

摘要:为研究跨座式单轨交通钢轨道梁的动力特性,以重庆市袁家岗-谢家湾区间 40.5 m 简支跨座式单轨交通钢轨道梁为研究对象,应用 ANSYS 的 APDL 语言,采用直接生成法建立有限元模型,分别计算模型的自振特性、静力和动力响应。动力分析的计算模型采用 4 辆车厢编组,车速为 20~80 km/h,分单线和双线加载。计算结果表明:该钢轨道梁基频较高,结构振型复杂,具有较高的整体刚度及强度,动力特性符合规范要求;平联及横梁对轨道梁的横向刚度和扭转刚度贡献较大;单线行车时轨道梁会产生扭转,使其上翼缘产生较大的横向位移。

关键词:跨座式单轨交通;轻轨;钢轨道梁;自振特性;动力响应;有限元法

1 引言

跨座式单轨交通系统作为一种短距离和中小客流量的轨道交通系统,与普通轮轨交通系统相比,具有爬坡能力强、转弯半径小、运行噪声低、建设费用低等特点。在日本等发达国家已建成多条这种交通系统的运营线路,但在我国仅重庆市建成 1 条并投入运营,随着我国城市轨道交通事业的发展,跨座式单轨交通系统将会有较大的发展前景。目前,国内对跨座式单轨交通轨道梁系统的理论研究主要集中在车辆稳定性[1,2]、轨道梁的自振特性和静载分析方面[3,4]。由于跨座式单轨交通系统的列车转向架和轨道梁与其它普通轮轨交通系统不同,其动力特性有其自身特点,因此对列车通过轨道梁时梁体的动力响应研究也应是研究重点。

本文以重庆轻轨一钢轨道梁为研究对象,采用 ANSYS 有限元软件的 APDL 语言及二次开发功能进行建模和静、动力计算分析,为此类轨道梁的设计、施工、试验等工程应用提供理论依据。

2 钢轨道梁概况

跨座式单轨交通的轨道梁既是列车运行的轨道,又是承重结构,起承载、导向、稳定车辆的作用。计算所取钢轨道梁为重庆轻轨较新线一期工程袁家岗-谢家湾区间的 40.5 m 简支钢轨道梁。主体结构采用 14MnNbq 钢,主梁采用双箱形钢梁,两箱梁间用横梁及平联连接,中心距 3.7 m,如图 1 所示。主梁计算跨径 39.2 m,箱梁高 2.655 m,上、下翼缘板厚 28 mm,腹板厚 12 mm,箱梁内设横隔板,间距约 1.25 m。两箱梁间设 9 道横梁,间距约 5 m。平联采用 T 形截面杆件,两端分别连于横梁及箱梁内腹板。

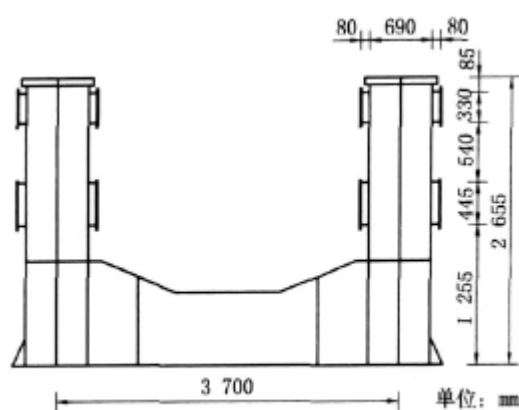


图 1 钢轨道梁截面

3 有限元模型的建立

根据轨道梁主体是由钢板这种薄壁件焊接而成且分析过程处于弹性阶段的特点,选用壳单元 Shell63 对其进行离散,能模拟计算实际结构的弯曲和薄膜应力。轨道梁上的附属设施对轨道梁的承载能力不作贡献,故仅将其质量折算到轨道梁中,而不必单独模拟。栓接部位视为固结,未考虑连接板厚度。列车各车轮轨迹线上的节点编号按先后顺序和相同的增量连续排列,以便于动力计算中施加移动荷载。根据支座实际的大小、

位置和类型来约束、放松模型的节点自由度。全桥共 28 748 个单元,30 678 个节点。材料弹性模量 $2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$,泊松比 0.3,钢材等效密度 $9 714 \text{ kg/m}^3$ 。

4 计算方法及程序实现

4.1 模态计算

本文采用分块 Lanczos 法求解器计算,采用 Lanczos 算法,是用 1 组向量来实现 Lanczos 递归计算,具有求解精度高、速度快的特点[5]。为考察平联及横梁的作用,还计算了去掉横梁和平联后钢轨道梁的频率。

4.2 静力计算

静力分析主要考虑列车自重对结构的影响,只需根据列车布满轨道梁时的车轮位置及轴重对模型施加力荷载,计算求解即可。本计算采用 4 节车厢编组,轴重采用满员时列车的轴重 110 kN。分别计算在 1 列列车静停于轨道梁上和 2 列列车同时静停于轨道梁上的最不利工况下(以下分别称单线加载和双线加载)轨道梁的位移及应变值。图 2 为列车走行轮在轨道梁上荷载分布示意。

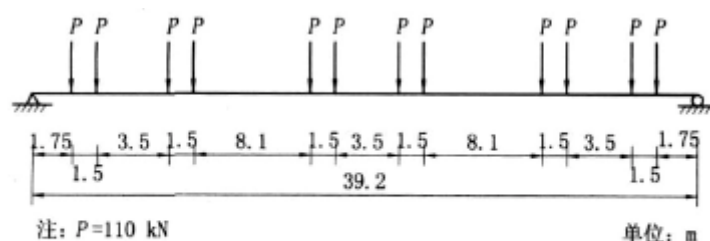


图 2 计算荷载分布示意

4.3 动力计算

动力计算分析需要模拟列车通过轨道梁的过程,主要考察列车以不同速度行驶时对轨道梁的竖向和横向作用。由于本文重点是研究轨道梁的动力特性,故将列车简化为集中力荷载。列车竖向荷载主要考虑乘客质量、列车自重和列车走行轮对轨道的随机冲击作用,将其平均分配到走行轮上;横向荷载主要考虑列车横向摇摆力和列车稳定轮、导向轮对轨道的横向随机冲击作用等,并按照最不利的情况将其平均分配到稳定轮和导向轮上。将各荷载的初始位置及大小按照实际列车车轮的初始位置及轴重写入“荷载位置数组”和“荷载大小数组”中。

由于运动列车与轨道梁之间的相互作用力是随时间变化的,故动力计算程序中的集中力荷载的大小、位置也具有时变性。以列车第一个轮对进入轨道梁作为开始时刻,列车最后一个轮对出轨道梁作为结束时刻,将此时间段分为很多求解荷载步迭代求解,计算每一荷载步前均需判断每个集中力荷载(即每个轮对)的位置,如果此时荷载位置恰好位于节点上,则可将其值直接加于节点,否则,需将此荷载折算为相邻的前后节点上产生的等效作用力,未驶入或已驶离轨道梁的荷载不做计算。

本次动力计算模拟了实际运营车辆在钢轨道梁上匀速运行的情况。列车采用 4 节车厢编组,计算工况是列车分别以 20,30,40,50,60,70,80 km/h 的速度通过钢轨道梁,每个工况均分别计算列车单线通过和双线会车 2 种情况,主要计算车辆荷载作用下梁体跨中的位移、加速度及应变。

5 计算结果及分析

5.1 模态计算

表 1 列出了钢轨道梁前 5 阶自振频率及振型,图 3 为钢轨道梁竖向和横向 1 阶振型。由表 1 可见,钢轨道梁竖向、横向基频分别为 4.151 Hz、4.347 Hz,横向基频远大于《铁路桥梁检定规范》[6](以下简称《桥规》)中对简支钢梁横向基频的限定: $55/L^{0.8}=2.197 \text{ Hz}$ (L 为轨道梁的跨度),说明结构有较大的横向和竖向刚度,满足设计要求。去掉横梁和平联后,钢轨道梁的基频从 4.151 Hz 降到 2.101 Hz,振型变为对称横弯;横向基频减幅较大,扭转基频有所增加,竖向基频变化较小,说明横梁和平联对结构的横向和扭转刚度有很大影响,



而对竖向刚度影响较小。横梁和平联对结构的横向稳定有很大的贡献,如果发生破坏将对结构产生很大影响,甚至发生交通事故。

表 1 钢轨道梁前 5 阶自振频率及振型

阶数	钢轨道梁 频率/Hz	钢轨道 梁振型	无横梁和 平联频率/Hz	无横梁和 平联振型
1	4.151	对称竖弯	2.101	对称横弯
2	4.347	对称横弯	4.290	对称竖弯
3	8.131	对称扭转	5.990	反对称横弯
4	10.029	反对称横弯	11.170	横弯+扭转
5	14.156	反对称竖弯	13.807	横弯+扭转

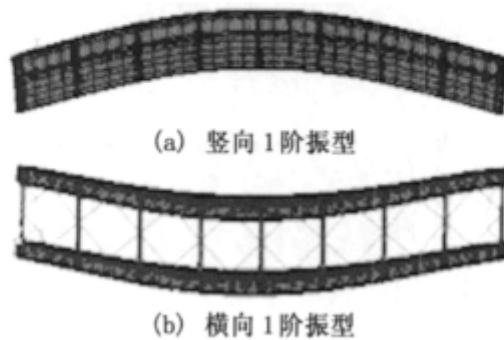


图 3 钢轨道梁竖向及横向 1 阶振型

5.2 静力计算

表 2 列出了钢轨道梁跨中位置的挠度及应变最大值。可知,单线加载时轨道梁的横向位移上翼缘板为 4.42 mm,下翼缘板为 0.36 mm,两者位移相差较大,原因是平联及横梁连接在两箱梁的下部,单线加载时其竖向力荷载偏离结构弯曲中心,结构发生侧向扭转所致。单、双线加载的挠跨比分别为 1/2 028 和 1/1 278,小于《桥规》1/1 200 的容许值[6],主梁有较大的竖向刚度。纵向应变较小,最大值单线加载为 $-112.17\mu\epsilon/108.03\mu\epsilon$ (上翼缘板/下翼缘板,下同),双线加载为 $-169.27\mu\epsilon/192.97\mu\epsilon$,远小于《桥规》中 1 142.86 $\mu\epsilon$ 的限值,说明此轨道梁有较好的强度,满足设计要求。

表 2 钢轨道梁静力计算跨中挠度及应变最大值

位置	单线加载				双线加载			
	位移/mm			纵向 应变/ $\mu\epsilon$	位移/mm			纵向 应变/ $\mu\epsilon$
	纵向	竖向	横向		纵向	竖向	横向	
上翼缘	1.72	19.33	4.42	-112.17	3.18	30.68	0.17	-169.27
下翼缘	1.67	19.30	0.36	108.03	3.16	30.65	0.16	192.97

5.3 动力计算

5.3.1 竖向动挠度和横向振幅分析

图 4 为梁体跨中在各车速下的竖向动挠度和横向振幅与行车速度的关系,从图 4(a)可以看出,轨道梁的竖向挠度随车速增加而缓慢变大,梁体挠度小于《桥规》规定 $L/1 200=33.75\text{ mm}$ 的限值,说明轨道梁具有足够的竖向刚度。从图 4(b)可以看出,在 20~80 km/h 的常规行车速度下,轨道梁的横向振幅几乎不随车速增加而变大,这是横梁和平联使结构具有较高刚度的原因。单线行车时,上翼缘板的横向振幅较大,原因同样



是箱梁产生扭转所致。根据《桥规》,横向振幅行车安全限值为 $L/6\ 000=6.75\text{ mm}$,可见,轨道梁横向最大振幅小于规范规定限值。

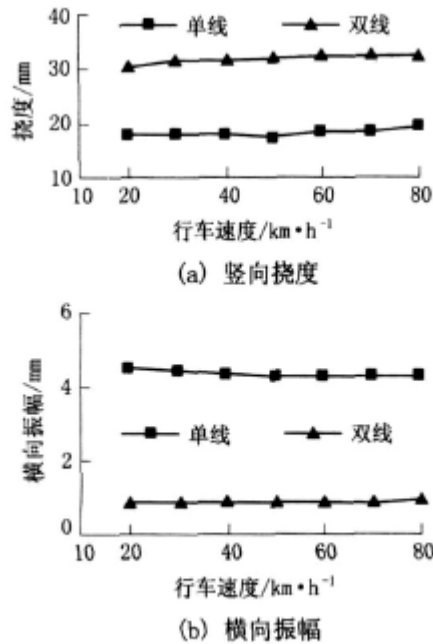


图 4 跨中竖向挠度和横向振幅在各车速下的最大值

5.3.2 横向加速度分析

表 3 为列车以不同速度通过轨道梁产生的横向加速度值,其最大值单线行车为 0.97 m/s^2 ,双线行车为 0.30 m/s^2 ,均出现在 60 km/h 车速下。由于单线行车箱梁产生扭转的影响,相同速度下其横向加速度值较双线行车要大许多。单双线行车的横向加速度值都小于《桥规》规定的 1.40 m/s^2 的限值,可见该桥横向动力性能较好。

表 3 不同车速下梁体跨中最大横向加速度 m/s^2

	跨中最大横向加速度					
	20 km/h	30 km/h	40 km/h	50 km/h	60 km/h	80 km/h
单线行车	0.90	0.81	0.89	0.91	0.97	0.95
双线行车	0.14	0.15	0.25	0.28	0.30	0.29

5.3.3 纵向动应变分析

图 5 为各车速下跨中纵向动应变最大值。从图中可看出,不论单线还是双线行车,上、下翼缘板的应变绝对值大致相等,均为上翼缘板受压下翼缘板受拉。梁体动应变小于《桥规》 $1\ 142.86\mu\epsilon$ 的容许值,轨道梁有足够的强度,满足设计要求。



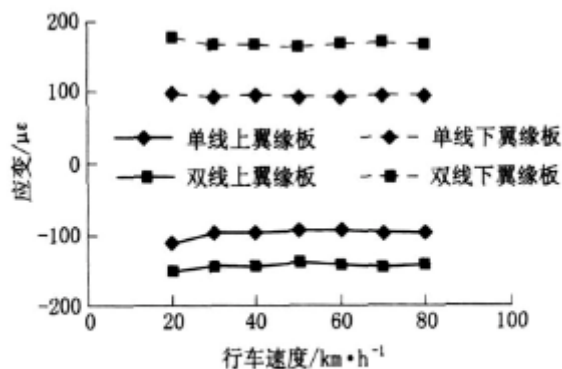


图 5 各车速下跨中纵向应变最大值

6 结 论

(1)钢轨道梁基频较高,具有较高的整体刚度及强度,在常规运行车速(20~80 km/h)下,动力特性良好,均符合规范要求,结构设计合理,结构安全。

(2)平联及横梁对轨道梁的横向及扭转刚度贡献较大,但单线行车时轨道梁产生扭转,使其上翼缘产生较双线行车大的横向位移及加速度;此轨道梁的最大动位移和动应变与行车速度的关系不明显。

(3)计算模型可以应用于以后类似的研究中,同时也可以为这类轨道梁的设计、施工、试验提供参考。

参考文献:

- [1]任利惠,周劲松,沈 钢,等.基于特征根的跨坐式独轨车辆的稳定性分析[J].同济大学学报,2003,31(4):469-472.
- [2]任利惠,周劲松,沈 钢.跨坐式独轨车辆动力学模型及仿真[J].中国铁道科学,2004,25(5):26-32.
- [3]杨佑发,王立福.跨座式单轨交通箱形钢轨道梁动力特性研究[J].桥梁建设,2004,(2):12-15.
- [4]李晓斌,蒲黔辉,杨永清.跨座式轻轨钢轨道梁静动力分析[J].世界桥梁,2007,(3):48-50.
- [5]小飒工作室.最新经典 ANSYS 及 Workbench 教程[M].北京:电子工业出版社,2004.
- [6]铁运函[2004]120号,铁路桥梁检定规范[S].

