

高墩大跨连续刚构桥抗震性能研究

夏修身, 陈兴冲, 王常峰, 张永亮

(兰州交通大学 土木工程学院, 甘肃 兰州 730070)

摘要:用设有多个塑性铰的全桥计算模型研究了连续刚构桥的抗震性能, 并与类似的连续梁桥作了比较。结果表明连续刚构桥在高烈度地震区所受的地震损伤仍很小, 抗震性能明显高于类似的连续梁桥; 刚构墩出现塑性后, 与弹性的相比墩底的地震力明显减小, 随着地震动强度的增加减小的幅度增大, 但墩顶位移变化很小。

关键词:连续刚构桥; 连续梁桥; 抗震性能; 塑性铰

中图分类号: U448.23 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0844(2010)001-0088-04

Study on Seismic Performance of Tall-pier and Long-span Continuous Rigid-framed Bridge

XIA Xiu-shen, CHEN Xing-chong, WANG Chang-feng, ZHANG Yong-liang

(School of Civil Engineering, Lanzhou Jiaotong University, Lanzhou 730070, China)

Abstract: The seismic performance of tall-pier and long-span continuous rigid-framed bridge is studied by using the general analysis model with multi-plastic hinges, and compared with the similar continuous beam bridge. It is founded that the continuous rigid-framed bridge only suffers damage slightly in strong ground motions, and the earthquake resistant capability of this bridge is obviously more excellent than that of the continuous beam bridge. Compared with the elastic seismic response, seismic force at the base pier is significantly reduced when plastic hinges are formed in major pier. In addition, the seismic force is greatly reduced along with intensity of ground motion increasing, but increase of displacement at the pier top is not evident.

Key words: Continuous rigid-framed bridge; Continuous beam bridge; Seismic performance; Plastic hinge

0 引言

高墩连续刚构桥具有整体刚度大, 结构受力合理, 墩梁固结无需巨型支座和施工方便等优点^[1], 近年来在国内外得到了广泛应用。且在我国西南和西北的高烈度地震区桥梁兴建中也大量采用了高墩大跨连续刚构桥^[2]。连续刚构桥由于在墩顶与梁底处采用固结, 在强震作用下桥墩可能在墩顶与墩底均形成塑性铰, 因此可能产生多个塑性铰的连续刚构桥。与普通梁式桥相比属于特殊的桥梁结构, 其抗震设计不能遵循现行的《铁路工程抗震设计规范》(GB50111-2006)及《公路桥梁抗震设计细则》

(JTG/T B02-01), 应做专门研究。对于类似结构, 《欧洲桥梁抗震设计规范》^[3]建议设计成有限延性或基本弹性, 即地震作用下允许塑性铰区产生较弱的非线性。因此深入研究高墩大跨连续刚构桥的抗震性能特别是弹塑性抗震性能, 得出一些对抗震设计有益的结论就显得十分急迫和重要了。

为研究高墩连续刚构桥的抗震性能, 文献[4]用一质量和弹簧体系来代表桩基础和地基, 研究了基础系统对连续刚构桥弹塑性抗震性能的影响; 文献[5]研究了几何非线性对结构地震反应的影响。在作者前期的研究中, 对高墩大跨连续刚构桥抗震设

计参数进行了优化^[6]。本文基于采用顺桥向设置多个塑性铰的弹塑性分析模型研究了连续刚构桥的弹塑性地震反应, 并与连续梁桥的抗震性能进行对比分析。

1 弹塑性地震响应的分析方法

本文采用分段线性逐步积分法研究桥梁结构弹塑性地震反应。结构在地震作用下的运动方程的增量形式为

$$[M]\{\Delta\ddot{y}_i\} + [C_i]\{\Delta\dot{y}_i\} + [K_i]\{\Delta y_i\} = -[M]\{I\}\Delta\alpha_i \quad (1)$$

式中, $[M]$ 为质量矩阵; $[C]$ 、 $[K_i]$ 分别为第 i 时刻结构阻尼矩阵、刚度矩阵; $\{\Delta y_i\}$ 、 $\{\Delta\dot{y}_i\}$ 和 $\{\Delta\ddot{y}_i\}$ 分别为第 i 时刻的位移增量列向量、速度增量列向量和加速度增量列向量; $\{I\}$ 为单位列向量; $\Delta\alpha_i$ 为第 i 时刻地面运动加速度增量。当采用 Newmark- β 法求解时, 第 i 步的增量位移 Δy_i 可按式(2)求出:

$$[\bar{K}_i]\{\Delta y_i\} = \{\Delta\bar{F}_i\} \quad (2)$$

式中, $[\bar{K}_i]$ 为有效刚度矩阵; $\{\Delta\bar{F}_i\}$ 为有效荷载增量向量。可分别用式(4)、(5)表示:

$$[\bar{K}_i] = [K_i] + \frac{[M]}{\beta\Delta t^2} + \frac{[C_i]}{2\beta\Delta t} \quad (3)$$

$$\{\Delta\bar{F}_i\} = \{\Delta F_i\} + \frac{[M]}{\beta\Delta t}\dot{y}_i + \frac{[C_i]}{2\beta}y_i + \quad (4)$$

$$\frac{[M]}{2\beta}\ddot{y}_i - [C_i]\Delta t\left(1 - \frac{1}{4\beta}\right)\ddot{y}_i$$

第 i 步的增量速度 $\Delta\dot{y}_i$ 和增量加速度 $\Delta\ddot{y}_i$ 可由以下式子求出:

$$\Delta\dot{y}_i = \frac{1}{2\beta\Delta t}\Delta y_i - \frac{1}{2\beta}\Delta\dot{y}_i + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right)\Delta t\ddot{y}_i \quad (5)$$

$$\Delta\ddot{y}_i = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta y_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{y}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{y}_i \quad (6)$$

将按式(2)、(5)及(6)求出的位移、速度及加速度增量及 $i+1$ 时的刚度矩阵 $[K_{i+1}]$ 代入式(1), 产生的不平衡力作为外力叠加到下一步积分中, 进行一次修正。本文用弹塑性梁单元来模拟塑性铰区, 依据选取的滞回模型来修改单元弹塑性刚度矩阵。依据每一时刻的单元曲率来实现弹塑性单元刚度矩阵的修正。具体的方法是由 i 时刻的杆端弯矩增量 ΔM_i 、单元刚度 K_i , 可求出曲率^[7]增量 $\Delta\omega_i = \Delta M_i / K_i$, 将 $\Delta\omega_i$ 代入 Takeda 弯矩一曲率滞回模型, 进而完成对单元刚度的修改。

2 计算模型及塑性铰的处理

钢筋混凝土桥墩的非线性分析模型根据采用的

单元模式分为^[8]: 杆系模型、纤维模型和钢筋混凝土固体有限元模型。固体有限元模型受数值分析方法、材料本构、裂缝开展等因素的限制, 分析结果较差, 很难应用于实际工程; 纤维模型可以给出较精确的结果, 但计算效率低且结果受网格划分的影响; 杆系模型计算结果稍差, 但从计算效率和实际应用看, 很值得推广。本文采用杆系计算模型, 模型中的恢复力滞回模型选用 Takeda 模型。

由于非线性时程分析的复杂性, 本文按全桥计算模型进行连续刚构桥动力非线性分析时, 进行了如下假定: (1) 上部结构为弹性, 非线性行为集中在桥墩中; (2) 地基土对结构的约束用弹簧来模拟, 弹簧始终保持弹性, 其刚度按 m 法计算; (3) 刚构墩可能进入非线性阶段的部位, 根据弹性状态下初步计算的内力值来确定。

顺桥向刚构墩的墩顶与墩底均设塑性铰, 塑性铰区用弹塑性梁单元模拟; 塑性铰的长度取截面计算方向的尺寸^[9]。连续刚构桥顺桥向全桥计算模型见图 1, 图中用 PH 表示塑性铰。为方便进行连续刚构桥及连续梁的抗震性能对比, 图 1 中梁和墩的截面尺寸、等效塑性铰区长度、塑性铰区的弯矩一曲率等参数都保持不变, 仅将 5[#] 及 6[#] 墩的墩与梁的约束进行修改, 将其变成连续梁桥(图 2)。

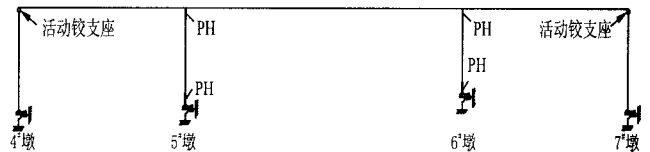


图 1 连续刚构桥顺桥向全桥计算模型

Fig. 1 Seismic analysis model of continuous rigid-framed bridge.

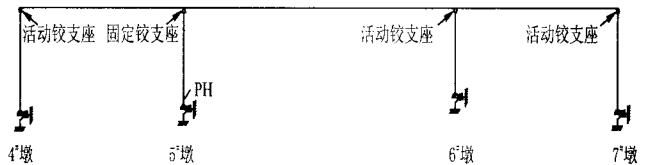


图 2 连续梁桥顺桥向全桥计算模型

Fig. 2 Seismic analysis model of continuous beam bridge.

3 非线性地震响应分析

3.1 计算实例

某(48+80+48) m 双线铁路连续刚构桥, 边墩与主梁用活动铰支座联结, 且边跨 32 m 简支梁的固定铰支座设在 7[#] 墩顶。边墩为 C30 混凝土; 中墩为 5[#] 和 6[#] 墩, 与主梁固结, 墩身为 C50 混凝土。各

桥墩的详细参数见表1。桥面二期恒载为184 kN/m。该桥位于Ⅷ度地震区,安评报告提供50年超越概率2%的场地地面峰值加速度为0.338 g。

表1 桥墩主要参数

| 墩号 | 墩高/m | 截面形状 | 墩底截面尺寸/m | 基础类别 |
|-----|------|------|-----------------|------|
| 4#墩 | 44.5 | 空心圆端 | 7.97311.9731.32 | 扩大基础 |
| 5#墩 | 54.0 | 空心矩形 | 6.5311.9230.7 | 扩大基础 |
| 6#墩 | 59.0 | 空心矩形 | 6.5312.4230.7 | 桩基础 |
| 7#墩 | 60.0 | 空心圆端 | 9.0313.031.67 | 扩大基础 |

3.2 计算结果及分析

50年超越概率2%安评地震波见图3。计算时输入的各塑性铰区的弯矩-曲率骨架曲线的参数见表2。连续刚构桥及连续梁桥的弹塑性分析结果见图4、图5及表3。

由图4、图5及表3知,由于整体性好,强震时刚构墩能够共同分担地震荷载,因此其抗震性能较好。刚构墩在罕遇地震动下未发生较大损伤,故5#

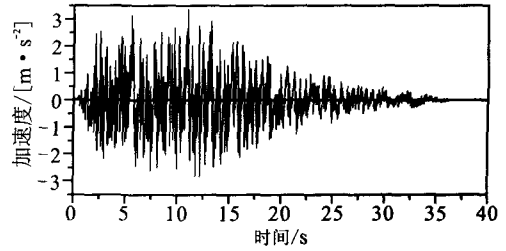


图3 安评地震动

Fig. 3 Acceleration time-history of input ground motions.

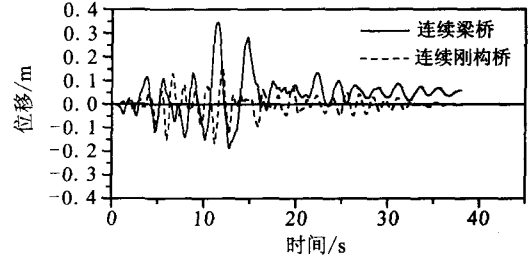


图4 墩顶位移时程响应

Fig. 4 Displacement time-history at pier top.

表2 截面弯矩-曲率关系

| 截面 | 开裂弯矩/kN·m | 开裂曲率/m ⁻¹ | 屈服弯矩/kN·m | 屈服曲率/m ⁻¹ | 极限弯矩/kN·m | 极限曲率/m ⁻¹ |
|------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|
| 5#墩顶 | 139 870 | 2.31E-05 | 5.75E+05 | 4.15E-04 | 6.20E+05 | 6.38E-03 |
| 5#墩底 | 273 379 | 2.31E-05 | 7.11E+05 | 3.85E-04 | 7.75E+05 | 6.38E-03 |
| 6#墩顶 | 140 674 | 2.31E-05 | 5.95E+05 | 4.10E-04 | 6.40E+05 | 6.39E-03 |
| 6#墩底 | 253 329 | 2.31E-05 | 7.43E+05 | 3.95E-04 | 8.12E+05 | 6.38E-03 |

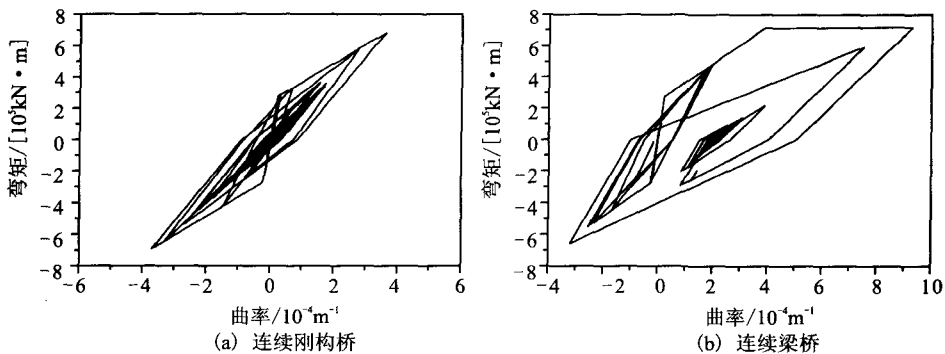


图5 5#墩底的弯矩-曲率滞回曲线

Fig. 5 Moment-curvature hysteretic curves at the 5# base pier.

表3 顺桥向地震反应

| 墩号 | 曲率/m ⁻¹ | | 墩顶位移/m | | 墩底剪力/kN | | 墩底弯矩/kN·m | |
|----|--------------------|---------|--------|-------|---------|--------|-----------|---------|
| | 连续刚构 | 连续梁 | 连续刚构 | 连续梁 | 连续刚构 | 连续梁 | 连续刚构 | 连续梁 |
| 5# | 3.72E-4 | 9.29E-4 | 0.167 | 0.345 | 24 794 | 16 802 | 750 301 | 757 832 |

墩顶的弹塑性位移连续刚构桥明显小于与连续梁,且5#墩的地震损伤连续刚构桥(墩中受拉钢筋未屈服)也小于连续梁桥(墩中受拉钢筋已屈服)。

为研究连续刚构桥的弹塑性抗震性能,将输入安评地震波后的弹性地震反应与弹塑性地震反应列于表4及示于图6。

表4 顺桥向地震反应

| 墩号 | 墩顶位移/m | | 墩底剪力/kN | | 墩底弯矩/kN·m | |
|----|--------|-------|---------|--------|-----------|---------|
| | 线性 | 非线性 | 线性 | 非线性 | 线性 | 非线性 |
| 5# | 0.171 | 0.167 | 35 833 | 24 794 | 1 244 904 | 750 301 |
| 6# | 0.174 | 0.169 | 32 284 | 22 585 | 919 519 | 648 925 |

对比连续刚构桥的弹性及弹塑性分析结果可

知,安评地震动下刚构墩顶的弹塑性地震位移的峰值较弹性地震位移的峰值略有减小;但墩底指定塑

性较区处的弯矩和剪力较弹性的显著减小。

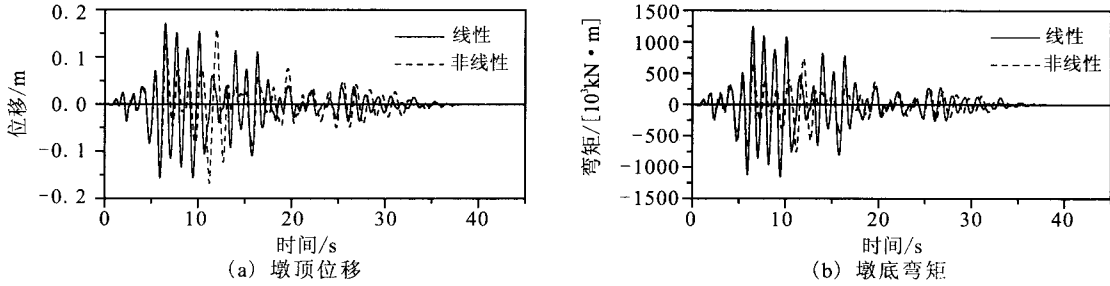


图 6 墩顶位移和墩底弯矩的位移时程

Fig. 6 The time-histories for displacement at pier top and moment at base pier.

需要特别说明的是,安评地震波下刚构墩塑性铰的混凝土出现开裂但受拉钢筋仅部分屈服,还没有完全屈服,塑性铰区呈现的非线性还较弱。为深入研究刚构桥在桥墩的受拉钢筋后完全屈服后的抗震性能,将安评地震波的加速度峰值调整为原来的 2 倍,此时指定的塑性铰区中的受拉钢筋全部屈服,弹塑性地震反应列于表 5 中。

表 5 输入幅值调整安评地震波顺桥向地震反应

| 墩号 | 墩顶位移/m | | 墩底剪力/kN | | 墩底弯矩/kN·m | |
|----|--------|-------|---------|--------|-----------|---------|
| | 线性 | 非线性 | 线性 | 非线性 | 线性 | 非线性 |
| 5# | 0.342 | 0.356 | 71 666 | 32 556 | 2 489 808 | 654 546 |
| 6# | 0.348 | 0.357 | 64 568 | 33 797 | 1 839 038 | 686 353 |

由表 5 可以得到以下结论:(1)结构处于强非线性状态时,刚构墩的墩顶位移较弹性的墩顶位移有所增大,但增加的幅度不大;(2)随着地震强度增大,结构的非线性增强,与弹性相比墩底塑性铰区的地震力减小的幅度也加大。

4 结论

(1) 连续刚构桥的抗震性能明显高于类似的连续梁桥,在高烈度地震区所受的地震损伤也很小。

(2) 刚构墩出现塑性后,与弹性的相比墩底的地震力会明显减小,且随着地震动强度的增加减小越显著,但墩顶的弹塑性位移与弹性位移相比变化很小。

(3) 尽管连续刚构桥的抗震性能较好,能抵抗较强地震,但若对其进行弹性抗震设计时仍是不经

济的。为保证刚构桥在震后仍有很好的整体性,抗震设计时不能设计成完全延性结构,但可适当利用其塑性铰区的弱非线性来减轻结构所受的地震作用。

本文所选择的计算模型以及分析的深度和广度都存在一定的局限性。为了更加深入细致地全面了解高墩大跨连续刚构桥的抗震性能,还应用能考虑轴力影响的纤维梁单元模型作进一步的研究。

[参考文献]

- [1] 马保林. 高墩大跨连续刚构桥[M]. 北京:人民交通出版社, 2001.
- [2] 郑凯锋,文曙东,栗怀广. 弹塑性连接梁在双薄壁高墩连续刚构桥中的应用[J]. 西北地震学报, 2007, 29(4):303-306.
- [3] Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistance of Structures - Part 2: Bridges[S]. 1998-2005.
- [4] 陈星烨,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] 陈海波,刘保东. 大跨度高墩连续刚构桥空间地震响应分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2005, 27(3):78v80.
- [6] 王常峰,陈兴冲,夏修身. 高墩大跨连续刚构桥抗震设计参数优化[J]. 公路交通科技, 2006, 23(4):80-83.
- [7] 夏修身,陈兴冲,王常峰. 铁路高墩弹塑性地震反应分析[J]. 世界地震工程, 2008, 24(2):117-121.
- [8] 王东升,冯启民,凌贤长,等. 桥梁非线性地震反应分析若干问题研究现状[J]. 地震工程与工程振动. 2002, 22(1):61-63.
- [9] 日本铁道综合技术研究所,铁道构造物等设计标准及解说 V 抗震设计[S]. 日本:丸善株式会社, 2000.