

文章编号:1671-6833(2013)04-0019-05

## 连续梁桥施工阶段地震响应及抗震性能评估

王统宁<sup>1,2</sup>, 靳启文<sup>1,2</sup>, 胡兆同<sup>3</sup>, 唐国斌<sup>1,2</sup>

(1. 河南省桥梁诊断与加固工程技术研究中心 桥梁工程研究所, 河南 郑州 450015; 2. 河南省交通科学技术研究院有限公司 桥梁工程研究所, 河南 郑州 450015; 3. 长安大学公路学院 桥梁系, 陕西 西安 710064)

**摘要:**采用桥梁专用分析软件, 基于悬臂施工理论, 结合一座多跨连续-刚构组合桥梁, 选取变化比较复杂的施工阶段为研究对象, 进行地震响应及抗震性能计算。结果表明, 刚构梁段受力性能优于连续梁段, 连续-刚构过渡梁段内力变化特殊; 刚构梁段顺桥向、连续梁段横桥向抗震性能较好; 结构横桥向塑性发展快于顺桥向, 成桥时顺桥向、横桥向塑性区域发展最快。研究认为, 同类结构设计时, 需重视过渡梁段的受力变化, 加强刚构梁段的横桥向、连续梁段的顺桥向抗震设计, 避免桥墩基础过早的出现塑性区域; 施工时需要注意刚构桥横桥向荷载作用, 加强对边跨合龙阶段的观测。

**关键词:**连续梁桥; 施工阶段; 地震响应; 抗震性能; 评估

**中图分类号:** TU241.4

**文献标志码:** A

**doi:**10.3969/j.issn.1671-6833.2013.04.005

### 0 引言

近年来, 全球地震频繁发生, 不但给人民的生命和财产造成了巨大的损失, 也给灾后救援及重建工作增加了阻力。连续梁桥悬臂浇筑施工周期较长, 期间结构内力和位移变化复杂, 而地震作用也时有发生, 其响应不容忽视, 如2008年5月12日的汶川地震, 使得正在建设中的位于巴东县的四渡河特大桥施工主缆漂移达到1 m<sup>[1]</sup>。1995年1月, 日本明石海峡大桥在阪神地震中也有微小损坏: 两主塔基础之间的距离增加了80 cm, 桥塔顶倾斜了10 cm, 使主跨增加了近80 cm<sup>[2]</sup>。

目前, 关于桥梁结构的抗震性能研究已较多。文献[3]对桥梁抗震的设计发展现状及趋势进行了研究。文献[4]对某个连续梁桥进行了地震弹塑性性能计算, 分析了结构的滞回性能。文献[5-6]对结构抗震性能计算中涉及的弹塑性单元及材料进行了对比分析。笔者结合一座多跨连续-刚构体系桥梁, 对结构关键阶段的地震响应及抗震性能进行计分析, 并初步评估了其塑性发展。

### 1 钢筋混凝土结构地震影响计算方法

结构地震振动动力方程的一般形式为

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -MIa_g(t). \quad (1)$$

式中:  $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别为  $n$  质点体系的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵;  $I$  为地震激励方向单位向量, 如仅有纵向地震输入时, 则对应于纵桥向自由度取1, 其余为0;  $a_g(t)$  为  $t$  时刻地震加速度时程;  $u$  为结构振动响应。

#### 1.1 阻尼参数

假定阻尼矩阵具有正交性以阻尼比的形式计入阻尼, 如式(1)。实际上, 在地震、风等动力作用下, 结构的动力反应只由少数低阶振型控制, 通常采用结构振动分析的瑞丽(Rayleigh)阻尼模型, 取钢筋混凝土结构的阻尼比0.05。

#### 1.2 材料恢复力模型

非线性计算分析采用刚度退化三线型模型(见图1)。已知构件开裂荷载  $P_c$  及弹性刚度  $k_1$ , 即可确定开裂点(点1)。屈服点(点2)可由构件屈服荷载  $P_y$  及屈服点割线刚度  $k_4$  确定。  $k_4 = a_y k_1$ , 其中:  $a_y$  为屈服点割线刚度降低系数。已知  $P_c$ ,  $P_y$ ,  $k_1$ ,  $a_y$ , 即可确定模型。

#### 1.3 地震作用参数

参照《公路桥梁抗震设计细则》, 采用动态时程分析方法, 选取地震波进行分析(见图2), 考虑顺桥向、横桥向作用, 并进行荷载组合, 计算时按照规范对施工期间桥梁的地震影响系数进行

收稿日期: 2013-02-20; 修订日期: 2013-05-20

基金项目: 河南省交通运输科技计划项目(2011D05)

作者简介: 王统宁(1977-), 男, 河南滑县人, 博士, 主要进行桥梁抗风与抗震方面的研究, E-mail: 67461008@qq.com.

折减.

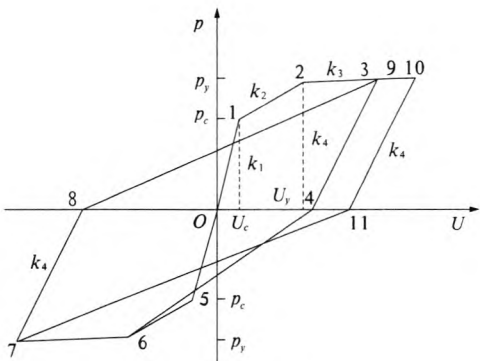


图 1 刚度退化三线性模型  
Fig.1 Three linear model of stiffness degradation

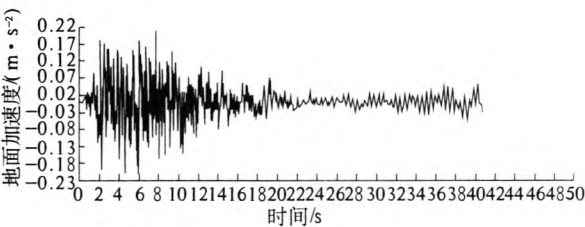


图 2 时程加速度曲线示意  
Fig.2 Acceleration time history curve

2 研究模型

以豫西某多跨连续-刚构组合桥(50+9×80+78.3)m 为例,主梁为单箱单室截面,采用 C50 混凝土,墩顶梁高为 5 m,中间梁高为 3 m,超长边

跨现浇段梁高 4 m,箱梁梁高采用 2.0 次抛物线变化;桥墩拟采用 45 m(平均)双肢薄壁截面,下部采用群桩基础.采用 Midas Civil 分析程序,利用杆系梁单元建立计算模型,考虑桥面铺装层及预应力束的影响.选取以下 4 个工况进行分析:工况一:最大悬臂阶段;工况二:边跨合龙阶段;工况三:中跨合龙阶段;工况四:成桥阶段.

结合笔者侧重研究目的及有限元软件 Midas Civil 的功能和结构的具体情况,作如下假定:

- (1) 计算时不考虑普通钢筋对结构性能的影响;
- (2) 结合施工临时固结措施,采用一般支承约束及弹性连接模拟支座约束,不考虑支座影响;
- (3) 滞回性能分析时,适当简化截面及配筋形式以快速确定构件截面的首次屈服弯矩和极限弯矩.

3 地震响应

由 GB 18306—2001《中国地震动参数区划图》及河南省地震烈度区划图可知,该桥桥址处 E2 地震作用发生概率较小,笔者仅对 E1 地震作用下内力变化进行详细分析,分别计算得到不同工况关心截面的内力变化,如表 1 所示( $M-y$  表示顺桥向平面内弯矩, $M-z$  表示横桥向平面外弯矩).

表 1 最小组合弯矩计算结果

Tab.1 Computational results of minimum bending moment of different job								kN · m	
单元	工况一		工况二		工况三		工况四		
	$M-y$	$M-z$	$M-y$	$M-z$	$M-y$	$M-z$	$M-y$	$M-z$	
1#墩底	-57 420.2	-56 328.6	-35 392.2	-23 968.4	-52 060.4	-21 753.5	-90 904.7	-24 525.5	
2#墩底	-57 049.4	-56 059.6	-48 705.2	-54 039.5	-54 364.8	-50 987.8	-92 057.8	-53 616.6	
3#墩底	-57 783.7	-56 533.2	-49 213.3	-54 470.9	-51 138.0	-59 472.0	-90 931.3	-64 125.6	
4#墩底	-14 858.8	-27 463.8	-13 287.9	-25 898.9	-2 658.4	-25 517.8	-4 720.4	-26 010.0	
5#墩底	-15 753.1	-28 710.0	-12 364.6	-26 298.2	-2 490.5	-26 466.9	-4 622.5	-28 979.2	
6#墩底	-15 854.0	-28 810.6	-12 271.6	-26 326.7	-2 499.7	-27 707.4	-4 613.5	-30 681.6	
7#墩底	-17 754.1	-32 025.0	-17 250.3	-27 964.6	-2 557.3	-26 030.4	-4 279.9	-26 965.6	
8#墩底	-58 311.3	-62 511.5	-55 433.5	-58 917.8	-45 041.0	-64 649.1	-75 762.7	-70 281.4	
9#墩底	-62 053.2	-63 721.8	-56 191.5	-59 336.1	-46 943.0	-58 772.5	-73 993.5	-62 626.8	
10#墩底	-65 888.1	-67 882.7	-51 478.1	-40 720.6	-44 102.5	-35 160.5	-71 862.6	-38 822.4	

由表 1 可得结构在不同阶段下的内力变化示意,如图 3、图 4 所示.

由图 3、图 4 可知,1#~3#、8#~10#墩底截面顺桥向内力变化较大;4#~7#墩底截面顺桥向内力合龙之后变化较大,横桥向内力变化均匀;2#、3#、8#、9#墩底截面内力变化特殊;刚构梁段内力变

化均匀,连续-刚构过渡梁段内力变化特殊;结构顺桥向内力变化较大.

4 抗震性能评估

4.1 构件滞回性能

采用 Midas Civil 构件滞回性能计算功能,结

合构件截面钢筋的配置情况,通过非线性分析,获得构件控制截面的弯矩-曲率曲线,从而确定构件截面的首次屈服弯矩和极限弯矩。

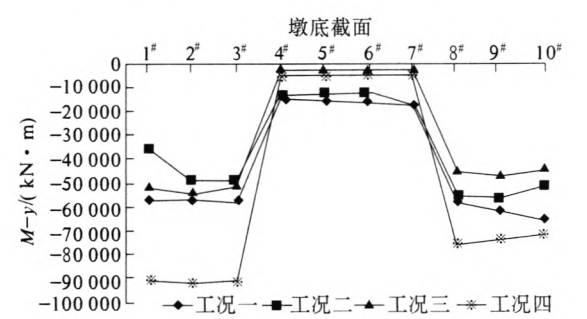


图 3 结构顺桥向内力变化  
Fig. 3 Internal force of structure along the bridge

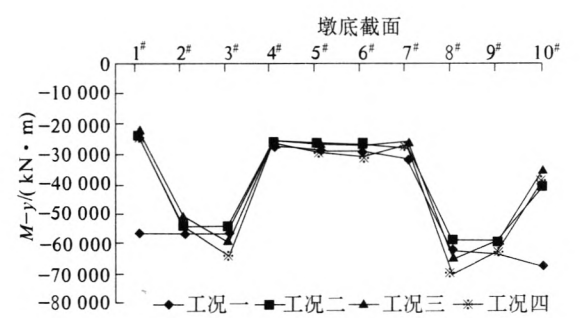


图 4 结构横桥向内力变化  
Fig. 4 Internal force of structure cross the bridge

结构最小荷载组合下,构件关心截面滞回性能如图 5、图 6 所示(连续梁段桥墩均为矩形墩,刚构段桥墩均为薄壁墩)

4.2 抗震性能评估

根据 JTG/T B02—01—2008《公路桥梁抗震设计细则》,结合地震破坏后桥梁结构修复(抢修)的难易程度,一般采用地震水平 I 和地震水平

II 的两级地震作用作设防水准. 对于桥梁墩柱的抗震验算要求为:在地震水平 I 作用下基本不发生损伤,结构保持在弹性范围工作;在地震水平 E2 作用下,局部可发生可修复的损伤. 各构件抗弯能力验算如表 2(最小荷载组合)所示。

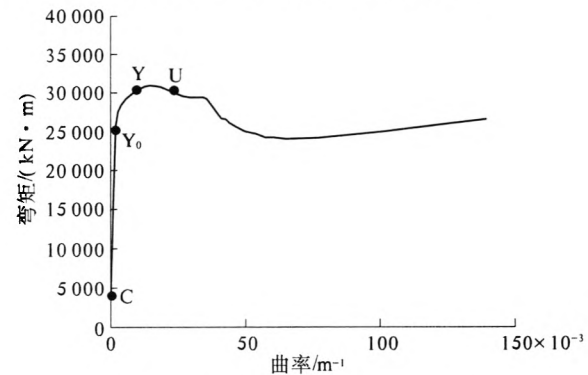


图 5 薄壁墩弯矩 - 曲率滞回性能  
Fig. 5 Bending moment-curvature hysteretic performance of thin-walled pier

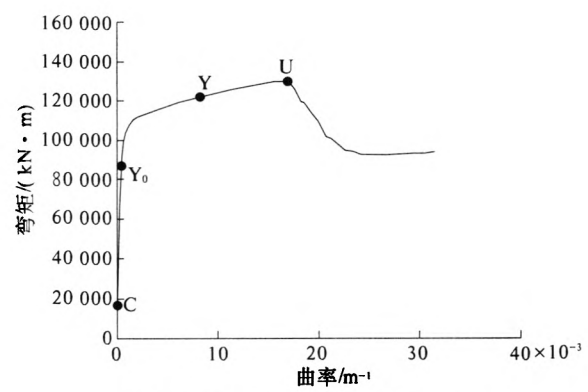


图 6 矩形墩弯矩 - 曲率滞回性能  
Fig. 6 Bending moment-curvature hysteretic performance of rectangular pier

表 2 不同工况内力变化						
Tab. 2 internal force under different jobs					kN · m	
荷载工况	单元	抗弯能力	顺桥向 M - y	验算结果	横桥向 M - z	验算结果
工况一	1#	68 001.7	- 57 420.2	ok	- 56 328.5	ok
	2#	68 001.7	- 57 049.3	ok	- 56 059.6	ok
	3#	68 001.7	- 57 783.7	ok	- 56 533.1	ok
	4#	16 753.8	- 14 858.8	ok	- 27 463.8	NG
	5#	16 543.3	- 15 753.1	ok	- 28 710.0	NG
	6#	16 452.1	- 15 853.9	ok	- 28 810.6	NG
	7#	16 010.3	- 17 754	ok	- 32 024.9	NG
	8#	68 001.7	- 58 311.3	ok	- 62 511.4	ok
	9#	68 001.7	- 62 053.1	ok	- 63 721.8	ok
	10#	67 995.0	- 65 888.0	ok	- 67 882.7	ok
工况二	1#	64 843.1	- 35 392.1	ok	- 23 968.4	ok
	2#	63 872.2	- 48 705.1	ok	- 54 039.5	ok
	3#	63 855.4	- 49 213.2	ok	- 54 470.8	ok

续表 2

荷载工况	单元	抗弯能力	顺桥向 $M-y$	验算结果	横桥向 $M-z$	验算结果
工况二	4#	16 631.6	-13 287.8	ok	-25 898.9	NG
	5#	16 940.6	-12 364.6	ok	-26 298.2	NG
	6#	16 972.9	-12 271.6	ok	-26 326.6	NG
	7#	15 840.3	-17 250.3	NG	-27 964.6	NG
	8#	63 701.7	-55 433.5	ok	-58 917.8	ok
	9#	63 655.6	-56 191.4	ok	-59 336.0	ok
	10#	61 998.6	-51 478.1	ok	-40 720.5	ok
工况三	1#	63 435.3	-52 060.3	ok	-21 753.5	ok
	2#	63 728.2	-54 364.8	ok	-50 987.7	ok
	3#	64 560.8	-51 138.0	ok	-59 471.9	ok
	4#	20 334.8	-2 658.4	ok	-25 517.7	NG
	5#	20 025.6	-2 490.5	ok	-26 466.8	NG
	6#	20 061.7	-2 499.6	ok	-27 707.4	NG
	7#	20 260.7	-2 557.3	ok	-26 030.3	NG
	8#	62 215.9	-45 041.0	ok	-64 649.0	NG
	9#	63 715.5	-46 942.9	ok	-58 772.4	ok
	10#	63 901.6	-44 102.5	ok	-35 160.4	ok
工况四	1#	63 621.3	-90 904.7	NG	-24 525.4	ok
	2#	63 429.3	-92 057.8	NG	-53 616.6	ok
	3#	63 429.4	-90 931.2	NG	-64 125.6	NG
	4#	19 914.6	-4 720.3	ok	-26 009.9	NG
	5#	20 050.1	-4 622.4	ok	-28 979.2	NG
	6#	20 015.6	-4 613.4	ok	-30 681.5	NG
	7#	20 016.8	-4 279.8	ok	-26 965.6	NG
	8#	63 243.7	-75 762.7	NG	-70 281.4	NG
	9#	63 361.1	-73 993.5	NG	-62 626.7	ok
	10#	62 101.1	-71 862.6	NG	-38 822.3	ok

由表 2 可知,不同阶段下刚构梁段顺桥向基  
本为弹性作用,工况四下连续梁段全部进入弹塑  
性;连续梁段横桥向基本为弹性作用,刚构梁段则  
全部处于弹塑性阶段;结构顺桥向内力,工况四塑  
性区域发展最快;结构横桥向内力,工况四塑性趋  
于发展最快;结构横桥向塑性发展快于顺桥向。

4.3 关心截面滞回性能

地震作用时,不同工况不同构件关心截面滞  
回变化如图 7、图 8 (限于篇幅,此处仅给出 4#墩  
底关心截面的工况二、三作用下的弯矩 - 曲率滞  
回变化)所示:

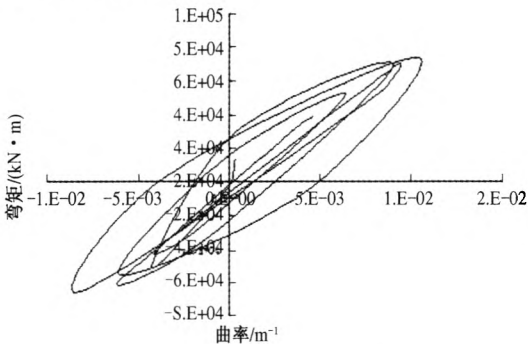


图 7 工况二墩底滞回曲线

Fig.7 Pier bottom hysteresis curve of job two

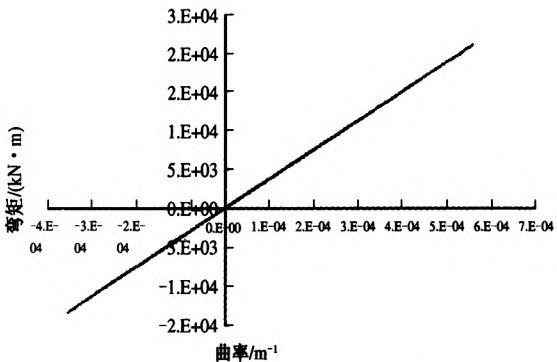


图 8 工况三墩底滞回曲线

Fig.8 Pier bottom hysteresis curve of job three

由图 7、图 8 可知,工况三时结构内力变化为  
一条斜线,表示基本处于弹性作用阶段,无明显开  
裂,工况二时结构内力变化为近似梭形的曲线,比  
较饱满,没有水平段,表示已经开裂但没有屈服,  
处于弹塑性作用阶段。

5 结论

通过对结构在不同施工阶段下的地震影响及  
抗震性能进行对比分析,得到如下结论。

(1)结构刚构梁段内力变化均匀,受力性能

优于连续梁段,连续-刚构过渡梁段内力变化特殊;结构横桥向内力受施工影响较小,顺桥向内力尤其是成桥时连续梁段内力变化较大;

(2)结构刚构梁段顺桥向、连续梁段横桥向基本处于弹性作用;施工过程中,刚构梁段横桥向全部处于弹塑性阶段,成桥时连续梁段顺桥向内力全部处于弹塑性阶段;

(3)成桥时结构顺桥向、横桥向塑性区域发展最快,中跨合龙时横桥向塑性发展较慢;结构横桥向塑性发展快于顺桥向;

(4)边跨合龙时4#墩底截面发生开裂但没有屈服,处于弹塑性作用;中跨合龙时结构处于弹性作用。

结构设计时,应首先选择受力性能较好的刚构梁体系,不能避免连续-刚构组合体系时,需要注意过渡梁段的内力变化;需加强刚构梁段的横桥向、连续梁段的顺桥向抗震设计,避免桥墩基础过早的出现塑性区域;施工时,需注意刚构桥横桥向荷载,加强对边跨合龙阶段的观测。

### 参考文献:

- [1] 凤凰网. 汶川地震致沪蓉西高速公路四渡河特大桥部分设施漂移[EB/OL]. [http://news.ifeng.com/special/0512earthquake/rollnews/detail\\_2008\\_05/12/1439094\\_0.shtml](http://news.ifeng.com/special/0512earthquake/rollnews/detail_2008_05/12/1439094_0.shtml), 2008.
- [2] 百度百科. 明石海峡大桥[EB/OL]. <http://baike.baidu.com/view/326276.htm>, 2011.
- [3] 范立础,王君杰. 桥梁抗震设计规范的现状与发展趋势[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(2): 70-77.
- [4] 陈兴烨,颜东煌,刘文浩. 某连续刚构梁桥的弹塑性抗震性能分析[J]. 中外公路, 2008, 28, (3): 75-81.
- [5] 聂利英,李建中,范立础. 弹塑性纤维梁柱单元及其单元参数分析[J]. 工程力学, 2004, 21(3): 15-20.
- [6] 宋波,黄帅. 长周期地震对矩形桥墩动水压力及墩身动力响应的影响[J]. 徐州工程学院学报:自然科学版, 2012, 27(1): 19-25.

## Seismic Response and Performance Assessment of Continuous Girder Bridge

WANG Tong-ning<sup>1,2</sup>, JIN Qi-wen<sup>1,2</sup>, HU Zhao-tong<sup>3</sup>, TANG Guo-bin<sup>1,2</sup>

(1. Institute of Bridge of Bridge Diagnosis and Reinforcement Engineering Technology Research Center of Henan Province, Zhengzhou 450015, China; 2. Institute of Bridge of Henan Transportation Research Institute CO. Ltd. Zhengzhou 450015, China; 3. Department of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710026, China)

**Abstract:** Based on theory of cantilever construction, combined with a three cross continuous rigid frame bridge, with finite element analysis software, we select some complex construction phase as the research object, making calculation of seismic response and seismic performance. The results show that, when earthquake effects, rigid-framed girders' stress performance is better than that of continuous beam and the transition section is special; along the rigid-framed girder and transverse to the continuous girder, the seismic performance is good; development of plastic transverse to the bridge is rapid, development of plastic of the complete bridge stage is rapid. Research suggests that, we need to strengthen the transition force changes of beam section, strengthen seismic design of transverse to rigid-framed bridge and along continuous beam bridge. During construction, we need to pay attention to loads of rigid-frame bridge, strengthen the observation of side span closure phase.

**Key words:** continuous girder bridge; construction stage; seismic response; seismic performance; assessment.