

京山线沙河特大桥预应力混凝土梁提速加固试验研究与设计

牛斌 马林 杨梦姣 赵亭久 刘椿 邢建鑫

(铁道科学研究院工程设计院)

摘要:介绍了京山线沙河特大桥体外预应力技术加固预应力混凝土梁的设计, 以及其加固前后的试验结果。

关键词:提速加固 预应力混凝土梁 体外预应力 试验研究 设计

1. 前言

京山线沙河特大桥位于马柳至杨各庄站之间, 全长1435m, 1982年投入运营。上部结构为11孔23.8m、38孔31.7m预应力混凝土简支T梁(图号: 参标外桥006A)及1孔20m钢筋混凝土梁。由于预应力梁上拱度和预应力损失过大、二期恒载超过设计值, 中-活载作用下, 梁体下翼缘出现拉应力, 且抗裂安全性不足; 同时, 由于桥梁横向刚度弱, 列车通过时横向振幅大。为了保证列车安全通过, 运营部门采用限速等临时措施, 但对京山线全线提速造成很大影响。

2. 预应力混凝土梁概况

通过对沙河特大桥49孔预应力混凝土梁上拱度、原始灌注资料及施工情况的调查与分析, 根据梁型和存梁时间不同将梁分为4类(表1), 当时的制梁工艺尚未要求在底模上预设反拱, 故上拱度应包括预施应力时的弹性上拱和日后逐渐发展的徐变上拱两部分。

京山线沙河特大桥预应力混凝土梁的分类 表1

分类编号	A	B	C	D
梁型	31.7m(曲)	31.7m(直)	31.7m(直)	23.8m(曲)
制梁至架梁间隔(月)	17	19	2-3	18
数量(孔)	9	17	12	11
桥跨序号	1-7, 20, 21	22, 23, 27, 32-41, 47-50	24-26, 28-31, 42-46	8, 10-19
跨中上拱实测平均值(mm)	142	117	88	69
平均值与单值最大偏差(mm)	+16	+20	+14	+20
	-15	-16	-12	-12

由表1可以看出, 上拱度值有规律地按A、B、C、D四类梁由大至小排列, 符合上拱度值随跨度及截面下缘混凝土压应力提高而增大的规律。由于在设计中过分强调了材料的节省及受当时认识水平的限制, 006A梁是预应力混凝土标准梁中刚度最弱的一种梁型, 按照现行《桥规》计算预应力损失并计及道碴的超重, 在中-活载作用下, 跨中下缘已出现拉应力, 且抗裂安全系数 $K_f < 1.2$ (见表2), 已不能满足使用要求。

目前各类梁体跨中下缘应力状况(MPa:正为拉, 负为压)表2

项目	A	B	C	D
	31.7m(曲)	31.7m(直)	31.7m(直)	23.8m(曲)
桥上无车时	-13.26	-11.6	-12.2	-10.3
中-活载作用下	0.74	0.35	-0.25	-0.11
抗裂安全系数 K_f	1.12	1.17	1.19	1.12
D ₃₅ 作用下	3.90	3.05	2.45	3.90

3. 提速加固设计

3.1 提速加固技术条件

- 1) 满足客车160km/h和货车90km/h安全通过, 梁体跨中横向振幅小于 $L/16.5$ (mm);
- 2) 在中-活载作用下, 梁体的抗裂安全系数 $K_f \geq 1.2$;
- 3) 在D₃₅特种车辆按40km/h通过时, 梁体下缘不出现拉应力(保持约0.4MPa压应力);
- 4) 加固后结构应有足够的耐久性;
- 5) 加固工程的实施不影响线路的正常运营;
- 6) 加固用机具、设备要小型化, 且操作简便。

3.2 提速加固措施的确定

1) 横向加固: 在两片 T 梁间增设混凝土水平联结板可有效提高梁的横向刚度、限制横向振动, 该方法已在铁路桥梁上得到应用并达到预期效果。

2) 纵向加固: 进行了三种加固方法的比较(表3), 根据表3, 确定沙河特大桥梁纵向加固采用增加体外预应力束的方法, 以提高梁体的抗裂性。

三种加固方法的效果比较(31.7m梁) 表3

加固方案		跨中下缘混凝土 应力改善(MPa)	说明
方案1	上缘底面增设混凝土横向联结板	0.16	联结板紧贴上缘(板厚30cm)
		-0.13	联结板下移20cm(板厚30cm)
方案2	下缘底面粘贴钢板	1.05	钢板厚6mm, 宽76cm(每片梁)
方案3	体外预应力	2.51	每孔以增设10根7 ϕ 5钢绞线计

3.3 体外预应力值的确定

按现行《桥规》计算沙河特大桥预应力混凝土梁的预应力损失, 并考虑D35重载车辆, 得出满足加固技术条件所需施加的预应力及相应钢绞线数量(表4)。

各类梁跨中下缘需通过体外预应力加固提供的压应力 表4

项目	A	B	B	D
	31.7m(曲)	31.7m(直)	31.7m(直)	23.8m(曲)
预应力损失增量引起的拉应力	2.74	1.85	1.25	1.74
增设水平联结板产生的拉应力	0.49	0.49	0.49	0.30
道碴层加厚产生的拉应力	0.42	0.42	0.42	0.32
D ₃₅ 活载增大部分产生的拉应力	3.16	2.70	2.70	2.79
合计拉应力	6.81	5.46	4.86	5.15
原设计在设计活载下尚余压应力	-2.42	-1.92	-1.92	-0.95
在D ₃₅ 作用下下缘仍保持-0.4MPa 应力需增加的预压应力	4.79	3.94	3.94	4.60
应配置的体外预应力钢绞线数量	20-7 Φ 5	16-7 Φ 5	14-7 Φ 5	18-7 Φ 5

4. 主要试验研究结果

4.1 加固前后车桥动力响应耦合分析

4.1.1 计算条件

货车车型: 东风4型六轴内燃机车后挂C62货车, 计算速度为50、60、70、80、90km/h;

客车车型: SS8型电力机车后挂准高速双层客车, 计算速度为160km/h;

线路不平顺谱选用郑武线200km/h以上综合

动力学试验实测路基线路轨道不平顺资料;

桥梁计算模型采用五跨31.7m简支梁桥, 由于桥墩不高, 因此计算中未考虑墩部刚度的影响;

桥梁阻尼采用瑞利阻尼矩阵, 阻尼系数按0.02取值;

加固方案为在两片梁间上翼缘底增设了5块预应力混凝土水平联结板。板厚0.25m, 每块长2.5m, 每块横向联结板的中心与既有横隔板位置相同, 间距4米。

4.1.2 理论计算结果

计算表明: 加固前货车通过桥梁时梁体最大横向振幅(半峰值)为7.00mm, 客车为2.71mm, 均超过《桥检规》参考限值1.92mm, 说明原梁的横向刚度较弱。

加固后, 货车通过桥梁时梁体最大横向振幅(半峰值)为1.26mm, 客车为0.61mm, 均小于《桥检规》参考限值1.92mm的要求, 说明加固效果明显。

需要说明的是, 由于计算中的边界条件与实际略有不同, 计算结果与实桥状况会有所差别, 但理论计算中桥梁横向振幅的下降趋势较为明显。

4.2 体外预应力加固前静载试验

为了解梁体的有效预应力和抗裂性, 从更换下来的梁中, 选择了跨度31.7m曲线梁(第21孔左片, 上拱度158mm)和直线梁(第48孔左片, 上拱度137mm)各一片进行了静载开裂和重裂试验。试验采用5点加载, 加载点间距4.0m。

试验分两阶段进行, 第一阶段为逐级加载至梁体开裂, 确定跨中开裂弯矩。第二阶段为逐级加载至重裂, 确定跨中有效预应力值。试验中在梁体跨中截面及跨中下缘3m范围内布置了振弦式应变计, 并进行了挠度测试。通过仪表读数与分析, 可较为准确地判定开裂、重裂弯矩以及梁体混凝土弹性模量。

梁体开裂前, 实测两片梁跨中挠度与荷载呈线性关系, 相关系数大于0.99, 表明梁体处于弹性工作状态。根据实测挠度线性回归结果, 确定

两片梁的弹性模量分别为：45.9GPa(直线梁)和46.7GPa(曲线梁)，高于设计值35.0GPa。开裂后，梁体刚度下降。

由于跨度31.7m预应力梁截面不对称，荷载作用下梁体除产生竖向弯曲外，同时还将产生横向弯曲，造成梁截面外侧应力大于内侧。根据实测结果，外侧应力约比平均应力大7~8%。梁体开裂前，截面应变分布符合平截面关系(图1)，实测应力与理论计算值接近。以直线梁加载至200kN为例，实测梁体下缘混凝土平均拉应力约为8.82MPa，理论计算值为8.93MPa，说明理论计算结果较客观地反映梁体的受力状态。

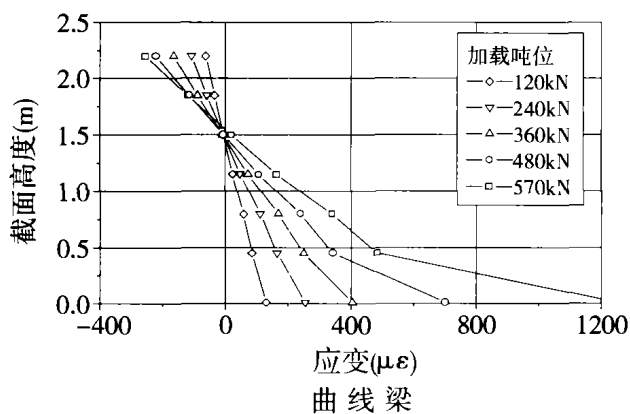
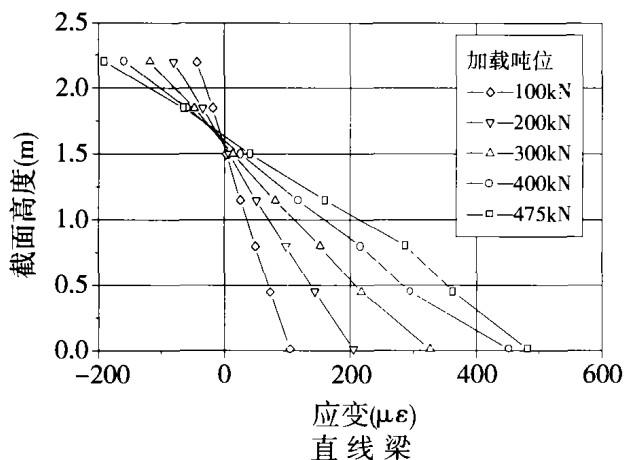


图1 实测跨中截面应变分布(两侧平均)

根据开裂试验跨中应变实测结果(图2)，两片梁的开裂荷载分别为420.3kN(直线梁)和460.1kN(曲线梁)，换算弯矩分别为15392kN-m和16491kN-m。因此，直线梁、曲线梁的抗裂安全系数分别为1.15和1.06，小于《桥规》对预应力混凝土梁的抗裂性要求。

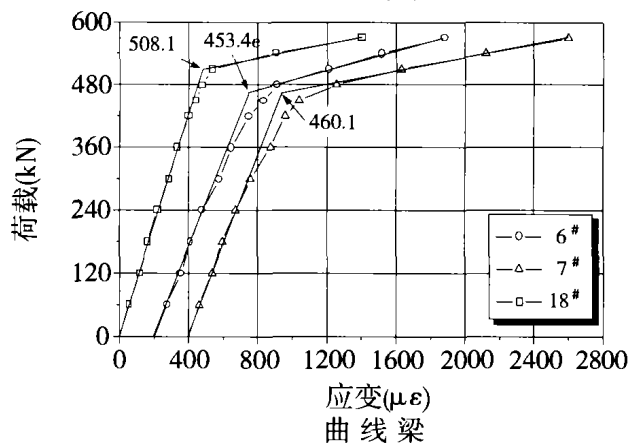
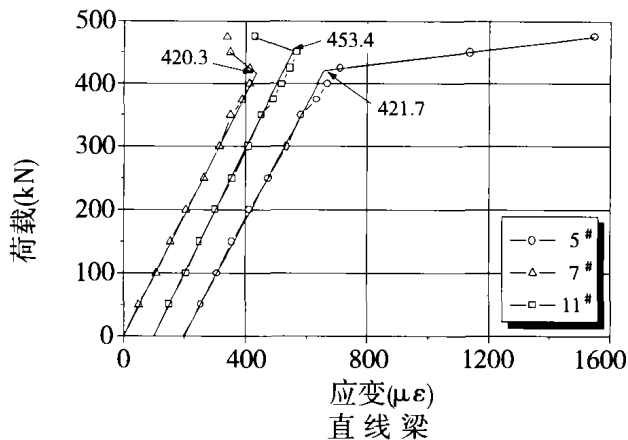


图2 实测开裂荷载

根据重裂试验跨中应变实测结果(图3)，两片梁的重裂荷载分别为337.3kN(直线梁)和366.3kN(曲线梁)，换算弯矩分别为13099kN-m和13900kN-m，直线梁、曲线梁的重裂弯矩系数分别为0.977和0.894，说明在设计荷载作用下，梁体下缘将出现0.498MPa和2.507MPa的拉应力。按照混凝土塑性系数1.47计算，梁体混凝土的极限抗拉强度平均为2.65MPa。

以上结果说明，在设计荷载作用下，两片梁的抗裂安全系数、有效预压应力均不能满足现行规范要求，且曲线梁预应力损失较直线梁更为严重。

4.5 体外预应力束性能试验

加固设计采用的体外束为工厂特制带有双层护套的预应力钢绞线成品束，每束由7根 $\phi 15.24$ mm预应力无粘结钢绞线组成，钢绞线强度1860级，束套外径66mm。为了验证梁体纵向加固采用的体外预应力束的疲劳性能及采用钢绞线单根张拉的可行性、在转向器横向压力作用下束套的可靠性和束内钢绞线之间的摩阻情况，在特殊设计的一根5m长钢梁上进行了室内体外束张

拉、摩阻和疲劳性能试验。体外束通过钢梁跨中的转向器形成转角并在钢梁的两端锚固。逐根张拉时分别在体外束两端各安装一台压力传感器进行体外束的张拉力和摩阻测试。疲劳试验加载频率4Hz, 荷载上限为265kN, 下限150kN, 由此产生的体外预应力束应力增量为43.5MPa; 体外束张拉控制应力为0.68 f_{pu} , 总转向角为8.4°。转向器和体外束的锚固状态与实桥的相一致。

试验结果表明, 采用小型张拉千斤顶逐根张拉的工艺是可行的; 在依次对每根钢绞线单端张拉的工艺条件下, 体外束的摩阻仅为5.2%。200万次疲劳加载后, 体外束的锚具、束套、钢绞线均工作正常; 经疲劳加载后外观检查, 转向器处束套由圆形变为椭圆形, 竖向和横向轴长度分别为60mm和70mm, 未发现任何损伤迹象, 说明体外束结构良好, 性能满足使用要求。

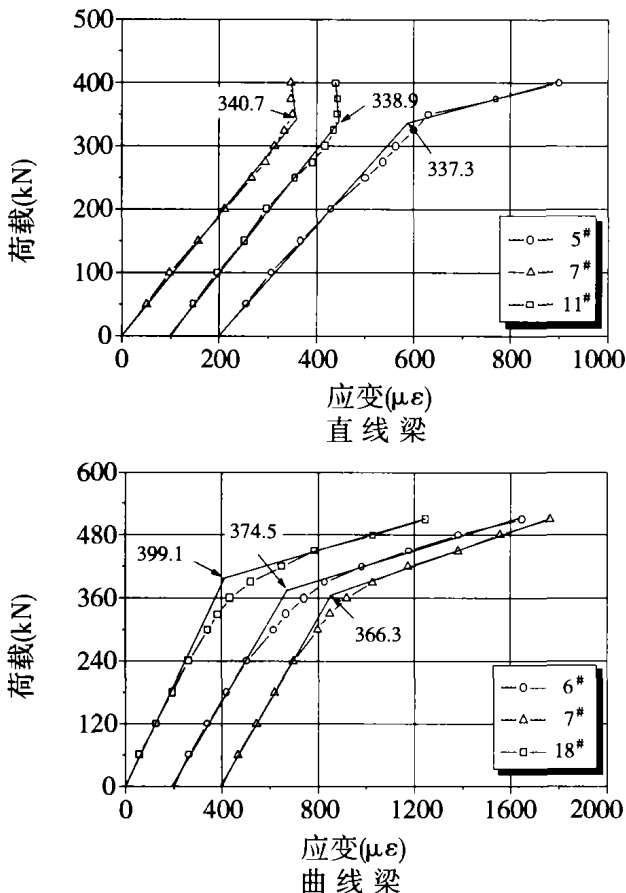


图3 实测重裂荷载

4.6 体外预应力加固效果试验

为验证体外预应力加固的效果和施工工艺, 研究实际加固中体外束锚后局部应力, 在作过静载开裂和重裂试验的31.7m直线梁上又进行了体

外预应力的加固效果验证试验。体外预应力束锚固横梁、转向器长度、转向角和位置与实梁一致; 体外束由 $\phi 15.24\text{mm}$ 钢绞线组成, 每束4根分别布置在梁体两侧。

试验中, 分别进行了体外束张拉时梁体跨中截面预压应力、锚后梁腹板局部应力的测试和加固后梁体的加载试验。根据体外束张拉时应力实测结果, 梁体跨中截面下缘产生了3.05MPa的压应力, 锚后局部拉应力最大为0.95MPa; 实测体外束张拉产生的梁体跨中弹性上拱为2.5mm。

根据梁体体外预应力加固后加载试验结果(图4), 加固后梁的重裂荷载为403.9kN, 换算弯矩为14939kN-m; 考虑到由于体外加固体系产生的自重弯矩, 实际重裂弯矩为15150kN-m。因此, 体外束产生的梁体跨中截面下缘混凝土预压应力效果为3.25MPa, 与体外束张拉时应力实测结果相一致。

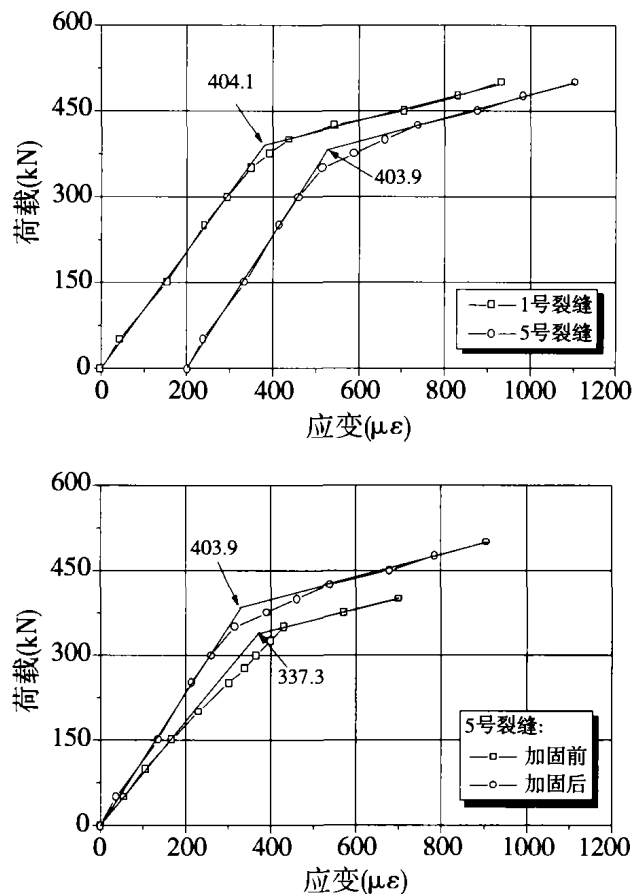


图4 加固后梁加载试验跨中截面应力实测结果

根据上述试验结果, 采用增设体外预应力束加固后, 梁体的重裂弯矩可提高15.7%, 加固效

果十分明显。而由于体外束张拉产生的梁体上拱仅为2.5mm，且后期上拱可忽略不计，锚后局部拉应力仅为0.95MPa。因此，采用体外预应力加固措施是可行的。

4.7 加固前后动测试验

4.7.1 横向振幅测试

加固前，由于该桥限速，车速较低（实测客车过桥最高车速76.4km/h），客车过桥时跨中横向振幅均不超过《桥检规》的参考限值，实测跨中最大横向振幅为1.09mm，相应的车速为71.1km/h；但在所测的11趟货车中，有7趟货车过桥时跨中横向振幅超过《桥检规》的要求，最大横向振幅为2.49mm，相应的车速为58.4km/h。

加固后客车提速至120 km/h，实测通过客车26次，梁跨中最大横向振幅均小于《桥检规》参考限值1.92mm。其中，客车通过最高速度达129km/h，相应的振幅仅为0.43mm；同时实测14次过桥货车的最大横向振幅也均未超过《桥检规》参考限值，在最高速度为66.4km/h时，相应的振幅为1.22mm。

虽然目前的车—桥动力耦合计算还未能较准确地定量确定横向振幅，但从振动的规律性方面与实际相符。加固前后客车、货车过桥时横向振幅效果对比见图5、图6。从图5中可见，加固前客车过桥时速在60-80km/h时桥梁的横向振幅与加固后客车时速在110-130km/h时桥梁的横向振幅接近。从图6中可见，在货车过桥时速在50-70km/h时，加固后桥梁的横向振幅为加固前的50%左右，说明提速加固效果明显。

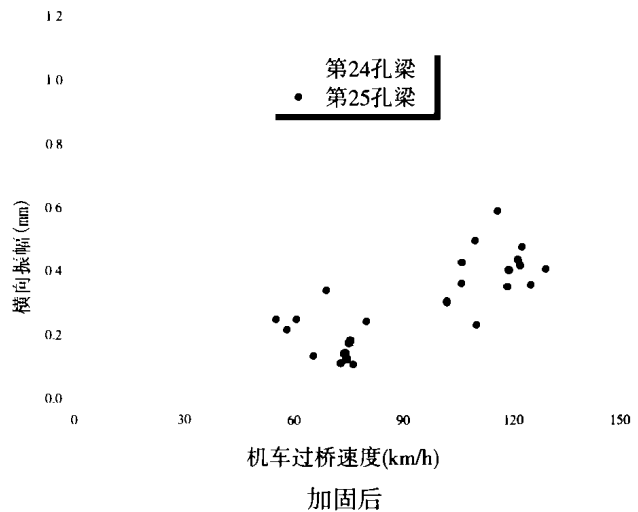
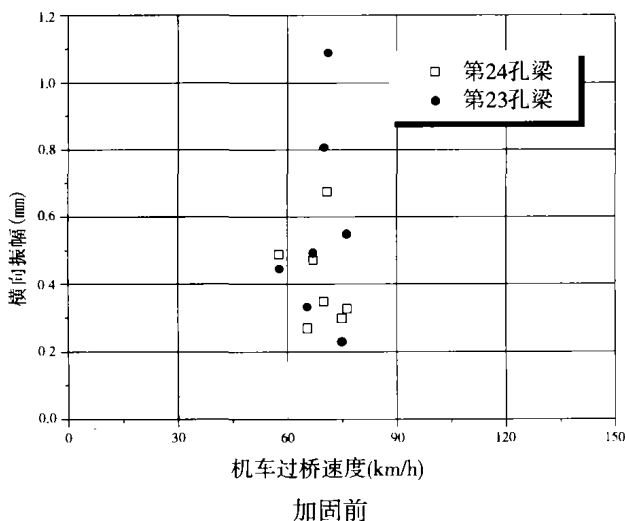


图5 加固前后客车过桥时横向振幅效果对比图

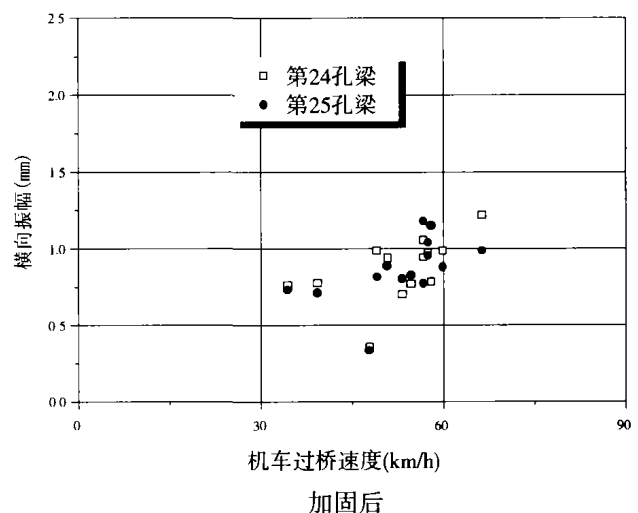
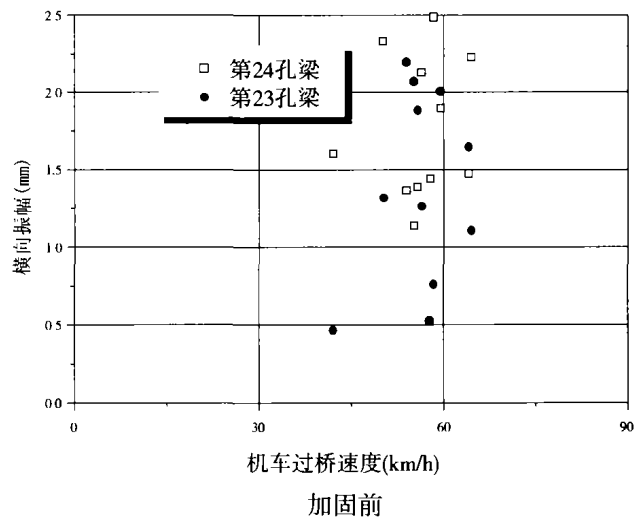


图6 加固前后货车过桥时横向振幅效果对比图

4.7.2 自振频率比较

实测31.7m预应力混凝土梁的横向自振频率由加固前的2.98Hz增加到加固后的3.21Hz，增加了7.7%，与理论计算值相当；竖向自振频率由于

加固后自重增加而降低了5.7%；扭转自振频率则相应增加了14.3%，测试结果见表5。

31.7m预应力混凝土梁加固前后自振频率变化 表5

	横向	竖向	扭转
加固前 (Hz)	2.98	4.88	5.68
加固后 (Hz)	3.21	4.60	6.49
加固后/加固前	1.077	0.943	1.143

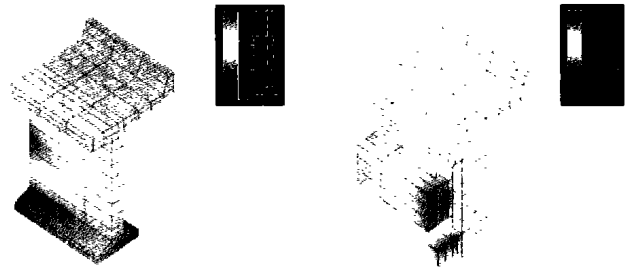
4.8 螺纹钢筋锚固抗拔试验

桥梁加固施工中，新老混凝土结合是否良好直接关系到加固效果。为了解螺纹钢筋锚固抗拔能力以及锚固剂的锚固性能，进行了一系列螺纹钢筋锚固抗拔性能试验。为与实际施工状态一致，钢筋水平锚固。试验中选用 $\Phi 12\text{mm}$ 、 $\Phi 16\text{mm}$ 、 $\Phi 20\text{mm}$ 三种直径的螺纹钢筋。

三种直径的螺纹钢筋各埋置了18根，钻孔直径分别为 $\Phi 20\text{mm}$ 、 $\Phi 24\text{mm}$ 和 $\Phi 30\text{mm}$ ，每种直径的钢筋均选择3种埋置深度，分别为7d、10d、15d。试验结果表明，三种直径的螺纹钢筋在10d、15d的两种锚固深度下，当拔出力达到其钢筋母材屈服荷载时，均未发生混凝土破坏或粘结失效。在10d锚固深度下拔出力为钢筋标准屈服荷载平均比值的1.45倍，最小拔出力为钢筋标准屈服荷载平均比值的1.30倍，说明锚固效果良好。在考虑到施工时可能出现的偏差，锚固深度大于10d时是安全的。

4.9 梁体局部应力有限元计算分析结果

为便于施工、提高加固体系的耐久性、降低工程造价，在实体梁加固中体外束采用2束工厂特制带有双层护套的7- $\Phi 15.24\text{mm}$ 预应力钢绞线束，并置于两片T梁的内侧。为研究在上述加固方法下梁体局部受力的性能，模型采用三维有限块体单元对体外预应力作用下梁体的应力进行了分析计算。计算中，单元纵向划分长度约0.5m，共计单元数6412个。根据有限元计算结果，在体外预应力作用下，T梁锚后腹板局部主拉应力最大值为1.76MPa，锚固横梁在不计横向预应力的条件下最大横向拉应力为2.42MPa（图7）。



锚后局部纵向拉应力

锚固横梁、隔板横向应力

图7 加固后的31.7m梁锚固横梁局部应力计算结果（单位： t/m^2 ）

由于体外预应力仅作用于梁体的内侧，因此在梁体跨中截面将产生内、外侧应力偏差和一定的横向拉应力。根据计算结果，在体外预应力作用下，在跨中8.0m范围内，梁体截面压应力均为外侧下缘偏小、内侧偏大，其中，跨中截面最大压应力偏差为1.04 MPa，其余截面压应力的偏差均不大于0.4 MPa。在距跨中4.0m隔板至锚固横梁范围内，梁体截面内侧、外侧应力差别更小，均在5%以内。跨中横梁最大横向拉应力为1.03MPa。

上述计算结果表明，在梁体内侧增设体外预应力束，跨中8m范围内梁体截面预压应力差别很小，跨中横梁、梁端锚固横梁及锚后局部应力较小，因此采用内侧施加预应力的方法可以满足设计要求。

5. 横向加固设计

横向加固设计中，根据沙河特大桥车、桥动力响应耦合计算分析结果，在两片31.7m预应力梁横隔板处的上翼缘底部沿纵向分别增设了5块预应力混凝土横向水平联结板、对23.8m预应力梁增设了3块混凝土横向水平联结板、每块板厚0.25m，长2.5m。横向水平联结板混凝土等级C50，水平钢筋锚固在梁体上，同时，对横向水平联结板施加预应力，以保证板与两片主梁之间的美好联结。预应力筋采用低松弛1860级、 $\Phi 15.24\text{mm}$ 无粘结钢绞线，张拉控制应力为 $0.6f_{pu}$ ，并采用专用锚具及张拉设备以减少预应力筋的回缩损失。

6. 体外预应力加固设计

体外预应力加固设计图见附件1。根据试验结果，由于选作静载试验的直线梁上拱度为最大

(137mm)，故其预应力损失大于未更换的同类梁。偏于安全考虑，设计中梁体预应力损失、体外预应力加固效果和混凝土抗拉强度均按试验结果考虑。

体外束张拉力为 $0.68f_{pu}$ ，加固后31.7m直线梁和23.8m曲线梁在设计荷载下的抗裂安全系数分别提高至1.276和1.338；设计荷载作用下，下翼缘压应力分别为2.28MPa和2.99MPa，均满足规范要求。 D_{35} 特种荷载作用下，梁体下翼缘均不出现拉应力。沙河特大桥体外预应力加固计算汇总表6。体外束布置于两片T梁内侧，在梁体跨中转向并锚固于梁端。锚固横梁和转向器支撑横梁均采用预应力混凝土结构。

转向器的总转向角为 8.4° ，曲线半径4.7m，总长1.0m。为保证其尺寸的准确性，转向器采用工厂精密制造。

体外束锚下护筒设于锚固横梁内，端头由橡胶密封圈密封，筒内压注建筑防腐油脂，体外束在护筒入口处采用热塑管与护筒联结。锚板、夹片和锚外钢绞线采用钢护套密封，钢护套内压注建筑防腐油脂。锚具外预留张拉长度，保证以后必要时可进行补张拉或换束。

沙河特大桥体外预应力加固计算汇总表6

加固梁的类型		计算项目	
		31.7m直线梁	23.8m曲线梁
外荷载组合	原设计荷载	13400	8943
	增设横向水平联结板	261	139
	道碴增厚	160	92
	体外束锚固横梁	203	182
	D_{35} 较中-活载弯矩增量	1410	1043
	加固后设计荷载	14024	9356
	加固后 D_{35} 下设计荷载	15434	10399
梁体抗力	实测原梁有效预应力弯矩	13099	9010*
	实测体外预压应力弯矩	2339	1722*
	加固后有效预应力弯矩	15438	10732
	实测 γR_1 部分弯矩	2450	1785*
	加固后梁体开裂弯矩	17888	12517
抗裂	中-活载下	1.276	1.338
	D_{35} 特种荷载下	1.159	1.204

注：(1) D_{35} 车辆40km/h速度的冲击系数按1.097(31.7m)和1.111(23.8m)计算；(2)道碴按增加厚度0.1m、三角形分布计算；(3)体外束应力按 $0.68f_{pu}$ 计算；(4)*根据跨度31.7m梁的实测结果推算得出。

7. 结论

通过京山线沙河特大桥预应力混凝土梁理论计算分析、加固前后跨度31.7m梁的静载试验、体外束室内逐根张拉模拟试验、体外束疲劳试验、加固设计、24孔梁的加固施工实践和加固前后不同列车速度下的动载测试，结论如下：

(1) 由于京山线沙河特大桥预应力混凝土梁上拱度和预应力损失过大、二期恒载超过设计值，中-活载作用下，梁体下翼缘出现拉应力，且抗裂安全性不足；同时桥梁横向刚度弱，列车通过时横向振幅大；未满足《桥检规》、《桥规》的要求，为实施京山线全面提速应对梁体进行纵、横向加固。

(2) 采用增设横向水平联结板对桥梁进行横向加固后，在货车90km/h、客车160km/h通过时，梁体跨中横向振幅可满足《桥检规》参考限值的要求。

(3) 采用增设体外预应力束对桥梁进行纵向加固后，跨度31.7m直线梁和23.8m曲线梁在中-活载作用下梁的抗裂安全系数和下翼缘压应力均满足《桥规》要求； D_{35} 特制车辆以40km/h通过时梁体混凝土下翼缘不出现拉应力。

(4) 施加体外预应力对梁体上拱度影响很小，实测梁体弹性上拱仅为2.5mm。

(5) 体外预应力束试验结果表明，体外束及其防护体系具有良好的疲劳性能；采用逐根张拉体外束中钢绞线时，最大摩阻率为5.2%，满足逐根张拉工艺要求。

(6) 体外束具有良好的防护性能，同时体外束锚具、横向预应力锚具防护、转向器等细部构造均进行了仔细的设计处理；在运营期间可以实现体外束的预应力调整和更换；因此加固体系具有良好耐久性。

(7) 理论分析和试验结果均表明，在两片梁间增设体外束其锚后局部应力、沿梁体下缘内、外侧应力差较小，而且对加固后的外观及体外束的保护都较有利，因此该方案是可行的。