

文章编号:1006 - 2106(2014)02 - 0061 - 06

铁路门式墩非线性时程反应分析研究*

艾宗良**

(中铁二院工程集团有限责任公司, 成都 610031)

摘要:研究目的:门式墩属于典型的钢筋混凝土桥墩,在罕遇地震作用下,应进行非线性时程反应分析。本文以某铁路门式墩为研究对象,通过人工生成地震波,利用纤维塑性铰单元建立 Midas 非线性有限元计算模型,计算其在罕遇地震波下的动力响应。

研究结论:(1)将纤维塑性铰模型用于门式墩这种墩柱轴力的时变较大的结构进行非线性弹塑性地震响应分析是可行的;(2)算例计算结果表明:按照规范规定配置箍筋的情况下,门式墩潜在塑性铰区域均不同程度进入了塑性工作状态,在 7 度(0.1g)和 8 度(0.2g)的水准下,延性比的平均值分别为 1.60 和 3.02,在 9 度(0.4g)的水准下,需将截面配筋率提高至 1%,延性比的平均值为 4.51,满足规范要求;(3)非线性时程反应分析时,设计人员除了需要关心延性比的数值是否满足规范要求以外,还应特别注意查看塑性铰区域截面的状态,以确保结构不发生倒塌;(4)鉴于非线性时程反应分析的理论 and 软件越来越成熟,规范宜明确给出分析所需的各种参数,便于技术人员进行准确的应用;(5)本研究成果可用于铁路桥梁抗震设计。

关键词:铁路;门式墩;地震;纤维塑性铰

中图分类号:U452.2 + 8 **文献标识码:**A

Study of Nonlinear Time - history Analysis on Railway Portal Pier

AI Zong - liang

(China Railway Eryuan Engineering Group Co. Ltd, Chengdu, Sichuan 610031, China)

Abstract: Research purposes: The portal pier belongs to typical reinforced concrete bridge piers, at rarely occurred earthquake action, need to do nonlinear time - history analysis. In this paper, the object of study is a railway portal pier, according to generate artificial seismic wave, using fiber plastic hinge model to establish Midas nonlinear finite element model and calculate its dynamic response of rare seismic wave.

Research conclusions: (1) For nonlinear elastoplastic seismic response analysis of the portal pier , which is a kind of time - varying structure of axial force, adopting the fiber plastic hinge model is feasible; (2) The calculation results show that, in accordance with the provisions regulating the stirrup case, portal pier potential plastic hinge region in varying degrees enters the plastic state, in 7 (0.1g) and 8 (0.2g) level, the average value of ductility ratio were 1.60 and 3.02, in 9 (0.4g) level, the reinforcement ratio increase to 1%, the average value of the ductility ratio was 4.51 can meet the requirements of specification; (3) For the nonlinear time history response analysis, designers not only need to care about the ductility ratio whether meet the requirements of specification, but also need to pay attention to the state of the plastic hinge region section, to ensure that the structure does not collapse; (4) The theory and software of nonlinear time - history analysis is more and more mature, the various parameters needed for analysis should be clearly defined in the specification, which is convenient for technical staff to carry out accurate application; (5) Research results can be

* 收稿日期:2013 - 09 - 18
** 作者简介:艾宗良,1980 年出生,男,高级工程师,一级注册结构工程师。

used for seismic design of railway bridge.

Key words: railway; portal pier; seismic fiber plastic hinge

1 概述

铁路是国民经济的大动脉,一旦中断行车,在政治、经济和国防上都将受到重大的损失和影响。因此,在地震区的铁路构筑物,必须贯彻《中华人民共和国防震减灾法》。原国家标准《铁路工程抗震设计规范》(GBJ 111—87)在分析方法、抗震措施等诸多环节均不适应新形式的要求。近年来,桥梁抗震设计理论及分析方法均有较大发展,对地震作用下桥梁构筑物的线性和非线性反应特性也有新的认识。为此,国家有关部门组织修编了《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111—2006)(后续简称《震规》)。根据新规范,铁路工程应按多遇地震、设计地震、罕遇地震三个地震动水准进行设计。并要求达到三个水准的性能要求,其中性能要求Ⅲ要求在罕遇地震水准下达到:地震后可能产生较大的破坏,但不出现整体倒塌,经抢修后可限速通车;结构处于弹塑性工作阶段^[1]。

对于铁路桥梁工程,桥梁抗震设计内容主要针对三方面的内容:(1)多遇地震下的强度、偏心、稳定验算;(2)设计地震下的连接构造验算;(3)罕遇地震下,对于混凝土桥墩一般不验算,但应该增设护面钢筋,对于钢筋混凝土桥墩可按照规范附录的方法进行简化法进行延性验算,对于钢筋混凝土桥墩需要按照非线性时程反应法进行延性验算。

多遇地震一般采用反应谱分析方法,该方法简便适用,已经被广大工程技术人员熟练掌握和广泛使用;设计地震验算连接构造可方便的按照规范进行地震力的计算;罕遇地震作用下,简支梁标准墩可按照简化方法进行;对于非标准桥墩或者连续梁,应按非线性时程反应法进行延性验算。

随着铁路的发展以及城市化的进程,铁路与城市道路等构筑物立交情况逐渐增多。门式墩能够以较低的代价实现障碍物的跨越,因此越来越广泛的应用在铁路桥梁的设计当中,门式墩属于典型的钢筋混凝土桥墩,根据《震规》,在罕遇地震作用下,需要进行非线性时程反应分析。而新版《震规》并没有对“非线性时程反应分析”做出具体的规定,使得工程设计人员在工程实践当中难以掌握这套分析方法。鉴于上述情况,笔者在查阅资料的基础上,对铁路桥梁门式桥墩进行非线性时程反应分析,探讨常用跨度铁路门式墩结构在不同设防烈度标准下的罕遇地震下的延性性能。

2 基本假定

某铁路工程门式墩结构,下层需要跨越某公路,上层四线铁路,梁部采用部颁标准 2201 系列 T 梁。门式墩净跨 14.5 m,中心跨度 17.5 m,门式墩立柱高度为 15 m,立柱截面采用 3 m×3 m 矩形截面,门式墩横梁截面尺寸 3.0 m×2.8 m,帽梁与立柱处设倒角过渡,如图 1 所示。

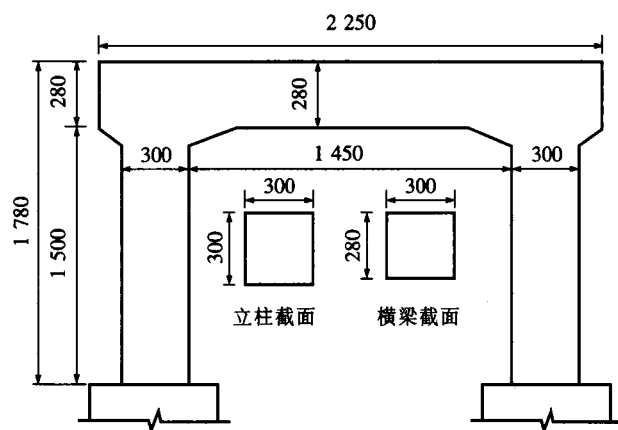


图1 门式墩构造图(单位:cm)

门式墩横梁采用预应力结构,并配置一定数量的普通钢筋,立柱采用配置普通钢筋,每侧配置 22 根 $\phi 28$ 钢筋,全截面配置 88 根钢筋,立柱截面配筋率为 0.6%。

墩位处场地土类别为Ⅱ类,场地土特征周期分区为二区, $T_g = 0.40$ s。分别按照抗震设防烈度 7 度(0.1g)、8 度(0.2g)、9 度(0.4g)三种情况进行罕遇地震作用下的非线性时程反应分析。

为了便于比较和分析,进行如下假定:

- (1)桩基长度全部嵌入基岩;
- (2)仅考虑横向地震作用下的时程反应;
- (3)7 度、8 度地震烈度时不考虑竖向地震波的作用,9 度时竖向地震作用按照结构恒载和活载的总和按照竖向静荷载计入;
- (4)采用与规范反应谱频谱特性相吻合的人工地震波。

3 人工地震波

《公路桥梁抗震设计细则》5.3 条规定,“未作地震安全性评价的桥址,可根据本细则设计加速度反应谱,

合成与其兼容的设计加速度时程,也可选用与设计地震震级、距离大体相近的实际地震动加速度记录,通时域方法调整,使其反应谱与本细则设计加速度反应谱兼容。”《建筑抗震设计规范》条文解释明确指出,正确选择输入的地震加速度时程曲线,要满足地震动三要素的要求,即频谱特性、有效峰值和持续时间均要符合规定。由于铁路《震规》并没有对地震波的选取做出明确的规定,工程设计人员对于如何选取天然波,存在很大的不确定性,对如何生成和采用人工地震波更是无所适从。

本文利用反应谱转人工波程序直接生成与规范反应谱频谱特性相吻合的人工地震波:通过使用规范谱生成谱数据,再导入程序生成人造波。生成人工波时,统一设置参数如下:导入反应谱最小周期取 0.2 s,最大周期取 6.0 s,加速度平稳段的开始时间取 5.0 s,加速度平稳段持续时间取 20 s,输出时程总的持续时间取 60 s,阻尼比取 0.05,同一地震烈度,一次性生成三条地震波,共计 9 条地震波进行计算。生成的地震波,基本形态是一致的,为节约篇幅仅以 9 度(0.4g)的第一条波为例,如图 2 所示。

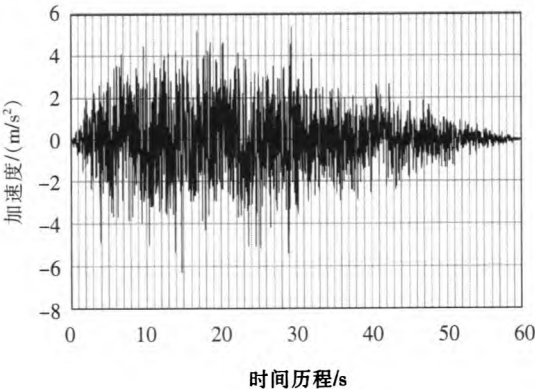


图 2 9 度(0.4g)罕遇地震人工地震波(第一条波)

通过上述手段生成的地震波由快速傅立叶变换计算得到频谱特性,其典型频谱特性曲线以及拟合曲线及规范反应谱曲线(以 9 度人工波 1 为例),如图 3 所示。其中拟合的反应谱在规范反应谱曲线下方一点,总体来说,上述人工地震波的频谱特性与规范反应谱表现出了高度的一致性,上述方法可以作为工程技术人员快速生成人工地震波的实用方法。

4 计算模型以及参数取值

4.1 材料性能指标取值

《震规》并没有明文规定弹塑性分析当中材料的性能指标取值依据。《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)5.5.1 条规定弹塑性分析时材料的性能

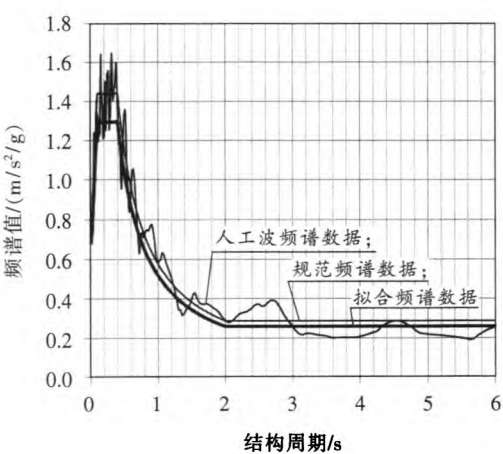


图 3 9 度罕遇地震人工地震波 1 频谱特性曲线(第一条波)

指标宜取平均值,并宜通过试验分析确定,混凝土可通过强度标准值反算。实际混凝土生产当中,要达到某个级别的混凝土强度,一般情况下,需要按照平均强度提高一个标号来保证混凝土强度等级,比如,配置 C40 混凝土,一般混凝土标准试块的立方体抗压强度的平均值一般要达到 45 MPa,对应混凝土轴心抗压强度的平均值为 30.09 MPa。《震规》也没有规定弹塑性分析时普通钢筋的性能指标取值依据。《建筑抗震设计规范》3.9.2 条规定,钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25,钢筋的屈服强度实测值于屈服强度标准值的比值不应大约 1.3,因此,在没有试验结果的前提下,理论分析时,HRB335 钢筋的屈服强度实测值暂取 $335 \times 1.15 = 385.25$ MPa,抗拉强度实测值暂取 $385.25 \times 1.3 = 500.825$ MPa。

4.2 塑性铰模拟

相关文献指出:对于以弯曲破坏为主,且轴力变化不大或者可以预测轴力影响的分析,可以采用集中塑性铰模型。集中塑性铰模型的本质是通过直接基于材料本构关系的纤维单位模型数值分析得到构件的弯矩 - 曲率关系曲线,从而建立一种抽象的数值铰,该模型计算过程比较简单,因而得到了广泛应用。

纤维梁单元模型从材料性能和截面配筋出发,可以同时考虑轴力和弯矩对截面滞回关系的影响,适应性较广,特别适合墩柱轴力在时程过程当中变化比较大的情况,但是纤维分布铰不能反应剪切变形,一般仅可用于剪切变形不大的情况。

门式墩结构由于跨越障碍,墩高较高,剪切变形与总变形量的占比并不大,同时门式墩双柱在地震时程作用下,轴力变化较大。门式墩更适合采用能够适应轴力时变的纤维分布铰。

纤维梁单元模型需要单独定义混凝土材料和钢筋的非线性(弹塑性)特性。若采用普通的混凝土模型,

混凝土应变在达到峰值后,迅速压溃破碎,很难反应钢筋混凝土的弹塑性耗能性能。Mander 模型能够较好的反应横向普通钢筋(箍筋)对混凝土的约束作用,能够较为准确的反应钢筋混凝土的弹塑性耗能性能。本次分析混凝土材料的弹塑性特性采用 Mander 模型。普通钢筋是典型的弹塑性构件,为了准确反应钢筋的屈服、强化等效应,普通钢筋采用与钢筋实际拉伸曲线较为吻合的 Park 模型模拟。

4.3 塑性铰长度

纤维梁单元模型的塑性铰长度可采用下式进行计算:

$$L_p = (0.5 + 0.05 H/B) \times B \tag{1}$$

式中 H ——桥墩高度;

B ——墩底截面短边尺寸。

各桥墩墩高 $H = 15\text{ m}$,截面短边尺寸 $B = 3.0\text{ m}$,经计算,塑性铰长度计算值 L_p 为 2.25 m 。

偏保守地将每个墩的潜在塑性铰长度取值为 2.5 m 。在塑性铰长度范围内的墩底单元被赋予非弹性纤维铰特征。根据《公路桥梁抗震设计细则》6.2.2 条可知,横桥向,门式墩的塑性铰位置位于每个立柱顶部和底部区域。为了便于后续方便,分别定义四个潜在塑性铰的位置名称为“左上”、“左下”、“右上”、“右下”。

4.4 模型建立

计算软件采用 Midas Civil,共建立 54 个单元,塑性铰按照纤维铰模拟,基础刚度按照节点弹性约束输入。建立门式墩施工阶段分析模型,最后施工阶段作为时程分析的初始工况。墩顶、底各 2.5 m 范围内的单元定义为纤维铰。建立的有限元模型如图 4 所示。

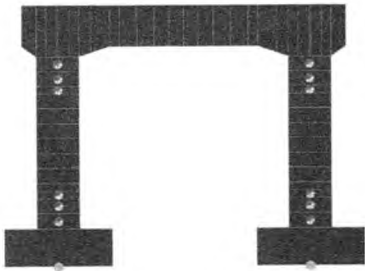


图 4 时程分析有限元模型

5 计算结果

在 7 度($0.1g$)的情况下,第一条地震波作用时,最外侧受拉钢筋首先屈服的发生时刻为 5.57 s ,塑性铰首先出现在左下位置,对应屈服位移为 3.06 cm 。后续剩余 3 个潜在塑性铰均先后发生不同程度的塑性状态。其中,墩顶两个潜在塑性铰区域混凝土受压以及钢筋受压均处于弹性阶段,混凝土全部断面均出现

了开裂,部分钢筋受拉屈服。墩底两个潜在塑性铰区域,墩底混凝土受压均处于弹性状态,仅仅外侧一排钢筋受压屈服,混凝土均全截面受拉开裂,大部分钢筋受拉屈服(限于篇幅,仅图示 8 度($0.2g$)情况的计算结果)。

在 8 度($0.2g$)的情况下,第一条地震波作用时,最外侧受拉钢筋首先屈服的发生时刻为 3.16 s ,塑性铰首先出现在右下位置,对应屈服位移为 4.80 cm 。后续剩余 3 个潜在塑性铰均先后发生不同程度的塑性状态。其中,墩顶两个潜在塑性铰区域混凝土受压以及钢筋受压部分处于弹性阶段,外侧部分钢筋以及混凝土处于屈服状态,混凝土全部断面均出现了开裂,全部钢筋受拉屈服。墩底两个潜在塑性铰区域,在核心范围内约 60% 混凝土受压均处于弹性状态,余下混凝土处于屈服状态,钢筋受压屈服状态与混凝土受压屈服分布区域一致,混凝土均全截面受拉开裂,全部钢筋受拉屈服。塑性铰残余状态如图 5 ~ 图 7 所示。

在 9 度($0.4g$)的情况下(对应截面配筋率为 0.6%),第一条地震波作用时,最外侧受拉钢筋首先屈服的发生时刻为 1.89 s ,塑性铰首先出现在右下位置,对应屈服位移为 4.06 cm 。后续剩余 3 个潜在塑性铰均先后发生不同程度的塑性状态。其中,墩顶两个潜在塑性铰区域混凝土受压以及钢筋受压仅仅少部分处于弹性阶段(约 15%),大部分钢筋以及混凝土处于屈服状态,混凝土全部断面均出现了开裂,全部钢筋受拉屈服。墩底两个潜在塑性铰区域,在核心范围内约 10% 混凝土受压均处于弹性状态,余下混凝土处于屈服状态,钢筋受压屈服状态与混凝土受压屈服分布区域一致,混凝土均全截面受拉开裂,全部钢筋受拉屈服。(限于篇幅,仅图示 8 度($0.2g$)情况的计算结果)。

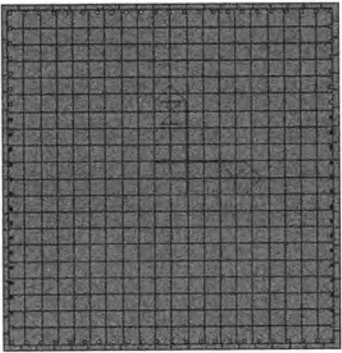


图 5 8 度墩顶、底受拉残余状态

在第二条和第三条地震波的情况下,门式墩四个潜在塑性铰区域的最终状态与上述情况基本一致,在此不一一列出。通过上面塑性铰截面残余状态的对比

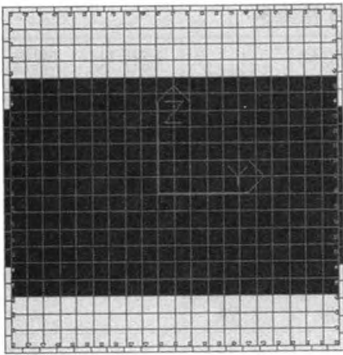


图 6 8 度墩顶受压残余状态

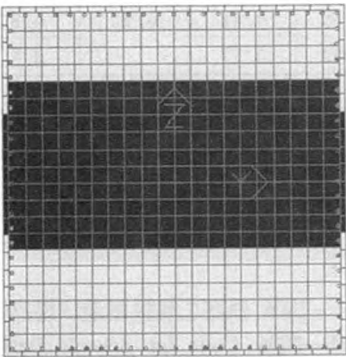


图 7 8 度墩底受压残余状态

可知,受拉残余状态在三个水准下,均出现了混凝土开裂的情况,这是由于钢筋混凝土本身的材料性能所决定的。但是,三个水准下,混凝土的受压残余状态则存在明显区别,对于 7 度区,墩顶和墩底混凝土完全保持弹性,对于 8 度区,仅部分区域保持弹性,对于 9 度区,仅仅极少部分保持弹性,绝大多数区域的混凝土进入了塑性。说明在高烈度地震作用下,对结构的损伤更大。

为了确认 Mander 混凝土本构模型的合理性,作者进一步进行了采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010)规定的混凝土本构模型(不考虑箍筋的约束效应的情况)进行计算。调整了混凝土弹塑性本构模型后,塑性铰区域受拉的状态与原计算结果是一致的,即钢筋受拉屈服,混凝土全截面开裂。但是,墩顶、底塑性铰区域混凝土全截面受压均被压溃(计算结果仅以 8 度第一条地震波为例),结构在地震作用下倒塌。塑性铰残余状态如图 8 所示。

对比采用 Mander 模型的计算结果,在截面核心区部位还存在一部分弹性受压区域,外侧有一部分混凝土进入了塑性,采用(GB 50010)规定的模型,混凝土全截面均被压溃。混凝土结构设计规范规定的混凝土模型系单轴受压状态的模型,并没有考虑箍筋的约束作用,而 Mander 模型考虑了箍筋的约束作用,使得混

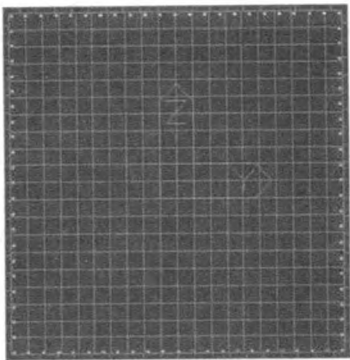


图 8 8 度不考虑箍筋约束效应的墩顶、墩底受压残余状态结果(完全压溃)

凝土的延性性能大为提高,一方面说明了钢筋混凝土构件箍筋配置的重要性,另一方面也印证了 Mander 模型的合理性。

以 8 度区第一条人工波为例,列出墩顶节点横向位移在时间历程下的变化曲线如图 9 所示,由变化曲线可知,在该条地震波作用下,在 20.39 s 时刻,发生负向最大位移 10.95 cm,在 24.75 s 时刻,发生最大正向位移 11.70 cm。

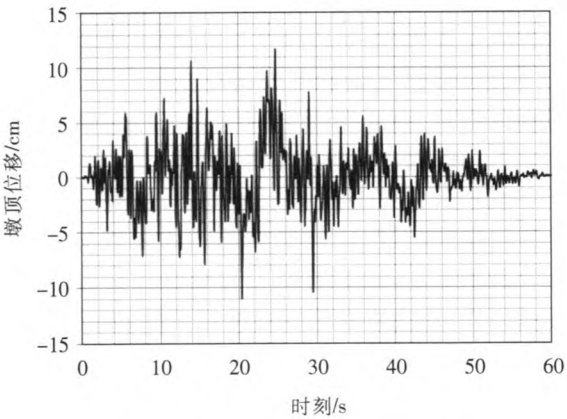


图 9 8 度第一条人工波墩顶时程曲线

根据《铁路工程抗震设计规范》7.3.3 条的条文解释可知,桥墩的延性系数计算时,采用截面最外侧钢筋屈服作为钢筋混凝土桥墩屈服的标志。在计算模型当中通过查看纤维截面最外侧钢筋屈服对应的时刻,可以提取桥墩的屈服位移,桥墩非线性相应的最大位移与屈服位移的比值即可得到规范 7.3.3 条规定的非线性位移延性比。截面配筋率为 0.6% 时,本算例当中,7 度罕遇地震作用下延性比的平均值为 1.6,8 度时为 3.02,9 度时为 5.08。显然,在 9 度 0.4g 的情况下,本算例不能满足规范规定的延性比小于 4.8 的要求,将配筋率进一步提高至 0.99% 后,延性比的平均值降低为 4.51,可以满足规范要求。计算结果如表 1 所示。

表 1 人工地震波非线性时程分析延性比计算结果

设计地震 烈度	人工波 编号	截面配筋 率/%	最先出现 铰的位置	屈服时刻 /s	屈服位移 /cm	最大位移 时刻/s	最大位移 /cm	延性比	延性比 平均值	延性比 允许值	是否满足 要求
7 度 0.1g	第一条	0.6	左下	5.57	3.063	29.46	5.75	1.88	1.60	4.8	是
	第二条	0.6	左上	4.83	4.72	10.99	6.74	1.43		4.8	
	第三条	0.6	左下	6.01	3.796	14.71	5.677	1.50		4.8	
8 度 0.2g	第一条	0.6	右下	3.16	4.806	24.75	11.7	2.43	3.02	4.8	是
	第二条	0.6	右下	2.48	3.263	10.99	12.03	3.69		4.8	
	第三条	0.6	左下	3.23	3.873	23.68	11.39	2.94		4.8	
9 度 0.4g	第一条	0.6	右下	1.89	4.055	20.43	23.48	5.79	5.08	4.8	否
	第二条	0.6	右下	2.25	4.044	19.01	17.5	4.33		4.8	
	第三条	0.6	左下	1.86	4.138	21.24	21.2	5.12		4.8	
9 度 0.4g	第一条	0.99	右下	3.13	5.413	24.75	23.6	4.36	4.51	4.8	是
	第二条	0.99	右下	2.27	4.125	19.01	18.18	4.41		4.8	
	第三条	0.99	右下	2.83	4.191	21.23	19.99	4.77		4.8	

6 结论

将纤维梁单元模型用于铁路门式墩进行非线性弹塑性地震响应分析是可行的,纤维塑性铰特别适应于时程过程当中轴力变化比较大的情况,能够自动识别轴力和弯矩耦合效应。混凝土采用 Mander 模型可以考虑箍筋对混凝土的约束作用,有效的提高了钢筋混凝土桥墩的延性性能。普通钢筋采用与实际拉伸曲线基本一致的 park 模型,可以使得计算结果尽量接近真实。

通过对普通混凝土模型的对比可以看出,进行地震时程分析时,钢筋混凝土结构当中的混凝土本构关系需要采用能够模拟箍筋约束的模型(比如 Mander 模型),并且设计时必须严格按照规范规定的构造措施进行横向箍筋配置,以确保箍筋的约束效应。在查看时程分析结果是,除了需要关心延性比是否满足规范的要求以外,还应查看塑性铰区域截面的状态,特别是塑性铰区域受压状态是否存在进入压溃(破坏)阶段的情况,以确保结构不发生倒塌。

计算结果表明,截面配筋率满足规范最低要求 0.5% 的情况下,7 度和 8 度地震作用下门式墩的延性系数均小于规范规定的 4.8。在 9 度地震作用下,三条地震波的延性系数的平均值为 5.08,大于规范限值,进一步提高配筋率至 0.99% 以后,延性系数平均值为 4.51,能够满足规范的要求。由此可见,提高截面配筋率有助于控制结构的延性比。钢筋混凝土桥墩的延性设计时,现行《震规》在构造上统一规定最小配筋率,由本算例可知,这样的规定并不合理,应根据不同的抗震设防烈度提出不同的最小配筋率,依据算例结果,9 度区截面最小配筋率不宜小于 1.0%。

目前,非线性时程分析的计算理论以及软件都比较成熟,但是技术人员对本构模型的选择、材料性能参数的运用等存在不同的理解,以致个体建模对于计算结果影响是很大的。为了便于工程应用,建议规范制定非线性时程反应分析的实施细则,以利于工程技术

人员合理正确的选择地震波或生成人工地震波、准确使用材料特性和采用材料的本构关系及滞回模型。在此前提下才能确保分析结果的可靠性以及可比较性。

参考文献:

[1] GB 50111—2006,铁路工程抗震设计规范[S].
GB 50111—2006, Code for Seismic Design of Railway Engineering[S].

[2] JTG/T B02—01—2008,公路桥梁抗震设计细则[S].
JTG/T B02—01—2008, Guidelines for Seismic Design of High Bridges[S].

[3] GB 50010—2010,混凝土结构设计规范[S].
GB 50010—2010, Code for Design of Concrete Structures[S].

[4] GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].

[5] 纪厚强. 钢筋混凝土桥墩抗震性能研究[D]. 西安:长安大学, 2010.
Ji Houqiang. Theoretical Research on Seismic Capability of Reinforced Concrete Bridge Piers[D]. Xi'an: Chang'an University, 2010.

[6] 蒋丽飞. 铁路桥梁延性抗震设计方法研究[D]. 广州:广州大学, 2011.
Jiang Lifei. Study on Ductility Seismic Design of Railway Bridge[D]. Guanzhou: Guanzhou University, 2011.

[7] 谌一,王菲. 罕遇地震下城际铁路连续梁桥延性抗震设计[J]. 铁道工程学报, 2012(4): 67-71.
Zhuo Yi, Wang Fei. Seismic Ductility Design for Intercity Railway Continuous Bridge under Rare Earthquake [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2012(4): 67-71.

[8] 陈芳芳. 不同截面形状桥墩的静力弹塑性分析[J]. 高速铁路技术, 2011(2): 25-27.
Chen Fangfang. Push-over Analysis on Piers with Different Sections[J]. High Speed Railway Technology, 2011(2): 25-27.

(编辑 赵立兰)

铁路门式墩非线性时程反应分析研究

作者: 艾宗良, AI Zong-liang
作者单位: 中铁二院工程集团有限责任公司, 成都, 610031
刊名: 铁道工程学报 ISTIC PKU
英文刊名: Journal of Railway Engineering Society
年, 卷(期): 2014(2)

参考文献(8条)

1. [铁路工程抗震设计规范](#)
2. [公路桥梁抗震设计细则](#)
3. [混凝土结构设计规范](#)
4. [建筑抗震设计规范](#)
5. [纪厚强 钢筋混凝土桥墩抗震性能研究](#) 2010
6. [蒋丽飞 铁路桥梁延性抗震设计方法研究](#) 2011
7. [嵇一;王菲 罕遇地震下城际铁路连续梁桥延性抗震设计\[期刊论文\]-铁道工程学报](#) 2012(04)
8. [陈芳芳 不同截面形状桥墩的静力弹性分析\[期刊论文\]-高速铁路技术](#) 2011(02)

引用本文格式: 艾宗良, AI Zong-liang 铁路门式墩非线性时程反应分析研究[期刊论文]-铁道工程学报 2014(2)