工程结构

期刊主页：www.elsevier.com/locate/engstruct

使用带有保护装置连续桥梁的地震反应

Goutam Ghosh:土木工程部门，北方邦印度莫逖尼赫鲁研究所，阿拉哈巴德-211004

Yogendra Singh, Shashi Kant Thakkar:地震工程部门,印度理工学院鲁尔基技术部

文章信息：

文章历史：

收到 2009 年 8 月 8 日

收到修改稿 2010 年 12 月 17 日

接受 2010 年 12 月 23 日

在线提供 2011 年 1 月 28 日

关键词：

桥

承载

地震荷载

历时分析

摘要:在地震中，由于承载部位故障和支座过短会导致桥梁发生坍塌。在使用橡胶支座的情况下，为了防止在发生强大地震时地面的震动导致上部结构发生大变形，必须增加额外的保护措施。位移限制装置与橡胶支座的组合，可以防止支座发生故障。本文评估了四种在地震中限制上部结构位移保护装置的性能：1. 刚性限制器。2.柔性限制器。3.刚限制器。4. 超弹性形状记忆合金（SMA）限制器。分析模型已经研发出所有的保护装置，并对现有使用橡胶支座和不同保护装置桥梁的地震反应进行了地面运动频域中规模前五的评估。结果表明，所有的保护装置都具有良好的性能，在地震中能防止支座发生故障。

1. 介绍

桥梁故障是由上部结构和较短支座在桥墩或桥台处位移过大引起的，这是地震时的常见现象，如遇橡胶支座[1-3]，它不具有任何耗能的特点，在强烈地震期间的位移是相当大的，并且可能超过支座的最大限制位移，从而导致支座失效[4]和上部结构滑脱。防止滑脱的技术已经问世许多年，因此因滑脱而导致崩溃的可能性正在减少，但是，尽管如此，桥梁由于滑脱而出现的坍塌还会持续出现，集集[6]，神户[7]，圣费尔南多[8]和北岭[9]的地震就是例子。因此，需要研究出一种更好的保护方法，以防止地震时桥梁的滑脱坍塌。我们把约束和挡块用作保护装置，以防止桥结由于脱滑导致坍塌 [10,11]。各种限位装置的设计方法可

在文献[12～14]和设计规范[15～17]找到。在所有的方法中，重点都是防止上部结构出现问题，并没有注意到要防止支座出故障。在本研究中，主要探讨在强烈地震发生时防止支座发生故障的限位装置的可行性。使用这种方法时，支座保护装置可以设计在新的桥梁以及现有桥梁中。在现代的桥梁中，如果支座由于强烈的地震而不能承受较大的位移，可以使用这种方法。在比较古老的桥梁中，最广泛使用的支座是橡胶支座，它们通常只用于由于温度，徐变和收缩而产生的位移。使用限位器/挡块是一个有效的方法，以防止地震时这些支座出故障。

该方法也可用于现代桥梁，如果设计师不使用隔离或减震系统而倾向于使用传统的橡胶支座，那么为应对强烈地震使用橡胶支座，会导致墩台上的支座尺寸大到另人无法接受。降低橡胶支座的尺寸可能会导致其在地震 MCE 级别中发生故障，因此，限位器/挡块可在剧烈地震时防止橡胶支座发生故障。

几种类型的设备，如，不锈钢棒，钢索[18,19]和阻尼器已经在桥梁中用作保护装置。形状记忆合金(SMA)也被应用于桥梁中作为脱滑的保护装置[20-25]。各种设备都有相对的优缺点以至于设计师难以在选择最合适的设备。

在本文中，研究了连续梁桥中不同类型脱滑保护装置的相对性能。所有装置都设计为防止支座出现故障。四种类型的设备都已研究：（1）刚性限制器（2）柔性限制器（3）传统的刚限制器（4）形状记忆合金（SMA）限制器。使用 SAP2000 非线性软件[26]已经开发出桥的三维模型。一组 5 倍加速的研究与现场具体设计反应谱已兼容用于地震反应。

2. 脱滑保护装置

不同类型的脱滑保护装置，即：刚性限制器，柔性限制器，刚限制器和SMA限制器，在以前已经研究过了。所有这些装置都可用于橡胶支座中。刚性限制器具有非常高的强度和刚度，在上部结构设有缝隙，使用时在橡胶支座产生一定距离的位移后会阻止其进一步的移动（图1）。柔性限制器[27]和钢性限制器有相似的功能，但两个装置的初始刚度和屈服强度不同。这些装置产生一个特定的力，然后进行应变强化（图2）。在SMA阻挡装置[28-33]中，镍钛形状记忆合金是最常用的材料。形状记忆合金会表现出几个显著特点例如热力学相变，形状记忆效应，超弹性效应和高阻尼。当合金加载的温度低于特定温度（马氏体结束温度）时可以观察到形状记忆效应。在这种情况下，残余应变可通过将材料加热至高于奥氏

体最高温度进行恢复。当材料的温度加载到高于奥氏体最高温度时可以观察到超弹性效应（图3）。在这种情况下，卸载过程中，该材料会恢复其所有残余应变，在阻挡器设备中会利用形状记忆合金的超弹性效应这种属性。

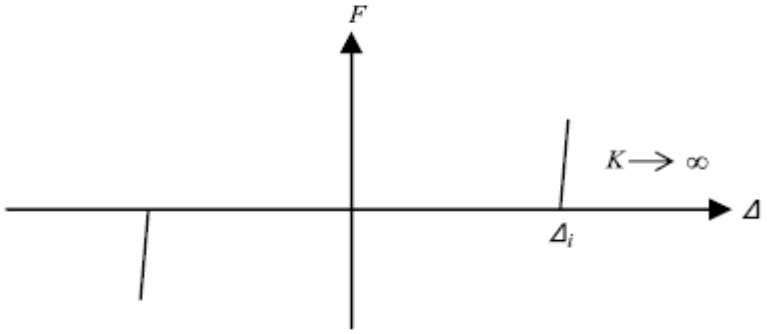

图.1　刚性限制装置的力 – 位移问题

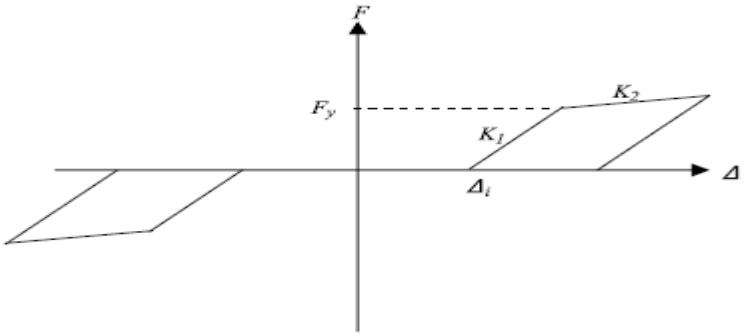

图.2　柔性限制器和钢限制器的力 – 位移问题。

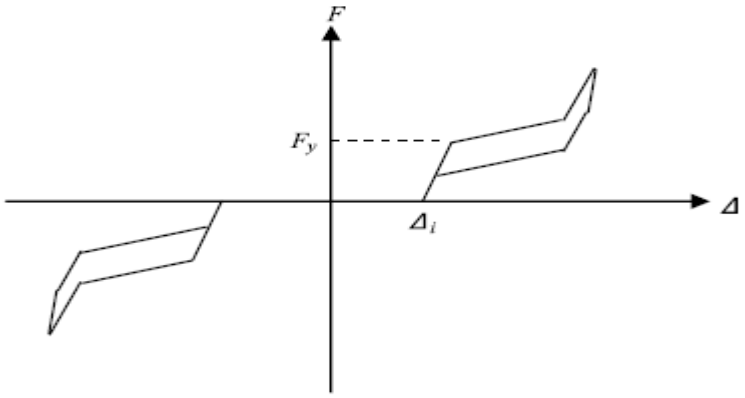

图.3　超弹性SMA阻挡器装置的力 – 位移的特性

3．桥梁审议研究

现有一座三跨铁路桥，坐落在印度北部，一直在本研究中。它在印度地震区的第四地震带［34］。它是一个预应力混凝土连续箱梁桥，总长192米、主跨80米、两端跨度各56米（图4）。箱形梁的横截面细节在（图5），桥墩的高度36.36米。桥墩是外部直径为6.5 m、厚度为0.5米的空心圆截面。建在岩石地层上。

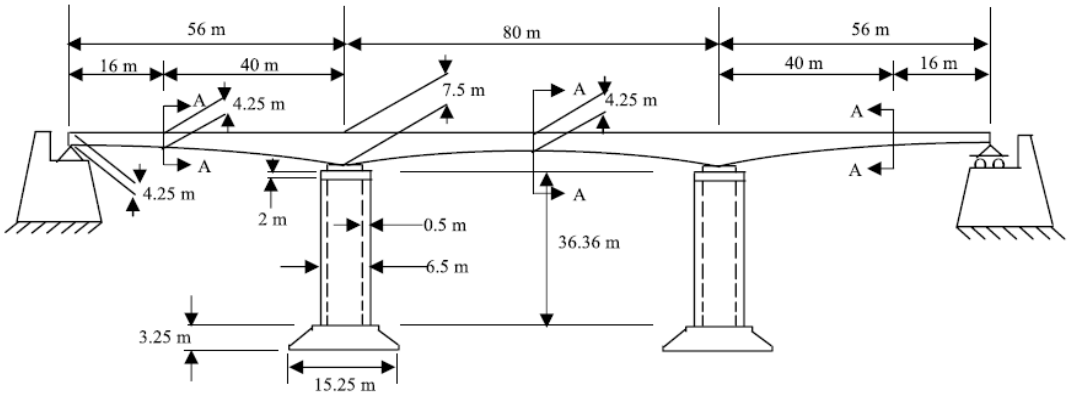

图.4　连续梁桥。

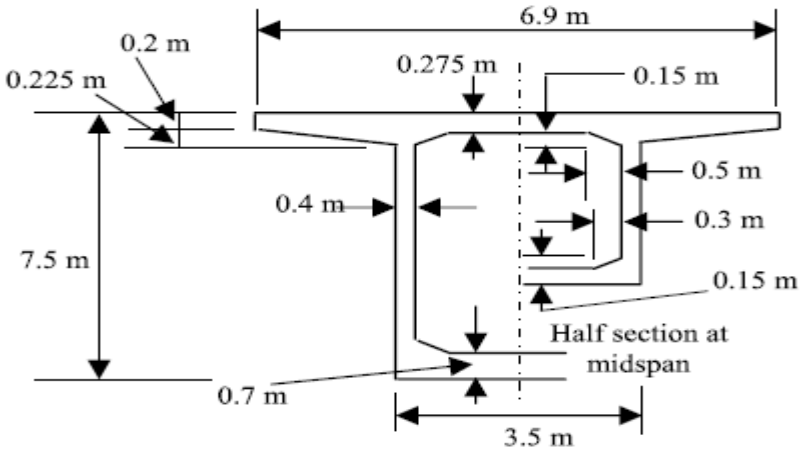

图.5　箱梁截面（A-A）。

4．建模与分析

桥梁的结构已使用SAP2000非线性软件建模（图6）。上部结构和桥墩在3D画面元素建模中大量集中了离散点。由于桥墩建在岩石上，这些都模拟为固定基础。桥台假设为刚性基础。支座两端布置的空间建模、水平横刚性连接如图6。橡胶支座建模采用弹性连接元件。刚性限制器使用具有高强度刚性的链接元件建模，而柔性限制器和刚限制器则是参照了弹塑双线性连接元件。超弹性SMA限制器的

特性建模（图7（a））已使用两个弹性多线性链接元件和一个塑料双线性元件的并联组合，这是一系列的元件（图7（c）），在水平方向和刚性垂直方向上，多线性连接单元已经规定为弹性刚度。超弹性SMA限制器在纵向和横向方向上的示意性模型如图7（b）所示。正在研究最大地震（MCE）和设计基准地震（DBE）的位点特异性设计反应谱。图8所示为5％阻尼的位点特异性设计反应谱。记录时间历程使用的是五个扩展在不同频域的地震，模拟设计其反应谱[35]，并保持其相位信息。缩放后的时间历程MCE负荷条件已经如图9所示。

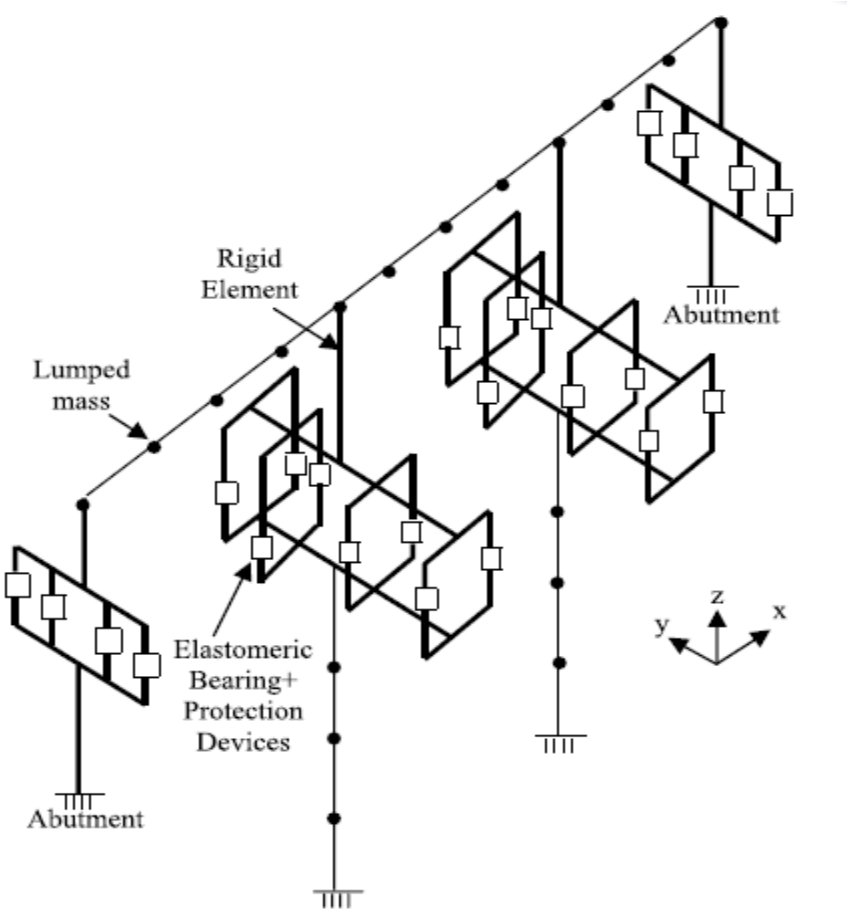

图.6　该连续梁桥的三维模型

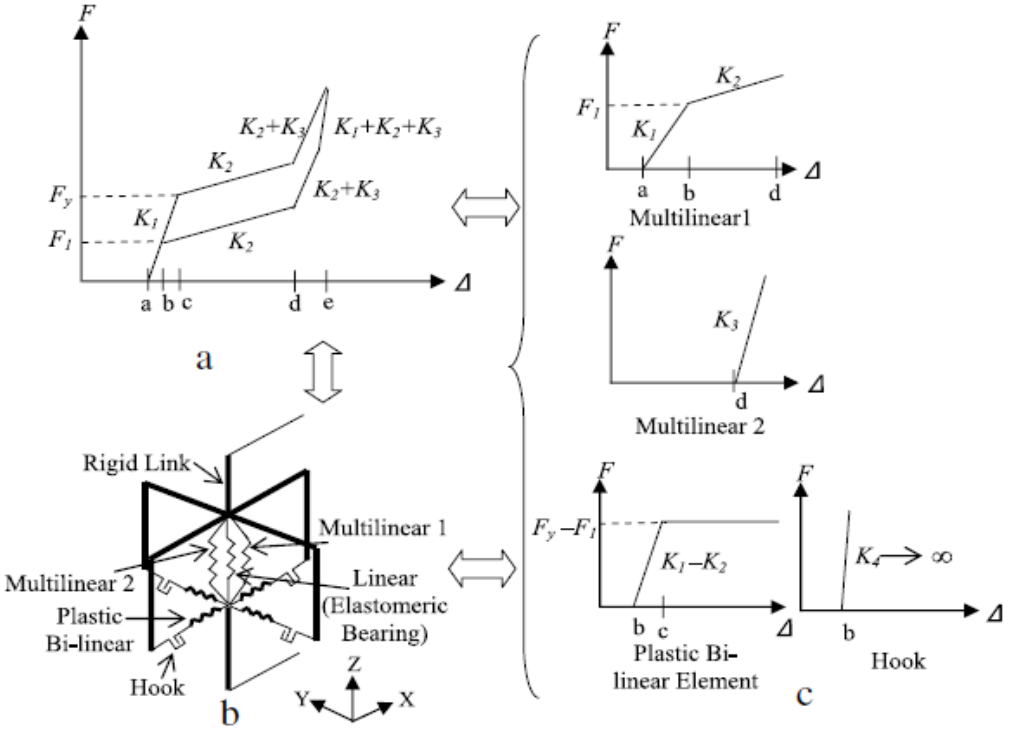

图.7　超弹性SMA阻挡装置建模阻挡器（a）力 - 位移特性，（b）构成要素的示意性布置，（c）构成要素的力 - 位移行特性

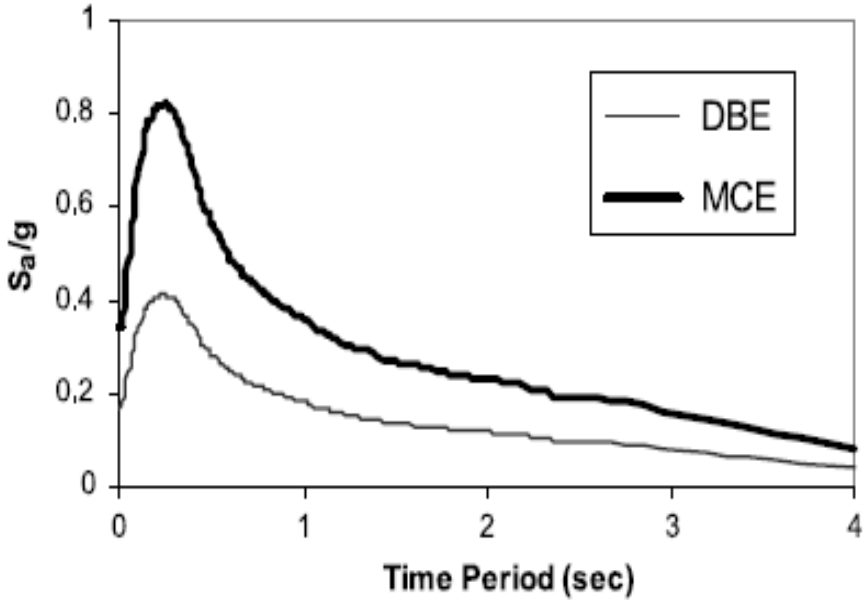

图.8　所示为5%阻尼的位点特异性设计反应谱

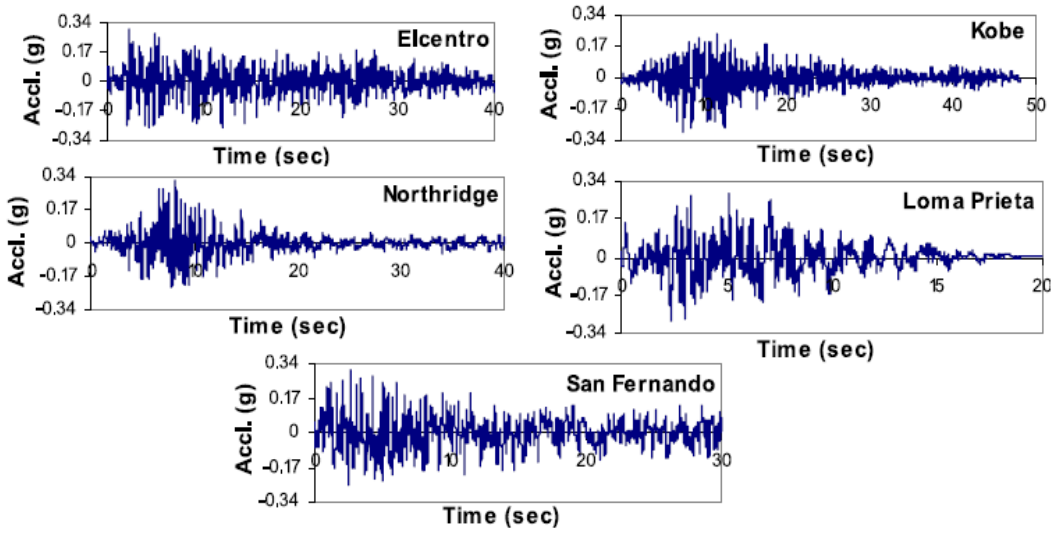

图.9　地面加速度时程调整为MCE谱。

所记录的地震包括：（1）Elcentro（1940），（2），神户（1995），（3）北岭分校（1994），（4）洛马普列塔（1989）和（5）圣费尔南多（1971）。地震记录的详情已列于表1。首先，分析桥结的自由振动来评定其动态特性。线性时程分析是在使用橡胶支座的情况下进行的。而非线性时程分析是在橡胶支座装有保护装置的情况下进行的。已经观察到，在桥墩对桥的保护强度比地震破坏更大，保证其不变形，即使在MCE。因此，在桥的非线性限制为保护装置。

Table 1
Recorded ground motions considered for the study.

Record	Event	Year	Magnitude	Station	Orientation	PGA(g)	Distance-to-fault (km)
1	Elcentro	1940	7.0	117 El Centro Array #9	IMPVALL/I-ELC180	0.313	8.3
2	Kobe	1995	6.9	0 KJMA	KJM000	0.821	0.6
3	Northridge	1994	6.7	24278 Castaic-Old Ridge Route	ORR090	0.568	22.6
4	San Fernando	1971	6.6	24278 Castaic-Old Ridge Route	ORR021	0.324	24.9
5	Loma Prieta	1989	6.9	57007 Corralitos	CLS000	0.644	5.1

表 1

5. 支座保护装置的设计

在本研究中，橡胶支座的尺寸是400×800×84毫米，根据印度标准代码[36]的指导方针。橡胶支座的允许排水量根据各种代码[36-38]提供的不同的标准已计算出来（最大应变准则，侧翻在边缘和由于疲劳的标准脱层等）。从不同标准中获得的最小值视为橡胶支座限制位移。目前的情况下，限制位移定制在42毫米。分析表明，支座在MCE级地震时位移会超过这个限制。因此，增加适当的支座保护措施是必要的。

支座保护装置由许多参数来设计决定，其中一个设计保护装置的重要标准是选用地震时水平地面运动。由于设备在最大地震（MCE）损害中表现良好，，该设计已进行了MCE。设计支座保护装置的参数是初始松弛/缝隙，刚度和屈服力。这些参数是相互关联的，并以复杂的方式影响抗震性能。此外，对不同设备的相对性能有一个公平的比较，在每个案例中根据不同设备的需要来获得设计参数的最佳组合。在本研究中，对于不同系统的敏感性分析获得了各种设计参数的最优组合，与不同系统的性能进行比较，用于得到优化之后的设计参数。

6. 参数研究

第一，已经使用了不同支座保护装置的桥梁具有不同的屈服力，初始刚度，长度和初始松弛/间隙，单个设备设计参数的最佳组合在敏感性响应的研究中获得。设计参数的最佳组合是能限制支座产生最大位移以及使桥墩产生的最小剪切力。作为限位装置提供纵向和横向方向上的分离，在纵向和横向方向上分析是独立地进行的。然后比较研究各系统，目前已获得设计参数的最佳的组合。桥梁的平均最大响应为5缩放加速度，说明以前已经比较了不同的设备。

6.1 桥的动态特性

表2表明了考虑桥的动态特性，由于桥台比桥墩更坚硬，它能为限制上部结构位移提供更大的阻力。另外，上部结构在纵向方向上的刚性比横向方向更大，它导致在横向方向上振动的时间更长。在桥两个方向上的动态特性差别，要求在两个方向上设置不同的支座保护装置。

Table 2
Dynamic characteristics of the bridge.

Mode	Period (s)	Mass participation factor (%)	Direction of mode shape
1	1.64	67	Trans.
2	1.28	65	Long.
3	0.23	7.1	Trans.
4	0.22	6.4	Long.
5	0.19	7.6	Long.
6	0.06	4.1	Trans.

表二

6.2 响应灵敏度和最佳设计参数

图10显示出了地震响应时超弹性SMA限位器在桥的纵向和横向方向上的变化。SMA限位器设计参数是初始松弛，长度和截面积。初始刚度和屈服力取决于所选择的尺寸。德罗什和德莱蒙[29]汇报了镍钛的形状记忆合金的屈服强度(年度)。

K2和K3的值视为初始刚度[29]的0.07和0.45倍。该器件在点B，C，D和E（图7）的应变水平看作是0.5%，1.5%，5%和8%。认为可恢复应变是8%。器件不同参数的最佳值是通过试验决定的。在这个过程中，初始Fy的数值和限制器的长度是关闭的，初始刚度的数值K1使用所需的横截面和选择的长度已得到，Fy和K1导致支座位移接已近最大极限，选定墩台的最小剪切力要进一步比较研究。在灵敏度分析中，保持其他参数不变来研究影响各设计参数的变化的量，（图10）。正如预期的那样，支座位移随着松弛度和限制器长度增加而增加。

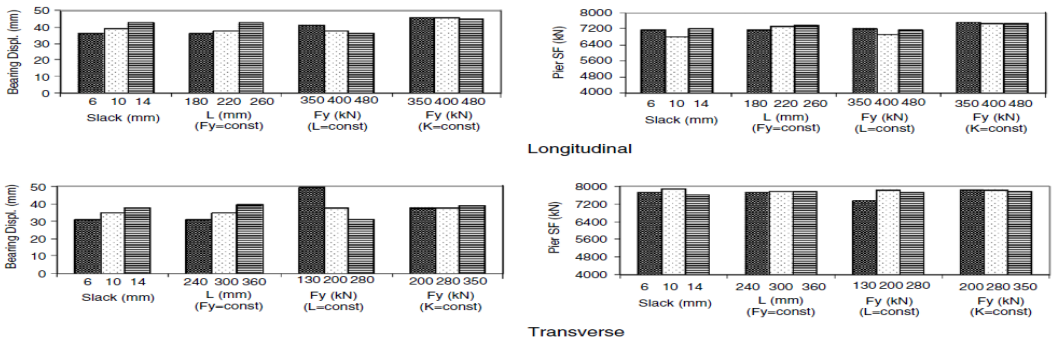

图.10　SMA设备变化的响应。

为了提高屈服力的值，Fy分为两种情况考虑，在第一种情况下，限制器的长度保持恒定，增加Fy增大横截面，导致刚度增加。在第二种情况下，增大Fy，保持刚性不变，导致阻挡器的长度增加。在第一种情况下，支座的位移随Fy的增大而减小，但是在第二种情况下，支座的位移是不跟随的Fy变化的，是因为增加的屈服力和长度的影响彼此抵消。我们可以注意到，桥墩的剪切力不会随着SMA限制部分设计参数的改变而显著改变，这是难以识别的模型。

图11显示出桥梁在使用钢阻挡器时地震响应沿着纵向和横向方向上的设计参数的变化。在这种情况下，这个过程也类似于对SMA阻挡器采用敏感性分析。各种参数对支座位移的效果与使用SMA阻挡器很相似。但是，研究还发现，在这种情况下，桥墩在纵向方向上剪切力的设计参数相对不敏感，但在横向方向上，桥墩剪切力与支座位移的变化是相反的。在横向上，桥墩的剪切力随该装置的长度增加而减小，随该装置屈服力的增大而增大。

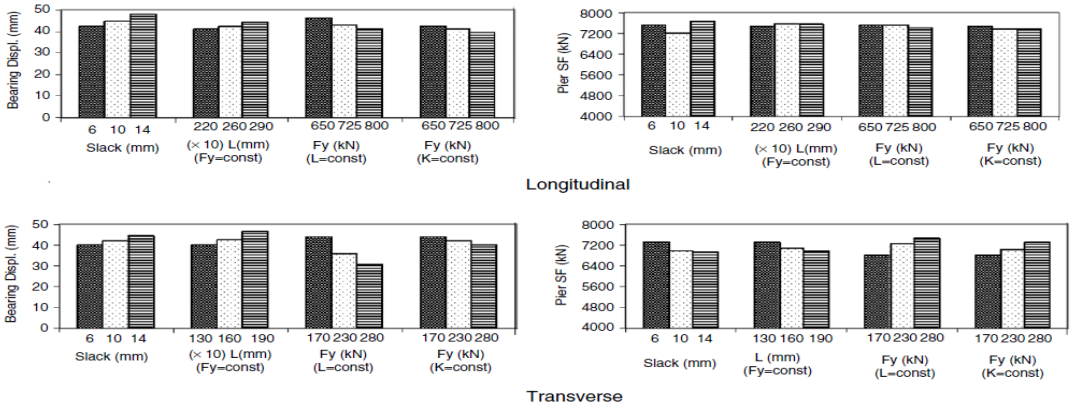

图. 11　钢限制器装置响应变化

图12表示的是桥梁柔性阻挡装置在地震响应时沿着纵向和横向方向上发生变化，我们可以观察到，在这种情况下的主要参数是上部结构与挡块之间的初始间隙和屈服力。挡块刚度对桥梁响应的相对影响不大。另外，正如所料，支座位移随初始间隙的增加而增加，随屈服力的降低而降低，而桥墩剪切力的变化恰恰与之相反。

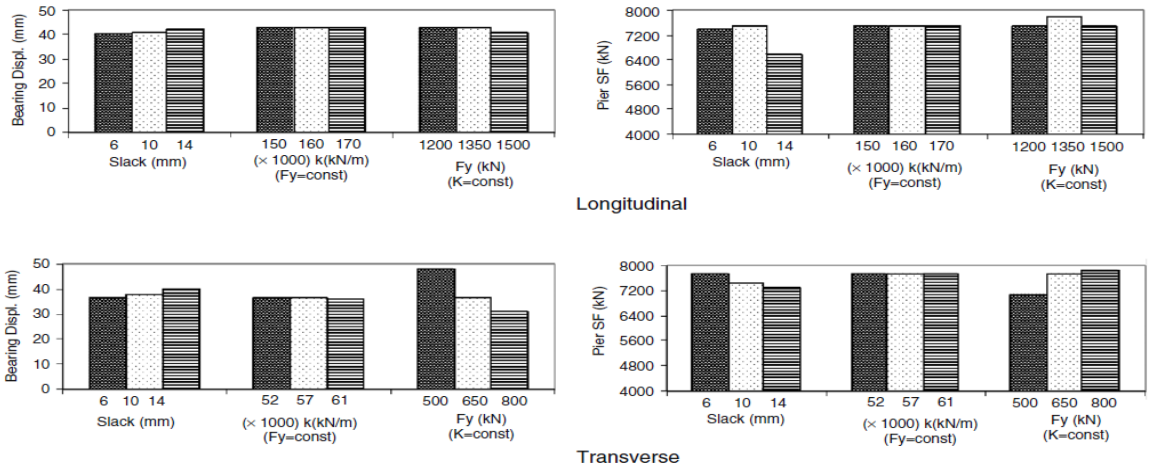

图. 12　屈服阻挡装置响应变化

表3列出了不同类型的保护装置在MCE的装载情况下所获得的最佳设计参数。在刚性挡块的例子中，刚度和屈服力分配的值非常高，在松弛（间隙）为42毫米。

Table 3
Optimal design parameters of protection devices for MCE loading condition.

Direction	Protection devices	Bearing displacement (m)	Initial stiffness (kN/m)	Length (m)	Yield force (kN)	Slack (m)
Long.	SMA	0.042	145758	0.220	481	0.006
Long.	Steel restrainer	0.042	190000	2.1	800	0.006
Long.	Yielding stopper	0.042	180000	–	1500	0.014
Trans.	SMA	0.042	52407	0.360	283	0.006
Trans.	Steel restrainer	0.042	106970	1.32	283	0.006
Trans.	Yielding stopper	0.042	56784	–	650	0.014

表3

6.3不同的保护装置的桥梁地震反应

表 4 和表 5 分别列出桥在 MCE 与 DBE 负荷条件下沿纵向方向上的地震响应。可以从表格中观察到所有保护装置，支座位移可以控制在能接受的范围内。但是，这将导致出现较高的墩台剪切力。在支座位移量相同的条件下，较其他设备而言，刚性限位可以减少 42%-50%的桥墩位移和 28%-43%的桥墩剪切力，用 MCE 比 DBE 减少 18%-40%的桥墩位移和 25%-39%的桥墩剪切力。然而，这样会增加桥台的力量。在桥台的刚性挡块会传输较大的力给桥台，这样桥墩的力会减小。在本案例上部结构没有永久位移，装置连接橡胶支座，也就是弹性连接。

在这三个保护装置外的刚性限制器，柔性限制器在 MCE 案件负载中表现略好。柔性限制器能让桥墩产生最小的位移和剪切力。在 DBE 装载时，刚限制器的性能比 SMA 限制器和限位限制器相对好一些，因为它令桥墩和支座的位移最小，并且最小力量在墩台。然而，应当注意的是，SMA 限制器相比其他所有保护装置具有更高的能量耗散（表 4 - 7）。

Table 4
Seismic response of the bridge along longitudinal direction for MCE.

Protection device	Bearing displ. (m)	Pier displ. (m)	Pier shear force (kN)	Pier bending moment (kN m)	Abutment shear force (kN)	Energy dissipated (kN m)
No protection	0.125	0.025	5704	111666	2182	0
Rigid stopper	0.042	0.014	4732	77453	31269	0
Yielding stopper	0.042	0.024	6579	121605	6238	2512
SMA	0.042	0.027	7341	134364	8333	2750
Steel restrainer	0.042	0.028	7337	136650	5811	2624

表 4

Table 5
Seismic response of the bridge along longitudinal direction for DBE.

Protection device	Bearing displ. (m)	Pier displ. (m)	Pier shear force (kN)	Pier bending moment (kN m)	Abutment shear force (kN)	Energy dissipated (kN m)
No protection	0.062	0.012	2852	55833	1091	0
Rigid stopper	0.042	0.009	2598	45632	13430	0
Yielding stopper	0.028	0.013	3960	71186	5088	483
SMA	0.022	0.015	4096	74939	3661	700
Steel restrainer	0.018	0.011	3486	60337	3589	593

表 5

表6和表7分别表示出在MCE与DBE负荷条件下桥在沿宽度方向的地震响应。刚性限制器的相对性能在横向方向上不如在纵向方向上。这是由于上部结构在横向方向上很灵活。其他设备的性能也与 SMA 限制器相媲美。导致桥墩位移和桥墩的力量轻微上升，比如刚限制器和柔性限制器。

Table 6
Seismic response of the bridge along transverse direction for MCE.

Protection device	Bearing displ. (m)	Pier displ. (m)	Pier shear force (kN)	Pier bending moment (kN m)	Abutment shear force (kN)	Energy dissipated (kN m)
No protection	0.128	0.055	5995	163 843	1643	0
Rigid stopper	0.042	0.075	7531	220 135	5497	0
Yielding stopper	0.042	0.068	7268	206 189	2445	729
SMA	0.042	0.073	7766	214 613	2562	1400
Steel restrainer	0.042	0.068	7288	203 260	2283	1295

表 6

Table 7
Seismic response of the bridge along transverse direction for DBE.

Protection device	Bearing displ. (m)	Pier displ. (m)	Pier shear force (kN)	Pier bending moment (kN m)	Abutment shear force (kN)	Energy dissipated (kN m)
No protection	0.064	0.028	2997	81 922	821	0
Rigid stopper	0.042	0.035	3595	102 261	2140	0
Yielding stopper	0.023	0.037	3665	109 072	1470	63
SMA	0.018	0.035	3766	104 376	1263	300
Steel restrainer	0.015	0.035	3699	103 865	1332	202

表 7

7. 结论

在本文中，研究了一座三跨连续梁桥不同类型支座保护装置的相对性能。已经得出每一个保护装置的敏感设计参数和最佳组合设计参数，如何让限制到支座的最大位移，让桥墩和桥台承受最小的剪切力，这些已在试验过程中获得。研究已有的四款限制器，即刚性限制器，柔性限制器，刚限制器，和SMA限制器，已经限制了常规橡胶支座安全设计的最大位移。但是会随着桥墩/桥台力的增加而增加。值得注意的是，所有的设备在使用最佳设计参数时都有不错的性能。该SMA限制器会提高桥墩/桥台的剪切力，但能提供更高的能量损耗和更好的额外保护，防止因较大的应变硬化导致上部结构在较高的水平面发生震动。

参考文献

[1]森甲.卡尔欧塞尔，库克 N，莫斯 PJ 桥梁支座压缩行为，用于地震隔离.主机结构体 1996 ， 18 （5） :351- 62 。

[2]厮磨 JC ，凯利 JM 。多层的稳定性的有限元分析，橡胶支座。主机结构体 1984 6（3）:162 -74 在上斜压缩试样尺寸效应

[3] Topkaya C.分析叠层橡胶支座。主机结构体 2004 ， 26 （8） :1071 -80 。

[4]金 SH ，李西南。后抗震性能的支座影响损坏一个多跨梁桥机结构体 2006 ; 28 （7） :1071 -80 。

[5]拉希姆日月光。减缓冲击和扩展防脱圈隔离的多跨桥梁接缝。工程结构体

2009 ， 24（ 7 ）:2345 -56 。

[6]张 KC ， 张 DW ， 蔡 MH ， 宋 YC。公路抗震性能桥梁。地震工程工程地震动态 2000 ， 2（ 1 ）:55- 77 。

[7]布鲁诺 M，威尔逊 JW ，钢桥梁在特伦布莱 R.性能 1995 年兵库県南部（日本神户）大地震。可以ĵ哀工程 1996 （ 3 ） ：678-713 。

[8]詹宁斯电脑。二月的圣费尔南多地震工程特点（1971）9。报告编号 EERL - 71 - 02。帕萨迪纳：地震工程研究实室，加州理工学院。

[9] Moehle 太平绅士。1994 年 1 月 17 日的北岭地震：侦察报告，第 1 卷 - 公路桥梁和交通管理。与地震谱 1994 ;11（3） :287 -372 。

[10]乔杜里的 MTA ， 安倍晋三米，一个典型的地震响应藤华调查的隔震桥梁。工程结构体 2002 年 24（ 7 ）:945 -53

[11]帕吉特乙脑 • 德罗什 R.三维非线性抗震性能评价的改造措施，为典型的钢箱梁桥。工程结构体 2008 ;30（7） :1869 -78 。

[12] Saiidi M，Maragakis EA ，目前加州交通局的冯学的评价地震限制器的设计方法。报告编号 CCEER - 92- 8 里诺（内华达州 ：公务员工程部，内华达大学

[13] Fenves G，西北连接器在兰德斯的德罗什 R.响应和大熊地震。报告编号 UCB/EERC-94/12 ， 贝克莱（加利福尼亚州）：加州大学; 1994 。

[14]塞莱娜 LG，马尔瓦 LJ ， RJ Zelinski 。大桥改造测试：铰链线限制部分。ĵ结构工程 ASCE 1989; 115 （ 4 ） :920- 34 。

[15] AASHTO 。标准规格为公路桥梁，第 16 版。华盛顿（直流） ：国家公路和运输官员协会;1996

[16] CALTRANS 。备忘录，设计师， 20-3 ， 20-4 。萨克拉门托（加利福尼亚州）：美国加州交通运输部; 1994 年

[17] CALTRANS 。抗震设计标准， 20-3 ， 20-4 。萨克拉门托（加利福尼亚州）：美国加州交通运输部，1999。

[18]荣获 JH ，赵 KI ，金 SH 。后桥的运动效应的阻挡器的地震作用下。工程结构体 2008 ,30（ 12 ） :3532 - 44 。

[19] WonJH。后桥的运动效应的阻挡器的地震作用下。工程结构体 2008 ， 30（ 12 ） :3532 - 44 。

[20]格雷泽 EJ ， Cozzarelli 足总杯。形状记忆合金作为抗震新材料隔离。 ĵ 工程力学， ASCE 1991 ， 117（ 11 ） :2590 - 608 。

[21]克拉克私服，艾肯的 ID ，凯利 JM ，东野 M， Krumme RC 。实验合金阻尼器结构控制，在分析研究：被动阻尼的诉讼。 1995

[22] Bondonet G，用于桥梁隔震 Filiatrault A.形状记忆合金。见：地震工程第十一次世界会议的记录。1996

[23]威尔逊 JC ， Wesolowsky MJ 。形状记忆合金的地震响应修改：国家的最先进的检讨。地震谱 2005 年，21 （ 2 ） ：569-601 。

[24] Sharabash Andrawes BO 。在形状记忆合金阻尼器应用地震控制的斜拉桥。主机结构体 2009 ，31 （2） :607- 16 。

[25]王尔德 K， Gardoni P，藤野华基础隔震系统形状记忆合金设备高架公路桥。主机结构体 2000 ，22 （3） :222 -9 。

[26] SAP2000 。集成的有限元分析和结构设计。 COMPUT 结构 2006

[27] THAKKAR SK ， Zoravkovic S，米卢 Z，的彼得罗夫斯基 J.动态分析桥梁系统受限于运动的支持。于：第七届研讨会地震工程，鲁尔基， 11 月 10 日至 12 日， 1 大学。 1982 页 299-302 。

[28]德罗什 R，桥梁用形状记忆 Andrawes B.抗震加固合金限制部分。见：第三届全国抗震大会暨论文集研讨会桥梁和公路。 2002 页。 43-52 。

[29]德罗什 R，简支桥梁的使用德莱蒙 M.抗震加固形状记忆合金。工程结构体 2002 年 24:325-32 。

[30] Andrawes B，德罗什河防脱圈多架桥梁采用超弹性装置。智能结构体母校 2005 年 14 ： S60 - 7 。

[31]宋 G，麻 N，李 HN 。形状记忆合金在土木工程结构的应用程序。工程结构体 2006 年 28 （ 9 ） :1266 -74 。

[32]卢 H， Reinhorn PM。预制节段桥墩滞回特性与超弹性形状记忆合金棒。工程结构体 2010 ， 32 （ 10 ） :3394 -403 。

[33]阿拉姆 MS ，优素福马，抗震性能的 Nehdi M.分析预测超弹性形状记忆合金钢筋混凝土构件。工程结构体 2008 ， 30 （ 12 ） :3399 -411 。

[34]为：1893 第 1 部分。为结构总的抗震设计标准规定和建筑物。新德里：印

度标准局的，2002。

[35]代频谱兼容时程库马尔A.软件。在：地震工程第13届世界大会论文集，2004。

[36] IRC ： 83 （第二部分） 。标准规范和实践的道路 bridgessection 代码 IX-支座（第二部分） ：橡胶支座。新德里：印度道路国会; 1987

[37] AASHTO 标准。引导规范隔震设计。美国协会国家公路和运输官员：华盛顿（DC ） ，1999 年。

[38] BS 5400 。钢，混凝土及混合结构桥：部分 9 ，桥梁支座。伦敦：英国标准协会; 1993