

文章编号:1671-6833(2012)04-0009-05

## 客运专线双柱式桥墩的地震损伤分析

王涛<sup>1</sup>,李宇<sup>1</sup>,白桦<sup>1</sup>,雷俊卿<sup>2</sup>

(1. 长安大学公路学院 旧桥检测与加固技术交通行业重点实验室, 陕西 西安 710064;

2. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044)

**摘要:**依据我国现行的《铁路工程抗震设计规范》,合理地选取了强震记录作为地震输入,采用大型有限元分析软件,考虑柔性地基效应和地震动特性的影响,建立了某客运专线双柱式桥墩的有限元模型,并基于 Park-Ang 地震损伤模型和非线性地震响应分析,研究了客运专线双柱式桥墩的地震损伤全过程. 分析结果表明:①桥梁结构的损伤破坏主要是发生在地震过程的中前期;②即使所采用的地震动记录的场地类型和 PGA 都相同,但它们对桥梁结构所造成的损伤还是有较大差异;③虽然 PGA 对桥梁结构损伤性能指标的影响十分显著,但它对结构最大损伤性能指标的发生时间并没太大的影响.

**关键词:**客运专线桥梁;地震损伤;时程分析;非线性

**中图分类号:** U442.55

**文献标志码:** A

**doi:**10.3969/j.issn.1671-6833.2012.04.003

### 0 引言

自1964年日本东海道新干线投入运营以来,世界上已建成高速铁路客运专线并投入运营的国家有10个,高速铁路的服务范围达到了一万多公里.目前,我国已把大规模建设铁路客运专线提上日程,如我国《中长期铁路网规划》(图1)就提出了“四纵四横”的客运专线建设目标<sup>[1]</sup>,即以二万公里提速铁路为基础,覆盖全国50万以上人口城市的铁路快速客运通道.

尽管我国对客运专线设计进行了多年的前期研究,并已具有建成秦沈客运专线的成功经验,但对客运专线桥梁的抗震设计方法和抗震分析方法等关键问题仍缺乏系统的研究.桥梁结构在地震作用下最直观的破坏表现是损伤,且通常是由于结构损伤逐渐累积到一定程度后引起的.因此,地震损伤分析近年来在抗震评估、加固及性能设计中的应用越来越引人注目.有鉴于此,笔者致力于对客运专线桥梁的地震损伤进行研究.

### 1 Park-Ang 模型的基本原理

随着结构抗震理论研究的深入,目前国内外



图1 中国长期铁路网规划图

Fig.1 Plan map for long railway net of china

对地震损伤和破坏机理比较一致的看法是:基于最大位移反应首次超越和塑性累积损伤的双重破坏准则比较符合震害和试验实际<sup>[2-5]</sup>.该准则弥补了变形破坏准则和能量破坏准则的不足,认为结构的破坏是由变形和累积耗能两个因素共同作用所造成的,结构的最大反应和累积损伤的破坏界限相互影响,即:随着结构累积损伤的增加,结构最大反应破坏的控制界限将不断降低;同理,随着结构最大反应的增加,结构累积损伤破坏的控制界限也在不断下降.这一破坏机理较好地反映了地震动强度、频谱特性、强震持续时间等因素对

收稿日期:2011-11-13;修订日期:2012-02-05

基金项目:国家自然科学基金资助项目(50878020);中国博士后科学基金资助项目(2011M501429);中央高校基本科研业务费专项资金项目(CHD2011JC003、CHD2011JC004)

作者简介:王涛(1978-),男,山西晋中人,长安大学讲师,博士,研究方向为桥梁结构理论与控制,E-mail:48045664@qq.com.

结构破坏的综合影响,并指出结构的破坏是由大荷载幅值和重复循环加载效应的联合作用所引起的.上述准则即为 Park 和 Ang<sup>[6-7]</sup>等首次提出的基于最大变形和累积滞回耗能线性组合的地震损伤评估模型.

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{F_y \delta_u} E_h \quad \text{或} \quad DI = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \delta_y \mu_u}$$

$$\text{或} \quad DI = \frac{\Theta}{\Theta_u} + \beta \frac{E_h}{M_y \Theta_u} E_h. \quad (1)$$

式中: $\delta_y$  是构件的屈服变形; $\delta_m$  为构件实际的最大弹塑性变形; $\mu_m$  为构件的最大位移延性; $\delta_u$  为极限变形; $\mu_y$  为单调荷载作用下的极限位移延性,计算中取为 10.0; $\Theta$  及  $\Theta_u$  为实际转角和极限转角; $E_h$  是循环加载时的累积滞回耗能; $F_y$  为构件的屈服力; $\beta$  为构件的耗能因子,反映了塑性累积耗能对结构破坏指标的贡献,可由试验确定,其值一般在 0~0.85 之间,Williams<sup>[8]</sup> 建议取  $\beta = 0.15$ .

## 2 客运专线双柱式桥墩有限元模型的建立

### 2.1 双柱式桥墩的基本参数

笔者以位于 7 度地震区(地震分组为第一区)、Ⅲ类场地的客运专线简支梁桥为对象,其基本设计参数如图 2~3 所示:①上部结构为(24+24) m 的无碴轨道双线简支箱梁(每孔梁重 503.6 t),与桥墩之间通过 JHPZ 高速铁路盆式橡胶固定铰支座连接;②桥墩高 15 m,墩柱间距 2.4 m,墩身为矩形等截面,其纵横尺寸分别为:3.3 m 和 2.2 m;③墩身采用 C35 混凝土、82 根 HRB335 纵筋(直径 16 mm)和 Q235 箍筋(直径 10 mm,间距 100 mm);④基础采用 C20 混凝土,为整体式

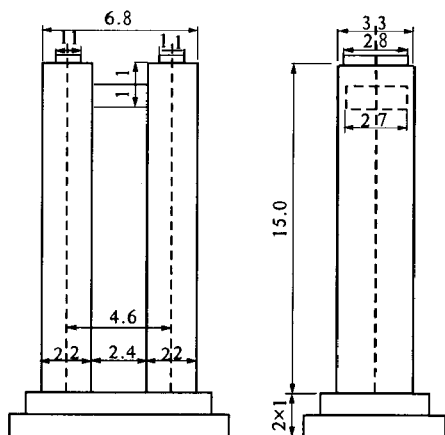


图 2 双柱式桥墩

Fig. 2 Double-column pier

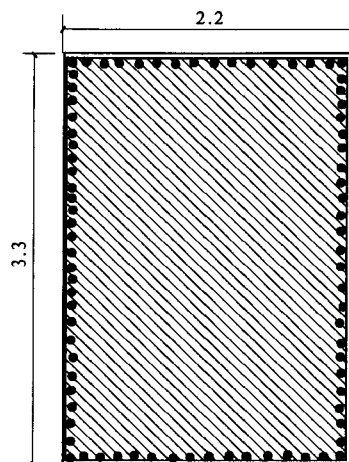


图 3 截面钢筋布置

Fig. 3 Rebar arrangement

明挖扩大基础,分为两层,每层厚度为 1 m,底层尺寸为基础埋深  $e = 4$  m.

### 2.2 有限元模型的建立

笔者采用 SAP2000 建立了客运专线双柱式桥墩(顺桥向)的有限元模型(图 4),其中:①墩身和基础均采用梁单元来模拟,桥墩划分为 10 个单元,墩身各单元质量分布在两端的节点上;②盆式橡胶固定铰支座用连接单元模拟,支座单元与梁体质量中心节点用刚臂连接;③如图 5 所示,在 8#墩底部施加弹性支撑(水平、转动和耦合弹簧),以此来考虑地基柔性效应的影响,并利用法<sup>[9-10]</sup>计算地基土弹簧单元的刚度.因此,可按式(2)计算置于非岩石地基上的深基础(包括基

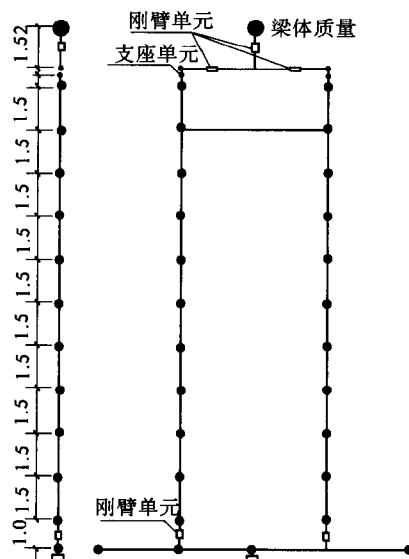


图 4 有限元模型

Fig. 4 FEA model

础置于岩石风化层内和置于风化层面上)的柔度系数  $\delta_{11}$ 、 $\delta_{22}$ 、 $\delta_{12}$ 。

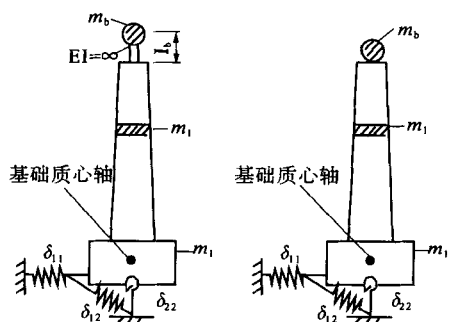


图5 桥墩水平地震作用计算图式

Fig. 5 Horizontal seismic calculating chart of pier

$$\begin{cases} \delta_{11} = \frac{6(b_0 m h^4 + 6C_0 a W)}{b_0 m h^2 (b_0 m h^4 + 18C_0 a W)} \\ \delta_{22} = \frac{36}{b_0 m h^4 + 18C_0 a W} \\ \delta_{12} = \frac{-12h}{b_0 m h^4 + 18C_0 a W} \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $m$  为非岩石地基系数的比例系数 ( $\text{kN}/\text{m}^4$ ), 不同场地条件下的  $m$  值如表1所示<sup>[9]</sup>, 其它符号的含义参见《铁路工程抗震设计规范》<sup>[9]</sup>。

在强震作用下, 桥梁结构将会发生弹塑性地震响应, 其塑性变形主要由墩柱塑性铰的变形能力所决定。文献[10]6.2.2条规定: 沿顺桥向, 简支梁桥墩柱的底部区域为塑性铰区域。而条款

7.4.3 则给出了塑性铰长度的计算公式:

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s \quad (3)$$

式中:  $L_p$  为等效塑性铰长度,  $\text{cm}$ ;  $H$  为悬臂墩的高度或塑性铰到反弯点的距离,  $\text{cm}$ ;  $f_y$  为纵向钢筋抗拉强度标准值,  $\text{MPa}$ ;  $d_s$  为纵向钢筋的直径,  $\text{cm}$ 。另外, 墩底塑性铰截面的弯矩—曲率关系可利用UCFyber软件<sup>[11]</sup>求得, 进而得到截面的屈服点和极限点, 并最终做出如图6所示的Takeda双线性刚度退化恢复力模型的骨架曲线。

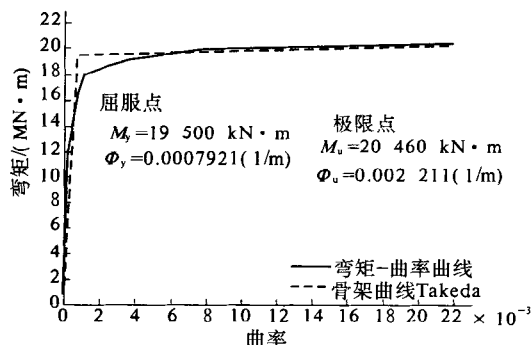


图6 弯矩—曲率关系及骨架曲线

Fig. 6  $M-\phi$  relation and skeletal curves

## 2.3 地震动记录的选取

由于算例桥墩处在Ⅲ类场地, 所以笔者依据文献[9-10]5.3.2款的选波原则, 从美国PEER强震记录数据库中挑选了断层距6.2~45.1 km、震级6.5~7.6的5次主要地震事件中的8条强震记录作为地震动输入, 其具体参数见表1。

表1 双柱式桥墩地震能量响应分析所采用的地震动事件

Tab. 1 Seismic motions for seismic energy response analysis of double-column pier

No.	地震事件	记录编号	$M_w$	$R/\text{km}$	场地	PGA/g	PGV/cm	PGD/cm
1	1968 Borrego Mtn	A-ELC270	6.8	45	Ⅲ	0.057	13.2	10.03
2	1979 Imperial Valley	H-BCR140	6.5	6.2	Ⅲ	0.59	45.2	16.76
3	1979 Imperial Valley	H-BCR230	6.5	6.2	Ⅲ	0.77	45.9	15.01
4	1979 Imperial Valley	H-BRA315	6.5	43.2	Ⅲ	0.22	38.9	13.49
5	1989 Loma Prieta	HDA165	6.9	45.1	Ⅲ	0.27	43.8	18.42
6	1989 Loma Prieta	HDA255	6.9	45.1	Ⅲ	0.28	35.6	13.06
7	1999 Chi-Chi	CHY036-N	7.6	20.4	Ⅲ	0.207	41.4	34.17
8	1999 Chi-Chi	CHY036-W	7.6	20.4	Ⅲ	0.294	38.9	21.19

## 3 客运专线双柱式桥墩的地震损伤分析

笔者依据上述 Park-Ang 地震损伤评估模型的基本原理, 将表1所选强震记录的PGA按照相应的设防烈度进行调幅, 并以此作为地震动输入,

对考虑柔性地基效应 ( $m = 20\,000 \text{ kN}/\text{m}^4$ ) 的客运专线双柱式桥墩进行了地震损伤时程分析。

图7为双柱式桥墩在Ⅲ类场地8条强震记录 ( $\text{PGA} = 0.6 \text{ g}$ ) 作用下的地震损伤时程曲线, 从中可以看出:

(1)在不同地震动作用下,双柱式桥墩的地震损伤时程曲线表现出了比较一致的发展趋势,即它们的损伤程度都是随着时间的增加而增大,并在地震还未结束时达到了最大值,之后,损伤程度  $DI$  有些许降低,不过依然很大并保持至地震结束.这主要是因为:地震动的峰值(PGA、PGV、PGD)一般是发生在地震过程的中前期,这就导致了此时的结构损伤程度(开裂、非弹性变形等)的增加;在地震过程的中后期,虽然地震动有较大的衰减,结构的损伤也有所恢复,不过由于结构前期的累积损伤较重,使得结构的总体损伤程度依然较大.

(2)虽然各条地震动记录都选自同一类型的场地(Ⅲ类),它们的峰值加速度 PGA 也按文献[9]的要求调至同一幅值(0.6 g),但是不同地震动所对应的结构损伤程度依然有很大的差距.例如,在地震动 A-ELC270(1968 Borrego Mtn)作用下,结构损伤性能指标  $DI$  在 36.5 s 时达到了最大值 0.74,结构接近倒塌;在地震动 H-BRA315(1979 Imperial Valley)的作用下,结构的最大损伤指标性能在 7.5 s 时达到了最大值 0.25,结构属于中等程度的破坏.这主要是因为地震波特性主要受到幅值、频谱和持时等因素的影响,而频谱特性又受震源、传播途径和场地条件的影响,虽然笔者所采用的地震动记录的场地类型和 PGA 都相同,但是影响地震波特性的因素依然很多,这就造成了结构损伤程度的较大差异.

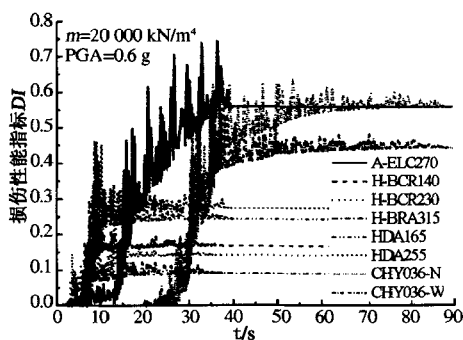


图7 双柱式桥墩损伤时程曲线

Fig. 7 Effect of PGA on structural damage

另外,笔者还将地震记录 CHY036-N(1999 Chi-Chi)分别调幅至 0.2、0.4、0.6 g,并输入双柱式桥墩的柔性地基模型( $m = 20\ 000\ \text{kN/m}^4$ ),研究了不同地震动峰值加速度 PGA 对结构地震损伤的影响,从图 8 中可以看出:

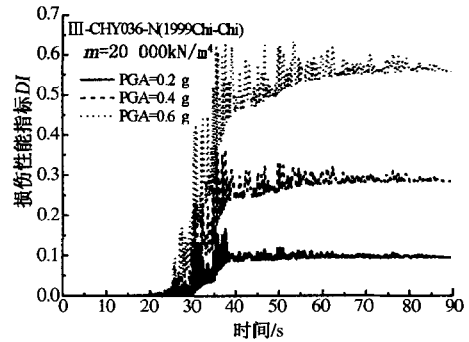


图8 PGA 对结构损伤的影响

Fig. 8 Damage history curves of double-column pier

(1)当  $\text{PGA} = 0.2\ \text{g}$  时,结构的最大损伤性能指标  $DI_{\max} = 0.167$ ,结构轻微破坏;当  $\text{PGA} = 0.4\ \text{g}$  时,  $DI_{\max} = 0.374$ ,结构中等破坏;当  $\text{PGA} = 0.6\ \text{g}$  时,  $DI_{\max} = 0.635$ ,结构严重破坏.可见,在其它条件相同时,随着 PGA 的增大,双柱式桥墩的损伤指标也随之增加,结构的破损程度也随之加重.这主要是因为:PGA 越大,桥梁结构的地震动总输入能  $EI$  也越多,这就造成了结构动力反应的放大、非弹性变形的增多以及累积滞回耗能  $EH$  的增加,进而造成了结构损伤程度的加剧;

(2)虽然 PGA 对结构损伤性能指标的影响十分显著,但是它对结构最大损伤性能指标  $DI_{\max}$  的发生时间并没太大的影响.对应于  $\text{PGA} = 0.2$ 、 $0.4$ 、 $0.6\ \text{g}$  的  $DI_{\max}$  出现时间分别为 37.5、35.4、36.3 s.

#### 4 结论

考虑了柔性地基效应和地震动特性的影响,建立了某客运专线双柱式桥墩的有限元模型,并基于 Park-Ang 地震损伤模型和非线性地震响应分析,研究了客运专线双柱式桥墩的地震损伤全过程.

(1)地震动全过程的中前期,对桥梁结构的损伤程度的影响显著;而在地震动的中后期,虽然地震动有较大的衰减,结构的损伤也有所恢复,不过由于结构前期的累积损伤较重,使得结构的总体损伤程度依然较大.

(2)虽然 PGA 对桥梁结构损伤性能指标的影响十分显著,但它对结构最大损伤性能指标  $DI_{\max}$  的发生时间并没太大的影响.

综上所述, Park - Ang 双参数地震损伤评估模型综合考虑了结构最大位移反应首次超越和塑性累积损伤,弥补了变形破坏准则和能量破坏准

则的不足,适用于客运专线桥梁的地震损伤分析.

### 参考文献:

- [1] 国家发展和改革委员会交通运输部. 国家《中长期铁路网规划》内容简介[J]. 交通运输系统工程与信息, 2005, 5(4):1-4.
- [2] FAJFAR P, GASPERSIC P. A simplified nonlinear method for seismic evaluation of RC bridge[C]. Proceedings of 6th U. S. National Conference on Earthquake Engineering, 1998.
- [3] BABON H BIGGS M J, IRVINE M H, et al. Seismic damage in reinforced concrete frames[J]. Journal of structure Engineering, 1981, 107(9):1713-1729.
- [4] FAJFAR P. Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue[C]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1992, 21.
- [5] DJORDJE L, RADOMIR F. Application of improved damage index for designing of earthquake resistant structures[C]. Proceedings of 13WCEE, Vancouver, B. C, Canada, 2004:2135.
- [6] PARK Y J, ANG A H S. A mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4):722-739.
- [7] PARK Y J, ANG A H S. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 112(2):102-109.
- [8] WILLIAMS S, SEXSMITH R G. Seismic damage indices for concrete structures: A State-of-art Review[J]. Earthquake Spectra, 1995, 11(2):319-349.
- [9] GB 50111-2006, 铁路工程抗震设计规范[S]. 北京:中华人民共和国铁道部, 2006.
- [10] TB 1002.5-99, 铁路桥涵地基和基础设计规范[S]. 北京:中华人民共和国铁道部, 2000.
- [11] Ucfyber: Cross Section Analysis Software for Structural Engineers[CP]. University of California at Berkeley, 2000.

## Analysis on the Seismic Damage for Double Column Pier of Passenger Dedicated Line

WANG Tao<sup>1</sup>, LI Yu<sup>1</sup>, BAI Hua<sup>1</sup>, LEI Jun-qing<sup>2</sup>

(1. Key Laboratory of Ministry of Communications for Bridge Detection & Reinforcement Technology, School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

**Abstract:** Reasonable strong seismic motion records are selected according to the applicable Code of Seismic Design for Railway Engineering. By using FEA software, the FEA model of one double-column pier of passenger dedicated line is established with considering the effect of flexible base effects and seismic characteristic. Based on Park-Ang seismic damage model and nonlinear seismic response analysis, the seismic damage analysis on double-column pier of passenger dedicated Line is carried out. The study results are obtained as follow: 1) The seismic damage of bridge mainly happen during the early and middle stage of seismic motion. 2) There are still major discrepancies in the seismic damage made from the seismic records which come from the same site condition and have the same PGA. 3) Although PGA has a great effect on the seismic damage index, it has nothing to do with the happening time of max seismic damage index.

**Key words:** bridge of passenger dedicated line; seismic damage; time history analysis; nonlinear