

恵岱別ダム余水吐放水路模型水理実験

広田 郁男* 森 正秋** 石塚 耕一***

目 次

まえがき	2 横断形状
I 総 論	§ 3 水位および流速
§ 1 恵岱別ダム	§ 4 余水吐の限界排水量
§ 2 実験の目的	§ 5 静 水 池
§ 3 模型の概要	1 静水池の流況
II 実験結果と考察	2 静水池構造物の改良
§ 1 越流係数	III 結 語
§ 2 水路断面形状について	あ と が き
1 平面形状	

まえがき

本実験は、札幌開発建設部によって建設中の恵岱別川上流の恵岱別ダムにおける余水吐についてその水理学的な機能・構造を検討して、設計の基礎資料としたものである。

この余水吐は、越流面が横越流に近い角度をもっているため、水路内に衝撃波が発生したが、水路勾配を変化させることによって完全に消去することができた。

静水池における流下エネルギーの処理は、10年確率洪水流量を目標とした。なお模型実験は昭和37年度より2ヵ年にわたり継続して行なったものである。

I 総 論

§ 1 恵岱別ダム

恵岱別ダムは、青山ダムおよび尾白利加ダムとともに雨竜郡における農業用水確保のため建設されるアース・ダムである。ダムの規模は高さ35.50m、長さ168.85mで湛水面積41ha、4,357,000m³の貯水を可能にしようとするものである。

余水吐は図-1にみるように

ダムの右岸に位置し、長さ320m、幅員10~20mのコンクリート製のシュート・スピルウェイで、設計洪水量は200年確率雨量による洪水量350m³/secである。

§ 2 実験の目的

本実験の目的を大別すると次の3項目である。

1 越流形状の検討

一般に越流部形状はクリーガー曲線、または二次拋物線を採用しているが、本放水路は頂部、下流すり付けと

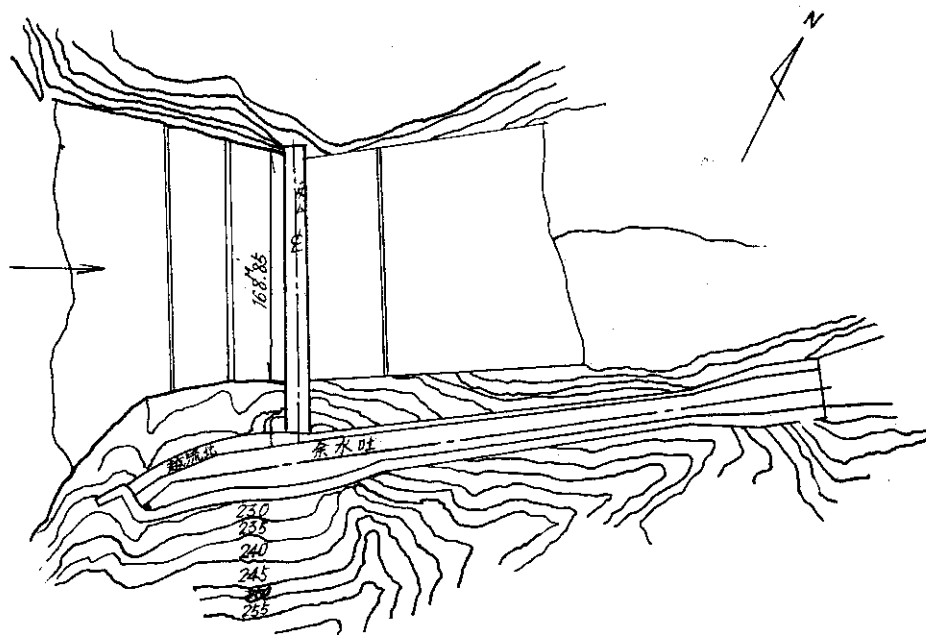


図-1 恵岱別ダム平面図

* 河川研究室研究員 ** 同副室長 *** 同室長

もに円弧を採用している。このため、越流係数と越流水深との関係は従来のもとの多少異なる値をとることが予想されるので、これらの比較検討を行なうものである。

2 極限排水量の把握

余水吐の異常洪水量は200年確率雨量により算出した398 m³/secを採用しているが、これは余水吐の疎通能力の限界を示すものではない。そのため模型において、越流水深による限界点および水路断面積による極限の排水量などを求める。

3 静水池形状の検討

原案における静水池はシュート・ブロック、パッフル・ピアなどを有しているが、これらの水理機能を調べ、放流水脈の持つエネルギーの適切な処理方法を検討した。

§ 3 模型の概要

模型は図-2 にみるように全長約 500 m (模型換算量 17.0 m) を取り入れ模型縮尺は縦横とも 1/30 とし、軽ブロック 2 列積み of 外壁の中に模型を製作した。模型表面はすべてモルタル仕上げとしたが、静水池内のシュート、ブロック、シルなどは、形状および数量の変更を予想して木製とした。

通水流量は異常洪水量 398 m³/sec, 設計洪水量 350 m³/sec のほかに設計洪水量の 1/2 にあたる 175 m³/sec (≡ 10 年確率雨量による洪水量) を選定流量として採用した。

なお、実験中各種資料の分類整理の関係で表-1 のような実験番号を使用した。

表-1 実験番号一覧表

100位 模型平面形の分類	10位 静水池の分類	1位 通水流量の分類
100 設 計 案	10 設 計 案	1 異常洪水量
200 改 良 案	20 改 良 案	2 計画洪水量
300 /	30 /	3 選定流量

実験の相似率としてはすべてフルードの相似法則を適用したが、この場合の水理量の縮率は表-2 のとおりである。

表-2 縮 尺 率

基 本 量	縮	尺 率
長さまたは水深	1/n	1/30
面 積	1/n ²	1/900
体 積	1/n ³	1/27,000
流 速	1/n ^{1/2}	1/5,477
流 量	1/n ^{5/2}	1/4,929.6
粗 度	1/n ^{1/3}	1/1,763

II 実験結果と考察

§ 1 越流係数

本余水吐の越流形状は図-3 のように $r=1.40$ m の円

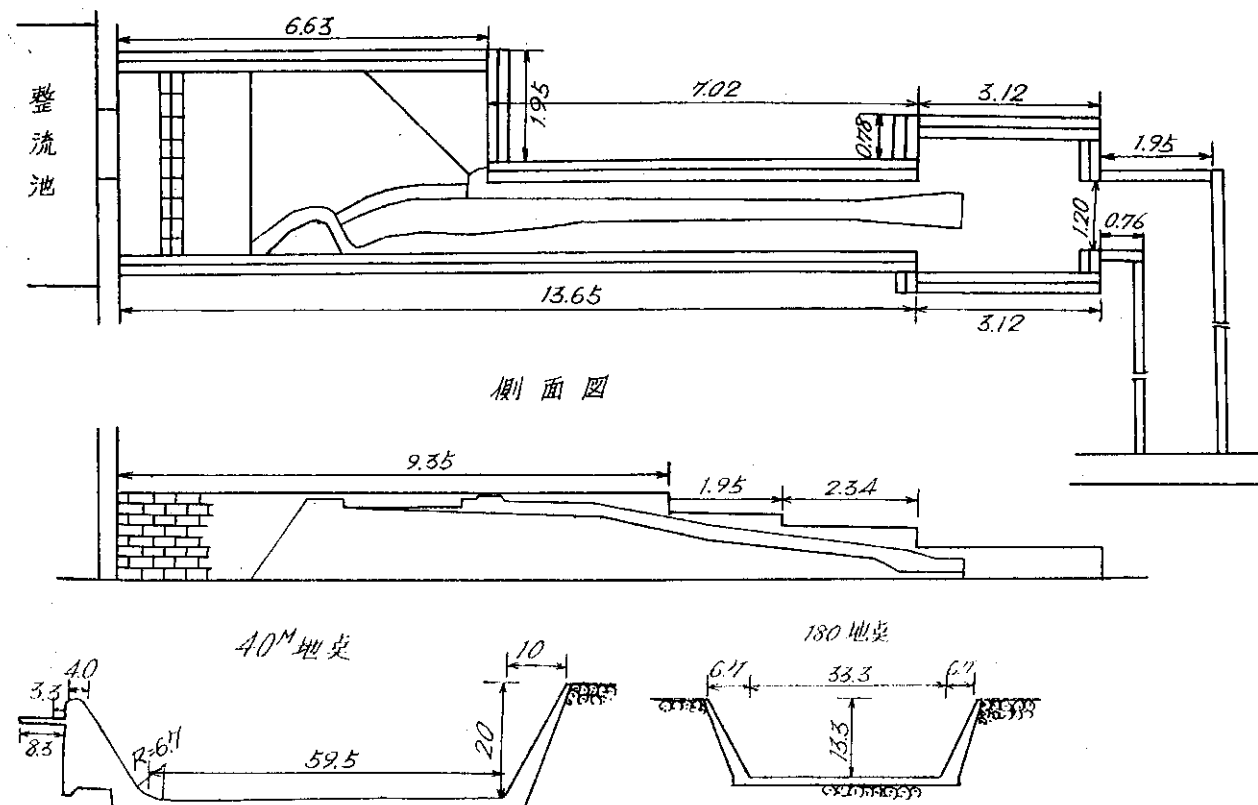


図-2 模型一般図 (単位: m)

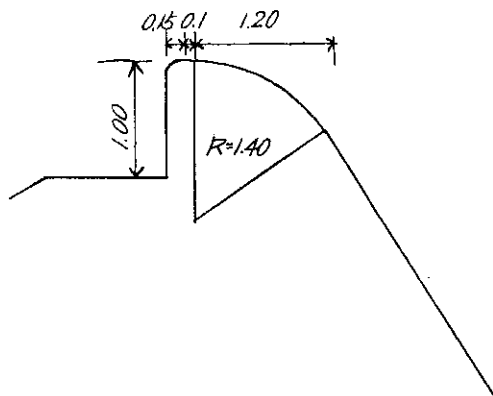


図-3 越流部形状 (単位: m)

弧を採用している。一般に高いダムの流量曲線は(1)式で表わされているが、接近流速が比較的大となれば(2)式の

$$Q = C \cdot B \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....(1)}$$

ような形をとるのが普通である。

$$Q = C \cdot B \left(H + \frac{v_a^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \quad \text{.....(2)}$$

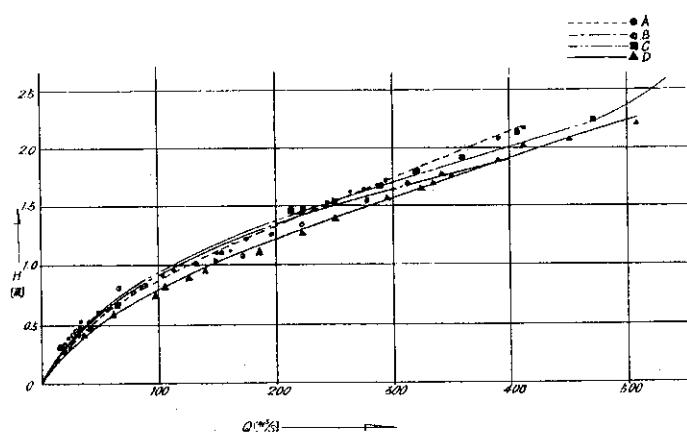


図-4 水位流量曲線

しかしながら、流量係数 C はもともと常数ではなく、一応越流水深 H の関数として表わされているが、両端の断面収縮あるいは平面形状の変化など越流現象における水深 H 、幅員 B をのぞくすべての損失が含まれており、はなはだ不明確な取扱いをしている。また(2)式における接近流速 v_a も水路底勾配が小であれば平均値として取出すことができるが、本余水吐のように勾配が大となり、水深変化が大なときは v_a の位置の選定がきわめて困難となり越流係数 C に含まれる不明確な要素を増加するのみであると思われる。そのため本実験においては流量曲線として(1)式を採用し越流係数 C については式(3)により整理した。

$$C = \frac{H}{a + bH} \quad \text{.....(3)}$$

越流部上流側形状については、実物における地形、掘削土量などの関係から2種類について行なったが、同一形状でも接近流速の大小、すなわち水路底の粗度の大小により越流係数は大きく変化しており、越流係数に影響を与える不確実要素のうち接近流速が最大なものである

ことを示している。上流部形状および粗度の変化は図-5のとおりであり、それぞれの C については図-4, 5にまとめたが、実物については想定される粗度を考えると、C型とD型の中間にあるものと考えられ、ほぼ良好な結果を与えているが、この型式の越流形状は実例がないので、本実験のみでこの種型式の可否を論ずることはできないが、これに関してはなお数多くの実験資料を得て結論を得たいと思う。

§ 2 水路断面形状について

1 平面形状

余水吐は横越流型式のため、水路底には衝撃波が発生し水路側壁の余裕高は不揃いとなっている。こ

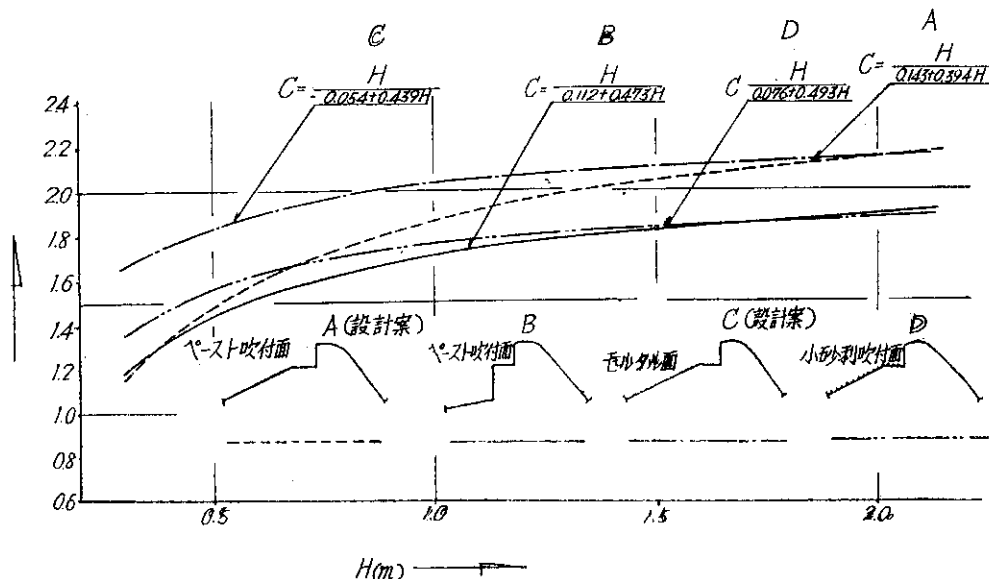


図-5 越流係数曲線

の型式のものでは平面形状の変化のみで衝撃波を消去することはできないが、水路幅員の変化が衝撃波に大きな影響を与えるので、できるだけ水路幅員の変化率を小にするのが望ましいと思われる。

計画洪水量を通水した場合この右側壁の余裕高はなお相当量あり、通水断面積を縮小する余地があるもようなので越流部の平面形を図-6のように2回にわたり改良した。

改良前後の水路内における流況は図-7にみられるように衝撃波の波長がいくらか大となり、左右側壁への衝撃点が下流へ移行する程度で衝撃波は消滅しない。

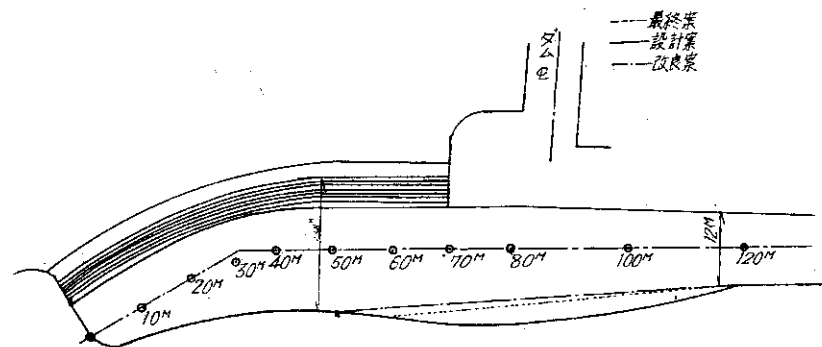


図-6 越流部平面形の改良

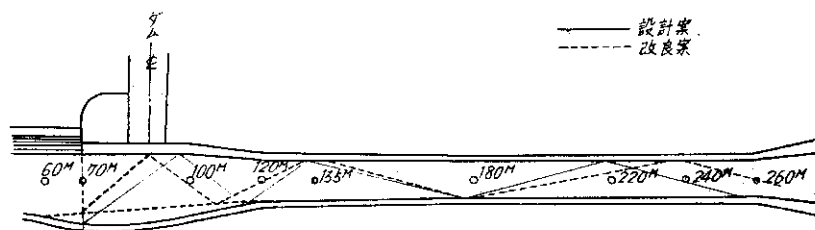


図-7 衝撃波の位置

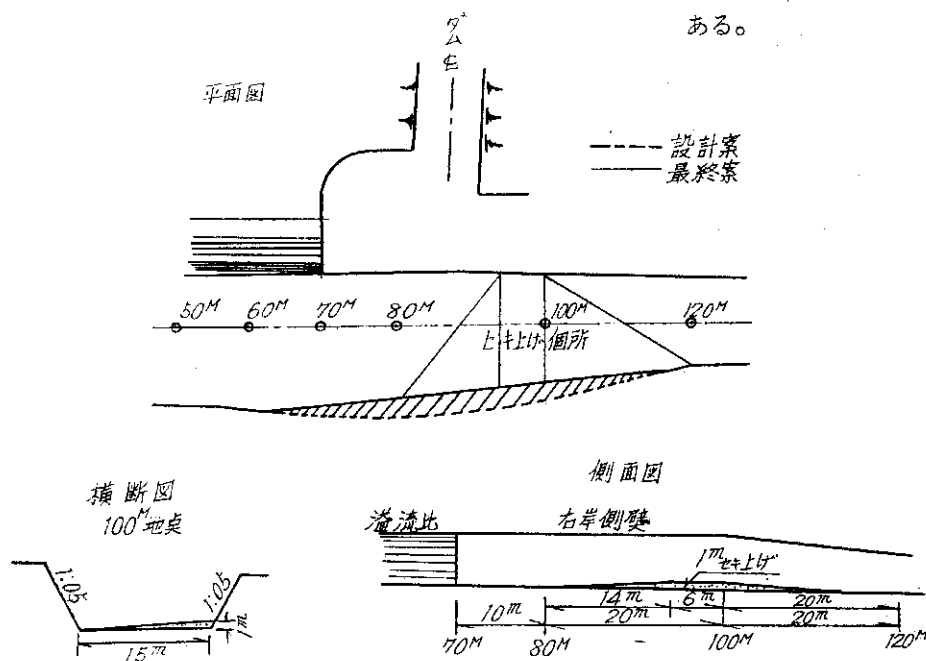


図-8 横断勾配取付け

2 横断形状

KNAPP-IPPEN は曲がった水路に発生する衝撃波を消す方法の一つとして、水路底に v^2/gR の横断勾配を与えることを提案しているが、本例のような射流の横流入による衝撃波の場合にもそのまま適用できるとは考えられない。

しかしながら横断勾配を付けることは有力な方法であると思われるので、衝撃波の衝突地点 80~100 m に種々の勾配を付けた結果 1/15 の横断勾配の場合 衝撃波が完全に消滅することが明らかとなった。この場合右岸の堰上げ高は 1.0 m であるが、水路の縦断勾配に急激な変化

を与えないため適当にすり付けることになり、図-8のような水路形状になる。

§ 3 水位および流速

水位および流速は図-9~11、表-3、4 に示した測点においてそれぞれの流量について測定した。

図でも明らかなように選定流量程度までは衝撃波でもなく、かなり均一な流れを見せているが、設計流量 350 m³/sec では衝撃波は、測点 100 から 250 の間で強い影響を示し、左右側壁を越える流れとなる。写真-8にみるように側壁の余裕高のない部分を高くして越流水脈の高さを測定した結果約 1.0 m を得た。すなわち平面形の変化のみでは側壁の余裕高はそれぞれの測点ではまちまちの値を示し、1.5 m 程度の嵩上げを要するカ所もある。

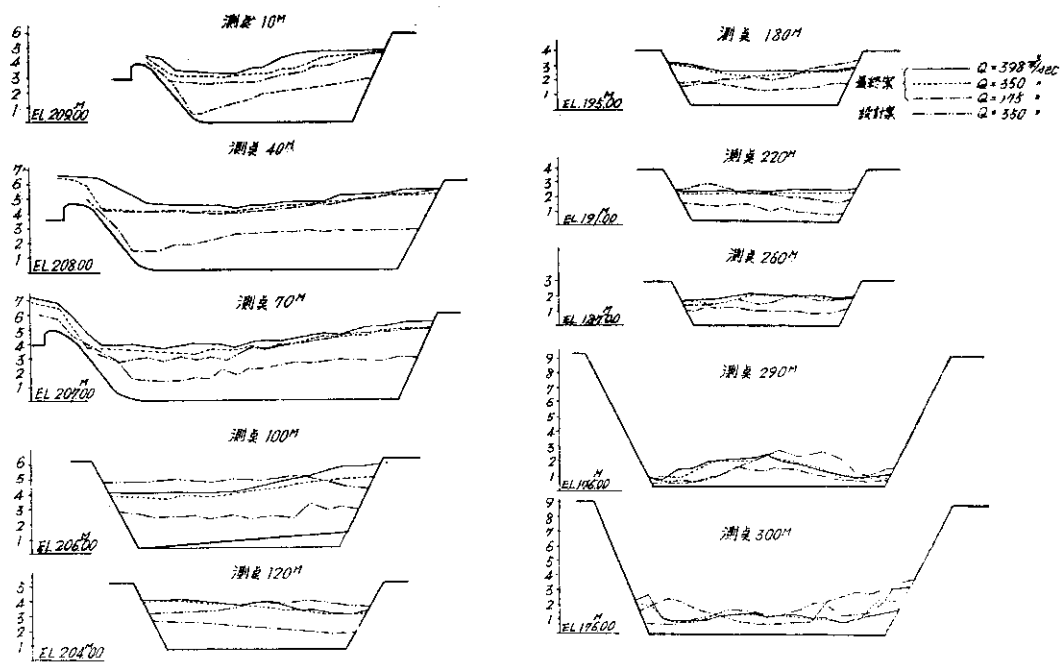


図-9 横断水位 (単位: m)

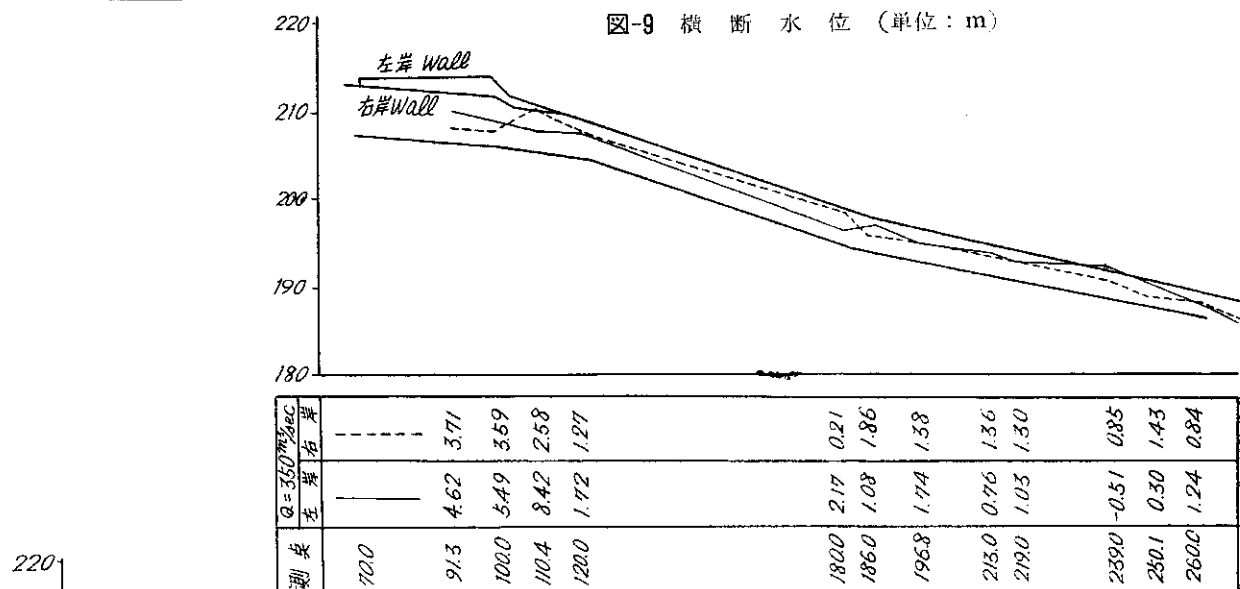


図-10 両側壁余裕高の測定 (設計原案)

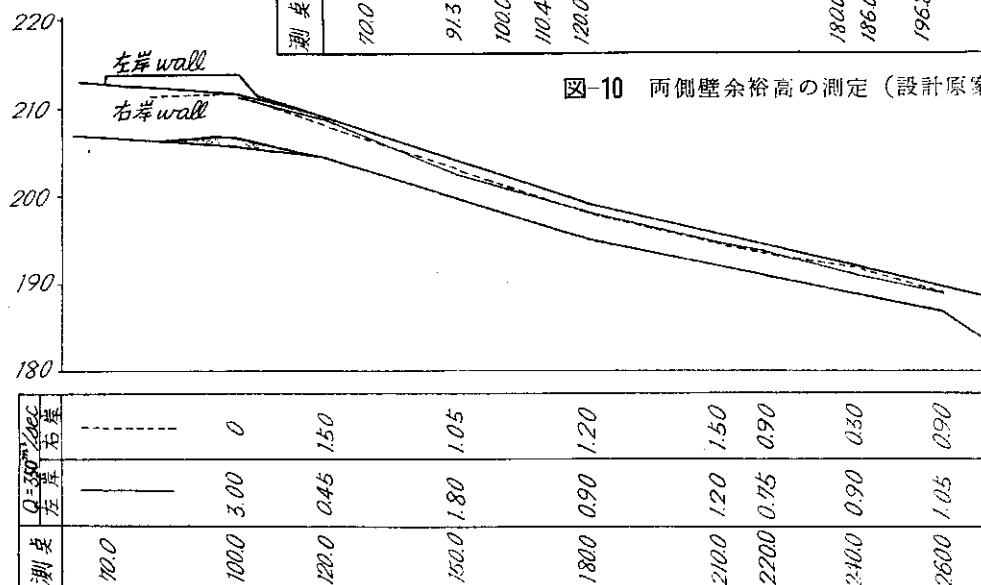


図-11 両側壁余裕高の測定 (改良案) (単位: m)

表-3 流速測定値 (改良案) $Q=350 \text{ m}^3/\text{S}$

測定力所 120 M					測定力所 260 M			測定力所 300 M		
水深	0.10m	1.0m	2.0m	2.4m	水深	0.10m	1.00m	水深	0.10m	0.30m
測点					測点			測点		
左岸 0m	—	8.44	9.79	—	左岸 0m	16.64	19.01	左岸 0m	11.48	14.55
2.0	9.20	10.20	10.03	—	1	17.37	20.89	2.0	21.43	20.77
4.0	9.17	10.03	9.91	—	3	16.87	20.83	4.0	20.32	23.60
(0) 6.0	9.07	9.91	9.79	9.82	(0) 5	17.04	20.42	6.0	21.36	23.22
8.0	8.87	9.58	9.73	9.79	7	16.67	19.34	8.0	22.09	24.16
10.0	9.67	10.20	10.06	—	9	15.97	19.62	10.0	20.67	22.85
12.0	10.06	10.76	10.64	—	右岸 10	16.78	17.38	12.0	21.51	22.12
右岸 13.0	—	8.44	10.51	—	平均流速 (m/S)	16.75	19.64	14.0	21.40	23.40
平均流速 (m/S)	9.38	9.70	10.06	9.81				右岸 16.0	16.34	19.74
								平均流速 (m/S)	19.62	21.60

表-4 流速測定値 (最終案)

測定力所 120 M $Q=398 \text{ m}^3/\text{S}$				測定力所 120 M $Q=350 \text{ m}^3/\text{S}$				測定力所 120 M $Q=175 \text{ m}^3/\text{S}$		
水深	0.1m	1.0m	2.0m	水深	0.1m	1.0m	2.0m	水深	0.1m	1.0m
測点				測点				測点		
左岸 0m	8,607	9,938	—	左岸 0m	—	—	7,933	左岸 0m	6,510	8,223
1	9,909	9,849	—	1.0	9,495	9,638	9,515	1.0	7,931	8,330
2	9,938	9,819	—	2.0	9,638	9,668	9,453	2.0	7,552	8,294
3	10,085	9,878	—	3.0	9,515	9,638	9,391	3.0	7,433	8,330
4	9,968	9,938	—	4.0	9,515	9,668	9,515	4.0	7,591	8,641
5	10,114	9,968	—	5.0	9,577	9,679	9,577	5.0	7,895	8,875
6	9,789	9,938	9,879	6.0	9,484	9,787	9,699	6.0	8,330	9,265
7	9,515	9,879	9,909	7.0	10,027	9,819	9,729	7.0	8,504	9,668
8	9,391	10,027	9,999	8.0	10,143	9,829	9,789	8.0	8,681	8,683
9	9,422	10,085	10,027	9.0	10,344	9,879	9,879	9.0	8,809	10,285
10	9,453	10,172	10,172	10.0	10,541	9,997	10,059	10.0	8,809	10,085
11	10,172	10,258	10,344	11.0	10,114	10,143	10,230	11.0	8,469	10,541
右岸 12	8,878	9,698	10,625	12.0	10,287	10,445	10,541	右岸 12.0	9,929	10,344
平均流速 (m/S)	9,710	9,960	10,136	右岸 13.0	10,597	10,652	—	平均流速 (m/S)	8,189	9,228
				平均流速 (m/S)	9,942	9,915	9,640			

測定力所 260 M			測定力所 260 M			測定力所 260 M		
水深	0.1m	1.0m	水深	0.1m	1.0m	水深	0.1m	0.6m
測点			測点			測点		
右岸 0m	15,826	18,327	左岸 0m	13,608	18,307	左岸 0m	14,946	15,411
1.0	16,887	21,013	1.0	16,852	21,082	1.0	16,266	19,640
2.0	16,799	20,489	2.0	16,729	21,125	2.0	16,284	19,563
3.0	16,517	20,243	3.0	18,435	20,985	3.0	15,845	18,953
4.0	16,729	20,024	4.0	15,914	20,660	4.0	15,450	18,828
5.0	16,446	20,459	5.0	15,956	20,383	5.0	16,101	18,429
6.0	16,011	20,141	6.0	15,826	20,053	6.0	15,899	18,529
7.0	19,306	19,593	7.0	15,752	19,613	7.0	16,409	18,482
8.0	15,900	19,412	8.0	15,845	11,633	8.0	15,973	18,191
9.0	17,025	20,067	9.0	16,641	20,024	9.0	15,825	18,177
右岸 10.0	13,737	19,533	右岸 10.0	14,808	19,633	右岸 10.0	14,567	16,636
平均流速 (m/S)	16,477	19,936	平均流速 (m/S)	16,033	20,126	平均流速 (m/S)	15,779	18,258

測定カ所 300 M				測定カ所 300 M				測定カ所 300 M			
水深		0.1m	1.0m	水深		0.1m	1.0m	水深		0.1m	
測点				測点				測点			
右岸	0m	10,680	18,193	左岸	0m	10,680	18,193	左岸	0m		18,482
	1.0	20,460	22,694		1.0	20,460	22,694		1.0		21,026
	2.0	21,592	22,131		2.0	21,592	22,131		2.0		21,469
	3.0	22,633	24,764		3.0	22,434	24,164		3.0		20,928
	4.0	23,471	24,368		4.0	23,471	24,368		4.0		20,517
	5.0	21,746	23,671		5.0	21,741	23,671		5.0		20,942
	6.0	21,110	22,940		6.0	21,110	22,940		6.0		21,333
	7.0	21,097	22,914		7.0	21,097	22,914		7.0		22,023
	8.0	21,208	22,707		8.0	21,208	22,707		8.0		22,381
	9.0	21,415	22,788		9.0	21,415	22,798		9.0		22,394
	10.0	21,469	22,888		10.0	21,469	22,888		10.0		22,226
	11.0	21,633	23,073		11.0	21,633	23,003		11.0		21,524
	12.0	21,688	23,220		12.0	21,688	23,220		12.0		20,488
	13.0	21,930	23,156		13.0	21,930	23,156		13.0		16,356
	14.0	21,930	23,534		14.0	21,930	23,534	右岸	13.0		
	15.0	20,096	21,769		15.0	20,096	21,769	平均流速 (m/S)			20,863
右岸16.0		16,445	17,602	右岸16.0		16,445	17,602				
平均流速	(m/S)	20,612	22,483	平均流速	(m/S)	20,612	22,491				

横断勾配を付けた最終形状における水位は図-9に示したが、衝撃波の消滅により洪水の疎通能力は増加し、特に測点100付近では水位低下は顕著である。(図中2点鎖線は設計案における計画洪水量 $350 \text{ m}^3/\text{sec}$ の水位である)

水路内の流速分布は測点120, 260, 300の3カ所およびそれぞれの縦断水位測定カ所において測定した。衝撃波の発生しているとき、衝撃波の分岐点付近はかなり左右岸で流速の相違がでているが、最終案においてはこの傾向はなくなっている。

水位および流速分布はそれぞれの型状について測定して比較検討したが、ここにはその代表的な型状について測定値を示した。

§ 4 余水吐の限界排水量

余水吐の限界排水量を決定するものは、(1)放水路断面積、(2)クレストの越流限界、(3)ダムの危険水位などであるが、これらはそれぞれの条件により余水吐に限界排水量を与える。すなわち放水路断面積はそれ自体水路の疎通能力を示すもので衝撃波の消滅により大幅に能力を増加したと考えられる。

側溝式余水吐のクレストにおける越流は一般的な高いダムにおける越流と異なり、下流側放水路の排水能力が限界となれば、下流水位は上昇して安全越流の領域をはずれて不完全越流となり、やがて潜流状態となる。図-4の $H \sim Q$ 曲線における末端の不連続点は不完全越流の水位および流量を示すもので、この付近がクレストの越流

限界と考られる。

ダムの危険水位によるものを余水吐の限界排水量と考えるのは異論もあると考えられるが、アースダムなどの場合はこの水位における余水吐の流況を把握して極限の排水量とする必要がある。実験においては以上の流況を実験的に把握してそれぞれの限界排水量としたが、これらを表示すれば次のとおりである。

No.	水位 (m)	流量 (m^3/sec)	限界規制要因
1	214.78	350.0	水路断面積
2	215.28	485.0	クレスト越流限界
3	216.20	658.1	ダム危険水位

§ 5 静水池

1 静水池の流況

設計原案における静水池内の構造は図-12のようなものであるが、この形状による流下水脈のエネルギー減殺は $175 \text{ m}^3/\text{sec}$ の選定流量程度までは静水池内で完全に常流に復するが、流量の増加につれて流下水脈の水深に対する下流共軛水深が不足して跳水現象から脱し、水脈はパッフル・ピアおよびエンド・シルに撃突して飛沫となって直上に飛散する。(写真参照)

この型式の静水池は本来下流水位が十分にある場合、流下水脈をシュート・ブロックで上下2段に分けてエネルギーを減殺するものであるが、本放水路においては下流水位を零の状態において実験を進めている関係上、静水池内構造物の水脈エネルギー減殺効果は小さいと考え

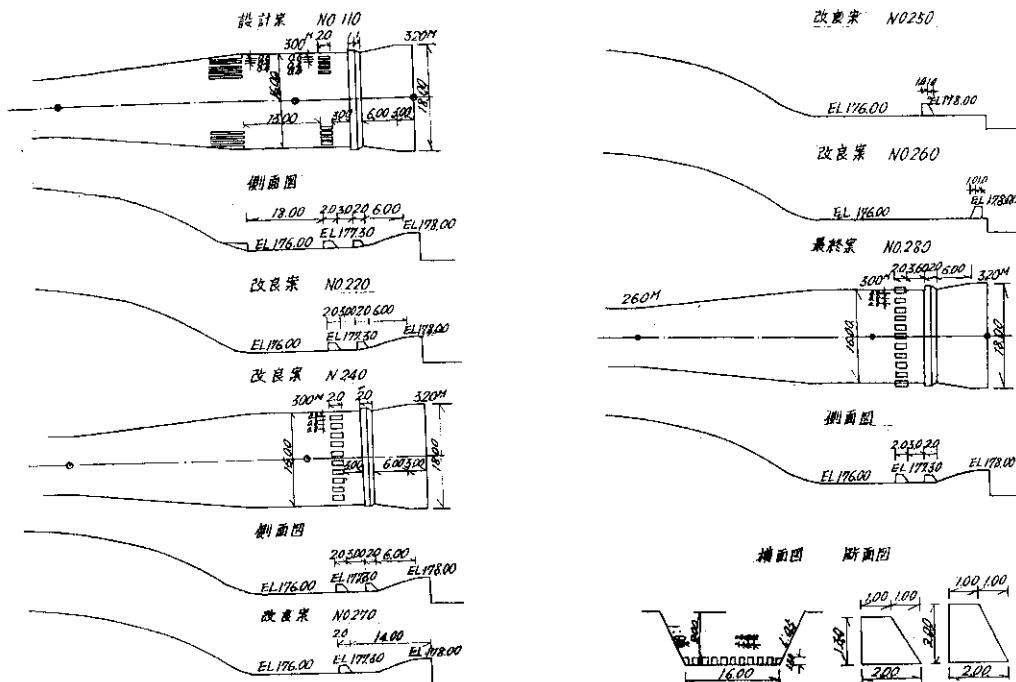


図-12 放射流部 (位単: m)

られる。

2 静水池構造の改良

a シュート・ブロック

静水池下流の水位が十分ある場合は、下流構造物の負担を少なくするためにもシュート・ブロックにより流下水脈を上下に分離させることは効果的であるが、下流水位がないときは上下に分けられた水脈も静水池底面に設置されたバッフル・ピアに達するころは同一の水脈となり、シュート・ブロックは無意味なものとなるようである。実験においてもシュート・ブロックの有無が下流の流況に与える影響はほとんどなく写真-4 にみるように差異は認められないので撤去した。(写真-5)

b バッフル・ピア

流下水脈の持つエネルギーは静水池内におけるバッフル・ピアおよびエンド・シルによりその大部分を減殺するものである。そのためこれら構造物は撃突する水脈に十分たえる強度が必要である。原案におけるピアは幅 0.4 m の櫛型が 19 ヶ配列されているが、水脈の減勢効果が失われなければ、施工および強度の関係からも、幅の広いものを設置したほうが良いと思われる。ピアの形状を変化することなく幅を 0.8 m に拡幅したものについての流況は写真-7 でも明らかなように全流量を通じて変化はみられず、静水池内のエネルギー減殺の限界流量は $175 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度である。なおこの改良案 (No. 240) におけるピアの配列は両側壁にそれぞれ 0.8 m の空間を有しているため、計画洪水量程度の通水に際してはここを通過する水脈は下流の湛水部の上を高速度で直進し

て静水池外までエネルギーを保持したまま放流されようである。

これらの防止策としては両側にピアを設置することにより解決できるようであるが、これらを図示したのが図-16の最終案 No. 280 である。

c エンド・シル

エンド・シルについては上下流の傾斜角および高さなどが、減勢効果に対する影響が大きいため 2, 3 の型式について検討してみた。

1 流下水脈のエネルギー減殺には下流水深による方法が安価で最良の方法である。本余水吐においては $175 \text{ m}^3/\text{sec}$ を対象流量とした場合、下流水深も相当効果があるように見受けられたのでピアおよびエンド・シルともに除去し、現在の下流水位 EL. 178.0 m までの副ダムを設置して流況を比較したが、跳水の限界流量より流量が大となった場合、水脈は飛散することなく一体となって下流河床へ落下するため下床保護のためにも不適當と思われたので廃案とした。なお副ダムの位置を下流に移行して静水池の容量を大とした場合の流況も大差はなかった。(改良案 No. 250 および No. 260)

2 エンド・シルを除去し、バッフル・ピアにより何%かの減勢を行ない、残りのエネルギーを下流水深によって減殺しようとしたが、ピアの間を流れる水脈はなんら減勢されることなく流下し、静水池末端が比較的緩勾配のため低いジェット水流となって下流河床へ落下し、河床洗掘力はピアを設置した場合と比較して非常に大である。このように減勢効果のための下流水深の影響は

とんどなく、エンド・シルは不可欠な構造物であると思われる。

以上それぞれの構造物についてその適否を検討したが、通水流量 $175 \text{ m}^3/\text{sec}$ を水脈エネルギーの減殺限界流量とした場合の理想的な静水池の形状は図-12 の最終案 (No. 280) である。

III 結 語

以上恵岱別ダム余水吐の実験によって明らかになった点を列記するとつぎのようになる。

- 1 円弧による越流形状の流量係数は一般的なものに比較して遜色はないようである。
- 2 越流部水路の断面積は設計流量に対し大きすぎるので縮小した。
- 3 設計案においては衝撃波は必ず発生し、側壁の余裕高は不揃いとなる。
- 4 断面の適当な位置に横断勾配をつければ衝撃波は消滅する。
- 5 計画洪水量に対する横断勾配は第1次衝撃波の末端において $1/15$ である。
- 6 本余水吐の極限排水量は $658.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度である。
- 7 静水池のシュート・ブロックはあまり効果がないよ

うである。

- 8 本例の静水池形状ではバップル・ピアおよびエンド・シルは欠かすことはできない。
- 9 設計案におけるバップル・ピアの幅は強度・施工上やや過小と考えられる。
- 10 静水池における完全なエネルギー減殺の限界流量は $175 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度である。
- 11 大流量における放流水脈は静水池外に落下するが、バップル・ピアにより分散されているため河床洗掘力は弱まる。

あとがき

恵岱別放水路の模型実験は昭和37年度より継続して行なってきたものであるが、与えられた問題については大体結論を得ることができた。なお円弧による越流形状、急勾配横越流水路における衝撃波の処理など貴重な資料を得ることができたが、これらについては今後多くの実験資料を得て、理論的な取りまとめを行ないたいと考えている。

終わりにあたり終始御援助を戴いた札幌開発建設部恵岱別ダム出張所の各位に謝意を表する。

付表-1

測点 距離	横 断 水 位 測 定 値 $Q=398 \text{ m}^3/\text{sec}$ 最 終 案									
	10 m	40 m	70 m	100 m	120 m	180 m	220 m	260 m	290 m	300 m
11.00		214.127	214.379							
10.00		213.472	212.986							
9.00	213.659	212.827	211.670	210.425 ^{8.4}	208.315 ^{7.65}				177.253 ^{8.4}	178.397
8.00	213.596	212.792	210.949	210.323	208.231	198.289 ^{6.3}			177.045	178.715
7.00	212.884	212.771	210.982	210.265	208.231	198.289			176.947	176.969
6.00	212.879	212.737	211.064	210.222	208.234	198.301	193.436	188.779	177.563	176.858
5.00	212.737	212.683	210.910	210.284	208.276	198.188	193.439	188.866	177.694	176.885
4.00	212.746	212.401	210.742	210.177	208.195	197.848	193.406	188.846	178.129	176.975
3.00	212.672	212.684	210.959	210.075	208.078	197.606	193.418	188.962	178.208	177.311
2.00	212.168	212.747	211.069	210.020	208.001	197.641	193.416	189.176	178.267	177.374
1.00	212.533	212.687	211.040	210.067	207.887	197.617	193.514	189.299	178.348	177.302
0	212.537	212.725	211.046	209.995	207.943	197.558	193.448	189.212	178.565	177.176
1.00	212.858	212.704	210.800	210.021	208.000	197.564	193.469	189.194	178.097	177.260
2.00	212.959	212.885	211.225	210.293	207.899	197.565	193.577	189.193	177.967	177.238
3.00	213.403	212.927	211.294	210.288	207.580	197.578	193.478	189.172	177.680	177.152
4.00	213.682	212.881	211.307	210.471	207.596	197.578	193.550	189.168	177.431	177.017
5.00	213.868	213.017	211.439	210.595	207.431	197.576	193.517	188.989	177.230	176.011
6.00	213.940	212.936	211.685	210.797	207.316	197.750	192.559	189.177	177.041	176.786
7.00	213.860	213.281	211.810	210.817	207.266				177.089	177.044
8.00	213.961	213.316	211.154	210.887	207.532 ^{7.35}				177.226	177.424
9.00		213.455	212.056	211.043					177.467 ^{8.55}	
10.00		213.467	212.188	211.214						
11.00		213.655	212.389							

付表-2

測点		横 断 水 位 測 定 值									Q=350 m³/sec		最 終 案	
距離		10 m	40 m	70 m	100 m	120 m	180 m	220 m	260 m	290 m	300 m			
m		m												
12.00		214.682												
11.00		214.604												
10.00		214.445												
9.00		214.323												
8.00		213.758												
7.00		212.549												
6.00		212.396												
5.00		212.345												
4.00		212.321												
3.00		212.294												
2.00		212.216												
1.00		212.321												
0		212.200												
1.00		212.420												
2.00		212.737												
3.00		212.885												
4.00		213.140												
5.00		213.550												
6.00		213.680												
7.00		213.750												
8.00		213.750												
9.00														
10.00														
11.00														

付表-3

測点		横 断 水 位 測 定 值 $Q=175 \text{ m}^3/\text{sec}$ 最 終 案									
距離		10 m	40 m	70 m	100 m	120 m	180 m	220 m	260 m	290 m	300 m
	m	m	m	m							
	11	214.124	213.878	213.098							
左岸 ↑	10	213.731	212.612	211.505							m
	9	213.842	211.079	209.954							178.907
	8	213.032	209.767	208.640	7.96 m	7.21 m				176.810	177.931
	7	211.607	209.726	208.612	208.309	206.753	5.88 m	5.7 m		176.690	178.333
	6	209.972	209.633	208.588	208.396	206.626	196.891	192.710	188.389	176.774	178.358
	5	209.741	209.681	208.565	208.358	206.555	196.904	192.550	188.141	176.816	177.802
	4	209.969	210.005	208.639	208.350	206.636	196.777	192.452	188.282	177.011	177.536
	3	210.269	210.094	208.697	208.394	206.561	196.742	192.491	188.363	177.179	177.203
	2	210.484	210.259	209.254	208.357	206.504	196.598	192.638	188.275	177.718	176.918
	1	210.797	210.463	209.978	208.423	206.381	196.472	192.559	188.210	177.578	176.792
	0	211.141	210.718	209.384	208.433	206.619	196.343	192.233	188.111	177.584	176.728
↓ 右岸	1	211.211	210.722	209.512	208.348	206.293	196.376	192.251	188.105	177.263	176.795
	2	211.366	210.793	209.645	208.411	206.161	196.424	192.118	188.078	177.491	176.840
	3	211.435	210.791	209.748	207.811	206.057	196.487	192.046	188.033	177.275	176.866
	4	211.535	210.862	209.800	208.462	205.946	196.646	191.929	188.030	177.080	178.162
	5	211.181	210.946	209.705	209.617	205.921	196.742	191.948	188.057	176.918	178.589
	6	211.820	210.962	209.908	208.923	205.847	196.787	5.81 191.972	5.55 188.113	176.795	178.985
	7	6.9 212.003	210.934	209.965	209.159	0.72 205.853				176.786	178.775
	8		210.949	209.990	208.965					176.882	179.015
	9		210.955	210.013							
	10		210.967	210.181							
	11		210.979	210.121							

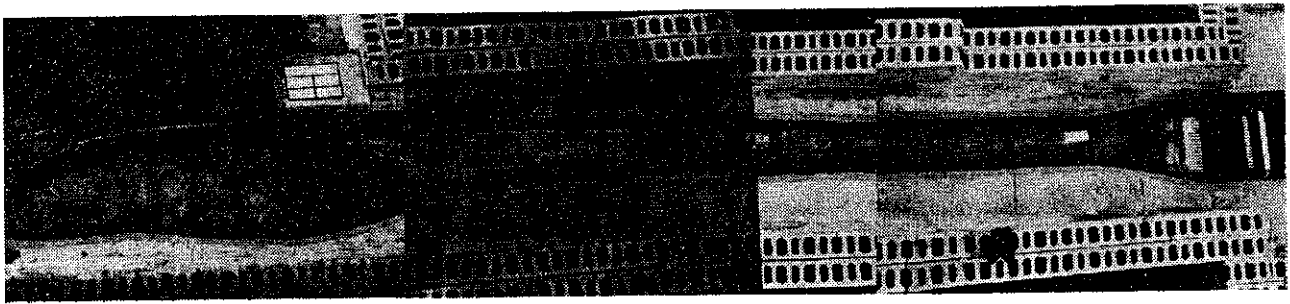


写真-1 設計原案

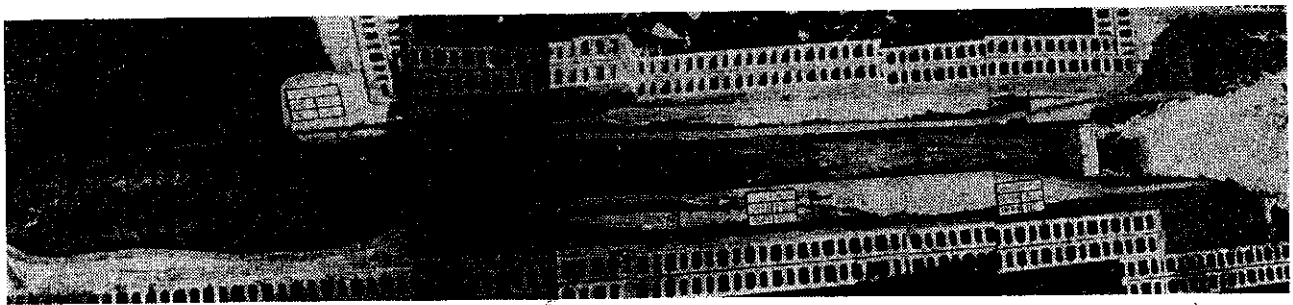


写真-2 設計原案における 350 m³/sec 通水

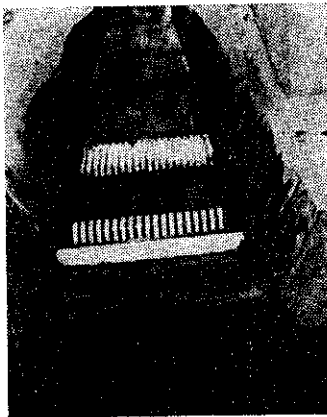


写真-3 設計原案における静水池構造

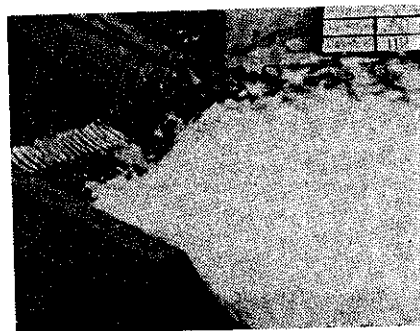


写真-4 同左 350 m³/sec 通水

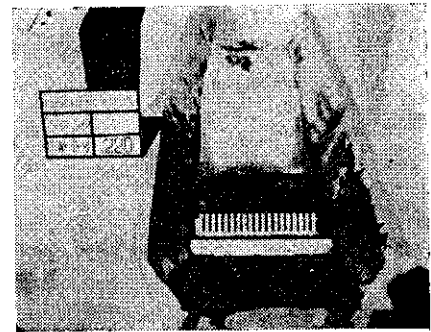


写真-5 シェート・ブロック撤去

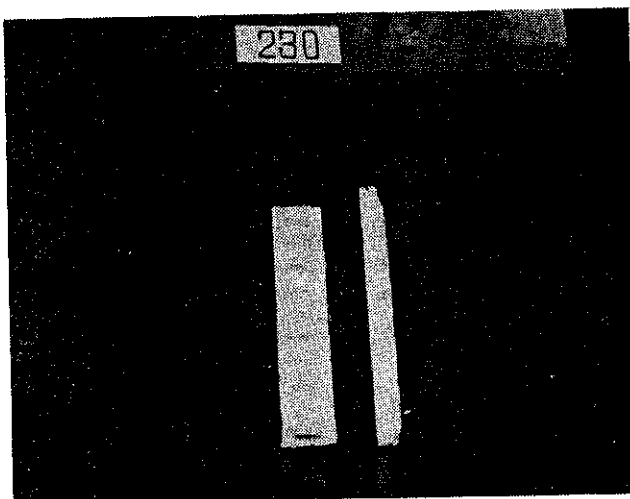


写真-6 バップル・ピア拡幅

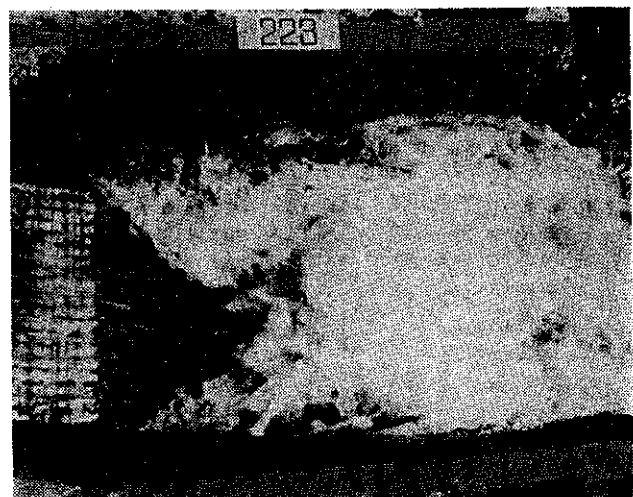


写真-7 175 m³/sec 通水の流況

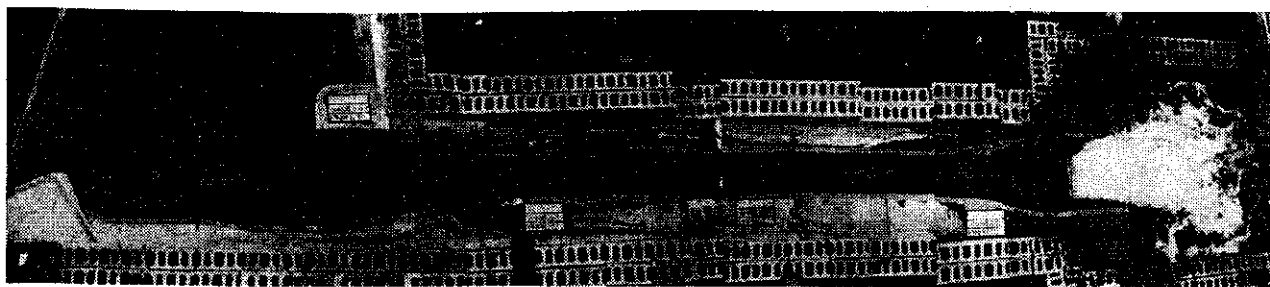


写真-8 側壁嵩上げによる流況 ($Q=350 \text{ m}^3/\text{sec}$)

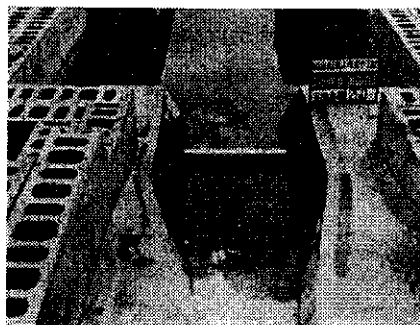


写真-9 静水池改良バップル・ピア撤去



写真-10 静水池改良による流況
 $Q=350 \text{ m}^3/\text{sec}$



写真-11 静水池改良による流況
 $Q=175 \text{ m}^3/\text{sec}$

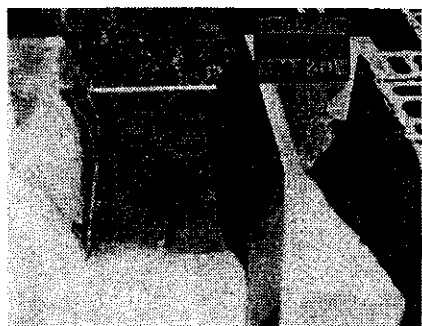


写真-12 静水池改良エンド・シル後退



写真-13 静水池改良による流況
 $Q=175 \text{ m}^3/\text{sec}$



写真-15 改良案の流況
 $Q=350 \text{ m}^3/\text{sec}$

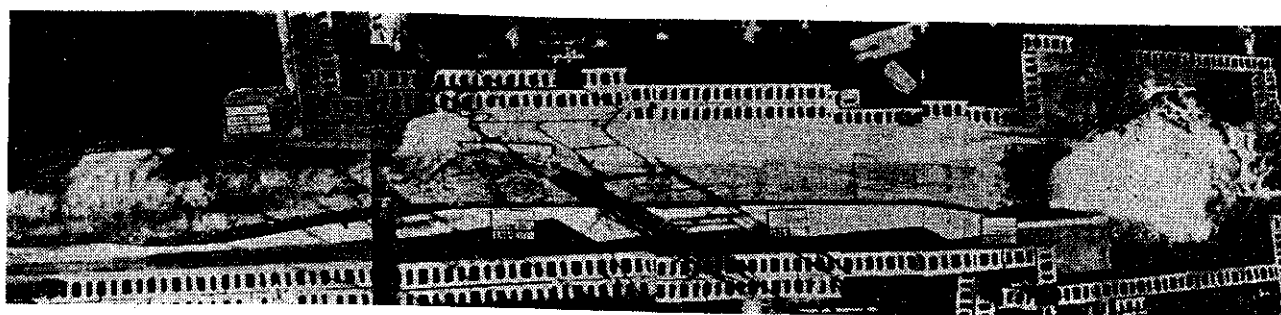


写真-14 改良案の流況
 $Q=350 \text{ m}^3/\text{sec}$

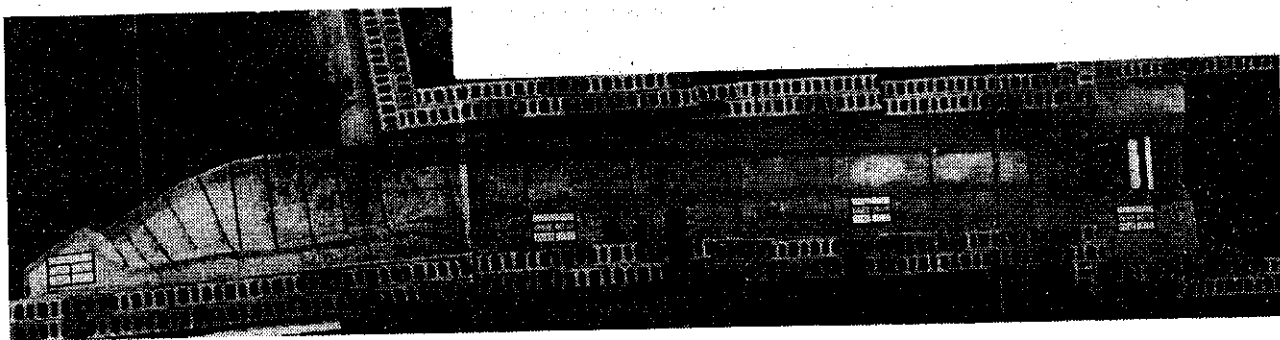


写真-16 改良案定規

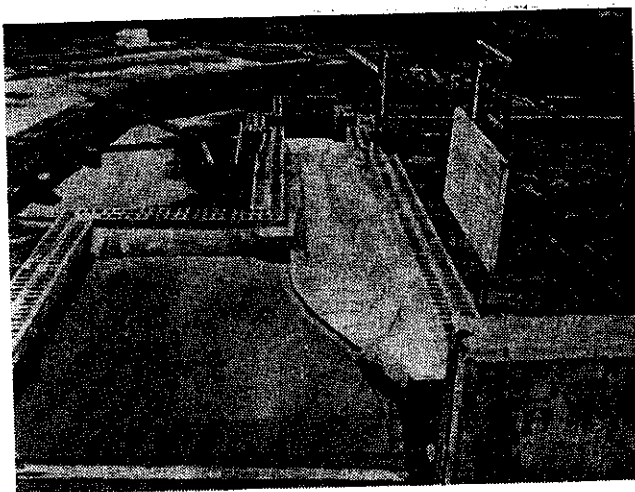


写真-17 同上

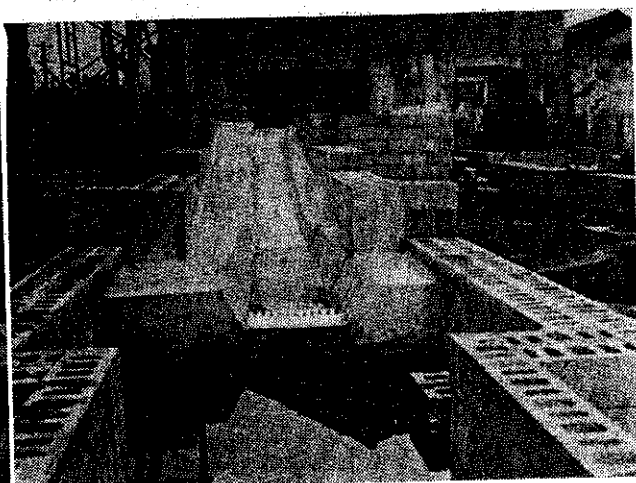


写真-18 同上

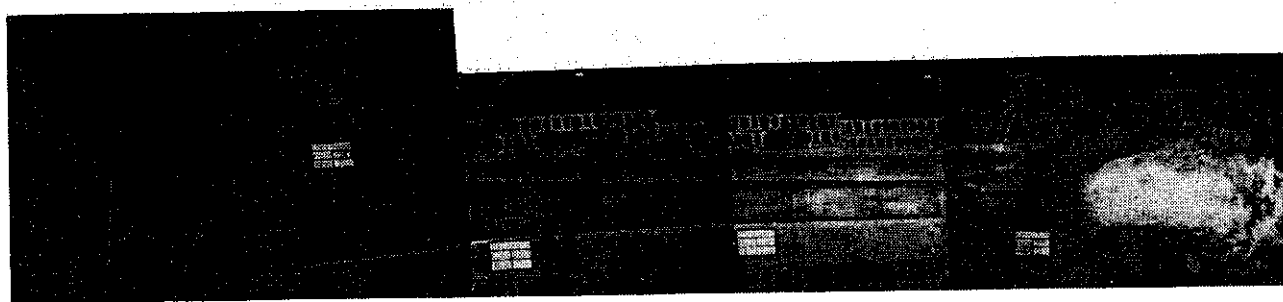


写真-19 最終案 { 平面形の改良
横断勾配取付け } $Q = 398 \text{ m}^3/\text{sec}$

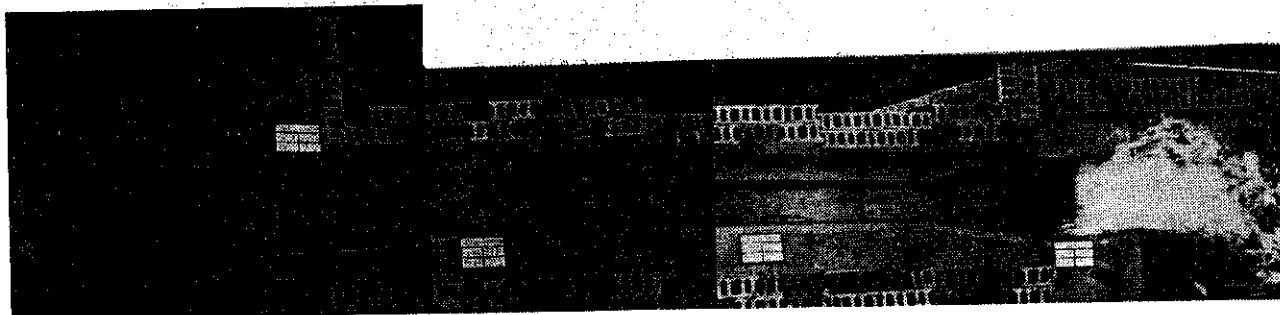


写真-20 最終案 $Q = 350 \text{ m}^3/\text{sec}$



写真-21 最終案 $Q=175 \text{ m}^3/\text{sec}$

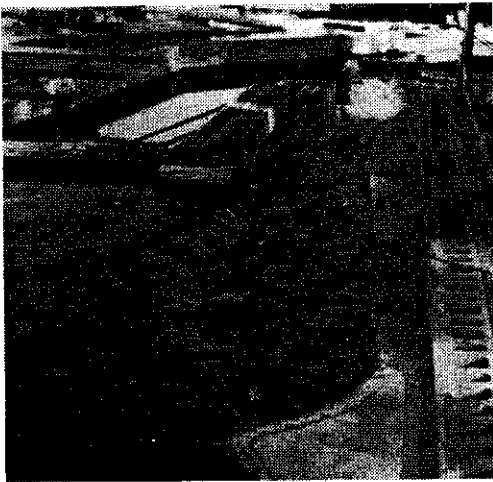


写真-22 最終案 {平面形の改良
横断勾配取付け
 $WL=216.20 \text{ m}$ $Q=658 \text{ m}^3/\text{sec}$



写真-23 同 左

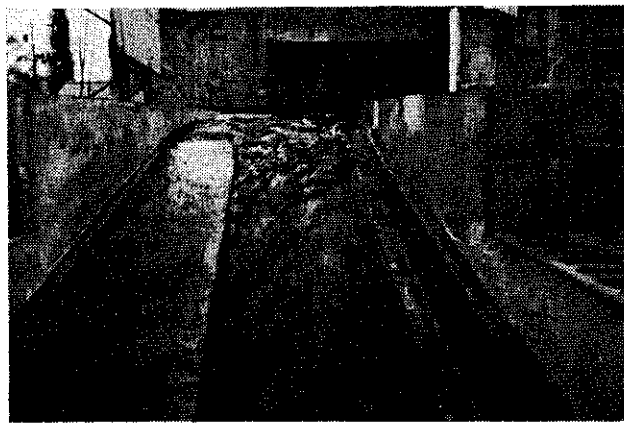


写真-24 同 上



写真-25 同 上