

中央水利實驗處

# 研究試驗報告

甲種：水工模型試驗

第十三號

## 四川江北郭家沱虹吸溢道 模型試驗報告書

中華民國三十七年五月

中央水利實驗處  
水工報告編纂委員會

總編纂	鄭肇經						
副總編纂	譚葆泰						
編輯	姚琢之	姜國幹					
	俞世煜	蔣彭年					
	嚴鏡海	李葆鑑					
副編輯	吳志成	毛昶熙					
	陳子霞	陳高林					
	張賡緒						
助理編輯	陳宏德	金泰來					
	焦文生	顏允宗					
	陳文宗						

# 序

近世工程設計，因科學之演進，理論與核算益趨精確，成果日宏。惟水利工程之設計：則以河流水性各各不同，難以一成之定論，適應複雜之變化。故疏導宣洩之法，堤防障堰之功，合則安瀾順翕，化瘠土為沃區；不則巨浸稽天，淪平原於澤國。而凡所措施，宜於此者未必悉宜於彼；適於昔者未必仍適於今，因地制宜，各不相襲。是以水工之設計，關係繁複，其技術之進展，稍亦濡遲。蓋自來治水力學者，物理學家恆假設水流為無黏滯性之理想液體，因而計算其流動之定律，特水流固非絕對無黏滯性者，其為值雖微，而實具有決定性之因素，以故水工計劃實施以後，往往多所掣肘。至工程師之從事水力研究者，頗思矯此闕失，遂舍理論而崇經驗，蒐集測驗資料，列為公式，參酌基本關係，而分別傳以係數，以漸符合實際情況。然當設計之時，選擇係數，仍苦無一定之據依，苟或毫釐之差，詎能免於千里之謬？迨西曆一八九八年，德國特萊司登水工教授恩格斯氏，始創水工模型試驗，應用相似性力學原理，倣製海港河渠堤堰開壩之模型，參酌天然水性，調合水流，引注其中，用以觀測其變化現象，因微察著，以例證真，隨工程之目標，逐一改正其設施，以期於至當。於是驗諸一室而不訛，施諸實際乃有準，其成效之完滿，迥

非憑虛冥想，捫闔求步者所可比擬。然後水工技術，日臻孟晉，匪獨省工節帑，其成果之安全，於以有保障焉。

我國舉辦水工模型試驗，昉於民國二十四年，前全國經濟委員會既設置中央水利研究實驗機構，乃於南京清涼山麓，拓地庀材，籌建水工試驗大廈；復先假國立中央大學隙地，建立臨時水工試驗室，辦理模型試驗，以應當時各項水利工程之急需。繼而抗戰軍興，國府西遷，雖在時會艱虞器材竄竭之際，猶先後於重慶成都昆明武功等處，設立水工試驗機構，各依地區之需要，分別研究試驗，粗獲成果。三十五年國府還都，積極復員建設，尤致意於水利工程之興復。本處乃儘先修建原設中央大學之臨時水工試驗室，並趕築清涼山之水工試驗大廈，其昆明水工試驗室則遷移北平，改設北平水工試驗所。務期今後水工試驗技術，廣大發揚，庶幾裨益於全國水利之建設；且進而與世界各國互相聯繫，作技術上之交換，以資切磋。爰舉歷年辦理之各項水工試驗及研究報告六十餘種，擇尤彙編，附以英文摘要，用備中外學者之觀覽。第規模草創，精研有待，茲編之成，又復匆促，率陋粗疏之處，尚冀當世鴻碩有以繩正之！

中華民國三十七年五月 鄭肇經

# 中央水利實驗處研究試驗報告一覽

## 甲種 水工模型試驗

- 第一號 導淮入海水道楊莊活動壩模型試驗
- 第二號 導淮入江水道三河活動壩模型試驗
- 第三號 四川長壽龍溪水力發電廠攔河壩模型試驗
- 第四號 廣東北江蘆苞活動閘模型試驗
- 第五號 四川綦江船閘模型試驗
- 第六號 陝西黑惠渠模型試驗
- 第七號 陝西漢惠渠進水閘溢水壩及筏道模型試驗
- 第八號 甘肅滄惠渠進水閘及陡坡模型試驗  
甘肅夏惠渠陡坡模型試驗
- 第九號 四川洪雅花溪渠幹渠跌水模型試驗  
甘肅蘭豐渠崔家崖跌水模型試驗
- 第十號 四川綦江羊蹄峒蓋石峒滾水壩模型試驗
- 第十一號 陝西褒惠渠模型試驗
- 第十二號 雲南彌勒甸溪滾水壩模型試驗  
陝西滂惠渠工程計劃之研究  
貴州澧江攔河壩模型試驗  
陝西涇惠渠攔河壩模型試驗  
湖北金水流域洩洪堰模型試驗
- 第十三號 四川江北郭家沱虹吸溢道模型試驗
- 第十四號 四川綦江石溪口花石子滾水壩船閘模型試驗
- 第十五號 漢渝公路汽車渡船模型試驗
- 第十六號 四川長壽桃花溪水電廠暗渠及引水管水流情形之探討

- 第十七號 揚子江竹箕背澮模型試驗  
第十八號 揚子江小南海灘模型試驗  
第十九號 安徽華陽河洩水閘模型試驗

### 乙種·水工研究

- 第一號 水槽兩壁對於臨界拖引力之影響  
第二號 砂土壩基滲水之探討

四川江北郭家沱虹吸溢道  
模型試驗報告書

# 四川江北郭家沱虹吸溢道模型試驗報告書

## 目 錄

一	緣起 .....	1
二	水文資料之研究 .....	1
	甲 資料之種類及來源	
	乙 研究之結果	
	1 揚子江水位	
	a 重慶海關水位	
	b 郭家沱水位	
	2 郭家沱小河流量	
	丙 結論	
三	設計要旨 .....	6
	甲 大河枯水小河漲水	
	乙 大河漲水小河枯水	
	丙 大河漲水小河漲水	
四	虹吸溢道之理論 .....	7
	甲 溢道之負壓水頭	
	乙 溢道之洩流係數	
五	虹吸溢道之試驗 .....	12
	甲 試驗之目的	
	乙 模型之設計及製造	
	丙 試驗之經過	
	1 第一次設計	

2 第二次設計

3 第三次設計

六 結論	20
七 附圖目次	21
1 揚子江重慶洪水位或然曲線圖	
2 揚子江重慶至忠縣段縱斷面圖	
3 揚子江重慶水位高出 60 呎以上之統計圖	
4 四川江北郭家沱虹吸溢道模型試驗設備圖	
5 四川江北郭家沱虹吸溢道第一次設計圖	
6 四川江北郭家沱虹吸溢道第二次設計圖	
7 四川江北郭家沱虹吸溢道第三次設計圖	
8 四川江北郭家沱各種虹吸溢道水流情形圖	

## 四川江北郭家沱虹吸溢道模型試驗報告書

### 一 緣 起

重慶下游二十公里許，有一小河自北南流，經郭家沱附近，注入揚子江。民國二十八年因某項有關軍事之需要，於河口附近築一土壩，壩旁建一閘門，依時啓閉，用資蓄洩，以保持土壩上游水位恆在 28.00 至 28.50 公尺之間為最大目的。土壩及閘門工程，於民國二十八年開始建築，預計二十九年年底完成。迨二十九年五月三日，適遇小河漲水，漫壩下洩，工程遂遭局部之損失。深知專賴人工啓閉閘門，實至不易，乃決定改建自動操縱水量之設備以策安全。復以此項工程，規模甚大，事先須妥為規劃，並舉行模型試驗，俾工程設計，有所依據焉。

本試驗由技士方宗岱設計模型，主持試驗，監製模型，並辦理試驗；繪圖員吳志成繪製圖表；技士方宗岱編製報告。

### 二 水文資料之研究

研究水文資料之目的，係決定小河最大流量及揚子江最高水位，以為設計洩水工程之根據。茲將研討結果，分述於次：

#### 甲 資料之種類及來源

此次設計所依據之資料，計有下列數種：

- 1 揚子江重慶 1900 年至 1940 年每日水位紀錄（揚子江水利委員會抄重慶海關之紀錄）。
- 2 郭家沱附近地形圖（委託機關複製十萬分之一地形圖）。
- 3 揚子江郭家沱水位紀錄（委託機關實測）。
- 4 S. C. Plent: Handbook for the Guidance of Shipmasters on the Ichang-Chungking Section of the Yangtze River。
- 5 郭家沱民國二十九年五月三日之最大雨量（委託機關之實測紀錄）。

6 小河石橋斷面之最高洪水水位(根據當地土著傳述)。

## 乙 研究之結果

### 1 揚子江(以下簡稱大河)水位。

#### a 重慶海關水位

根據第一號資料，就各年實測水位紀錄，應用或然率原理(Theory of Probability)推算重慶測站水位，大致十年洪水水位為 28.30 公尺(即十年中有一次洪水水位等於 28.30 公尺)，五十年洪水水位為 33.50 公尺，百年洪水水位為 35.70 公尺，千年洪水水位為 42.10 公尺，茲將各種數字，列表如下：(參見附圖 1)

年 洪 水 位	洪 水 位 高 度 (公尺) (重慶水尺讀數)
10 年	28.30
20 年	30.60
30 年	32.30
40 年	33.00
50 年	33.50
60 年	34.20
70 年	34.80
80 年	35.20
90 年	35.50
100 年	35.70

千年一次之洪水水位，僅係理論上之推測，事實上未必發生。故普通設計，視經濟情形，以五十年或一百年洪水水位為準則。

#### b 郭家沱水位

按海關在各處所設之水尺，係以各處之最枯水位為零點，故各水尺之零點，並不在同一水平面上。當枯水時，揚子江水面坡度約為千分之 0.195，重慶與郭家沱相距約 20 公里，故兩處水尺零點真高之差約為 3.90 公尺(參見第 4 號資料第 5 頁)。揚子江水面坡度，因水位之漲落而異。就第 1 號及第 3 號資料之統計，重慶水尺讀數，通常

均高於郭家沱水尺讀數。但當洪水時，因地形關係，山峽附近洪水峯之漲水高度，往往超過上游各段。郭家沱位於銅礦峽附近，亦受山峽壅水之影響。故郭家沱水尺讀數，亦有超過重慶水尺讀數者，據統計最大值為 2.55 公尺。茲列表於下，以見一斑：

日期	重慶最高水位		郭家沱最高水位		兩處最高水位差 (公尺)	附註	
	年	月日	(水尺讀數公尺)	(水尺讀數呎)			(水尺讀數公尺)
27	7	15	18.85	59.0	17.98	+1.07	「+」號表示重慶水尺讀數高於郭家沱水尺讀數 「-」號表示重慶水尺讀數低於郭家沱水尺讀數
		16	19.64	52.8	16.08	+3.56	
		20	19.05	51.0	15.55	+3.50	
		21	21.48	65.2	19.87	+1.61	
		22	23.61	70.2	21.39	+2.22	
		23	22.35	63.1	19.23	+3.12	
	8	20	18.40	56.0	17.07	+1.33	
	9	2	21.95	69.0	21.03	+0.92	
		3	20.60	76.0	23.15	-2.55	
		4	23.32	78.0	23.76	-0.44	
		5	21.70	70.0	21.33	+0.37	
		9	18.82	54.9	16.72	+2.10	
		10	19.65	58.0	17.67	+1.98	
		19	18.70	54.0	16.45	+2.25	
		24	18.78	54.0	16.45	+2.33	
		25	18.35	55.0	16.79	+1.56	

委託機關之設計，係以郭家沱水尺高度為標準。第1a節計算之重慶洪水位高度，應加 2.55 公尺，始相當郭家沱洪水位之高度。茲列表於第 4 頁：

關於郭家沱水尺讀數與重慶水尺讀數之關係，參閱附圖 2（此圖採自第 4 號資料），當更顯明。圖中虛綫，代表各處零點之高度。由圖上量得重慶零點之真高為 540 呎，郭家沱零點真高為 528 呎，重慶零點高出郭家沱零點 12 呎，約當 3.9 公尺。又圖中所示重慶洪水位真高為 635 呎時，其水尺讀數為 95 呎，郭家沱洪水位真高為 632 呎時，水尺讀數為 104 呎，較重慶水尺讀數數字多 9 呎（約 2.74 公尺）。質言之，

年 洪 水 位	洪 水 位 高 度 (公尺)	
	重 慶 水 尺 讀 數	郭 家 沱 水 尺 讀 數
10 年	28.30	30.85
20 年	30.60	33.15
30 年	32.30	34.85
40 年	33.00	35.55
50 年	33.50	36.05
60 年	34.20	36.75
70 年	34.80	37.35
80 年	35.20	37.75
90 年	35.50	38.05
100 年	35.70	38.25

洪水期間，郭家沱之水尺讀數數字確須多出重慶水尺之讀數。

洩水閘之閘底高度為 21.00 公尺，相當於重慶水尺讀數 18.29 公尺。當閘門開啓宣洩小河流流量時，荷大河之重慶水位，超過 18.29 公尺（即 60 呎），洩水即受影響。按重慶水位紀錄，自 1900 年起至 1940 年止，計四十年，未曾間斷。除 1900, 1908, 1915, 1916, 1922, 1927, 1929, 1932, 1940 九年外，每年皆有超過 60 呎之紀錄。且均在 7, 8, 9, 三個月間發生。此四十年中之最高水位紀錄為 35.97 公尺，發生於 1905 年 8 月 10 日（參見附圖 3），約為百年一次之洪水位。

## 2 郭家沱小河流流量

郭家沱小河（以下簡稱小河）之受水面積為 7.35 平方公里。冬季久旱不雨，即告斷流，最小流量等於零。至於最大流量，則完全缺乏紀錄。

本處派員沿小河查勘探詢，據年老鄉農口述，小河之最大流量發生於甲申年（1874）。

○並據鄉農所示水痕，測得小河上游石橋處之洪水位。

民國二十九年五月三日暴雨，小河漲水，由土壩及洩水閘之水痕，推算流量為每秒 46 立方公尺。又測驗該日石橋之水位及断面面積，並據上述流量推算石橋断面之流速，深槽中約為每秒 3 公尺，邊槽約為每秒 1.5 公尺。該項流速之分佈與目睹者所

述五月三日水流情形大致相符。(參見附圖S<sub>1</sub>)

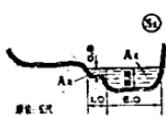


圖 S<sub>1</sub>

$$A_1 = 2.5 \times 6 = 15 \text{ m}^2, \quad V_1 = 3 \text{ m/Sec.}$$

$$Q_1 = 45.0 \text{ m}^3/\text{Sec.}$$

$$A_2 = 0.8 \times 1 = 0.8 \text{ m}^2, \quad V_2 = 1.5 \text{ m/Sec.}$$

$$Q_2 = 1.2 \text{ m}^3/\text{Sec.}$$

$$\text{共計流量 } Q = Q_1 + Q_2 = 46.2 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

甲申年之洪水位，超過二十九年之洪水位約 1.6 公尺。斷面流速亦有增加，茲審核石橋附近小河形勢，據二十九年五月三日紀錄，估計斷面內流速之值。由是計算甲申年之流量約為每秒 100 立方公尺。(參見附圖S<sub>2</sub>)

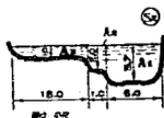


圖 S<sub>2</sub>

$$A_1 = 3.7 \times 6 = 22.2 \text{ m}^2, \quad V_1 = 3.5 \text{ m/sec.}$$

$$Q_1 = 77.8 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$A_2 = 2 \times 1 = 2 \text{ m}^2, \quad V_2 = 2 \text{ m/Sec.}$$

$$Q_2 = 4.0 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$A_3 = 18 \times 1 = 18 \text{ m}^2, \quad V_3 = 1 \text{ m/sec.}$$

$$Q_3 = 18.0 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$\text{共計流量 } Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 99.8 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

查小河兩岸均係岩石山嶺，坡度峻陡，作物稀少，暴雨時即行洩瀉，不能蓄積。茲假定逕流係數為 0.9，按每秒 100 立方公尺之流量，7.35 平方公里之受水面積，推算每小時之降雨量為 50 公厘，與川省暴雨紀錄比較，尚屬合理。

自甲申年迄今，已歷六十九年。該年流量每秒 100 立方公尺，可採為七十年中之最大流量。

### 丙 結 論

由上述之分析，得知以下各點，堪為設計之根據：

1 大河最高水位為重慶水尺 35.97 公尺，相當於郭家沱水尺 38.52 公尺，發生於 1905 年，約當百年一次之洪水。

2 小河最大流量為 100 秒立方公尺，發生於甲申年(1874)，為六十年來所罕見，約當七十年一次之洪水。

### 三 設計要旨

本設計之要點，在保持土壩上游水位於 28.00 與 28.50 公尺之間。惟兩河之流量互有消長，其配合之情形不同，工程上之需要亦異。茲就各種可能之配合情形，分別探討，以便規劃工程上之設施。

#### 甲 大河枯水小河洪水

小河最大流量為 100 秒立方公尺，為適合已成之建築物計，建議利用虹吸溢道，以資宣洩，其優點有下列數端：

1. 利用虹吸溢道之管流性質，可以增加有效水頭，其洩水能力，較之等寬度之堰流溢道，增大甚多。

2. 溢道上堆土甚厚，無遺轟炸破壞之虞。

3. 現有之擋土牆稍嫌單薄，虹吸溢道位於兩牆之間，可以抵抗土壓力，不必加厚牆身。

4. 採用鋼鐵材料較少。

虹吸溢道之設計，須符合下列各種規定：

1. 溢道上游之水位，須保持於 28.00 至 28.50 公尺(郭家沱水尺讀數)之間。為適合已成之建築物計，溢道喉部(Throat)內壁之高度定為 28.00 公尺，尾部內壁之高度定為 21.00 公尺，溢道淨寬定為 10 公尺，即每公尺應洩之流量為 10 秒立方公尺。

2. 上游水位，升至喉部高度四分之一時，虹吸作用須即開始。

3. 上游水位降至 28.00 公尺時，虹吸作用，即須停止。故溢道首端，應有空氣口之設備。

4. 溢道之水，當絕對壓力(Absolute pressure)小於蒸氣壓力(Vapor pressure)時，即有氣化現象，足以消失虹吸之作用。蒸氣壓力，在普通溫度(30°C)時，為 0.43 公尺水柱。故溢道內之負壓水頭，不可超過  $10.33 - 0.43 = 9.9$  公尺。惟普通河水，內有溶化之氣體，負壓較大時，即有氣化之可能。此次設計，為審慎起見，參照國外已成虹吸溢道工程之設計，規定溢道內最大之負壓水頭，當最大流量時(100 秒立方公尺)

，不得超過 7.5 公尺。

#### 乙 大河漲水小河枯水

小河乾涸，大河漲水，設水位超過 28.50 公尺，則江水倒灌。為保持土壩上游水位為 28.00 至 28.50 起見，建議將土壩增高至大河百年一次之洪水位以上，即 39.00 公尺。

#### 丙 大河漲水小河漲水

溢道出口之底高定為 21.00 公尺。設大河漲水超過 21.00 公尺，則減低溢道之有效水頭，是即減低溢道之洩水量。

設大河小河同時漲水，大河水位超過 28.00 公尺，則須利用其他抽水設備以宣洩小河之流量。

大河水位為 21.00 至 28.00 公尺。溢道之有效洩水量由  $Q_{100}$  減低為  $Q_x$ ，設該時之小河流量小於  $Q_x$ ，則溢道仍能充分宣洩小河之水，不致抬高上游水位。若小河流量大於  $Q_x$ ，則仍須加設抽水設備，以免抬高土壩上游水位，致超過 28.50 公尺。

以上所論係大小河同時漲水，關於兩河各種流量同時漲水之或然率，現以缺乏長期雨量紀錄，未能統計核算。

## 四 虹吸溢道之理論

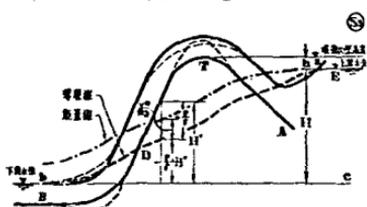
### 甲 溢道之負壓水頭

虹吸溢道為一負壓洩水管，其頂部（Summit）高度，超過上游水位（參見附圖  $S_3$ ）。根據水力學原理，上游之水，流經溢道，因摩擦阻力及渦旋阻力之消耗，其能量逐漸減小。如以一水平綫（如附圖中  $b c$  綫）為基綫（Datum line），將溢道各點之能量高度繪成曲綫，是謂能量綫（見圖）。能量綫各點之高度，為流速水頭  $\frac{V^2}{2g}$ ，壓力水頭  $\frac{P}{\gamma}$ （以大氣壓為零）及位能高度  $H'$  之總和。如將能量綫上各點，減去其流速水頭  $\frac{V^2}{2g}$  之高度，連成曲綫，是謂零壓綫。曲綫上各點之高度，代表溢道各點壓力水頭  $\frac{P}{\gamma}$  及其位能  $H'$  之總和。苟溢道某處之位能大於此綫之高度（即溢道位置，在此點之上，

如圖中 T 點)，其壓力水頭，必為負數，則二者之和，始能等於此綫上之高度。溢道位能與此綫上高度相等時(即溢道與此綫相交處，如圖中 D 點)，其壓力水頭須等於零(即等於大氣壓)，此零壓綫名稱之所由來也。由此以觀，管壁各處所受之壓力水頭，如不計及水流離心力之影響，應為各處距零壓綫沿垂直坐標之距離，在零壓綫以上者為負壓，反之則為正壓。換言之，如以零壓綫為基綫，則管壁之形狀(圖中 a b 及 A B 綫)，即代表其壓力水頭之分佈情形。實際上水流沿溢道曲線下洩，對於管壁發生離心作用。此離心力對於管壁壓力所發生影響，因管壁之形狀而不同。苟自溢道中綫正視，管壁為凹形(如喉部外壁)，則壓力為之加大，管壁為凸形(如喉部內壁)，則壓力為之減小。故管壁各處壓力水頭之分佈情形，如計及水流離心力之影響，應以圖中之虛綫代表之。由此曲線，可知溢道喉部及尾部，因位置及曲度之關係，均有負壓發生。因喉部位置，遠較尾部為高，普通情形，負壓之值，以喉部內壁處(圖中 T 點)為最大。研究溢道之負壓，應以此處為標準。

假設断面各點之流速相等，則水流因離心力作用，對於管壁所發生之壓力水頭應

圖 S<sub>3</sub> 為



$$h' = \rho \frac{V_m^2}{R} \dots \dots \dots (1)$$

式中  $h'$  = 壓力水頭  
 $\rho$  = 水之單位質量  
 $V_m$  = 断面之平均流速  
 $R$  = 管壁之曲度半徑

實際上管壁所受之壓力，與溢道断面流速分佈之情形，有密切之關係。計算喉部內壁(即圖中 T 點)之壓力水頭應以該處之流速為標準，不能以断面之平均流速計算。

茲將溢道之流量  $Q$ , T 點之流速  $V_T$  及其壓力水頭  $\frac{P_T}{\rho}$  相互間之關係推演如下：

### 1 T 點之流速 $V_T$ 與其壓力水頭 $\frac{P_T}{\rho}$ 之關係

普通情形，水由溢道入口流經喉部，因途徑甚短，能量之損失極小(普通小於速率水頭 1%)，入口至喉部間之水流，假定為理想液體，當無顯著之差誤。

設  $V_T = T$  點之流速

$h =$  上游水位高度與  $T$  點高度之差 (參見附圖  $S_3$ )

$\frac{P_T}{\gamma} = T$  點之壓力水頭

則根據 Bernoulli 氏定理 (以上游水面為基線)

$E$  點之能量  $= 0$

$T$  點之能量  $= \frac{V_T^2}{2g} + h + \frac{P_T}{\gamma}$

令二者相等。

則  $\frac{V_T^2}{2g} + \frac{P_T}{\gamma} = -h \dots\dots\dots (2a)$

如上游水位高於  $T$  點

則  $\frac{V_T^2}{2g} + \frac{P_T}{\gamma} = h \dots\dots\dots (2b)$

當各種流量時,  $h$  之值普通均為已知數。故第 (2a) 或 (2b) 式, 表示  $T$  點之流速與其壓力水頭之關係。

## 2 喉部斷面流速之分佈與溢道流量之關係

已知溢道之流量, 則  $T$  點之壓力水頭, 與喉部斷面流速分佈之情形, 有密切之關係。喉部斷面流速之分佈, 假定符合下列公式

$$V R^n = C \dots\dots\dots (3)$$

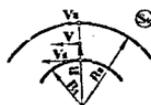


圖 式 中  $V =$  喉部斷面各處之流速  
 $R =$  同一地點水流之曲度半徑  
 $n$  及  $C$  均為常數

設  $V_T$  為  $T$  點之流速,  $R_T$  為  $T$  點之曲度半徑, 則流速與曲度半徑之關係, 亦應符合第 (3) 式 (參見附圖  $S_4$ )。

即  $V_T R_T^n = C \dots\dots\dots (4)$

第 (4) 式規定  $n$  與  $C$  值之關係, 因  $R_T$  為已知數,  $V_T$  亦可由第 (2a) 式或第 (2b) 式中計算也。

茲假定溢道之斷面為矩形，並設，

$Q$  = 溢道之流量，

$b$  = 溢道之寬度，

$R_1$  = 喉部內壁(即T點)之曲度半徑，

$R_2$  = 喉部外壁之曲度半徑

則溢道之流量，應為喉部斷面各處流速及面積乘積之積分，

$$\text{即 } Q = b \int_{R_1}^{R_2} V dR \dots \dots \dots (5)$$

將第(3)及(4)式代入第(5)式

$$\begin{aligned} \text{則 } Q &= b \int_{R_1}^{R_2} V dR = bC \int_{R_1}^{R_2} \frac{1}{R^n} dR = bV_1 R_1^n \int_{R_1}^{R_2} \frac{1}{R^n} dR \\ &= \frac{bV_1 R_1^n}{1-n} (R_2^{1-n} - R_1^{1-n}) \end{aligned}$$

設  $R_2 = aR_1$

$$\text{則 } Q = \frac{bV_1 R_1^n}{1-n} (a^{1-n} - 1)$$

$$\text{或 } \frac{Q}{bV_1 R_1^n} = \frac{a^{1-n} - 1}{1-n} \dots \dots \dots (6)$$

上式中規定  $Q_1, V_1$  及  $n$  之關係，已知其中二者，即可推算第三者之值。

### 乙 溢道之洩流係數

根據水力學原理(參見附圖  $S_3$ )，溢道上下游水位之差，為摩擦損失水頭，澗頭損失水頭，及出口速率水頭之總和，

$$\text{即 } H = f \frac{L}{R_h} \frac{V_m^2}{2g} + 2K \frac{V_m^2}{2g} + \frac{V_o^2}{2g} \dots \dots \dots (7)$$

式中  $H$  = 上下游水位之差

$R_h$  = 溢道之水露半徑 (Hydraulic radius)

$L$  = 溢道長度

$V_m$  = 溢道平均流速

$V_o$  = 出口流速

$f$  = 摩擦阻力係數，與溢道之雷那指數 (Reynolds' number)  $\frac{V_m R}{\eta}$

及其相對糙率 (Relative Roughness) 有關，其數值可據 Nikuradse 氏試驗決定之 (參攷 O'Brien and Hickox: Applied Fluid Mechanics, Page 107)

$K$  = 閘頭之阻力係數，與溢道之雷那指數及閘頭之曲度半徑有關。其數值須由試驗決定之。

據等流量公式

$$Q = A_m V_m = A_o V_o$$

式中

$A_m$  = 溢道之平均斷面面積

$A_o$  = 出口之斷面面積

$H$  = 上下游水位之差

故

$$H = \left( f \frac{L}{R_h} \frac{A_o^2}{A_m^2} + 2K \frac{A_o^2}{A_m^2} + 1 \right) \frac{V_o^2}{2g}$$

$$V_o = \frac{1}{\sqrt{f \frac{L}{R_h} \frac{A_o^2}{A_m^2} + 2K \frac{A_o^2}{A_m^2} + 1}} \sqrt{2gH}$$

$$Q = A_o V_o = \frac{1}{\sqrt{f \frac{L}{R_h} \frac{A_o^2}{A_m^2} + 2K \frac{A_o^2}{A_m^2} + 1}} A_o \sqrt{2gH}$$

命

$$C = \frac{1}{\sqrt{f \frac{L}{R_h} \frac{A_o^2}{A_m^2} + 2K \frac{A_o^2}{A_m^2} + 1}},$$

則  $Q = CA_0\sqrt{2gH}$

或  $C = \frac{Q}{A_0\sqrt{2gH}} \dots\dots\dots(8)$

C 為溢道之洩流係數

## 五. 虹吸溢道之試驗

### 甲 試驗之目的

本試驗之目的，在決定虹吸溢道之尺寸，俾當最大流量時(100 秒立方公尺)，符合第三章甲節之各項規定。

### 乙 模型之設計及製造

原型虹吸溢道之總寬為 10 公尺，洩水量為 100 秒立方公尺。溢道之斷面為矩形，內部以洋灰粉平，極為光滑，故流速之分佈相當平均，可視為二元式水流。

此次試驗，係在本處暫溪木工試驗室內舉行。模型係依照霍特定律 (Froude's Law) 設計，即長度比例一經選定，流量比率為長度比率 2.5 次方。因根據水流臨界雷那指數 (原型水流為亂流，模型之水，亦應為亂流，其雷那指數，不能低於臨界指數)，並審度試驗室之面積及給水量，長度比率定為 1:16，即模型寬度為 10.3 公分，相當原型 1.648 公尺；流量為 16.1 秒公升，相當于原型每公尺 10 秒立方公尺。模型係以木板釘製，以便更改溢道之形狀，木板接連之處，塗以油漆洋灰，俾空氣不能透入。模型之一面，鑲以玻璃，以便觀察水流情形。管壁各處，安裝測壓管 (Manometer) 測定內部之壓力。並于模型上下游，各設測針，測定水位，模型上游，設量水槽以測定流量。(參見附圖 4)。

暫溪木工試驗室之水流系統，詳見本處編印之長壽龍溪河水力發電廠攔河壩模型試驗報告書，茲不贅述。

### 丙 試驗之經過

#### 1 第一次設計

a 第一次模型之設計，參見附圖 5。喉部高度為 0.9 公尺，出口高度為 1.55 公尺(均為原型尺寸)。此次設計，係利用溢道尾部之灣頭，積水以封口，俾水流沿溢道下洩，挾帶空氣，使溢道內部空氣稀薄，壓力減小，引起虹吸作用。惟經試驗觀察

，溢道洩水，當小流量時，水簾緊貼內壁下注，尾部灣頭之積水發生迴溜，水簾所挾空氣，隨溜反湧，仍留於溢道之內。故溢道內部壓力未見減少，不能發生虹吸作用。及流量增加，水簾之流速達某限度時，即將積水沖出，水流沿灣頭底壁外射，空氣由溢道尾部衝入，致內外之壓力相等。此時水沿溢道之內壁流動，為堰流而非管流，洩水能力極為有限。迨上游水位繼續增加而超過喉部外壁之高度，則溢道滿流，而虹吸作用開始，水流即由堰流變為管流，上游水位遽然降低。至於滿流以後，當流量為 100 秒立方公尺(原型)時。上游水位雖不超過 28.00 公尺，但喉部內壁之負壓水頭，達 8.9 公尺，殊嫌太大。且虹吸作用開始之情形，與規定不符(上游水位已超過規定高度 28.225 公尺，即  $28.00 + \frac{1}{4} \times 0.9$  公尺)，故此次設計之溢道，不適於應用。

b 為促進虹吸作用開始起見，沿溢道頂部之下端，置一折流器，溢道之水簾，遇折流器時，折而外射，沖擊外壁，不復沿內壁下注，射出之水簾，隔溢道為兩段。上段空氣為水所挾，逐漸稀薄，洩水量隨之而增加，於極短之時間引起虹吸作用。滿流以後，折流器底部發生迴溜，自有能量之損失，然經試驗觀察，當原型流量為 100 秒立方公尺時，上游水位仍不超過 28.50 公尺。折流器之形狀及位置，經多次之試驗決定如下：

折流器為一三角形，上游角度為  $45^\circ$ ，下游角度為  $30^\circ$ ，高為 4.8 公分(原型尺寸)。

折流器位於溢道頂部下游內壁之上，與頂點垂直線成  $66^\circ$  之角度，(參閱附圖 6)。

## 2 第二次設計

第一次設計，加折流器後，上游水頭小於喉部高度四分之一(即水位低於 28.225 公尺)時，虹吸作用即行開始。當流量為 100 秒立方公尺時，上游水位不超過 28.00 公尺，亦與規定相符合，惟以喉部內壁負壓太大，不適于用。以下各種設計之最大目的，在設法減低喉部內壁之負壓。

減低喉部負壓之方法，計有下列數端。

a 根據第(1)式，將喉部之高度增大，俾在同一流量時，斷面加大，平均流速減小，則離心力發生之負壓水頭降低。

b 根據第(1)式，將喉部內壁之曲度半徑增大，使式中  $R$  值增加， $h'$  值減小。

c 根據附圖  $S_3$  及第(8)式，將溢道出口面積縮小，俾在同一流量時，上游水位上升，頂部零壓線為之上移。惟上游水位之升高，不可超過規定之限度。

溢道水流，因離心力發生之負壓水頭，與平均流速之平方成正比，與  $T$  點曲度半徑之一次方成反比，減低離心力之負壓水頭，自以增加喉部高度較為有效。以下各次之設計，增加喉部高度，縮小出口面積，但仍保持喉部內壁之曲度半徑不變。

第二次設計，參見附圖 6，喉部高度定為 1.1 公尺(原型尺寸)。因有折流器之設備，尾部改為平直，以減少損失，增加洩流係數。尾部長度為 5.6 公尺，出口高度為 1.55 公尺。經試驗觀察，溢道出口高度太大，水流洩出時，有時不能封口，溢道上下游水位變化無常，致洩水量與上游水位無確定之關係。故於下游 12 公尺處(原型尺寸)，置一抬水檻，抬高下游水位，以穩定水流，庶洩水量與上游水位有確定之關係。茲將試驗之結果，上游水位與流量及喉部內壁壓力之關係，繪成曲線(參見附圖  $S_5$ ，第 15 頁)，以見一斑。關於各式虹吸溢道水流情形，參見附圖 8。

溢道進水口之外壁，設有通氣孔(見第三章甲節)。氣孔之底高與溢道之頂點相平，高度為 1.25 公分(合原型 0.2 公尺)。試驗時上游水位微有震動。當水頭約為 2 公分時，空氣由氣孔進入溢道，故測驗時最低之水頭約為 3 公分(見附圖  $S_5$ )。

查原型 100 秒立方公尺之流量，合模型 16.1 秒公升，水頭約為 2 公分(模型)，已在試驗範圍之外。故據試驗結果及第四章之理論推算原型 100 秒立方公尺時溢道頂點壓力及洩流係數，並同時復核第四章所列各公式之準確性。茲將推算方法分列如次：

#### 子 滯留阻力係數之計算

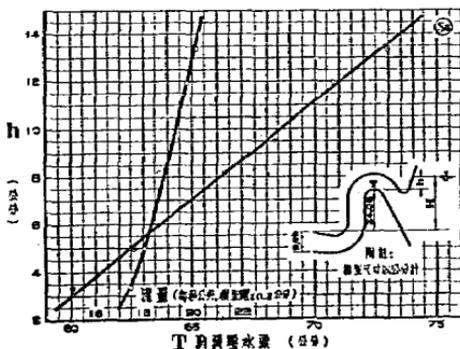
$$\text{查核第(7)式} \quad H = f \frac{L}{R_h} \frac{V_m^2}{2g} + 2K \frac{V_{in}^2}{2g} + \frac{V_o^2}{2g}$$

中之各項數值，除  $K$  值外，均可由附圖  $S_5$  及 Nikuradse 氏曲線中求得。如是則  $K$  值為式中之惟一未知數，自易計算。茲將計算結果，列表如下：

1	h(公分)	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3
2	Q(秒公升)	20.19	20.02	19.80	19.57	19.36	19.12	18.87	18.60	18.35	18.02	17.67	17.30
3	H(公分)	48.1	47.1	46.1	45.1	44.1	43.1	42.1	41.1	40.1	39.1	38.1	37.1
4	雷那指數 $\times 10^4$	4.47	4.44	4.39	4.34	4.29	4.24	4.19	4.13	4.07	4.00	3.92	3.84
5	100 f	.391	.392	.393	.395	.396	.397	.398	.400	.400	.401	.402	.403
6	2K	.441	.4325	.428	.432	.4325	.434	.433	.440	.443	.453	.466	.4875

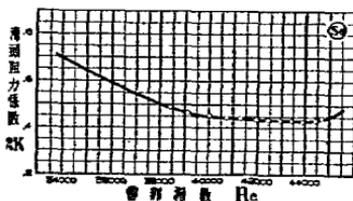
上表中第 1 及第 2 行，係由附圖 S<sub>5</sub> 中查出。第 3 行 H 之值，係  $h = 34.1$  (參見附圖 S<sub>5</sub>)。第 4 行為雷那指數，計算時假定溫度為 10°C，故  $\eta$  之值應為 0.0131 公分<sup>2</sup>/秒。第 5 行為摩擦阻力係數，係假定溢道為光滑水管，按照第 4 行之雷那指數，由 Nikuradse 氏曲線中求得。第 6 行係由第 (7) 式中算出，式中  $L = 116$  公分， $R_h = 2.056$  公分。

溝頭阻力係數 K 值，為雷那指數之函數。茲將 2K 值與雷那指數之關係，繪成曲線，參見附圖 S<sub>6</sub>。

圖 S<sub>5</sub>圖 S<sub>6</sub>

溝頭阻力係數計算結果與 Hofmann 試驗結果頗為接近(見 Kaufmann: Hydro-mechanik Bd. 2, S. 88)。故按 Hofmann 曲線之趨勢，將本試驗計算結果引伸之，以為設計之根據。

當模型流量為 16.1 秒公升(相當原型 100 秒立方公尺)時，雷那指數為 35600，根據附圖 S<sub>6</sub> 之曲線，求得溝頭阻力係數 2K 應為 0.62。



### 丑 洩流係數之計算

當模型流量為 16.1 秒公升(相當原型 100 秒立方公尺)時

$$\frac{V_m^2}{2g} = 26.3 \text{ 公分}$$

$$\frac{V_o^2}{2g} = 13.3 \text{ 公分}$$

雷那指數 = 35600

$f = 0.0041$  (假定溢道為光滑水管，按照其雷那指數，由 Nikuradse 氏曲線中求得)

$2K = 0.62$  (按照其雷那指數，由附圖  $S_6$  之曲線中求得，見上節)

$L = 116$  公分

$R_h = 2.056$  公分

將上列諸數值代入第(7)式

$$H = f \frac{L}{R_h} \frac{V_m^2}{2g} + 2K \frac{V_m^2}{2g} + \frac{V_o^2}{2g}$$

求得  $H = 35.7$  公分

即水頭  $h = H - 34.1 = 1.6$  公分

當模型流量為 16.1 秒公升時，上游水位超出喉部內壁之高度為 1.6 公分，相當原型 25.6 公分，即原型流量為 100 秒立方公尺時，上游水位為 28.26 公尺，小於 28.50 公尺，與設計時之規定相符合。

當模型流量為 16.1 秒公升時

$H = 35.7$  公分(由第(7)式中求得)

$A_o = 99.8$  平方公分

代入第(8)式

$$C = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gH}}$$

求得洩流係數

$C = 0.609$

## 寅 喉部断面流速分佈公式之核算

第(6)式  $\frac{Q}{bV_1R_1} = \frac{a^{1-n}-1}{1-n}$ ，因  $b=10.3$ 公分， $R_1=9.375$ 公分， $R_2=16.25$

公分， $a = \frac{R_2}{R_1} = \frac{16.25}{9.375} = 1.73$ ，且  $V_1$  之值，可以根據附圖 S<sub>5</sub>，由第(2b)式中推算，

如是  $n$  值為第(6)式中之惟一未知數，自易計算。茲將各種流量時  $\frac{Q}{bV_1R_1}$  (即  $\frac{a^{1-n}-1}{1-n}$ )

之值，計算如下：

1	h (公分)	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3
2	Q (秒公升)	20.19	20.02	19.80	19.57	19.36	19.12	18.87	18.60	18.35	18.02	17.67	17.30
3	$-\frac{R_2}{R_1}$ (公分)	73.50	72.25	71.03	69.80	68.57	67.35	66.13	64.90	63.65	62.45	61.22	60.00
4	$V_1$ (秒公分)	414	409	404	398	393	387	382	376	370	364	358	352
5	$\frac{Q}{bV_1R_1}$	.507	.507	.508	.509	.511	.513	.512	.513	.514	.514	.512	.510

上表中第 1 第 2 及第 3 行，係由附圖 S<sub>5</sub> 之曲線中查出。第 4 行係由第(2b)式中推算。表中各項  $\frac{Q}{bV_1R_1}$  之值，與其平均值相較，其最大差誤，僅為千分之七。由此觀

之，當各種流量時， $\frac{a^{1-n}-1}{1-n}$  之值約為常數，足證第(3)式  $VR^n = C$  之假定，與實際

情形相符合。根據上表  $\frac{a^{1-n}-1}{1-n}$  之平均值 (= .5108)，求得  $n$  值為 1.27，即喉部断面

流速分佈情形，符合下式：

$$VR^{1.27} = C \dots \dots \dots (10)$$

## 卯 喉部內壁負壓之計算

當模型流量為 16.1 秒公升(相當原型 100 秒立方公尺)時，

$$h = 1.6 \text{ 公分 (根據第 2 節計算結果)}$$

$$V_1 = 327 \text{ 秒公分 (由第(6)式 } \frac{Q}{bV_1R_1} = 0.5108 \text{ 中計算)}$$

$$\text{代入第(2b)式 } \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = h$$

求得  $\frac{P_1}{\gamma} = -52.8$  公分，相當原型—8.45 公尺。是即當原型流量為 100 秒立方公尺時，溢道內最大負壓水頭大於 7.5 公尺，與設計之規定不相符合。

### 3 第三次設計

由歷次試驗之觀察，證明溢道實測之洩流係數及最大負壓，與計算之值吻合。故溢道之最後尺寸，可以根據以往試驗之結果，以計算方法決定之，無需另行試驗矣。

溢道之第三次設計，參見附圖 7。形狀與第二次設計大致相同，惟尺寸有所變更。第二次設計，當原型流量為 100 秒立方公尺時，上游水位為 28.26 公尺，尚小於規定高度 0.24 公尺。故此次設計，為減低頂部負壓起見，除將喉部高度增大為 1.25 公尺(原型尺寸)外，復將出口之高度縮小為 1.25 公尺(參攷 2 節之理論)，使溢道為一等面積之矩形水管。出口 12 公尺處，仍設抬水檻之設備，高度為 0.48 公尺。茲將各種計算結果列下：

#### a 洩流係數之計算

當模型流量為 16.1 秒公升(相當原型 100 秒立方公尺)時，

$$\frac{V_m^2}{2g} = \frac{V_o^2}{2g} = 20.4 \text{ 公分}$$

雷那指數 = 33900 (假定溫度為 10°C)

$f = .00415$  (假定溢道為光滑水管，按照其雷那指數，由 Nikuradse 氏曲線中求得。)

$2K = 0.70$  (按照其雷那指數，由附圖 S6 中之曲線求得)

$L = 106.5$  公分，  $R_b = 2.22$  公分

將上列諸數值，代入第(7)式

$$H = f \cdot \frac{L}{R_b} \cdot \frac{V_m^2}{2g} + 2K \cdot \frac{V_m^2}{2g} + \frac{V_o^2}{2g}$$

求得  $H=38.8$ 公分

$$h=H-35.9=2.9$$
公分

當模型流量為 16.1 秒公升時，上游水位超出溢道內壁之高度為 2.9 公分，相當原型 46.3 公分，即原型流量為 100 秒立方公尺時，上游水位為 28.46 公尺，小於 28.50 公尺，與設計之規定相符合。

當模型流量為 16.1 秒公升時，

$$H=38.8$$
公分

$$A=80.3$$
平方公分

代入第(8)式

$$C = \frac{Q}{A\sqrt{2gH}}$$

求得洩流係數

$$C=0.72$$

#### b 喉部內壁負壓之計算

當模型流量為 16.1 秒公升時，

$$h=2.9$$
公分(根據第 3a 節之計算)

據第(6)式

$$\frac{Q}{bV_1R_1} = \frac{a^{1-n}-1}{1-n} = 0.5108$$

$$V_1 = \frac{Q}{0.5108 bR_1} = 298$$
秒公分

代入第(2b)式

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = h$$

求得  $\frac{P_1}{\gamma} = -42.35$ 公分，相當原型 -6.77 公尺。即當原型流量為 100 秒立方公尺時，溢道內最大負壓小於 7.5 公尺，與設計之規定相符合。

#### c 空氣口尺寸之規定

當溢道之洩水量超過小河之流量時，上游水位逐漸降落。必須有空氣口之設備，使上游水位降至一定高度時，空氣大量衝入，虹吸作用立即停止，以免上游水位過分降低。按設計之規定，上游水位不能低於 28.00 公尺，故空氣孔之底高，定為 28.00 公尺，與溢道內壁頂點相平，其高度按國外已完成之溢道工程經驗，定為 0.2 公尺。

綜觀以上各項計算，就洩水能力而言，以第二次設計為佳；但溢道內壁最大負壓，超過規定之值，喉部水流有氣化可能，故應採用第三次之設計，以策安全。

## 六 結 論

根據水文資料之研究及模型試驗之結果，對於此次舉辦之工程，提出下列之意見：

甲 宜洩小河之流量，以建築虹吸溢道為宜。並建議採用第三次設計之尺寸。

乙 攔河土壩之高度，應增至 39.0 公尺，溢道出口亦應安裝閘門，以防大河漲水之倒灌。

丙 大河小河之流量，互有消漲，其配合情形，隨時不同。常小河漲水，同時大河水位超過郭家沱水尺 21.00 公尺時，溢道之有效水頭減低，有時不能宣洩小河之流量，需要加設抽水設備，以資補救。如大河水位與小河水位齊平，則小河全部流量，須由抽水機排洩。此種情形，雖極罕見，然未可保證其必無。現因水文資料缺乏，對於抽水機之容量，未作估計。

丁 溢道虹吸作用之開始，端賴折流器之作用。折流器稍有不平，則水流射出後，不能成一完整之水籠，由是頂部空氣與尾部相通，虹吸作用無由開始。折流器之製造與安裝，關係溢道之效能至鉅，施工時宜深切注意。

戊 虹吸溢道之優點，在能利用負壓，宣洩較大之流量，惟溢道本身，須完全不透空氣，始能有負壓發生，否則虹吸作用不能開始。製造模型時，對於防止溢道漏氣已感相當困難。實際施工時，尤應特別注意，妥為籌劃。

己 由歷次試驗觀察，當開始滿流或斷流時，溢道水流，挾少量之空氣，本身發生強烈之震動，震動之大小，與水位，流量，及模型之自然週率(Natural frequency)有複雜之關係，殊難由試驗之結果推算之。此項現象，關係工程之安全，亦應加以注意。

M21  
I

揚子江重慶洪水水位偶然游線

洪水水位速率 (以年為單位)

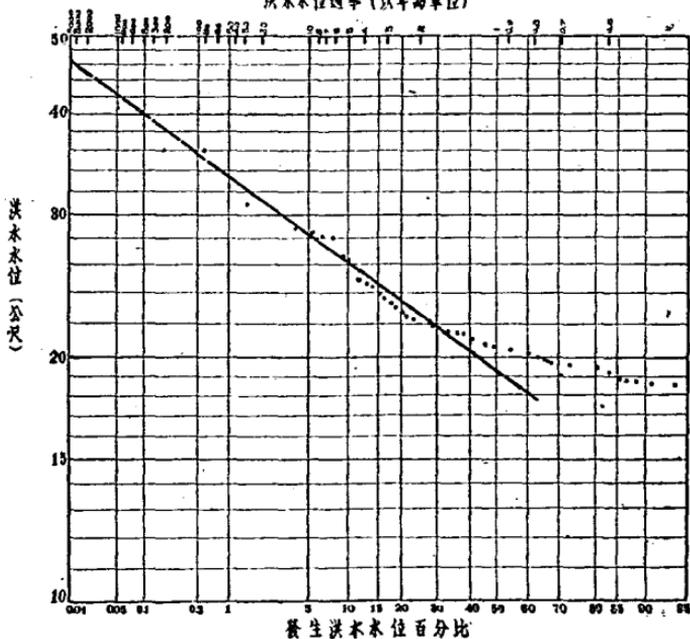
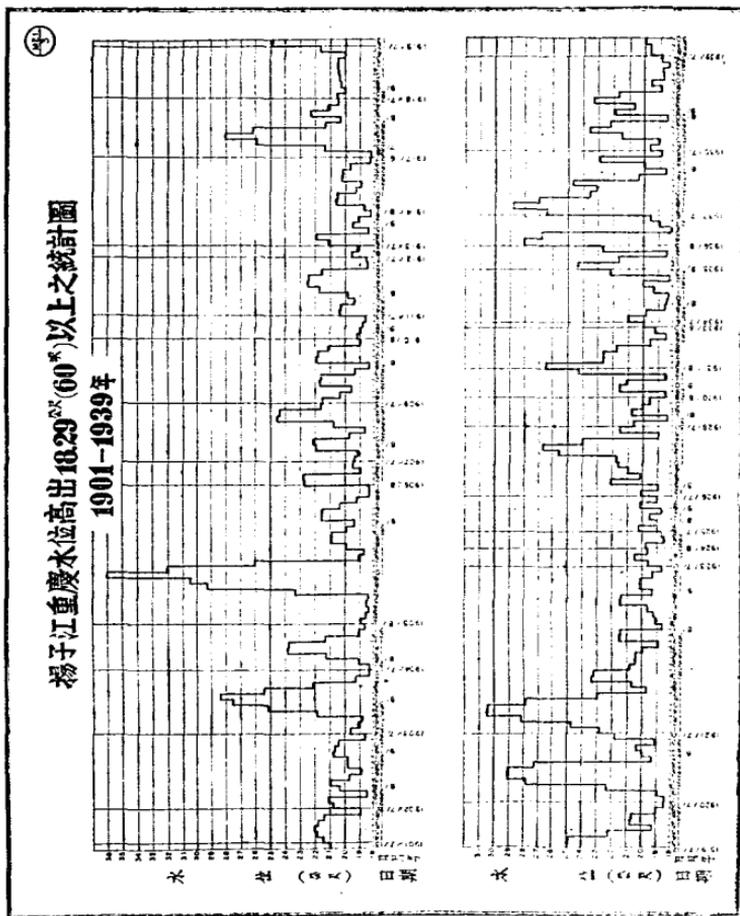


圖 1





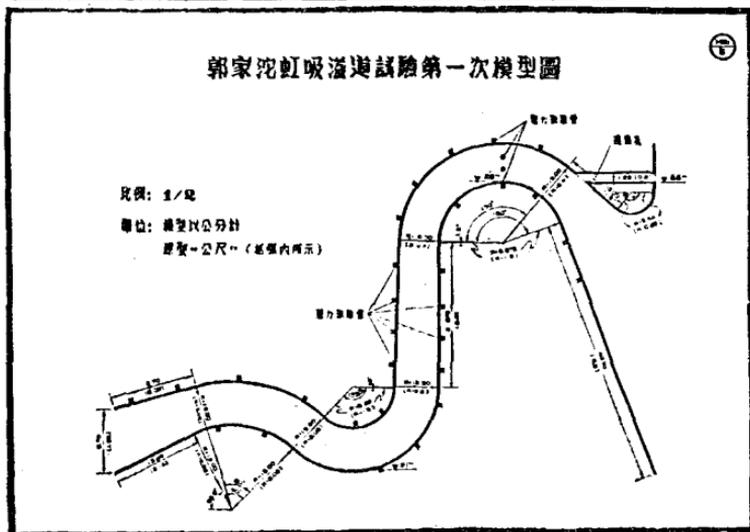


圖 5

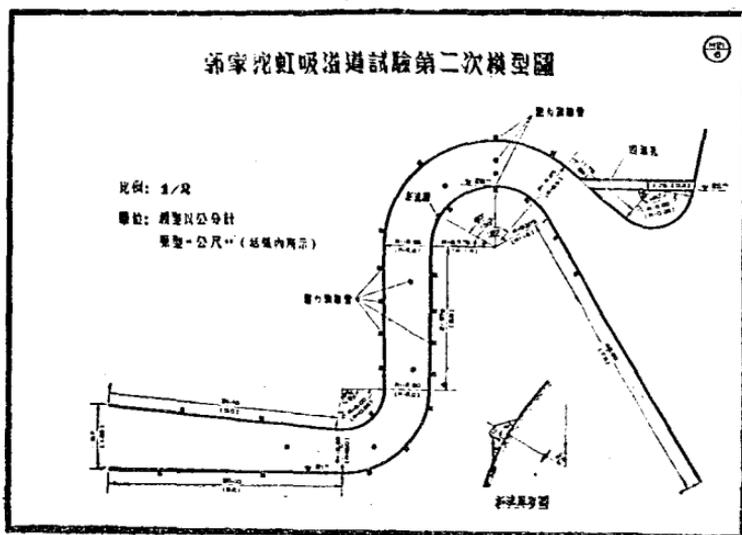


圖 6

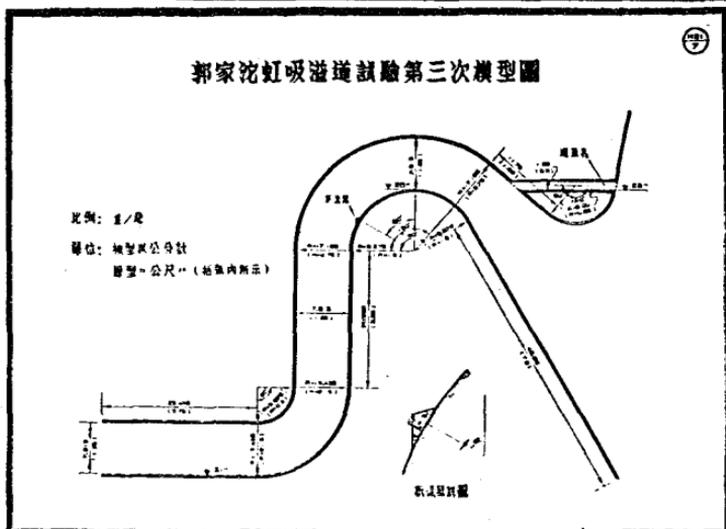


圖 7

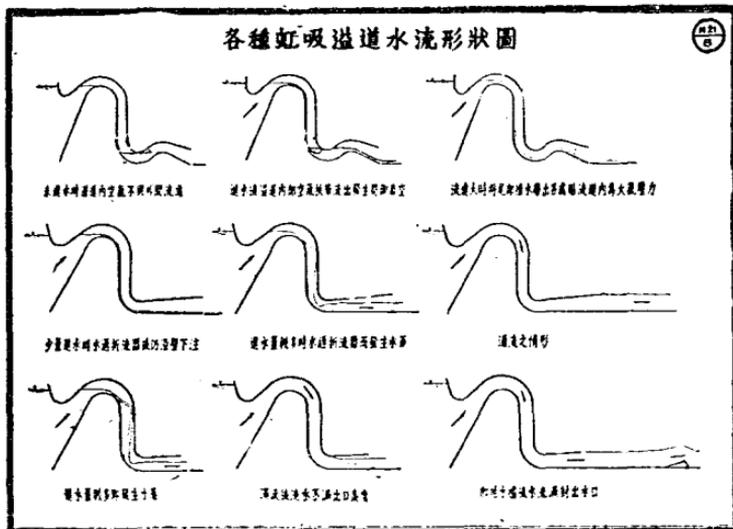


圖 8



## Model Study of Siphon Spillway, Kuo-Chia-Tuo, Szechuan

### Abstract

- A. **Project conducted for:** Ministry of Military Affairs.  
B. **Investigator:** T. T. Fang.  
C. **Purpose:** To obtain data and information for the design of siphon spillway.  
D. **Outline and Results:**

About twenty km, below Chungking, a large manufactory, initiated by Ministry of Military Affairs, located at Kuochiatuo on the bank of a creek, which flows into the Yangtze river, necessitated a storage pond for water supply system. An earth dam was constructed across the creek to form such a pond to collect water in the creek and with a gate control to regulate water level in the pond. The dam was partly damaged by the flood of the creek on May 3, 1940, by overtopping. It called for a thorough study of a new spillway structure which would discharge a large volume of water during the flood period of the creek. Hydrological data of both the Yangtze and the creek were first investigated. The following data based on a detailed analysis were used in both model test and design.

(1) The max. stage of the Yangtze River at Kuochiatuo was 38.52 m. which would occur once in one hundred years.

(2) The max. discharge of the creek occurred in 1874, was 100 c. m. s. once in 70 years. A siphon spillway was thus proposed to be constructed to displace the original gate structure. The design of siphon spillway should meet the following requirements:

1. The upstream water level of spillway should be maintained between elevations 28.00 and 28.50 m. and elevation of the throat crest be 28.00 m., elevation of bottom of the outlet; 21.00 m; width of spillway, 10 m; that is, a total discharge of 100 c. m. s. will give a unit discharge of 10 c. m. s. per meter width.

2. The siphon action should begin at the stage when water level is about

one fourth of the throat height, and should immediately break off when the water level drops down to elevation 28,00 m.

3. The max. suction head at throat should not exceed 7,5 m. of water during max. discharge of 100 c. m. s. Furthermore, the top elevation of the earth dam should be raised to 39,00 m. to protect from overtopping during flood stage of the Yangtze River and pumping is also necessary to discharge flood flow of the creek in this case. A proposed design of siphon spillway was then made as illustrated in Fig. 5, P. 24. A 1:16-scale model, reproducing the entire section of the siphon spillway, was used to test its performance. Experiments indicated that the priming action required a much higher head and that the max. suction head at the throat was found to be 8,9 meters of water which would probably produce cavitation in prototype. Several changes were made in first revised design as shown in Fig. 6, P. 24.

a. To promote the priming action with a small deflector just behind the throat crest.

b. An increase in throat height by 0,2 m. in order to reduce the velocity at the throat, which would in term reduce the suction head.

c. Rearrangement of the siphon outlet.

The test results indicated the following features:

a. The priming action began at the stage of 28,26 m.

b. The coefficient of discharge for max. flow was calculated to be 0,609.

c. The max. suction head at the throat was 8,45 meters of water which still exceeded the design value of 7,5 meters of water.

It necessitated a further enlargement of the cross section at the throat to reduce the suction pressure. An increase in throat height to 1,25 m. was used in the second revised design with the outlet dimension reduced too. All dimensions of the adopted design are shown in Fig. 7, P. 25. No tests were conducted for 2nd revised design. Calculations, being made by means of the results obtained in the previous test, gave the following features:

a. The coefficient of discharge = 0,72

b. The max. suction head at the throat was 6,77 meters of water.

The 2nd revised design was proved to be satisfactory.

NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE  
**RESEARCH BULLETIN**  
HYDRAULIC MODEL STUDIES  
BOARD OF EDITORS

CHENG, CHAO-CHING	<i>Chief Editor</i>
TAN, PAO-TAI	<i>Assistant Chief Editor</i>
YAO, CHO-CHIH	<i>Editor</i>
JAUNG, GOA-GAN	<i>Editor</i>
YU, SHIH-YU	<i>Editor</i>
CHIANG, PENG-NIEN	<i>Editor</i>
YEN, CHING-HAI	<i>Editor</i>
LEE, PAO-CHIEN	<i>Editor</i>
WU, CHIH-CHENG	<i>Associate Editor</i>
MAO, CHANG-SHI	<i>Associate Editor</i>
CHEN, TZE-SHIA	<i>Associate Editor</i>
CHEN, KAO-LING	<i>Associate Editor</i>
CHANG, KENG-HSU	<i>Associate Editor</i>
CHEN, HUNG-TE	<i>Assistant Editor</i>
KING, TAI-LAI	<i>Assistant Editor</i>
CHIAO, WEN-SHENG	<i>Assistant Editor</i>
YEN, KANG-TSUNG	<i>Assistant Editor</i>
CHEN, TZONG-CHIH	<i>Assistant Editor</i>

NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

# RESEARCH BULLETIN

SERIES A : HYDRAULIC MODEL STUDIES

NO 13

MODEL STUDY  
OF  
SIPHON SPILLWAY  
KUO-CHIA-TUO, SZECHUAN

PUBLISHED BY

CHAO-CHING CHENG

COMMISSIONER

THE NATIONAL HYDRAULIC RESEARCH INSTITUTE

NANKING, CHINA

MAY 1948