

予应力桁架拱渡槽原型试验与分析

葛友庭 丁自强

(水利系)

提 要

本文介绍大型予应力混凝土空腹桁架结构的拱渡槽。通过原型试验探讨了予应力渡槽的受力特点及其规律,检验了渡槽的实际工作情况,分析了桁架刚度,抗裂度与裂缝情况、强度等。试验证明:采用予应力混凝土结构具有很大的技术与经济意义,值得引起重视和推广应用。

一 概 述

为了在水利工程上推广应用予应力混凝土这种先进的建筑结构技术,以提高经济效益,河南省水利厅决定修建一孔试验性大型予应力空腹桁架拱渡槽。

该渡槽位于巩县西村西南约一公里处的陆浑灌区东一千渠上,设计流量为24.7立方米/秒,设计水深为3.30米,满槽水深为3.58米,槽身上口净宽3.64米,每孔跨度为27.3米,共18孔,总长356米。由于这样大型的予应力渡槽在国内尚无先例,省厅委托我们进行原型观测和试验研究工作。

试验跨予应力渡槽,下部结构为钢筋混凝土排架,上部结构采用予应力下承式空腹桁架为承载结构,钢筋混凝土矩形槽身支承其间,其示意图如图1、图2。

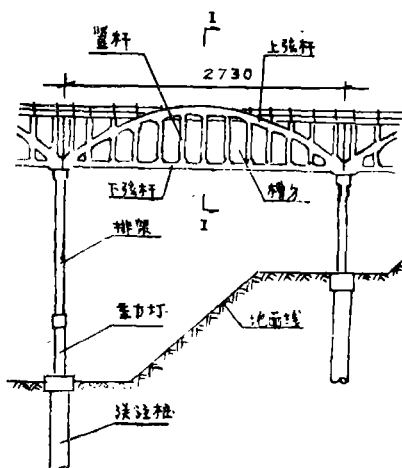


图1 渡槽纵剖面
(1:400, (M))

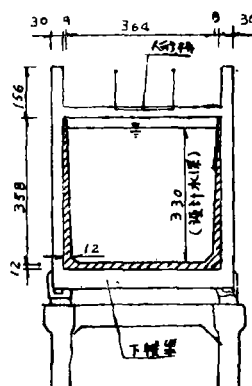


图2 渡槽横剖面(I-I)
(1:100, (M))

注:参加试验工作的还有:黄相才、赵广田、张启明、王利梅等同志。

其中空腹桁架的下弦杆 ($b \times h = 30 \times 30 \text{cm}$) 采用后张法施加予应力, 每根下弦杆配置4束高强碳素钢丝, 每束由24根直径为5毫米的钢丝组成, 设计予拉力为154吨。混凝土设计标号为400号; 桁架上弦杆 ($b \times h = 30 \times 35 \text{cm}$) 及竖杆 ($b \times h = 30 \times 30 \text{cm}$) 采用普通钢筋混凝土, 设计标号也为400号; 两片桁架之间的下横梁 ($b \times h = 20 \times 50 \text{cm}$) 共十三根, 其中三根做成后张法予应力梁, 每根配置一束14根直径5毫米的钢丝束, 设计予拉力为32.5吨, 其余十根仍为普通钢筋混凝土梁, 设计标号均为400号; 渡槽槽身为矩形断面, 普通钢筋混凝土, 混凝土设计标号250号, 钢筋为Ⅰ级钢筋。

试验目的有二: 第一, 了解予应力渡槽的受力特点与规律, 检验渡槽的实际工作情况, 为设计与施工积累经验; 第二, 分析予应力渡槽的技术和经济效果。试验对象仅为渡槽上部结构。

原型试验是于1983~1984年在设计与施工单位的密切配合下完成的。

试验结果表明: 予应力渡槽具有明显的优点, 因此在水利工程上推广予应力混凝土结构具有很大的技术和经济意义。

二 原材料的力学性能试验

予应力钢丝是天津钢厂生产的 $\phi 5$ 高强碳素钢丝, 试验前取了八根试件, 五根做强度试验, 三根做弹模试验。结果是: 平均屈服强度 $\bar{\sigma}_s = 14286 \text{kg/cm}^2$, 平均极限强度 $\bar{\sigma}_{ix} = 16439 \text{kg/cm}^2$ 平均弹模 $\bar{E} = 1.83 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$

混凝土设计标号为400号, 在浇注桁架时, 留了四组立方体试块, 二组棱柱体试块, 每组三块, 用常规方法分别测完了强度及弹模, 结果如下表:

项 目 龄 期	立方体强度R (Kg/cm ²)	弹性模量E _n (Kg/cm ²)
8天 (拆模)	574	/
24天 (张拉)	700	3.76×10^5
29天	744	/
152天 (充水时)	/	4.05×10^5

三 原型观测点的布置

1. 位移测点

位移变化用百分表量测, 测点布置如图3, 以符号 ϕ 和f表示。

2. 予应力钢丝上应变测点

应变以电阻应变片量测, 下弦杆布置了五个断面: CY—1、2、3、4、5, 每个断面布置8~10片电阻应变片, 分别贴在相应的钢丝上。下横梁布置三个断面: EY—1、2、3, 每个断

面布置4片应变片。布置如图3, 图4, 以符号—表示。

3、钢筋上应变测点

在上弦杆、下弦杆、竖杆的普通钢筋上布置了七个断面: AG—1, 2、CG—1, 2、BG—1, 2, 3, 每个断面4个应变片, 分别贴在四角的钢筋上, 布置如图3。

4、混凝土表面应变测点

桁架西半跨用应变片量测, 东半跨对称位置用百分表量测, 共56个测点, 布置如图3, 4, 百分表测点以••表示

5、温度补偿测点

为了尽量减小温度效应, 布置七处温度补偿块, 在其内、外贴了20片应变片, 如图3所示以||||表示。

6、弓形应变计测点

为了观测下弦杆是否抗裂, 在受力较大的第二节间的杆件中心, 首尾相连布置了十个弓形应变计, 以 Ω 表示如图3。

7、超声波测点

在张拉阶段, 端部上弦杆承受较大拉力与弯矩, 有可能产生裂缝, 为了监测, 布置了一对超声波测点, 以 ∇ 表示如图3。

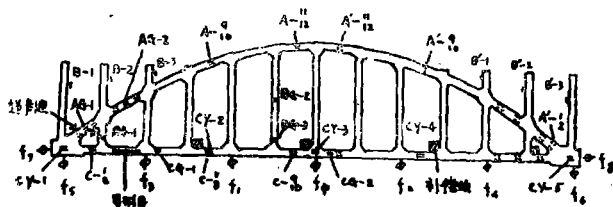


图3 桁架测点图

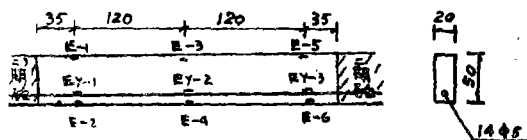


图4 下弦测点图

四 试验情况

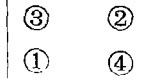
试验分两次, 一次在施加予应力时, 另一次是在正式充水时。

张拉机具采用YZ-85型三作用千斤顶, 最大张拉力为88.26吨, 行程为250毫米, 配套高压油泵为ZB4/500型, 高压胶管为G6 III型, 张拉前对机具进行了检查与校正。

下弦杆4束予应力钢丝束编号如下图: 张拉顺序为①→②→③→④

张拉工艺为: 二端同时张拉,

分级加荷, 先后顶锚。加荷程序为:



荷载级别	0	I	II	III	IV	V
张拉应力	0	→ 10%σ _k	→ 50%σ _k	→ 75%σ _k	→ 107 (104) %σ _k	→ 先后顶锚

表中张拉控制应力 $\sigma_k = 0.7R_y = 11200 \text{ kg/cm}^2$

107%σ_k为①②束钢丝采用

104% σ_k 为③④束钢丝采用

顶锚力分别为其第IV级荷载的60%张拉力的控制,采取双控法,同时以予应力钢丝上的实测应变加以校核。下横梁的张拉工艺,与下弦杆基本相同,唯分级荷载稍有不同。

在施加予应力之前,和各级荷载作用时及顶锚后,分别观测了予应力钢丝、钢筋、混凝土表面各个测点的应变量,桁架位移测点的位移量,以及桁架表面的裂缝情况。

张拉阶段的试验工作完成后,进行渡槽的组装工作,组装完成后,在渡槽两端用钢板和方木制作和安装了挡水堵头;对所有接缝处用聚氯乙烯胶泥进行了防渗处理;安装了能够保证试验顺利进行的充水和放水设备;根据现场的气候条件,在试验桁架的一侧搭盖了帆布篷帐,使各测点处于相同的温度场中。

充水试验共进行了两次,第一次为试充水试验,是为了检查各种设备、仪表、结构的实际工作情况,以便及时发现问题,加以改进。第二次为正式充水试验。二次都采取分级充水,逐级全面观测的方法。荷载共分十级,相应水深如下表:

表 1

荷载级别	0	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
相应水深	0 (m)	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.30	3.58

每次加水至预定水深后,停止向槽内抽水等三分钟后,待水面平静再进行各项观测。

设计水深与校核水深为最重要的试验资料,故二者分别保留较长时间,进行多次观测。

五 试验结果及分析

1. 桁架刚度分析

桁架在施加予应力时的反拱挠度及在各级荷载下的挠度,其实测结果如表2如图5

桁架在工作时的总挠度应由下列各项挠度叠加而成:

A予应力反拱挠度,如表2

B予应力损失挠度 C自重挠度

D设计水深(校核水深)时挠度如表2

图5

其中A、D项有实测数值如表2图5。

B项,是因为予应力结构在施加予应力后,将发生第二批予应力损失,包括混凝土徐变和钢丝松弛产生的损失,由于予应力损失,使下弦杆予压力减少,变形得以部份恢

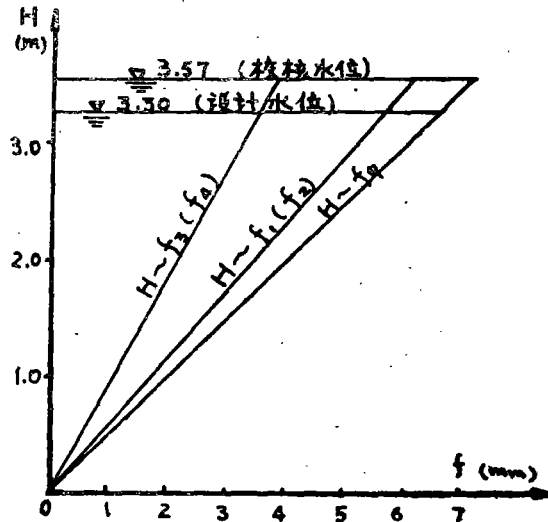


图5 水深与挠度关系图

复,从而使反拱挠度相应减小,但是此种恢复很难观测故采用下列公式估算: $f_s = \frac{N_s}{N_y} \cdot f_r$,

式中 f_s ——予应力损失挠度

N_s ——予应力损失的予压力

N_y ——予拉力

f_r ——予应力反拱挠度值

C项,结构的自重挠度也没有实测值,由图5可以看出,渡槽在整个充水试测过程中,一直处于弹性工作阶段,故可按式推算自重挠度: $f_g = \frac{G}{W} \cdot f_w$

式中 f_g ——自重挠度值

G ——结构自重

W ——一定水深时的水重

f_w ——相应于一定水深时的挠度

桁架挠度情况如表2:

表 2

桁架下弦挠度表

序 号	名 称	f_s	f_g	f_1	$f_{中}$	f_2	f_4	f_6
1	预应力反拱挠度	0	-6.63	-7.86	-7.36	-7.23	-6.36	0
2	预应力损失挠度	0	1.28	1.52	1.42	1.40	1.23	0
3	自重挠度	0	2.03	3.15	3.66	3.17	2.01	0
4	设计水深产生之挠度	0	3.68	5.71	6.63	5.73	3.64	0
5	校核水深产生之挠度	0	3.95	6.15	7.18	6.17	3.90	0
6	空槽挠度	0	-3.32	-3.19	-2.28	-2.66	-3.12	0
7	设计荷载时挠度	0	0.36	2.52	4.35	3.07	0.52	0
8	校核荷载时挠度	0	0.63	2.96	4.90	3.51	0.78	0

注: 挠度单位mm 6=1+2+3 7=1+2+3+4 8=1+2+3+5

由表2可知:在设计荷载时,桁架最大挠度为4.35mm,考虑荷载长期作用下挠度的增加则 $f_{max} \approx 2 \times 4.35 = 8.70 \text{ mm}$

$$f_{max}/L = 8.70/27020 = \frac{1}{3106} < < \left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{500}$$

而同类型的非予应力渡槽的试验结果是“大约从50%设计荷载开始,下弦杆中点出现非线性位移,设计荷载下跨中挠度约为25mm。”〔6〕

考虑荷载长期作用的影响则:

$$f_{\max} \approx 2 \times 25 = 50 \text{ mm} \quad f_{\max}/L = \frac{1}{540} < \left[\frac{f}{L} \right]$$

对比二种试验结果,可以看出,由于下弦杆施加了予应力,使结构的刚度大大提高,设计荷载下的最大挠度值仅为非予应力渡槽的 $\frac{1}{5.75}$,挠度与跨度之比也由 $1/540$ (刚刚满足设计规范的要求)减少到 $1/3106$,远远小于设计规范的要求。

2. 抗裂度与裂缝情况分析

桁架下弦杆,无论是在张拉阶段,还是在充水试验阶段,经全面检查均未发现裂缝,从荷载~挠度关系来看(如图5)二者是直线关系,说明下弦杆一直处于抗裂状态。而非予应力渡槽的下弦杆“当水深达到0.4m时出现可见裂缝,裂缝宽度与条数随荷载增加而增加,裂缝条数多、宽度大,设计荷载下最大裂缝宽度为 0.19 mm ”[6]。二者对比,说明予应力大大提高了下弦杆的抗裂度,彻底解决了下弦杆的裂缝问题,这对于防止钢筋锈蚀,保证结构的长期正常运用,具有重要的意义。

桁架上弦杆在平卧张拉阶段,在两端部位产生有细小裂缝,宽度在 0.06 mm 以下。桁架扶正后,上弦杆受压,裂缝有所闭合。充水后上弦杆压力大为增加,裂缝更加闭合,已难以找到。只有吊装时发生的一条裂缝依然可见,但也已变小。由此可见,虽然予应力曾一度使上弦杆局部产生一些细小裂缝,但在自重和水荷载的作用下,上弦杆处于受压状态,已有裂缝均趋于闭合,又没有发生新裂缝的可能,所以对结构的安全运用没有多大影响。

桁架竖杆是非予应力构件,虽然有些裂缝,但宽度很小,均在 0.06 mm 以下,对结构的安全运用影响也不会太大。

下横梁共十三根,其中三根是后张法予应力梁,试验中有二根发现有裂缝,其余十根非予应力梁有四根有裂缝。虽然裂缝宽度均在 0.08 mm 以下,但开裂比例这样大,说明下横梁是结构的薄弱环节,而且予应力的作用也不大明显,是一个值得引起重视的问题。

3. 强度分析

A. 下弦杆予应力钢丝应力情况分析

第二批予应力损失没有实测值,按规范计算(TJ10—74)结果是: $\sigma_s \text{ I} = 1644 \text{ Kg/cm}^2$

结构自重产生之应力也没有实测值,按下列公式计算:

$$\sigma_3 = \frac{G}{W} \sigma_s = \frac{179}{324} \sigma_s = 0.552 \sigma_s$$

式中G—结构自重 W—设计水深时水重 σ_s —设计水深时钢丝应力

予应力钢丝应力情况如表3。(见下页)

从表列数值来看,予应力钢丝在设计荷载下的应力值远小于其屈服极限,构件的实际安全系数为: $K = \sigma_s / \sigma_7 = 2.02 \sim 2.12$

按照水工钢筋混凝土设计规范(SDJ20—78)本渡槽为3级建筑物,下弦杆为偏心受拉杆,其设计安全系数为1.50。

$2.02 > 1.50$ 说明下弦杆具有充裕的安全度。

表3 桁架下弦杆予应力钢丝应力情况表

序 号	名 称	GY-2	GY-3	GY-4
1	张拉顶锚后应力 σ_1	8374	7987	8162
2	第二批损失后应力 σ_2	6730	6343	6518
3	自重应力 σ_3	126	145	125
4	空槽时应力 σ_4	6856	6488	6643
5	设计水深时应力增量 σ_5	229	263	227
6	校核水深时应力增量 σ_6	243	286	243
7	设计荷载时应力 σ_7	7085	6751	6870
8	校核荷载时应力 σ_8	7099	6774	6886
9	预应力钢丝屈服极限 σ_s	14286	14286	14286

注: 应力单位为 Kg/cm^2 $\sigma_2 = \sigma_1 - \sigma_{sII} = \sigma_1 - 1644$ $\sigma_3 = 0.5526\sigma_s$ $\sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3$ $\sigma_7 = \sigma_4 + \sigma_5$ $\sigma_8 = \sigma_4 + \sigma_6$

但是在计算实际安全系数时,采用的是材料的实际强度,即试样的平均强度,其保证率为50%,而设计安全系数所要求的是材料的设计强度,也就是具有97.72%的安全保证率。二者是有一定差距的,所以不能简单的认为实际安全系数大于设计安全系数,就一定能满足设计要求,而必须大到一定程度才行,这可以用强度检验系数来衡量: $\beta = K_{\text{实际}}/K_{\text{设计}}$

按照参考文献[9]的建议,钢丝配筋受拉构件 $\beta \geq 1.2$ 本试验渡槽: $\beta = \frac{2.02}{1.50} = 1.35 > 1.2$

由此可见,本渡槽下弦杆具有足够的强度储备,完全满足设计要求。

B. 下横梁予应力钢丝应力情况分析~

按照与下弦杆类似的方法,可以求出其实际安全系数及强度检验系数:

$$K = 1.98 \sim 2.08 \quad \beta = \frac{1.98}{1.50} = 1.32 > 1.2$$

因此,下横梁的强度亦有足够的保证。

C. 桁架上、下弦杆混凝土应力情况分析~

由于第二批予应力损失的出现,相应地混凝土的应力也会减小,其减少量可用下列公式估计:

$$\frac{\Delta\sigma}{\sigma_{sII}} = \frac{\sigma_{hI}}{\sigma_{yI}} \quad \therefore \Delta\sigma = \frac{\sigma_{hI}}{\sigma_{yI}} \sigma_{sII}$$

式中 σ_{hI} 顶锚后混凝土应力

σ_{yI} 顶锚后钢丝应力

σ_{sII} 钢丝第二批予应力损失

由于 σ_{yI} 各断面实测值不同,计算时取平均值。这样第二批损失后混凝土应力为:

$$\sigma_2 = \sigma_{hI} - \Delta\sigma = \sigma_{hI} - \frac{\sigma_{sII}}{\sigma_{yI}} \cdot \sigma_{hI} = \left(1 - \frac{1644}{8174}\right) \sigma_{hI} = 0.799 \sigma_{hI}$$

砼应力实测结果如表4、表5

根据表列数据可以估计上、下弦杆安全度。

砼应力实测结果如表4、表5。

表4 桁架下弦杆砼表面应力情况表

序号	名 称	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	平均	备 注
1	张拉顶锚后应力 σ_1	-188.4	-164.7	-180.1	-163.9	-253.4	-189.1	-191.4	-165.1	-217.7	-173.3	-188.7	单位 kg/cm^2
2	第二批损失后应力 σ_2	-155.5	-131.6	-143.9	-140.0	-202.5	-151.1	-152.9	-131.9	-173.9	-138.5	-151.7	$\sigma_2 = 0.799\sigma_1$
3	自重应力 σ_3	38.0	34.9	40.0	32.0	35.5	39.6	27.5	22.6	34.9	28.2	33.3	$\sigma_3 = 0.552\sigma_6$
4	空槽应力 σ_4	-112.5	-96.7	-103.4	-108.0	-167.0	-111.5	-125.4	-109.3	-139	-110.3	-118.4	$\sigma_4 = \sigma_2 + \sigma_3$
5	设计水深时应力增量 σ_5	68.9	63.2	72.5	57.9	64.4	71.1	49.8	40.9	63.2	51.0	60.4	
6	校核水深时应力增量 σ_6	72.1	66.8	76.1	60.8	67.2	75.3	52.7	43.7	69.7	56.8	64.1	
7	设计荷载时应力 σ_7	-43.6	-33.5	-31.4	-50.1	-10.3	-39.7	-75.6	-68.4	-75.8	-59.3	-58.0	$\sigma_7 = \sigma_4 + \sigma_6$
8	校核荷载时应力 σ_8	-40.4	-29.9	-27.6	-47.2	-49.8	-36.1	-72.7	-68.6	-69.3	-53.5	-54.3	$\sigma_8 = \sigma_4 + \sigma_6$

表5 桁架上弦杆砼表面应力情况表

序号	名 称	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8	A-9	A-10	A-11	A-12	平均	备 注
1	张拉顶锚后应力 σ_1	37.3	-18.8	11.3	-28.2	3.76	-32.0	3.38	-30.8	5.64	-14.3	-5.26	1.13	-5.58	同表7-4
2	第二批损失应力 σ_2	29.7	-15.0	9.03	-22.5	3.00	-25.6	2.70	-24.6	4.51	-11.4	-4.20	0.930	-4.46	
3	自重应力 σ_3	-14.7	-11.0	-12.8	(-12.3)	-10.0	-8.72	-8.50	-8.06	-15.7	-32.9	-32.5	-37.5	-16.9	
4	空槽应力 σ_4	15.0	-26.0	-3.83	(-34.8)	-7.0	-34.3	-5.80	-32.7	-11.2	-42.3	-36.7	-36.6	-21.4	
5	设计水深时应力增量 σ_5	-26.7	-19.9	-23.1	(-22.2)	-18.2	-15.8	-15.4	-14.0	-28.4	-55.9	-53.5	-68.0	-30.6	
6	校核水深时应力增量 σ_6	-30.4	-22.7	-24.3	(-22.2)	-19.4	-16.6	-17.0	-14.6	-29.2	-58.7	-64.4	-74.1	-32.8	
7	设计荷载时应力 σ_7	-11.7	-45.9	-26.7	(-57.2)	-25.2	-50.1	-21.2	-47.3	-39.6	-98.2	-95.2	-105	-50.0	
8	校核荷载时应力 σ_8	-15.4	-48.7	-28.1	(57.0)	-26.4	-50.9	-22.8	-47.3	-40.4	-101	-101	-111	-54.2	

(1) 下弦杆的抗裂安全度估算:

混凝土实际标号为 $R = 744 \text{ Kg/cm}^2$

相应的 $R_s = 0.7R = 521 \text{ kg/cm}^2$ $R_t = 0.5R^{2/3} = 41.1 \text{ kg/cm}^2$

当下弦杆混凝土应力减少到 R_t 时,

将开始出现裂缝: $\sigma_4 + \sigma_H = R_t$

$\therefore \sigma_H = R_t - \sigma_4$ 式中 $\sigma_4 \sim$ 空槽时应力

$\sigma_H \sim$ 活荷载产生之拉应力

以最危险的c—3数值计算则:

$$\sigma_H = 41.1 - (-103.9) = 145 \text{ kg/cm}^2$$

产生 σ_H 的相应活荷载 φ_F , 可按下列式

$$\text{估算: } \varphi_F = \frac{W}{\sigma_s} \cdot \sigma_H = \frac{324}{72.5} \times 145 = 648^T$$

式中 W —设计水重 324^T

σ_s —设计水深时应力增量 72.5 kg/cm^2

达到 R_t 时的总荷载应为:

$$G = \varphi_F + \varphi_g = 648 + 179 = 827^T$$

式中 φ_g —渡槽自重 179^T

渡槽的设计荷载 $G' = \varphi_g + W = 179 + 324 = 503^T$

下弦杆的实际抗裂安全系数为:

$$K = G/G' = 827/503 = 1.64$$

而其设计抗裂安全系数为 1.20

$1.64 > 1.20$ 所以下弦杆具有充足的抗裂安全度。前述的下弦杆实际观察无裂缝出现也证实了这一点。

(2) 上弦杆的强度安全度估算:

当上弦杆混凝土压应力达到 R_s 时, 将发生破坏, 按照与下弦杆相似的方法, 可以算出其实际强度安全系数 $K = 4.94$

而要求的设计安全系数为 $[K] = 1.60$

$$\text{强度检验系数 } \beta = \frac{4.94}{1.60} = 3.08 > 1.2$$

所以上弦杆的强度安全储备是很大的。

六 结 语

通过对西村予应力渡槽的原型观测试验, 我们可以看到: 与同型式的非予应力渡槽相比, 予应力渡槽具有明显的优点:

第一, 结构的刚度大大提高了。实测最大挠度从 25 毫米减少为 4.35 毫米。考虑荷载长期作用的影响后, 最大挠度与跨度之比, 由 $\frac{1}{540}$ 减少到 $\frac{1}{3106}$, 远远小于设计规范所要求的 $1/500$ 。

第二,结构的裂缝状态有了极大的改善。非予应力的桁架下弦杆,裂缝密布,实测最大缝宽0.19毫米,而予应力下弦杆,在试验中自始至终完全处于抗裂状态。实际抗裂安全系数达到1.64大于设计规范的要求1.20,上弦杆虽然在张拉阶段有些细小裂缝,但在承受荷载后,全部都处于受压状态,已有裂缝均以闭合,也没有发生新裂缝的可能。

第三,结构的强度具有足够的安全储备,实际安全系数与设计安全系数之比,下弦杆为1.35,上弦杆为3.08,下横梁为1.32,完全满足对结构进行强度检验的要求。

第四,由于采用了予应力结构,每跨渡槽的自重由243吨减轻至179吨,减少了26%,其中混凝土减少了27%,钢材用量减少了22%。

第五,每跨渡槽的造价可节约二千元,约占8.6%。

通过这次原型试验证明:设计是成功的,施工质量是良好的,予应力的效果是显著的。当然也还存在一些问题需要进一步研究和改进。而且该渡槽是由一支民工组成的施工队伍经过短期培训后,建造成功的,说明先进的技术是不难被掌握的。因此,在今后的水利工程中,特别是一些大、中型的水工建筑物如渡槽等,采用予应力混凝土结构具有很大的技术和经济意义,值得引起重视和加以推广。

参 考 文 献

- [1].水工钢筋混凝土结构设计规范SDJ20—78(试行) 水利电力出版社 1979年
- [2].钢筋混凝土结构设计规范TJ10—74(试行) 中国建筑工业出版社 1974年
- [3].华水等四院校编 水工钢筋混凝土结构学 水利出版社 1979年
- [4].(湖大等三院校编) 建筑结构试验 中国建筑工业出版社 1982年
- [5].(张歧宣 夏心安编著) 预应力混凝土 河南科学技术出版社 1981年
- [6].大连工学院 陆浑灌渠西村渡槽空腹桁架原型试验报告 1982年
- [7].河南省水利厅设计院 西村渡槽设计图及设计说明书 1983年3月
- [8].姚训惠等编 后张法预应力混凝土梁制造中国铁道出版社 1982年
- [9].(浙大土木系编) 预应力混凝土结构构件计算 中国建筑工业出版社 1979年
- [10].郑州工学院水利系 西村预应力渡槽原型试验报告 1984年