

文章编号: 0451-0712(2006)02-0019-05

中图分类号: U445.6

文献标识码: B

银川黄河大桥拓宽的纵向缝设计

谢宝玉

(宁夏高速公路工程建设指挥部 银川市 750004)

摘要: 大桥加宽是交通发展所面临的新问题, 无论采用单侧或双侧加宽, 均存在新、旧桥之间的衔接问题, 本文所述的是新、旧桥采用分离设计, 且用柔性桥面纵向缝的设计方案。

关键词: 旧桥加宽; 桥面; 纵向缝; 设计

1 银川黄河大桥改建标准

银川黄河大桥是国道主干线青岛~银川宁夏境内银古高速公路的一座大型桥梁, 位于银川市以东 14.2 km 处, 桥梁全长 1 219.90 m。

银川~古窑子一级公路, 自 1994 年建成投入营运以来, 交通量迅速增长, 其通行能力与服务水平已不能适应发展的需要, 2001 年宁夏交通厅决定将其由一级公路改建为高速公路。大桥所在路段由双向四车道(宽 23 m)改建为双向六车道(总宽为 35 m)。大桥改建标准如下。

设计荷载: 汽车—超 20 级, 挂车—120;

原桥宽: (行车道 10.25 + 护栏 0.50) m × 2 + 中央分隔带 1.50 m, 总宽 23 m;

改建桥宽: (行车道 16.25 + 护栏 0.50) m × 2 + 中央分隔带 1.50 m, 总宽 35 m, 其中拓宽部分上、下游两侧各 6.0 m;

设计洪水频率: 1/300;

地震基本烈度: 8 度;

通航等级: V 级。

2 桥跨、桥型结构

2.1 原有桥梁的桥型结构

原桥桥跨布置为: 14 × 16 m + 12 × 30 m + (60 + 5 × 90 + 60) m + 2 × 30 m, 计入两端 5.90 m 桥台长, 桥梁全长 1 219.9 m。

主桥为: 60 m + 5 × 90 m + 60 m 预应力混凝土 T 型刚构, 变截面箱梁, 挂梁跨径为 30 m, 为预应力混凝土 T 形截面, 单幅桥布置 5 片。

西岸引桥为跨径为 30 m 的预应力混凝土简支 T

梁和跨径为 16 m 的钢筋混凝土简支 T 梁, 两者均按桥面连续设计, 前者 4 跨一连共 3 联, 后者 7 跨一连共 2 联。东引桥为 2 跨跨径为 30 m 的预应力混凝土桥面连续简支 T 梁。桥两侧护栏为混凝土防撞墙, 桥面铺装层为水泥混凝土。

2.2 改建设计后的桥型结构

在改建设计中, 对原桥的上、下部结构及附属工程进行了全面、仔细调查观测, 并搜集了大桥初建的设计及施工资料。大桥运营至改建设计时, 除桥面系部分伸缩装置有损、桥面铺装平整度较差、行车欠舒适外, 未发现结构有损坏之处。鉴于上述状况: 旧桥桥长适当, 主体及导流工程无损, 承载、营运情况良好, 根据初步设计批复仅需对旧桥上、下游两侧各加宽 6.0 m, 并对桥面铺装及伸缩缝进行改建。

从大桥的景观、通航、泄洪方面考虑, 以及为了使拓宽部分与原有桥梁桥面的纵面线型尽量协调一致, 拓宽的桥梁采用与原桥完全相同的桥跨与桥型结构, 横断面型式如图 1 所示; 对原桥外侧的防撞墙予以拆除, 并在桥面原有铺装层上加铺一层 7 cm 厚的沥青混凝土层。

原桥拓宽后, 外侧行车道(靠紧急停车带的行车道)正好跨越原桥翼板与拓宽桥翼板接缝处。新旧桥的连接方式有刚性连接和柔性连接两种: 刚性连接是将新旧桥连为一体, 共同受力; 柔性连接是将新旧桥分离, 各自单独受力, 互不影响。两种连接各有优缺点, 经多方分析考虑, 决定新旧桥采用柔性连接, 在新旧桥间设 2 cm 宽缝隙, 使新旧桥梁各自受力。为此, 需解决以下两个问题来保证行车安全:

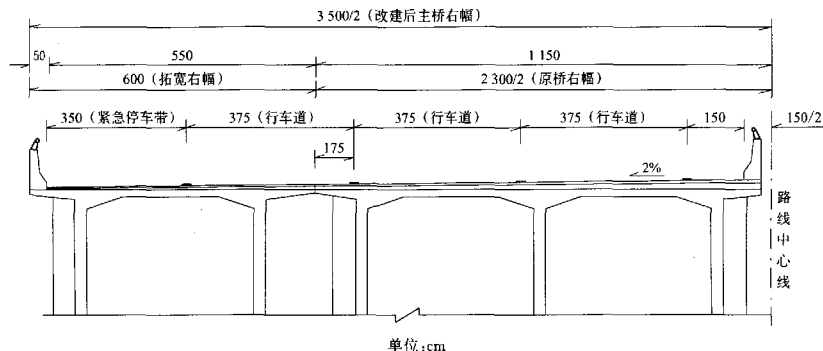


图 1 银川黄河大桥双侧拓宽横断面

- (1) 严格控制拓宽新桥的沉降量;
- (2) 如何处理原桥与拓宽桥的接缝。

3 拓宽新桥沉降量分析

以 30 号主墩为例, 计算群桩基础的沉降量, 计算图式如图 2 所示。

新桥的沉降包括桩底以下地基沉降和桩及墩身的弹性压缩沉降。桩及墩身的弹性压缩沉降在施工逐渐加载的过程中, 已逐步消除, 因此, 新桥的沉降就只有桩底以下的地基沉降了。

3.1 基础资料

荷载组合: 只计恒载不计活载 $G=3\,376.3\text{ kN}$;

地质资料: 土层参数见表 1, 桩底土层的压缩模量为 12.1 MPa 。

3.2 计算桩端持力土层的附加应力

群桩基础土层参与受力, 以一般冲刷线为界, 认为一般冲刷线以上土层不参与受力, 参与受力的摩擦桩长为一般冲刷线以下桩长。

(1) 局部冲刷线以上桩重。

$$G_1 = (1.3/2)^2 \times \pi \times 9.51 \times 6 \times 15 \\ = 1\,136.1\text{ kN}$$

(2) 局部冲刷线以下桩重。

$$G_2 = (1.3/2)^2 \times \pi \times 50.49 \times 6 \times 25 \\ = 10\,052.5\text{ kN}$$

(3) 局部冲刷线以下群桩范围内的土体重 (将群桩视为整体式深基础)。

桩侧摩阻力从一般冲刷线处桩的最外一圈以 $\varphi/4$ 角向下扩散 (如图 2), 桩端平面处扩大面积即为

整体深基础的底面积:

$$A = [4.6 + 50.49 \times \tan(23/4) \times 2] \times [9.1 + 50.49 \times \tan(23/4) \times 2] \\ = 248.55\text{ m}^2$$

$$G_3 = [19.27 \times 14.77 - (1.3/2)^2 \times \pi \times 6] \times (18.3 \times 10.53 + 12 \times 10.04 + 5.8 \times 9.85 + 18.41 \times 10.26) = 154\,703.7\text{ kN}$$

(4) 桩端持力土的附加应力。

$$P_0 = F/A = (G + G_1 + G_2 + G_3)/A = 681.02\text{ kPa}$$

3.3 计算基础土层沉降量

沉降量按单向分层总和法计算:

$$S = m_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_s} \times h_i$$

地基压缩层的计算深度 Z_n 应符合下式要求:

$$\Delta S'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S'_i$$

由于桩端平面以下可视为同一土质, 以分层土厚度取同一厚度, 为方便查表, 每层厚度取 $0.2b = 0.2 \times 4.6 = 0.92\text{ m}$ 。

由 $L/b = 9.7/4.6 = 1.98 \approx 2$, 查规范得到不同深宽比的附加压应力系数 α , 据此可计算出每层土的附加应力及沉降量, 计算结果列于表 2。

从表 2 可以看出, 第 13 层土的压缩量为总沉降量的 2.2%, 符合《地基规范》第 3.3.5 条关于压缩层计算厚度的规定。所以取压缩厚度 $z = 11.96\text{ m}$, 查《地基规范》表 3.3.4, 取 $m_s = 0.5$, 按单向分层总和法计算的总沉降量为:

$$S = m_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_s} \times h_i = 0.5 \times 0.0679 = 0.034\text{ m}$$

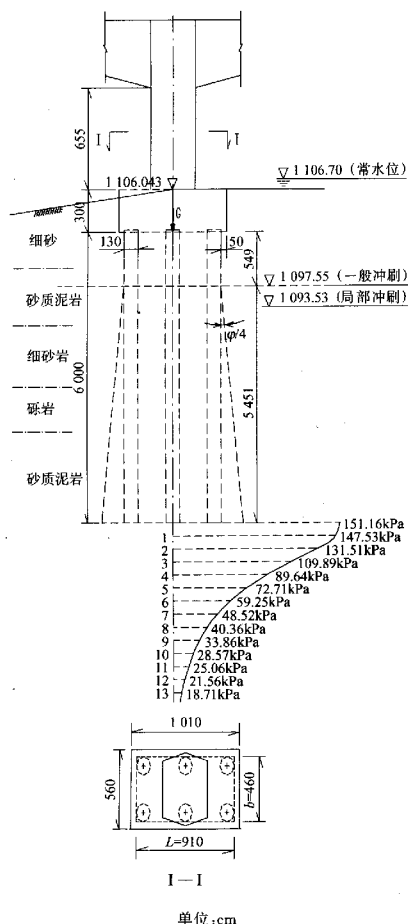


图2 30号桥墩沉降量计算图式

表1 土层基础数据

地层编号	孔隙比 e	饱和容重 γ_{sat} kN/m ³	浮容重 γ' kN/m ³	各土层桩长 m	内摩擦角 φ (°)
IV 1	0.591	20.34	10.53	18.30	23
IV 2	0.674	19.85	10.04	12.00	
IV 3	0.705	19.66	9.85	5.80	
IV 4	0.652	20.07	10.26	18.41	

表2 单分层总和法总沉降量计算

编号	深度 z m	应力系数 α	附加应力 P_a /kPa	平均附加应力/kPa	分层沉降量/m	各层累计沉降量/m
0	0	1	151.16			
1	0.92	0.2	147.53	149.35	0.011 4	0.011 4
2	1.84	0.4	131.51	139.52	0.010 6	0.022 0
3	2.76	0.6	109.89	120.70	0.009 2	0.031 1
4	3.68	0.8	89.64	99.77	0.007 6	0.038 7
5	4.6	1	72.71	81.17	0.006 2	0.044 9
6	5.52	1.2	59.25	65.98	0.005 0	0.049 9
7	6.44	1.4	48.52	53.89	0.004 1	0.054 0
8	7.36	1.6	40.36	44.44	0.003 4	0.057 4
9	8.28	1.8	33.86	37.11	0.002 8	0.060 2
10	9.2	2	28.57	31.21	0.002 4	0.062 6
11	10.12	2.2	25.06	26.82	0.002 0	0.064 6
12	11.04	2.4	21.56	23.31	0.001 8	0.066 4
13	11.96	2.6	18.71	20.13	0.001 5	0.067 9

以上沉降计算方法是建立在布辛内斯克应力解的基础上,即把荷载当成作用于弹性体表面。实际上,桩端的荷载是分布于弹性体的内部,因此用明德林应力解代替布辛内斯克应力解更为合理。

明德林应力解是指在弹性半无限空间内部,作用着竖直(或水平)集中力时,在半无限体内任一点所引起的应力和位移解。但由于其计算方法复杂,故一直未能得到推广应用。通过大量的计算及实践经验表明,明德林应力解的沉降量比布辛内斯克应力解的沉降量有大幅度的减小,而且更符合实际情况。

3.4 沉降时间

(1)计算土基的沉降时间,首先应计算土基的固结系数 C_v :

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a\gamma_w} = 4.43 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

式中: k 为渗透系数, $5.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$; e 为孔隙比,0.652; a 为压缩系数, $1.9 \times 10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$ 。

(2)计算某一固结度的固结时间。

压缩土层计算厚度 $z=11.96 \text{ m}$,位于同一土质中间,故压缩土层为双向排水,其渗透半径 $H=z/2=5.98 \text{ m}$ 。压缩土层上面孔隙压力为: $p_1=\gamma h=653 \text{ kPa}$ 。

压缩土层下面孔隙压力为: $p_2=\gamma h=631 \text{ kPa}$ 。

两者的比值 $\alpha = \frac{p_1}{p_2} = 1.03 \approx 1.0$ 。

①当固结度 $U_t=80\%$ 时,查《土质学与土力学》

表 5-8 得时间因数 $T_v = 0.567$, 则相应的时间 t 为:

$$t = \frac{T_v \times H^2}{C_v} = \frac{0.567 \times 5.98^2}{4.43 \times 10^{-7}} = 45\,770\,083\text{ s} \\ = 17.4\text{ 月} = 1.45\text{ 年}$$

即土层在加载后 1.45 年, 固结度可达到 80%, 也就是说完成总沉降量的 80%。

②当固结度 $U_t = 90\%$ 时, 查得时间因数 $T_v = 0.848$, 则相应的时间 t 为:

$$t = \frac{T_v \times H^2}{C_v} = \frac{0.848 \times 5.98^2}{4.43 \times 10^{-7}} = 68\,453\,316\text{ s} \\ = 26\text{ 月} = 2.17\text{ 年}$$

即土层在加载后 2.17 年, 固结度可达到 90%, 也就是说完成总沉降量的 90%。

从以上计算结果可以看出, 本桥的建设工期为 3 年, 在施工阶段结束时, 沉降已基本完成。参加荷载组合的活载为 3 376.3 kN, 仅占组合荷载的 7.5%, 对沉降量影响甚小。

为了了解原桥在竣工运营 7 年后的沉降量, 实测了原主桥的标高, 由于竣工图桥面标高沿用了原桥设计标高, 故无从准确得到主桥的沉降值。但从实

测的结果看, 现桥面标高与原设计标高的差值有正有负, 左幅、右幅也不尽相同。所以, 从差值的规律上看: 桥梁的沉降并不明显, 而更多地表现为施工误差。由此可以得出以下结论: 桥梁的沉降主要发生在施工阶段, 且在施工阶段结束时, 沉降已基本完成。

4 原桥与拓宽新桥的接缝设计

本桥为分离式拓宽方案, 新桥与旧桥间预留 2 cm 的纵向缝, 其横向为悬臂静力图式。根据本桥的特点, 纵向缝应具有以下主要功能:

- (1) 连接新旧桥, 保证桥面横向排水通畅;
- (2) 减小新旧桥不均匀沉降所引起的桥面破坏;
- (3) 防止新旧桥由于活载的不均衡作用使桥梁产生的弹性变形在接缝处所引起的剪切破坏。

通过多方比选, 提出以下两个纵向缝设计方案进行比较。

4.1 方案一: 设置纵向预切缝

桥面纵向预切缝构造如图 3 所示, 施工工艺如下。

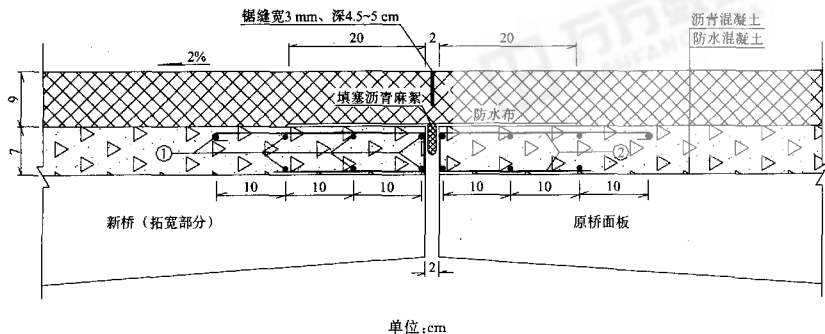


图 3 桥面纵向预切缝构造 (方案一)

(1) 铺装整体化混凝土时, 在接缝处设一厚为 2 cm 的模板, 使混凝土不落入缝中; 并如图所示设置钢筋网, 顺桥向间距为 15 cm。

(2) 在整体化混凝土上铺一层防水布 (60 g/m² 的丙纶无纺布上涂两遍 YW-1 型聚合物桥面防水材料) 做的 U 形槽。防水布总宽为 50 cm, 缝两边各铺 20 cm, 其余 10 cm 铺入 U 形槽内。铺设时混凝土表面必须干燥, 上刷一层聚氨脂涂料以利粘结。铺完后在缝内填塞沥青麻絮。

(3) 按常规铺设桥面沥青混凝土。

(4) 正对接缝中部用轮锯将沥青混凝土桥面锯缝 4.5~5 cm 深, 缝宽以 3 mm 为宜。切缝完成后, 在缝中灌两遍乳化沥青并嵌入薄金属片 (4.5 mm × 2 mm)。

本方案的特点是造价低, 能较好地消除新、旧桥震动对彼此产生的不良影响, 能适应新、旧桥由于活载的不均衡作用产生的弹性变形, 但运营期间, 特别是在冬季, 由于频繁的竖向弹性变形, 可能会导致接

缝处路面严重裂缝,嵌入缝内的薄金属片与沥青混凝土剥离,影响行车安全。因此需加强对桥面的检测、养护工作。

4.2 方案二:设置纵向变形缝

纵向变形缝构造如图4所示。

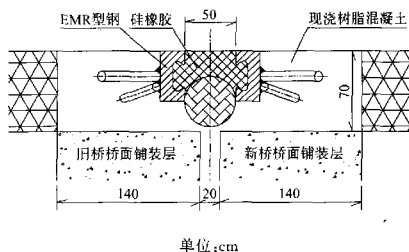


图4 桥面纵向变形缝构造(方案二)

此伸缩装置主要有四大部件:密封橡胶条、承载型钢及焊接在承载型钢上的锚固钢筋和EMR树脂弹性混凝土组成。

EMR树脂弹性混凝土伸缩装置最早是在1972年建成的巴黎 Bonleward Periphright 大桥上应用,该桥是世界上交通量最大、通过重型车辆最多的公路桥梁之一,EMR树脂弹性混凝土伸缩装置在此桥体现出非凡的承受重载车辆的冲击能力,该伸缩装置至今完好无损。

本方案的特点是能适应桥梁的多种变形,新旧桥之间不相互传递由于变形产生的力。在出现最不利变位时,轻型型钢在桥梁发生挠度时能顺应其运动而不会相互制约来破坏纵缝两侧的桥面,能最大限度地保证行车安全,纵缝不易破坏。

从纵缝的功能及沉降量的分析结果来看,纵缝主要承受由于活载的不均衡在新旧桥上引起的震动和频繁的弹性变形(竖向),方案一虽然造价低,但施工工序繁琐,从长远来看,还存在安全隐患;方案二尽管造价高,但占全桥造价的比例却很小,能适应桥梁的多种变形,不易破坏,能较好地保证营运安全,故银川黄河大桥拓宽改建采用了方案二。

5 结语

通过以上分析及桥梁通车2年来的观测,得出结论:银川黄河大桥两侧为等宽度拓宽,采用分离式拓宽方案,新旧桥之间通过设置变形缝,横向保持悬臂静力图式,是安全、合理、完全可行的。

参考文献:

- [1] JTJ024-85,公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [2] 高大钊.土质学与土力学[M].北京:人民交通出版社,1979.
- [3] 中国公路工程咨询监理总公司.宁夏银占高速公路银川黄河特大桥施工图设计[Z].2001.

Longitudinal Joints Design for Yellow River Bridge Widening in Yinchuan City

XIE Bao-yu

(Ningxia Expressway Engineering Construction Headquarters, Yinchuan 750004, China)

Abstract: The widening of extra-long bridges is a new challenge faced by the transport development. No matter what method is adopted, bridges are widened either from one side or both sides of bridges, the connections between old and new bridges are a problem. The separation design for new and old bridges and the design for bridge deck longitudinal joints are introduced.

Key words: old bridge widening; bridge deck; longitudinal joint; design