

LRB 基础隔震结构在极罕遇地震作用下的碰撞响应研究

许立英¹, 林友勤², 吴应雄², 胡广杰³, 苏福庆⁴, 章永伟⁵

(1. 西南科技大学 土木工程与建筑学院, 四川 绵阳 621010;

2. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108;

3. 华中科技大学 土木与水利工程学院, 湖北 武汉 430074;

4. 福建梓诺建筑工程有限公司, 福建 厦门 361000;

5. 龙岩市西安建筑工程有限公司, 福建 龙岩 364000)

摘 要: 随着极罕遇地震作用的引入,有必要探讨基础隔震结构在极罕遇地震作用下是否还具有良好的抗震性能。采用改进的 Kelvin 碰撞分析模型和双线性恢复力模型,建立基础隔震结构与周围挡土墙碰撞的运动方程,用 MATLAB 进行非线性时程分析。基于非线性时程分析的结果,研究基础隔震结构在极罕遇地震作用下的碰撞响应。比较考虑碰撞和不考虑碰撞两种情况下,上部结构平均延性系数和隔震支座平均剪应变随隔震结构力学性能参数的变化曲线;不同碰撞参数下,上部结构平均延性系数和隔震支座平均剪应变随隔震结构力学性能参数的变化曲线。结果表明基础隔震结构在极罕遇地震作用下的碰撞控制了隔震支座的剪应变,但加剧了上部结构的动力响应。提高上部结构或者隔震体系的屈服承载力可以降低上部结构的碰撞响应,增加隔震缝宽度、提高隔震体系屈服承载力或者隔震支座直径可以降低碰撞发生的概率。

关键词: LRB 基础隔震结构;极罕遇地震;碰撞响应;碰撞模型;碰撞参数

中图分类号: TU352.1

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2022)01—0155—09

Impacts of LRB Base Isolation Structure Under Extremely Rare Earthquakes

XU Liying¹, LIN Youqin², WU Yingxiong², HU Guangjie³, SU Fuqing⁴, ZHANG Yongwei⁵

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Southwest University of Science and Technology, Mianyang, Sichuan 621010, China;

2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China;

3. School of Civil and Hydraulic Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan, Hubei 430074, China;

4. Fujian Zinuo Construction Engineering Co., Ltd., Xiamen, Fujian 361000, China;

5. Longyan Xi'an Construction Engineering Co., Ltd., Longyan, Fujian 364000, China)

Abstract: Considering extremely rare earthquakes, it is necessary to explore whether the foundation isolation structure still has good seismic performance under extremely rare earthquakes. Using the improved Kelvin collision analysis model and bilinear restoring force model, the motion equation of the collision between the foundation isolation structure and the surrounding retaining wall is established, and MATLAB is used for nonlinear time history analysis. Based on the results of nonlinear time history analysis, the impact response of foundation isolation structures under extremely rare earthquakes is analyzed. Comparing the curves of the average ductility coefficient of the superstructure and the average shear strain of the isolation bearing with the mechanical performance parameters of the isolation structure under different collision parameters with and without considering the collision. The variation curve of the average shear strain of the

收稿日期:2021-10-15

修稿日期:2021-12-01

基金项目:福建省住房和城乡建设厅科技开发研究项目(2022-K-114)

作者简介:许立英(1981—),女,博士,讲师,主要从事结构抗震和新型建筑材料与结构方面的工作。E-mail:lying_xu@126.com

通讯作者:林友勤(1973—),男,博士,高级实验师,主要从事结构抗震和健康监测方面的工作。E-mail:306170964@qq.com

seat with the mechanical performance parameters of the isolated structure. The results show that the collision of the base isolation structure under the action of the rare earthquake controls the shear strain of the isolation bearing, but aggravates the dynamic response of the superstructure. Increasing the yield bearing capacity of the superstructure or the isolation system can reduce the collision response of the superstructure, and increasing the width of the isolation joint, increasing the yield bearing capacity of the isolation system or the diameter of the isolation bearing can reduce the probability of collision.

Keywords: LRB base isolation structure; extremely rare earthquakes; collision response; collision model; collision parameters

目前基础隔震技术被广泛应用于医院、火车站等建筑。而大量的震害研究表明,建筑结构在地震中发生碰撞是建筑物破坏甚至倒塌的重要原因之一。国内外学者对建筑结构碰撞问题展开研究。TSAI^[1]发现碰撞会导致弹性剪切梁产生极高的加速度响应,非线性碰撞模型可以减小加速度响应。Matsagar 等^[2]发现碰撞会导致上部结构加速度增加,但发生碰撞的隔震结构仍然比非隔震结构的抗震性能好。Muthukumar 等^[3]发现不同模型的位移响应很接近,地震动峰值加速度越大,碰撞过程中的能量损失越大。沈麒等^[4]基于弹性和黏弹性碰撞模型,提出了弹塑性碰撞模型,并给出了等效碰撞周期和等效碰撞阻尼的计算公式。朱宏平,叶昆等^[5]发现降低设防烈度设计隔震后的上部结构不利于建筑抵抗极罕遇地震,使用大直径和低橡胶剪切模量的铅芯橡胶隔震支座有利于提高结构的抗震性能。彭刚辉等^[6]发现碰撞刚度、恢复系数和间隙大小对隔震桥梁结构在地震作用下发生碰撞时的峰值碰撞力、墩顶峰值位移以及隔震支座最大水平剪力均有较大影响。

按照目前我国规范要求设置隔离缝可以保证隔震层在罕遇地震下的变形需求,但我国实际发生的大地震的震中烈度比当地的设防烈度大得多,这就意味着可能发生比罕遇地震更为强烈的地震动。

并且在最新的《中国地震动参数区划图》^[7](GB 18036—2015)在传统“三级地震作用”基础上增加了极罕遇地震作用,修改为“四级地震作用”。在极罕遇地震作用下基础隔震结构是否会出现隔震层水平变形超过隔震缝宽度而与周围挡土墙碰撞的情况等均需要进一步研究。

吴应雄等^[8]发现远场长周期地震动下的隔震结构的放大效应较普通地震动下的明显,并对隔震层位移反应的影响较大。陈启冬等^[9]研究发现隔震结构在硬土地基上能发挥较好的减震效果,而软土地基上减震效果明显减弱,其抗震设计应重点关

注。王林建等^[10]发现长周期作用下基础隔震结构减震效果比普通地震动差;大底盘楼层的减震效果在长周期地震动下,较塔楼明显降低。吴应雄等^[11]通过国内现有的隔震建筑构造相关设计成果及存在问题的阐述,讨论了我国隔震构造技术研究的下一步发展方向。

本文的研究内容主要涉及以下三个方面:

(1) 介绍建筑结构碰撞研究常用的碰撞分析方法以及各种碰撞模型的特点,并选用改进的 Kelvin 模型进行本文的研究。将上部结构简化为单自由度非线性体系,建立 LRB 基础隔震结构的碰撞分析模型以及 LRB 基础隔震结构发生碰撞时的运动方程。

(2) 采用叠加小波函数的方法对选取的 22 条地震动记录进行调整,使调整后的地震动平均加速度反应谱与极罕遇地震加速度反应谱相拟合。用 MATLAB 进行非线性时程分析。基于非线性时程分析的结果,比较碰撞和不碰撞两种情况下,基础隔震结构在极罕遇地震作用下的动力响应,研究隔震层与周围挡土墙的碰撞对基础隔震结构动力响应的影响。

(3) 比较不同碰撞参数下,基础隔震结构在极罕遇地震作用下的碰撞响应随隔震系统力学性能参数和上部结构屈服承载力的变化曲线,分析隔震系统力学性能参数、上部结构屈服承载力以及碰撞模型参数对 LRB 基础隔震结构在极罕遇地震作用下的碰撞响应的影响。

1 基础隔震结构碰撞的基本理论及方法

1.1 改进的 Kelvin 模型

Jankowski^[12]将碰撞过程分为碰撞开始阶段和碰撞恢复阶段,发现碰撞过程中的能量损失主要发生在碰撞开始到碰撞力达到峰值的阶段,碰撞力达到峰值后的碰撞恢复阶段的能量损失很小。Kelvin 模型在碰撞过程的两个阶段能量损失相等,而且在

碰撞恢复过程中会产生负拉力,与实际情况不符。为了弥补 Kelvin 模型的不足,叶昆等^[13]提出了改进的 Kelvin 模型,并验证了该模型对建筑结构碰撞研究的适用性。改进的 Kelvin 模型的碰撞力表达式如下:

$$F_c = k\delta + c\dot{\delta} \quad (1)$$

式中: k 为碰撞刚度; δ 、 $\dot{\delta}$ 分别为碰撞时的相对位移和相对速度; c 为阻尼系数,随时间变化而改变,表达式如下:

$$c = \xi\delta \quad (2)$$

式中: ξ 为阻尼常数,与回弹系数 e 有关,表达式如下:

$$\xi = \frac{3k(1-e)}{2e\dot{\delta}} \quad (3)$$

非线性弹性分析模型的弹簧刚度与碰撞物体的材料属性和形状相关,在实际研究中很难确定,而 Kelvin 模型的弹簧刚度可以根据碰撞结构的轴向刚度简单而且合理的确定,在结构碰撞研究中的应用更为广泛。Mahmoud 等^[14]对不同的接触单元模型进行了比较分析,发现不同模型的计算结果相差不大,但激烈碰撞时非线性模型的偏差更大。樊剑等^[15]用不同碰撞分析模型研究摩擦型隔震结构的碰撞响应时,发现基于接触单元法的不同碰撞模型间的计算结果相差不大,但线性碰撞模型的计算时间比非线性碰撞模型的要短。因此,本文将采用改进的 Kelvin 模型模拟碰撞过程,研究基础隔震结构在极罕遇地震作用下与周围挡土墙的碰撞响应。

1.2 基础隔震结构碰撞的分析模型

通过模态变换可以将基础隔震结构的上部结构转化为单自由度体系,因此本文将上部结构简化为单自由度体系,采用简化的两自由度体系模型模拟基础隔震结构的碰撞,基础隔震结构碰撞的分析模型如图 1 所示。其中, m_1 、 c_1 和 u_1 分别为隔震层的质量、阻尼系数和水平位移; m_s 、 c_s 和 u_s 分别为上部结构的等效质量、阻尼系数和层间位移; d 为隔震缝的宽度; $\ddot{u}_g$ 为地震动加速度。双自由度体系基础隔震结构碰撞的运动方程如下:

$$m_s(\ddot{u}_s + \ddot{u}_1) + c_s\dot{u}_s + F_s = -m_s\ddot{u}_g \quad (4)$$

$$m_s(\ddot{u}_s + \ddot{u}_1) + m_1\ddot{u}_1 + c_1\dot{u}_1 + F_1 + F_p = -(m_1 + m_s)\ddot{u}_g \quad (5)$$

式中: F_1 、 F_s 分别为隔震层和上部结构的恢复力; F_p 为隔震层与周围挡土墙碰撞的产生碰撞力。

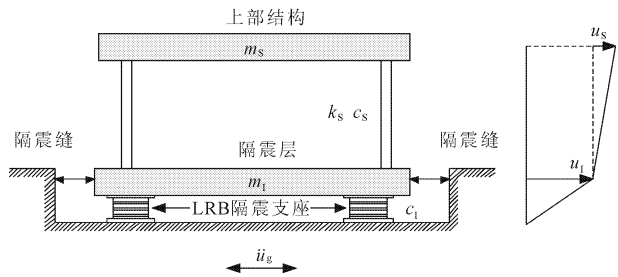


图 1 LRB 基础隔震结构与周围挡土墙碰撞的分析模型

考虑到基础隔震结构的上部结构在极罕遇地震作用下可能发生弹塑性变形,上部结构的恢复力模型采用双线性模型,隔震层的恢复力模型也采用双线性模型,如图 2 所示。其中 k_E 、 k_1 分别为 LRB 隔震支座的屈服前和屈服后刚度; u_{yD} 、 u_{yS} 分别为 LRB 隔震支座和上部结构的屈服位移; Q_D 、 F_Y 分别为 LRB 隔震支座和上部结构的屈服剪力; k_s 为上部结构的刚度; α 为硬化系数。隔震层和上部结构的恢复力表达式如下所示:

$$F_1 = k_1 u_1 + Q_D \cdot z_1(u_1) \quad (6)$$

$$F_s = \alpha k_s u_s + (1 - \alpha) F_Y \cdot z_s(u_s) \quad (7)$$

式中: $z_1(u_1)$ 、 $z_s(u_s)$ 分别为隔震层和上部结构的屈服函数。

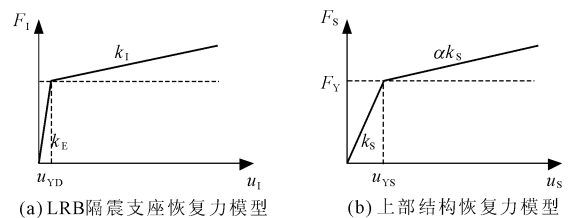


图 2 LRB 隔震支座和上部结构的恢复力模型

基础隔震结构与周围挡土墙的碰撞采用改进的 Kelvin 模型进行模拟,由改进的 Kelvin 模型的碰撞力公式,隔震层碰撞产生的碰撞力表达式如下:

$$F_p = k(u_1 - d) + c\dot{u}_1, |u_1| \geq d \quad (8)$$

式中,阻尼系数 c 的表达式如下:

$$c = \xi(u_1 - d), \xi = \frac{3k(1-e)}{2e\dot{u}_1} \quad (9)$$

式中: k 为碰撞刚度, e 为回弹系数。

为了反映 LRB 基础隔震结构的动力特性,定义以下参数:上部结构和整个 LRB 基础隔震结构的自振圆频率,表达式如下:

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \quad \omega_1 = \sqrt{\frac{k_1}{m_1 + m_s}} \quad (10)$$

上部结构和整个 LRB 基础隔震结构的阻尼比,

表达式如下：

$$\xi_s = \frac{c_s}{2m_s\omega_s} \quad , \quad \xi_l = \frac{c_l}{2(m_s + m_l)\omega_l} \quad (11)$$

上部结构和整个 LRB 基础隔震结构的屈服强度比,表达式如下：

$$q_s = \frac{F_Y}{m_s g} \quad , \quad q_l = \frac{Q_D}{(m_s + m_l)g} \quad (12)$$

上部结构和整个 LRB 基础隔震结构的质量比,表达式如下：

$$r = \frac{m_s}{m_s + m_l} \quad (13)$$

以及碰撞力和整个 LRB 基础隔震结构重量的比值,表达式如下：

$$p = \frac{F_P}{(m_s + m_l)g} \quad (14)$$

将参数代入基础隔震结构碰撞的运动方程,得到：

$$\ddot{u}_s + \ddot{u}_l + 2\xi_s\omega_s\dot{u}_s + \alpha\omega_s^2u_s + (1 - \alpha)q_sg \cdot z_s(u_s) = -\ddot{u}_g \quad (15)$$

$$\ddot{u}_l + r\ddot{u}_s + 2\xi_l\omega_l\dot{u}_l + \omega_l^2u_l + q_lg \cdot z_l(u_l) + pg = -\ddot{u}_g \quad (16)$$

2 碰撞对基础隔震结构动力响应的影响

2.1 加速度反应谱及地震动的选择与调整

假设所在地区的设防烈度为 8 度,设计基本加速度 0.3g,Ⅱ类场地,设计地震分组为第二组,《中国地震动参数区划图》^[7](GB 18036—2015)规定的极罕遇地震的峰值加速度 $\alpha_{max} = 0.870g$,特征周期 $T_g = 0.45\text{ s}$,放大系数反应谱平台值场地 $\beta_m = 2.5$ 。基于场地地震动的表征参数,《建筑抗震设计规范》^[16](GB 50011—2010)确定的第一拐点周期 T_0 和周期范围上限值 T_m 分别为 0.1 s 和 6.0 s,下降速度控制系数 γ 为 0.9。依据规范确定的相关参数,极罕遇地震作用的加速度反应谱见图 3。

选用 ACT-63 推荐的 22 条地震动研究基础隔震结构在极罕遇地震作用下的动力响应,详细的地震动信息如表 1 所示。为了进行时程分析,需要对选取的地震动进行调整,使调整后的地震动平均加速度反应谱与极罕遇地震加速度反应谱相拟合。本文采用 SeismoMatch 软件通过叠加小波函数的方法调整选用的 22 条地震动,调整后的地震动平均加速度反应谱与极罕遇地震加速度反应谱拟合情况如图 3 所示,从图 3 中可以看出,调整后的平均加速度反应谱与极罕遇地震加速度反应谱基本重合。

表 1 地震动基本信息

地震动序号	地震名称	记录台站	分量	PGA /g
01	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	RIO360	0.549
02	Chi-Chi	CHY01	NS	0.440
03	Chi-Chi	TCU045	EW	0.474
04	Duzce	Bolu	BL000	0.728
05	Friuli	Tolmezzo	A-TMZ270	0.315
06	Hector Mine	Hector	HEC000	0.266
07	Imperial	Delta	H-DLT262	0.238
08	Imperial	EI Centro Array#11	H-E11230	0.380
09	Kobe	Nishi-Akashi	NIS090	0.503
10	Kobe	Shin-Osaka	SHI000	0.243
11	Kacaeli	Arcelik	ARC090	0.150
12	Kacaeli	Duzce	DZC180	0.312
13	Landers	Coolwater	CLW-TR	0.417
14	Landers	Yermo Fire Station	YER360	0.152
15	Loma Prieta	Capitola	CAP000	0.529
16	Loma Prieta	Gilroy Array#3	G00300	0.555
17	Manjil	Abbar	ABBAR-T	0.496
18	Northridge	Beverly Hill-14145 Mulhol	MUL009	0.416
19	Northridge	Canyon Country-W Lost Cany	LOS270	0.482
20	San Fernando	LA-Hollywood Stor FF	PEL090	0.210
21	Superstition Hill	EI Centro Imp. Co. Cent	B-ICC090	0.258
22	Superstition Hill	Poe Road	B-POE270	0.446

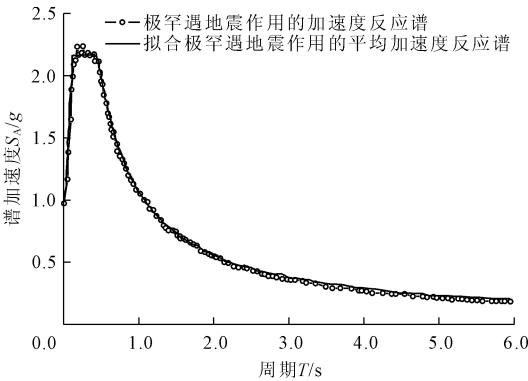


图 3 调整后反应谱与极罕遇地震作用反应谱的拟合情况

2.2 LRB 基础隔震结构动力响应的参数研究

2.2.1 上部结构屈强比对基础隔震结构动力响应影响

本文研究假定结构的超强系数 $\Omega_s = 2.5$,通过计算可以得到基底固定的上部结构的屈服强度比 $q_{s,Fix} = 0.417$ 。现行的建筑抗震设计规范规定,根据计算出的水平方向减震系数,可以在设防烈度的基础上降半度、一度或者一度半对隔震后的上部结构进行抗震设计,这种方法使得上部结构的屈服承载力下降。为了研究上部结构屈服强度比对基础隔震

结构碰撞响应的影响,定义上部结构屈服折减系数 R ,表达式如下:

$$R = \frac{q_{S,Fix}}{q_S} \tag{17}$$

$R = 1.0、1.5、2.0$ 和 3.0 分别表示按照设防烈度、降半度、降一度、降一度半对隔震后的上部结构进行抗震设计。

隔震周期 $T_1 = 3.464\text{ s}$ 和隔震层的屈服强度比 $q_D = 0.06$ 保持不变,通过改变上部结构屈服折减系数 R 改变上部结构的屈服强度比 q_S 。图 4 比较了考虑碰撞和不考虑碰撞两种情况下上部结构平均延性系数 μ_m 随上部结构屈服折减系数 R 的变化曲线。图 5 给出了考虑碰撞和不考虑碰撞两种情况下隔震体系平均最大剪应变 γ_m 随上部结构屈服折减系数 R 的变化曲线,表 2 比较了在考虑碰撞作用和不考虑碰撞两种情况下,基础固定结构和按照不同设防烈度设计的基础隔震结构在极罕遇地震作用下上部结构平均延性系数的值。

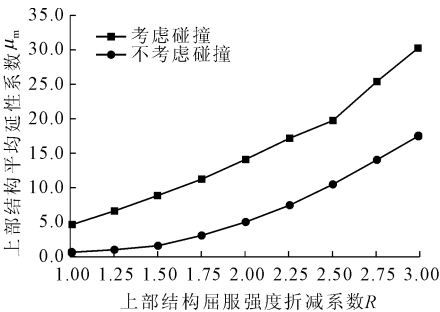


图 4 上部结构平均延性系数变化曲线

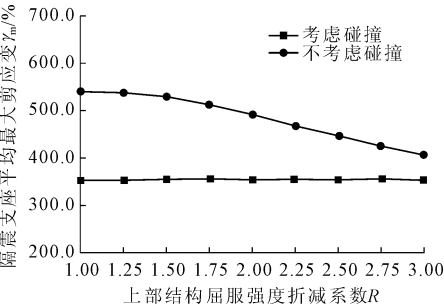


图 5 隔震支座平均最大剪应变变化曲线

表 2 上部结构平均延性系数

碰撞作用	基础固定结构	延性系数			
		基础隔震结构			
		$R=1.0$	$R=1.5$	$R=2.0$	$R=3.0$
不考虑	5.370	0.615	1.509	4.992	17.638
考虑	—	4.576	8.815	14.031	30.295

综合图 4、图 5、表 2 可以得出:

(1) 不考虑隔震层在极罕遇地震作用下与周围挡土墙碰撞时,不降设防烈度设计的上部结构的平均延性系数远小于基础固定结构的,降一度设计的上部结构与基础固定结构的平均延性系数差不多;考虑碰撞时,在极罕遇地震作用下按照设防烈度设计的上部结构与基础固定结构的平均延性系数差不多。说明按照设防烈度设计的基础隔震结构不发生碰撞时仍然有很好的抵抗极罕遇地震作用的能力,发生碰撞时的抗震性能降低,但仍然比基础固定结构的抗震性能要好。

(2) 不考虑隔震层的碰撞时,在极罕遇地震作用下按照设防烈度设计的上部结构的平均延性系数接近 1,上部结构即将出现弹塑性变形;考虑隔震层的碰撞时,在极罕遇地震作用下按照设防烈度设计的上部结构平均延性系数远超过 1,上部结构已经出现了弹塑性变形,说明基础隔震结构的上部结构在极罕遇地震作用下很难保持弹性状态。这种现象是因为极罕遇地震的能量很高,而隔震体系的耗能能力有限,上部结构需要通过弹塑性变形耗散地震能量。而且碰撞作用限制了隔震层的水平变形,降低了隔震层消耗地震能量的能力,隔震体系发生碰撞后上部结构需要通过弹塑性变形耗散更多的地震能量,从而产生的弹塑性变形更大。

(3) 考虑碰撞和不考虑碰撞两种情况下,随着上部结构屈服强度折减系数增加,上部结构结构屈服承载力降低,上部结构平均延性系数都会加速增大。不考虑碰撞作用时,降一度设计的上部结构在极罕遇地震作用下的平均延性系数大约是极限倒塌状态的一半,降一度半设计的上部结构在极罕遇地震作用下的平均延性系数已经远超过极限倒塌状态的平均延性系数;考虑碰撞作用时,降半度设计的上部结构在极罕遇地震作用下的平均延性系数已经接近极限倒塌状态的平均延性系数。降低上部结构屈服承载力对上部结构动力响应的影响很大,降低设防烈度设计的上部结构在极罕遇地震作用下很有可能会发生倒塌,因此,采用降低设防烈度设计隔震后的上部结构的方法不可取。

2.2.2 隔震体系屈强比对基础隔震结构动力响应影响

隔震周期 $T_1 = 3.464\text{ s}$ 保持不变,隔震体系的屈服强度比 q_D 在 $0.01 \sim 0.15$ 范围内变化。图 6 给出了考虑碰撞和不考虑碰撞两种情况下上部结构平均延性系数 μ_m 随隔震体系的屈服强度比 q_D 的变化曲线。图 7 给出了考虑碰撞和不考虑碰撞两种情况下

隔震体系平均最大剪应变 γ_m 随隔震体系的屈服强度比 q_D 的变化曲线。

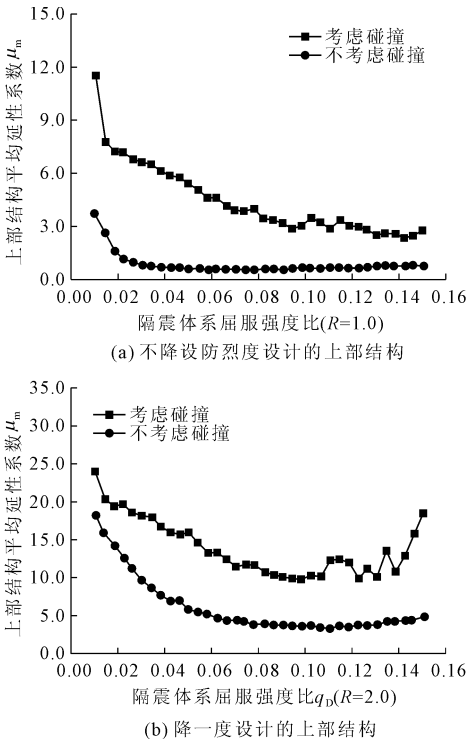


图 6 上部结构平均延性系数随隔震体系屈服强度比的变化曲线

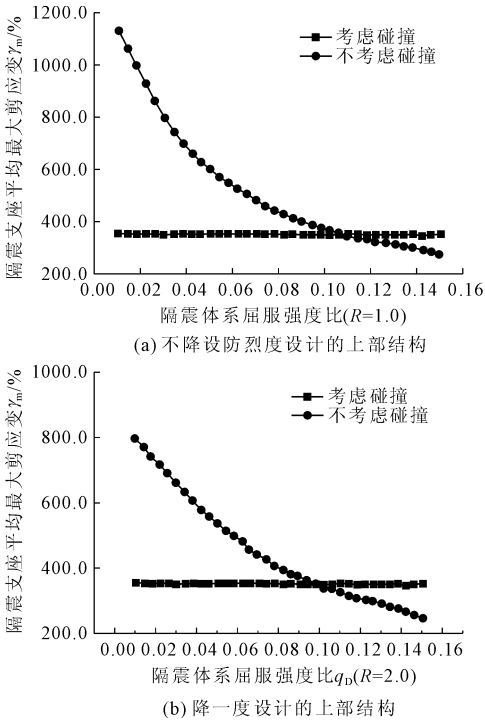


图 7 隔震支座平均最大剪应变随隔震体系屈服强度比的变化曲线

结合图 6、图 7 可以看出：

(1) 不考虑隔震层和周围挡土墙的碰撞时,上部结构平均延性系数随着隔震体系屈服强度比的增大呈现先减小后增大的趋势,说明存在临界的隔震体系屈服强度比使上部结构平均延性系数最小。隔震体系屈服强度比的临界值与上部结构屈服强度比有关,当隔震体系屈服强度比超过临界值时,上部结构平均延性系数在极罕遇地震作用下增加的幅度很小;考虑碰撞作用时,随着隔震体系屈服强度比的增大,上部结构平均延性系数整体呈现减小的趋势,但变化的速度减慢。因此,增大隔震体系的屈服承载力,既可以降低隔震结构发生碰撞时上部结构的动力响应,又可以保证隔震结构不发生碰撞时的抗震性能。

(2) 不降设防烈度设计上部结构在极罕遇地震作用下平均延性系数明显小于降一度设计上部结构。不考虑碰撞作用时,上部结构平均延性系数最小值都小于极限倒塌状态的平均延性系数;考虑碰撞作用时,不降设防烈度设计上部结构平均延性系数最小值不到限倒塌状态平均延性系数的 1/3,而降一度设计上部结构平均延性系数最小值接近极限倒塌状态的平均延性系数。降一度设计的隔震结构不考虑碰撞时上部结构的平均延性系数高于按照设防烈度设计的隔震结构碰撞时上部结构的平均延性系数。说明极罕遇地震作用下,降低设防烈度对上部结构动力响应的影响超过了碰撞的影响。

3 碰撞参数对 LRB 基础隔震结构碰撞响应的影响

3.1 恢复系数对碰撞响应的影响

恢复系数是碰撞分析模型的重要参数,表示碰撞过程中的能量损失,研究表明钢筋混凝土结构碰撞时恢复系数一般在 0.4~0.7 范围内变化。为了研究恢复系数对 LRB 基础隔震结构在极罕遇地震作用下碰撞响应的影响,碰撞刚度 $2.25 \times 10^9 \text{ N/m}$,隔离缝宽度 $3.5T_r$ 保持不变,恢复系数在 0.4~0.7 范围内变化。图 8、图 9 分别给出了不同恢复系数下,上部结构平均延性系数和平均最大碰撞力随隔震结构力学性能参数(上部结构屈服折减系数、隔震体系屈服强度比和隔震周期)的变化曲线。

图 8 给出上部结构平均延性系数随隔震结构力学性能参数的变化曲线。从图 8 中可以看出,不同恢复系数下,上部结构平均延性系数随上部结构屈服折减系数、隔震体系屈服强度比和隔震周期的变化曲线基本重合,说明恢复系数对 LRB 基础隔震结

构上部结构在极罕遇地震作用下的碰撞响应影响不大。

响应的影响,恢复系数取 0.5,隔离缝宽度取 $3.5T_R$ 。图 10、图 11 分别给出了不同碰撞刚度下,上部结构平均延性系数和平均最大碰撞力随上部结构屈服折减系数、隔震体系屈服强度比和隔震周期的变化曲线。

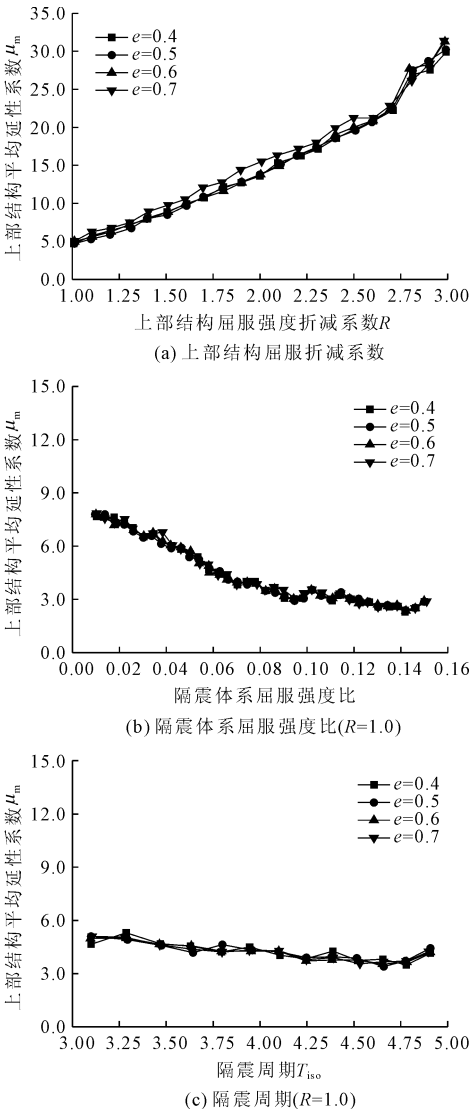


图 8 上部结构平均延性系数随隔震结构力学性能参数的变化曲线(不同恢复系数)

图 9 给出了不同恢复系数下,平均最大碰撞力随隔震结构力学性能参数(上部结构屈服折减系数、隔震体系屈服强度比和隔震周期)的变化曲线。可以看出,不同恢复系数下,平均最大碰撞力随上部结构屈服折减系数、隔震体系屈服强度比和隔震周期的变化曲线之间有差异但差别不大,说明增大恢复系数可以降低 LRB 基础隔震结构碰撞时的碰撞力峰值,但影响的程度有限。

3.2 碰撞刚度对碰撞响应的影响

采用线性碰撞模型研究建筑结构碰撞响应时碰撞刚度的取值范围一般为 $1.0 \times 10^9 \text{ N/m} \sim 1.0 \times 10^{10} \text{ N/m}$,为了研究碰撞刚度对 LRB 基础隔震结构碰撞

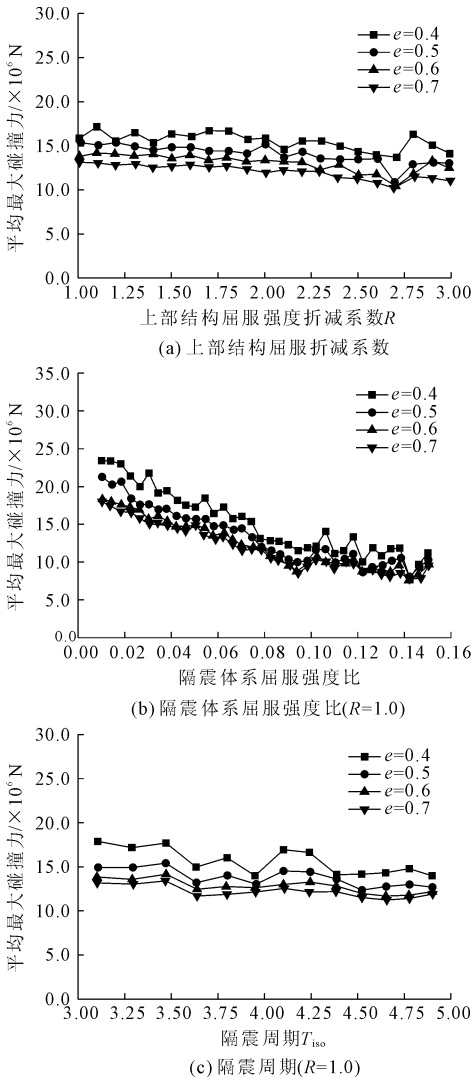


图 9 平均最大碰撞力随隔震结构力学性能参数的变化曲线(不同恢复系数)

可看出:碰撞刚度为 $1.00 \times 10^9 \text{ N/m}$ 和 $2.25 \times 10^9 \text{ N/m}$ 时,平均最大碰撞力随隔震结构力学性能参数的变化曲线比较平滑,上部结构平均延性系数随隔震结构力学性能参数的变化曲线也比较平滑。碰撞刚度为 $5.00 \times 10^9 \text{ N/m}$ 时,平均最大碰撞力和上部结构平均延性系数随上部结构屈服折减系数和隔震周期的变化曲线比较平稳,随隔震体系屈服强度比的变化曲线波动较大。碰撞刚度为 $1.00 \times 10^{10} \text{ N/m}$ 时,平均最大碰撞力和上部结构平均延性系数随上部结构屈服折减系数和隔震周期的变化曲线波动较

小,随隔震体系屈服强度比的变化曲线波动较大。不同碰撞刚度下,上部结构平均延性系数随隔震体系力学性能参数的变化曲线基本重合。不同碰撞刚度下,平均碰撞力随隔震结构力学性能参数变化曲线差别较大,碰撞刚度对平均碰撞力的影响较大,减小碰撞刚度可以降低碰撞力峰值。

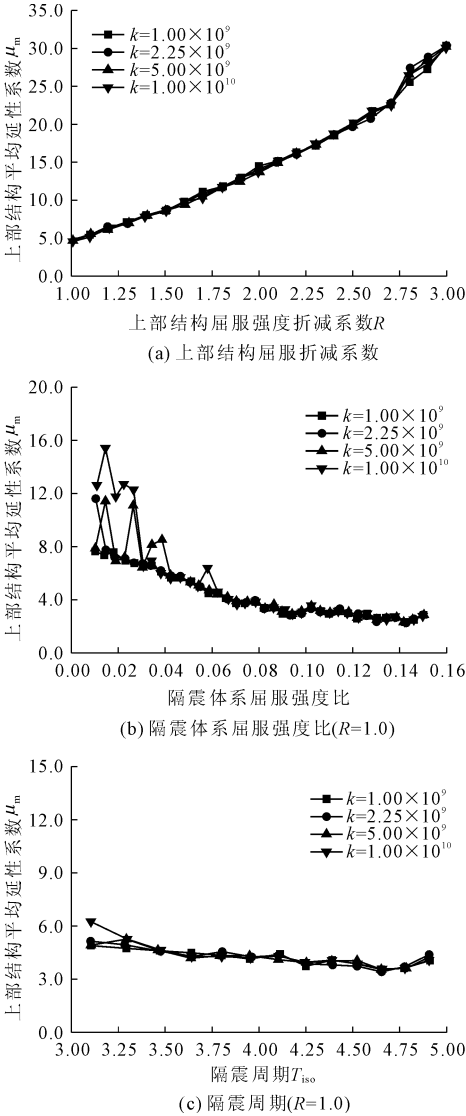


图 10 上部结构平均延性系数随隔震结构力学性能参数的变化曲线(不同碰撞刚度)

4 结 论

(1) LRB 基础隔震结构在极罕遇地震作用下隔震支座水平变形极有可能会超过隔震缝的宽度,甚至会超过极限破坏状态的变形,隔震层与周围挡土墙的碰撞有效限制了隔震支座的水平变形。根据隔震支座的极限剪应变设置适当隔震缝的宽度,可以保障隔震支座在极罕遇地震下的安全。

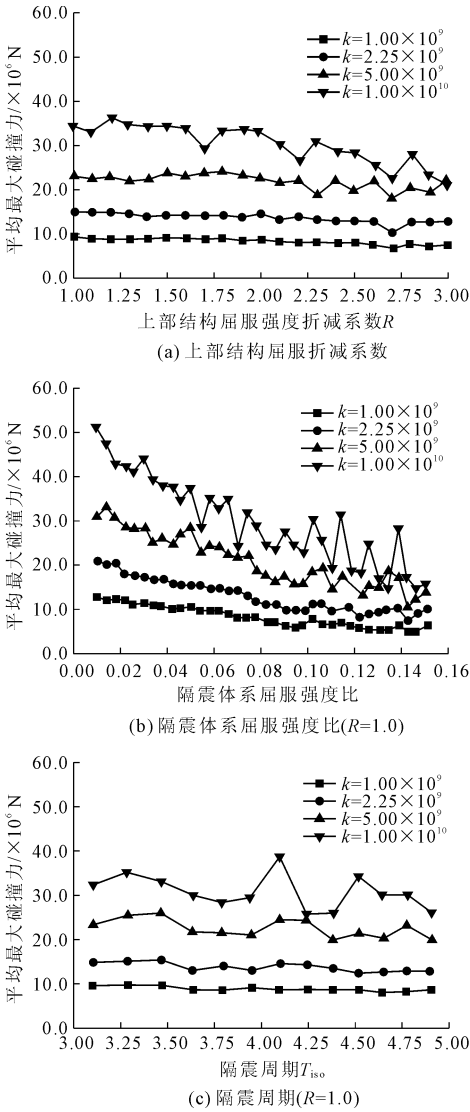


图 11 平均最大碰撞力随隔震结构力学性能参数的变化曲线(不同碰撞刚度)

(2) 按照设防烈度设计的基础隔震结构在极罕遇地震作用下的抗震性能仍然优于基础固定结构,而降低设防烈度设计的基础隔震结构抵抗极罕遇地震的能力不足,在极罕遇地震作用下可能会倒塌,因此降低设防烈度设计隔震后的上部结构的方法不可取。

(3) 基础隔震结构在极罕遇地震作用下与周围挡土墙的碰撞能有效限制隔震支座的水平变形,但会显著加剧上部结构的动力响应,使上部结构进入弹塑性变形阶段。在保障隔震支座安全的情况下,应尽量降低基础隔震结构发生碰撞的概率。

(4) 不同碰撞参数下,上部结构平均延性系数随上部结构屈服折减系数、隔震体系力学性能参数的变化曲线基本重合,上部结构碰撞响应对碰撞模型参数的变化不敏感。但碰撞刚度较大,而隔震体

系屈服强度很小时,上部结构平均延性系数随隔震体系屈服强度比增加有较大波动。

(5) 提高上部结构或隔震体系的屈服承载力可以降低上部结构的碰撞响应,上部结构碰撞响应对隔震周期的变化不敏感。

参考文献:

[1] TSAI H C. Dynamic analysis of base-isolated shear beams bumping against stops [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1997,26(5):515-528.

[2] Matsagar V A, Jangid R. Seismic response of base-isolated structures during impact with adjacent structures [J]. Engineering Structures, 2003,25(10):1311-1323.

[3] 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.

[4] 沈 麒,胡 颖. 结构碰撞研究[J]. 工程抗震与加固改造,2014,36(1):67-69.

[5] 朱宏平,谭 平,叶 昆. 极罕遇地震作用下铅芯橡胶隔震支座基础隔震结构抗震性能研究[J]. 建筑结构学报,2020,40(10):122-131.

[6] 彭刚辉,郑史雄,贾宏宇. 碰撞参数对隔震桥梁地震响应的影响[J]. 铁道建筑,2018,58(5):13-16,21.

[7] 中国地震动参数区划图:GB 18036—2015[S]. 北京:中国标准出版社,2015.

[8] 吴应雄,郑泽炜,颜桂云,等. 远场长周期地震动下桩-土-层间隔震结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报,2021,42(12):11-22.

[9] 陈启冬,许立英,刘 阳,等. 不同土性地基考虑 SSI 效应的隔震结构地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报,2021,19(2):149-154,214.

[10] 王林建,李飞燕,刘 静,等. 基于长周期作用的大底盘基础隔震结构地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报,2019,17(4):204-211.

[11] 吴应雄,黄 净,林树枝,等. 隔震建筑构造设计与应用现状[J]. 土木工程学报,2018,51(2):62-73,94.

[12] Jankowski R. Experimental study on earthquake induced pounding between structural elements made of different building materials [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010,39(3):343-54.

[13] 叶 昆,李 黎. 改进的 Kelvin 碰撞分析模型[J]. 工程力学,2009(5):245-248.

[14] Mahmoud S, Jankowski R. Modified linear viscoelastic model of earthquake-induced structural pounding [J]. Iranian, Journal of Science & Technology Transaction B Engineering, 2011,35(1):51-62.

[15] 樊 剑,刘 铁,魏俊杰. 近断层地震下摩擦型隔震结构与限位装置碰撞反应及防护研究[J]. 土木工程学报,2007,40(5):10-16.

[16] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.



(上接第 107 页)

[4] 黄 苗,刘玥晓,王振华,等. 基于 EF-AHP 法的坝式小水电站生态环境影响评价[J]. 长江科学院院报,2018,35(8):11-16.

[5] 禹雪中,夏建新,杨 静,等. 绿色水电指标体系及评价方法初步研究[J]. 水力发电学报,2011,30(3):71-77.

[6] Wang X, Wang S, Qi J. Open channel landslide hazard assessment based on AHP and fuzzy comprehensive evaluation[J]. Water Science & Technology Water Supply, 2020;1-10.

[7] 朱积军,吕 辉,简鸿福,等. 模糊综合评判在蓄滞洪区可持续发展水平评价中的应用[J]. 水利与建筑工程学报,2019,17(4):229-234.

[8] 陈曦,曾亚武. 基于层次分析法和模糊理论水库大坝安全综合评价[J]. 水利与建筑工程学报,2017,15(6):95-100.

[9] 卢耀健,刘合香,王 萌. 基于组合权重和模糊随机方

法的台风灾害风险评估[J]. 模糊系统与数学,2020,34(2):151-163.

[10] 绿色小水电评价标准:SL/T 752—2020[S]. 北京:中国水利水电出版社,2020.

[11] 地表水环境质量标准:GB 3838—2002[S]. 北京:中国标准出版社,2002.

[12] 叶亚平,刘鲁君. 中国省域生态环境质量评价指标体系研究[J]. 环境科学研究,2000(3):33-36.

[13] 郭隆鑫,李希建,刘 柱. 基于改进层次分析法-突变理论的煤矿顶板事故风险分析[J]. 煤炭工程,2020,52(3):172-176.

[14] 徐 建,董杰华,徐中来,等. 基于改进 AHP-模糊综合评判方法的露天矿边坡稳定性评价[J]. 水利与建筑工程学报,2020,18(6):213-218.

[15] 王连芬,许树柏. 层次分析法引论[M]. 北京:中国人民大学出版社,1990.