振动	—	1.102	主梁纵向反对称二阶弯曲振动	—
2	1.765	主梁竖向一阶对称弯曲振动	1.86	1.722	主梁竖向一阶对称弯曲振动	1.86
3	2.925	主梁竖向二阶反对称弯曲振动	3.35	3.229	主梁竖向二阶反对称弯曲振动	3.35
4	3.206	主梁竖向二阶对称弯曲振动	4.10	3.924	主梁竖向二阶对称弯曲振动	4.10
5	4.015	主梁竖向三阶反对称弯曲振动	4.92	4.726	主梁一阶扭转振动	—
6	4.310	主梁竖向三阶对称弯曲振动	—	4.861	主梁竖向三阶反对称弯曲振动	4.92
7	4.528	主梁一阶扭转振动	—	5.19	主梁边跨竖向一阶对称弯曲振动	—
8	4.955	主梁竖向四阶反对称弯曲振动	—	5.215	主梁边跨竖向一阶反对称弯曲振动	—
9	6.093	主梁二阶反对称扭转振动	—	5.865	主梁二阶反对称扭转振动	—
10	6.317	主梁二阶对称扭转振动	—	5.884	主梁二阶对称扭转振动	—

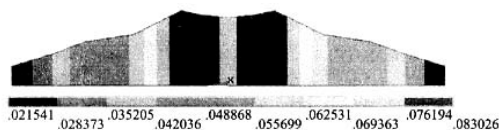


图 13 6[#]截面上缘板应力云图(单位:Pa)

振频率和振型进行对比计算,主梁前十阶计算频率与部分实测频率值如表 3 所示:

三维变截面梁单元模型前十阶振型如图 17(a)~图 26(a)所示,三维板壳单元模型前十阶振型如图 17(b)~图 26(b)所示。



在前十阶频率中,两种模型的自振频率值吻合较好,前四阶振型基本相同。三维板壳元模型中所得的振型中,扭转振型较多,且较为靠前,在第五阶就已出现,而在三维变截面梁单元模型中,扭转振型出现在第七阶,这体现了板壳元的刚度、质量空间分布特性。总体而言,考虑剪力滞效应的三维板壳模型的自振频率较不考虑剪力滞效应的三维变截面梁单元模型自振频率稍低,说明剪力滞效应对主梁自振频率有影响,但不十分突出。

4 时程反应分析

限于篇幅,两种模型的时程反应分析结果可参见文献[7]。结果表明三维变截面梁单元在地震反应分析时,机时耗用较少,仅为采用板壳元模型进行地震反应分析时的三分之一,而控制截面地震内力相差不大,这与桥规关于计算超静定结构内力时可不考虑有效翼缘宽度的规定一致。故在对连续刚构桥进行静力分析时宜采用板壳元建模,进行动力分析时,如地震时程反应分析等,考虑机时和精度可采用三维变截面梁单元建模。

5 结论

(1) 在均布荷载作用下全桥中同时存在着正、负剪力滞效应。当桥梁受正弯矩作用时(以箱梁下缘受拉,上缘受压为正),为负剪力滞效应,剪力滞系数最小值为 0.58;当桥梁受负弯矩作用时,为正剪力滞效应,剪力滞系数最大值为 1.8。在 2[#]截面(边跨跨中)、6[#]截面(中跨 1/4 跨)中剪力滞效应较大。在 4[#]截面即墩梁结合处,由于实体段的作用影响剪力滞效应并不明显。在跨中位置为负剪力滞,剪力滞系数为 0.93,全桥中剪力滞影响较大处发生在中跨 1/4 跨附近, λ 最大值为 1.8,应引起设计人员们的足够重视。在全桥范围内理论值与实测值吻合较好。

(2) 在集中荷载作用下,全桥均为正剪力滞效应,集中荷载附近的剪力滞效应最大,剪力滞系数为 1.4,随着远离集中荷载,剪力滞系数逐渐减小,但在墩梁结合处剪力滞系数有所增加。

(3) 前十阶频率中,两种模型的自振频率值吻合较好,前四阶振型基本相同。板壳模型所得的自振频率稍小于三维梁单元模型频率,反应出了一定的剪力滞效应,即考虑剪力滞效应的三维板壳模型的自振频率较不考虑剪力滞效应的三维变截面梁单元模型自振频率稍低,说明剪力滞效应对主梁自振频率有影响但并不十分突出。两种模型三维地震时程反应结果相差不大,在工程容许范围之内,三维变截面梁单元在地震反应分析中机时耗用较少,仅为采用板壳元模型时的三分之一。故在对箱形宽桥面连续刚构桥进行静力分析时宜采用板壳元建模,进行动力分析时可采用三维变截面梁单元建模。

参考文献

- [1] 项海帆主编. 高等桥梁结构理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [2] 刘世忠等. 变截面薄壁箱梁剪力滞剪切变形效应分析[J]. 中国公路学报, 2002, 15(3): 61—63.
- [3] 倪元增、钱寅泉. 弹性薄壁梁桥分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000.
- [4] 谢旭, 黄剑源. 薄壁箱形梁剪力滞效应分析的刚度法[J]. 工程力学, 1995, 12(2): 95—102.
- [5] 王荣辉、曾庆元. 薄壁箱梁空间计算的板梁单元法[J]. 铁道学报, 1992, 21(5): 94—98.
- [6] 铁道第四勘察设计院. 南安市美林大桥施工设计图[Z]. 2002 厦门市
- [7] 车树汶. 美林大桥施工监控及动、静载试验研究[D]. 兰州交通大学, 2004. 5.