

斜拉桥施工工艺对主梁抗震性能的影响分析

张波

(长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 长沙 410004)

摘要: 采用有限元软件 MIDAS/Civil 对某斜拉桥进行整体建模, 模拟施工全过程, 运用增量动力分析(IDA)方法对施工工艺(调索与合龙顺序)改变对主梁抗震性能的影响进行分析。结果表明, 改变调索顺序对主梁抗震性能的影响较大, 改变合龙顺序对主梁抗震性能的影响较小; 随着峰值加速度 PGA 的增大, 不同调索顺序下主梁延性系数差值增大, 且先调首索方案下的延性系数比先调尾索方案下的大; 相同 PGA 时, 不同合龙顺序下主梁转角延性系数相差不大, 剪切位移延性系数基本相同。

关键词: 桥梁; 斜拉桥; 施工工艺; 抗震性能; 延性系数; 增量动力分析(IDA)

中图分类号: U446.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)04-0165-04

施工阶段结构内力、位移的继承性是斜拉桥的一大特色, 后一施工阶段分析以前一施工阶段为基础, 桥梁前期的施工状况直接影响后期及成桥结构的内力状态和力学性能。目前大多只是研究桥梁下部结构的抗震性能, 很少研究施工工艺对桥梁抗震性能的影响。该文针对某斜拉桥建立有限元模型, 应用增量动力分析(IDA)方法研究其主梁在竖向地震时程荷载下的灾变过程, 比较其在不同施工工艺下的抗震性能, 为施工工艺选择提供参考。

1 分析方法和理论

IDA 方法通过有效模拟结构在地震动荷载作用下从开裂到破坏的全过程, 对结构的抗震性能进行评估。主要步骤如下: 1) 选取原始地震波记录。2) 选择地震强度参数 IM 及结构性能参数 DM 。3) 从小到大确定一组调幅系数, 得到一组不同强度的地震动输入。4) 对不同强度地震动输入分别进行非线性时程分析。5) 根据分析结果绘制 DM 和 IM 关系曲线。

2 工程概况

以某双菱形连塔斜拉桥为背景进行分析。其主桥跨径组合为 $(110+220+110)$ m, 两主梁完全分离, 采用双边主肋断面形式主梁, 总宽度 50 m, 每幅宽度 25 m。

采用三跨半漂浮结构体系, 双塔并连, 采用箱形截面形式的横梁连接, 主梁与墩柱或横梁之间设支座。112 对斜拉索呈空间四索面扇形布置, 主塔基

础采用 2.5 m 钻孔桩, 每个并连塔共设 18 根。全桥每幅设置边墩和辅助墩, 边墩和辅助墩基础下均有 4 根 1.5 m 钻孔桩, 并设承台, 辅助墩承台尺寸为 $(7 \times 7 \times 2.5)$ m, 边墩承台尺寸为 $(6.1 \times 6.1 \times 2)$ m。

3 不同施工工艺下主梁抗震性能分析

3.1 计算模型

采用 MIDAS/Civil 建立全桥有限元模型(见图 1)。用梁单元模拟钢筋砼结构、桁架单元模拟斜拉索; 永久支座、临时支座、塔—横梁临时固结用弹性连接中的刚性和刚性连接及两者的组合进行模拟; 满堂支架作为临时约束采用一般支承中对 D_2 进行约束的方式模拟; 采用“m”法计算每层等代土弹簧的刚度, 在模型中桩各单元分别输入相应土层的刚度值模拟桩—土—结构的相互作用。在主梁弯矩最大处(梁中)定义弯矩塑性铰, 剪力最大处(横梁上的主梁单元)定义剪力塑性铰。

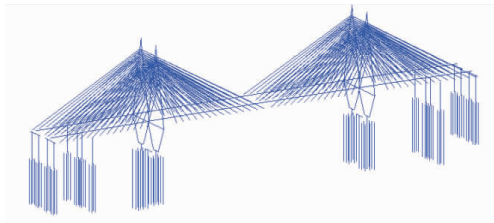
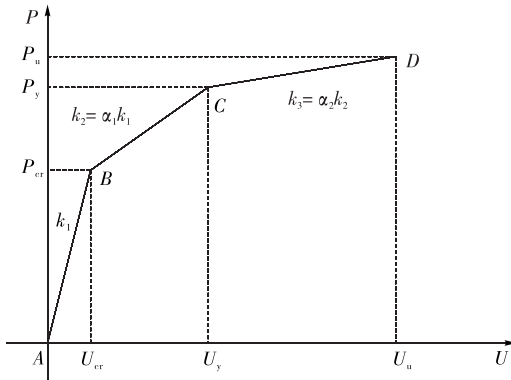


图 1 全桥结构数值计算模型

3.2 钢筋砼恢复力模型

钢筋砼恢复力模型有曲线形和折线形两种, 其各有利弊, 曲线形更符合工程实际但计算复杂, 折线形不及曲线形符合工程实际但计算简单, 目前折线

形应用广泛。常用的构件折线形模型有多种,钢筋砼结构一般采用刚度退化三线形模型。选择刚度退化三线形模型中考虑屈服后硬化的坡顶退化三线形模型进行非线性分析,其力—位移关系见图2。



B、C、D 分别为开裂点、屈服点和破坏点;AB、BC、CD 段的斜率 k_1 、 k_2 、 k_3 分别代表线弹性阶段、开裂至屈服阶段、屈服后强化阶段的刚度; α_1 、 α_2 为刚度折减系数。

图2 力—位移关系曲线

3.3 主梁特征值参数的确定

准确定义恢复力计算模型的特征值参数对抗震性能分析的准确性至关重要。主梁的开裂弯矩和剪力根据所用砼抗拉强度计算,屈服弯矩和剪力根据实际配筋计算,计算公式见文献[2]。根据 FEMA—356 中的建议,钢筋屈服后强化段的刚度为屈服前刚度的 5%~10%,这里取 10%。参照《铁路工程抗震设计规范》,基本承载力明显下降之前结构非线性响应最大位移 D_{\max} 与结构屈服位移 D_y 的比值用延性系数表示,允许延性比为 4.8,定义延性系数为 4.8 时主梁破坏。代入相关参数后得到该桥竖桥向主梁恢复力计算模型的特征值参数(见表1)、竖桥向主梁截面弯矩—转角关系和剪力—位移关系(见图3、图4)。

表1 斜拉桥竖桥向主梁恢复力计算模型的特征值参数

参数名称	参数值	参数名称	参数值
$M_{cr}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	40 095	V_{cr}/kN	5 894
$M_y/(\text{kN} \cdot \text{m})$	71 230	V_y/kN	9 880
$M_u/(\text{kN} \cdot \text{m})$	86 780	V_u/kN	11 910
α_1	0.238	α_1	0.218
α_2	0.024	α_2	0.022

注: M 、 V 分别为弯矩和剪力,其下标 cr、y、u 分别表示开裂、屈服、破坏。

3.4 非弹性时程分析对比

地震波的选择与场地状况直接相关,不同地震

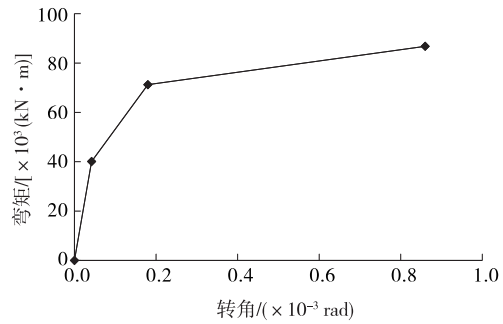


图3 弯矩—转角关系曲线

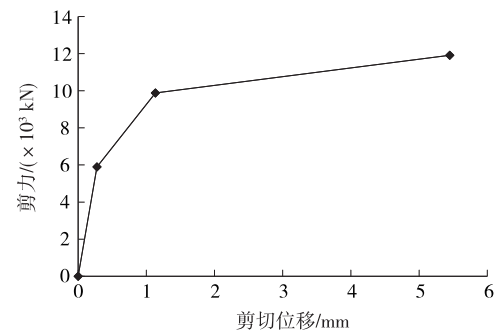


图4 剪力—位移关系曲线

波输入得出的结果相差较大。为保证结果的合理性,选取 1940 年 EI Centro、1952 年 Taft Lincoln School 69 度和 339 度 3 种天然地震动记录作为基准地震动分别进行时程分析,不断加大峰值加速度 PGA 直至主梁破坏,以响应最大值作为分析结果。由于主梁横向刚度远大于竖向刚度,主梁竖向截面为薄弱环节,故以其作为研究对象。仅考虑竖桥向地震时程荷载工况,选定以下不同施工工艺进行分析:1) 调索顺序分为先调首索(二次调索由短索向长索逐一调整)和先调尾索(二次调索由长索向短索逐一调整);2) 合龙顺序分为先边后中(先合龙边跨再合龙中跨)和先中后边(先合龙中跨再合龙边跨)。

3.4.1 调索顺序的影响

竖桥向地震时程荷载工况下调索顺序对主梁抗震性能的影响见图5~8,转角和剪切位移部分延性系数比较见表2、表3。

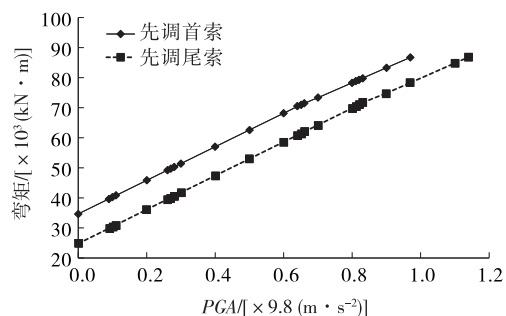


图5 不同调索顺序下主梁弯矩 IDA 曲线比较

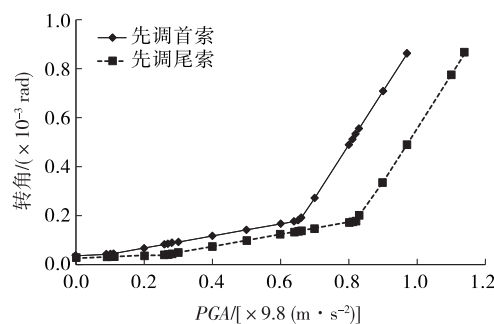


图 6 不同调索顺序下主梁转角 IDA 曲线比较

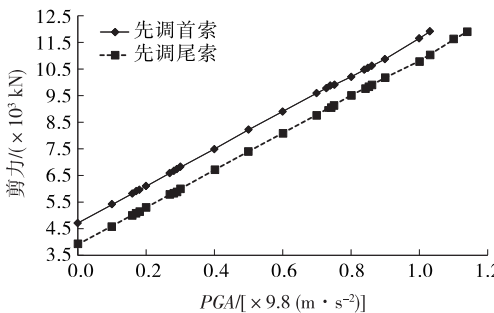


图 7 不同调索顺序下主梁剪力 IDA 曲线比较

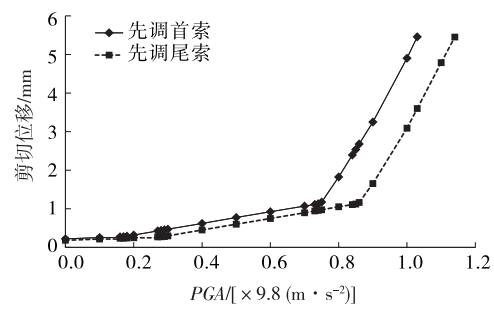


图 8 不同调索顺序下主梁剪切位移 IDA 曲线比较

表 2 不同调索顺序下部分转角延性系数比较

PGA / [$\times 9.8(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$]	不同调索顺序下的转角延性系数	
	先调首索	先调尾索
0.10	0.24	0.18
0.27	0.47	0.24
0.65	1.00	0.76
0.82	2.97	1.00
0.97	4.80	2.72
1.14	—	4.80

由图 5~8、表 2、表 3 可知:在竖桥向地震峰值加速度不断增加的条件下,改变调索顺序对主梁抗震性能的影响较大,且对弯矩的影响略大于对剪力的影响。若以主梁弯矩或转角作为结构性能参数,先调首索方案下主梁开裂点在峰值加速度为 0.1g 时出现,屈服点在 0.65g 时出现,破坏点在 0.97g 时

表 3 不同调索顺序下部分剪切位移延性系数比较

PGA / [$\times 9.8(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$]	不同调索顺序下的剪切位移延性系数	
	先调首索	先调尾索
0.17	0.24	0.21
0.28	0.39	0.24
0.74	1.00	0.85
0.85	2.24	1.00
1.03	4.80	3.18
1.14	—	4.80

出现;先调尾索方案下主梁开裂点在 0.27g 时出现,屈服点在 0.82g 时出现,破坏点在 1.14g 时出现;先调尾索方案下主梁开裂点、屈服点和破坏点比先调首索方案推迟 0.17g。若以主梁剪力或剪切位移作为结构性能参数,先调首索方案下主梁开裂点在 0.17g 时出现,屈服点在 0.74g 时出现,破坏点在 1.03g 时出现;先调尾索方案下主梁开裂点在 0.28g 时出现,屈服点在 0.85g 时出现,破坏点在 1.14g 时出现;先调尾索方案下主梁开裂点、屈服点和破坏点比先调首索方案均推迟 0.11g。随着 PGA 的增大,两种调索顺序下结构的延性系数相差增大,且先调首索方案下的延性系数比先调尾索方案下的延性系数大,转角延性系数最大差值为 2.08,剪切位移延性系数最大差值为 1.62;相同 PGA 时,主梁转角延性系数比剪切位移延性系数大。

3.4.2 合龙顺序的影响

竖桥向地震时程荷载工况下合龙顺序对主梁抗震性能的影响见图 9~12,转角和剪切位移部分延性系数比较见表 4、表 5。

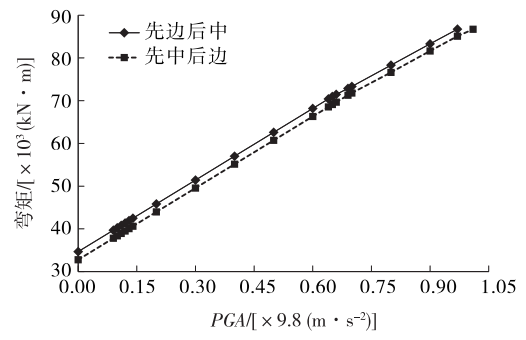


图 9 不同合龙顺序下主梁弯矩 IDA 曲线比较

由图 9~12、表 4、表 5 可知:在竖桥向地震峰值加速度不断增加的条件下,改变合龙顺序对主梁抗震性能的影响较小,且其影响全都体现在弯矩和转角上。若以主梁弯矩或转角作为结构性能参数,先边后中方案下主梁开裂点在峰值加速度为 0.1g 时

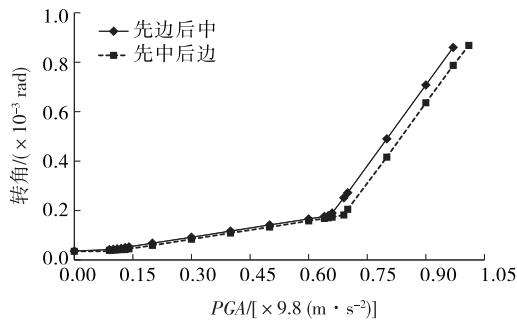


图10 不同合龙顺序下主梁转角 IDA 曲线比较

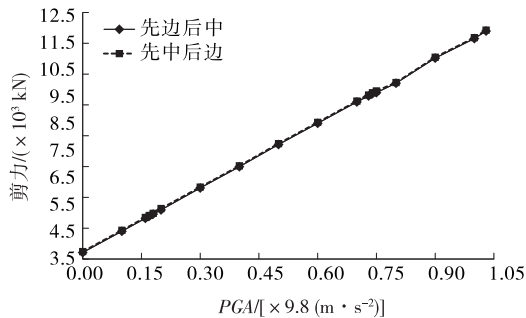


图11 不同合龙顺序下主梁剪力 IDA 曲线比较

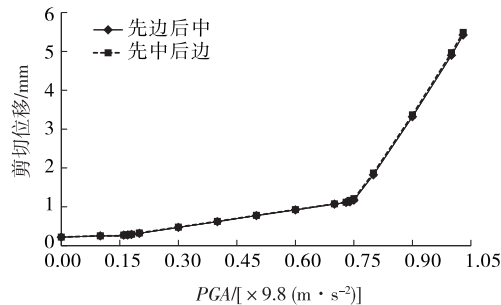


图12 不同合龙顺序下主梁剪切位移 IDA 曲线比较

表4 不同合龙顺序下部分转角延性系数比较

PGA / [$\times 9.8(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$]	不同合龙顺序下的转角延性系数	
	先边后中	先中后边
0.10	0.24	0.22
0.13	0.28	0.24
0.65	1.00	0.95
0.69	1.40	1.00
0.97	4.80	4.38
1.01	—	4.80

表5 不同合龙顺序下部分剪切位移延性系数比较

PGA / [$\times 9.8(\text{m} \cdot \text{s}^{-2})$]	不同合龙顺序下的剪切位移延性系数	
	先边后中	先中后边
0.17	0.24	0.25
0.74	1.00	1.01
1.03	4.80	4.80

出现,屈服点在 0.65g 时出现,破坏点在 0.97g 时出现;先中后边方案下主梁开裂点在 0.13g 时出现,屈服点在 0.69g 时出现,破坏点在 1.01g 时出现;先中后边方案下主梁开裂点比先边后中方案推迟 0.03g,屈服点和破坏点推迟 0.04g。若以主梁剪力或剪切位移作为结构性能参数,两种合龙方案下主梁都是在 PGA 为 0.17g 时开裂,0.74g 时达到屈服点,1.03g 时破坏,剪力、剪切位移的 IDA 曲线基本重合。在相同 PGA 时,两种合龙顺序下主梁转角延性系数相差不大,最大差值为 0.42;剪切位移延性系数基本相同。

4 结论

(1) 改变调索顺序对斜拉桥主梁抗震性能的影响较大,且对弯矩的影响略大于对剪力的影响。若以主梁弯矩或转角作为结构性能参数,先调尾索方案下主梁开裂点、屈服点和破坏点比先调首索方案均推迟 0.17g;若以主梁剪力或剪切位移作为结构性能参数,先调尾索方案下主梁开裂点、屈服点和破坏点比先调首索方案均推迟 0.11g。就主梁抗震性能而言,该斜拉桥应以先调尾索作为首选调索方案。

(2) 改变合龙顺序对斜拉桥主梁抗震性能的影响很小,且其影响全都体现在弯矩和转角上。若以主梁弯矩或转角作为结构性能参数,先中后边合龙方案下主梁开裂点和破坏点比先边后中合龙方案推迟 0.03g,屈服点推迟 0.04g。不同合龙方案下主梁剪力、剪切位移的 IDA 曲线基本重合。

(3) 随着 PGA 的增大,不同调索顺序下主梁延性系数差值增大,且先调首索方案下的延性系数比先调尾索方案下的延性系数大。相同 PGA 时,不同调索顺序下主梁转角延性系数比剪切位移延性系数大;不同合龙顺序下主梁转角延性系数相差不大,剪切位移延性系数基本相同。

(4) 不同施工工艺下,以弯矩(剪力)作为结构性能参数和以转角(剪切位移)作为结构性能参数,主梁开裂点、屈服点和破坏点所对应的 PGA 相同。随着 PGA 的增加,转角和剪切位移在开裂前增加缓慢,开裂后屈服前增加速度比开裂前大,屈服后急剧增加,其变化规律与客观规律相符。

参考文献:

[1] 黄佳梅.基于 IDA 的高墩大跨桥梁抗震性能研究[D].

(下转第 174 页)

实测值与理论值的变化规律较吻合(见图15)。

表9 工况三下应变测试结果

测试断面	测点编号	各级荷载下的弹性应变		残余应变 (卸载)
		第2级	第4级	
2—2 截面	1	10	3	0
	2	11	3	0
	3	16	6	1
	4	12	3	0
	5	10	3	0
4—4 截面	1	52	65	3
	2	60	69	3
	3	92	105	6
	4	62	71	2
	5	57	64	0
6—6 截面	1	-43	-52	-2
	2	-51	-61	0
	3	-66	-83	-2
	4	-50	-60	-4
	5	-40	-52	-2

4 结语

桥梁静载试验是一项复杂而细致的工作,其试验方法的科学性、操作的准确性与判断的合理性确保了桥梁结构的质量安全。根据绥宁县民族风雨桥

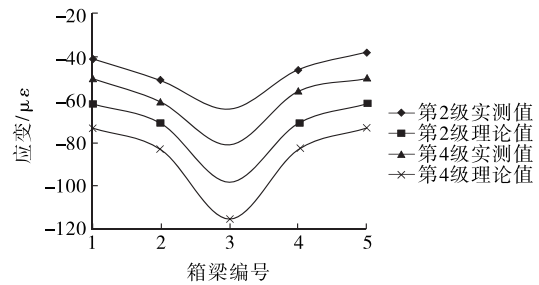


图15 工况三下6—6截面弹性应变对比

数值模拟分析与静载试验结果,在各静载试验工况下,其挠度校验系数和应变校验系数最大值分别为0.77、0.78,且残余变形较小,表明其强度、刚度满足设计要求,处于良好的弹性工作状态,结构在设计荷载作用下的受力性能满足设计要求。

参考文献:

- [1] 蒋响元,李伟,丁加明.湖南风雨桥之浅探[J].湖南交通科技,2010,36(4).
- [2] 刘洪波.侗族风雨桥建筑营造技艺及其文化来源探析[J].西安建筑科技大学学报:社会科学版,2016,35(2).
- [3] 马俊.昆明东风路立交桥动载试验分析[J].公路交通科技,2004,21(3).
- [4] 张文基,刘喜元,岳建平.新建桥梁的静载试验方法研究[J].测绘通报,2002(7).
- [5] JTG/T J21—2011,公路桥梁承载能力检测评定规程[S].

收稿日期:2017-04-17

(上接第168页)

长沙:湖南大学,2012.

- [2] 张新培.钢筋混凝土抗震结构非线性分析[M].北京:科学出版社,2003.
- [3] FEMA-356,Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[S].
- [4] GB 50111—2006,铁路工程抗震设计规范[S].
- [5] 夏修身,李建中,管仲国,等.斜拉桥桥塔非线性抗震性能研究[J].中国公路学报,2016,29(3).
- [6] 陈星辉,芮伟国.双菱形连塔斜拉桥动力特性分析[J].中外公路,2010,30(5).
- [7] 刘文浩.大跨度连续刚构桥的弹塑性地震反应分析[D].长沙:长沙理工大学,2008.
- [8] 刘津成,徐略勤,陈亮.长挑臂宽主梁斜拉桥地震响应及抗震分析[J].中外公路,2016,36(5).

- [9] 王平.大跨度矮塔斜拉桥地震响应分析[D].长沙:长沙理工大学,2011.
- [10] 刘孟云.铁路矮塔斜拉桥地震反应分析[D].兰州:兰州交通大学,2010.
- [11] 王美.红枫湖大桥成桥后索力调整及调整顺序的优化[D].大连:大连理工大学,2005.
- [12] Kunnath S K, Erduran E, Chai Y H, et al. Effect of near-fault vertical ground motions on seismic response of highway overcrossings[J]. Journal of Bridge Engineering, 2008, 13(3).
- [13] 彪仿俊,阎晓铭,陈志强,等.动力弹塑性时程分析的方法及其应用[J].深圳土木与建筑,2006(1).
- [14] 范立础.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2000.

收稿日期:2017-02-21