

水力发电建设技术经验专题报导



新安江水电站一期围堰

科技卫生出版社

編 寫 巫必灵
翟宗敬
校 核 周德宝
審 查 潘家鋒

水力发电建設
技術經驗專題报导

滬 技 0056 号
1958 年 11 月

新安江水电站一期圍堰

目 录

第一章 概 述	1
第二章 圍堰布置	3
(一) 圍堰平面布置	3
(二) 圍堰高程的选定	4
(三) 选定方案的概况	4
第三章 圍堰穩定計算	10
(一) 穩定計算的要求	10
(二) 圍堰外型尺寸的決定	10
(三) 穩定計算所需的資料, 計算情況及其方法	11
(四) 計算成果	15
第四章 圍堰結構計算	16
(一) 結構布置概述	16
(二) 計算的原則与步驟	18
(三) 計算所需的資料	19
(四) 箱格理論及作用于箱壁上的摩擦力和水平側压力	20
(五) 框壁垂直应力計算	25
(六) 橫木抗弯計算	26
(七) 节点强度核算	28
(八) 退水时臨水面結構强度核算	29
(九) 砼頂蓋	32

第五章 圍堰水力計算及充退水設備	36
(一)充退水設備設置原因及要求	36
(二)充退水設備型式和布置	36
(三)充退水計算及設備尺寸的確定	37
第六章 經驗及教訓	43
(一)圍堰使用情況及取得的一些數據	43
(二)設計中的若干問題	44
(三)施工中的若干問題	50
(四)木籠分段與整體沉放問題	51
(五)木籠之拆除和重複利用問題	52
(六)設計和施工中的浪費檢查	53
(七)木籠結構試驗及應力觀測	53
附錄 I 水工試驗成果	56
附錄 II 圍堰施工照片及說明	62

第一章 概 述

1956年第二季度批准的新安江工程初步設計書,确定大壩施工导流的方式为分期圍堰底孔导流^①。一期圍堰为大壩施工导流建筑物之一,根据大壩施工程序,它位于河道的右岸。

大壩壩址位于新安江銅官峽谷中,河流自东北流向东南,形成左岸凸、右岸凹的弯道。右岸河床冲刷成深槽,左右岸河床高差約2~5公尺。河床复盖层大多为砂卵石,厚度一般在0.5~1.0公尺。河床基岩为烏洞石英砂岩和千里崗系砂岩,岩层节理发育,表面多割裂成大小不等的块体,局部尚有破碎帶,因此必須进行基础防渗处理。

一期圍堰的主要任务是:保证枯水期(9月至次年4月15日)5% 頻率4600秒公方以下流量时基坑不过水,能正常进行大壩基础开挖和垫浇捣工作。根据大壩施工总进度的安排,一期圍堰使用期自1957年11月到1958年第三季度,此时右岸壩身应上升到常水位以上,左岸二期圍堰合龙,乃可拆除一期圍堰,水流經右岸壩內三个大底孔下泄。

根据水文分析,每年4月下半月至8月初为汛期。設計圍堰时要求圍堰在溢洪时能够稳定,一俟洪水下退,抽水后即可照常施工,便于在汛期中与洪水爭取施工时间,保证在1960年发电。

初步設計曾确定一期圍堰結構型式为木籠。技术設計阶段因大壩施工进度变动,一期圍堰的使用期相应延長,圍堰由不过水

① 初步設計中曾提出过分期圍堰底孔导流、分期圍堰梳齿导流及断流圍堰隧洞导流三个主要方案,经过技术經濟比較后,选定分期圍堰底孔导流方案。

式改为过水型式，因此曾对圍堰結構型式再一次进行研究选择和比較。1957年5月工地召开專家會議討論了圍堰的型式問題，考虑到施工期紧迫以及圍堰的重要性，并認為国内对木籠圍堰有一定的施工、設計和使用經驗，結構上較有把握，最后选定木籠加砗溢流頂蓋的型式。

繼黃壇口水力发电工程之后，国内許多工地都使用过木籠圍堰，論其規模当以新安江一期圍堰为最大。尤其是溢流的結構型式，在国内外文献中尚屬少見，因此圍堰設計是在边学边做中进行，許多問題处理恐有不当，尚待今后研究解决。現將一期圍堰設計中的若干主要課題分章介紹于后，供以后工作中参考和討論。

第二章 圍堰布置

(一) 圍堰平面布置

分期圍堰的布置与壩体結構的型式、施工方法、两岸工程量的平衡、地形、河流水文特性、河床地質条件(最大防冲流速限制)等因素密切相关。例如为了利用大壩的某些壩段作为二期圍堰的擋水部分,圍堰的布置就应与壩体分段相配合;又如为了两岸一二期壩体工程量的平衡調配和施工进度安排的合理性,縱向圍堰的位置确定就必须考虑这一因素。一期圍堰的平面范围,根据施工布置基坑出碴綫坡度的限制和汽車出碴的运输效率,同时也考虑到右岸地質条件較复杂,可能基础开挖后壩軸綫会有临时少量移动,更經施工进度安排經濟比較,确定順流縱向长度为310.6公尺,并通过第十二壩段、环抱第十一壩段以西的右岸基坑,占有整个河床寬度的60%,留下左岸40%河床过水、整个堰內基坑面积约36000平方公尺(見图2-1)。

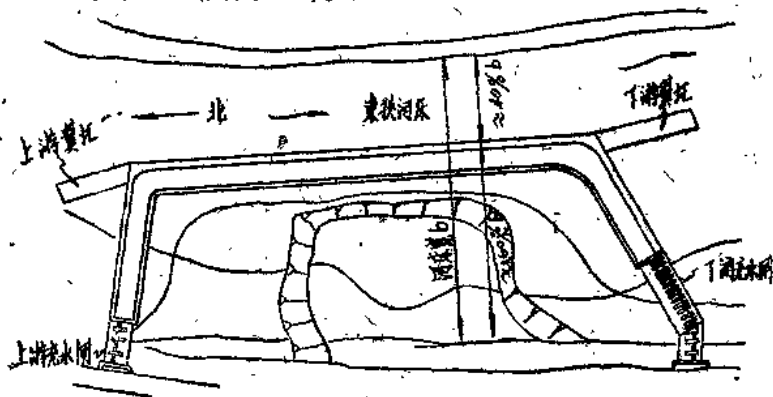


图 2-1

(二) 圍堰高程的选定

“河道水工建築物圍堰的設計規範”(以下簡稱“圍堰規範”)指出,應該根據建築物等級來確定圍堰的最大流量的設計頻率,按照圍堰的布置進行水力學計算和水工試驗,確定各種頻率流量下圍堰上下游水位,加上超高就可以定出上下游橫向圍堰堰頂高程。

新安江大壩為 I 級建築物,相應的圍堰級別為 IV 級,最大流量設計頻率為 5%。一期圍堰要經歷 58 年汛期溢洪,圍堰主要是在枯水期中擋水,因此圍堰擋水的設計頻率應為枯水期的 5%。汛期利用圍堰允許過水的特点(原圍堰使用期要到 58 年底)向洪水爭取時間加速施工,並以全年 5% 的頻率洪峯進行堰頂溢流部分的設計和校核圍堰在溢流過程中的整體穩定。設計的流量及相應水位如下表:

時 段	設 計 頻 率	流 量	圍堰上游水位	圍堰下游水位
枯 水 期	5%	4600 m^3/sec	32.3	30.1
全 年	5%	1600 m^3/sec	41.04	38.12

圍堰頂超高根據圍堰規範應為 0.7 公尺。由於一期圍堰允許過水,水浪超過堰頂關係不大,因此考慮降低超高,採用 0.4 公尺。各處堰頂高程,確定如下:

上游圍堰頂高程: $32.3 + 0.4 = 32.7$ 公尺;

下游圍堰頂高程: $30.1 + 0.4 = 30.5$ 公尺;

順流圍堰頂高程(自 15 號水籠起至 66 號水籠): 自 32.7 公尺直線變化至 31.2 公尺(31.2 公尺系根據水工試驗確定)。將 67 號木籠頂做成双向斜面,連接 31.2 及 30.5 兩高程。

(三) 选定方案的概况

圍堰平面布置成“π”字形,見圖 2-1。上游橫向圍堰由上游

充水閘及木籠組成，長 97.1 公尺；順游全部為木籠，長 310.6 公尺；下游橫向圍堰由下游充水閘及木籠組成，長 127.16 公尺，圍堰總長 534.86 公尺。

圍堰總共由 78 只木籠組成，作為圍堰的主要擋水部分。所有木籠都有砦的溢流頂蓋。上游圍堰的基礎高程為 18.5~21.0 公尺。最大堰高為 14.2 公尺，寬度 13~14 公尺。順游基礎高程為 17.9~19.3 公尺，圍堰高度 12~14.2 公尺，寬度 13~14 公尺。下游橫向圍堰跨過右岸深潭，基礎很低，為 14.8~17.5 公尺，圍堰最大高度達 15.7 公尺。

上游充水閘用砦建成，共計四孔，其中兩孔各為 4 公尺跨度，另兩孔為 2 公尺跨度，設有閘門。下游閘共計 17 孔，其中有 14 孔 2 公尺跨，閘門建於 75~82 號木籠頂上，其他三孔（兩孔 4 公尺跨及 1 孔 2 公尺跨）閘門用砦建成，與 82 號木籠及岸邊鐵路擋牆連接。上下游閘頂都設有木橋連接堰頂通行汽車，總計上下游閘總長 91.29 公尺。有效進水長度為 50 公尺，共有 21 孔閘門，最大進水流量達 350 秒公方。下游閘門段內 24 公尺處設有兩根 100 公分直徑的排水管，其臨水面一端裝有單向閘門，當洪水過堰退水達 24 公尺以下時可以降低堰內水位。

為了改善縮狹河槽進口水流狀態，布置有上游翼堰，長 32.84 公尺，與順游堰軸綫成 12° 夾角（向右岸偏轉）。下游翼堰則向左岸偏轉。因為根據水工試驗，為消除順游堰外河槽中的水面收縮和不穩定的波狀水躍，須利用下游翼堰向左岸偏轉 12° ，縮小河槽出口，增加水深，其長度為 56.4 公尺。

圍堰木籠臨水面一格及面板外 1.5~2.5 公尺都澆注有 1 公尺厚的水下封底砦，使擋水面板很好的與基礎連接，減小滲水和保護圍堰基礎。上游及順游段基礎較破碎地帶尚進行過阻水幕灌漿，增加基礎的防滲性。上游橫向堰外增設了防滲的粘土鋪蓋層，表面以柴排塊石保護。

堰內布置有矜子圍堰，集中基坑及木籠滲水于上下游深潭，用抽水机向堰外排水（见图 2-1）。

一期圍堰水工試驗概況及主要数据

一期圍堰布置后，在清华大学水工試驗室曾进行較長时期的水工試驗和观察，以便及时根据水流情况修改圍堰布置及进行結構上的处理。試驗中以下列各流量 4600, 5300, 7800, 16000 及 20400 秒公方为准，測定河床束狭后的各种流量水位关系，即河床底流速、圍堰外緣流速、溢流后的堰内外緣流速、圍堰頂的最大流速，作用于圍堰外表的动水压力以及其他各水流状态观察等。

原圍堰布置如图 2-2，試驗中發現流量在 $4600 \text{ m}^3/\text{sec}$ 左右在 x_0 断面以下 25 公尺处水面收縮，形成不稳定的波狀水跃，順着水流忽上忽下的摆动，使鄰近圍堰的流速发生不断的变化，圍堰邊緣的较大底流速达到 $7.3 \text{ m}/\text{sec}$ ，在河床橫断面垂直綫上出現 $8.0 \text{ m}/\text{sec}$ 的流速。

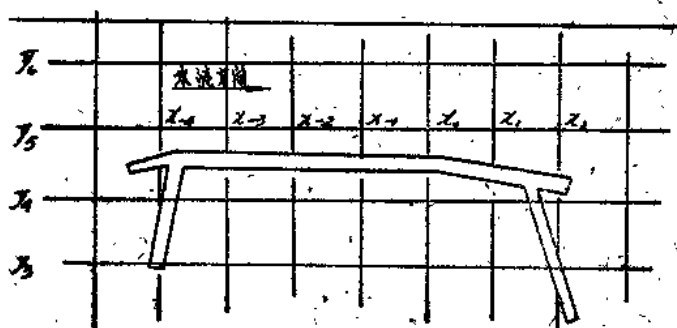


图 2-2

在洪水过堰退水过程中，发生上述情况后，堰內积水水位高于堰外水位。試驗和水力学計算的結果指出，堰内外水位差最大將达到 2.5 公尺。木籠擋水面板受到这样大的自內向外作用的水压力，將向外傾翻破裂，圍堰經一次洪水（退水）之后將失去擋水作用，引起严重的后果，因此有修改圍堰布置的必要。

修改后的圍堰布置如图 2-3。順游圍堰轉折点以上部分不作任何变动。

轉折點處 *55、*56 兩只木籠取消。轉折點以後的折綫部分拉直，順游圍堰成一直綫，使 x_0 以後的束狹河槽橫斷面縮小 (x_0 處河床岩基上升形成控制斷面)，避免流態轉變，使整個河槽水流處於緩流狀態。試驗結果水面收縮略有改善，但未能達到消除不穩定波狀水躍的要求。因此將下游龍堰的長度由原來的 35 公尺增至 47 公尺，並向左岸偏轉 12° ，約束河槽出口斷面，增加河槽水深。這樣修改布置以後，試驗結果表明 x_0 斷面以後各斷面水位相應有所增高。 x_0 及 x_1 斷面地區的水面突然下降收縮和波狀水躍現象都基本上消除。

為了降低河槽上游水位及減少 x_0 及 x_1 斷面處的流速，採用拓寬河道增開左岸岸坡的措施，最後確定左岸開挖的形狀(經水工試驗)見“施工導流一期導流左岸岸坡開挖圖，圖號 403—6928 開₁(第二次修改)①。

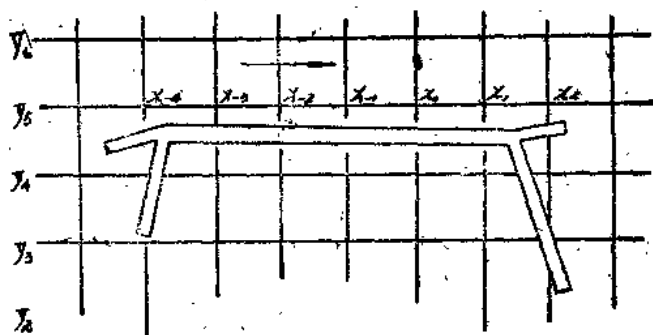


圖 2-3

修改布置後的圍堰順游堰邊緣的流速一般都降至 6 m/sec 以下，分布比較均勻，最大流速為 6.6 m/sec ($Q=4600$ 及 $3300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 時)。在 x_3x_4 處(下游龍堰末端)流速一般超過 6 m/sec ，但遠離圍堰，影響不大。

現將一些主要成果摘錄如下。

- 1) 圍堰上游水位流量曲綫(見附錄 I)。
- 2) 河床底流速及水位。

① 未列入本總結。

表 1

测点 試驗 流量	x_3					x_2				
	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位 (公尺)	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位 (公尺)
4600 m ³ /sec	3.13	4.20	4.20	3.70	31.45	3.90	4.43	4.43	4.20	30.98
5300	2.78	3.43	3.70	4.20	32.46	3.70	4.65	4.65	4.20	32.05
7800	4.20	4.08	4.08	4.43	34.31	4.54	5.05	5.05	5.05	34.13
16000	4.75	5.05	5.43	4.65	39.6	4.95	5.43	5.60	5.60	39.33
20400	4.43	5.95	5.80	5.40	42.89	4.65	5.43	5.60	5.25	42.10

测点 試驗 流量	x_4					x_0				
	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位 (公尺)	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位
4600	3.70	4.43	4.43	4.43	30.77	4.85	5.60	5.95	5.80	30.12
5300	4.65	5.05	4.65	4.65	31.33	4.65	5.95	5.95	5.43	31.07
7800	5.15	5.43	5.43	5.25	33.33	5.60	5.70	6.26	6.10	33.18
16000	5.05	5.43	5.60	5.60	39.40	4.95	5.25	6.43	6.10	39.44
20400	4.43	5.05	5.43	5.25	42.20	4.65	5.43	5.95	5.60	42.22

测点 試驗 流量	x_1					x_2				
	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位
4600	3.70	4.43	3.96	3.46	30.38	3.13	3.70	3.70	3.96	30.44
5300	4.43	4.43	3.96	4.43	31.47	3.70	4.80	3.96	4.20	31.56
7800	4.43	4.65	4.54	4.75	33.74	4.20	4.65	4.65	4.85	33.54
16000	4.43	5.03	5.43	5.25	39.28	3.83	4.65	4.85	5.05	39.26
20400	3.96	4.85	5.05	4.85	42.14	4.20	4.85	5.60	5.43	42.10

测点 試驗 流量	x_3					x_4				
	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位	堰边	y_5	$y_5 \sim y_6$	y_6	水位
4600	3.13	3.96	3.96	4.20	30.87	5.95	5.60	5.25	5.05	30.15
5300	2.78	3.96	3.96	4.43	31.86	6.10	5.60	5.45	5.25	30.75
7800	4.43	4.95	5.05	5.05	32.50	5.86	6.10	6.90	7.15	33.13
16000	5.25	5.60	5.95	5.43	38.08	6.51	6.75	6.95	7.67	38.82
20400	4.85	5.80	5.60	6.10	41.94	5.95	6.10	7.30	7.30	41.03

3) 圍堰頂面流速(由 1/100 整體模型中測得)。

表 2

測點 位置 流量	x_3	x_2	x_1	x_0	x_{-1}	x_{-2}	x_{-3}	x_{-4}	上游 堰頂	下游 堰頂
7800m ³ /sec	3.7	5.05	5.8	6.6	4.70	2.40	3.7	6.26	3.7	3.7
16000	6.25	6.43	5.34	5.6	5.05	4.20	4.85	5.80	6.26 (7.38)	5.43
20400	6.25	5.6	4.85	5.26	5.05	5.05	5.25	5.80	6.95 (8.35)	5.60

注: () 中的數值表示堰頂鉛直線上最大的流速

4) 各種流量的水面曲綫(束狹河槽)及沿堰外緣流速分布圖(見附錄 D)。

5) 圍堰外表水壓力分布圖(見附錄 I)

第三章 圍堰穩定計算

(一) 穩定計算的要求

圍堰能起擋水作用的首要條件之一是穩定。圍堰的結構型式、使用期限、條件、重要性和河流的水文特性不同，對圍堰穩定上的要求也各不相同，必須根據具體情況來確定。新安江一期圍堰根據在枯水期擋水、允許汛期洪水過堰、圍堰不許破壞等條件提出下面的要求：

- (一) 木籠在枯水期以 5% 的頻率為圍堰的擋水設計標準。
- (二) 閘門開啟堰內基坑充水過程圍堰的穩定。
- (三) 洪水期中以全年 5% 的頻率作為圍堰在溢流過程中整體穩定的校核。

(二) 圍堰外型尺寸的決定

木籠的寬度 B 的確定見第四章圍堰結構計算第一節。水籠的最小長度 l 的確定，主要決定於圍堰的穩定要求，此外尚須考

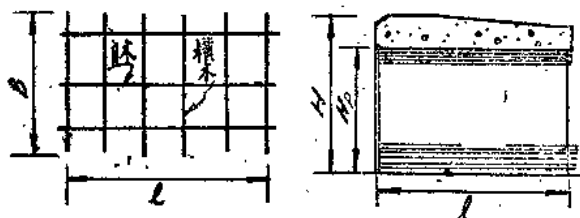


圖 8-1

慮到框壁垂直應力及經濟上的要求。因為 l 較短，框壁垂直應力很大時，則需用幾根並列的橫直木，增加框壁截面積，木料既多用

而填石所占体积就减少,木籠平均重量降低很不經濟。初算时,可以根据正常擋水情况,假定木料及填石占木籠总体积的百分数 m_1 、 m_2 (可参考已建木籠的資料) 求出 l , 而后根据圍堰充水、堰頂大量溢流两种情况进行复核。根据初步选定之 l 布置框格尺寸和結構計算,校核框格垂直应力,而后再复核所假定的 m_1 、 m_2 值,再进一步进行各种情况的穩定校核。如能滿足, l 值即告肯定。如在框壁应力上及圍堰充水和堰頂大量溢流时穩定稍不滿足时,可以在砗頂盖厚度上及框格尺寸上稍加以調整,以免返工改变 l , 只有与要求相差很大时才改变。

一期圍堰的木籠長度假定等于木籠高度,經穩定校核和框壁上应力的驗算,認為是适合的。

(三) 穩定計算所需的資料、計算情况及其方法

1. 各种情况的穩定計算所需的資料:

一、正常擋水时:

- (1) 堰外水位(相应于5% 頻率流量的水位加超高);
- (2) 木籠頂盖重 G_1 、木籠本身重 G_2 、封底砗重 G_3 ;
- (3) 木籠框格与基础、填石与基础、砗与基础的摩擦系数 f_1 、 f_2 、 f_3 ; 一期圍堰設計中基础摩擦系数: 木籠框格与基础(烏桐石英砂岩及千里崗砂岩) $f=0.55$, 填石与基础 $f=0.55$, 砗与基础 $f=0.55$;
- (4) 戡土高度 h 。

二、充水入堰过程:

- (1) 充水过程中的堰内外水位組合(見第五章的水力計算);
- (2) 木籠及頂盖的重量;
- (3) 木籠框格与基础、填石与基础、砗与基础的摩擦系数 f_1 、 f_2 、 f_3 ;
- (4) 戡土高度;

(5) 行近流速。

三、堰頂大量溢流过程：

(1) 圍堰過水時作用於圍堰上游堰頂及下游面的水壓力分布
(由水工試驗實測)；

(2) 圍堰迎水面水位及背水面水位；

(3) 圍堰頂蓋進口及出口流速；

(4) 木籠框格與基礎、填石與基礎、砦與基礎的摩擦係數 f_1 、 f_2 、 f_3 ；

(5) 堰前後戕土(或戕石)高度及形狀；

(6) 木籠本身各部分重量(干重、浮重)；

(7) 其他。

2. 計算情況及其方法：

擋水——木籠受力如圖 3-2 所示。

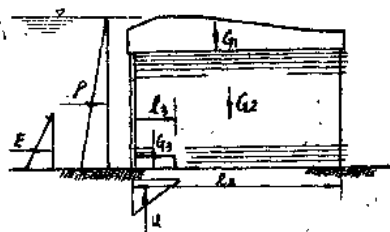


圖 3-2

G_1 = 木籠頂蓋重；

G_2 = 木籠木身重(干重)；

G_3 = 封底砦板重；

u = 作用於封底板上的浮托力；

P = 靜水水壓力；

E = 上游圍堰外戕土壓力。

抗滑安全係數計算公式：

$$(1) K = \frac{f(G_1 + G_2 + G_3 - u)}{P + E}$$

(當 $f_1 = f_2 = f_3$ 的情況下，才可用此特殊情況公式)

$$(2) K = \frac{f_1(\Sigma P'_i + P_d + G_2) + f_2 P_y(l_2 - l_3) \cdot 1 + f_3(G_3 + P_y l_3 \cdot 1 - u)}{\Sigma P + E}$$

(一般情況)

式中: $\Sigma P'_2$ = 填料直接傳于木框上的重量;

P_0 = 木框本身重;

G_1 = 直接作用于木框頂上的重量(此处指砗頂蓋重);

P_y = 填料直接作用于基础上的压应力;

其他符号与前同(这些力的計算可見第四章圍堰結構計算)。

充水——圍堰在充水过程中,堰内外水位均在变动,木籠內填石及木材將受水的浮力作用而減輕,所以必須找出在堰内外水位組合条件下的木籠稳定最不利情况。充水过程末,堰頂水深仍不大,因此計算时不計算作用于砗頂蓋上的水重和水流作用于頂蓋表面的水力摩擦。(图 3-3)

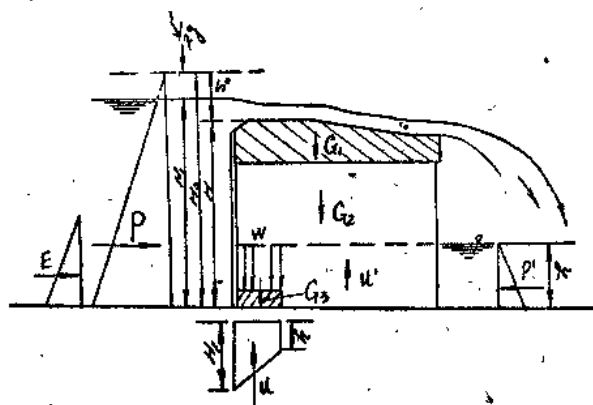


图 3-3

G_1 = 木籠砗頂蓋重(千重);

G_2 = 木籠本身重;

G_3 = 封底砗板千重;

W = 封底砗板上水重;

P = 上游水压力(包括迎头在内的);

E = 圍堰上游面的砗土压力;

$H_0 = H_1 + \frac{V_0^2}{2g}$, (V_0 — 行近流速);

H = 堰高。

G_2 = 木籠本身千重;

u' = 木籠浸水部分浮力;

u = 封底砗板下的浮托力;

P' = 基坑內的静水压力;

H_1 = 圍堰上游水深;

h = 堰內水深;

計算公式:

$$K = \frac{f(G_1 + G_2 + G_3 - u - u' + W)}{P + E - P'}$$

(当: $f_1 = f_2 = f_3$)。

大量溢流——大量溢流时，圍堰全部侵入水中，除木籠本身受到上浮力外，还受到作用于頂盖頂面的水压力 W_1 及作用于頂盖底面的浮托力 W_2 、頂盖上的摩擦力。

上游及下游圍堰受到之 W_2 有所不同，分別說明如下：

(A) 上游圍堰受力示如图 3-4。(假定面板漏水， W_2 成梯形分布)。

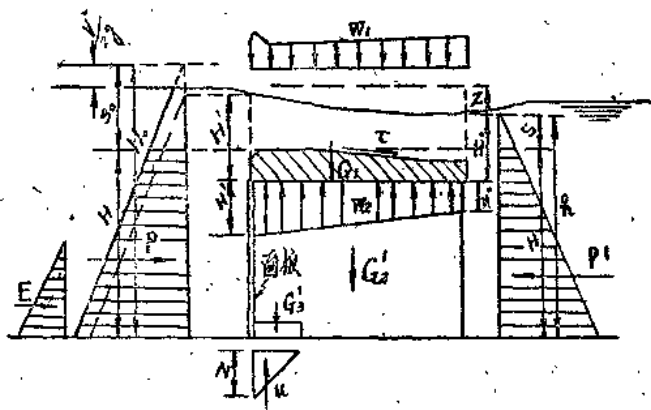


图 3-4

G_1 = 頂盖干重；

G_2' = 木籠浸水浮重；

G_3' = 底底板浸水浮重；

W_1 = 頂盖頂上水压力；

W_2 = 頂盖的浮托力；

u = 封底砗砗板浮托力；

τ = 作用在頂盖上的水的摩擦力；

P = 帶有速头的上游水压力 = $\frac{1}{2}(H^2 - S_1^2)$ ；

P' = 木籠背水面水压力 = $\frac{1}{2}(H^2 - S^2)$ ；

E = 圍堰上的載土压力； Z = 上下游水位差； 其他符号同前。

計算公式：

$$R = \frac{f(G_1 + G_2' + G_3' + W_1 - W_2 - u)}{P + E + \tau - P'}$$

(当 $f_1 = f_2 = f_s$ 时)。

(B) 下游圍堰受力示如图 3-5。洪水过堰大量溢流时，下游木籠背水面水位高于临水面水位(堰內水位高于堰外)。由于擋水板处于低水位一侧，背水面(无面板)处于高水位一侧，因此砗頂盖