

专题情报资料

公路桥梁防震抗震资料

第四辑

国外桥梁抗震资料选编

78—6

交通部科学技术情报研究所

1978年3月



25/23 100/1

目 录

1. 桥梁抗震性能模型研究.....(1)
2. 提高预应力混凝土桥的抗震安全度.....(14)
3. 日本预应力桥梁抗震设计的实践.....(18)
4. 提高构造物抗震性的设计方法.....(24)
5. 刚架桥在地震作用下考虑空间振动的问题.....(35)
6. 连续梁桥考虑塑性变形的抗震计算方法.....(39)
7. 地震区梁式桥层状橡胶支座.....(48)
8. 关于公路桥抗震计算中考虑临时垂直荷载的问题.....(52)
9. 关于旧公路桥抗震度计算问题.....(57)
10. 地震区的桩基础.....(79)
11. 计算建筑物的抗震性时考虑桩基础影响的方法.....(91)
12. 单桩基础刚度的现场研究方法及其成果.....(95)
13. 关于地震荷载作用下的桩基计算问题.....(101)
14. 地震对实体挡土墙作用的计算范例.....(103)
15. 美国圣费尔南多地区桥梁震害分析.....(113)

桥梁抗震性能模型研究*

一、梁式桥的动力参数

按谱曲线法确定的地震力计算值的可靠性，主要取决于结构动力参数值的准确性。其中由于计算图式的近似性、结构和土的变形特征的不精确性等原因，按计算确定的自振振型和周期与实验值可能有很大的差异。此外，非弹性阻力系数和其它能量耗散特征是不能用计算确定的。鉴于这些原因，借助于结构动力试验来确定实际的动力参数值具有很重要的意义。为了修正理论计算结果及计算类似的结构时，大概估计其动力参数值都可以利用这些试验结果。

在公路人工结构中，最有意义的是具有复杂振动特征的桥梁的动力参数。苏联及其它国家广泛地对梁式桥和拱桥进行着实地动力试验。但是，在许多情况下，他们仅研究悬挂部分的动力效应和上部结构的垂直振动参数，而对于抗震理论来说，上部结构和桥墩的共同水平振动乃是最有意义的，但在实地试验中常未引起足够的注意。在某些情况下，仅在试验结果中附带记录了这些振动参数。

带有联系桁架的简支上部结构的铁路钢桥，具有极完整的试验资料，文献中作了系统的整理和综合。但把这些资料用于别的钢上部结构桥梁则会受到较大的限制。

公路梁式桥的动力参数综合发表的很少，下面介绍苏联在公路桥梁上由直接或间接试验获得的实际资料。这些资料主要引自格鲁吉亚技术学院桥梁试验站的综合报告。现附带说明利用这些资料的一些别的限制条件。桥梁试验站的动力试验通常利用专门的试验车或在汽车行驶条件下进行。水平振动借助于 ВЭГИК 检振器纪录，附带的垂直振动用电子挠度计记录。这些仪器可把波形图记录在纸带上。结构的动力参数（周期、衰减率）以动荷载从桥上驶出以后记录的一段波形图确定。表1中列入了有关公路和城市钢筋混凝土简支梁式桥上部

表1

净跨 (米)	预应力钢筋混凝土			普通钢筋混凝土		
	跨数	周期(秒)		跨数	周期(秒)	
		变幅	平均值		变幅	平均值
15	5	0.114~0.141	0.131	1	—	0.165
20	20	0.170~0.230	0.197	21	0.190~0.284	0.229
30	17	0.220~0.322	0.285	1	—	0.31
40	4	0.302~0.387	0.326	—	—	—

* 本文译自苏联 Г.Н.КАРШИВАЛЗЕ 编著的《道路人工结构物的抗震性》一书第三章。该书是原编者在参阅国内外二百余篇资料的基础上编著的。是一本比较系统的介绍桥梁抗震的长篇著作。有一定的参考价值。该书其余各章已由交通部科技情报研究所和交研院公路所抗震组译校刊登于交研院公路所1977年印发的《公路桥梁抗震参考资料》上。——译注

的垂直自振周期（基型）。所援引的资料是跨长的函数。桥梁净空对周期值无重大影响。

这些桥梁的横向水平自振周期列于表 2。根据桥墩结构可分为两组：第一组为带有重力式墩的桥梁，墩高（基础至支承顶面）变化范围为 3.5~15.6 米；第二组为包括钢筋混凝土柱式墩（管柱）在内的桥梁。上部结构对周期值没有表现出明显的影响，不按这些标志分类。由表 2 可知，桩柱式桥墩的桥梁自振周期最大，它说明这种桥墩柔性相当大。在重力式桥墩的桥梁中，墩高或它的构造对周期的影响尚未给以彻底研究。

表 2

桥类型	净跨 (米)	墩高 (米)	净空	跨数	周期(秒)	
					变幅	平均值
重力式	15	9~15	净—7	1	—	0.045
	20	3.5~15.6	净—7 净—8	23	0.078~0.130	0.102
	30	5.0~12.5	净—7 净—8	6	0.100~0.138	0.114
	40	5.0~12.5	净—8	3	0.148~0.158	0.153
钢筋混凝土柱	15	7.0	净—5.5	3	—	0.400*
	20	11.7	净—14	2	0.485~0.500	0.492

* 按资料 [50] 的数据

有关连续梁桥自振周期的资料列于表 3。№ 1 号桥由格鲁吉亚技术学院桥梁试验站试验了，№ 2 号桥引自国外文献[略]，№ 5 号桥引自里斯克技术学院道桥教研组的资料，№ 3、4 号桥引自日本资料[略]。

没有梁式桥纵向水平自振周期的资料。

表 3

序号	桥梁图式	上部结构材料	净空	中墩高度 (米)	周期(秒)	
					垂直	水平
1	2×18	钢桁架	净—6	9.0	0.19	—
2	40×68×40	钢筋混凝土—钢迭合梁	净—10.5	35.2 37.2	0.50	—
3	3×32.2	钢筋混凝土箱形梁	铁路桥	—	0.27	0.29
4	24+44+24	同上	同上	30	0.26	0.60
5	32.5+3×43.25+32.5	同上	净—8	15~25	0.39 0.57	—

格鲁吉亚技术学院桥梁试验站在进行试验时，记录了自由振动的衰减率，其变化范围为 $\theta = 0.08 \sim 0.245$ ，与这些值相适应的非弹性阻力系数值 $\gamma = \theta/\pi$ 在 0.025~0.078 范围内。应当指出，这些值仅适应于小振幅振动，在更强烈的振动时 γ 值将增大。

具有柱式桥墩的五跨钢筋混凝土筒支梁桥横向自由振动（基型）的振型在资料[略]中作了记录。没有进行使整个钢筋混凝土上部结构像刚盘那样变形和变位（整个桥梁按照单波弯曲）的试验。

二、框架桥，拱桥和悬索桥的动力参数

对框架桥仅有日本一个工程项目的试验资料。跨度52米的钢筋混凝土框架桥，桩柱高9.5米。相应的垂直振动、横向和纵向水平振动的自振周期（基型）值为0.15，0.32和0.23秒。

为了确定钢筋混凝土公路拱桥的动力参数，格鲁吉亚技术学院桥梁试验站进行了专门的动力试验。19座桥梁的试验资料列于表4。其中，№5、14号桥除了主要试验外还附带试验了一孔上部结构，在表中注以脚标“a”。№14a的上部结构完全由轻质钢筋混凝土组成。№9、11、18号桥具有带洞的实腹拱上建筑，其余是一般形式的空腹式拱上建筑。№5号桥上部结构主拱圈为三铰拱，其余为无铰拱。№5号桥墩为桩基础。№12号桥墩基础置于砂砾层上，其余各桥基础置于基岩上。

由有关研究机构和设计机构获得的铁路或铁路、公路两用的钢筋混凝土拱桥的动力参数列于表5。№1、4号桥为中承式，其余为上承式。除№3号桥外，其它上部结构均为普通空腹式拱上建筑。№5号桥上部结构为装配式。

在所列表中，有的桥梁除了列出基本周期 T_B 外还列出第二振型的周期 T'_B 。

表列资料表明，振动周期随跨度的增大而增大。桥面宽度、小拱间距、拱上建筑型式、拱矢度及墩高等均对横向水平自振周期有影响。从一些桥梁资料中（如表4中的№14、15、16号桥）可以看出自振周期随着上述因素的增长而增大。表列资料说明自振周期还同车道板在水平面内的刚度、拱上建筑是否具有变形缝、拱肋之间的横向联系（横梁）等等有关。

由于拱桥纵向刚度较大，通常不记录纵向自振周期。

表6列出引自日本的悬索桥动力参数。这些资料摘自第二次国际建筑抗震会议文献。由表看出，悬索桥的衰减率比其它形式的桥梁小。大跨度悬索桥的动力参数引自卡尔捷尔的著作。

三、模型研究的任务，试验设备

物理模型试验现已成为抗震理论的重要研究方法之一*。借助于电子计算机和电模拟的数学模型试验与物理模型试验的不同点在于，后者是研究现象的，控制过程的相似是未知的或仅得知其近似的形式。从这个意义上说，在解决复杂的抗震理论问题时，物理模型试验乃是在预备阶段所必须进行的。

这里我们将不涉及在地震学中为了研究地震波的运动而采用的模型试验方法。

用以研究结构抗震性能的模型试验可以分为四批。

1. 在刚性振动台上的结构模型研究。在这种情况下，模型的基础是刚性的地震平台（框架式），模型各点作同步振动。振动台又分为可按给定的地震波再现振动的振动台和以冲击、振动方式实现振动的简易振动台两类。

2. 在弹性地震台上的模型研究。模型设置在由专门选配的质点组成的弹性地基上，使之尽可能地模仿作用在结构物基础上的地震波。这属于在特殊形式的振动台上的模型试验。它的不同点在于模型可以按输入相位进行独立振动。

3. 在离心装置上的模型试验站。它依靠可转动的托架装置形成作用于模型上的附加离心力。

4. 不采用振动台而是依靠激振使模型自由振动或强迫振动的模型试验。

A. Γ 拉扎罗夫认为，借助于弹性振动台研究长大结构物的地震效应最有前途。但是，迄今试验设备还不够完善，研究工作进行得尚不足。在离心模型试验方面也存在同样的情况。

表 4

编 号	桥梁类型	桥梁图式	净 空 (米)	上部结构主要尺寸			拱肋或拱圈尺寸 (米)				墩 高 (米)	垂 直 周 期 (秒)		水平周期 (秒)	振动衰减率
				跨径 l (米)	矢度 f (米)	矢跨比 f/l	拱肋数和宽度	拱顶 厚度	拱脚 厚度	拱肋 间距		T_B	T'_B		
1	城市桥	1×110	20.4+2×3.0	110.4	35.0	3.15	2×7.0	2.10	3.80	23.5	12.0	0.408	—	0.582	—
2	公路桥	1×80	7.0+2×1.5	81.8	19.2	4.25	2×1.3	1.50	2.52	7.3	6.5	0.307	—	0.645	0.11
3	城市桥	1×70	20.5+2×3.0	72.0	8.0	9.00	3.0+6.0+3.0	1.30	2.00	22.0	10.5	0.272	—	0.242	0.10
4	"	1×70	18.0+2×3.75	70.7	7.0	10.10	6×2.40	1.10	1.70	24.9	8.5	0.271	—	0.215	0.11~0.29
5	"	40+3×70+40	12.0+2×3.0	62.8	21.0	3.00	2×3.0	0.90	1.42	13.25	8.5	0.347	—	0.449	—
6	公路桥	1×45	7.0+2×1.5	46.3	4.20	11.00	4×0.50	1.10	1.10	7.35	—	0.19~0.26	—	0.19~0.26	—
7	铁路桥	1×44	单 轨	45.0	15.0	3.00	4.0	0.90	1.35	4.0	9.0	0.376	0.17	0.397	0.055
8	公路桥	1×43	6.0+2×1.20	44.4	13.8	3.20	2×0.65	0.65	1.03	5.65	7.0	0.211	—	0.681	0.055~0.15
5 a	城市桥	40+3×70+40	12.0+2×3.0	42.65	13.0	3.30	2×3.0	0.60	0.90	13.25	10.0	0.325	—	—	—
9	"	1×42	19.6+2×3.0	42.5	4.80	8.85	4.8+6.0+4.8	0.80	1.10	24.80	4.8	0.156	—	0.099	—
10	公路桥	1×41	6.0+2×0.75	42.3	16.5	2.57	2×0.6	0.60	1.10	4.60	—	0.212	—	0.596	—
11	城市桥	38+41	18.5+2×3.75	41.75	10.6	3.95	22.4	0.80	1.42	22.4	13.0	0.087	—	0.143	0.302
12	公路桥	4×34	5.5+2×0.75	34.70	5.80	6.00	2×0.7	1.20	1.50	4.7	12.0	0.132	0.077	0.252	—
13	公路桥	5×31	6.0+2×0.75	32.0	8.05	3.98	2×0.6	0.75	1.17	4.6	9.5	0.221	0.095	0.411	—
14	铁路桥	3×30	单 轨	30.0	10.0	3.00	4.2	0.70	1.00	4.2	18.0	0.224	0.087	0.227	—
14 a	铁路桥	3×30	"	30.0	10.0	3.00	4.2	0.70	1.00	4.2	16.0	0.268	0.064	0.272	0.08
15	"	3×30	"	30.0	10.0	3.00	4.2	0.70	1.00	4.2	24.0	0.275	0.087	0.270	0.085
16	"	3×30	"	30.0	10.0	3.00	4.2	0.70	1.00	4.2	{32.0 40.0}	0.180	—	0.434	—
17	公路桥	1×25	4.5+2×0.75	25.5	5.10	5.00	2×0.35	0.55	0.75	3.75	5.0	0.121	0.082	0.096	—
18	"	1×24	4.5+2×0.75	24.5	4.08	6.00	2×0.30	0.60	0.75	3.70	4.2	0.110	0.080	0.091	—
19	"	5×22	5.5+2×0.25	21.6	5.50	3.93	2×2.25	0.60	0.90	5.50	—	0.095	—	0.190	—

表 5

编号	桥梁类型	上部结构基本尺寸(米)			垂直振动周期(秒)		水平振动 周期(秒)	振动衰减率
		跨径	矢高	矢跨比	反对称	对 称		
1	铁路桥	150.0	40.0	3.75	—	0.37	1.52	0.12~0.06
2	公、铁两用	140.0	28.0	5.00	0.50	0.33	1.00	0.07
3	铁路桥	120.0	17.5	6.85	0.51	0.56	0.86	0.15~0.05
4	“	106.0	34.5	3.07	0.67	0.28	1.11	0.066
5	“	55.0	13.5	4.08	0.37	0.17	0.71	0.15
6	“	52.0	13.0	4.00	0.29	0.12	0.50	0.09

表 6

序号	跨径(米)	矢高 (米)	加劲梁型式	固有垂直 振动周期 (秒)	振动衰减率
1	37.2+98.2+37.2+98.2	11.0	平行弦杆桁架	—	0.023
2	31.5+139.9+31.5	16.8	变高度的连续桁架	1.2	0.040
3	114	12	实腹梁	1.51	0.040
4	114	11.2	变高度的桁架	0.93	0.037
5	125*	10.4	固定高度的桁架	0.53	0.023*
6	137.6	15	同 上	1.25	0.023~0.046
7	163	18	同 上	0.63	0.076*

* 第二对称振型

按预定计划输入地震波的振动台在构造和操作方面都很复杂。不过亦应指出，模拟在任何地震中记录的地震波，特别是加速度分量很高的地震波，进行所谓准确的模拟地震作用的模型试验也是没有意义的。何况在这类振动台中，输入的某些失真和地震台机械部份次生振动所引起的加速度也是难于消除的。

按其所表明的原因，在抗震理论中最常用的仍是利用简易刚性振动台进行模型试验。不用振动台的模型试验（第四类）多用以研究结构的自由振动和动力参数。

苏联对土木和工业建筑，水工结构的抗震性能进行了广泛的模型研究。其它国家也广泛利用模型研究法。

但是，对道路构造物抗震性能的研究却很少。只有日本对悬索桥和梁式桥进行了局部模型试验。

为了更准确地解决桥梁受地震作用的某些计算问题，格鲁吉亚技术学院桥梁和钢筋混凝土结构教研室进行了模型试验。试验在简易振动台上进行。

在模型试验时，准确地遵守动力相似条件模拟地震振动是特别困难的。A·Г拉扎罗夫的广义力学相似理论在这方面提出了一些可能性。但要进行定量结果精确的模型试验仍然存在着相当的困难。特别是这些试验是在简易振动台上进行的，它仅以重现土体的特征运动形式

* 在物理模型试验时，模型和原型（真实的）具有同样的物理性质。仅是变化其比例（有时是变化材料，在数学模型试验（或类似的试验时），模型以别的性质代替原型如电模拟力学过程或模拟动力相似等。模型和原型的微分方程基本相同。

(如有规律的振动, 冲击分量等) 来模拟地震作用。

不难看出, 简易振动台能够用来揭示地震效应的定性特征和评价不同结构物的相对抗震性。以下阐述为了确定结构物的抗震性能的定性情况, 揭示其自振振型和更准确的动力计算图式而进行的模型试验。模型试验按照仅使主要研究因素遵守动力相似条件的简单图示进行。

1959年格鲁吉亚技术学院制成简易地震振动台这个单分量振动台的谐振极少, 振动频率可平缓地变化, 并可作碰撞式和冲击式振动(振动台很容易被冲动)。振动台示于图1。

振动台的主要部分是: 作为模型基础的框架。框架可用凸轮机构牵引而发生振动运动, 也可用摆锤式冲击机形成冲击振动。

由槽钢焊制的框架“3”借助于辊轴“4”支承在基础上并保证它沿着安装轴线移动。框架的一端铰接在同凸轮机构联接的连杆“6”上, 框架的另一端有承受冲击机落锤冲击的被撞击部分。

凸轮机构的主要部分是带有两个凸轮的凸轮滚筒“7”。凸轮相互分开安装, 可使滚筒轴的相对总偏心率在0~25毫米范围内变化。连杆头嵌在凸轮的外面。偏心轮轴用滚柱轴承径向支承。外壳“9”通过台座支承在基础上。偏心轮轴悬臂伸出框架外, 轴的一端固定飞轮“8”, 使之在长期试验时保持振动稳定。轴的另一端同减速器“10”(ГАЗ-51型汽车的变速箱)联结, 用以调节振动频率。12.5千瓦的直流电机“11”与减速器转动滚筒轴相联。为使振动均匀变化, 按列阿拉特体系供电。供电马达(发动机)的激磁器安装在另外的基础上。另外还安装了专门的配电盘控制电传动方向。

为了引起冲击振动(撞击), 另由铰接悬挂摇摆冲锤“2”和台架“1”组成冲击机。在撞击部分受冲击时, 振动台的外壳顶在有弹簧的挡板“5”上。弹性挡板上装有可以替换的刚度不同的弹簧“12”。

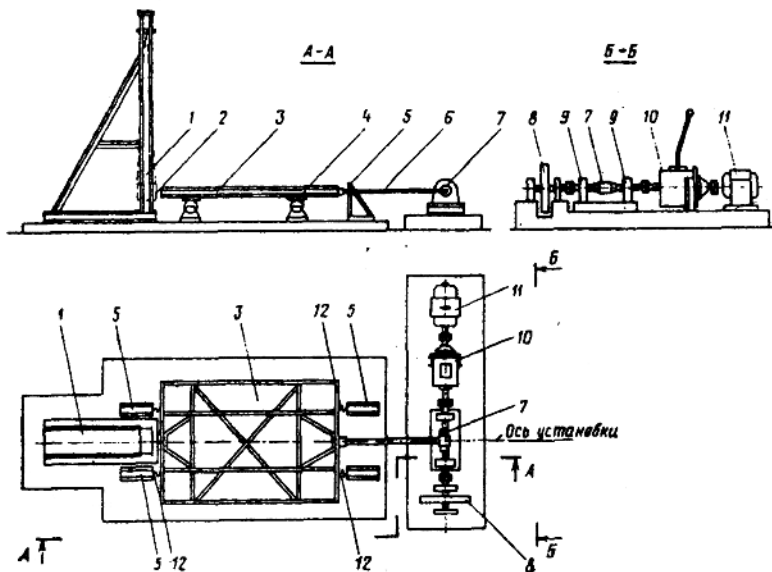


图1 格鲁吉亚技术学院简易地震振动台

调节振动平台的水平振动状况即可形成稳定的往复振动；缓慢地变化凸轮的往复次数可改变振动台的频率。往复速度的变化用手工调节变速杆实现。断开振动台上的牵引连杆，使摇摆式冲击机的冲锤碰在振动台的框架上即可形成冲击振动。通过改变摇摆冲击机的偏转高度和冲击重量或在冲锤之间安装垫圈等方法来调节冲击特性和冲击力。

振动台的主要参数是：框架的平面尺寸为 1.8×2.6 米；有效承载重量为1.0吨；振幅变化范围为 $0 \sim 25$ 毫米，频率变化范围为 $0.7 \sim 15$ 赫芝。在减速器作不同的开合时，振动频率的缓慢变化范围是： $0.7 \sim 2.0$ ； $1.35 \sim 4.05$ ； $4.2 \sim 15.0$ 赫芝。在水平振动（或变频振动）时，振动台的框架可能达到的加速度受运动部分的惯性力强度的控制。对重量200公斤的标准模型，最大加速度可达到重力加速度的四倍。冲击机冲锤重量变化范围为 $50 \sim 200$ 公斤，最大升高为180厘米。

试验时利用电子测量仪器（应变仪，电子挠度仪）记录模型的变化状况。

四、梁式桥的模型试验

为了研究梁式桥的地震振动，进行了三轮模型试验。

第一轮试验研究不同体系的梁式桥的纵向地震振动。试验目的在于揭示振动的定性情况和确定桥梁的动力计算图式。

研究了在地震区采用的下列桥型：

1. 普通简支梁式桥，它具有一个活动支座和一个固定支座。
2. 能把上部结构地震力传递给桥台的简支梁式桥。上部结构借助于铰接小链杆互相结合。但这种联结的连续性是不真实的，它不能限制温度变形。除了一个桥台为固定支座外，所有桥墩上都是活动支座。
3. 能把上部结构自重惯性力分布到每个桥墩上的简支梁式桥。它与上述体系不同的是，除桥台上的一个支座为活动支座外，所有桥墩上都是固定支座。

对所述问题，采用三跨模型方案进行试验研究（图2）。从简化考虑，采用了高度极小

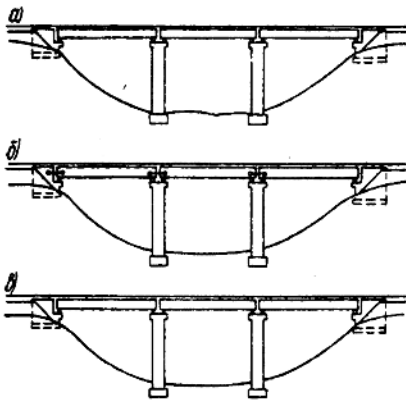


图2 研究梁式桥的图式

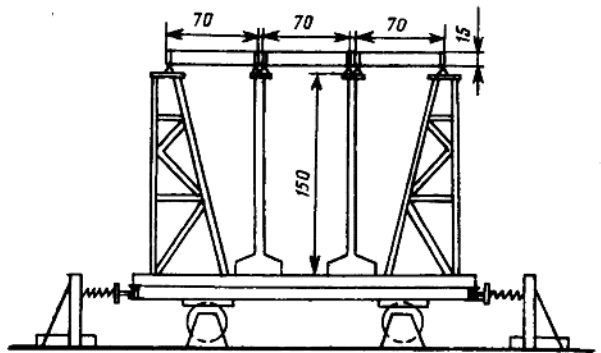


图3 梁式桥试验的模型图

的桥台，它具有跨越深谷的栈桥的特征。中间桥墩高度大、等截面、支承在基岩上。

按照试验任务，使模型和实桥之间的质量、上部结构、中墩纵向刚度、上部结构自重惯性力、活动支座磨阻力等比例分别相等，作为试验模型的条件。所采用的这些比例在实桥的使用范围内变化。上述条件，首先保证了能在所研究的模型体系中获得实桥地震振动的一般

定性状况。为了遵守中墩变形特征一致的要求，它的模型用钢筋混凝土制作。有较大刚度的桥台模型采用钢桁架底座。在模型试验时，上部结构的长度和材料没有实际意义，从方便考虑采用了钢筋混凝土梁。梁的尺寸按重量要求确定。活动支座采用辊轴式。

模型在地基（振动台）振动产生的纵向地震力作用下进行试验。试验中采用的冲击振动频率是变化的。随着振动频率逐级均匀增加和逐级均匀减小，试验模型将通过第一振型（基本振型）的不同状态。试验时记录了模型特征点的示波变化（特征点设在上部结构端点、中间桥墩的顶部和中部）。有些试验拍摄了模型振动的电影图片。

分析试验资料得到如下结果：

第Ⅰ类模型（上部结构不联系者，图2a）的振动特征同作用强度有关。振动台低频振动直至上部结构自重惯性力小于活动支座磨阻力时，借磨擦的联系来保证各墩墩顶的共同振动。此时，模型的动特性由所有桥墩的总刚度确定，桥台刚度影响较小。振动台高频振动时，上部结构自重惯性力超过活动支座的磨擦力，桥墩将连同固定支座支承的上部结构一起独立振动。此时，活动支座节点处发生相对墩顶的连续变位。在极强烈的振动作用下，上部结构受撞击一端的振动情况相当复杂。中间桥墩的振动波形是，中段具有与第二相位过程相应的较大的振幅和周期。此时，中墩连同固定支座所支承的上部结构共同振动，它与模型其余部份的振动无关。

第Ⅱ类模型在振动过程中可分解为两个相位。在频率小（惯性力小），所有桥墩墩顶磨擦联系得以保证时，整个体系出现共同振动。在很大的频率时，惯性力破坏了上部结构同中间桥墩和左岸桥台的联系（见图3）。由连杆连结的上部结构同安装固有支座的右台共同振动，其余桥墩独立振动。

在整个试验阶段上，第Ⅲ类模型出现联合振动的条件与所有桥墩的联合刚度无关。其振动状况与第Ⅱ类模型在第一相位的振动象限。

本章在分析普通梁式桥的纵向地震振动时，将利用上述定性分析所得出的结论。

在第Ⅱ类模型试验中，鉴定了活荷载纵向惯性力对梁式桥桥墩地震内力的影响。

试验模型由带有固定支座的简易桥墩及简支于墩顶的上部结构组成。上部结构的一端为活动支座，支承在刚性基础上。为了得到更精确的结果，所采用的桥墩质量远远小于上部结构质量。这样，桥墩的地震内力仅由作用在它上面的上部结构自重和活载的惯性力确定。以嵌固在振动台框架内的柔性竖直钢杆（图4中，1）表示研究体系的桥墩模型；钢杆上端铰结的水平钢梁看作上部结构（图4中2）。钢梁的另一端经过辊轴支承在不与振动台联结的固定支架上（图4中，4）。垂直活荷载B是附加的刚性载重（钢方梁，图4中，3），它附着在上部结构上，能够沿轴线滑动。桥墩杆件的内力（弯矩）借助于电阻传感器记录在带状波型图上。试验设备的原理性图式见图4。

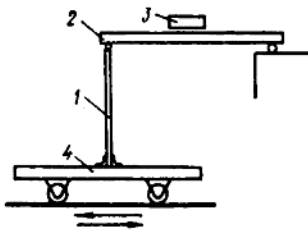


图4 研究活载惯性力影响的试验图

在不同活载作用下进行试验。为了保证模型的自振周期与动力性质相似并同实桥接近，使所采用的活载与恒载的比例与实际梁桥的活载同恒载的比例范围相符。

附加荷载（活荷载）同上部结构的磨擦系数也同铁路运行部份的实际滑动磨擦系数相符。

试验过程：开始时附加荷载（即活载）自

由地放置在上部结构上，使桥墩基础按确定的状态和使附加荷载明显的沿上部结构滑移的强度进行振动。

在振动过程中记录桥墩中的弯矩。此后，把附加活载固定在上部结构上，再使基础按同样的状态和强度振动，重复记录桥墩中的弯矩。

改变频率，使基础在不同的状态和强度下振动时进行同样的试验。频率的改变包括采用不同的振幅、迅速改变频率、采用最大频率值等等。

在基础受冲击振动时进行同样的试验。

根据附加活载在自由放置时和在固定不动时测得的桥墩内力，可以比较说明活载沿上部结构滑移的影响。试验结果表明：在附加活载自由放置时，模型振动具有复杂的特性：在强烈振动时，附加荷载可沿一个方向或相反的方向发生不同的滑移。滑移减少了桥墩中的弯矩。在荷载自由放置时，桥墩弯矩比固定不动时小，但内力减小程度的变化范围很大。按实验资料，荷载自由放置时的最大内力为荷载固定不动时的34%到93%。在有些情况下，活载的滑移不但不会使桥墩内力降低，甚至还会使内力略有提高。

第三轮试验，研究梁式桥的横向自由振动。试验要求证实由不同杆件组成的平面杆系的自振振型和自振周期。

研究对象是简单的 Π 型铰接杆件，模拟的是单跨梁式桥（或多跨梁式桥）。杆件构架（桥跨和桥墩）是角架式的，横向振动时，构架的动力性质由 α_m 、 α_s 两个参数确定。 α_m 为平面质量比例； α_s 为桥墩和上部结构的柔度比例。为了保证同实桥的动力相似，试验中这两个参数的变化范围与一般梁式桥的有效质量及上部结构与桥墩的柔度比例相适应（ $\alpha_m = 0.553 \sim 2.89$ ； $\alpha_s = 0.088 \sim 3.30$ ）。

桥墩模型的杆件用有机玻璃制成。上部结构杆件采用三种材料：有机玻璃，木料和钢。这就保证了试验可在上部结构及桥墩杆件的非弹性阻力系数比例不同的情况下进行。所有杆件均为矩形截面，在腹杆平面内的刚度最小。杆件节点由板条铰接。桥墩杆件嵌固在基础里。在试验中用不同材料制作的上部结构杆件及变化杆件的长度和截面来改变参数 α_m 和 α_s 。桥墩杆件的高度为12.9、16.8和33.0厘米，模型跨度为33.8、50.4和58.2厘米。振动周期借助于粘贴在桥墩中和上部结构杆件中的电阻式传感器记录。

模型图式见图5。

在试验前，预先通过试验确定单根杆件的横向自振周期（基型）。上部杆件在用螺栓（也是版条式铰）铰接支承的条件下进行试验。

桥墩杆件按在自由端带有附加集中质量的悬臂图式进行试验，其附加的集中质量大小等于上部结构的全部质量。格构试验的动力图示中，认为上部杆件是绝对刚性的。

整个格构试验按下列方式进行：借助于拉条在格构两个上节点上施加荷载，使格构在横向发生相等的位移，然后突然放出，格构就发生横向自由振动，用电阻传感器把振动波型记录在纸带上。

所记录的波形图表明，格构的振动周期（特别是桥跨杆件）具有复杂的多频率特征。其原因在于拉开上节点时，格构的初始振动条件与基本振型不完全一致。此外，它还引起了高

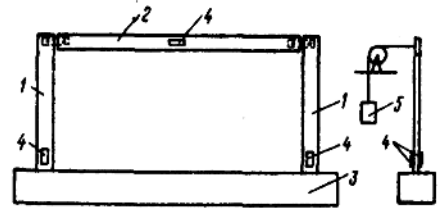


图5 Π 型格架横向振动试验图

1—桥墩杆件，2—上部杆件，3—模型基础，4—应变传感器，5—加于模型的荷载

频振动。但是，高频振动衰减相当快。随后格构杆件基本上完全按一个周期振动了。这个周期为整个格构的横向基本自振周期（即上部结构和桥墩杆件的联合周期）。比较表明，这个周期与预先确定的单根杆件的周期（包括一端带有集中质量的桥墩杆件的周期）是很接近的。

为了检验计算格构横向振动周期的公式是否正确，先按试验确定杆件的实际弹性计算参数 α_m 和 α_s ，然后按附录 II 的图表计算基本周期值。这些值同试验所得的格构横向自振周期是相符合的。

试验证明了单根杆件的横向自由振动与把整个结构作为统一振动体系的自由振动，在本质上是一样的。

五、拱桥模型试验

试验任务是研究上承式拱桥的横向自由振动。格鲁吉亚技术学院完成的拱桥现场动力试验，不能揭示自振振型和自振周期的变化规律。现在的模型试验将在一定程度上补充说明现场研究。其目的在于：揭示拱桥自由振动的一般定性情况；确定横向自由振动的型式；研究桥墩高度、上部结构单个构件的刚度和别的因素对拱桥动力参数的影响。

试验模型的原型是两座已经建成的公路钢筋混凝土拱桥。两座桥梁均为肋拱，带有框架式空腹拱上建筑。第一座跨径38.7米，第二座跨径58.1米。

第一座拱桥上部结构的模型（模型1）由有机玻璃制作，比例为1：25（见图6a）。第二座拱桥上部结构的模型由钢制作（模型2，见图6b）。模型及其构件的纵向长度尺寸比例为1：30。为了保证有较大的变形，模型截面及其构件的横向长度尺寸比例减小一倍，为1：60。模型的基本资料见表7。模型2的一般形式见图7。

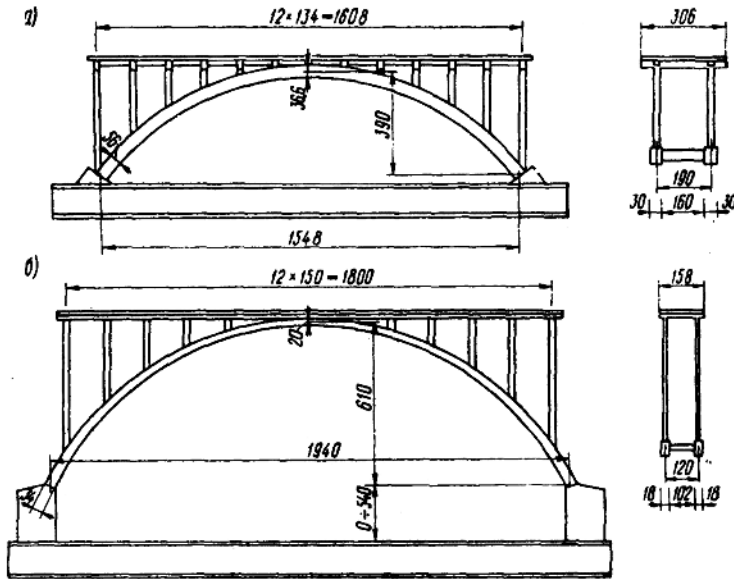


图6 拱式上部结构的模型图式
a—模型1；b—模型2

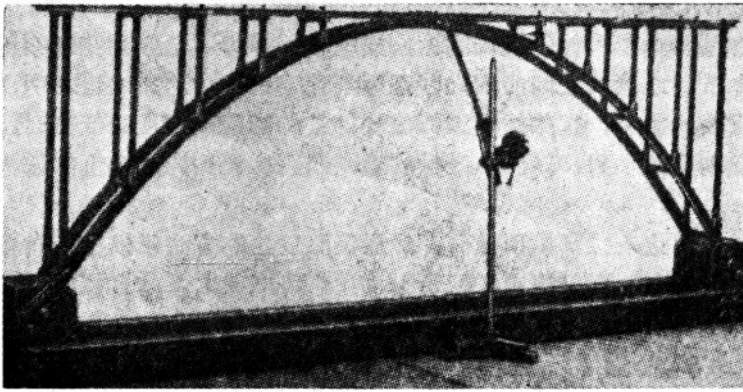


图7 模型2的一般形式

表7

模 型 资 料	模 型	
	№ 1	№ 2
拱轴线间的距离 B (毫米)	190	120
拱的计算跨径 l (毫米)	1548	1940
拱 矢 高 f (毫米)	390	768
拱的矢跨比 l/f	4.0	2.52
l/B	8.2	16.2
拱顶高度 d _s (毫米)	36	20
拱脚高度 d _k (毫米)	56	34
l/d _s	43	97
拱宽 (毫米)	30	18
拱轴系数 m, 拱厚系数 n	1.421; 0.4	1.380; 0.3
拱上建筑节间长度	134	150

注：拱轴线采用悬链线，№ 1 墩高为零，№ 2 墩高为 0 ~ 540 毫米。

众所周知，由同一材料组成的结构，当遵守几何相似时，也就保证了原型和模型之间变形的定性情况、自振振型和自振周期分布（彼此的相对周期）的相似。在这种情况下，原型材料的同一性仅在行车道部分被破坏，它的弹性模量降低了。在模型中行车道板以矩形截面的塑料板代替。塑料板的宽度和厚度以同原形的相对重量和横向刚度等效为条件来选择。这个条件代替了上部结构承载构件的几何相似并保证了在所要求的意义上的模型和原型的力学相似。模型 2 中采用不同的纵横比尺尚不至改变模型试验的上述条件。也就是说，仅变化横向变位比例，对所比较研究的问题不至产生影响。

试验模型 1，由于桥梁墩台的横向刚度极大，其变形可不考虑（因为模型刚性固结在（不变形的）实体台座上）。模型 2 在试验时嵌固在不同高度的钢板上（模型的桥墩），钢板固结在台座中（见图 6）。

模型进行了静力和动力试验。静力试验在于揭示上部结构的横向变形特征，评价承载结构构件的影响和它的横向刚度。对模型的拱顶截面借助于拉条和螺栓施加集中的横向水平力并用时钟式指示器（类似于百分表——译注）测量特征点的横向变位。模型 1 的变位图示如

图8a), 在图106)所示为墩高380毫米时模型2的变位图。

为了评价上部结构单个构件的横向刚度, 模型1的静力试验分别在拆除行车道板、拱上建筑的横向刚架和节间或拱肋之间的横向联系等条件下进行。这些试验表明, 行车道板对上部结构的刚度有重要的影响。拆除行车道板使上部结构的横向刚度降低50%。拆除横向刚架使上部结构的横向刚度减小到10%。单个拱肋的横向刚度大约为整个上部结构的横向刚度的10%。

在动力试验时, 用拉条拉紧拱顶截面, 然后突然放松的方法使模型横向自由振动。模型特征点的横向变位借助电挠度仪记录在纸带上, 用它确定基本自振周期和振型。模型振动的衰减率不能反算到原型。

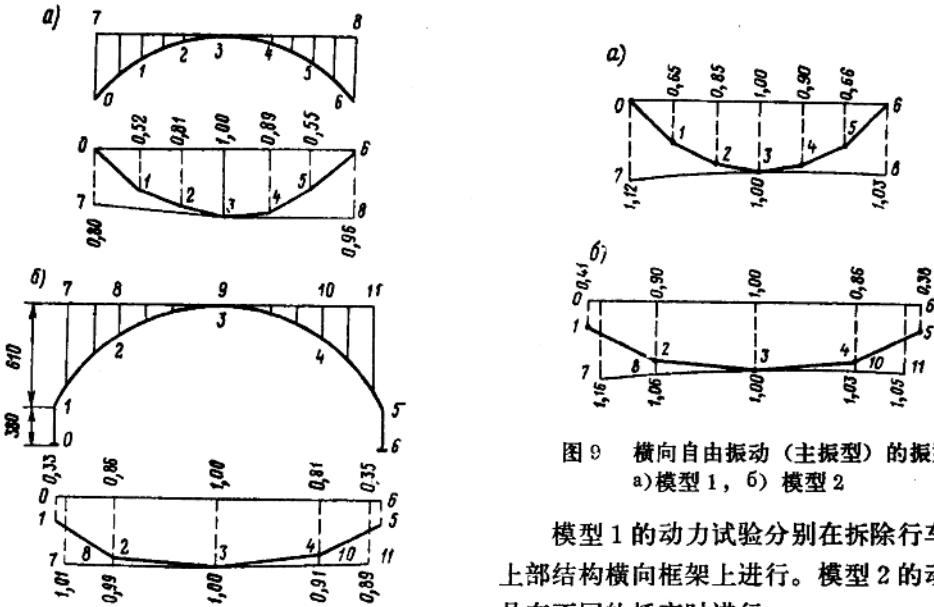


图9 横向自由振动(主振型)的振型
a)模型1, b)模型2

图8 拱顶截面受力时模型各点的横向静力变位图(坐标值以1为单位) a)模型1, b)模型2

绘于图9。模型2的振型(图96)与各点的相对变位有关。这些关系见图10。比较表明, 振动周期随墩高的增加而增加。

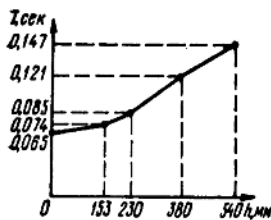


图10 模型2的横向振动周期同墩高的关系

六、桥台的模型试验

试验目的在于评价作用在支撑结构侧面的地震土压力和桥台的抗振稳定性。在这个课题中, 现有计算方法的缺点是众所周知的。因此, 模型试验研究的结果是有实际意义的。从研

模型1的动力试验分别在拆除行车道板、上部结构横向框架上进行。模型2的动力试验是在不同的桥高时进行。

记录表明, 模型各点以恒定的相对振幅进行同步振动。按所指的振幅把模型的自振振型

绘于图9。模型2的振型(图96)与各点的相对变位有关。这些关系见图10。比较表明, 振动周期随墩高的增加而增加。

试验证明, 在拱桥横向振动时, 最主要的是桥墩和拱桥上部结构共同横向振动的自振周期和振型。

模型1的试验证明, 拆除行车道板后, 上部结构的自振周期仅减少百分之几。这说明虽然拆除行车道板使上部结构的横向刚度有所降低, 但它可由拆除位于最高平面的相对质量所补偿。

究方法而言，这方面工作的完成就是值得注意的。通常，在试验中记录地震土压力的压力图或在激发土体质点振动时记录总的动土压力。主要是连续观察引道结构在极限状态下的失稳状态，受地震作用时和在静力条件下的稳定指标。

研究具有垂直墙背的普通形式桥台。试验装置由固定在平台框架上的木槽组成。在木槽中用主要粒径为0.3~0.5毫米的松散海砂填筑成引道路堤模型。砂的天然休止角按标准试验定为 $28^{\circ}30'$ ，容重为1,650公斤/米²，在相当干燥的情况下，实际路堤可能处于此种状态，所以它具有实际意义。

桥台模型是前面和顶面封闭的木箱。为了简化起见，假定不考虑活动支承在台顶的上部结构。模型的侧面布置路堤边坡。试验模型分为两批，在路堤高度分别为18和24厘米，模型宽度分别为19.8和36.5厘米。试验装置见图11。

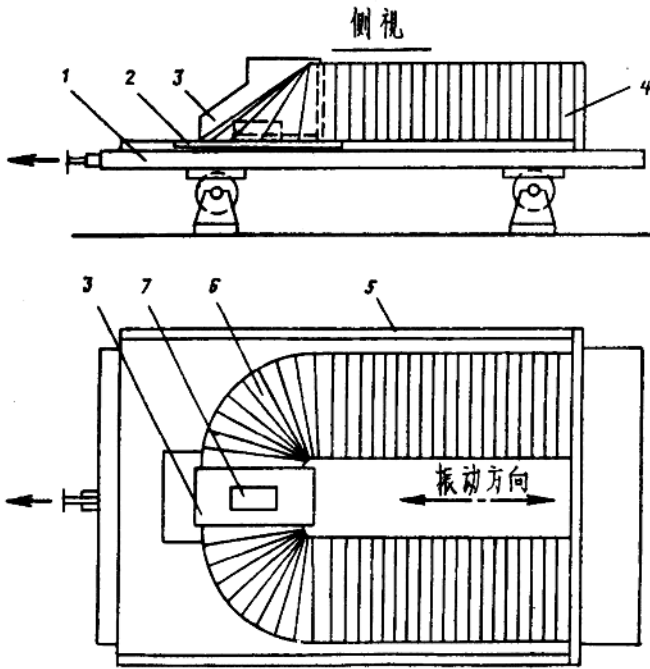


图11 研究桥台抗震稳定性的设备图

模型试验分两轮进行。第一轮按静力模型试验进行：在表示桥台的箱子中装满土壤以保证其稳定性。在这样的状态下填筑带有锥坡的引道路堤。然后逐步地小批分级对模型加载。施加荷载大小以相应的极限状态确定，即以模型稳定性的破坏和在墙背附近以特征棱体形状出现的剪切破坏状态确定。按剪切破坏荷载来确定填土的静侧压力。试验表明，这个压力及土壤棱体破坏的角度同按库仑理论计算的结果很吻合。

第二轮是动力试验。按静力试验结果并保证抗剪安全系数($K=1.3\sim 1.4$)确定加载量。在这个荷载下使模型承受振动的考验。模型基础(带槽的平台)沿路堤轴线以恒定的振幅和缓慢增加的频率进行水平振动。记录平台的变位示波和模型相对于基础的变位。试验分别在振幅为0.725和1.57毫米下进行。

试验表明，当平台低频振动时，模型稳定且无相对于基础的变位。在已确定的临介频率振动时，模型的稳定性明显降低并发生沿基础的剪移(记录在示波图上)。试验中记录的特

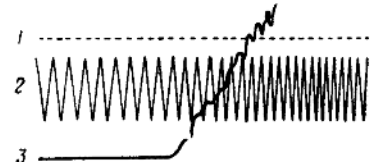


图12 模型丧失稳定的示波图
1—时间标志，2—平台的振动，3—模型相对于基础的变位

试验研究了模型沿基础的抗剪稳定性。模型安装在试验槽中的玻璃板上，沿基础的摩擦力保持稳定性。试验法确定的摩擦系数的平均值为0.275。此值与一般砂土的摩擦系数值接近。在此情况下，模型基础振动的预备试验中的摩擦系数值与动力试验中的值并不一致。

征示波图之一见图12。图上反映了模型开始剪移（稳定位置的损失）的时机。

分析示波图可确定开始剪移时平台的频率，计算基础的相对速度和相对加速度。根据基础的振动特征，试验结果表明模型丧失稳定性的条件乃是最大加速度。这点可由上述两个试验看出：在这两个试验中，剪移时平台的振幅彼此不同而相应的最大加速度大约相同。

按第一轮试验结果可以近似地评价在所研究的条件下引起桥台滑移的地震力。模型开始滑移时，平台最大加速度平均值为 $0.057g$ (g -重力加速度)。按所采用地震的运动加速度标准值，这大约相应于烈度为8度时的地震力。有关的地震实际资料亦证明在这样的地震力时桥台和挡土墙会出现沿土面滑移的可能性。如果考虑上述安全系数值和剪移开始时模型自重惯性力，可以根据抗震的作用评价填土侧压力的增大率。计算表明，在试验条件下，模型壳体破坏时填土的最大地震侧压力（附加力）为静压力的15~20%。

交通部科学研究院公路研究所 徐风云译 苏联文献 作者Г. Н. Карцивадзе«Сф-
исмостойкость Дорожных искусственных сооружений» 第三章,
参考文献 (略)

提高预应力混凝土桥的抗震安全度

地震是一个动力过程，在地面按一定的频率和振幅向任意方向振动。另一方面，人工构造物可以看成是一些质量，它们可以随地面一起振动或采取某种支配方式容许它们在地面飘移，从而大大减低运动量。在第一种情况时，构造物与地面一起振动要受到很大的力来克服其惯性，这种概念仅对离地面不高的小桥或在低地震区的长桥才是好的。而这类构造物要作得足够刚劲，使其任何部分都能抵抗很大的加速度力。在通常的实践中，我们假定加速度力是构造物全部质量的一个百分数。对任意水平方向这一百分数在5%~35%之间。此外，根据1971年圣费尔南多地震的经验，还要加上能抵抗有影响的加速度垂直分量的能力。

现代（1972年）的桥梁是相对柔软的。一个重型上部构造放到细长的墩柱上，墩柱不能抵抗上部构造质量造成的很大的水平力。于是宁可将上部构造放在活动支承上。如所周知，一个运动体（目前情况是地面）的动能可以用作的功来吸收，后者用力乘位移的乘积来表示。如果容许桥梁上部构造与地面之间有相对运动，就可以使作用在上部构造和其支承的地震力减小。我们应该容许的移动量与所在地区的地震强度有关。对应于经常观测到的地震最大振幅，移动量在10~30厘米之间变化。在1971年圣费尔南多地震的报告中指出，还记录到更大的振幅。如果这些记录是正确的，则为了不危及支承，上部构造要有更大的移动量。无论如何，即使有一个较小的相对运动也能将作用于支柱、桥台和基础的力减少相当数量。这对保持它们支持上部构造和不使其跌落的能力是很重要的。

提高抗震能力的设计原则

为了容许这些相对运动，应该有些什么设计原则呢？

首先，桥梁上部构造应在全长上是连续的。最好使上部构造在桥台之间如同一个匀质的盘。很长的桥则可分成几段（图1），而在变形缝处设置刚劲的群桩。在欧洲已经充分建立了和发展了修建多跨连续的板或梁桥（多至30~40跨，全长达1,000米）的方法。这些桥都是逐跨修建后将力筋联结起来，它们可以在活动支架上现浇或用顶推法施工。这类桥可以采用

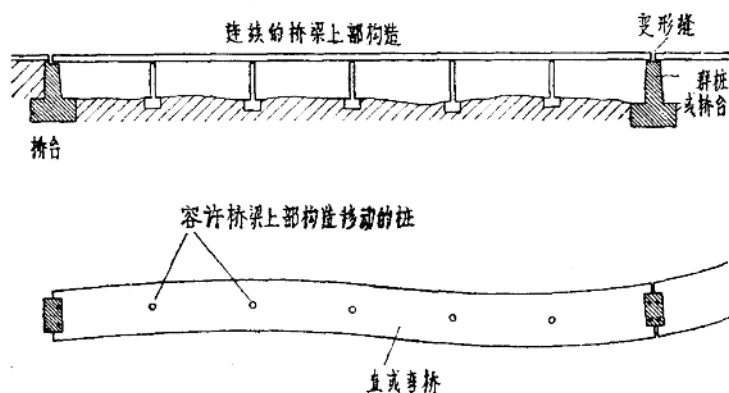


图1 桥梁上部构造（直的或曲的）应在桥台或群桩间连续

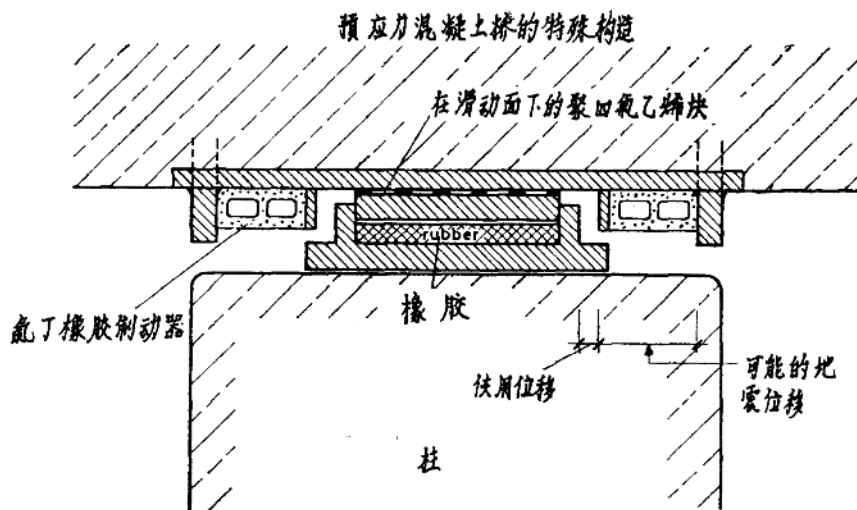


图2 固定在桥台或柱上的橡胶盆式支座容许上部构造作有限的飘移

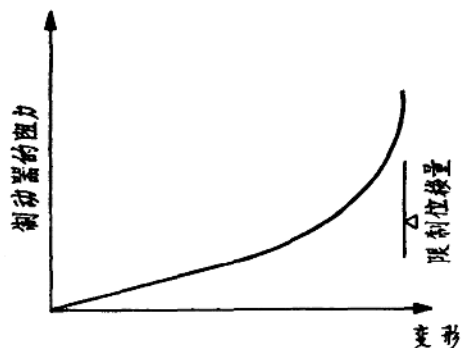


图3 限制位移量所用的氯丁橡胶制动器所需要的力—变形特性

预制梁，仅将桥面板作成连续的。但在地震地区，这些长桥应使支承方式容许地面和上部构造间有相对运动，这可以用现代化的固定在下部构造上的橡胶盆式支座来实现。于是桥梁上部构造通过铬钢板间的聚四氟乙烯板滑动。在正常条件时，这种支座上的上部构造的移动量和方向可以由钢导向肋加以限制。导向肋按有限强度设计，使在地震时折断而增加移动量。但更大的移动则由滑动板边缘的第二条肋所制止（图2）。

在一些地方，如桥台或中间刚性桥墩处，这一地震位移应加以制止。例如可以用便宜的氯丁橡胶制动器，它的阻力随着位移量增加而