

铁路桥梁列车制动力荷载研究

王锐锋, 李宏年

(北方交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘 要:通过对我国重载编组列车紧急制动条件下的仿真计算,提出了与桥梁长度相关的制动力率曲线,为我国铁路桥梁制动力荷载的规定提供了理论依据.在此基础上,根据日前所作的铁路简支梁桥制动力有效系数的研究,进一步得出了建议我国采用的铁路简支梁桥的有效制动力率曲线.

关键词:铁路桥梁;制动力率;有效系数;曲线

中图分类号:U441.2 **文献标识码:**A

Study of Train Braking Force on Railroad Bridge

WANG Rui-feng, LI Hong-nian

(School of Civil Engineering and Architecture, Northern Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: By simulative calculation of a heavy haul in an urgent braking operation, a curve for braking force ratio is developed for each of different lengths of the bridge. It can provide theoretical basis for establishing braking loads of trains on bridge in our country. On the ground of this, and according to recent studies of effective coefficient of braking force on railroad simple-supported bridge, the curve for effective braking force ratio of railway simple-supported bridge in our country is proposed.

Key words: railroad bridge; braking force ratio; effective coefficient; curve

1 问题的提出

列车制动力由线路—桥梁结构(以下称“线桥结构”)共同承受,一部分制动力经线路结构传至桥外路基,其余部分由桥梁结构承担.桥梁结构承担的制动力又称有效制动力,是影响桥梁墩台设计的重要因素.不难理解,列车制动力是作用于线桥结构的外荷载,有效制动力则是该荷载在线桥结构内部的分配结果.因此,研究线桥结构承受制动力机理的第一步,就是列车制动力荷载的研究.

为方便讨论,世界各国都以制动力率 θ 确定制动力的大小,定义为

$$\theta = T/W = a/g \quad (1)$$

式中, T 为制动力, W 是所考虑范围内的列车重力, a 、 g 分别是列车最大制动减速度和重力加速度.同样,有效制动力用有效制动力率 θ_e 确定,定义为

$$\theta_e = T_e/W = \xi \cdot \theta \quad (2)$$

式中, T_e 为有效制动力, ξ 是制动力有效系数.这样,一旦规范给定了 θ 和 ξ ,就可唯地一确定 T 和 T_e .

θ_e 与线桥结构形式密切相关,不能采用统一值.当桥梁长度一定时, ξ 与桥梁墩台每延米纵向刚度成

收稿日期:2002-05-27

基金项目:国家自然科学基金资助项目(50178004)

作者简介:王锐锋(1978—),男,山西芮城人,硕士生. email: rfwrrf@263.net

李宏年(1955—),男,山东济南人,教授.

正比。桥跨结构的一端或两端是否设置轨道伸缩缝,也对 ξ 产生很大影响。以南京长江大桥为例,该桥上部结构为一联3孔连续钢桁梁结构,一联长度为480 m,两端均设轨道伸缩缝,由于钢轨不再传递制动力,一联范围内的 θ_e 就等于 θ ,即 $\xi=1.0$ 。

20世纪50~80年代期间,包括中国在内的世界上许多国家,都在线桥系统承受列车制动力问题上进行过大量的试验研究工作。对列车制动力的作用机理和分布规律的认识逐步深入,积累了丰富的试验资料并取得了许多重要成果。

传统确定 θ 的方法,是桥上列车紧急制动试验。在列车的车体上安放加速度传感器,通过实测该车体的最大减速度 α ,由式(1)计算 θ 。然而这一试验方法存在理论上的缺陷,因多种随机因素的影响,列车制动过程中各车体的减速度并不一致,这就使具有车钩间隙和钩缓装置的相邻车体之间发生纵向随机碰撞,并造成减速度仪示数的随机变化。事实上,安装在车体上的加速度传感器,所测量的该车体的减速度过程可用式 $a_i(t)=\bar{a}(t)+\Delta a_i(t)$ 表示,式中 $\bar{a}(t)$ 为列车平均减速度, $\Delta a_i(t)$ 为该车体的随机减速度。随机量 $\Delta a_i(t)$ 受多种复杂因素的影响,其幅值与 $\bar{a}(t)$ 的绝对值为同一量级。因此 $a_i(t)$ 具有很大的随机性。在进行制动力试验时,一般都采用多次重复试验,例如国际铁路联盟(UIC)试验研究所(ORE)规定:制动力重复试验次数不得少于次。这对减小误差有一定作用,理论上讲,随机采样越多,试验均值越趋近其数学期望值。但列车紧急制动试验耗费较大的人力、物力,对机车车辆和轨道的磨损也非常之大,过多的重复试验次数难以实现。

桥梁工程技术人员对列车制动的内在机理了解不多,是造成列车制动试验结果离散的又一重要原因。制动力的大小及变化规律由列车编组形式、制动方式及制动初速度决定,不同的编组列车,或者相通的编组列车不同的制动初速度,紧急制动时所产生的最大减速度没有可比性。各国在不同地区的桥梁上进行列车制动试验时,一般就近组织试验列车,采用的列车编组各不相同,它们所能产生的最大减速度本来就有很大差异。

上述原因致使这一课题迄今为止仍未得到很好解决,各国都采用自己的方法确定本国的 θ ,并且存在很大差异,体现在各国规范对 θ 和 θ_e 的规定^[1~5]上:中国和前苏联的 θ_e 规范值最低,仅为0.1,且没有规定 θ 值;日本规范值最高, θ 和 θ_e 分别达到0.35和0.25;美国、英国和德国的规范值介于上述两者之间,其 θ 和 θ_e 分别规定为:0.15和0.12、0.25和0.167以及0.25和0.13~0.25。各国规范对同一种常规荷载出现如此大的差异是十分少见的。

上述各国规范中只有德国规定的 θ_e 未采用统一值,这是目前世界各国中最为合理的规定。我国铁路桥涵设计基本规范^[1](以下简称桥规)只给出了 $\theta_e=0.1$,该值不仅明显偏低,而且统一的 θ_e 值也无法反映桥梁承受制动力的实际状态。

由以上讨论可知,首先确定 T ,再根据线路和桥梁结构形式,决定 θ_e ,无疑更具科学性。

2 桥梁制动力率

2.1 列车编组长度与桥梁长度之间的关系

在研究桥梁制动力荷载时,首先要对桥梁长度给出定义。本文所说的桥梁长度系指“明显共同承受列车制动力的桥梁上部结构长度”。对图1所示的简支梁桥,由于钢轨的连续性,桥梁作为一个整体结构共同承受列车制动力,因此,桥梁长度即为桥梁全长;而对于大跨度简支钢桁梁桥或连续钢桁梁,活动支座端将设轨道伸缩缝,桥梁上部结构在此中断,此时,一孔简支梁或一联连续梁即为桥梁长度。如南京长江大桥,在考虑制动力的作用长度时,桥梁长度定义为480 m,即一联3孔连续梁的长度。

当列车长度小于桥梁长度时,因桥上的制动车体少而不会产生最大制动力,故本章不予讨论;当列车长度等于桥梁长度,则当列车在桥上制动,且机车第1制动轮如图1(a)所示停于前方桥台台尾线时,桥梁下部结构承受较大的制动力 F ;与之相比,当列车长度大于桥梁长度,且制动停车时机车第1制动轮如图1(b)超出前方台尾线一定距离时,桥梁结构将承受更大的制动力 F_{\max} 。对此,列车制动试验和理论分析都可给出证明。然而比值 $\alpha=(F_{\max}-F)/F$ 一般情况下并不大,这是因为路基的纵向刚度比桥梁大得多,桥梁两侧台尾线以外的活载产生的制动力只有很小一部分传给桥梁结构,况且,由于列车长度的增大, θ 还会有所下降。与图1(a)所示的情况相比,图1(b)条件下桥梁承受制动力的增加值一般不超过3%,且随桥

梁长度的增大而减小.基于上述,在本文以后的讨论中,均以图1(a)所示的列车编组长度和制动停车位置作为桥梁承受列车制动力的标准条件,由此产生的最大制动力率计算误差很小,却使问题的讨论变得十分方便.因为在这种假设条件下,桥梁长度与列车编组长度就具有了相同的含义,文中用 L 表示.

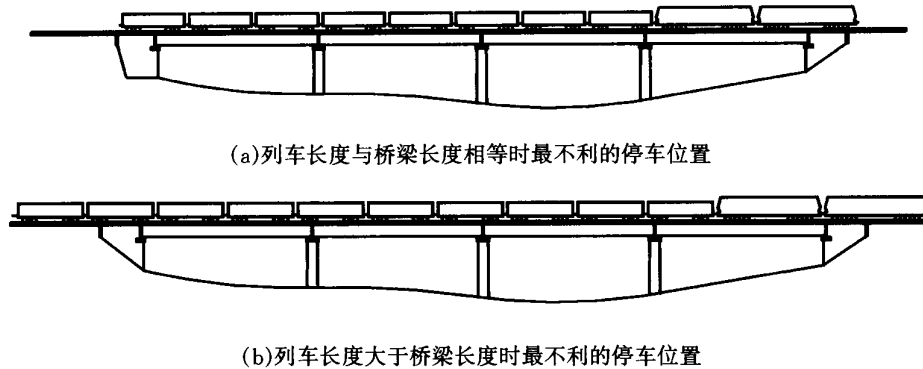


图1 列车在桥上制动示意图

2.2 桥梁的 θ 值

通过对重载列车紧急制动过程的仿真计算^[6],可得到我国现营重载列车不同编组条件下的制动力时程以及最大制动力的均值和方差.继而按制动力时程与列车总重的比值求出 θ 的时程、最大制动力率的均值和方差.仿真计算采用的列车编组条件为

机车:2台DF4内燃机,JZ-7制动机,高磷闸瓦,传动效率 $\eta=0.85$;

车辆:C62A重车若干辆,120制动机,高磷闸瓦,传动效率 $\eta=0.75$;

制动工况:紧急制动;

列车管风压:600 kPa;

制动初速度:35 km/h.

按标准条件并根据文献^[7~10],对9种不同长度列车编组分别进行了列车紧急制动仿真计算,随机计算次数均取50,得出以桥梁结构加载长度为水平坐标的 $\theta-L$ 散点图,进而得出图2所示的建议我国采用的制动力率荷载曲线.在确定制动力率荷载曲线时,进行了如下简化:舍弃 $L=41$ m(即双机联挂)的点,原因有3:①实际运营中,两台机车联挂紧急制动,且停于最不利加载位置的机率极小;②当 $L<50$ m时,列车制动力的大部分将由桥上线路结构传至两侧路基,不会对桥梁结构构成威胁;③列车制动力毕竟受制动粘着系数的限制,除日本外,尚没有第二个国家或地区的 θ 取值大于0.25.因此,本文在确定建议我国采用的制动力率荷载曲线时,对 $L<50$ m的情况,统一取 $\theta=0.25$.

为方便比较,图2同时给出了几个西方国家 θ 的规范值.与日本、英国和德国相比,即便采用本文提出的 θ 曲线,我国关于制动力荷载的规定值仍将是较低的.相对而言,美国规定的 θ 最低,原因在于美国铁路一直处于衰退状态,制动力的规范条款是依据20世纪60年代进行的相对原始的桥上制动的试验结果.

建议曲线的另一特点是: θ 随桥梁结构长度的增大而减小,这与国内外大量列车制动试验结果相吻合,从而比其他国家采用的统一 θ 值更具合理性.由图2可知,制动力率荷载曲线可划分为3个阶段:

① $L \leq 50$ m 主要反映的是机车的 θ 值;

② $50 \text{ m} < L \leq 200 \text{ m}$ 由于车辆的 θ 值低从而使列车整体 θ 被显著“摊薄”, θ 以双曲线形式下降;

③ $L > 200 \text{ m}$ 的 θ 下降主要源自各车体停车不同步所造成的闸瓦摩擦系数折减.

图2中的 θ 曲线亦可描述为:当 $L \leq 50 \text{ m}$ 时, $\theta=0.25$;当 $50 \text{ m} < L < 200 \text{ m}$ 时, $\theta=0.096 \cdot 5L / (0.058 \cdot 65L - 1)$;当 $200 \text{ m} \leq L < 1000 \text{ m}$ 时, $\theta=0.180 -$

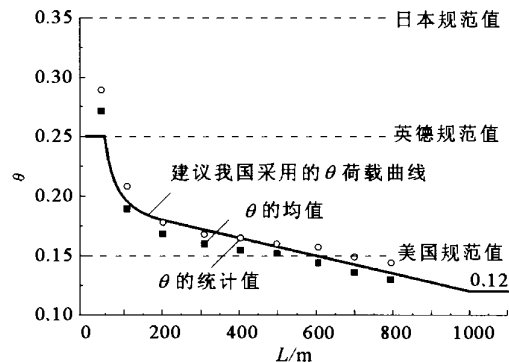


图2 建议我国采用的桥梁制动力率

0.000 075(L-200);当 $L=100$ m 和 600 m 时, θ 分别取 0.2 和 0.15;当 $L \geq 1\ 000$ m 时, $\theta=0.12$.

2.3 关于 ξ 值

由文献[11],简支梁桥和连续梁桥的制动力有效系数可表示为

$$\xi = L / (L + 65.0 \cdot K^{-0.20}) \quad (3)$$

式中, K 为桥墩的每延米纵向刚度.然而,在制订规范时,对每一种桥墩刚度都给出相应的条文规定是不现实的.因此,本文将采用

$$\xi = L / (L + 36.0) \quad (4)$$

表达的曲线.该曲线对 $10 \sim 15$ MN/(m·m⁻¹) 桥墩每延米纵向刚度较为准确,对桥墩纵向刚度较小的场合则偏于保守.图3中,虚线是根据不同桥梁长度计算点按桥墩刚度为 12 MN/(m·m⁻¹) 得出的拟合曲线,实线即为由式(4)确定的简化曲线.在现有桥梁规范中,只有德国规范 DS5400 对制动力有效系数做了明确规定,由此确定的曲线也在图3中给出.当承重结构的两端设有轨道伸缩装置或其它钢轨不连续构造时,应对 ξ 值按以下方式进行修正,并以 ξ' 表示:两端均设置钢轨不连续构造时, $\xi' = 1.0$.仅一端设置钢轨不连续构造时, $\xi' = 0.5(1 + \xi)$.

2.4 关于 θ_e 值

根据 θ 值以及式(4)确定的 ξ ,就可得到 $\theta_e = \xi \cdot \theta$.假设桥梁长度的两端均未设置钢轨不连续构造,则

$$\theta_{e,\max} = \begin{cases} 0.25L / (L + 36.0) & L \leq 50 \text{ m} \\ \{0.00965L^2 / [(0.05865L - 1)(L + 36.0)]\} & 50 \text{ m} < L < 200 \text{ m} \\ [0.18 - 0.000075(L - 200)] \cdot L / (L + 36.0) & 200 \text{ m} < L \leq 1000 \text{ m} \\ 0.12L / (L + 36.0) & 1000 \text{ m} < L \end{cases} \quad (5)$$

表1列出了部分计算值,其中 $L=300$ m 处对应的最大 θ_e 为 0.154.当考虑桥梁结构整体承受的制动力时,最有意义的是 $50 \sim 600$ m 桥长范围.从表1给出的结果看,我国该范围内的 θ_e 在 $0.145 \sim 0.154$ 之间,平均值为 0.150.此外,除 $L < 20$ m 的极特殊情况, θ_e 均大于我国规范的采用值为 0.10.

表1 不同桥梁长度时的 θ_e

L/m	0	20	50	100	200	300	400	600	800	1 000
θ_e	0	0.089	0.145	0.147	0.152	0.154	0.151	0.142	0.129	0.116

图4是式(5)的图形描述.由于 θ 与 L 成反比,而 ξ 与 L 成正比,二者的综合影响使 θ_e 在 $L=50 \sim 600$ m 范围内变化较为平缓.图4中同时给出了日、美、英三国的 θ_e 规范值,从图4中可以看出,用本文方法得出的 θ_e ,介于美国和英国规范值之间.本文建议取 $\theta_e=0.15$,在 $L=150 \sim 400$ m 范围该值略小,但误差小于 3%.

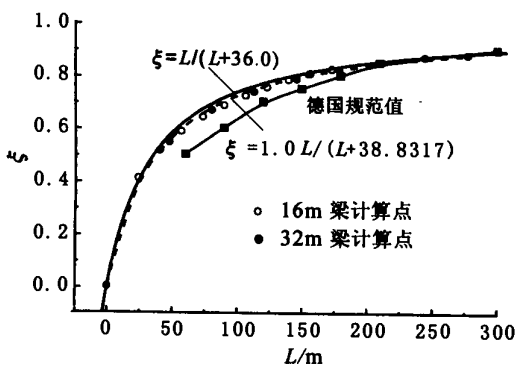


图3 制动力有效系数拟合曲线

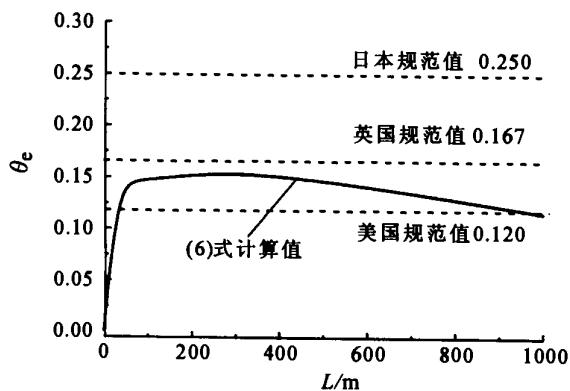


图4 有效制动力率曲线

3 结束语

通过对制动列车的仿真计算,对我国铁路桥梁的制动力荷载进行了系统的计算分析,提出了作为荷载

值的桥梁 θ 曲线和作为设计值的 $\theta_e = 0.15$. 为我国规范中制动力荷载值的规定提供了理论依据. 有关这一问题涉及荷载图式、设计方法、《桥规》制动力与实际制动力作用的差别等诸多因素,有待进一步探讨.

参考文献:

- [1] 中华人民共和国铁道部.《铁路桥涵设计规范》TB 10002.1-99[S]. 北京:中国铁道出版社,2000.22.
- [2] 美国 AREA Manual for Railway Engineering[S]. Chapter 15, Steel Structures 1993. 15-1-13.
- [3] 日本.铁路结构设计标准和解释[S]. 铁道部第三勘测设计院译, 1996.4.29-30.
- [4] 英国.钢桥、混凝土桥及结合桥[S]. BS5400. 峨嵋:西南交通大学出版社,1986. 45-46.
- [5] 德国.铁路桥梁及其它工程结构物规范[S]. DS804. 胡匡璋、陈忠延等译. 铁道标准设计, 1986,(专刊):36-40.
- [6] 李宏年,朱晞,季文玉. PC简支梁铁路桥承受制动力的动力分析[J]. 铁道学报, 2000,22(4):64-67.
- [7] 铁道部机务局编. 中华人民共和国铁路机车概要[M]. 北京:中国铁道出版社,1990.
- [8] 葛立美. 国产铁路货车[M]. 北京:中国铁道出版社,1997.
- [9] 四方车辆研究所,天津机车车辆机械工厂合编. JZ-7 空气制动机[M]. 北京:中国铁道出版社,1990.
- [10] 夏寅荪,吴培元,孙德环,等. 120 型空气制动机[M]. 北京:中国铁道出版社,1995.
- [11] 李宏年,朱晞,于新杰. PC简支梁铁路桥制动力有效系数的研究[J]. 土木工程学报,2000,33(3):22-26.
- [12] 李宏年. 列车制动力荷载及对桥梁作用机理的研究[D]. 北京:北方交通大学,2001.

(上接 62 页)

参考文献:

- [1] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 哈尔滨:黑龙江科学技术出版社,1994.
- [2] 蔡绍怀. 钢管混凝土结构的计算与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1989.
- [3] Furlong R W. Design of Steel-Encased Concrete Beam-Columns[J]. Journal of Structural Division. ASCE, 1968, 94(ST1): 267-281.
- [4] 谭素杰,齐加连. 长期荷载对钢管混凝土受压构件强度影响的试验研究[J]. 哈尔滨建筑工程学院学报,1987,(2):10-24.
- [5] 阎善章,等. 火力发电厂主厂房钢-混凝土组合结构设计暂行规定[S]. (DLGJ 99-91). 1991.
- [6] 中国工程建设标准化协会标准. 钢管混凝土结构设计规程[S]. (CECS 28:90). 1990.
- [7] Wang Yuanfeng, Han Bing. Creep Analysis of Axially Compressed Concrete Filled Steel Tubular Members[A]. Proceeding of International Conference on Enhancement and Promotion of Computational Methods in Engineering and Science (EPMESC VII)[C]. Macao, Published by Elsevier Press, 1999.
- [8] 王元丰,韩冰. 钢管混凝土轴心受压构件的徐变分析[J]. 中国公路学报,2000,13(2):57-60.
- [9] 王元丰,韩冰. 徐变对钢管混凝土轴心受压构件的影响分析[J]. 铁道学报,2000,22(5):92-94.
- [10] 韩冰,王元丰. 钢管混凝土轴心受压短柱的徐变分析[J]. 铁道学报,1999,21(6):87-90.
- [11] 韩冰,王元丰. 钢管混凝土受弯构件的徐变分析[J]. 铁道标准设计,1999,(5):19-20.
- [12] 韩冰,王元丰. 钢管混凝土小偏心受压构件的徐变分析[J]. 工程力学,2001,18(16):10-116.
- [13] 斯托罗任科. 钢管混凝土结构[M]. 伯群,东奎译. 北京:冶金工业出版社. 1982.
- [14] 惠容炎,黄国兴,易冰若. 混凝土的徐变[M]. 北京:中国铁道出版社,1988.
- [15] 唐崇钊. 混凝土的徐变力学与试验技术[M]. 北京:水利电力出版社,1982.
- [16] 黄国兴,惠容炎. 混凝土的收缩[M]. 北京:中国铁道出版社,1990.
- [17] Morino S, Kswanguchi J, Cao Z S. Creep Behavior of Concrete Filled Steel Tubular Members[A]. Pro. of an Engineering Foundation Confer[C]. On Steel-Concrete Composite Structure. ASCE, Irsee, 1996. 514-525.
- [18] 韩林海,韩林海,陶忠,等. 长期荷载作用下钢管混凝土轴心受压柱的变形性能[J]. 中国公路学报,2001,14(2):52-57.