

文章编号:1671-8879(2016)04-0058-08

桥梁碰撞振动台试验及参数敏感性分析

李青宁,尹俊红,张瑞杰,孙建鹏

(西安建筑科技大学 土木工程学院,陕西 西安 710055)

摘要:为研究桥梁结构在地震作用下的碰撞数值模拟方法和碰撞响应特点,设计制作了 4 组简化碰撞结构试件,进行了振动台试验;将线弹性、Kelvin-Voigt、Hertz、Jan-Hertz-damp 这 4 种接触单元模型引入数值模拟分析中,对试验结果进行数值验证;并进行了桥梁结构碰撞参数敏感性研究。研究表明:Jan-Hertz-damp 接触单元模型数值模拟精度最高,但计算时间相对较长;在桥梁伸缩缝处设置接触刚度较小的材料,以及增加桥梁结构自身阻尼和相邻联阻尼比差别,都可降低桥梁结构碰撞力响应;随着伸缩缝宽度的增大,碰撞力总体上是减小的;碰撞力响应与桥梁联跨自身动力特性、输入地震波的峰值以及频谱分布有关。

关键词:桥梁工程;桥梁碰撞;振动台试验;碰撞力;接触单元;接触刚度;阻尼比;伸缩缝宽度

中图分类号:U442.55

文献标志码:A

Shaking table test of bridge pounding and analysis on parameter sensitivity

LI Qing-ning, YIN Jun-hong, ZHANG Rui-jie, SUN Jian-peng

(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, Shaanxi, China)

Abstract: To study the numerical simulation method and characteristics of bridge pounding response under earthquake, four specimens of structure for pounding were designed, and the shaking table test was carried out. Four kinds of models such as the linear elastic, Kelvin-Voigt and Hertz, as well as Jan-Hertz-damp were introduced to the numerical simulation analysis, the results of test were validated numerically, and impact of bridge pounding on parameter sensitivity was studied. The results show that the accuracy of Jan-Hertz-damp contact element model is the highest in simulation analysis, but it takes a relatively long time to run. Setting materials with small contact stiffness at the bridge expansion joints and increasing the difference of bridge damping and adjacent damping ratio can reduce the impact force response of bridge structures. Impact force of bridge is not sensitive to width of expansion joint. With the increase of width of bridge expansion joint, the overall trend of impact force is reduced. Impact force response is related to dynamic characteristics of bridges, as with peak and spectrum character of input seismic wave. 8 tabs, 9 figs, 20 refs.

Key words: bridge engineering; bridge pounding; shaking table test; impact force; contact element; contact stiffness; damping ratio; width of expansion joint

收稿日期:2016-01-17

基金项目:国家自然科学基金项目(51078306,51408453);高等学校博士学科点专项科研基金项目(20106120110004,20136120120022)

作者简介:李青宁(1952-),男,陕西大荔人,教授,博士研究生导师,E-mail:lqn952@163.com。

0 引言

地震作用下的桥梁结构,相邻联梁体以及主梁与两侧桥台之间会发生相互碰撞,这主要是由于相邻联存在结构动力特性差异,地震时会引起不同步运动,当预留的伸缩缝间隙不能满足彼此相对位移时就会发生碰撞,碰撞会导致桥梁伸缩缝挤压、主梁梁端开裂、支座失效、桥台胸墙局部混凝土脱落等破坏现象,有时甚至会引发落梁^[1-3]。在桥梁伸缩缝处,碰撞还会引起瞬时峰值的加速度脉冲,从而放大桥梁结构的整体动力响应,因此,有必要研究伸缩缝间的碰撞作用机理及其对整个桥梁结构的影响。

已有一些学者对桥梁结构碰撞问题进行了理论分析与数值计算研究^[4-5]。目前广泛采用接触单元模型对桥梁碰撞现象进行模拟,接触单元一般由1个弹簧单元和1个阻尼单元并联而成,如线弹性模型^[6],Kelvin-Voigt模型(粘弹性模型)^[7],Hertz模型(非线性弹性模型)^[8],Jan-Hertz-damp模型(非线性弹性-阻尼模型)^[9]。但在未进行试验基础上的理论与数值分析、碰撞模拟方法及参数的选取等方面具有一定的不确定性,因此有必要进行地震作用下的结构碰撞试验,为碰撞理论的研究提供依据^[10-11]。Filiatrault等对2个相邻的3层和8层不等高钢框架进行了碰撞振动台试验,将试验结果采用线弹簧接触单元模型模拟^[12];Chau等对2个相邻钢塔架进行了碰撞振动台试验,并采用Hertz接触单元模型模拟^[13];李忠献等对1座两跨隔震梁桥模型进行了碰撞振动台试验研究,并采用Kelvin模型模拟^[14]。以上试验都是仅采用个别接触单元模型模拟结构的位移响应及最大碰撞力,还未有采用多种接触单元模型进行桥梁碰撞试验的数值模拟分析。

鉴于此,本文将桥梁伸缩缝处两侧主梁做理论简化,设计制作了4组简化的桥梁结构碰撞构件,进行了振动台试验,研究了初始间隙、周期比等参数对碰撞响应的影响;采用数值分析方法,引入线弹性、Kelvin-Voigt、Hertz、Jan-Hertz-damp这4种碰撞接触单元模型,对试验结果进行数值验证;并基于试验,进行了桥梁结构碰撞参数敏感性分析,探讨了桥梁伸缩缝处接触刚度、相邻联阻尼比、伸缩缝宽度、不同地震动输入等因素对桥梁碰撞响应的影响及规律。

1 试验概况

1.1 结构设计

图1为桥梁结构示意图,通常的桥梁抗震设计

是以伸缩缝为界,将伸缩缝两侧结构视为相互独立的结构进行研究,因此对于桥梁结构的相邻2联,一般将伸缩缝处简化为接触单元进行处理,桥梁相邻2联碰撞理论分析模型见图2。其中, $\ddot{U}_g(t)$ 为输入地震动; m_1 、 m_2 分别为相邻结构的质量; k_1 、 k_2 分别为相邻结构的刚度; c_1 、 c_2 分别为相邻结构的阻尼; u_1 、 u_2 分别为相邻结构的位移; g_p 为相邻结构的间隙; K 、 C 分别为接触单元的刚度和阻尼。

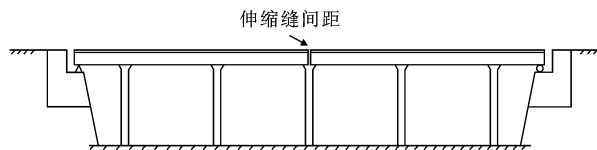


图1 桥梁结构

Fig. 1 Bridge structure

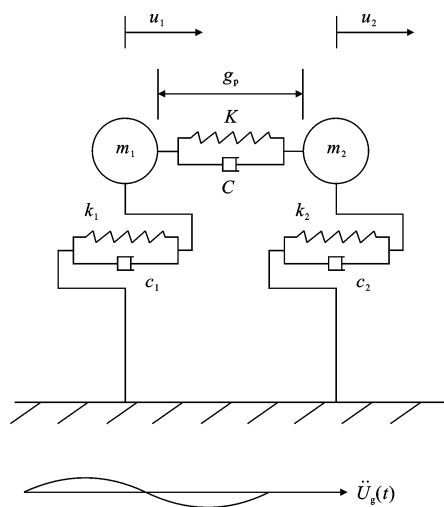


图2 理论模型

Fig. 2 Theoretical model

本文试验目的是探讨和研究桥梁结构碰撞理论模型的适用性和响应特点,以及对碰撞参数的敏感性规律,因此试件设计忽略几何比例等相似参数。试件设计见下页图3,1#构件采用直径22 mm钢筋,顶部固定5 kg质量块;2#构件采用10号工字钢,顶部固定质量块,质量块用来模拟桥梁结构上部质量,顶端质量块在质心处发生碰撞。

在1#构件顶端中心固结1根直径10 mm的钢筋,探出1#构件表面并与2#构件发生碰撞,通过钢筋上应变片测量应变计算碰撞力,如下页图4所示。钢筋上部 and 下部贴有应变片,以消除碰撞时因产生弯矩而造成的影响,在结构顶端布置加速度计。碰撞模型设计4组,结构参数见下页表1。

1.2 加载用波

试验振动台性能参数见下页表2。结构底部固结在钢板上,并通过高强螺栓与振动台面可

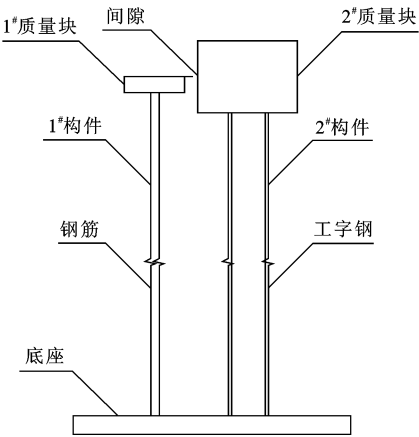


图 3 碰撞结构
Fig. 3 Pounding structure



图 4 碰撞发生部位
Fig. 4 Pounding parts

表 1 结构参数

Tab. 1 Structural parameters

组号	间隙/m	1# 构件		2# 构件	
		高度/m	质量/kg	高度/m	质量/kg
1	0.010	1.2	5	1.2	40
2	0.010	1.5	5	1.5	40
3	0.015	1.2	5	1.2	40
4	0.010	1.2	5	1.2	20

表 2 振动台主要性能参数

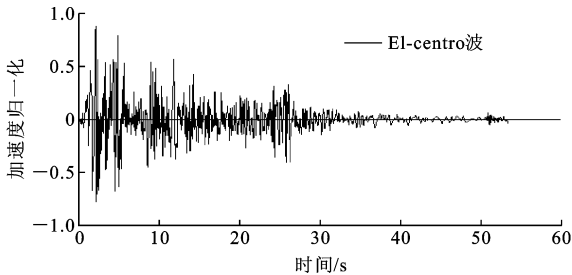
Tab. 2 Main performance parameters of shaking table

性能	指标	
台面尺寸/m ²	4.1×4.1	
激振方向	纵桥向、横桥向、竖向	
工作频率/Hz	0.1~50.0	
最大加速度/g	纵桥向	±1.5
	横桥向	±1.0
	竖向	±1.0

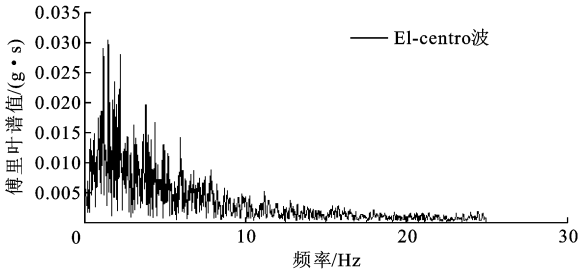
靠连接,台面布置见图 5。试验采用天然波 El-centro 波(1940 年,N-S(南北方向))和人工波兰州波(N-S),见图6,每条波峰值调整为0.5g、0.75g和1.0g,



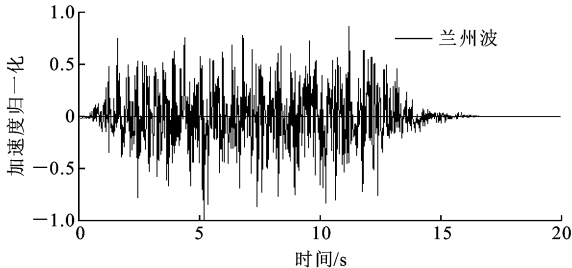
图 5 结构在振动台上布置
Fig. 5 Arangement of structure on shaking table



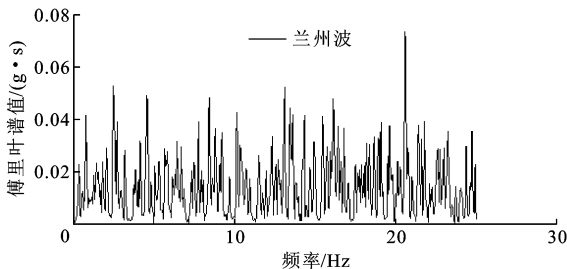
(a) El-centro波加速度时程



(b) El-centro波频谱



(c) 兰州波加速度时程



(d) 兰州波频谱

图 6 试验用波

Fig. 6 Earthquake wave of test

研究不同地震动峰值输入下的结构响应。

2 试验结果分析

在地震作用下引起相邻结构的碰撞,由此进行的结构损伤评估以及结构防撞设计中,都需要先给出最大碰撞力^[15]。表 3 列出了在 El-Centro 波和兰州波不同峰值激励下的最大碰撞力。

表 3 最大碰撞力
Tab. 3 Maximum impact force N

加载波	组号	T_1/T_2	0.5g	0.75g	1.0g
El-centro 波	1	4.85	502.4	628.0	1 381.6
	2	4.89	942.0	1 570.0	1 915.4
	3	4.85	439.6	549.5	1 099.0
	4	6.64	596.6	758.0	1 520.0
兰州波	1	4.85	361.1	408.2	1 193.2
	2	4.89	894.9	1 350.2	1 632.8
	3	4.85	282.6	376.8	847.8
	4	6.64	439.6	532.0	1 256.0

注: T_1 为 1[#] 构件自振周期, T_2 为 2[#] 构件自振周期。

由试验现象可知,在 2 种波激励下,第 1 组发生撞击的次数均较第 3 组多,表明相邻结构预留间隙越小,产生碰撞的可能性和次数越大。在上一次碰撞完成后,结构积蓄了一定的应变能,在相邻结构分离时释放,由于间隙较小,更易引起下一次的碰撞。

由图 6 和表 3 可以看出,El-centro 波和兰州波的频谱分布不同,相同峰值时,结构最大碰撞力有差异;El-centro 波激励下的碰撞力较大,说明各组结构的频谱敏感带分布在 El-centro 波频谱附近,因此受到的影响较大。第 1 组结构形式除构件高度外均与第 2 组相同,构件高度的增加最终使结构周期差异增加,且因第 2 组结构高度增加,对台面加速度的放大也较为明显,使结构的碰撞响应增大,各种因素综合导致第 2 组结构产生的最大碰撞力大于第 1 组,表明对于桥梁结构而言,下部结构对碰撞效应的影响不容忽视。第 1 组结构间隙小于第 3 组结构,其余参数相同,第 1 组结构最大碰撞力大于第 3 组结构,表明间隙越小,碰撞力响应越大。对于第 1 组和第 4 组结构而言,第 4 组结构上部质量差异小,导致相邻结构周期差异较第 1 组加大,最终使碰撞力大于第 1 组结构,说明下部结构特性相同的桥梁,相邻自振周期差异越大,碰撞力越大。

3 模型试验的数值验证

3.1 桥梁碰撞作用模型

结合本试验,分别采用线弹性模型、Kelvin-Voigt 模型、Hertz 模型、Jan-Hertz-damp 模型这 4 种接触单元模型来模拟结构的碰撞。

3.1.1 线弹性模型^[16]

当相邻结构间相对位移超过初始间隙时,碰撞弹簧被激活,在碰撞过程中产生碰撞力。线弹性模型未考虑碰撞过程中的能量损失,其碰撞力计算公式为

$$\begin{cases} F=k_1(U_2-U_1-d) & U_2-U_1-d>0 \\ F=0 & U_2-U_1-d\leq 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: F 为碰撞力; k_1 为接触刚度; U_2-U_1 为相邻结构相对位移; d 为初始间隙。

3.1.2 Kelvin-Voigt 模型^[17]

Kelvin-Voigt 模型由弹簧单元和阻尼单元并联而成,考虑到碰撞过程中的能量损失,碰撞力的计算公式为

$$\begin{cases} F=k_k(U_2-U_1-d)+c_k(\dot{U}_2-\dot{U}_1) & U_2-U_1-d>0 \\ F=0 & U_2-U_1-d\leq 0 \end{cases} \quad (2)$$
$$\begin{cases} \xi=-\frac{\ln(e)}{\sqrt{\pi^2+(\ln(e))^2}} \\ c_k=2\xi\sqrt{k_k\frac{m_1m_2}{m_1+m_2}} \end{cases} \quad (3)$$

式中: k_k 为接触刚度; c_k 为粘滞阻尼系数; ξ 为碰撞阻尼系数; e 为碰撞恢复系数。

3.1.3 Hertz 模型^[18]

Hertz 模型没有考虑碰撞过程中能量的损失,但碰撞弹簧是非线性的,其碰撞力表示为

$$\begin{cases} F=k_h(U_2-U_1-d)^n & U_2-U_1-d>0 \\ F=0 & U_2-U_1-d\leq 0 \end{cases} \quad (4)$$

式中: k_h 为非线性碰撞刚度; n 为 Hertz 系数,一般取 1.5。

3.1.4 Jan-Hertz-damp 模型^[19]

Jan-Hertz-damp 模型由 Jankowski 提出,并在 Hertz-damp 接触模型的基础上进行了改进,该模型考虑了接触体在碰撞过程中的能量损失,假定在相互接触阶段,有可能发生塑性变形和局部损伤现象,且能量耗散仅在此过程发生;在分离阶段,积累的弹性应变能开始释放,此阶段没有能量耗散,接触过程中的碰撞力表示为

$$\begin{cases} F=\overline{k_h}(U_2-U_1-d)^{3/2}+\overline{c_h}(\dot{U}_2-\dot{U}_1) & U_2-U_1-d>0, \dot{U}_2-\dot{U}_1>0 \\ F=\overline{k_h}(U_2-U_1-d)^{3/2} & U_2-U_1-d>0, \dot{U}_2-\dot{U}_1\leqslant 0 \\ F=0 & U_2-U_1-d\leqslant 0 \end{cases} \quad (5)$$

$$\begin{cases} \xi=\frac{9\sqrt{5}}{2}\frac{1-e^2}{e[e(9\pi-16)+16]} \\ \overline{c_h}=2\xi\sqrt{\overline{k_h}\sqrt{U_1-U_2-d}\frac{m_1m_2}{m_1+m_2}} \end{cases} \quad (6)$$

式中： $\overline{k_h}$ 为接触刚度； $\overline{c_h}$ 为粘滞阻尼系数。

3.2 数值分析

由图 2 可知,碰撞结构体系的动力平衡方程为

$$\begin{aligned} &\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{U}_1(t) \\ \ddot{U}_2(t) \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} c_1 & 0 \\ 0 & c_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \dot{U}_1(t) \\ \dot{U}_2(t) \end{bmatrix}+ \\ &\begin{bmatrix} k_1 & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} U_1(t) \\ U_2(t) \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} F_c(t) \\ -F_c(t) \end{bmatrix}= \\ &-\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} \ddot{U}_g(t) \\ \ddot{U}_g(t) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (7)$$

式中： $\ddot{U}_i(t)$ 、 $\dot{U}_i(t)$ 、 $U_i(t)$ 分别为碰撞构件加速度、速度、位移,其中 $i=1,2$; $F_c(t)$ 为碰撞力。

将 4 种接触单元模型用于数值模拟分析中,对试验结果进行验证。采用隐式积分求解,当判断相邻结构位移差大于初始间隙时,碰撞单元激活,并将碰撞力立即施加于式(7)中,继续下一时间步的求解,计算过程通过编程语言实现。由于碰撞发生时间短,积分时间步长取 0.001 s,比常规积分步长 0.02 s小。

结合本试验,表 4 给出在 El-centro 波激励下,第 4 组结构的接触单元模型参数,碰撞恢复系数 $e=0.5$ 。图 7、下页图 8 给出了在 El-centro 波激励下,第 4 组结构由试验测得的应变换算为碰撞力的时程曲线,以及采用 4 种接触单元模型计算得到的碰撞力时程曲线。第 4 组结构的阻尼比采用试验实测值 0.03。

表 4 碰撞模型参数
Tab. 4 Parameters of pounding model

接触单元模型	接触刚度		碰撞 阻尼比
	0.75g	1.0g	
线弹性	1.78×10^5 N/m	2.60×10^5 N/m	0.215
Kelvin-Voigt	2.3×10^5 N/m	2.0×10^5 N/m	
Hertz	3.6×10^6 N/m ^{3/2}	2.4×10^6 N/m ^{3/2}	
Jan-Hertz-damp	8.80×10^6 N/m ^{3/2}	1.15×10^7 N/m ^{3/2}	

从表 4 和图 7 可以看出,加速度峰值为 0.75g 时,采用线弹性模型计算得到的碰撞次数最多,碰撞间隔时间最短,且总体持续时间长;加速度峰值为

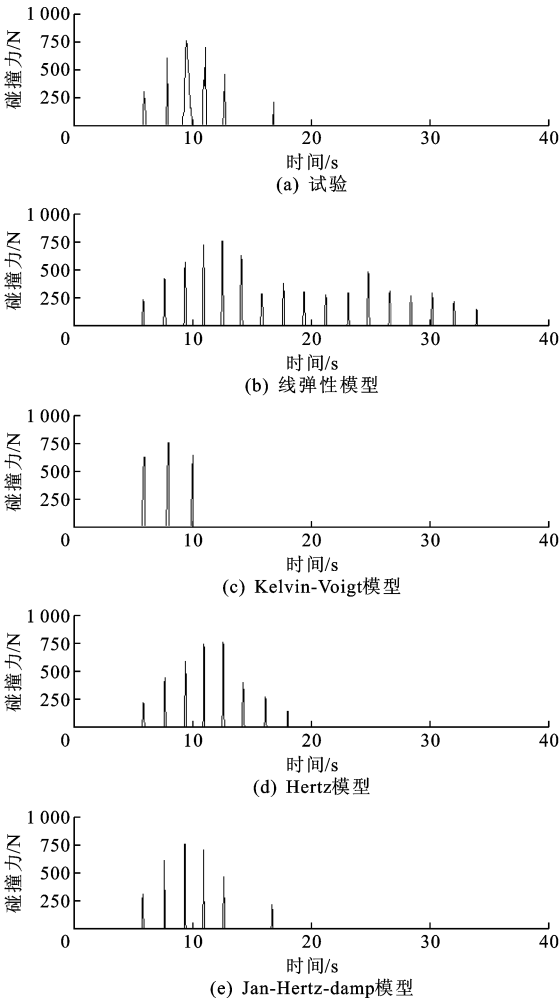


图 7 碰撞力时程响应(加速度峰值为 0.75g)

Fig. 7 Impact force time history (peak acceleration is 0.75g)
1.0g时,采用线弹性和 Hertz 模型计算得到的碰撞次数最多,主要是由于线弹性和 Hertz 接触单元模型没有考虑实际结构在碰撞过程中的能量耗散。在不同峰值输入下,Kelvin-Voigt 模型计算得到的撞击次数最少;线弹性模型较 Kelvin-Voigt 模型计算得到的碰撞次数多,Hertz 模型较 Jan-Hertz-damp 模型计算得到的碰撞次数多,都是由于后者接触单元模型考虑了碰撞过程中能量的损失,表明试验结构的实际碰撞应为弹塑性碰撞,模拟结构碰撞力时程响应不应忽略能量耗散。

可以看出,对于 4 种接触单元模型,选择合适的碰撞刚度可以模拟出相邻结构的最大碰撞力,其中 Jan-Hertz-damp 模型模拟的碰撞力时程与实际结构的反应最为接近,在接近碰撞-碰撞-恢复阶段的

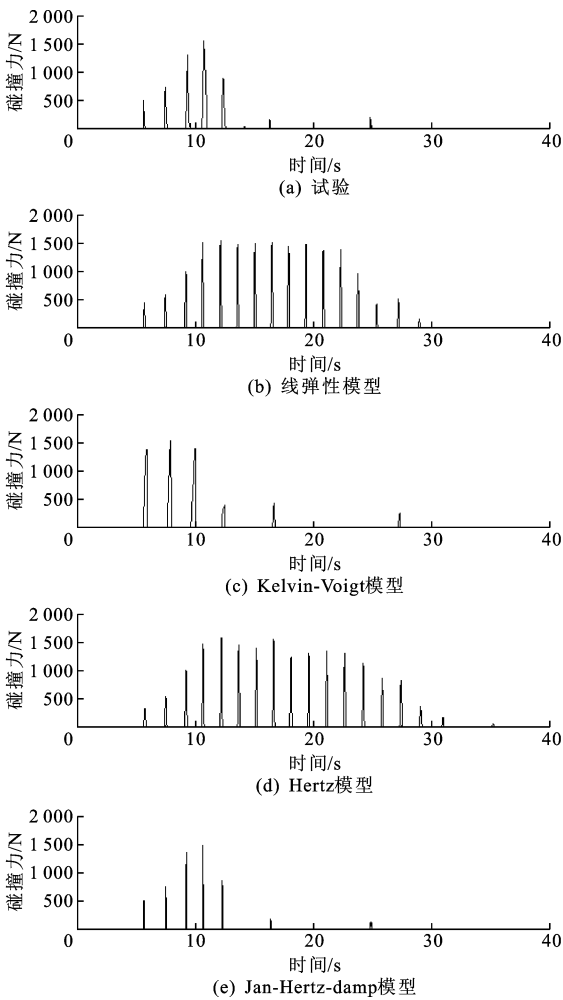


图 8 碰撞力时程响应(加速度峰值为 1.0g)

Fig. 8 Impact force time history (peak accelererection is 1.0g)

碰撞力变化都有所体现,但因 Jan-Hertz-damp 模型在编程计算过程中判断碰撞条件及求解的逻辑语句多于其他几种碰撞接触单元,在计算过程中花费时间相对长一些。

3.3 参数敏感性分析

基于本试验,采用 Jan-Hertz-damp 接触单元模型,对第 4 组结构进行参数敏感性分析,结构质量不变,改变其他参数,研究结构在 0~3 s 周期内的最大碰撞力响应,碰撞恢复系数 e 为 0.5。

3.3.1 接触刚度值

表 5、表 6 给出了结构阻尼比都为 0.03,初始间隙都为 0.01 m 时,不同接触刚度取值下的碰撞力。可以发现,对于加速度峰值为 0.75g 的 El-centro 波和兰州波输入,当接触刚度取值在产生与实际结构碰撞力值相近的范围时,最大碰撞力变化并不大;El-centro 波激励下,最大碰撞力随接触碰撞刚度的增大而增大;但在兰州波激励下,接触碰撞刚度的增大,并不一定使碰撞力增大。当接触刚度取值与产

生实际结构碰撞力相当的刚度取值相差较大时,碰撞力出现大的突变,尤其对于 0.75g 峰值兰州波输入时,碰撞刚度的增大,使碰撞力产生极大幅度的增大,甚至发散。以上碰撞特点应用于桥梁结构,可在伸缩缝处布置沿桥纵向挤压刚度较小的材料,以模拟碰撞接触刚度和减小碰撞力响应。

表 5 El-centro 波激励下最大碰撞力

Tab. 5 Maximum impact force under El-centro wave

接触刚度/($10^7 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3/2}$)	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0
碰撞力/N	546	638	840	846	1 900
接触刚度/($10^7 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3/2}$)	3	4	5	6	7
碰撞力/N	3 180	3 540	5 390	6 630	6 190

表 6 兰州波激励下最大碰撞力

Tab. 6 Maximum impact force under Lanzhou wave

接触刚度/($10^7 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3/2}$)	1	2	3	4	5
碰撞力/N	188	295	364	818	884
接触刚度/($10^7 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3/2}$)	6	7	8	9	10
碰撞力/N	532	563	574	695	732
接触刚度/($10^8 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3/2}$)	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25
碰撞力/N	804	791	911	815	947
接触刚度/($10^8 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3/2}$)	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30
碰撞力/N	1 090	7 540	11 500	39 500	1 920 000

3.3.2 结构阻尼比

表 7 给出 El-centro 波激励下,接触刚度为 $2 \times 10^5 \text{ N/m}^{3/2}$,初始间隙为 0.01 m,相邻结构阻尼比相等和不等时的碰撞力响应。由表 7 可知,任一侧结构阻尼比增加,碰撞力随之减小,碰撞对小阻尼比结构碰撞力的影响比大阻尼比结构要大。结构阻尼比相等且从 0 增至 0.02 时,碰撞力峰值减小 41%,表明阻尼使结构的振动衰减,从而降低结构碰撞前的响应,最终导致碰撞力的减小,因此,增大桥梁结构阻尼是一种降低碰撞响应的有效方法。

表 7 阻尼比及碰撞力

Tab. 7 Damping ratio and impact force

阻尼比相同($\xi_1=\xi_2$)		0	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20
碰撞力/N		786.0	558.3	459.7	392.4	339.1	296.5
阻尼比不同	ξ_1	0.05					
	ξ_2	0	0.02	0.05	0.10	0.15	0.20
碰撞力/N		721.0	540.6	459.7	404.9	356.9	314.7

3.3.3 不同地震动输入

下页表 8 给出了不同地震波作用下,接触刚度为 $2 \times 10^5 \text{ N/m}^{3/2}$,结构阻尼比都为 0.03,碰撞恢复系数 e 为 0.5,初始间隙为 0.01 m 时的最大碰撞力。由表 8 可知,Northridge 波的加速度峰值最大,碰撞力最大;El-centro 波加速度峰值小于 Loma Prieta

波,碰撞力峰值小于 Loma Prieta 波;Loma Prieta 波、Kobe波、Cape Mendocino 波加速度峰值依次增大,但碰撞力依次减小。这是由于各种波的峰值及频谱特性分布不同,对结构激励产生的响应有所差别,表明桥梁结构的碰撞力响应不仅与地震动输入的峰值有关,还与地震动输入的频谱分布及桥梁联跨自身动力特性有关。

表 8 地震波及碰撞力

Tab. 8 Seismic wave and impact force

输入波	年份	方向	峰值/g	碰撞力/N
El-centro	1940	N-S	0.326	518.8
Loma Prieta	1989	E-W	0.632	6 836.2
Kobe	1995	N-S	0.718	2 830.1
Cape Mendocino	1992	N-S	1.002	511.7
San Fernando	1971	N-S	1.200	1 119.8
Northridge	1994	E-W	1.746	2 185.2

注:N-S,E-W 分别表示波的南北和东西方向。

3.3.4 初始间隙

图 9 为几种波激励下,接触刚度为 $2\times10^5\text{ N/m}^{3/2}$,结构阻尼比都为 0.03,初始间隙取值不同时,最大碰撞力响应。

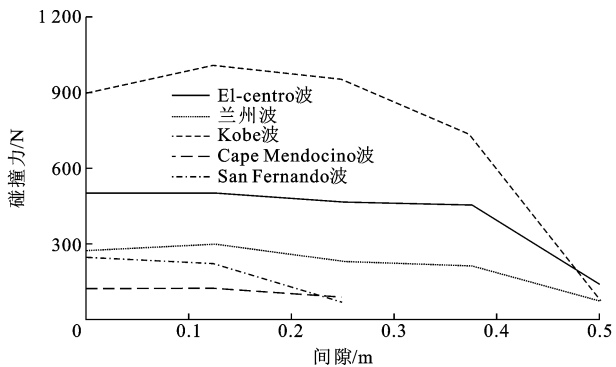


图 9 初始间隙及碰撞力

Fig. 9 Initial gap and impact force

由计算结果可知,Cape Mendocino 波、San Fernando 波间隙为 0.25 m 时不发生碰撞,El-centro 波、兰州波、Kobe 波间隙为 0.45 m 时不发生碰撞。由图 9 可知,在间隙为 0 和与不碰撞的限值相差较大时,碰撞力差别不大,此时,碰撞力响应对间隙并不敏感;当间隙逼近不发生碰撞的限值时,碰撞力急剧降低;总体而言,随着间隙的增加,碰撞力减小,直至间隙足够大时结构不发生碰撞。

设置较宽的伸缩缝宽度,可以避免桥梁发生碰撞,但大部分情况下,出于道路平整和养护管理的原因,通过加宽伸缩缝来回避发生概率相对较小的地震时梁间碰撞并非一定适宜^[20]。因此,应先对桥梁结构进行分析,若不发生碰撞的伸缩缝宽度限值

远大于规范规定的间隙时,碰撞不可避免,此时调节桥梁伸缩缝宽度并不能减轻相邻梁之间的碰撞响应。

4 结 语

(1)给出的 4 种接触单元模型用于桥梁结构的碰撞模拟,选择合适的碰撞参数都可以模拟出最大碰撞力,其中 Jan-Hertz-damp 模型模拟碰撞力时程响应精度最高,但计算时间相对较长。

(2)宜在桥梁结构可能发生碰撞的部位设置接触刚度较小的材料,并增加桥梁结构自身阻尼,达到降低桥梁结构碰撞响应的目的。

(3)伸缩缝宽度与不发生碰撞的限值差别较大时,桥梁碰撞力对缝宽大小并不敏感,当缝宽逼近不发生碰撞的限值时,碰撞力急剧降低。

(4)碰撞力响应与输入地震波特性和桥梁联跨自身动力特性有关。

(5)基于本文所研究的碰撞接触单元模型特点及适用性,结合中国桥梁结构建设的实际情况,可以继续开展由于空间效应引起的桥梁碰撞的随机性研究,以及提出防止碰撞与落梁的指标及相应措施。

参考文献:

References:

[1] 王东升,杨海红,王国新.考虑邻梁碰撞的多跨长简支梁桥落梁震害分析[J].中国公路学报,2005,18(3):54-59.
WANG Dong-sheng, YANG Hai-hong, WANG Guo-xin. Seismic analysis of girders falling down in multi-span long simply supported bridges with adjacent pounding effects[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(3): 54-59. (in Chinese)

[2] 王东升,王国新,冯启民.桥梁结构地震反应邻梁碰撞分析等效刚体模型[J].工程力学,2004,21(4):81-85.
WANG Dong-sheng, WANG Guo-xin, FENG Qi-min. Equivalent rigid-body compact model of pounding between adjacent bridge girders during earthquakes[J]. Engineering Mechanics, 2004, 21(4): 81-85. (in Chinese)

[3] 王军文,李建中,范立础.桥梁结构地震碰撞效应及防落梁措施研究现状[J].公路交通科技,2007,24(5):71-75,80.
WANG Jun-wen, LI Jian-zhong, FAN Li-chu. State of art of current studies on the effect of seismic induced pounding between adjacent bridge decks and falling-off prevention measures[J]. Journal of Highway and

- Transportation Research and Development, 2007, 24(5):71-75, 80. (in Chinese)
- [4] JANKOWSKI R, WILDE K, FUJINO Y. Reduction of pounding effects in elevated bridges during earthquakes[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29(2):195-212.
- [5] 刘健新. 汶川地震桥梁破坏及中外桥梁抗震设计规范对比[J]. 筑路机械与施工机械化, 2010, 28(11):20-23.
- LIU Jian-xin. Damage of bridges in wenchuan earthquake and comparison of specifications for anti-seismic design of bridges[J]. Road Machinery & Construction Mechanization, 2010, 27(11):20-23. (in Chinese)
- [6] ZANARDO G, HAO H, MODENA C. Seismic response of multi-span simply supported bridges to spatially varying earthquake ground motion[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(6):1325-1345.
- [7] ANAGNOSTOPOULOS S A. Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2004, 33(8):897-902.
- [8] CHAU K T, WEI X X. Pounding of structures modelled as non-linear impacts of two oscillators[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2001, 30(5):633-651.
- [9] JANKOWSKI R. Analytical expression between the impact damping ratio and the coefficient of restitution in the non-linear viscoelastic model of structural pounding[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2006, 35(4):517-524.
- [10] 高玉峰, 李晓斌, 杨永清. 桥梁结构地震碰撞问题理论分析模型及试验研究进展[J]. 应用力学学报, 2010, 27(4):809-816.
- GAO Yu-feng, LI Xiao-bin, YANG Yong-qing. Advances in analytical models and experimental studies on earthquake-induced pounding between adjacent bridge decks[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2010, 27(4):809-816. (in Chinese)
- [11] 李忠献, 岳福青, 周莉. 地震时桥梁碰撞分析的等效 Kelvin 撞击模型[J]. 工程力学, 2008, 25(4):128-133.
- LI Zhong-xian, YUE Fu-qing, ZHOU Li. Equivalent Kelvin impact model for pounding analysis of bridges during earthquake[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(4):128-133. (in Chinese)
- [12] FILIATRAULT A, WAGNER P, CHERRY S. Analytical prediction of experimental building pounding[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, 24(8):1131-1154.
- [13] CHAU K T, WEI X X, GUO X, et al. Experimental and theoretical simulations of seismic poundings between two adjacent structures[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003, 32(4):537-554.
- [14] 李忠献, 张勇, 岳福青. 地震作用下隔震简支梁桥碰撞反应的振动台试验[J]. 地震工程与工程振动, 2007, 27(2):152-157.
- LI Zhong-xian, ZHANG Yong, YUE Fu-qing. Shaking table test on pounding responses of simply supported isolated bridges under earthquake excitation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2007, 27(2):152-157. (in Chinese)
- [15] JANKOWSKI R. Pounding force response spectrum under earthquake excitation[J]. Engineering Structures, 2006, 28(8):1149-1161.
- [16] MAISON B F, KASAI K. Dynamics of pounding when two buildings collide[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1992, 21(9):771-786.
- [17] JANKOWSKI R, WILDE K, FUJINO Y. Pounding of superstructure segments in isolated elevated bridge during earthquakes[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1998, 27(5):487-502.
- [18] MUTHUKUMAR S, DESROCHES R. A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2006, 35(7):811-828.
- [19] JANKOWSKI R. Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2005, 34(6):595-611.
- [20] 谢旭, 吴善幸. 地震时桥梁间的碰撞现象及其影响[C]//中国土木工程学会桥梁及结构分会. 第十五届全国桥梁学术会议论文集. 北京:人民交通出版社, 2002:364-371.
- XIE Xu, WU Shan-xing. Pounding phenomenon and impact between bridges under earthquake[C]//Bridge and Structural Engineering Committee of China Civil Engineering Society. Proceedings of the 15th National Conference on Bridge. Beijing:China Communications Press, 2002:364-371. (in Chinese)