

# 不均匀地基变模比 1/100

## 小冲沙闸结构计算及观测成果分析

鲁慎吾

杨渭汶

(水电部贵阳勘测设计院) (水电部成都勘测设计院)

小冲沙闸位于主河槽右岸,其顺水流方向剖面见图1。施工以前,根据初设地质资料推测,只有右上角的一小部分为基岩,其余大部分为覆盖层,故闸体设计原按软基计算。利用右岸先建成的低引水明渠进行枯水期施工导流,故河床基坑只有半年的施工时间。1975年11月下旬河床截流以后,各闸段开挖、浇筑程序从左到右,小冲沙闸是最后一块开挖的坝段。开挖中发现右岸基岩向河中延伸到中墩以下部位。基岩分界线基本平行水流方向。沙卵石变模  $500 \sim 700 \text{ kg/cm}^2$ , 花岗岩为  $5 \sim 7 \text{ 万 kg/cm}^2$ , 二者相差 100 倍, 致使形成非常不均一的地基。当时基坑位置已成定局, 施工时间亦很紧, 无改变的可能, 不得已将底板加厚为 4 m, 其中下游齿槽处加厚为 5 m, 并适当增加受力钢筋。为简化篇幅, 本文只介绍底板的结构设计及其基础处理, 其他从略。

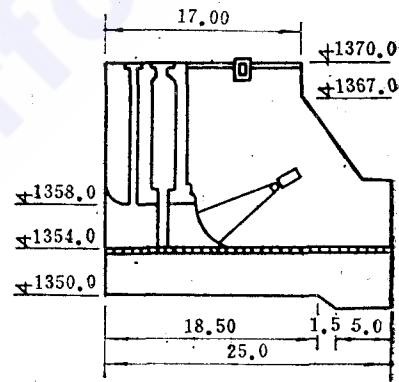


图1 小冲沙闸闸体剖面

### 一、不均匀地基应力分析

底板计算时采用分界线的平均值,简化为一条平行于  $y$  轴的直线,详见图2。因闸底板厚达  $4 \sim 5 \text{ m}$ , 闸孔宽度仅为  $2.5 \text{ m}$ , 其  $\lambda$  (柔度系数)  $\times l$  (跨度) 的积远小于  $\pi/4$ , 底板的刚度很大, 可假定底板是绝对刚性的。按文克尔假定基座系数法来计算不均匀地基上闸基接触面应力[参见B.A.弗洛林著“土力学原理”第一卷第六章]。覆盖层的基座系数  $K_1 = 1 \text{ kg/cm}^2$ , 基岩的基座系数  $K_2 = 100 \text{ kg/cm}^2$ 。

推导不均匀地基应力计算的基本假定:

1. 对地基的每一点来说, 该点沉降  $W(x \cdot y)$  乘  $K$  (基座系数) 为该点应力。
2. 刚性基础面各点的沉降为线性函数, 其表达式为:

$$W(x \cdot y) = z_0 + x \operatorname{tg} \delta + y \operatorname{tg} \beta$$

故

$$\sigma(x \cdot y) = K(z_0 + x \operatorname{tg} \delta + y \operatorname{tg} \beta)$$

3. 不均匀地基的分界线平行于  $y$  轴, 基岩分界线距闸底板面积的形心  $O$  点的距离为  $d$ 。

当  $x < d$  时:

$$\sigma_1(x \cdot y) = K_1(z_0 + x \operatorname{tg} \delta + y \operatorname{tg} \beta) \quad (1)$$

当  $x > d$  时:

$$\sigma_2(x \cdot y) = K_2(z_0 + x \operatorname{tg} \delta + y \operatorname{tg} \beta) \quad (2)$$

式中  $K_1$ ——覆盖层的基座系数;

$K_2$ ——基岩的基座系数。

参数  $z_0$ 、 $\operatorname{tg} \delta$ 、及  $\operatorname{tg} \beta$  由下列平衡条件确定:

当  $\Sigma z = 0$

$$\int_{-a}^a \int_{-b}^b \sigma_1(x \cdot y) dx dy + \int_{-a}^a \int_{-b}^b \sigma_2(x \cdot y) dx dy = \Sigma N$$

即:

$$\int_{-a}^a \int_{-b}^b K_1(z_0 + x \operatorname{tg} \delta + y \operatorname{tg} \beta) dx dy + \int_{-a}^a \int_{-b}^b K_2(z_0 + x \operatorname{tg} \delta + y \operatorname{tg} \beta) dx dy = \Sigma N$$

上式积分并化简:

$$\begin{aligned} & [2ab(K_1 + K_2) + 2bd(K_1 - K_2)]z_0 + \\ & [bd^2(K_1 - K_2) + a^2b(K_2 - K_1)] \operatorname{tg} \delta = \Sigma N \end{aligned} \quad (3)$$

当  $\Sigma M_y = 0$

$$\int_{-a}^a \int_{-b}^b x \sigma_1(x \cdot y) dx dy + \int_{-a}^a \int_{-b}^b x \sigma_2(x \cdot y) dx dy = \Sigma N e_x$$

将 (1) 和 (2) 式中的  $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$  代入上式, 积分并化简得:

$$\begin{aligned} & [a^2b(K_2 - K_1) + bd^2(K_1 - K_2)]z_0 \\ & + \left[ \frac{2}{3} a^3b(K_1 + K_2) + \frac{2}{3} bd^2(K_1 - K_2) \right] \operatorname{tg} \delta = \Sigma N e_x \end{aligned} \quad (4)$$

当  $\Sigma M_x = 0$ , 用推求 (4) 式的同样步骤可得:

$$\left[ \frac{2}{3} ab^3(K_1 + K_2) + \frac{2}{3} b^3d(K_1 - K_2) \right] \operatorname{tg} \beta = \Sigma N e_y \quad (5)$$

式中  $\Sigma N$ ——垂直作用力总和;

$e_x$ —— $\Sigma N$  作用点距闸底板形心轴的  $y$  轴的偏心距;

$e_y$ —— $\Sigma N$  作用点距闸底板形心轴的  $x$  轴的偏心距;

$\Sigma M_y$ ——作用在闸体上各力对  $y$  轴的力矩总和;

$\Sigma M_x$ ——作用在闸体上各力对  $x$  轴的力矩总和;

联解 (3) 和 (4), 求得  $z_0$  及  $\operatorname{tg} \delta$ , 再由 (5) 式可以求得  $\operatorname{tg} \beta$ 。将所求得的  $z_0$ 、 $\operatorname{tg} \delta$  及  $\operatorname{tg} \beta$  分别代入 (1) 和 (2), 即可求得地基各点的应力。

在小冲沙闸地基应力的具体计算中, 由于基座系数  $K_1$  及  $K_2$  相差达 100 倍, 故靠

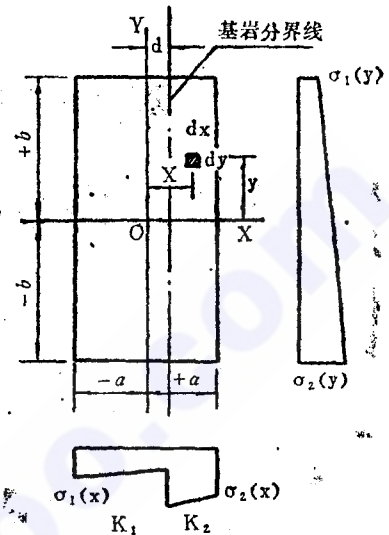


图 2 不均匀地基应力计算

表 1

计算情况	地基应力 (kg/cm <sup>2</sup> )				岩基上压应力宽度 (cm)
	A/A'	B/B'	C/C'	D/D'	
1. 正常情况	0.35/0.36	0.15/0.16	15.28/16.12	-0.59/0.25	432
2. 非常情况 I	0.32/0.37	0.13/0.18	12.95/18.03	-0.07/5.01	374
3. 非常情况 II	0.30/0.27	0.14/0.11	13.80/11.12	2.64/-0.04	380
4. 库空情况	0.60/0.50	0.27/0.10	26.53/16.63	9.63/-0.27	280

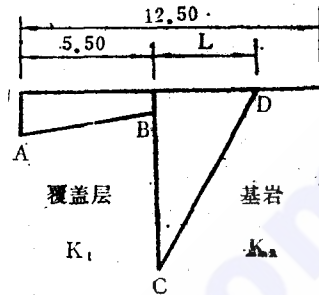


图 3 小冲沙闸地基应力分布

右岸基岩一侧均出现拉应力，因此地基反力必然要重分布，所以要重新假定地基反力的分布宽度，按上述步骤进行试算，直到拉应力消除为止。地基应力的分布图形见图 3，计算成果见表 1。表中分子表示上游点的地基应力，分母表示下游点的地基应力。

## 二、闸体应力分析

当闸门挡水时，因闸门前后水位相差悬殊，闸体地基应力是根据底板上各点沉陷，按文克尔理论计算地基应力，然后沿横向（垂直水流方向）将闸身划分成若干单位截条计算其内力。若任意截取一横向单位宽度的截条，其所受的全部竖向荷载与地基反力之间将无法平衡，则该竖向不平衡力必将使截条两边产生不平衡剪力与不平衡扭矩，此剪力与扭矩必将通过所截断面传递，故在截取各单位宽度作为独立的弹性地基上的框架或梁时，必须计入此不平衡力所产生的剪力和扭矩。有关不平衡扭矩计算无先例可循，经过反复研究，参考有关文献，提出了计算理论公式，解决了不均匀弹性地基上水闸的结构应力分析问题。

根据小孔冲沙闸的结构布置，以工作闸门为界，将闸体分为上游段（段长 6.94 m）和下游段（段长 18.06 m）分别进行结构计算。因闸孔尺寸较小，闸墩及胸墙刚度很大，故对上游段截出的单宽截条，作为固结于胸墙上的双跨倒框架进行内力计算；对下游段截出的单宽截条按山型地基梁进行内力计算。（见图 4、图 5）

按前述的方法求出小冲沙闸闸段的不均一地基反力后，在截取各段单宽的倒框架或梁进行内力计算时，除考虑闸体纵向整体性而计入横截面上的不平衡剪力外，还应考虑由于小孔冲沙闸横向的结构尺寸不对称，并受不均一地基反力的

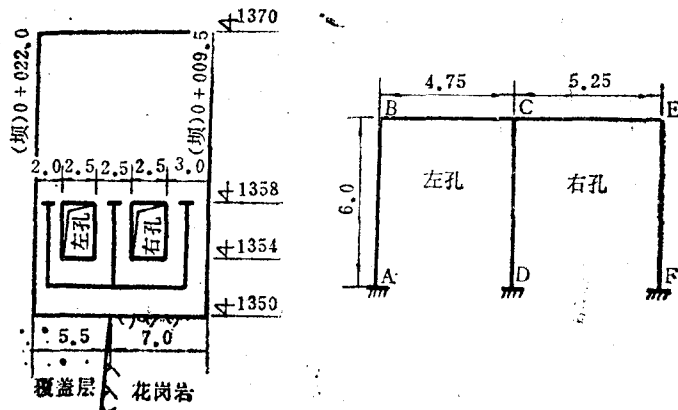


图 4 闸门上游段单宽截条按倒框架的结构计算图形

作用后在截面上所产生的不平衡扭矩。将所求得的不平衡剪力和不平衡扭矩与竖向荷载作用于所截取的倒框架或梁上，按弹性地基结构即可进行应力分析计算。

**1. 不平衡剪力的计算与分配**

闸门上游段（或下游段）总的竖向不平衡力按下式计算：

竖向不平衡力 = 闸体自重 + 水重 + 淤沙重 - 扬压力 - 地基反力

此竖向不平衡力将使分段截面上产生不平衡剪力，由闸墩和底板共同承担。为此，假定闸墩和底板顺水流方向为一组合梁，

截面（垂直于水流方向）上的剪应力近似地按材料力学公式计算。

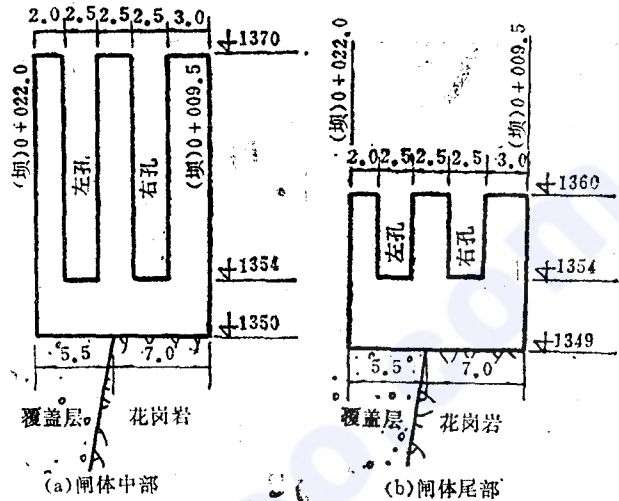


图5 闸门下游段单宽截条按山型地基梁的结构计算图形

$$b\tau_y = \frac{Q}{I} S_y$$

式中  $Q$ ——不平衡剪力；

$I$ ——所取截面对其重心轴的惯性矩；

$S_y$ ——所计算的纤维层以上的面积对重心轴的面积矩；

$b$ ——所计算纤维层的宽度，在底板部位为一闸段长度，在闸墩部位为一闸段各闸墩厚度之和；

$\tau_y$ ——剪应力。

按上式绘出 $b\tau_y$ 图，图形的全面积应等于不平衡剪力 $Q$ 。因此，可以认为相应于底板高度范围内的 $b\tau_y$ 图形面积的剪力由底板承受，其余的剪力由闸墩承受。

**2. 不平衡扭矩的计算**

在所截横截面上把各种荷载（包括闸基不均匀反力及竖向荷载），对底宽中点求力矩总和即为该截面上不平衡扭矩 $M_k$ ，由于底板、闸墩和胸墙所组成的整个截面的每个矩形截面刚度很大，因此可以认为扭转角相等，可根据各截面的抗扭刚度分配各自所承受的扭矩，即：

$$M_{k,i} = \frac{I_{k,i}}{\sum I_{k,i}} M_k$$

式中  $M_k$ ——总扭矩；

$M_{k,i}$ ——每个矩形截面承担的扭矩；

$I_{k,i}$ ——每个矩形部分的扭转计算惯性矩；

$I_{k,i} = \beta_i h_i b_i^3$ ，其中  $h_i$  为各矩形截面的长边长度， $b_i$  为各矩形截面的短边长度，系数  $\beta_i$  与  $h_i/b_i$  的比值有关，可由表2查得；

$\sum I_{xi}$ ——整个截面的扭转计算惯性矩，即各个矩形截面的扭转计算惯性矩的总和。

表 2

$h/b$	1	1.5	1.75	2	2.5	3	4	6	8	10	$\infty$
$\beta$	0.141	0.196	0.214	0.229	0.249	0.263	0.281	0.299	0.307	0.313	0.333

### 3. 单宽截条不均一地基的闸体应力分析

将所求出的各段单宽截条上的不平衡剪力和不平衡扭矩以及其它各种荷载作用于该截条上。若闸体是绝对刚性，即可将前所计算的地基反力作用于闸基上，按倒框架或梁进行应力分析。若闸体非绝对刚性，可按潘家铮编著的“水工结构计算”一书中的文克尔弹性地基初参数法计算梁及框架中任意截面内力及变位。由于闸基位于两种不同基础，因此计算可由梁左端及右端共同

推算到不均匀地基交界处，使该处左、右两端推算内力及变位相等，即可求解该处内力及变位数值，然后分别求出弹性地基梁的任意截面的内力及变位，笔者曾用上述两种方法分析了闸门段下游山型地基梁，底板最大负弯矩的计算成果见表 3。

表 3

计算方法	闸体中部单宽截条最大负弯矩(t·m)
绝对刚性法	443.64
初参数法	403.18

通过上述分析，两种计算方法成果相似，1980 年复核闸体应力时，首先计算闸体为绝对刚性后，按刚性基座系数法计算地基反力作为计算外力，然后对上游胸墙段截出单宽截条作为固结于胸墙上的双跨倒框架，对下游段截出单宽截条形成山型地基梁，进行内力分析，有关成果详见南垵河三级水电站技施说明书。

## 三、地基处理

虽然计算及底板配筋，按覆盖层及基岩的基座系数 1:100 进行，为了尽可能缩小二者的差距，地基处理采用以下两种措施。

(1) 花岗岩部份地基，在 1.5 m 深度范围内，采用小炮作松动爆破，控制爆破块体尺寸在 0.1~0.2 m。根据川西河谷大量花岗岩结构分类试验资料，该部位变形模量可降低到 10 000 kg/cm<sup>2</sup>。

(2) 沙卵石部份地基，在闸体浇筑以后，蓄水以前，进行了排行距均约 3 m 的固结灌浆，孔深均直到基岩（最大深度约 15 m）。参考其他文献，沙卵石的变形模量可以从原来的 500~700 kg/cm<sup>2</sup>，提高到 1 000~1 500 kg/cm<sup>2</sup>。

采取了以上措施以后，既避免了地基突变处应力集中，又使二者实际的变模比可以缩小到 50 倍以下，故实际观测成果要比原来计算的好，进一步保证了运行的安全。

四、观测仪器埋设及观测成果分析

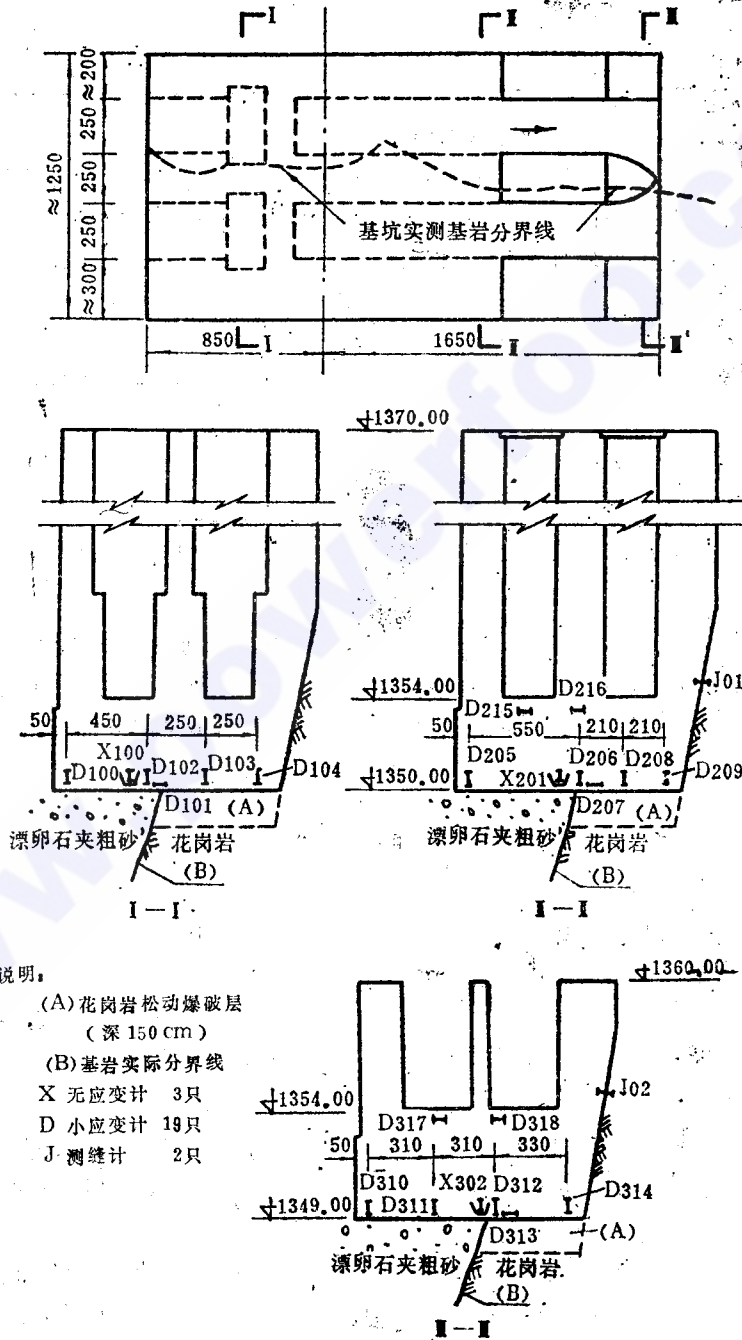


图 6 小冲沙孔坝段观测仪器布置图



鉴于以上特殊的地基特性,为了便于观测分析,对浇筑的混凝土进行了徐变试验,并在平行于坝轴线的三个剖面上埋设了观测仪器,位置详见图6,现分别说明如下:

### 1. 混凝土的弹模及徐变试验

为了把应变计所测得的应变值换算为应力,根据混凝土弹性——徐变原理,必须有同标号混凝土弹性模量增长线及典型龄期的徐变资料,为此对底板混凝土进行了徐变试验。试验加荷龄期为3、28和360天,共12个试件,其中9个用于加荷,3个用于对比校核。

加荷是在18t弹簧受压式徐变仪上进行,根据试验资料整理后得到了徐变度和松弛系数,具体数据此处从略。

### 2. 观测仪器的埋设

为了解底板由于不均匀地基形成的应力情况,在平行闸轴的I—I、II—II、及III—III三个剖面的底板上埋设差动式小应变计及测缝计共24只,详见图6。

(1) 3个剖面在靠近基础的底板混凝土内,各埋设4只垂直应变计,其中I—I剖面为D100、D102、D103、D104,II—II剖面为D205、D206、D208、D209,III—III剖面为D310、D311、D312、D314,共12只。

(2) 3个剖面底板各埋有一只水平应变计:即D101、D207、D313,以了解基岩分界处底板弯曲受力情况。

(3) 3个剖面底板各埋有一只无应力计:X100、X201、X302共3只。

(4) II—II及III—III剖面底板顶部,埋有水平应变计D215、D216、D317、D318共4只。

(5) II—II及III—III剖面与岸坡基岩接触处各埋有测缝计J01、J02,以观测闸体与岸坡开合情况。

### 3. 观测成果分析

(1) 混凝土自身体积变形 图7绘出了三只无应力计测得的混凝土自身体积变形。

从图7中可以看出:

①自身体积变形均为膨胀型,该处位于闸的最低部位,浇筑后常年处于水中养护。观测成果表明,处于水中养护的混凝土,有别于一般水上养护混凝土的收缩性。

②自身体积变化发生在混凝土浇筑后的头几个月中,以后趋向稳定,其中X100、X302维持在 $40\sim 50 \times 10^{-6}$ 、X201则为 $90\sim 100 \times 10^{-6}$ 。

③自身体积变形随温度稍有起伏,但变幅不大。

(2) 各剖面垂直方向应变计的实测应力

①从图8看出,剖面I—I D100、D103、D104、D102在混凝土浇筑初期出现

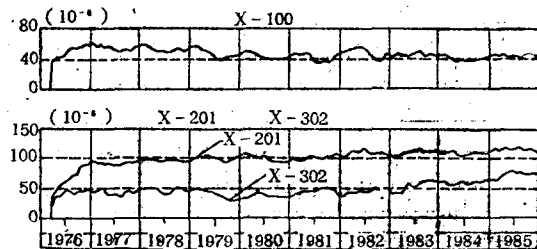


图7 混凝土自身体积变形

短暂的压应力，以后转为拉应力，1979年前后有一个拉应力的增长过程，以后保持平稳，其中D 100应力最大，平均达 $9 \text{ kg/cm}^2$ ，其它3只都在 $7 \text{ kg/cm}^2$ 以下。这些应力有 $4 \text{ kg/cm}^2$ 左右的波动，但与温度无明显关系。

由于闸体上游有长 $12.5 \text{ m}$ 的铺盖，混凝土防渗墙又在铺盖的上游，以上拉应力的出现，都没有影响防渗墙的完整性。

②从图9可以看出：剖面Ⅰ—Ⅰ的D 205、D 206、D 208、D 209，其平均应力维持在压应力 $8 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ ，稍有波动，其波幅约 $4 \text{ kg/cm}^2$ 。

③从图10可以看出，剖面Ⅲ—Ⅲ的D 310、D 311、D 312、D 314与前两个剖面有很大的不同。

a、除D 311外，其余三只仪器在1980年前比较稳定，1981年以后压应力逐渐增加，详见表4。这种情况可能是由于水库试蓄水，投入运行以后，有时又把库水位提高到 $1369.5 \text{ m}$ 所致。

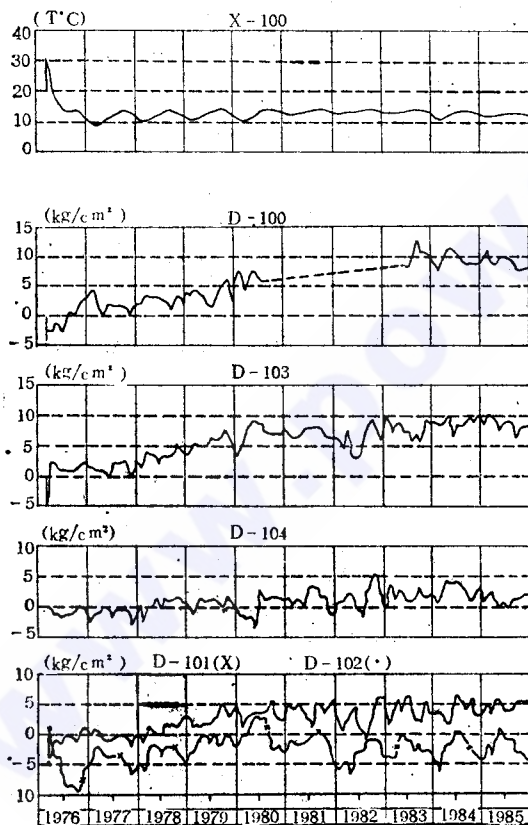


图8 小冲沙孔Ⅰ—Ⅰ剖面底板实测应力

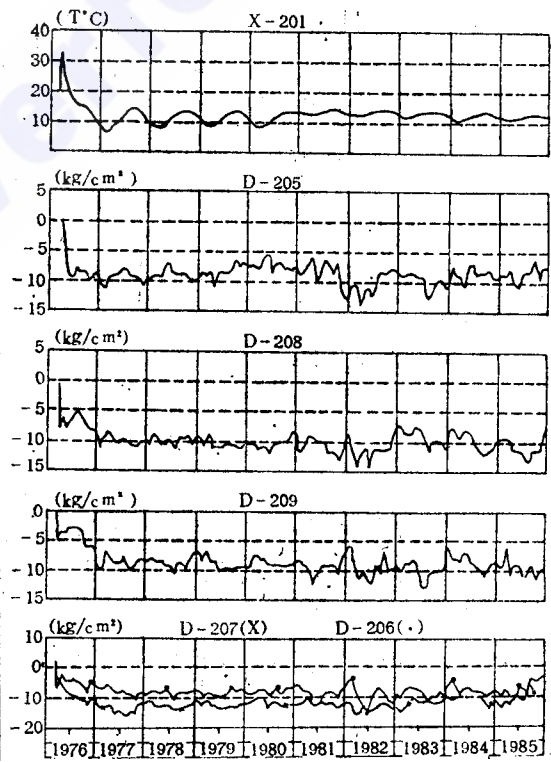


图9 小冲沙孔Ⅰ—Ⅰ剖面底板实测应力

b、应力的年变幅为 $5 \sim 8 \text{ kg/cm}^2$ ，应力与温度有明显关系。

c、D 314在1976年10月到1977年6月间， $\sigma_r$ 从 $8 \text{ kg/cm}^2$ 增加到 $-28 \text{ kg/cm}^2$ 。由于以后变化又有规律，仍有参考价值。

(3) 各剖面水平应变计实测应力 D 101、D 207、D 313在各剖面基岩——覆



表 4

项 目	压应力 (kg/cm <sup>2</sup> )		
	D 310	D 312	D 314
1979.12.25	-2.712	-3.593	-20.810
1925.12.20	-7.852	-16.183	-33.088
压应力增量	5.140	12.590	12.278

表 5 应力的年变化 (kg/cm<sup>2</sup>)

年 份	D 215	D 216	D 317	D 318
1981	11.11	12.30	18.63	12.26
1982	10.17	14.06	12.20	9.84
1983	13.44	15.00	14.05	12.47
1984	13.98	14.03	8.92	8.56
1985	15.74	14.35	12.54	12.04
平 均	12.89	13.95	13.27	11.04

盖层上部, 实测  $\sigma_x$  过程线分别见 图 9、10、11 的有关部分。从图中可以看出, 除 D 101 在 1980 年到 1981 年出现过 4 kg/cm<sup>2</sup> 以下的拉应力外, 其它均处于压应力状态, 10 年中没有发生明显变化, 说明基岩与覆盖层间没有发生明显错动和不均匀沉降, 底板也无裂缝, 处于正常工作状态。

剖面 I—I 及 II—II 底板上部, 水平向应变计 D 215、D 216、D 317、D 318, 它们位于底板上部, 冲沙过流面下 0.5 m。从图 11 的应力过程线看, 其特点为:

①各测点位于过流道下不远处, 所以温度变化较大, (年变幅约为 10°C), 温度应力反映也很明显, 以 1981~1985 年为例, 应力的年变化见表 5 所示。

②除 D 215 在冬季出现不大的拉应力外, 其他实测应力都在压应力区。

底板上、下部—水平应力  $\sigma_x$  的分析:

底板上部夏天压应力增长, 冬天拉应力增长。而下部的不仅年变幅较小, 而且变化规律恰相反, 即夏天拉应力增长, 冬天压应力增长。这种应力变化规

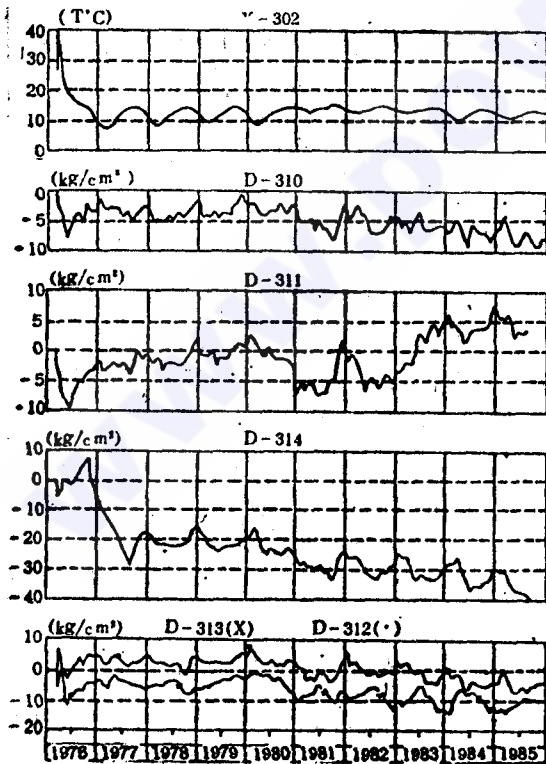


图 10 小冲沙孔 I—I 剖面底板实测应力

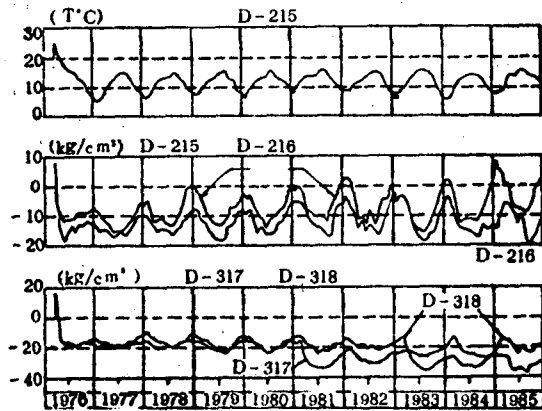


图 11 小冲沙孔 D215、D216、D317、D318 实测应力

律符合软基上的深梁在承受不均匀温度变化后的温度应力分布状态,因此实测水平应力较好地反映了闸底板的实际工作状态。

(4) II—II、III—III 剖面上的测缝计 J 01、J 02 J 01浇筑初期出现微量压缩,以后一直稳定在约 0.1mm 张开度的水平上。

J 02 浇筑初期出现微量压缩,以后就呈张开,其中 1980 年中以前,最大张开度在 0.3~0.6 mm 间变化,1980 年中以后的五年半内,张开度一直稳定在这个水平上(过程曲线从略)。

本项设计工作得到端木骥、杨用发、刘学嵩、陈运乾、郑力平等同志帮助,表示感谢。

\*\*\*\*\*

### 《南堰河规划报告》编制完成

南堰河水量丰沛、落差大而集中,可开发的水能资源是四川龙溪河的 5.4 倍、贵州猫跳河的 3.3 倍、云南以礼河的 2 倍。南堰河六个梯级电站均属中型,是四川省近期开发条件最好的一批中型电源点子,其中二级、三级电站已分别于 1972 年、1983 年建成,河流具有良好的开发基础。为了论证其余梯级的开发条件、尽快完成全河流开发,水电部成都勘测设计院遵照部规划院的部署,于今年 6 月编制完成了《南堰河规划报告》,报告正文共九章 22 万字,附图 61 幅。

规划报告分析阐述了该河流梯级开发的多种组合方案,在进行各水工枢纽工程量、投资和动能经济计算的基础上,经过全面细致地研究各比较方案的特点,选出了最优的梯级开发方案——“一库六级”方案,计有冶勒(六级,具有龙头水库)、栗子坪(五级)、姚河坝(四级)、南瓜桥(三级、已建成)、洗马姑(二级、已建成初期规模)和大渡河边(一级)六个梯级电站。六级电站共可装机 66.5 万 kW,枯水期出力高达 45.93 万 kW,年发电量 31.34 亿 kW·h。其枯水期出力接近我国在建的二滩水电站的一半。是已建龚嘴水电站的 2.5 倍多,其年发电量与湖南省正进行梯级连续开发的耒水相近。规划报告指出,据四川省电力系统负荷预测,1995 年全省需装机 800 万 kW,目前在建、预计 1995 年投产的水、火电站装机 265 万 kW,加上现有的 369 万 kW,仍缺 166 万 kW。因而四川缺电最严重的时期将是二滩电站投产(1996 年)前的一段时间,在此“过渡时期”,兴建南堰河各梯级电站是渡过难关的有效措施。

规划报告推荐冶勒电站为未建各梯级中的近期开发工程。冶勒梯级具有全河的龙头水库,总库容 3.34 亿 m<sup>3</sup>,调节库容 3.13 亿 m<sup>3</sup>,具多年调节性能,可以针对四川电力

(下转 67 页)