土 木 研 究 所 資 料

第 126 号

関屋分水模型実験報告書（その2）

―― 河口堰の水理検討 ――

昭和40年12月

建 設 省 土 木 研 究 所

目　　次

1. 緒　　言 …… 1
2. 水門下流の流況 …… 2
(1) 河口堰の諸元 …… 2
(2) 模型実験内容 …… 8
(3) 実験結果と考察 …… 13
(4) 結　　論 …… 15
3. 河口堰による砂州のフラッシュ …… 65
(1) 実験内容 …… 65
(2) 実験結果と考察 …… 69
(3) 結　　論 …… 77
4. 河口堰の機能に関する補足実験（F型水路） …… 147
(1) 水門操作による上流々心の変化 …… 147
(2) 水門下流の流速分布 …… 172
(3) 深掘部の流速分布 …… 187
(4) 波浪による堆砂 …… 196
(5) 水門操作による砂州のフラッシュ …… 211
5. 河床変動計算 …… 254
(1) 高水位の計算 …… 257
(2) 河床変動計算 …… 258
6. 結　　言 …… 285

1. 緒　　言

関屋分水計画は，旧信濃川が１級河川に推定されてから新潟県当局より建設省北陸地建へ移管され，治水問題として再検討されることになった。新計画が旧計画と異る根本的な修正点は，計画流量として将来の河道を厳しく考察し，現在の広大な貯溜面積が減少した場合の流量を考えることとされた点である。これに関する検討は北陸地建が担当しているが，実験検討に用いる計画流量は仮りに3,000㎥/s と決定された。そのため計画流量の増大に伴って，分水路の幅や縦断形，河川構造物等の再検討が要請される。しかし，分水路幅は周辺の関係から旧計画を変えないことを建前としたため，大きな問題としては，河口堰に関する諸点が残されたわけである。具体的には，施工上およびエプロンの長さの増大に伴って河口堰位置を後退させる必要が生じたが，この場合の砂州のフラッシュおよび跳水によるエネルギー減殺とエプロン長さの検討などである。

本書は昭和４０年度に北陸地建より受託した河口堰に関する模型実験（予算１５０万円）の結果について報告するものである。なお，昭和３８年度に実施した追加実験で未報告の，F型水路の河口堰に関する補足実験および河床変動計算の結果についてもあわせ報告する。関屋分水計画の詳細および前計画の検討内容については〔関屋分水模型実験報告書〕建設省土木研究所，昭和３８年１２月，を参照されたい。

2. 水門下流の流況

関屋分水路の河口では，海底勾配の関係から極端な低下背水が生じる。河口堰は，このような高水時の河口条件に対処する目的のほかに，その他各種の河川と海部との接続条件をコントロールする目的で設けられたものであるが，ここでは前者の条件について検討を行う。

なお，水門下流の流況については，前報告において，計画流量 2,100m³/S あるいは 2,500m³/S の場合の検討例についてふれてあるほか，本報告においても，前報告の継続補足実験の結果について第4章において述べているので参照していただきたい。

今回流量が仮りに 3,000m³/S に増大した場合は，エネルギー減殺量が異なり，跳水条件，エプロンの長さ，および流況等もすべて変わる。そして，河口堰を計画流量に基づいて設計する関係で模型の形が異るから，流量が小さいときの流況も前回検討の流況とは多少異るはずである。したがって前回の検討結果は参考資料にとどめるべきである。

河口堰の一つの重要な使命は，潮位変化の影響を河川の上流にまで及ぼせることなく，エネルギーを安全に減殺することである。この場合，構造的には計画流量（仮りに Q＝3,000m³/S）を考えるが，この流量は旧信濃川上流の改修が終了した時点における計画流量であるから，当分の間は出ない流量と考えられる。河口堰下流におけるエネルギー減殺機構としては計画流量以下の流量についても十分チェックしておく必要がある。小出水で床固下流が大きく洗掘を受けたという話は最近においてもよく聞かれることである。

(1) 河口堰の諸元

a. 河口堰はオリフィス方式とし，跳水によるエネルギー減殺を必要とするときは，水門の下刃から高速流を噴出せしめることにする。

b. 河口堰の天端高は堰上流の安定河床高を目安として定められ，T.P.

－2.90mとする。

c. 跳　水

跳水に影響を及ぼす要素としては，上流水位，潮位，および単位巾流量等の水理量があり，これらが刻々と変化するわけである。一方跳水現象は上下流が共範水深の関係にあるときのみ生起するものであるから，独立に変化する水理量に対して，常に跳水するようにするには，水路底に勾配をつけたり，エプロンの粗度を大きくしたり，あるいは副堰堤を設けたり等々の対策を検討しなければならない。

図2.1は，水門下流側の水位が最高のT.P.0.85mであり，水門上流側の水位がT.P. 2.2mおよび1.7mの場合について，単位幅流量と跳水位置の河床高との関係を示す。これによると，跳水位置の河床高は水門上流水位の影響はあまり受けないが，単位幅流量の増大に伴ってほゞ直線的に低くなる。また下流水位が低くなるとほゞその量だけ低くなるとみなすべきである。なお；図2.1には水門開度，ゲート刃先位置，流量をパラメーターとした河巾と単位幅流量との関係，およびその位の射流のフルード数，跳水によるエネルギー減殺量との関係も示されている。

図2.2は，同じ跳水の関係を，下流水位および単位巾流量をパラメーターとして示したもので，縦軸に跳水位置河床高，横軸に河口堰上流水位をとってある。これによれば，上流水位をT.P. 2.2mあたりまで堰上るものとすれば，単位巾流量q＝16.7㎥/s/mのとき，跳水位置の河床高は，潮位が－0.15mで－5.6mであり，潮位が＋0.85mになると－4.3mでよいことになる。流量が減少するときには跳水位置河床高はそれに応じて高くなる。したがって，河口堰のエプロンを傾斜させておけば，水理量に応じて適当な位置で跳水することになるであろう。

関屋分水計画の場合，計画流量を3,000㎥/Sとすればエプロンの最深位置の高さはT.P. －5.6m程度にし，河口堰天端からは適当な傾斜

をつけておけばよいことになる。しかし，計画流量程度の流量は当分の間出ない流量であり，堰位置における地盤沈下量として８０cmが見込まれているので，エプロンの最深位置の施工高としてはT.P.－4.8～－5.0ｍ程度が適当である。さらにエプロン上に大きい粗度をつけておいて，このような構造物によるエネルギー減殺量を考えるときは，エプロン最深位置の施工高は一層高くしてよいことになる。

なお，以上の近似計算は，水平河床上の跳水を仮定し，まさつの影響を無視したものである。したがって，エプロンの傾斜が $1/10$ 以上になるような場合には誤差が大きくなるから，kindsvatir の計算式等によってさらに精度よい計算を行う必要があろう。

d. エプロンの長さ

エプロンの長さを決定するとき，平均的な数値から判断することはかなりの危険が伴う。模型実験等によって三次元的な流れ方から判断を下すべきである。しかし，計算によってそのおおよその長さを推定するときは，土屋義人氏の水門下流の洗掘限界に関する論文によるほか，次式による計算値などを参考にするのがよいと思われる。

すなわち，エプロン長さLは，減殺すべきエネルギー△Eに対して，マンニング式によれば，

$$L=\frac{B^2 \quad h^{\frac{10}{3}} \quad \triangle E}{Q^2 \quad n^2}$$

である。粗度係数の値は，ブロック等に関しては足立氏の計算方法があり，クイに関しては土木研究所報告１０７号に計算法がのっている。エプロンの長さLは粗度を相当大きくしても長く出るのが普通である。例えば，この場合，△E＝0.5ｍのエネルギーを減殺するのに，Q＝3,000m³/S，h＝5ｍ，B＝２００ｍ，n＝0.05とすれば，L≒１２０ｍで

ある。

なお，エプロン先端は，洗掘例も多く，最も破損を受け易いところであるから，ディフレクター等を考慮し，さらに洗掘深を予想して，或る程度の洗掘までは堪えうるように杭等で支えることなども検討することが望ましい。

図－2.2　跳水条件（水位と河床高の関係）

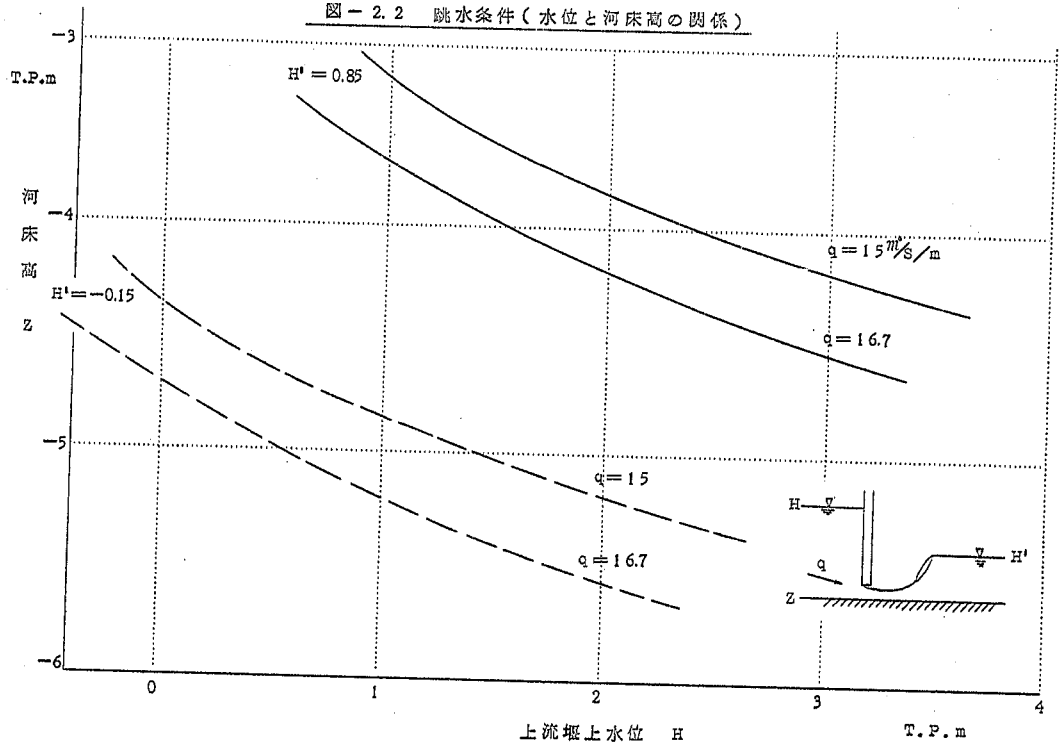
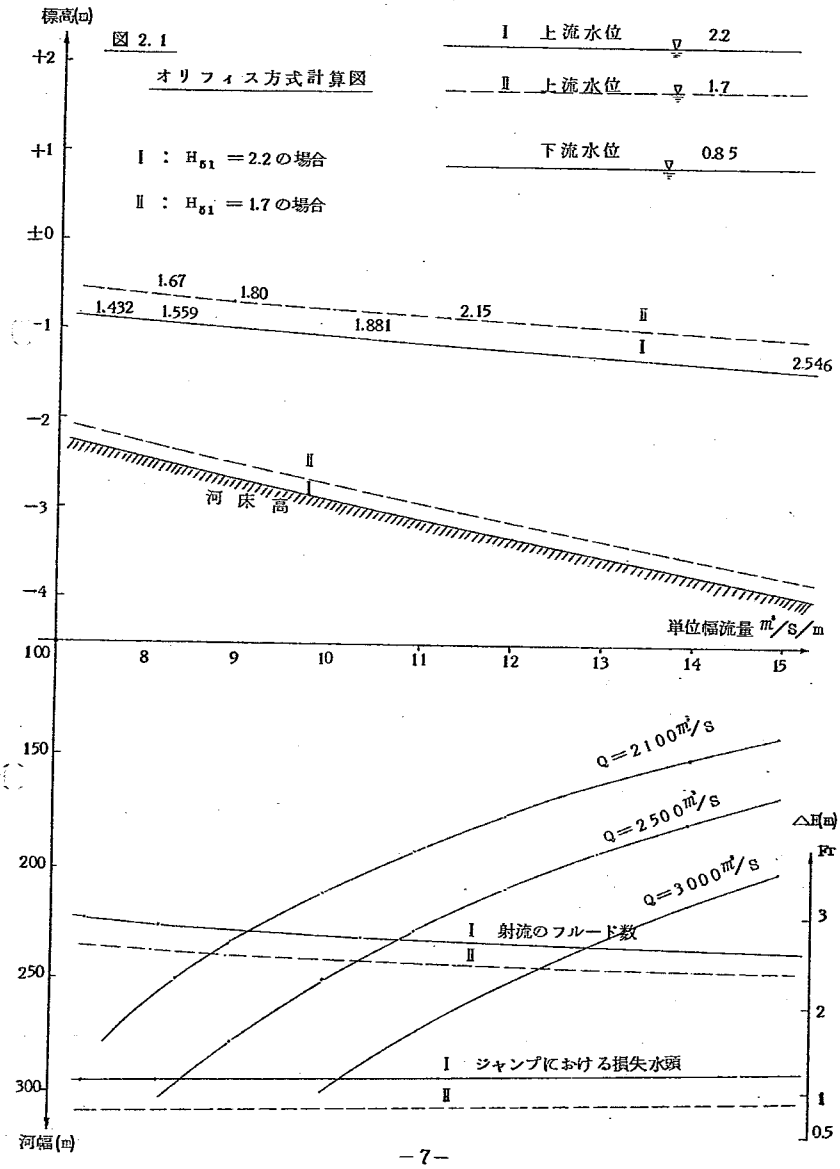


図 2. 1

オリフィス方式計算図



(2) 模型実験内容

a. 模型形状

河口堰は河口より２５０ｍの位置の場合について実験を行った。河口より２１０ｍの場合については，この実験結果より類推できるものとして省略した。河口堰天端高はT.P. －2.９０ｍとし，エプロン最深部高さT.P. －5.００ｍまでを簡単のため直線で結ぶことにしたが，その勾配としては１：１０および１：３０の二種類の模型を作製した。エプロン最深部高さT.P. －5.００ｍは河口まで一様とし，河口から海部へかけては勾配１：２００の逆傾斜で海底線に結んだ。模型の縦断は図 2.3 に示すとおりである。

水門数は５門とし，この位置での川底巾は１８０ｍである。橋脚巾としては３ｍをとったので有効巾は１６８ｍということになる。水門より下流は１：１2.5の割合で拡げ，河口では２２０ｍである。このような平面的な様子は図 2.4 に示す。

なお，模型は，実験場の都合で，現地の平面形を裏がえしにして製作されており，左右の関係が実物と反対になっている。本書においてはこの関係は特にことわらない限り，模型のままで表現してある。

b. 模型縮尺

模型の縮尺は前実験と同様に 1/60 とした。この場合，模型諸量の実物に対する縮率は表 2.1 のようである。

表 2.1　模型諸量の実物に対する縮率

諸　　元	次　　元	縮　　率	
長さ，水深	L	n	1 : 60 ＝ 0016
時　　間	T	$n^{1/2}$	$1:\sqrt{60}$ ＝ 0.129
流　　速	L , T^{-1}	$n^{1/2}$	$1:\sqrt{60}$ ＝ 0.129
流　　量	L^3 , T^{-1}	$n^{5/2}$	$1:\sqrt{60^5}$ ＝ 00000359
圧力強度	ML^{-1}, T^{-2}	n	1 : 60 ＝ 0016
越流係数	－	1	1 : 1

c. 粗度調整

模型はモルタル仕上げであり，粗度調整は行っていない。したがって，粗度は実物よりは小さいと考えられるが，距離が短いからその影響は大きくないと判断される。

d. 実験内容

実験は，流速分布の測定３ケースを除いて，他はすべて河口堰位置が河口から２５０ｍの場合について行った。さらに水門数は５門の場合のみとし，７門および９門はこの実験および前回の実験の結果を参照して推定するものとする。

実験内容としては，

河口より２５０ｍ上流地点に設置されている水門（全門）の操作を行って，水門近くにおいて跳水を起させ，その時の跳水先端の位置を測定するとともに，水門開度を合せ測定する。また，河川部および海岸部の水位縦断測定や流線スケッチを行い，さらに流量，水門開度および潮位等を各々僅かに変化させた場合の跳水の安定の問題等の流況観察実験を行った。

水位縦断の測定を実施したケースは，河口堰下流の勾配が $1/10$ および $1/30$ の場合について，それぞれ表2.2のようである。

表2.2　実験条件　　河口堰位置250m，河口堰下流勾配 $1/10$，$1/30$

流量(Q)	水門上流水位(H)	潮位(Ho)	開度(B)	摘要
m³/sec	T.P+m	T.P+m	m	
1,500	2.200	0.850	1.920	
〃	〃	0.350	1.770	
〃	〃	−0.300	1.600	
2,300	〃	0.850	2.720	
〃	〃	0.350	2.640	
〃	〃	−0.300	2.570	
3,000	〃	0.850	3.624	
〃	〃	0.350	3.580	
〃	〃	−0.300	3.545	

跳水の安定を調べる実験は表2.3および表2.4のケースについて行った。

表2.3　実験条件　（河口堰下流勾配 1/10）

流量(Q) m³/sec	水門上流水位(H) T.P+m	潮位(Ho) T.P+m	開度(B) m	摘要
1,500	2.200	−0.300	(1.600)	（括弧）の数値は測定結果より算出したものである。
〃	(2.292)	0.350	(〃)	
〃	(0.715)	−0.300	(〃)	
〃	1.700	〃	(1.776)	
3,000	2.200	0.850	(3.624)	
〃	(2.102)	0.350	(〃)	
〃	(　　)	0.850	(〃)	
〃	1.700	〃	(　　)	

表2.4　実験条件　（河口堰下流勾配 1/30）

流量(Q) m³/sec	水門上流水位(H) T.P+m	潮位(Ho) T.P+m	開度(B) m	摘要
1,500	2.200	−0.300	(1.680)	（括弧）の数値は測定結果より算出したものである。
〃	(2.245)	0.350	(〃)	
〃	(0.652)	−0.300	(〃)	
〃	1.700	〃	(1.728)	
3,000	2.200	0.850	(3.708)	
〃	(2.142)	0.350	(〃)	
〃	(1.339)	0.850	(〃)	
〃	1.700	〃	(　　)	

また，流速測定を行ったケースは，表2.5のようである。

表2.5　流速測定を行った条件　（河口堰水門下流勾配 1/10）

流量 m³/S	潮位 T.P.m	水門上流水位 T.P.m	河口堰位置 m	水門開度 m	備考
3,000	0.85	2.2	250	3.624	3断面各5点の流速分布
〃	−0.30	〃	〃	3.545	〃
1,500	0.85	〃	210	1.920	3断面各3点の流速分布
〃	−0.30	〃	〃	1.600	〃
3,000	−0.30	〃	〃	3.545	河床上0.1m高の流速分布

流量が小さい場合は水門上流でT.P. 2.2 mまで堰上げる必要がないものと思われるが，これは水門上流の水理計算を行ってから（北陸地建にて実施中）検討すべき問題である。

なお，水門の開度は，全間同一とした。ただし，流量が小さい場合は両岸から左右対称に，いくつかの水門を閉じる事とした。

各実験条件を得る為には，所定の流量を流し，海部潮位を下流調節操作により，合せた後，水門上流水位を，河口上流300mの中央部（No.4断面のNo.14測点位置）にて合せる事として全水門を同じに部分開放操作を行った。各断面の平均水位は測定点の各値の算術平均とした。水門開度は全門等開度とするのは非常に困難であったので，厳密には多少異なる。それで各々戸当部において，開度を測定し，全門平均とした。水門下流における跳水状態の水面形はそれぞれ発生位置が移動するため河床に基準点を埋設する訳にはいかないので，発生位置の上部に移動足場を設置し，水門のNo.1，3，5の径門中央延長線上でレベルにより測定し平均した。なお，波状々態は第2波迄測定を行った。

(3) 実験結果と考察

a. 跳水時水位縦断

水門下流勾配 1/10 の場合を図 2.7 ～図 2.9 に，水門下流勾配 1/30 の場合を図 2.10 ～図 2.12 に示す。跳水，波状跳水を問わず，いずれも水門に近いところで常流にもどっているが，常流になるまでの波数は表2.6のようである。同表で例えば 1 という数字は完全跳水していることを意味し，また，3 という数字は波状跳水であり，3 回目の波で常流にもどることを意味する。

表2.6 常流にもどるまでの波数

流量 m³/S	上流水位 T.P.m	潮位 T.P.m	水門下流勾配 1/10	水門下流勾配 1/30	備考
1,500	2.2	0.85	1	1	
〃	〃	0.35	1	2	
〃	〃	−0.30	1	2	
2,300	〃	0.85	1	2	
〃	〃	0.35	1	2	
〃	〃	−0.30	2	2	
3,000	〃	0.85	1	2	
〃	〃	0.35	2	2	
〃	〃	−0.30	2	2	

これよりみると，跳水の形は水門下流勾配 1/10 の場合の方がよい。さらに，水門から跳水位置までの距離も 1/10 の場合の方がよくなって

いる。水門下流勾配 1/10 の場合でも，流量が大きく，かつ潮位の低い場合は，波状跳水であり，河床高をさらに低くすることが要求されるが，これは予備計算のとおりである。なお厳密には kindsvatirの式などによって検討する必要があろう。また，エプロン上には十分の粗度をつけておくことが望ましい。

b. 跳水の安定

安定している跳水の状態において，流量だけを変化させた場合，潮位を変えた場合，および水門上流水位を変えた場合など，いろいろ条件を変化させて跳水の安定性を調べたのが，図 2.13～図 2.16 である。これらの変化量による跳水始端の移動距離は，Q＝1,500m³/S のとき，水門下流勾配 1/10 の場合は 8.4 m，1/30 の場合は 16.2 mであり，Q＝3,000m³/S のとき，水門下流勾配 1/10 の場合は 10.7 m，1/30 の場合は 23.4 mであった。また，跳水始端の河口からの距離を 1/10 と 1/30 の場合とで比較すると，Q＝1,500m³/S で 8～15 m，Q＝3,000m³/S で 16～28 mなど水門下流勾配 1/10 の場合の方が水門に近い結果となった。

傾斜水路の場合は，跳水はかなり安定しているとみなしてよいようである。

c. 流速分布

河口堰下流には高速流が噴出し，常流にもどってからも条件によってはかなりの高速流となる。また，橋脚下流にはカルマン渦の発生がみられて流速分布が乱されるので，局所的に平均流速より大きい流速が現われる。ここでは，Q＝3,000m³/S と Q＝1,500m³/S の場合についての実験例を図 2.17～図 2.20 に示す。また，図 2.21 に河床上 0.1 m の高さの流速分布を示す。これは流量が 3,000m³/S で潮位が T.P. －0.3 mの場合であるから条件が最もきびしい場合のものである。

d. 流　況

河口堰位置２５０ｍの場合の流況図を，水門下流勾配 1/10 については図 2.2 2～図 2.3 0に，1/30 については図 2.3 1～図 2.3 9に示す。

橋脚下流には，潮位の高い場合，および露出肝流が長くつづく場合を除いて，カルマン渦の発生がみられ，流速分布をかなり乱している。

全体的，流況観察としては垂直軸渦の発生は Ho＝T.P＋0.850ｍの場合にはあまり見られないが，Ho＝T.P＋0.350ｍの場合に発生する事が多い。また，左岸側では河口部から跳水先端附近まで遡る迂回流の発生が多くの実験に見られるが，右岸側ではこのような迂回流の発生はなく導流堤先端において小さな迂回状が見られる程度である。なお，完全跳水状態で橋脚下流端でカルマン渦が発生する場合に，その大きさは約径１２ｍ程度である。

なお，水門下流勾配 1/30 の場合は，1/10 の場合に比して流況がかなり悪い。

(4) 結　論

a. 河口堰水門下流の勾配は，跳水条件および安定条件には 1/10 および 1/30 程度では顕著な差はないが，流況から判断すると 1/10 の勾配の場合の方がよい。ただし，この勾配をあまり急にすることは，剝離する危険もあり，好ましくない。また，1/10 程度の勾配の場合でも，上・下流の接続部には丸味などをつけて渦が発生しないようにすることが望ましい。

b. 水門が５門の場合は，多くの場合，橋脚下流にカルマン渦の発生がみられる。これはかなり大きい渦が橋脚の左・右交互に発生し，下流の方へ流下するものであって，この影響により流速分布が著しく乱される。

特に，両岸沿は平均流速よりは多少大きい流速となる。このように平均流速だけで議論することは危険である。

c．水門操作を必要としない流量は，潮位との関連において平均流速を目安として計算により求められるが，この場合，剝離やカルマン渦の発生を見込んで，平均流速としてはかなり小さい値にとるべきである。

d．水路幅は一様な流れのときは，両岸とも1割程度は拡げてもさしつかえないことになっているが，橋脚のような構造物があり，さらに，水門操作を行うような場合には，剝離が起り易いからできるだけ拡げない方がよい。実験では，模型左岸側に渦ができ易く，流路の有効幅を狭めているようであった。

e．水門操作には相当の機敏さが要求される。水門は独立に動かせるようにしておくことは当然であるが，5門を連動させることも必要と思われる。また，上下流の水位に見あう操作はできるだけ機械的にも行えるようにしておくことが望ましい。

f．エプロンの長さは十分に長くし，阻柱等を多くして，エプロン上においても有効にエネルギーを減殺することが必要である。またエプロンをかなり長くとっても，さらに洗掘に対する対策を講じておくことが望ましい。第4節の実験において，13mの深掘れ部の底の流速がなお，1m以上もあったことは，いったん掘れると相当程度まで洗掘がすすむことを物語るものであろう。対策としては，ディフレクターを設けるとか，港湾のさん橋のように掘れてもエプロンが破損されないようにエプロン先端に十分の長さのクイを打っておくことなどが考えられる。

（土屋義人氏の水門下流の洗掘限界の論文なども参考にすべきであろう。）

ここでは実際の設計は省略し，別の機会にゆだねざるを得ないのであるが，エプロンの長さとしては，図 2.2 1および図 2.1 8などの最悪の条件の場合を基準にすると，かなり長くせざるをえないようである。

図 2.3　河川及び海部縦断図

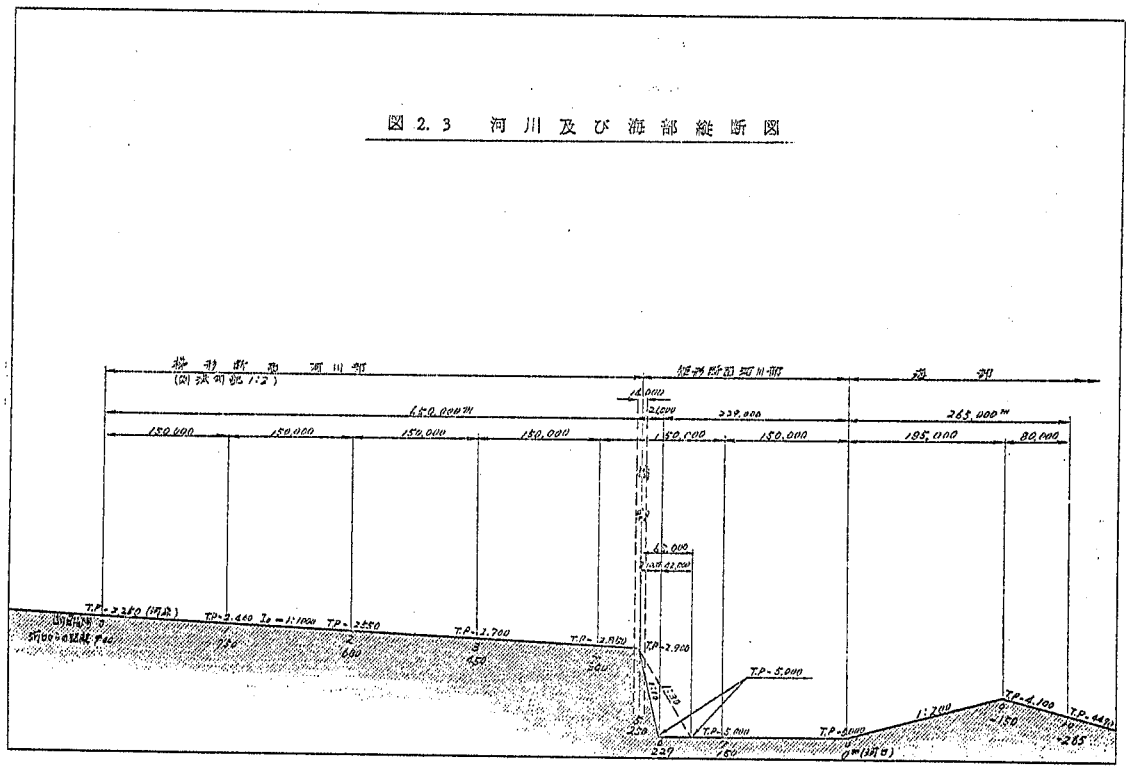
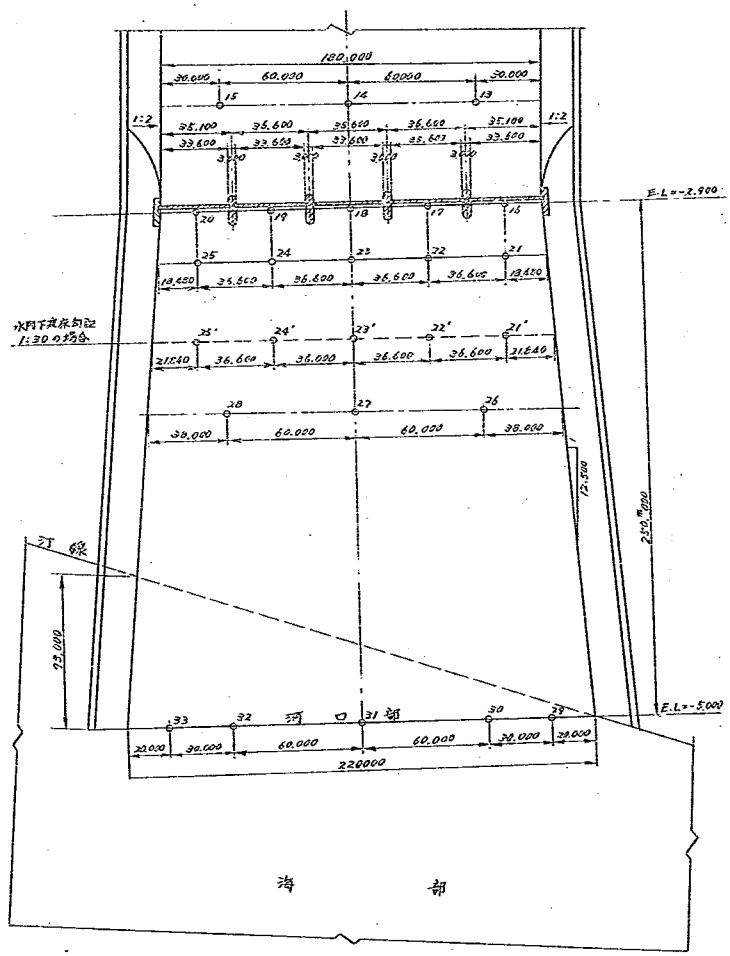


図 2. 4　河口及び橋脚部附近流速水位測定位置図

（水門位置＝河口より上流２５０ｍ地点）



図－2.5　水位測定位置図及び
河床設置基準点標高表
（河口堰位置　250m）

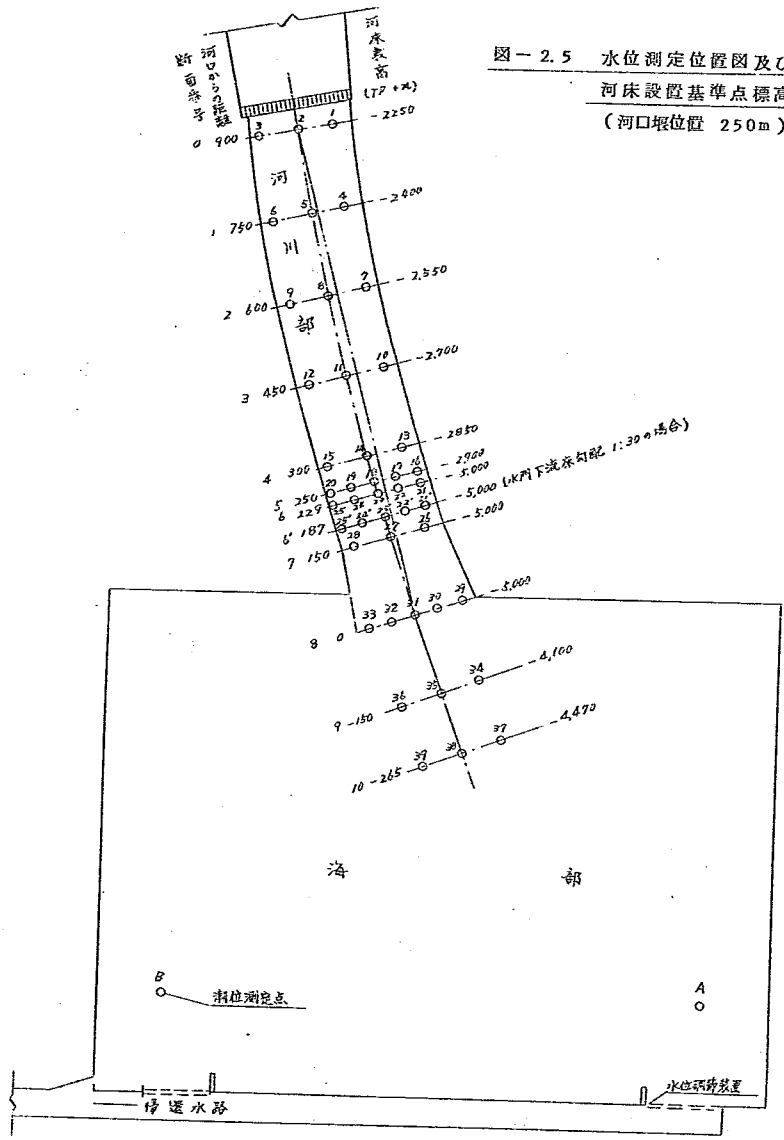


図 2.6　橋 脚 詳 細 図

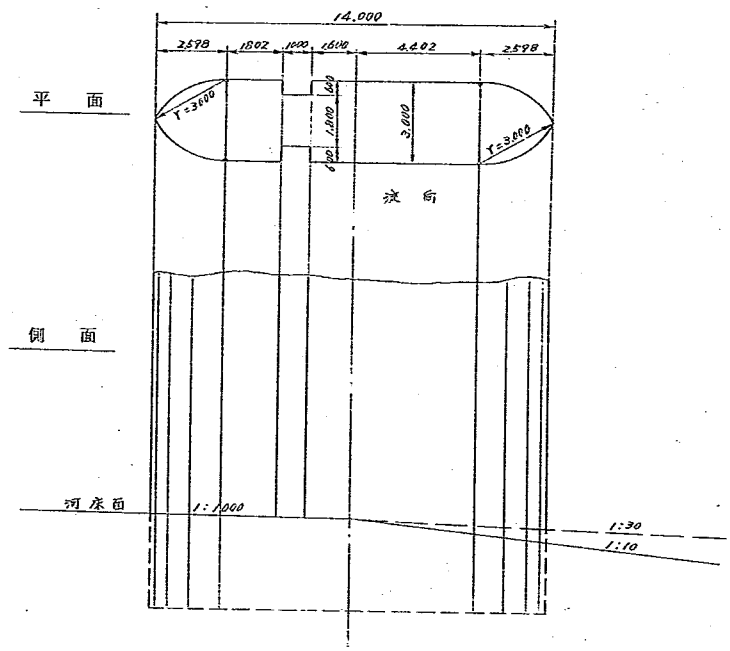
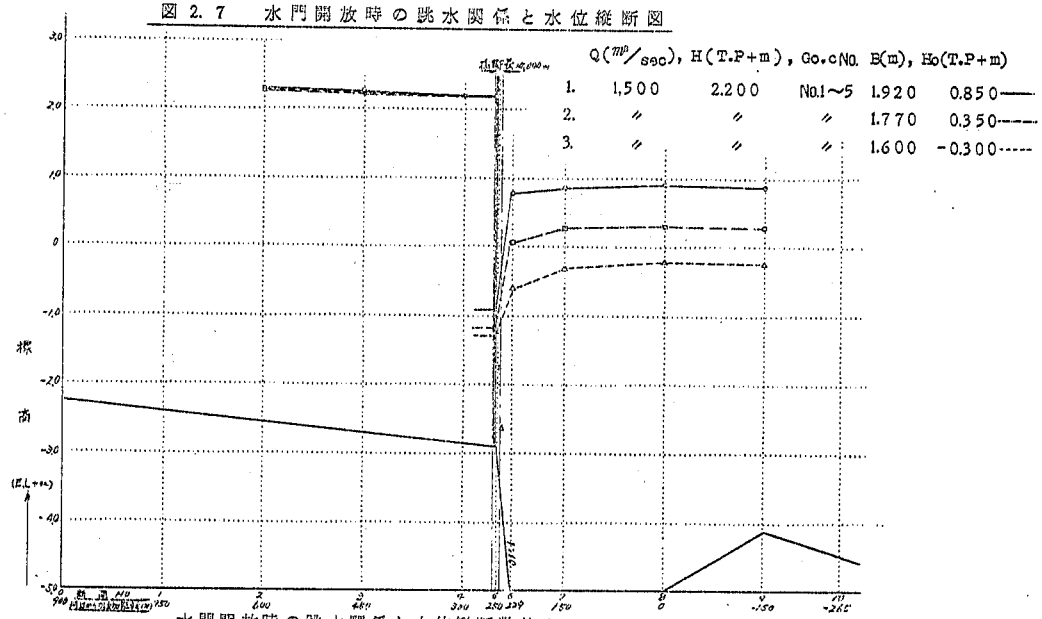

14,000
2598
1802
1000
1600
4402
2598
平　面
Y=3000
600
1,200
600
3,000
Y=3000
流 向
側　面
河床面
1:1000
1:30
1:10

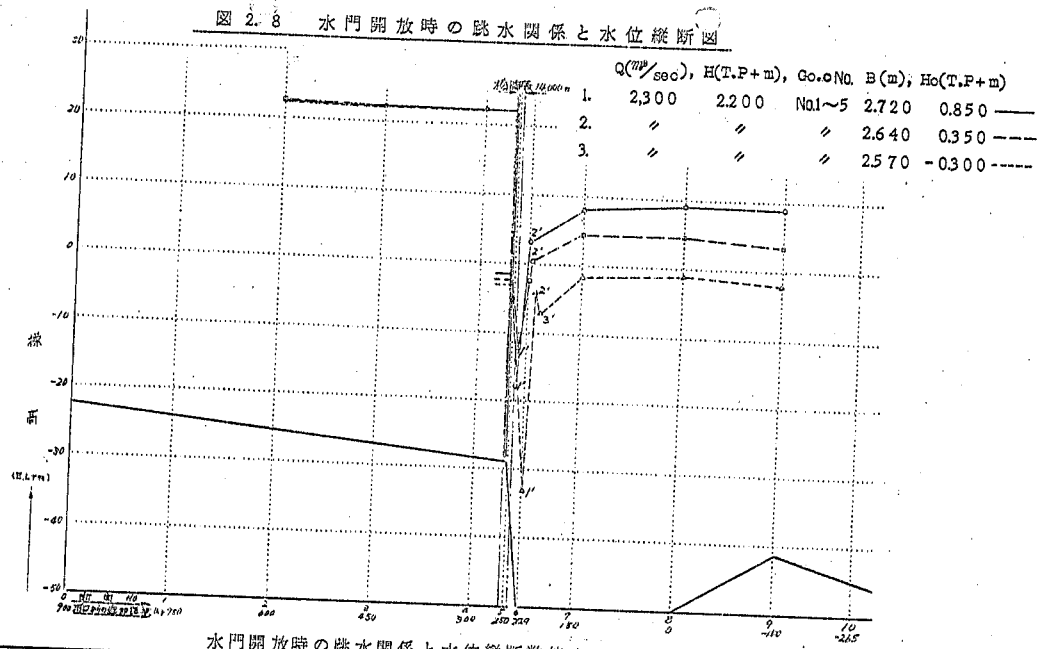
図 2. 7　水門開放時の跳水関係と水位縦断図



水門開放時の跳水関係と水位縦断数値表

断面 NO		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1'	2'
河口からの追加距離		900	750	600	450	300	250	229	150	0	−150	−265		
水位 (T.P+m) (河口からの追加距離)	1	−	−	2.280	2.245	2.200	−	0.756	0.862	0.886	0.861	−	−	−
	2	−	−	2.252	2.222	2.200	−	0.080	0.270	0.294	0.284	−	(248.120) −1.790	−
	3	−	−	2.276	2.238	2.200	−	−	−0.305	−0.204	−0.233	−	(240.100) −0.650	(287.00) −0.620

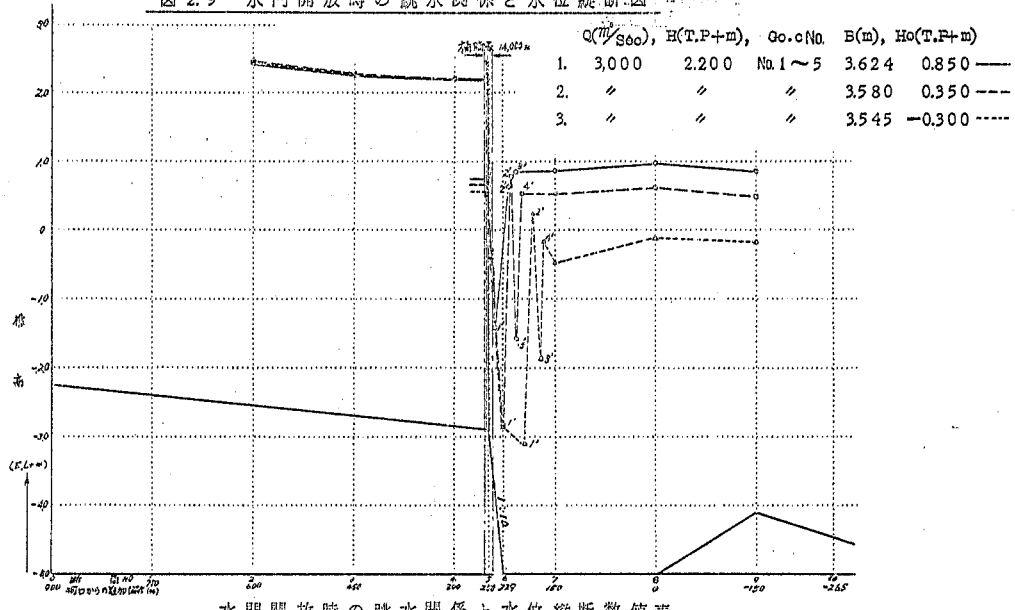
図 2. 8　水門開放時の跳水関係と水位縦断図



水門開放時の跳水関係と水位縦断数値表

断面 NO		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1'	2'	3'
河口からの迎加距離		900	750	600	450	300	250	229	150	0	−150	−265			
水位 (T.P+m)	1	−	−	2.245	2.225	2.200	−	−	0.795	0.872	0.883	−	(242300) −1.836	(227200) 0.282	−
(河口からの迎加距離)	2	−	−	2.260	2.225	2.200	−	0.258	0.422	0.456	−0.354	−	(240500) −1.290	(223000) 0.038	−
	3	−	−	2.240	2.200	2.200	−	−	0.198	0.116	206	−	(227600) −3.320	(216800) −0.420	(210600) −0.720

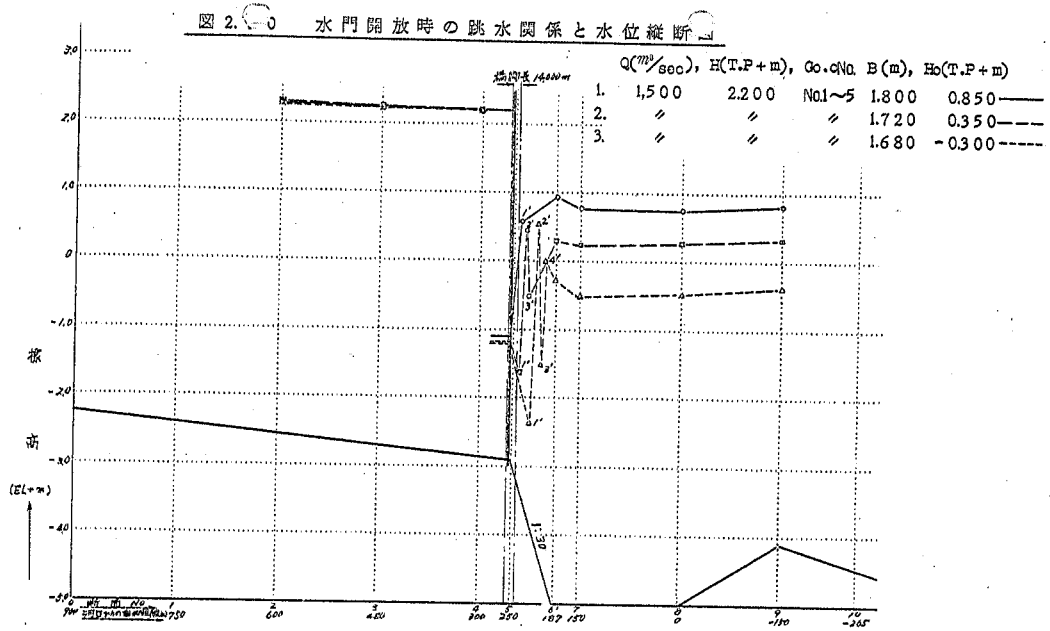
図 2.9　水門開放時の跳水関係と水位縦断図



水門開放時の跳水関係と水位縦断数値表

断面 NO		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1'	2'	3'	4'
河口からの延加距離		900	750	600	450	300	250	229	150	0	−150	−265				
水位 (T.P+m) (河口からの延加距離)	1	−	−	2.404	2.202	2.200	−	−	0.858	0.957	0.830	−	(238.820) −1.450	(220.820) 0.623	(200.000) 0.832	−
	2	−	−	2.442	2.265	2.200	−	−2.824	0.519	0.604	0.487	−	(226420) −2.870	(213580) 0.790	(207.220) −1.670	(201.820) 0.520
	3	−	−	2.432	2.269	2.200	−	−2.872	−0.457	−0.102	−0.196	−	(196800) −3.120	(183000) 0.250	(171500) −1.870	(166000) −0.182

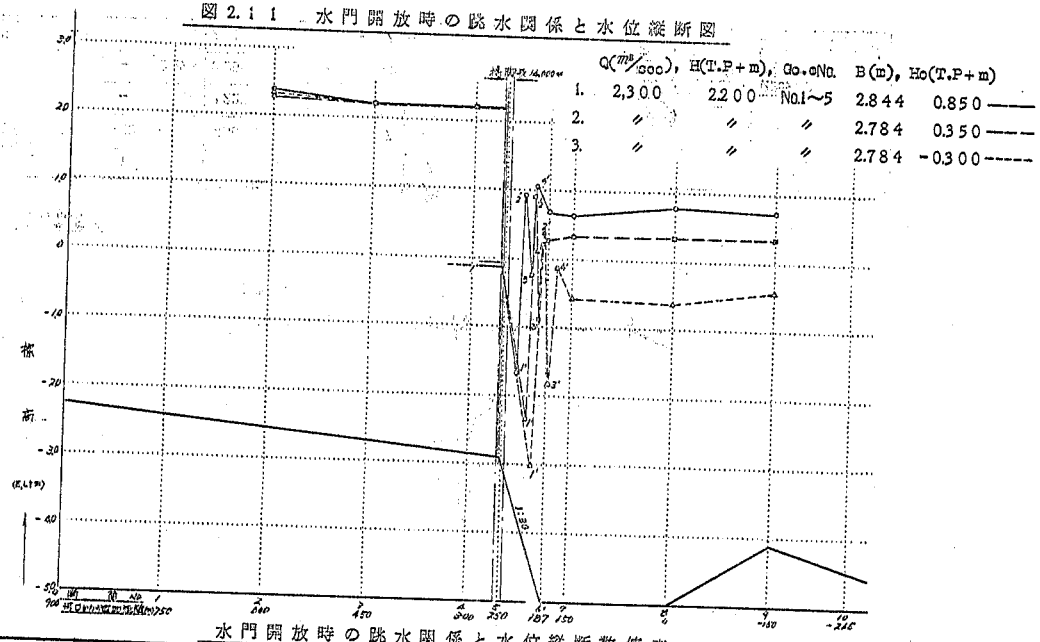
図 2.[illegible] 水門開放時の跳水関係と水位縦断



水門開放時の跳水関係と水位縦断数値表

断面 NO		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1'	2'	3'	4'
河口からの通加距離		900	750	600	450	300	250	187	150	0	-150	-265				
水位 (T.P+m) (河口からの通加距離)	1	–	–	2.230	2.225	2.200	–	0.922	0.765	0.750	0.827	–	(239300) 0.564	–	–	–
	2	–	–	2.298	2.255	2.200	–	0.300	0.211	0.294	0.341	–	(239000) -1.882	(232300) -0.440	(225900) -0.528	–
	3	–	–	2.245	2.212	2.200	–	-0.293	-0.522	-0.468	-0.373	–	(225800) -2.376	(215998) 0.516	(209700) -1.552	(203900) -0.072

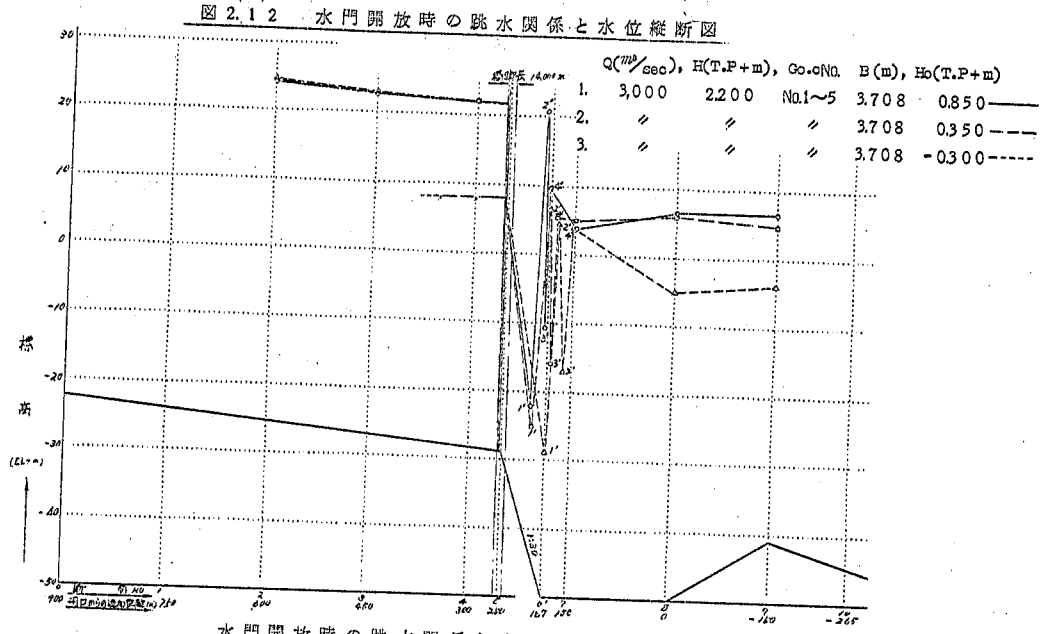
図 2.11 水門開放時の跳水関係と水位縦断図



水門開放時の跳水関係と水位縦断数値表

断面 NO		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1'	2'	3'	4'
河口からの延加距離		900	750	600	450	300	250	187	150	0	−150	−265				
水位 (T.P+m) (河口からの延加距離)	1	−	−	2.365	2.219	2.200	−	0.678	0.649	0.791	0.727	−	(229.500) −1.660	(280.100) 0.944	(210.700) −0.250	(205.100) 1.054
	2	−	−	2.295	2.210	2.200	−	0.282	0.328	0.348	0.348	−	(213.400) −2.344	(205.800) 0.904	(199.600) −0.896	(192.800) 0.236
	3	−	−	2.310	2.208	2.200	−	−	−0.596	−0.601	−0.432	−	(200.600) −3.026	(190.600) 0.366	(182.400) −1.840	(172.400) 0.146

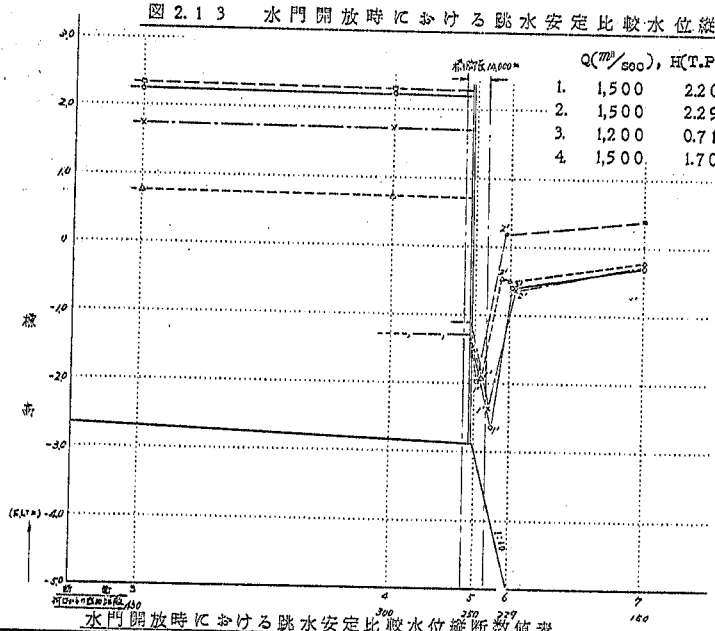
図 2.12　水門開放時の跳水関係と水位縦断図



水門開放時の跳水関係と水位縦断数値表

断面 NO		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	1'	2'	3'	4'
河口からの過加距離		900	750	600	450	300	250	187	150	0	−150	−265				
水位 (T.P+m) (河口からの過加距離)	1	−	−	2.382	2.255	2.200	−	−	0.359	0.640	0.647	−	(209.600) −2.250	(195200) 2.060	(190800) −1.090	(189.100) 0.960
	2	−	−	2.409	2.285	2.200	−	−	0.495	0.582	0.451	−	(207.300) −2.510	(188200) 0.646	(181400) −1.600	(177.200) 0.538
	3	−	−	2.439	2.325	2.200	−	−		0.516	0.373	−	(185000) −2.884	(175000) 0.430	(163420) −1.714	(153.400) 0.396

図 2.13　水門開放時における跳水安定比較水位縦断図

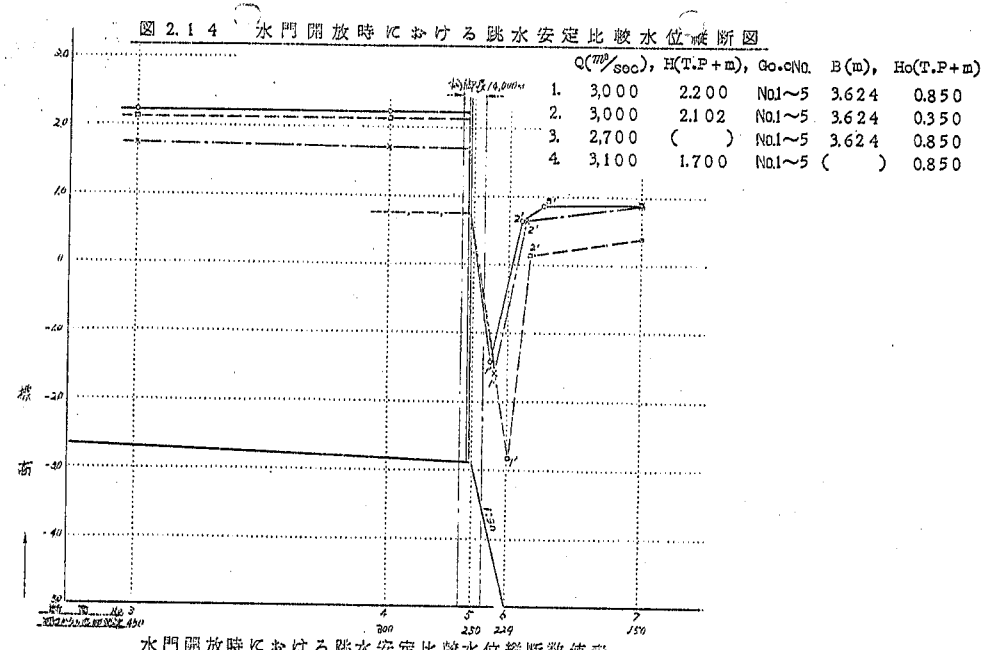


	Q(m³/sec),	H(T.P+m),	Go.cNo.	B(m),	Ho(T.P+m),
1.	1,500	2.200	No.1～5	1.600	-0.300
2.	1,500	2.292	No.1～5	1.600	0.350
3.	1,200	0.715	No.1～5	1.600	-0.300
4.	1,500	1.700	No.1～5	1.776	-0.300

水門開放時における跳水安定比較水位縦断数値表

断面 NO		3	4	5	6	7	1'	2'
河口からの追加距離		450	300	250	229	150		
水位 (T.P+m) (河口から追加)	1	2.238	2.200	–	–	-0.305	(240100) -2.650	(228700) -0.620
	2	2.3250	2.292	–	–	0.399	(248500) -1.974	(232000) 0.180
	3	0.739	0.715	–	-0.510	-0.234	(246800) -1.950	(234700) -0.498
	4	1.732	1.700	–	–	-0.275	(241900) -2.374	(226100) 0.396

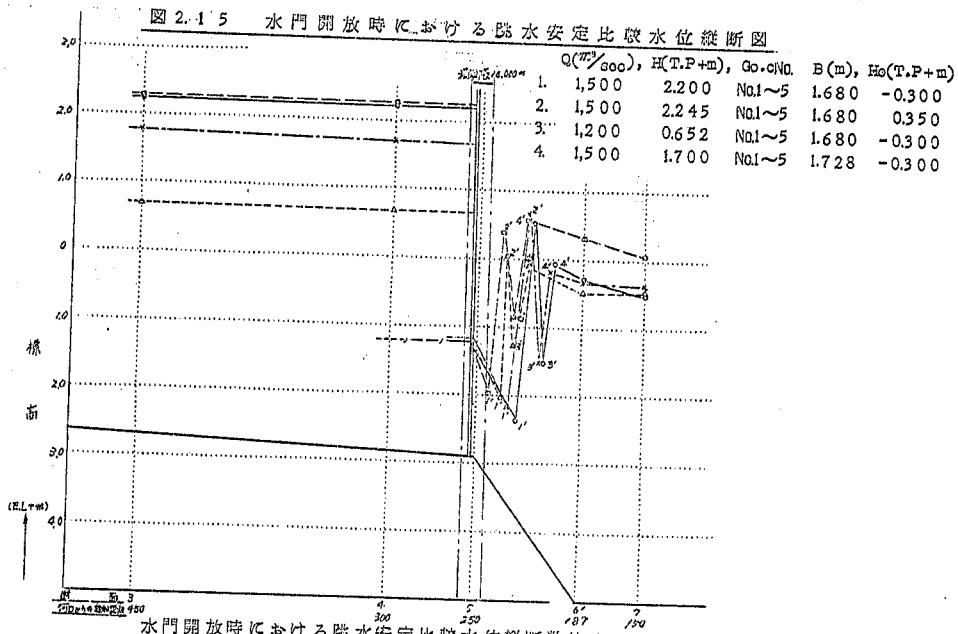
図 2.14 水門開放時における跳水安定比較水位縦断図



水門開放時における跳水安定比較水位縦断数値表

断面 NO		3	4	5	6	7	1'	2'	3'	
河口からの通加距離		450	300	250	229	150				
水位 (T.P+m) (河口からの通加距離)	1	2.202	2.200	–	–	0.858	(238820) −1.450	(220820) 0.623	(208000) 0.832	
	2	2.116	2.102	–	–	0.361	(227898) −2.822	(216598) 0.142	–	
	3	2.229	2.262	–	–	0.769	(236600) −1.468	(225900) 0.416	–	
	4	1.750	1.700	–	–	0.875	(237000) −1.615	(216600) 0.650	–	

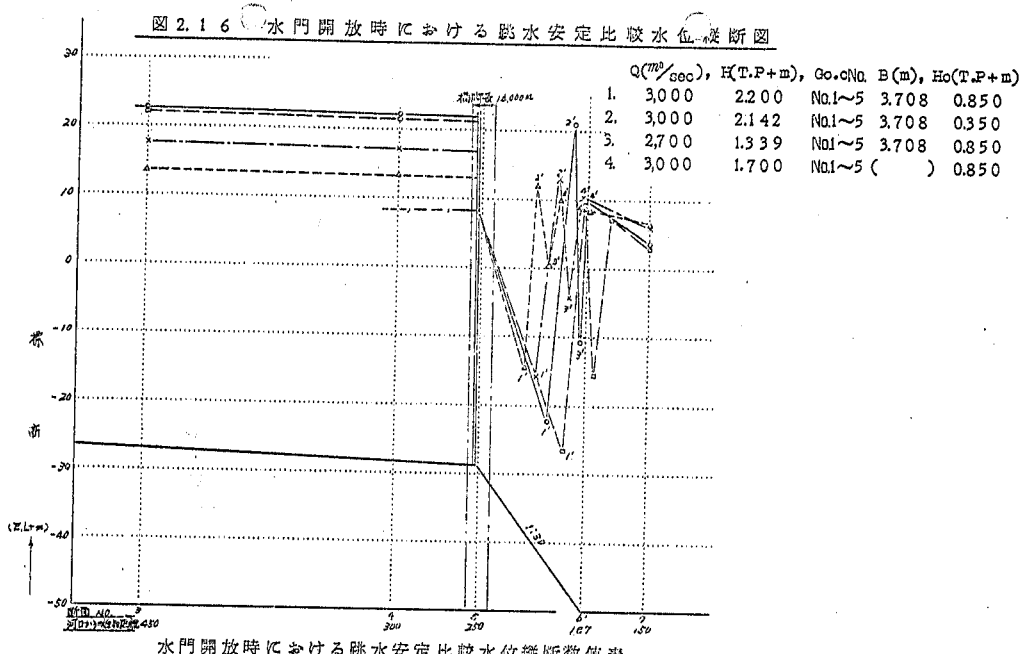
図 2.1 5　水門開放時における跳水安定比較水位縦断図



水門開放時における跳水安定比較水位縦断数値表

断面 NO		3	4	5	6	7	1'	2'	3'	4'
河口からの通加距離		450	300	250	187	150				
水位 (T.P+m)	1	2.212	2.200	–	−0.293	−0.522	(225800) −2.376	(215998) 0.513	(209700) −1.532	(203900) −0.072
	2	2.265	2.245	–	0.326	0.065	(242000) −1.978	(235000) 0.394	(227200) −0.858	(220400) 0.590
	3	0.682	0.652	–	−0.480	−0.462	(234400) −2.060	(232400) 0.050	(227.002) −1.270	(219.600) 0.094
	4	1.775	1.700	–	−0.319	−0.381	(230400) −2.170	(219500) −0.660	(211200) −1.532	(206400) −0.162

図2.16 水門開放時における跳水安定比較水位縦断図



水門開放時における跳水安定比較水位縦断数値表

断面 NO		3	4	5	6'	7	1'	2'	3'	4'
河口からの延加距離		450	300	250	187	150				
水位 (T.P+m)	1	2.255	2.200	–	–	0.359	(207.600) −2.250	(195.200) 2.060	(190.800) −1.090	(189.100) 0.960
	2	2.202	2.142	–	–	0.279	(200.002) −2.676	(189.400) 0.850	(182.898) −1.584	(173.378) 0.702
河口からの延加距離)	3	1.350	1.339	–	0.817	0.649	(223.702) −1.454	(217.798) 1.176	(210.202) 0.042	(204.490) 0.988
	4	1.745	1.700	–	0.917	0.619	(217.198) −1.602	(204.598) 1.290	(197.800) −0.444	(190.798) 1.032

図 2.17－1　流　速　分　布　図　（河口堰位置　250 mの場合）

Q　＝3,000 m³/Sec
H　＝T.P＋2.200 m
G.n＝5 門

G.o.o ＝全門部分開放
（B ≒ 3.624 m）
Ho　＝T.P＋0.850 m

断面－6（河口より上流229 m）

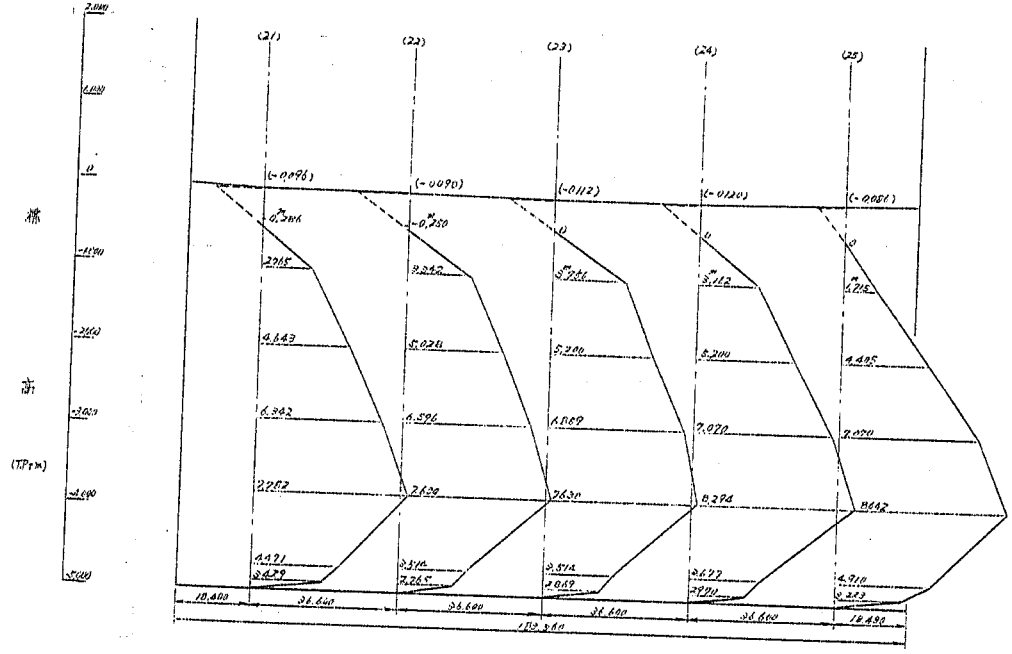


図 2.17－2　流　速　分　布　図

Q ＝3,000 m³/Sec　　G.o.c＝全門部分開放
H ＝T.P ＋2.200 m　　（B≒3.624 m）
G.n＝5 門　　Ho ＝ T.P ＋0.850 m

断面－7（河口より上流150 m）

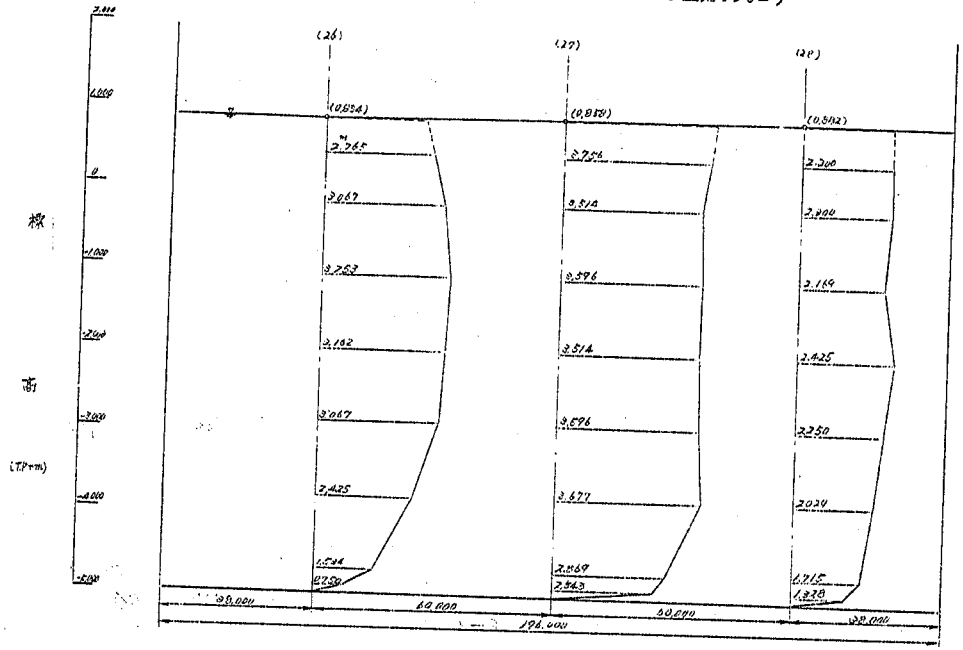


図 2.17－3　流　速　分　布　図

断面－8（河　口　部）

Q ＝3,000 m³/sec　G.o.o＝全門部分開放（B＝3.624 m）
H ＝T.P＋2.200 m
G.n＝5 門　Ho ＝T.P＋0.850m

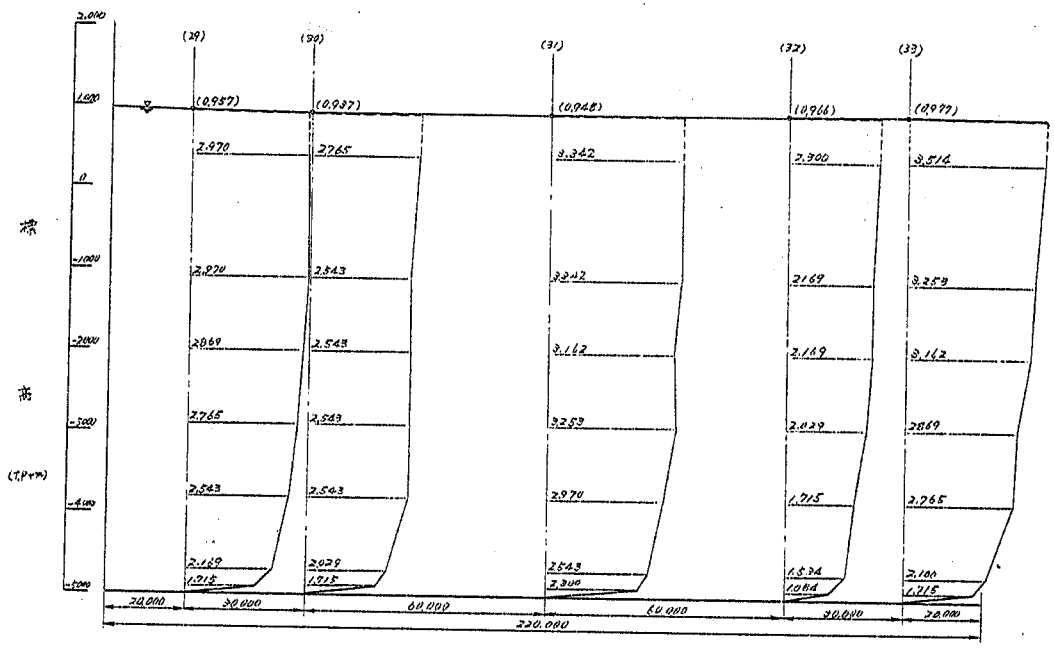


図 2.1 8－1　流　速　分　布　図（河口堰位置250mの場合）

Q ＝3,000㎥/sec
H ＝T.P＋2.200m
G.n＝5 門

G.o.o＝全門部分開放
（B＝3.545m）
Ho ＝T.P－0.300m）

断面－6（河口より上流229m）

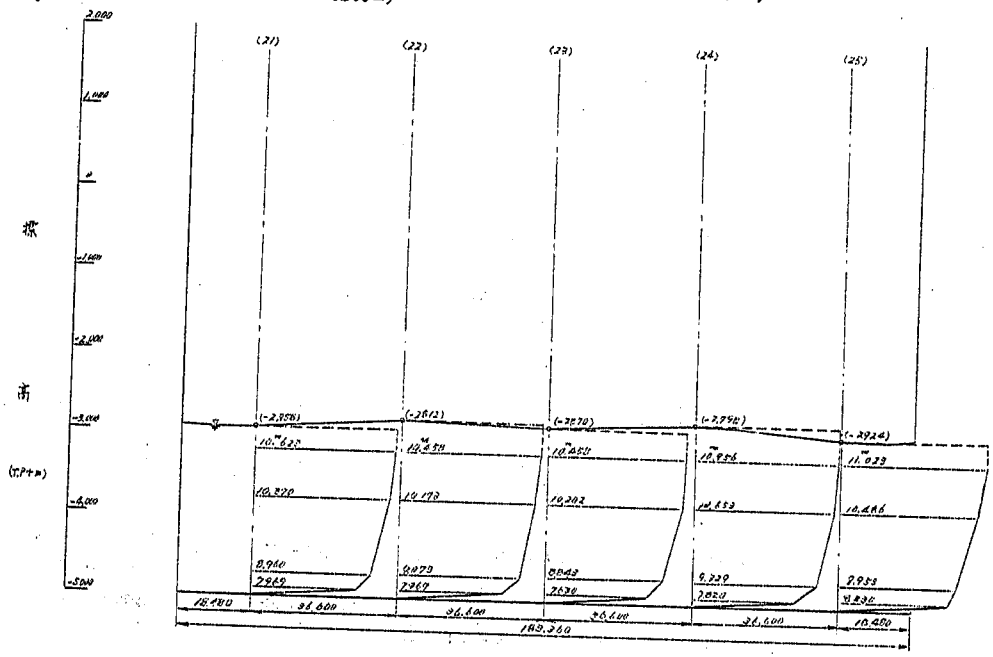


図 2.18－2　流　速　分　布　図

Q ＝3,000 m³/Sec　G.o.c＝全門部分開放
H ＝T.P＋2.200 m　（B＝3.545 m）
G.n＝5 門　Ho ＝T.P－0.300 m

断面－7（河口より上流150m）

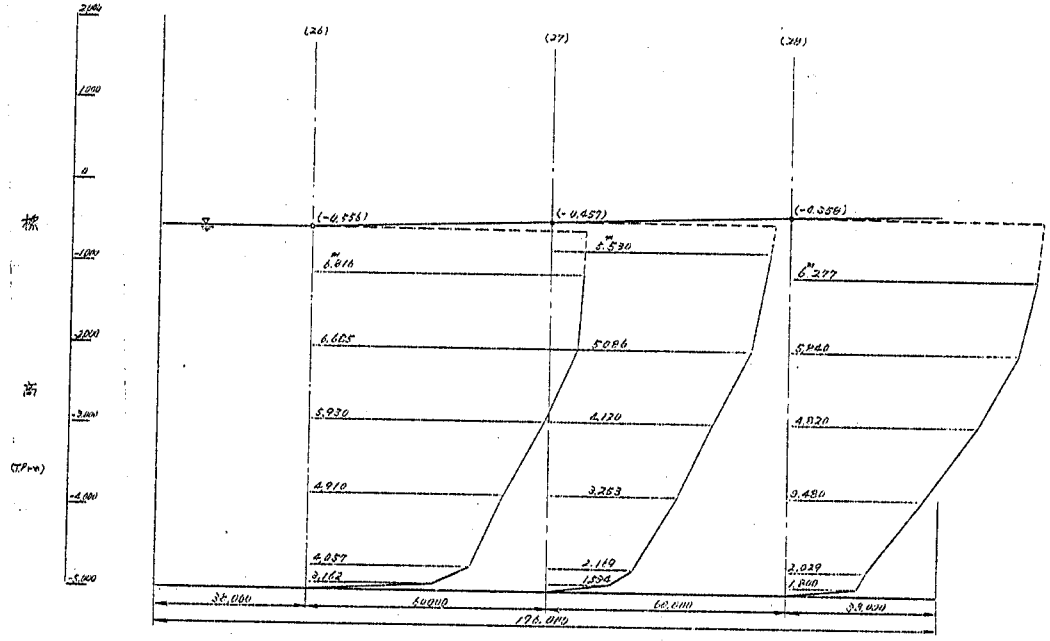


図 2.18－3　流　速　分　布　図

Q ＝3,000 m³/Sec　G.o.o＝全門部分開放（B＝3.545 m）
H ＝T.P ＋2.200 m
G.n＝5 門　Ho ＝T.P －0.300 m

断面－8（河 口 部）

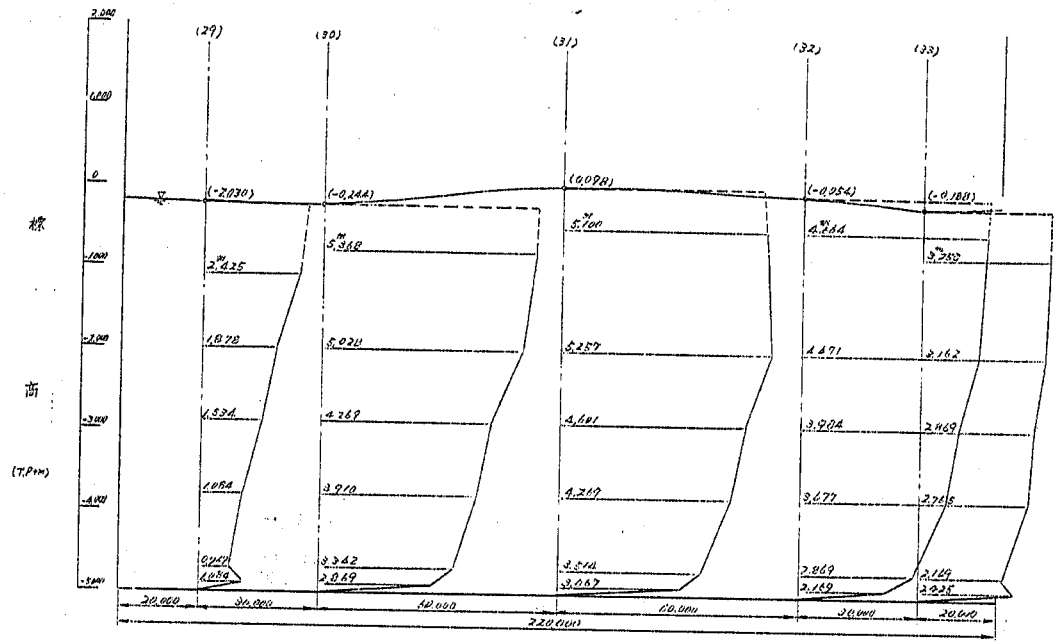


図 2.19－1　流　速　分　布　図　（河口堰位置210mの場合）

Q ＝1,500m³/Sec　　G.o.c＝全門部分開放（B≒1.920m）
H ＝T.P＋2.200m
G.n＝5 門　　Ho ＝T.P＋0.850m

断面－6（河口より上流189.400m）

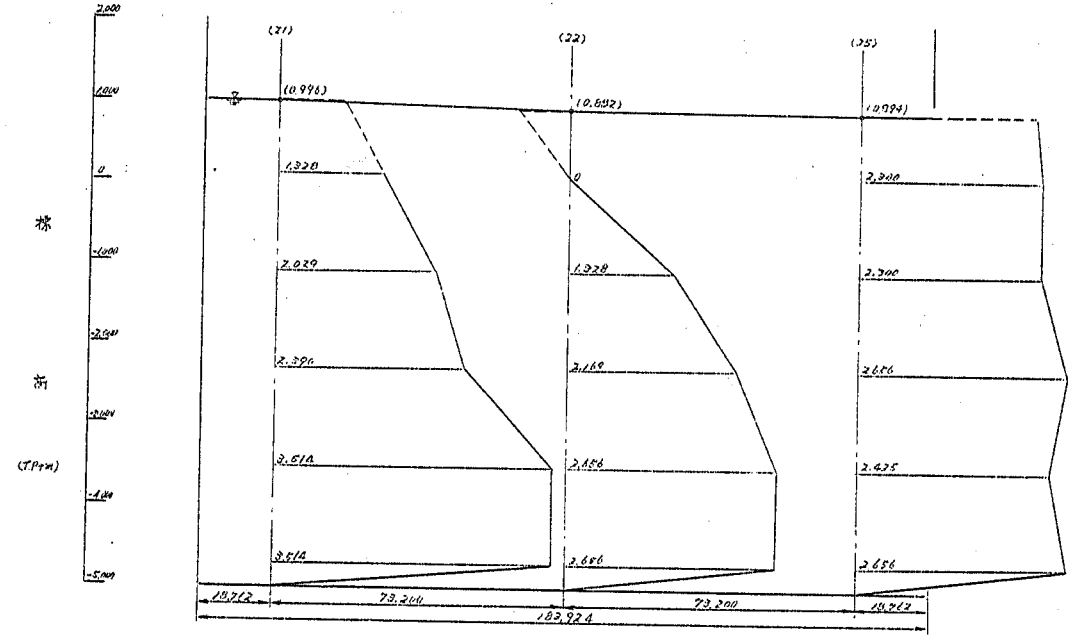


図 2.19－2　流　速　分　布　図

Q ＝1,500 m³/Sec　　G.o.c＝全門部分開放
H ＝T.P＋2.200 m　　（B＝1.920m）
G.n＝5 門　　Ho ＝T.P＋0.850 m

断面－7（河口より上流150m）

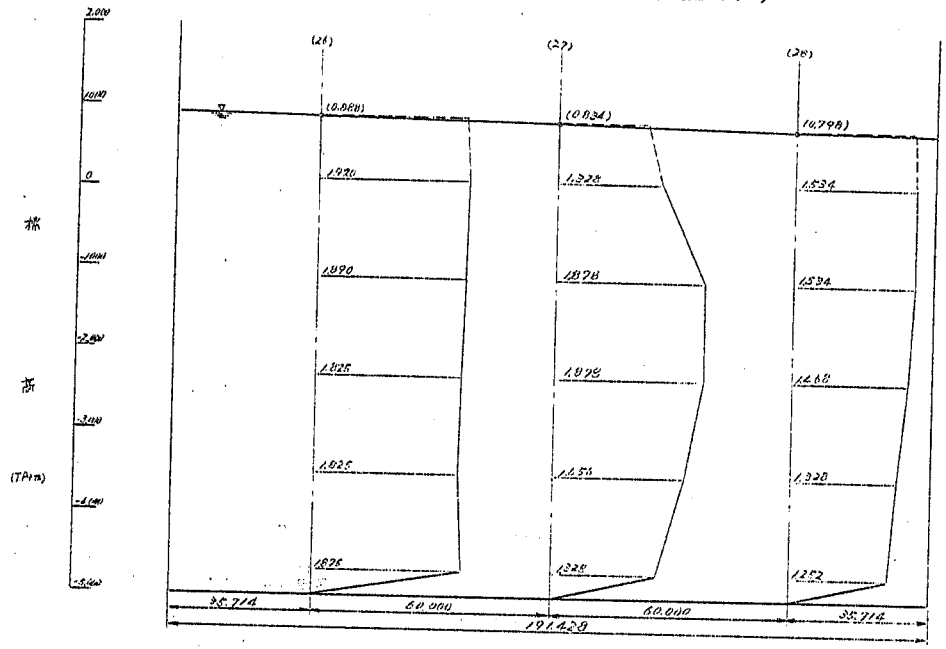


図 2.19－3　流　速　分　布　図

Q ＝1,500 m³/sec　G.o.o＝全門部分開放
H ＝T.P＋2.200 m　（B＝1.920 m）
G.n＝5 門　Ho ＝T.P＋0.850 m

断面－8（河口部）

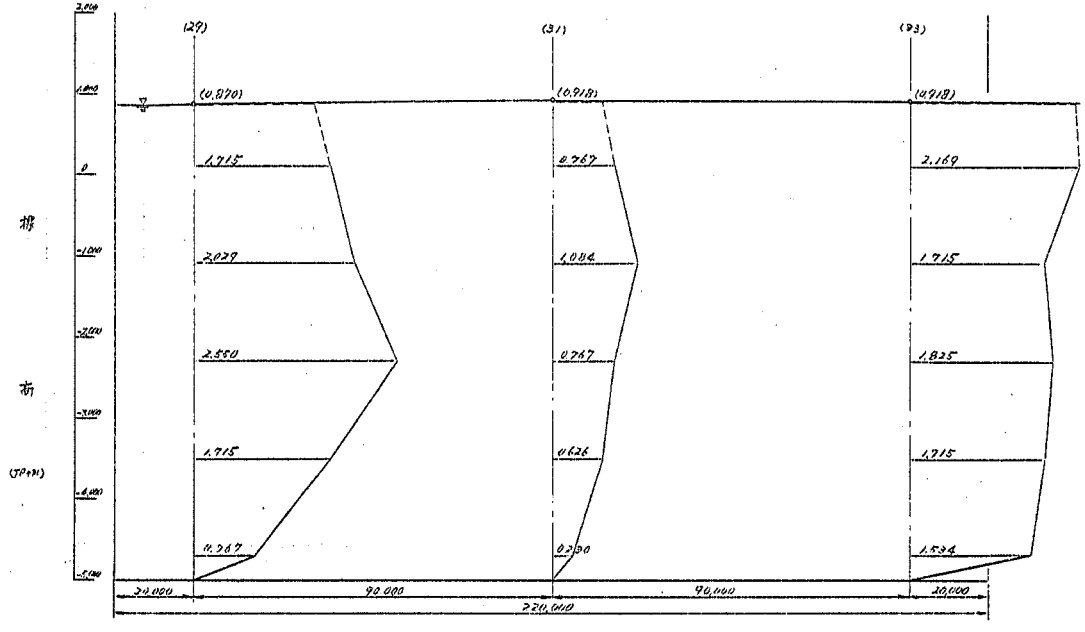


図 2.20－1　流　速　分　布　図　（河口堰位置210mの場合）

Q ＝1,500 m³/Sec　G.o.o＝全門部分開放
H ＝T.P＋2.200 m　（B＝1.600m）
G.n＝5 門　Ho ＝T.P－0.300 m

断面－6（河口より上流189.400m）

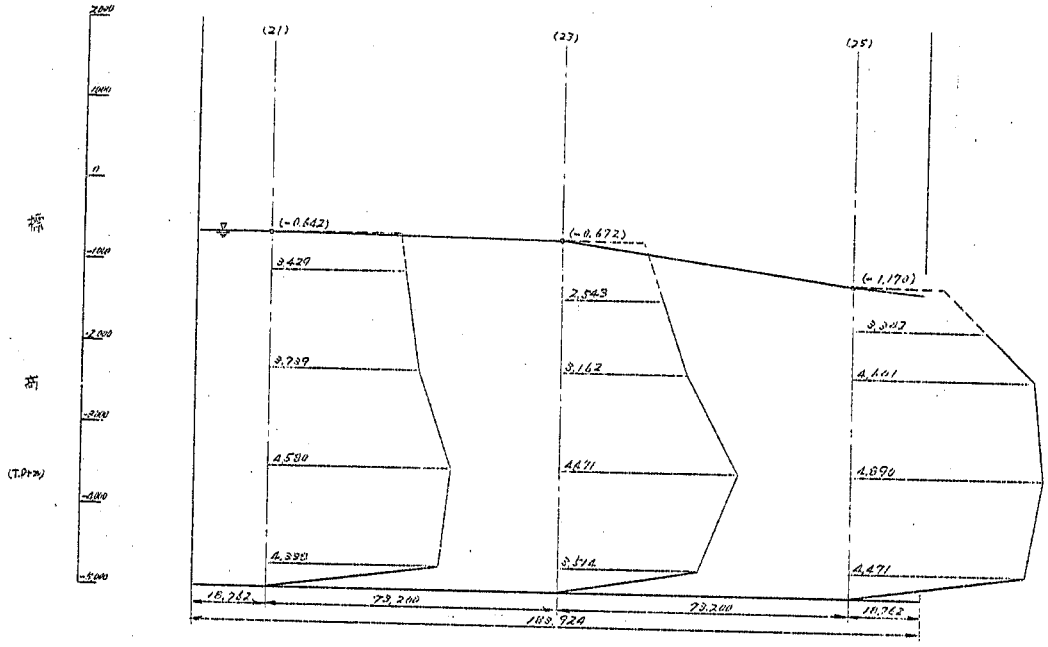


図 2.20－2　流　速　分　布　図

Q ＝1,500 m³/sec　　G.o.o＝全門部分開放
H ＝T.P ＋2.200 m　　（B≒1.600 m）
G.n＝5 門　　Ho ＝T.P －0.300 m

断面－7（河口より上流150 m）

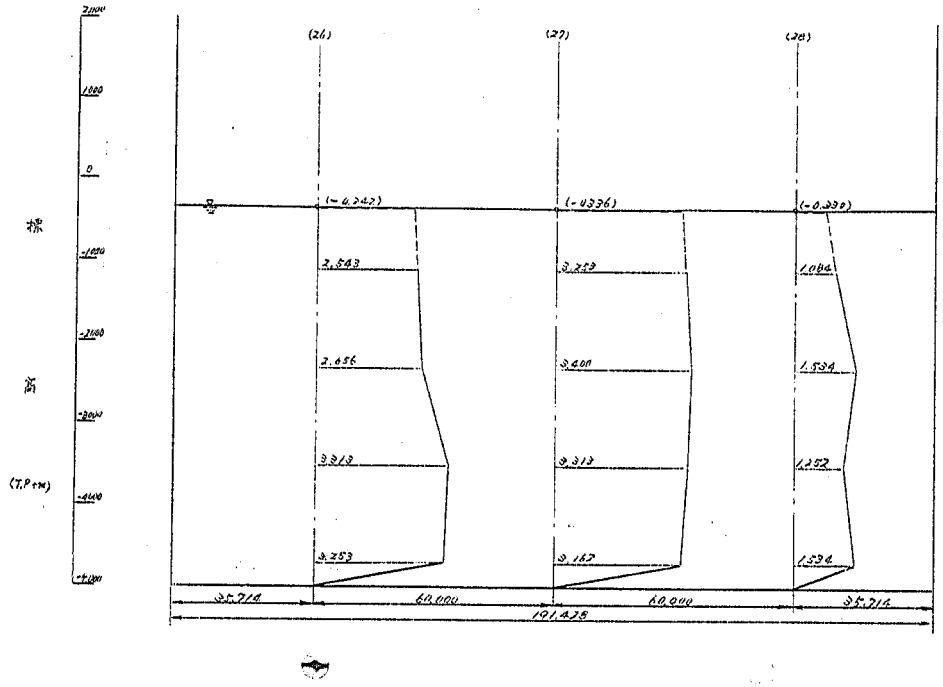
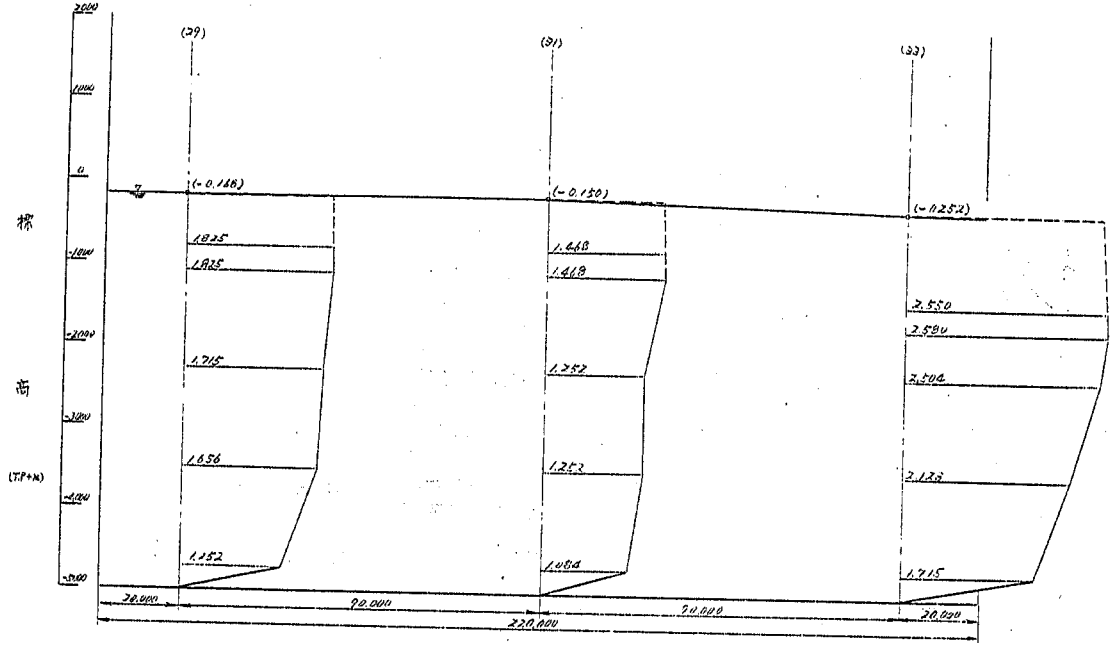


図 2.2 0－3　流　速　分　布　図

Q ＝1,500 m³/Sec　G.o.o＝全門部分開放 (B＝1.600 m)
H ＝T.P＋2.200 m
G.n＝5 門　Ho ＝T.P－0.300 m

断面－8（河 口 部）



凡　　例

図 2.21 ～ 2.39

水門操作状態
- 全　開
- 部分開放
- 全　閉

図 2.21　水門下流部における床流速分布図

実　験　条　件

流　　量（ Q ）＝ 3,000 m³/Sec

水門上流部水位（ H ）＝ T.P ＋2.200 m

水　門　操　作（G.o.c）＝No 1～5 部分開放
{開度(B)≒ 3.545 m}

潮　　位（ Ho ）＝ T.P －0.300 m

水門下流勾配　＝　1：10

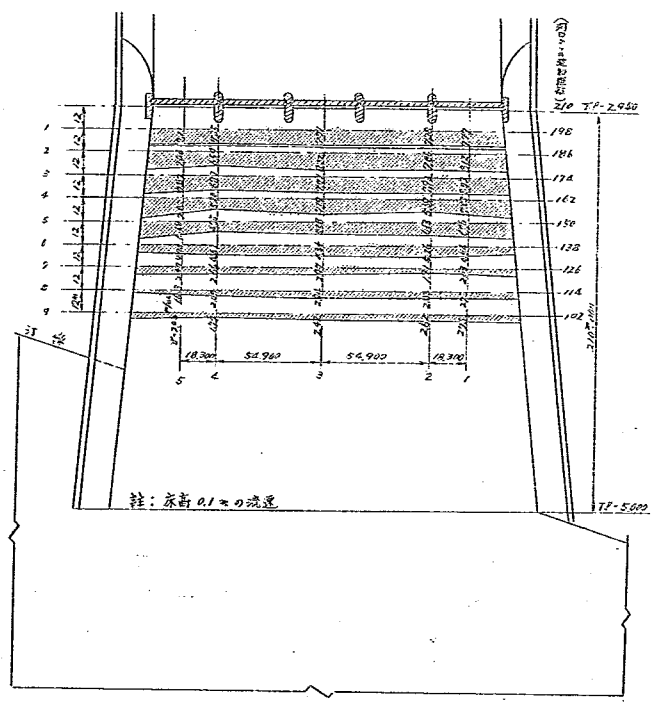


図 2.22　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件　　（河口堰位置　250m）

流　　量（Q）＝3,000m³/Sec

水門上流部水位（H）＝T.P＋2.200m

水門操作（Bo）＝No 1～5 部分開放
{開度(B)≒3.624m}

潮　　位（Ho）＝T.P＋0.850m

水門下流勾配　＝ 1：10

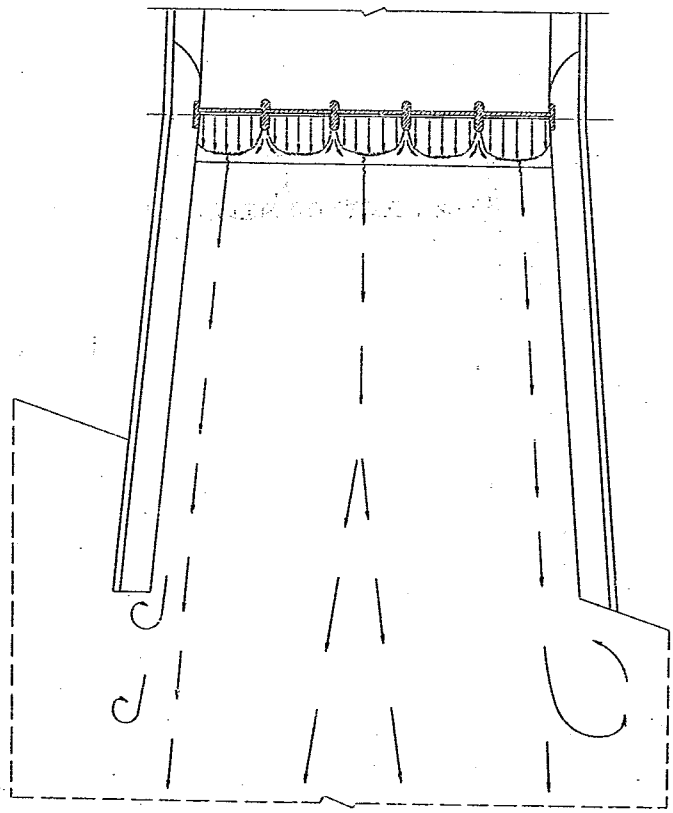


図2.23　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量（ Q ）＝3,000m³/Sec

水門上流部水位（ H ）＝T.P＋2.200m

水 門 操 作 (G.o.c)＝No 1～5 部分開放
{開度(B)＝3.580m}

潮　　位（ Ho ）＝T.P＋0.350m

水門下流勾配　＝ 1：10

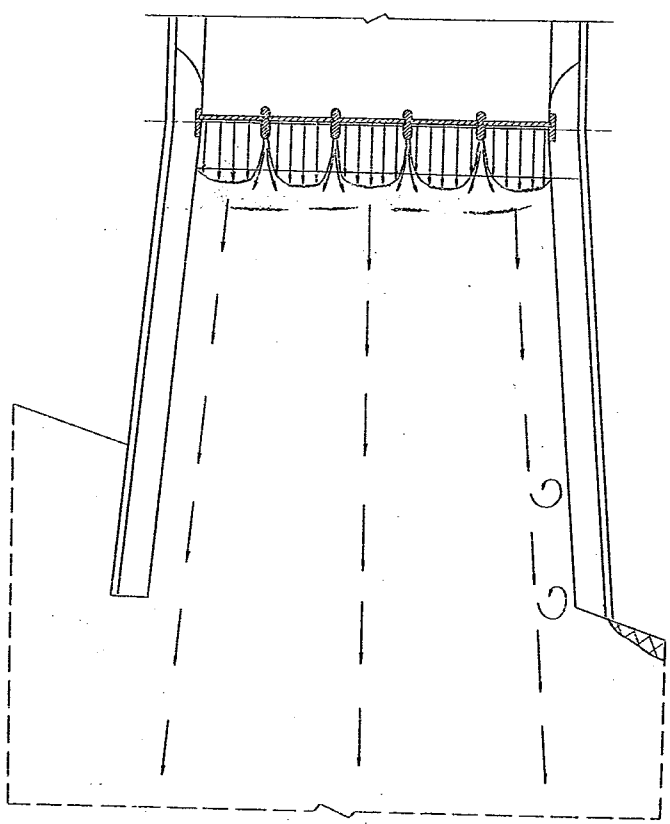


図 2.2 4　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q)＝3,000m³/Sec

水門上流部水位(H)＝T.P＋2.200m

水 門 操 作(G.o.c)＝No.1～5 部分開放
{開度(B)＝3.545m}

潮　　位(Ho)＝T.P－0300m

水門下流勾配　＝ 1：10

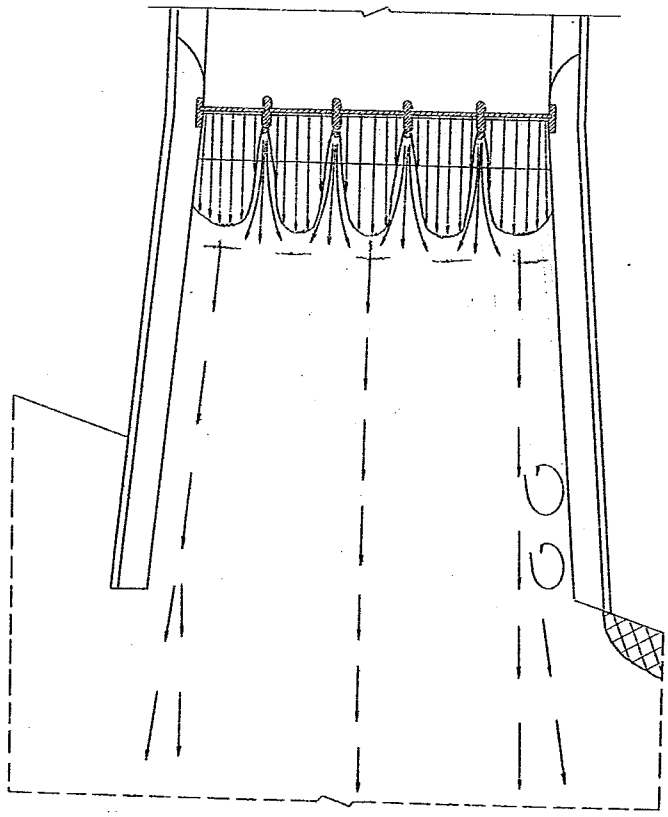


図 2.2 5　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量（Q）＝2,300㎥/Sec

水門上流部水位（H）＝T.P＋2.200m

水 門 操 作（G.oc）＝No 1～5 部分開放
{開度(h)≒ 2.720m}

潮　　位（Ho）＝T.P＋0.850m

水門下流勾配　＝ 1：10

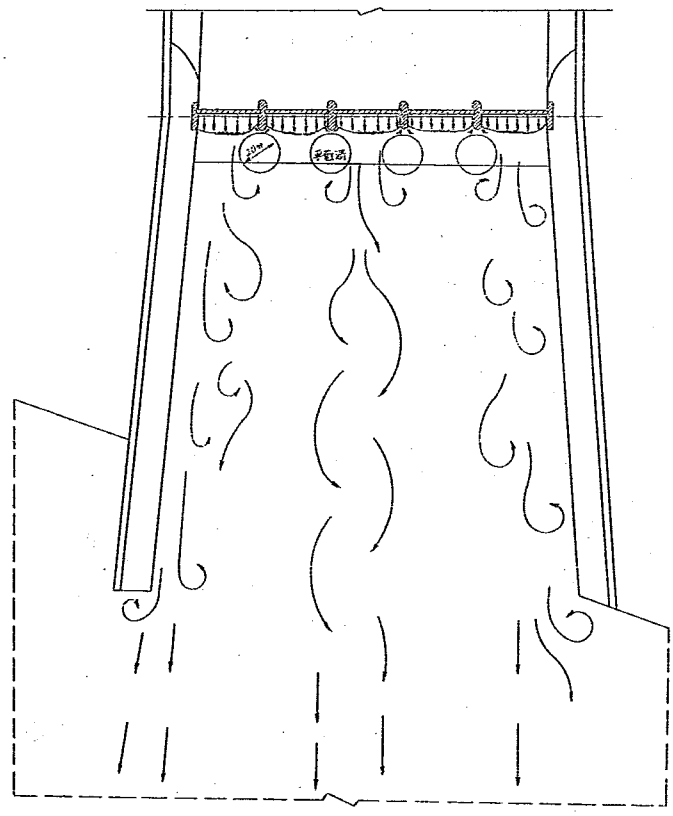


図 2.26　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q)＝2,300m³/Sec

水門上流部水位(H)＝T.P＋2.200m

水 門 操 作(G.o.c)＝No 1～5 部分開放
{開度(B)＝2.640m}

潮　　位(Ho)＝T.P＋0.350m

水門下流勾配　＝ 1：10

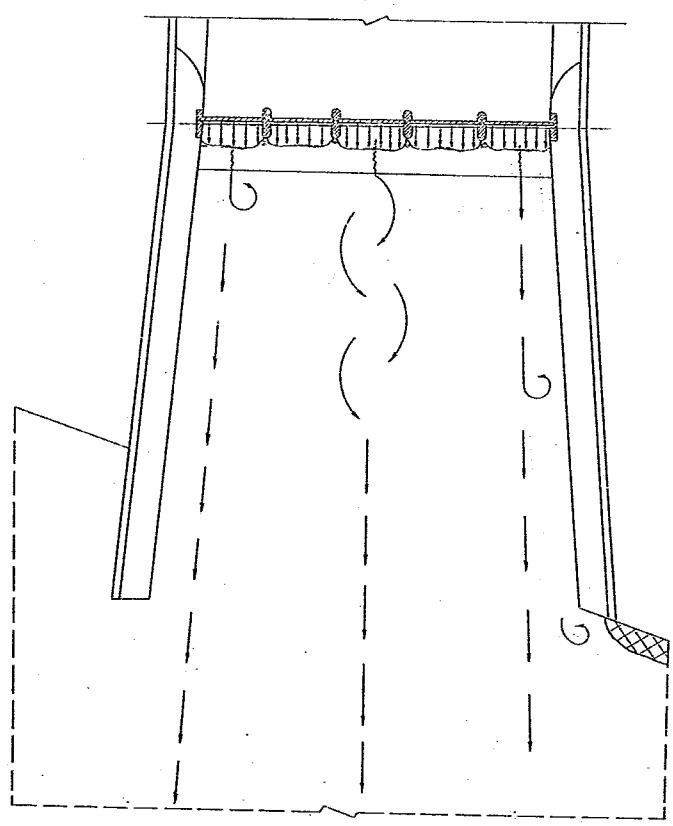


図2.27　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量（ Q ）＝2,300㎥/Sec

水門上流部水位（ H ）＝T.P＋2.200m

水　門　操　作(G.o.c)＝No.1～5部分開放
{開度(B)≒2.570m}

潮　　位（ Ho ）＝T.P－0.300m

水門下流勾配　＝ 1：10

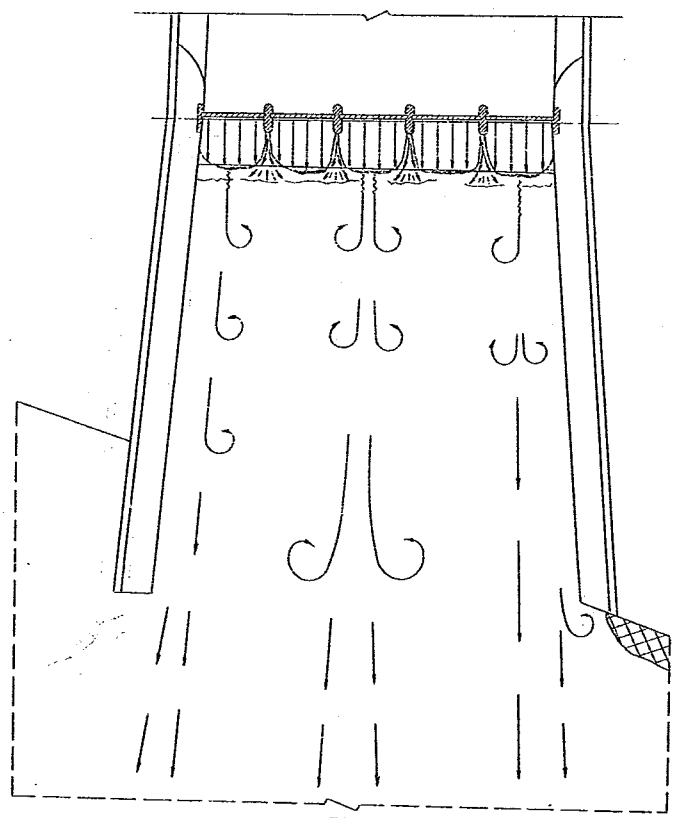


図2.28　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q)＝1,500㎥/Sec

水門上流部水位(H)＝T.P＋2.200m

水　門　操　作(G.o.c)＝No.1～5部分開放
{開度(B)＝1.920m}

潮　　位(Ho)＝T.P＋0.850m

水門下流勾配　＝1：10

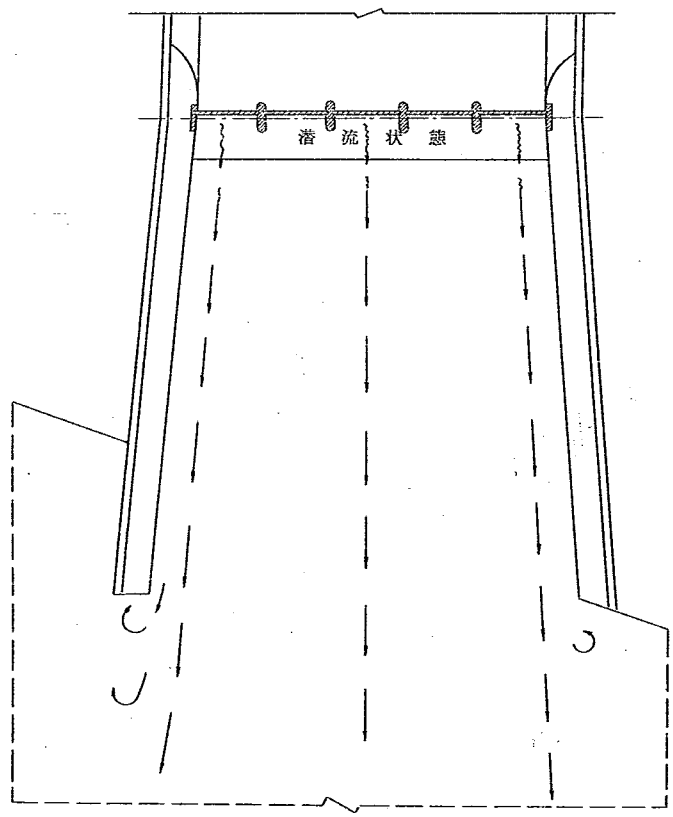


図2.29　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量（ Q ）＝1,500㎥/Sec

水門上流部水位（ H ）＝T.P＋2.200m

水 門 操 作(G.o.c)＝No.1～5部分開放
{開度(B)≒1.770m}

潮　　位（ Ho ）＝T.P＋0.350m

水門下流勾配　＝ 1：10

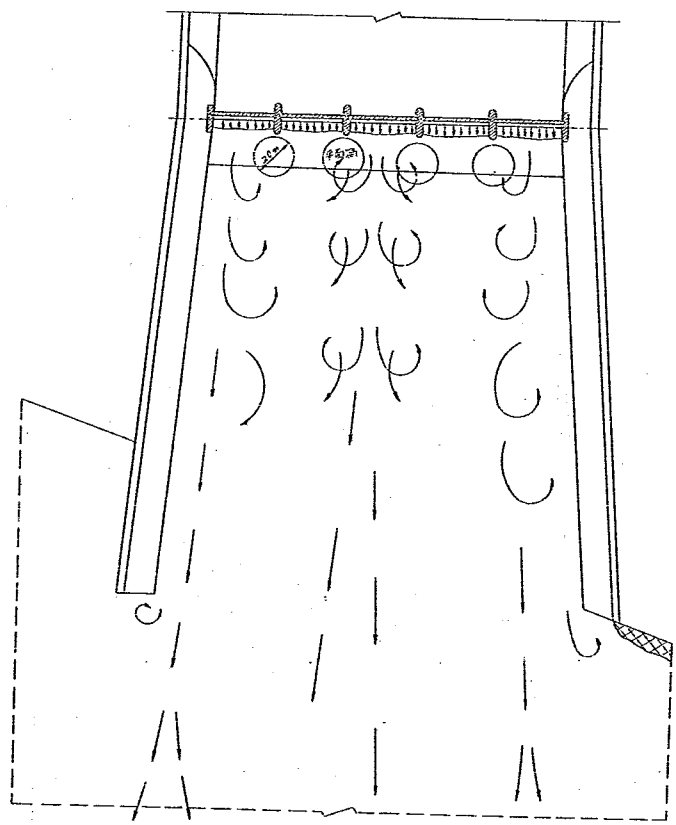


図2.30　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量（ Q ）＝1,500㎥/Sec

水門上流部水位（ H ）＝T.P＋2.200m

水 門 操 作(G.o.c)＝No 1～5部分開放
{開度(B)＝1.600m}

潮　　位（ Ho ）＝T.P－0.300m

水門下流勾配　＝ 1：10

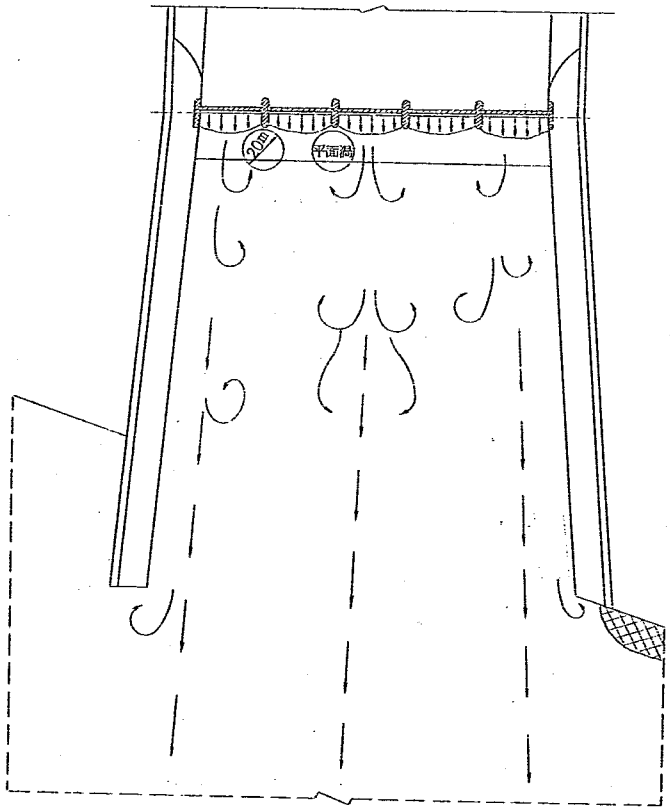


図 2.3 1　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q)＝3,000 m³/sec

水門上流部水位(H)＝T.P＋2.200m

水 門 操 作(G.o.c)＝No.1～5部分開放
{開度(B)≒3.708m}

潮　　位(Ho)＝T.P＋0.850m

水門下流勾配　＝1：30

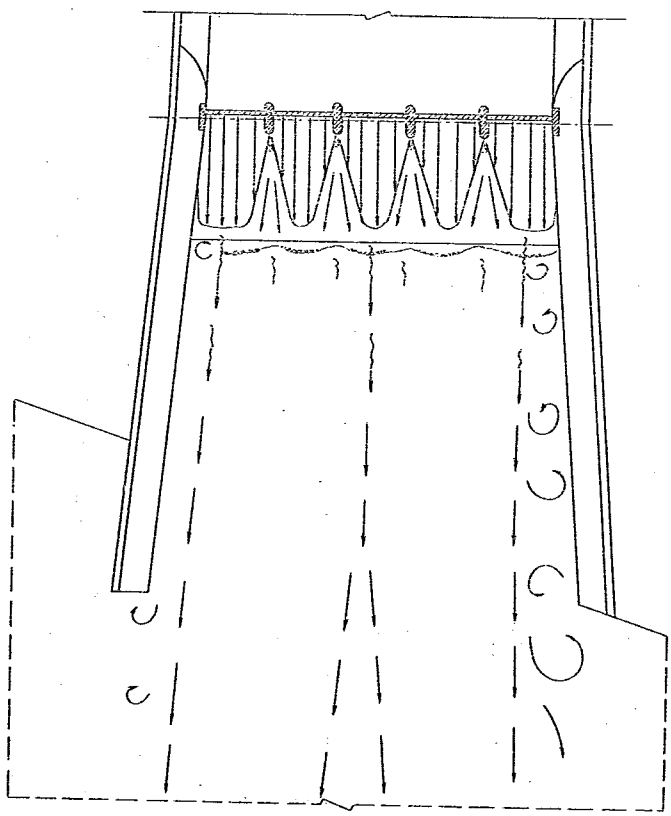


図 2.3 2　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q) = 3,000 m³/sec

水門上流部水位(H) = T.P+2.200m

水 門 操 作(G.o.c) = No 1～5 部分開放
{開度(B)≒3.708m}

潮　　位(Ho) = T.P+0.350m

水門下流勾配　　= 1 : 30

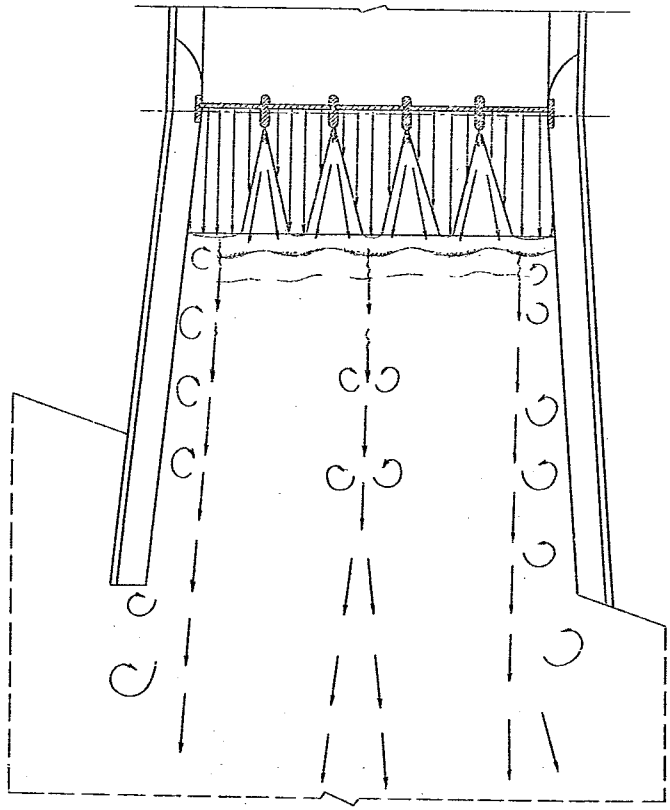


図 2.3 3　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q)＝3,000m³/Sec

水門上流部水位(H)＝T.P＋2.200m

水 門 操 作(G.o.c)＝No.1～5部分開放
{開度(B)≒3.708m}

潮　　位(Ho)＝T.P－0.300m

水門下流勾配　＝ 1：30

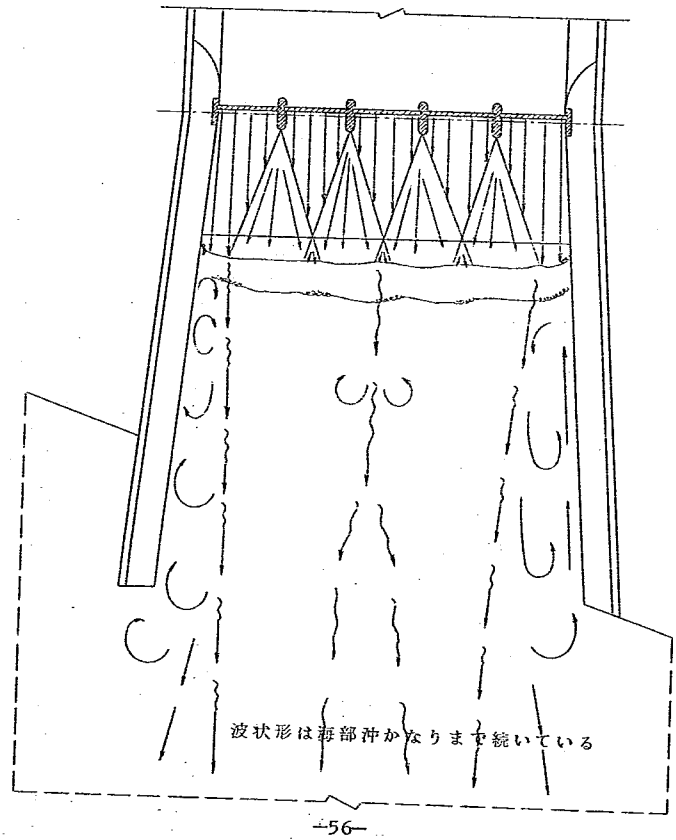


図2.34　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量（ Q ）＝2,300㎥/sec

水門上流部水位（ H ）＝T.P+2.200m

水 門 操 作 (G.o.c) ＝No.1～5部分開放
{開度(B)＝2.844m}

潮　　位（ Ho ）＝T.P+0.850m

水門下流勾配　　＝1：30

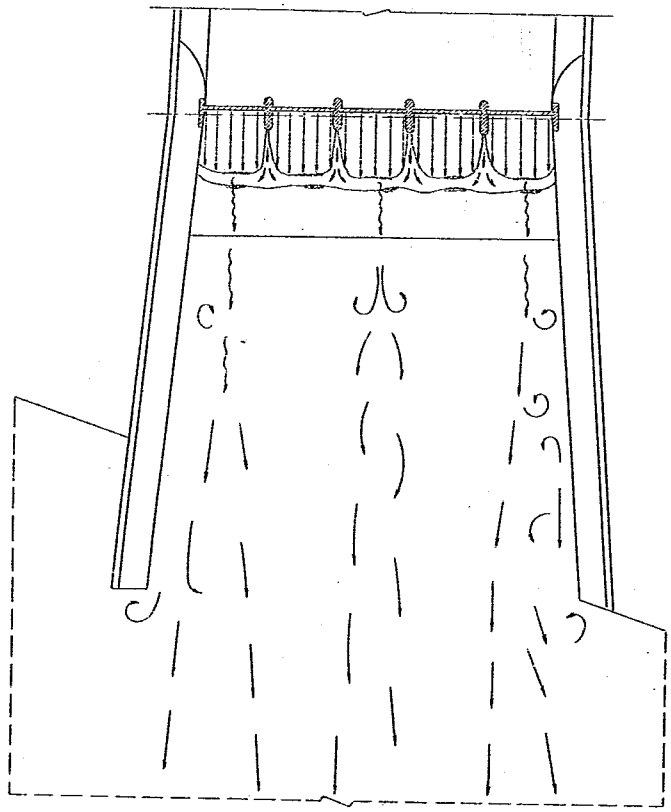


図 2.35　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q)＝2,300 m³/sec

水門上流部水位(H)＝T.P＋2.200m

水 門 操 作 (G.o.c)＝No.1～5部分開放
{開度(B)≒2.784m}

潮　　位(Ho)＝T.P＋0.350m

水門下流勾配　＝1：30

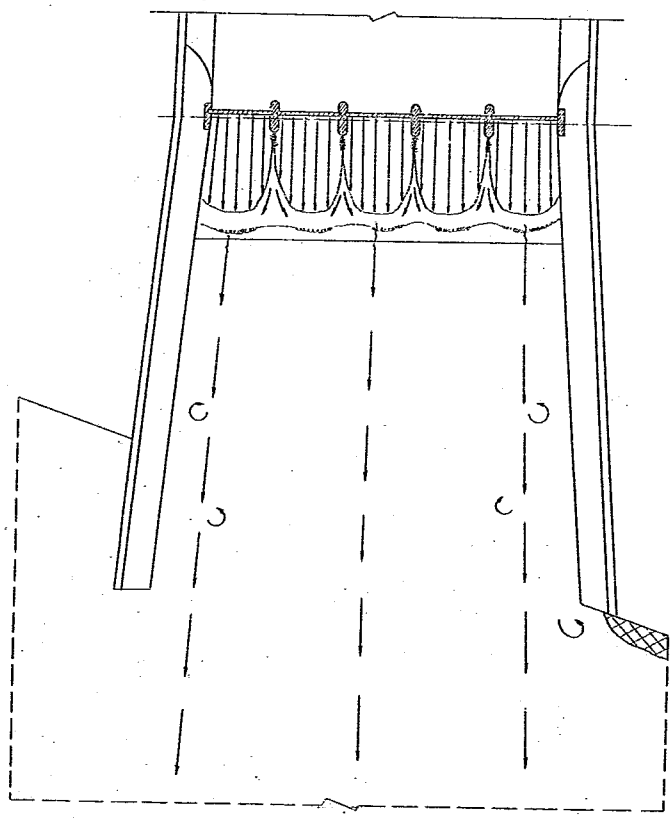


図 2.36　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q) = 2,300 m³/sec

水門上流部水位(H) = T.P+2.200m

水 門 操 作(G.o.c) = No.1～5部分開放
{開度(H)≒2.784m}

潮　　位(Ho) = T.P−0.300m

水門下流勾配　　= 1 : 30

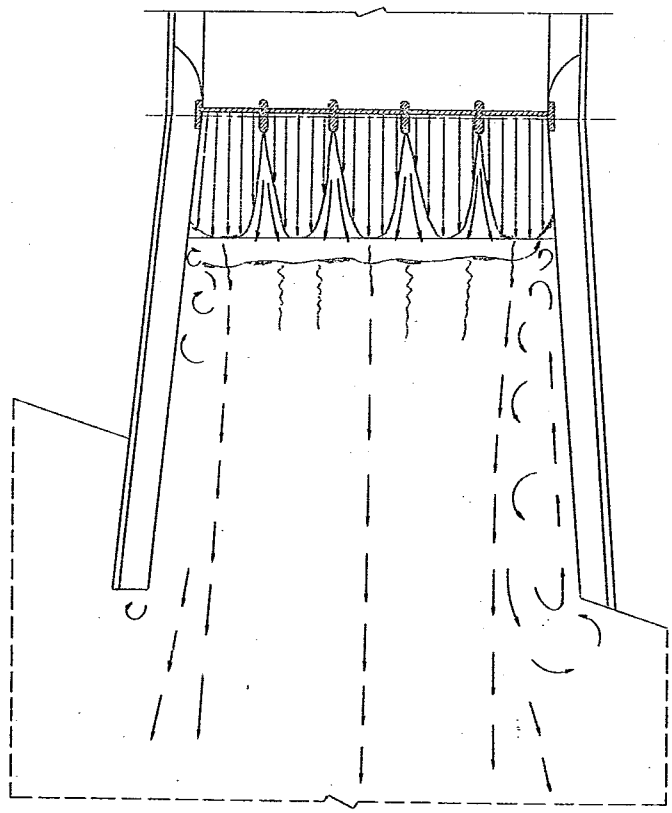


図 2.3 7　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q) = 1,500 m³/sec

水門上流部水位(H) = T.P+2.200 m

水　門　操　作(G.o.c) = No.1～5部分開放
{開度(B)≒1.800 m}

潮　　位(Ho) = T.P+0.850 m

水門下流勾配　　= 1 : 30

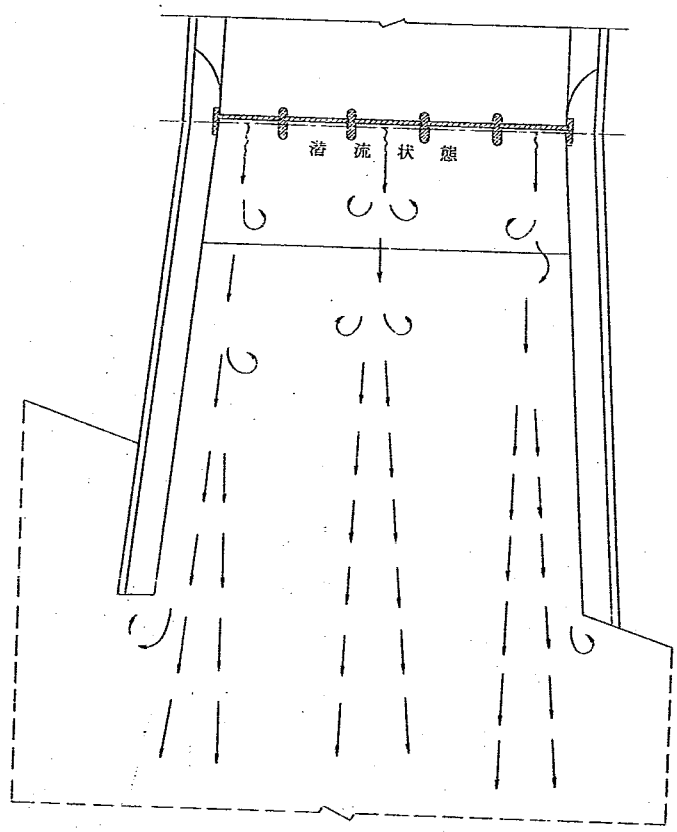


図 2.38　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

流　　量(Q)＝1,500 m³/sec

水門上流部水位(H)＝T.P＋2.200m

水 門 操 作(G.o.c)＝No.1～5部分開放
{開度(B)≒1.720m}

潮　　位(Ho)＝T.P＋0.350m

水門下流勾配　＝1：30

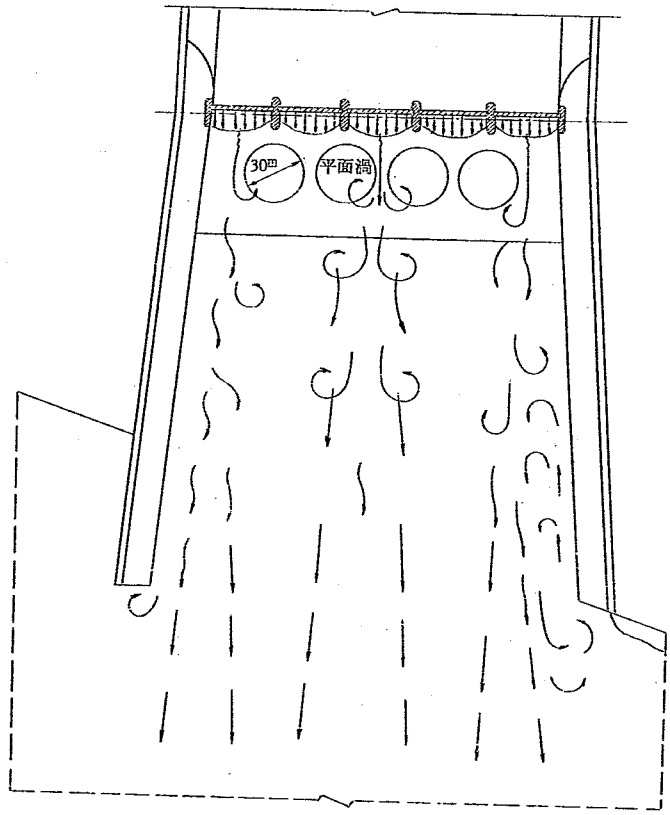


図 2.3 9　河口附近流跡線スケッチ図

実　験　条　件

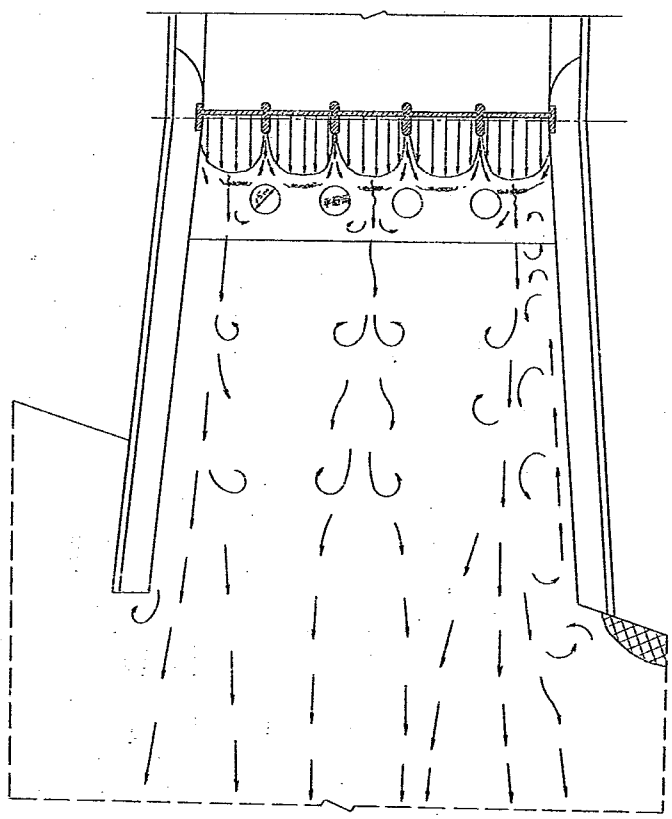
流　　量（ Q ）＝ 1,500 m³/sec

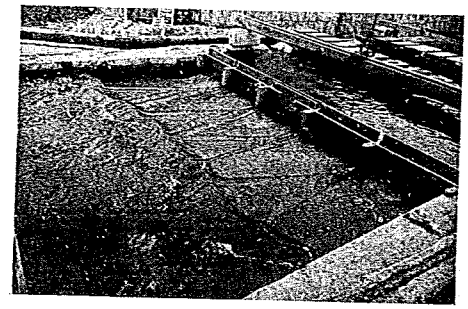
水門上流部水位（ H ）＝ T.P＋2.200 m

水 門 操 作 (G.o.c) ＝No.1～5 部分開放
{開度(B)≒1.680 m}

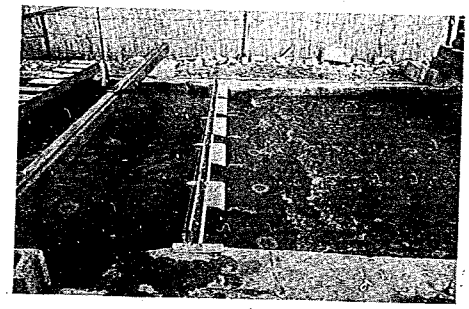
潮　　位（ Ho ）＝ T.P－0.300 m

水門下流勾配　　＝ 1 : 30

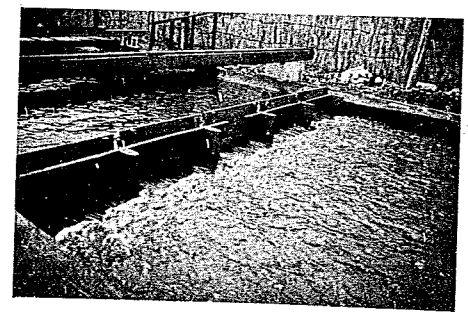




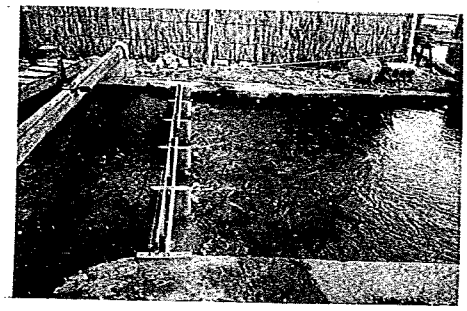
写真— 2.1　水門下流々況を右岸より $\begin{cases} Q = 3{,}000\,m^3/Sec & G.o.c = 全門部分開放 \\ H = E.L\ 2{,}200\,m & 下流勾配 = 1:10 \\ Ho = E.L - 0.300\,m \end{cases}$



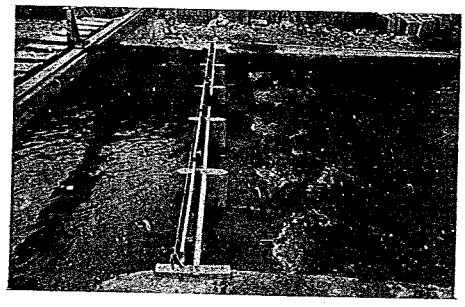
写真— 2.2　水門下流々況を右岸より $\begin{cases} Q = 3{,}000\,m^3/Sec & G.o.c = 全門部分開放 \\ H = E.L\ 2.200\,m & 下流勾配 = 1:10 \\ Ho = E.L + 0.350\,m \end{cases}$



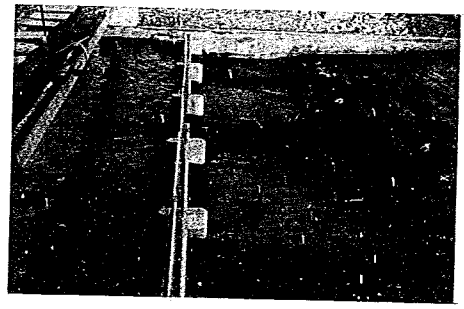
写真— 2.3　水門下流々況を右岸下流より $\begin{cases} Q = 3{,}000\,m^3/Sec & G.o.c = 全門部分開放 \\ H = E.L\ 2.200\,m & 下流勾配 = 1:10 \\ Ho = E.L + 0.800\,m \end{cases}$



写真— 2.4　水門下流々況を右岸側より $\begin{cases} Q = 1{,}500\,m^3/Sec & G.o.c = \text{全門部分開放(5門)} \\ H = E.L\ 2.200\,m & \text{下流勾配} = 1:10 \\ Ho = E.L - 0.300\,m \end{cases}$



写真— 2.5　水門下流々況を右岸より $\begin{cases} Q = 2{,}300\,m^3/Sec & G.o.c = \text{全門部分開放} \\ H = E.L\ 2.200\,m & \text{下流勾配} = 1:10 \\ Ho = E.L - 0.300\,m \end{cases}$



写真— 2.6　水門下流々況を右岸側面より $\begin{cases} Q = 3{,}000\,m^3/Sec & G.o.c = \text{全門部分開放} \\ H = E.L\ 2.200\,m & \text{下流勾配} = 1:30 \\ Ho = E.L - 0.300\,m \end{cases}$

3. 河口堰による砂州のフラッシュ

新計画では，旧計画に比して条件が悪くなっている。まず河口堰位置が河口から後退することであり，他の一つは水門のスパンが大きくなることである。河口堰位置はできれば河口から２５０ｍ，最前でも２１０ｍということである。また，水門のスパンは３０ｍ以上ということであり，水路幅１８０ｍでは５門以下となる。

(1) 実 験 内 容

河口砂州のフラッシュに関する実験は，砂の代りにスチロール系樹脂スタイロンを用いて，河口堰位置，水門数，流量，水門上流水位，および操作する水門位置等をいろいろ変化させて行った。次にその各項の概要をしるす。

a. 河口堰位置 — 河口より250mおよび210mの位置， 2ケース
b. 水 門 数 — 5， 7， 9， 門 ， 3ケース
c. 流 量 — 200， 150， 100， 50 m³/s ， 4ケース
d. 水門上流水位 — T.P. 0.9， 2.0， 3.0m ， 3ケース
e. 開く水門の位置 — 左岸水門，中央水門，右岸水門 ， 3ケース
（開く水門は1門のみとした）
f. 潮 位 — T.P. 0.35m（平均潮位） ， 1ケース
g. 導 流 堤 — 模型右岸73m ， 1ケース

導流堤は出水時の流況改善に必要であって，放水路の中心線に対して左・右対称になるように長さ７３ｍの導流堤を設けることにした。導流堤の長さは，導流堤のある模型右岸の河口断面での水深が左岸の水深より大きいから，水位は同じでも，やや長めにしないと流れが左右対称にならない。しかし，導流堤の長さと漂砂の動きとの関連はわからないか

ら，長い導流堤を設けることは十分検討してから決めるべきであろう。

h　波は起さない。（堆砂については旧計画において検討済）

i　初期河床は全ケース共通とした。水門下流約６０ｍ地点より汀線までは砂州高T.P. 2m とし，汀線から海部にかけては徐々に海底にすりつけることにした。また，横型右岸導流堤沿に巾１５ｍの水路をあらかじめ設けておいた。

水道のできる位置は，波の発達の様子，砕波する位置，波の方向および漂砂の特性等によって異なると考えられ，波のかげになる部分に水道ができるとか，あるいは波がぶつかって砕けるところにできるとかの議論もあるが，左・右岸のどちらかになることは相当の真実性があろう。実験の場合は左・右岸のどちらにしても一般性を失っていないと考えられるので，一応導流堤沿に設けることにした。

j　河床材料と相似条件

現地河床材料の平均粒径は約0.4㎜では，模型の縮尺は1/60であるから，比重の小さい材料として，スタイロンを用いることにした。スタイロンの比重は1.05であり，使用したスタイロンの平均粒径は0.7㎜である。相似条件として限界掃流力を合わせるものとすれば，スタイロンの平均粒径として約0.2㎜程度のものを使用しなければならないことになる。したがって，この実験では3倍余りも大きい材料を使用していることになる。しかし，スタイロンを用いるときには，中性洗剤を用いて気泡を追い出しておく必要があり，限界掃流力が多少小さくなっていることも考えられる。

また，掃流砂公式の佐藤・吉川・芦田公式の関数Ｆの値が実際と実験で一致しないことも考えられ，その影響による誤差も含まれる。反対にＦが１になる場合は流砂量におよぼす粒径の影響がなくなり，この限りにおいては相似に近づいていることも考えられる。

結局のところ，実験結果の解釈としては形状の変化に対しては近似解であり，時間的なものに対しては一応の目安ということにとどめておくべきであろう。

k　模　　型

模型の縦断図および平面図は，河口堰位置が河口から２５０ｍの場合には図2.3および図2.4に，河口堰位置が河口から２１０ｍの場合は図3.1および図3.2に示す。水位測定点の位置図は河口堰位置が２５０ｍおよび２１０ｍの場合について，それぞれ図2.5および図3.3に示す。水門数としては５，７および９門を考えているが，その詳細図を図3.4に，また橋脚の詳細図を図2.6に示す。なお，橋脚寸法は仮に常陸川水門の橋脚を模倣してみたものである。スタイロンを敷いた実験通水初期の河床の状態を図3.5に示す。なお同図には河口堰位置が河口から210ｍの場合をしるしたが，２５０ｍの場合も河口から侵入する砂州の長さを長くしただけで他は同様である。

l　実験ケース

表3.1および表3.2に示すとおりである。

表 3.1　実　験　条　件　（河口堰位置２５０ｍの場合）

実験 No.	流量(Q) m³/Sec	水門上流水位(H) T.P+m	潮位 (Ho) T.P+m	開度 (B) m	開放水門 No.	スケッチ及びコンター図	水門数	摘要
1	50	0.900	0.350	0.480	1	○	5	○……閉塞砂州の流掃
2	〃	2.000	〃	0.300	1	○	〃	状態スケッチ図
3	〃	3.000	〃	0.120	1	○	〃	
4	100	0.900	〃	1.040	1	○	〃	◎……閉塞砂州の流掃
5	〃	〃	〃	〃	3	○	〃	状態スケッチ図及び堆
6	〃	〃	〃	〃	5	○	〃	積州測定コンター図
7	〃	2.000	〃	0.660	1	◎	〃	
8	〃	3.000	〃	0.204	1	○	〃	
9	150	0.900	〃	1.740	1	○	〃	
10	〃	〃	〃	〃	3	○	〃	
11	〃	〃	〃	〃	5	○	〃	
12	〃	2.000	〃	1.380	1	◎	〃	
13	〃	3.000	〃	0.750	1	○	〃	
14	200	0.900	〃	2.700	1	○	〃	
15	〃	〃	〃	〃	3	○	〃	
16	〃	〃	〃	〃	5	○	〃	
17	〃	2.000	〃	2.220	1	○	〃	
18	〃	3.000	〃	1.500	1	○	〃	
19	100	0.900	〃	1.470	1	◎	7	
20	150	〃	〃	2.100	1	◎	〃	
21	200	〃	〃	3.060	1	◎	〃	
22	100	0.900	〃	1.620	1	◎	9	
23	150	1.134～1.074	〃	全開	1	◎	〃	
24	200	1.494～1.188	〃	〃	1	◎	〃	

表3.2　実　験　条　件　（河口堰位置２１０ｍの場合）

実験 No.	流量(Q) m^3/Sec	水門上流水位(H) T.P+m	潮位 (Ho) T.P+m	開度 (B) m	開放水門 No.	スケッチ及びコンター図	水門数	摘要
25	100	0.900	0.350		1	◎	5	○……閉塞砂州の流掃
26	〃	2.000	〃		1	◎	〃	状態スケッチ図
27	150	0.900	〃		1	◎	〃	
28	〃	2.000	〃		1	◎	〃	◎……閉塞砂州の流掃
29	200	0.900	〃		1	◎	〃	状態スケッチ図及び堆
30	〃	2.000	〃		1	◎	〃	積州測定コンター図
31	100	0.900	〃		1	◎	7	
32	〃	2.000	〃		1	◎	〃	
33	150	0.900	〃		1	◎	〃	
34	〃	2.000	〃		1	◎	〃	
35	200	0.900	〃		1	◎	〃	
36	〃	2.000	〃		1	◎	〃	

(2)　実験結果と考案

実験結果は，河口堰位置２５０ｍの場合について図3.6～図3.37および表3.3に，河口堰位置２１０ｍの場合について図3.38～図3.61および表3.4に示す。なお，スケッチ図では，砂州の浸蝕状況の時間変化を示すために，砂州前面位置の変化を数時間おきに記し，参考のために実験終了時の浸蝕・堆積の状況および床面露出の範囲をも記載した。また，砂州のコンター図は実験終了後序々に排水を行ってその途中各標高について砂州水際を測定記載したものである。表3.3および表3.4において，○印あ

るいは◎印のついているケースは実験を行ったものであり，前者は砂州の浸蝕状況のスケッチ図のあるもの，後者はスケッチ図およびコンター図のあるものである。操作を行った水門の番号は模型左岸側の水門から順になっている。各実験ケースの欄には多い場合で数字が３つ記してある。カッコのあるものは河口部の完全開口した場合で，数字は所要時間である。この中には実験を完全開口まで行わず，推定したものも含まれている。次の数字は操作した水門の開口幅（ｍ），一番下の数字は実験の通水時間である。

a　操作する水門位置の影響

最初にＱ＝１００m^3/Sec，１５０，２００，のＨ＝T.P+0.900m

Ho＝T.P+0.350m　水門数＝５門について砂州フラッシュに有利な水門開放径間を調べる為，水門No.１，No.３，No.５の３径間について行った結果，流れの特性からも考えられるが，水通の対岸であるNo.1.水門開放が一番有利であり，次に中央のNo.３，右岸側のNo.５の順序であった。この為，以降の実験では開放水門は総て有利なNo.１で行った。

b　流れ方の特性と砂州の浸蝕

模型右岸に水通しがあり，かつ左岸水門（No.１）より通水する場合は，全ケースを通じて共通した流れ方がみられた。すなわち，水門から流出する水はその慣性によってある距離は直進する。その距離は浸蝕力と砂州の限界掃流力とによって定められる。そして通水初期においては，砂州は部分開放水門の前面のみがえぐられたような形状となる。水の流れは，砂州前面の凹部で曲げられるが，その巾としてはあまり拡がりをみせず砂州の前面沿に右岸の水通部へと進む。この状態はちょうど水束であって，流速の減少はあまり顕著でない。このとき水門と砂州前面との間に大きい迂回流がみられる。砂州は初期のくぼみが形成されてからは，このくぼみの変化が止まり，次いでその右岸寄りの砂州の前面が浸蝕さ

れるようになる。しかし，右岸の水通部の前面は水の流れが激しくわん曲するにも拘わらず，流砂量が大きいから浸蝕されるには至らず，この付近の砂州はほとんど変化を受けない。わずか，迂回流によって砂が水門直下流部に運搬されるにとどまる。このような状態がしばらく続き，くぼみの形が右岸寄りにひろがって，右岸の水通部まで達すると，始めてこの部分の浸蝕が開始する。これはまたたく間に削りとられてしまう。場合によっては水通しの先端を残して，そのやや下流の位置が切られるケースもみられた。このようにして水通部先端の位置が後退すると，あとは，カンナで削りとられるように砂州の前面は直線のまま後退して，ついには河口部の砂州が完全に水面下に没するに至る。

c　完全開口する条件

開口がたやすくなる条件としては，流量の大きいほど，水門上流水位と潮位との差が大きいほど，水門数が多くスパンが小さいほど，河口堰位置としては海部に近づくほど良くなる。

流量Qが50m^3/sの場合は，実験の範囲ではいずれのケースにおいてもフラッシュ能力は小さく開口しない。

Q＝100m^3/sの場合は，水門上流水位がT.P. 3m以上になって辛じて開口する程度で，依然フラッシュするには不十分である。

Q＝150m^3/sになると，だいたい開口するようになるが，時間が相当かかり，フラッシュする能力としてはあまり十分であるとはいえない。

Q＝200m^3/sになると，短かい時間で開口し，フラッシュにはかなり余裕がでてくる。

このように，実験結果からは流量がかなり支配的であり，次いで水門上流水位と潮位との差が効いてくるようであるが，これは流れ方からも判断されるところである。この実験においては河床材料の相似が完全でなく，多少安全側に出るはずであるが，実験では図3.62にも見られる

ように，流量については150～200㎥/S の間の程度から流量が増大するにつれ，フラッシュ能力が急増するようであった。

d　河口堰の位置の影響

河口堰は海部に近づける方がフラッシュには好都合であるが，これには汀線からの距離として有効長なるものが存在するようである。有効長の最大値は，厳密にはスパンとか水位差の関数となるものであるが，これはフラッシュ初期の洗掘長に関係がある。河口堰がこの最大有効長よりさらに河川の上流に位置するときには，その位置を多少変化させても，フラッシュ能力に及ぼす効果はあまり大きくない。関屋分水路の場合，できれば河口堰位置としては海部に近い方が望ましいが，250ｍと210ｍではその差は顕著でない。

e　水門数の影響

水門数を多くして，噴出する水束の単位幅流量を増大させることは，フラッシュ能力を増大させるが，これは主として初期のフラッシュ長さに関係するものであり，河口部の全体的な砂州のフラッシュにはあまり大きな効力を有さない。

f　隔流壁案

河口堰ピヤーを下流へ延長して隔流壁を設ければ，隔流壁の長さの何割かの長さだけ河口堰を前進させた場合と同じ効果が得られるのではないかと考えられる。これは摩擦量だけマイナスになるが，フラッシュ能力ばかりでなく，出水時の流況にとっても好ましい。

しかし，実験の結果によれば，摩擦による損失，有効断面積の減少，水門前面の迂回流の消滅等により，期待するほどの効果は得られないようであった。また，T.P.－5ｍ　から水面近くまでの高さを有する隔流壁の設建費は小さくないであろう。

g　水面下の砂州のフラッシュ

迂回流等によってできた水門前面の水面下の砂州のフラッシュは水束が散ばってしまうために条件としては悪くなる。しかし，各実験ケースにおける露出河床の範囲を参照すると，これは高水時の疎通を阻害する以前にフラッシュされる程度のものではないかと判断される。

なお実験では，完全開口時間などで多少むじゅんする結果もみられるものもある。誤差の原因として考えられるものは，流量や水位の調合誤差のほかに，スタイロンに混合する砂（風により運ばれる）の影響があるが，実験番号が大きくなるつれて，相対的にフラッシュ能力がおちてくるという系統的な傾向もみられない。図3.63のように，水門の開度（実験終了時）の傾向を調べてみても，二・三あやしい数値はあるが，水理量が根本的なものであるとは考えられない。その他，スタイロンの含水率あるいは敷き方，敷いてから実験までの時間，降雨の様子，風等の影響も考えられるが，ここでは実験の誤差を偶然誤差として処理することにする。流砂の実験はかなり微妙なものがあるということではないであろうか。

各欄の数字は（　）内が河口開口に要した時間，水門開度（ m ），実験時間の順に記してある。

Q … 流　量

H … 水門上流水位（河口より上流300m地点）

Go.c … 水門開閉操作（全開欄の他は部分開放の水門）

Ho … 潮　位（河口より沖約750m地点）

○ … 砂州の流掃状態，スケッチ

◎ … 砂州の流掃状態スケッチ及堆積州測定コンター図

表3.3　河口附近閉塞砂州の流掃実験ケース一覧表

（河口堰250mの場合）

水門5門（径間巾＝33.600m）　H_o＝T.P＋0.350m

Q ＼ H (G.o.c)	T.P＋0.900m			T.P＋2.000m			T.P＋3.000m			
	No. 1	No. 3	No. 5	No. 1	No. 3	No. 5	No. 1	No. 3	No. 5	
50 m³/s	○ 0.480m 25:00			○ 0.300m 20:00			○ 0.120m 20:00			
100 m³/s	○ 1.040m 15:00	○ 1.040m 20:00	○ 1.040m 10:00	◎ 0.660m 30:00			○ (60:00) 0.204m 45:00			
150 m³/s	○ (40:00) 1.740m 30:00	○ 1.740m 10:00	○ 1.740m 10:00	◎ (30:00) 1.380m 30:00			○ (30:00) 0.750m 15:00			
200 m³/s	○ (9:00) 2.700m 15:00	○ (30:00) 2.700m 15:00	○ 2.700m 20:00	○ (20:00) 2.220m 20:00			○ (10:00) 1.500m 10:00			

水門 7 門（径間巾＝23.142m）　H_0＝T.P＋0.350m

Q ＼ H	T.P＋0.900m			T.P＋2.000m			T.P＋3.000m			
	No. 1	No. 4	No. 7	No. 1	No. 4	No. 7	No. 1	No. 4	No. 7	
50m³/s										
100m³/s	◎ 1.470m 15:00									
150m³/s	◎ (45:00) 2.100m 35:00									
200m³/s	◎ (7:00) 3.060m 15:00									

水門 9 門（径間巾＝17.333m）　H_0＝T.P＋0.350m

Q ＼ H	T.P＋0.900m			T.P＋2.000m			T.P＋3.000m			全開
	No. 1	No. 5	No. 9	No. 1	No. 5	No. 9	No. 1	No. 5	No. 9	No. 1
50m³/s										
100m³/s	◎ 1.620m 30:00									
150m³/s										◎ (20:00) 水門上流水位 1.134～1.074 20:00
200m³/s										◎ (5:00) 1.494～1.188 10:00

表 3. 4　河口附近閉塞砂州の流掃実験ケース一覧表（河口堰２１０ｍの場合）

水門５門（径間巾＝33.600m）　H_0＝T.P＋0.350m

Q ＼ H (Go.c)	T.P＋0.900m No. 1	No. 3	No. 5	T.P＋2.000m No. 1	No. 3	No. 5	T.P＋3.000m No. 1	No. 3	No. 5	
50 m³/s										
100 m³/s	◎ 開閉 実験時間 15:00			◎ 10:00						
150 m³/s	◎(40:00) 20:00			◎(20:00) 20:00						
200 m³/s	◎(17:00) 15:00			◎(15:00) 15:00						

水門７門（径間巾23.142m）　H_0＝T.P＋0.350m

Q ＼ H (Go.c)	T.P＋0.900m No. 1	No. 4	No. 7	T.P＋2.000m No. 1	No. 4	No. 7	T.P＋3.000m No. 1	No. 4	No. 7	
50 m³/s										
100 m³/s	◎ 10:00			◎ 10:00						
150 m³/s	◎(30:00) 30:00			◎(18:00) 20:00						
200 m³/s	◎(4:00) 10:00			◎(12:00) 10:00						

水門９門（径間巾17.333m）　H_0＝T.P＋0.350m

Q ＼ H (Go.c)	T.P＋0.900m No. 1	No. 5	No. 9	T.P＋2.000m No. 1	No. 5	No. 9	T.P＋3.000m No. 1	No. 5	No. 9	全開 No. 1
50 m³/s										
100 m³/s										
150 m³/s										
200 m³/s										

(3) 結　　論

a　実験の結果，流量および水位差の影響が効くこと，流量としては相似律の点で完全ではないが，おおよそ150㎥/S以上必要であり，できれば200㎥/S程度望まれることが判明した。

b　河口堰の位置としては，できるだけ海部に近い方がよいが，その距離210mと250mの場合の差はあまり顕著ではなかった。しかし，堆積する砂州の量的判断からすると，工費に極端な差がない限り，できるだけ海部へ近づけるべきであろう。

c　水門数は5門よりは9門の方がよいが，その効力の差は顕著というほどではないから，5門にしてもやむをえないであろう。

d　なお，水門上流水位はだいたいT.P. 0.9m に維持する要請が強いようであり，流量としても12月～3月の資料ではあまり十分ではないという。しかし，河口部に可動堰があって水門操作ができるということは，それだけでかなり大きい自由度を有するわけであり，さらに出水時の流量～時間曲線から判断して200～400㎥/S　程度の流量の時間が数時間あれば，相当程度フラッシュされるものと思われる。なお，実験では流量が少し大きくなるとスタイロンが浮遊形式で流送され，浸蝕が非常に早くなるので，行っていない。

図3.1　河川及び海部縦断図

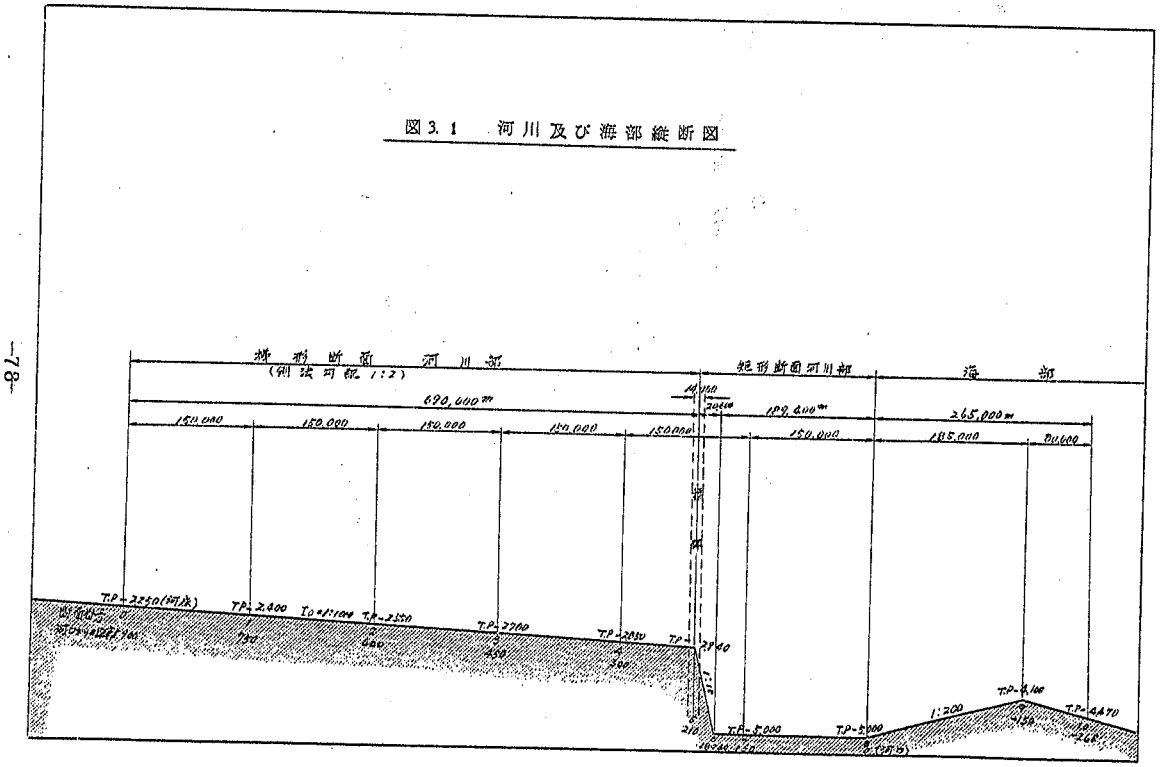


図 3. 2　河口及び橋脚部附近流速，水位測定位置図

（水門位置＝河口より上流210m地点）

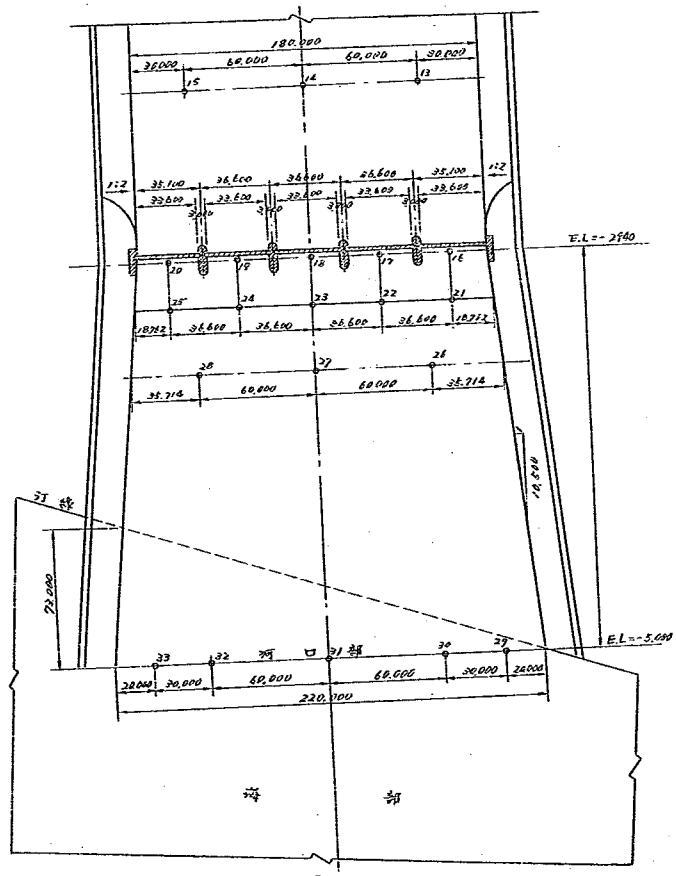


図 3.3　水位測定位置図及び河床設置基準点標高表

（河口堰位置 210m）

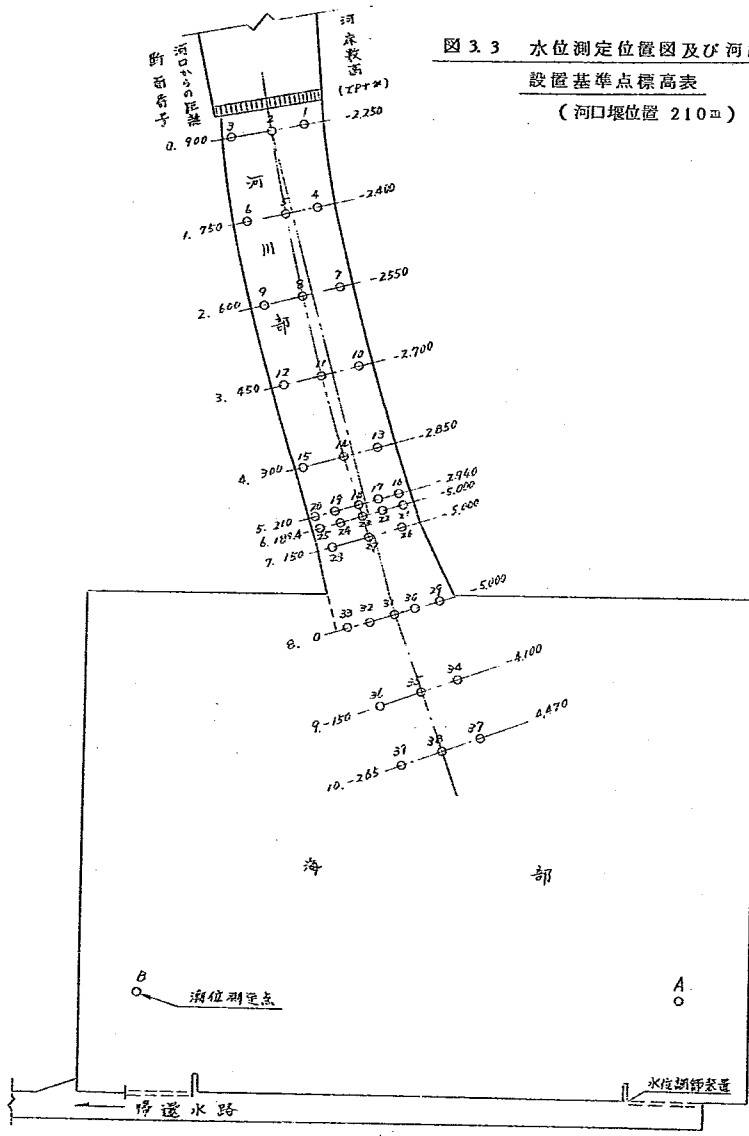
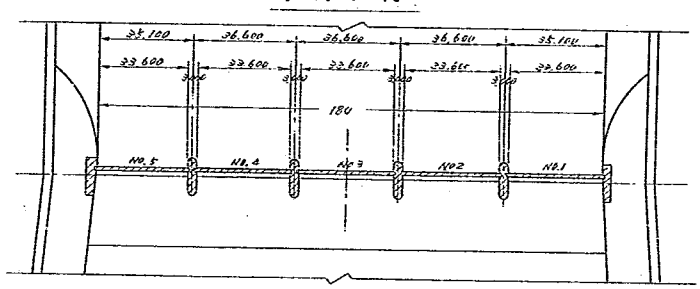
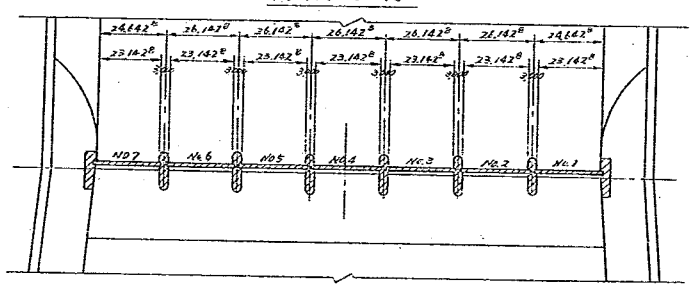


図 3. 4　水門径間数比較詳細図

水門 5 門



水門 7 門



水門 9 門

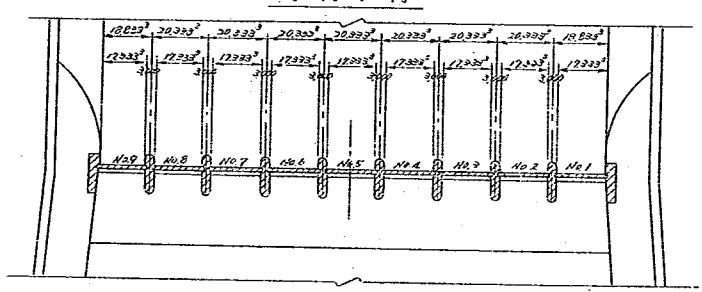


図 3. 5　河口部砂州形成状態図

（河口堰位置 210 m の場合）

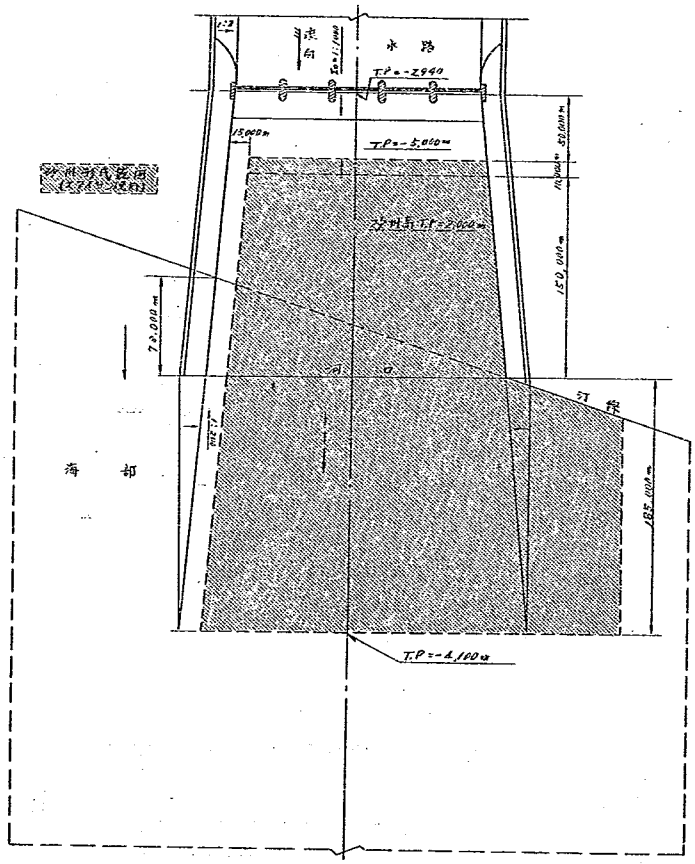


図3.6　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験1）

流　　量（Q）＝50㎥/Sec

水門上流部水位（H）＝T.P＋0.900m

水門操作(G.o.c)＝No.1部分開放
{開度(B)≒0.480m}

潮　　位（Ho）＝T.P＋0.350m

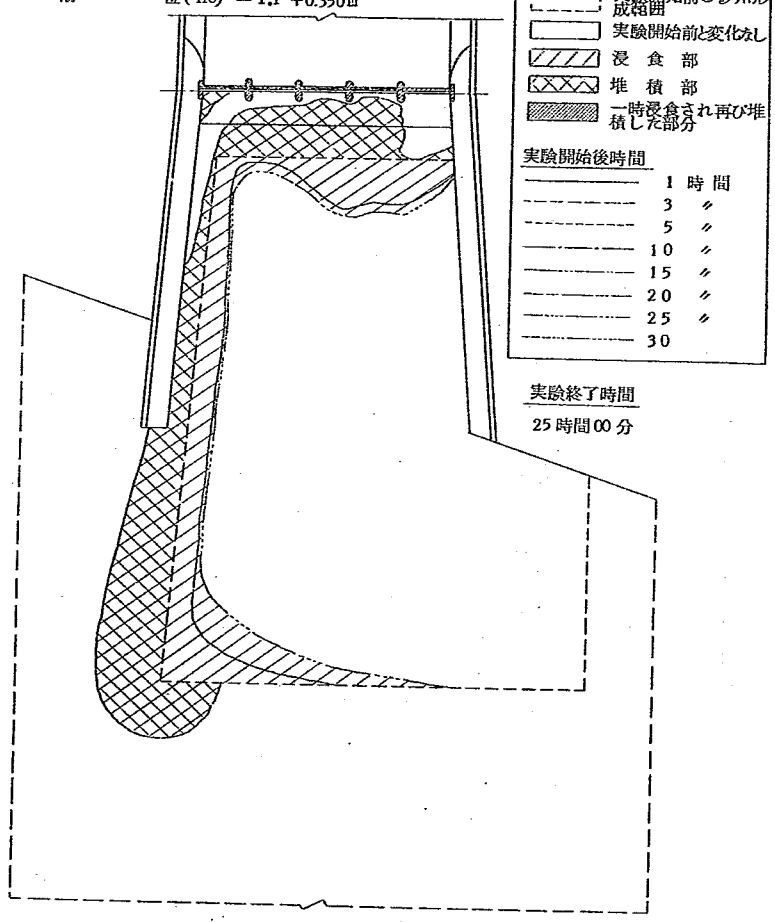


図 3. 7　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実　験　条　件　（実験2）

Q ＝50㎥/Sec

H ＝T.P ＋2.0 m

G.o.c ＝No 1 部分開放（B≒0300 m）

Ho ＝T.P ＋0.35 m

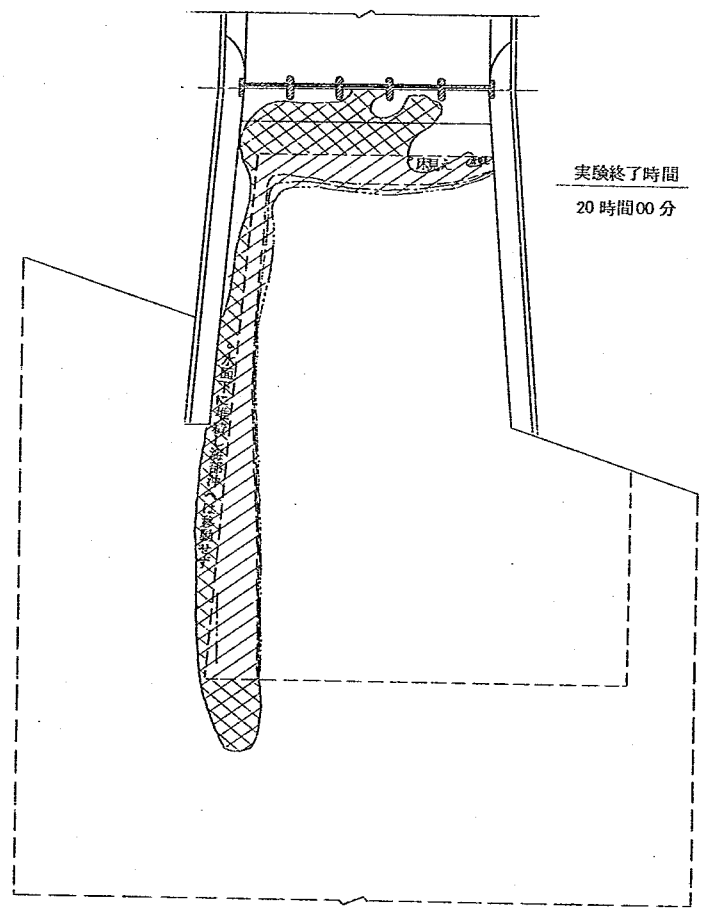


図 3. 8　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験3）

Q ＝50m³/Sec

H ＝T.P ＋3.000m

G.o.c ＝No 1 部分開放（ B ≒ 0.120m）

Ho ＝T.P ＋0.350m

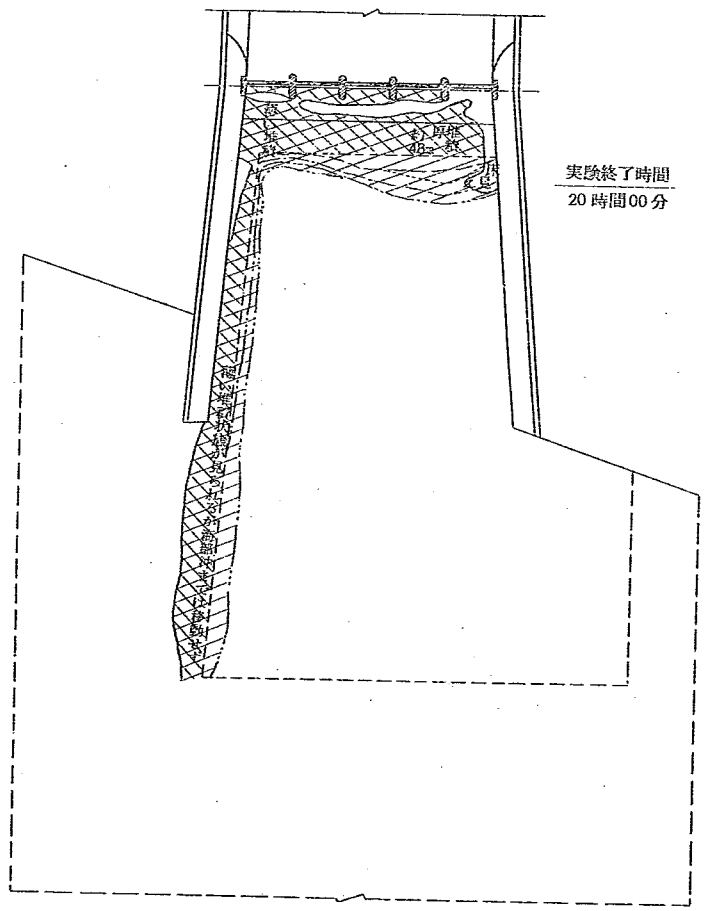


図 3. 9　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験4）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

G.o.c＝No.1 部分開放（B ≒ 1.040m）

Ho ＝T.P＋0.350m

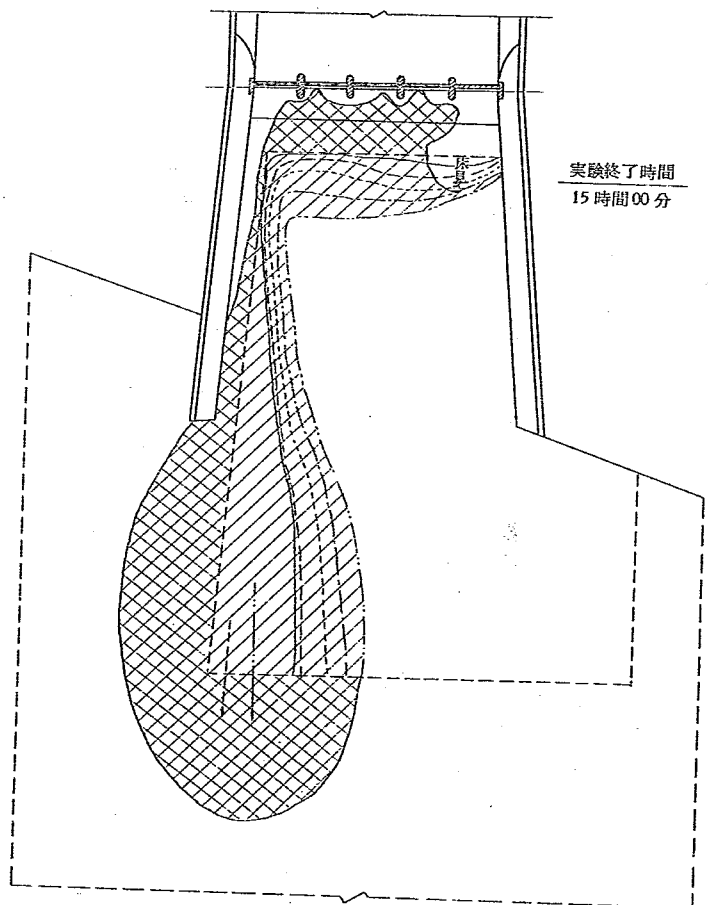


図 3.10　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験 5）

Q ＝100 m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

G.o.c＝No.3 部分開放（B ≒ 1.040 m）

Ho ＝T.P＋0.350m

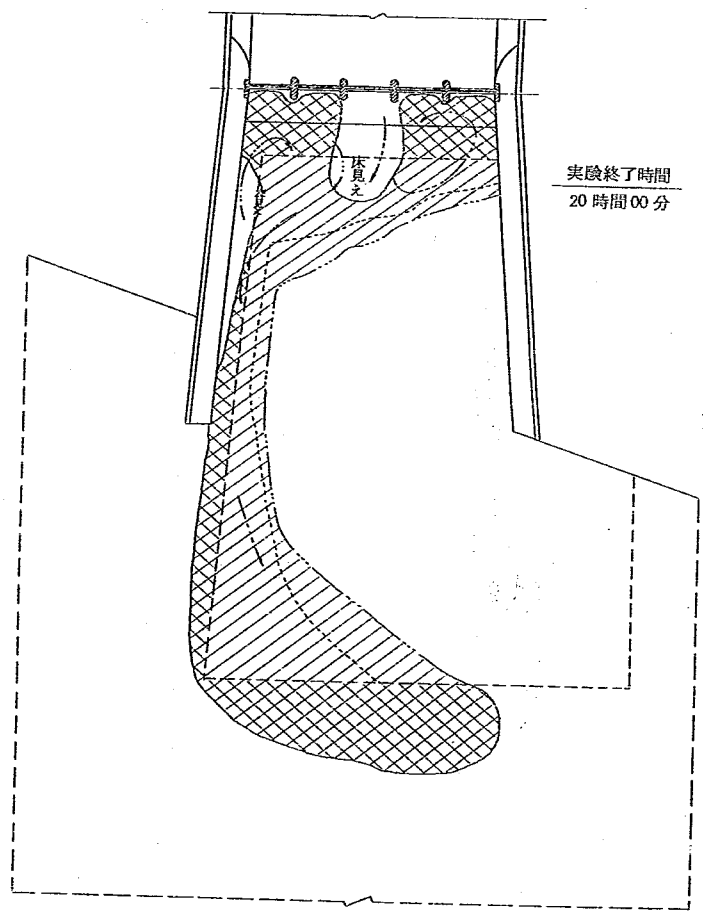


図 3.11　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験6）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

G.o.c ＝No.5 部分開放（B ≒ 1.040m）

Ho ＝T.P＋0.350m

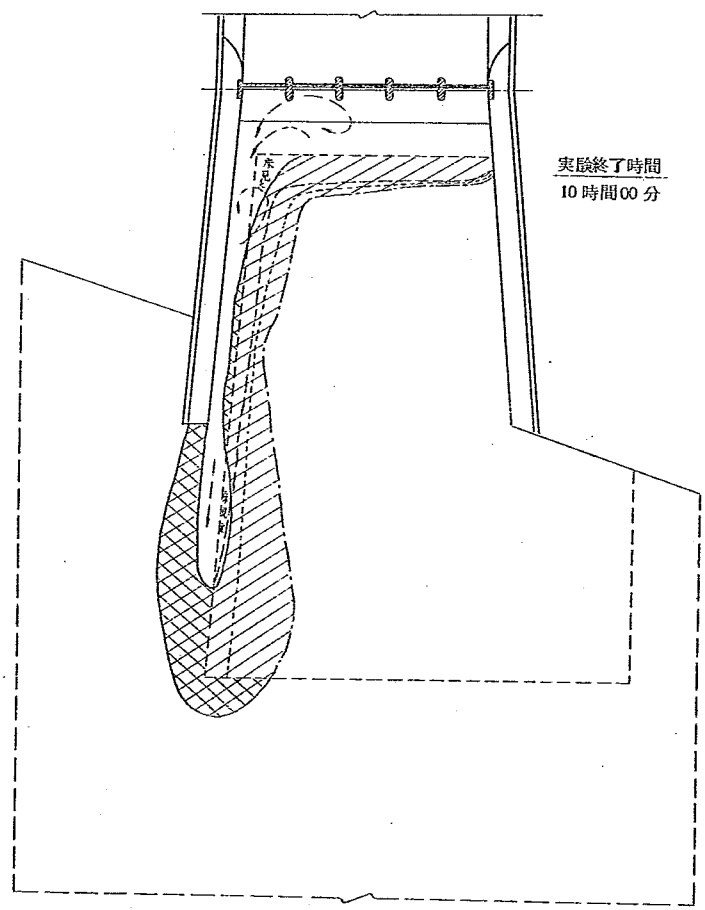


図 3.12　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験7）

Q ＝100m³/sec

H ＝T.P+2.000m

G.o.c ＝No.1 部分開放（B≒0.660m）

Ho ＝T.P+0.350m

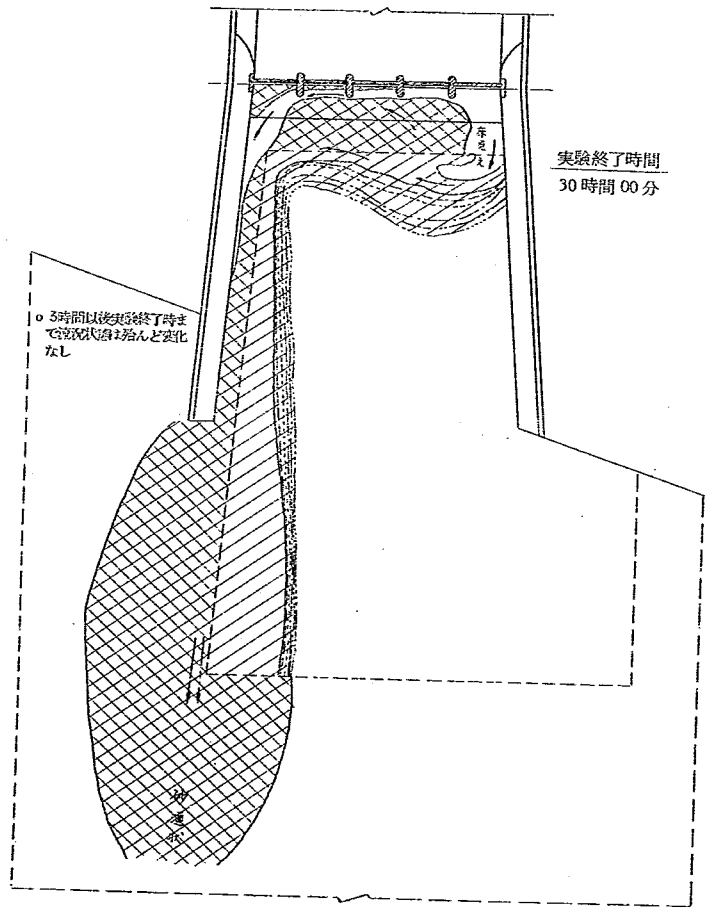


図3.13　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験7）

Q ＝100m³/sec

H ＝T.P＋2.000m

G.o.c ＝No.1部分開放（B≒0.660m）

Ho ＝T.P＋0.350m

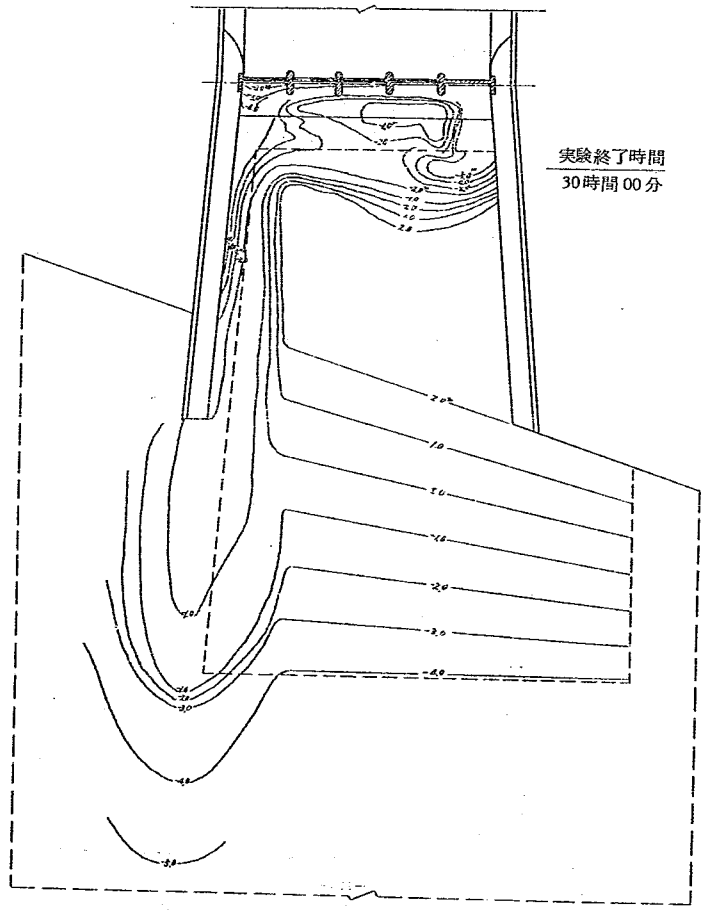


図 3.1 4　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

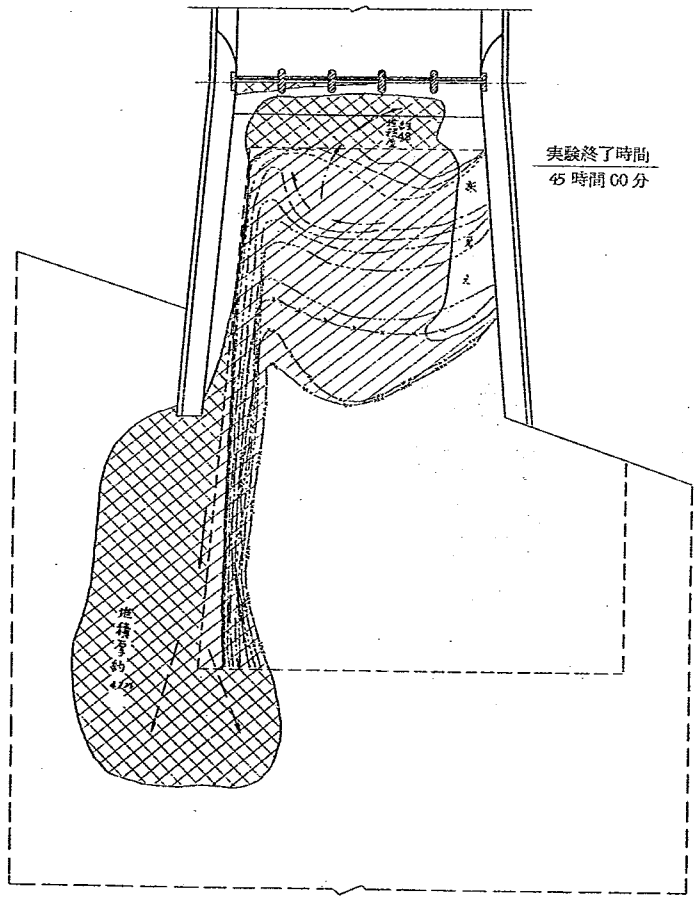
実験条件（実験8.）

Q ＝100㎥/Sec

H ＝T.P＋3.000m

G.o.c ＝No.1 部分開放（B≒0.204m）

Ho ＝T.P＋0.350m



3.15　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験9）

Q ＝150m³/sec

H ＝T.P＋0.900m

G.o.c ＝No.1 部分開放（B≒1.740m）

Ho ＝T.P＋0.350m

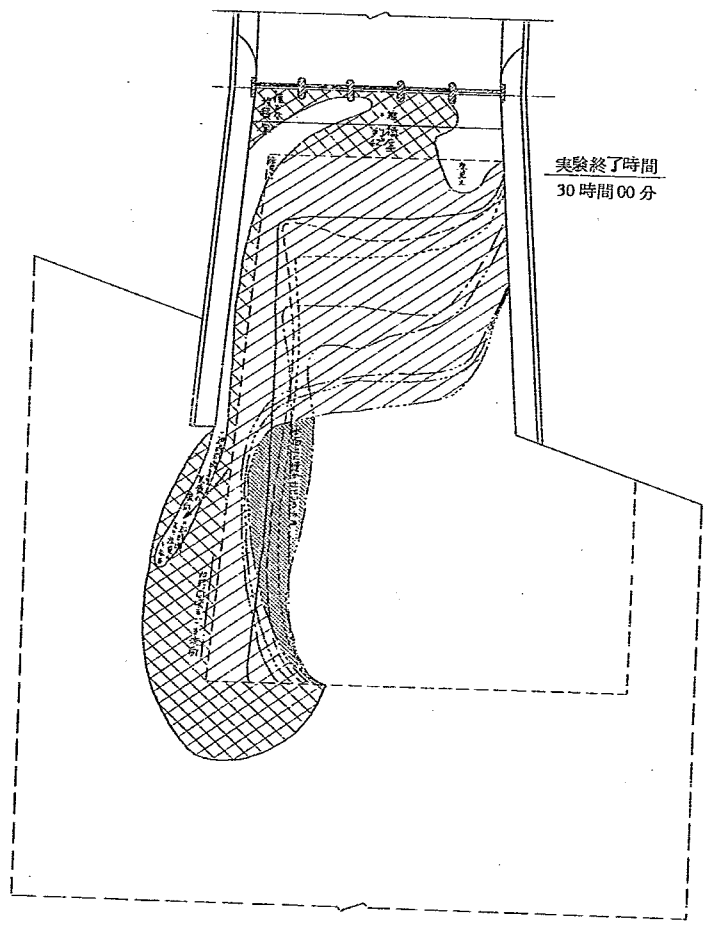


図 3.16　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験10）

Q ＝150㎥/Sec

H ＝T.P＋0.900m

G.o.c＝No 3 部分開放（B≒1.740m）

Ho ＝T.P＋0.350m

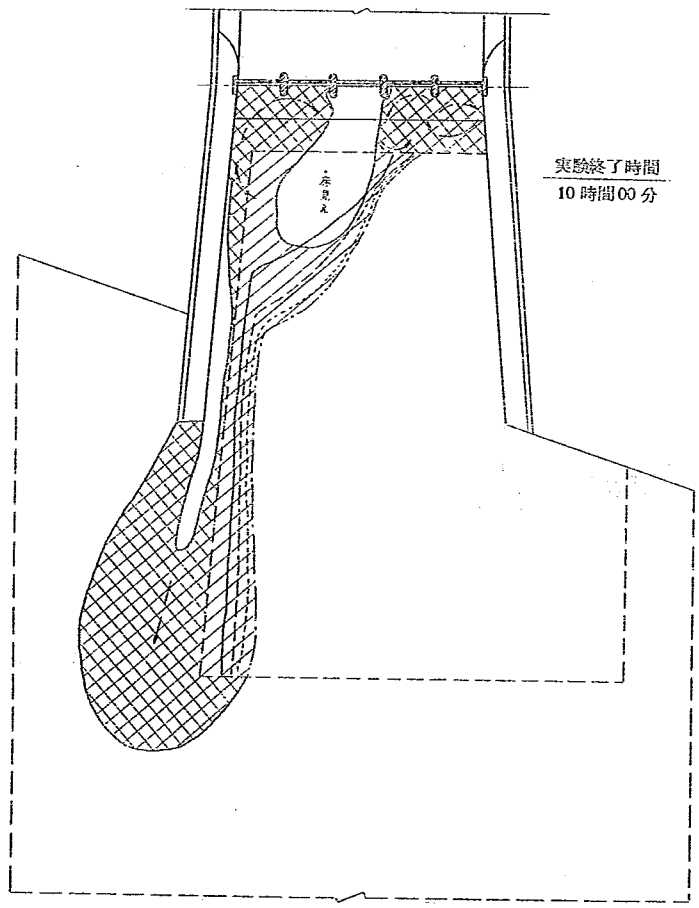


図3.17　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験11）

Q ＝150m³/Sec

H ＝T.P＋0900m

G.o.c＝No.5部分開放（B≒1.740m）

Ho ＝T.P＋0.350m

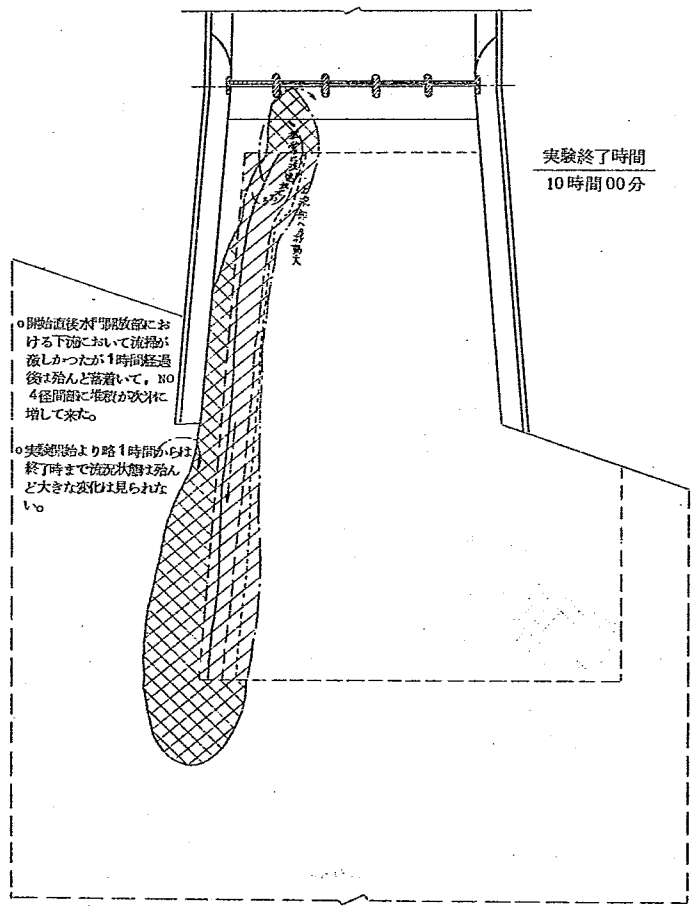


図 3.18　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験12）

Q ＝150 m³/Sec

H ＝T.P＋2.000m

G.o.c ＝No.1 部分開放（B≒1.380m）

Ho ＝T.P＋0.350m

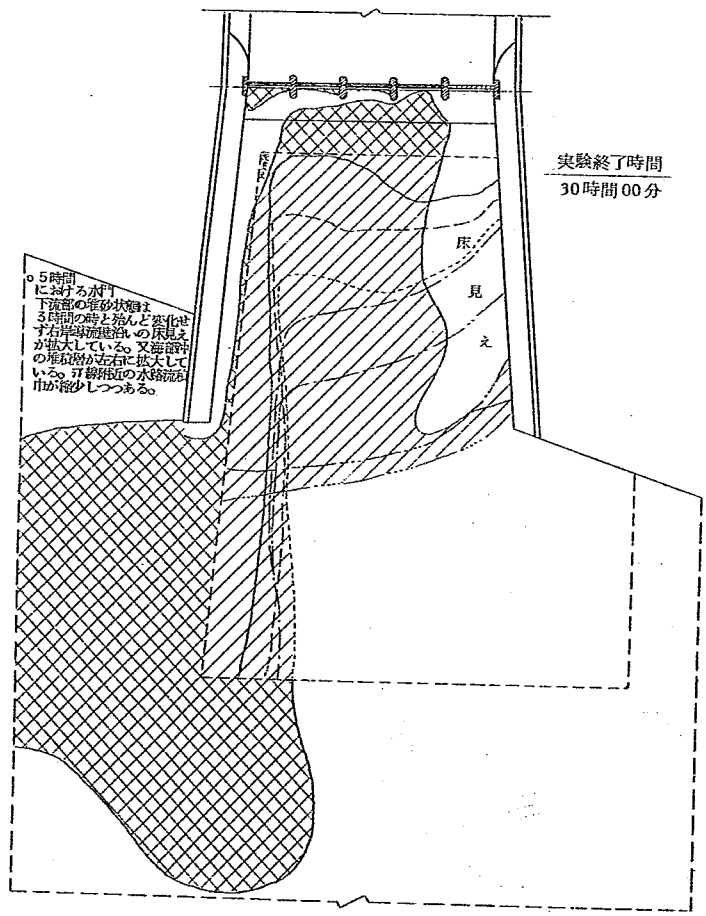


図 3.19　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験12）

Q ＝150㎥/Sec

H ＝T.P＋2.000m

G.o.c ＝No.1部分開放（B≒1.380m）

Ho ＝T.P＋0.350m

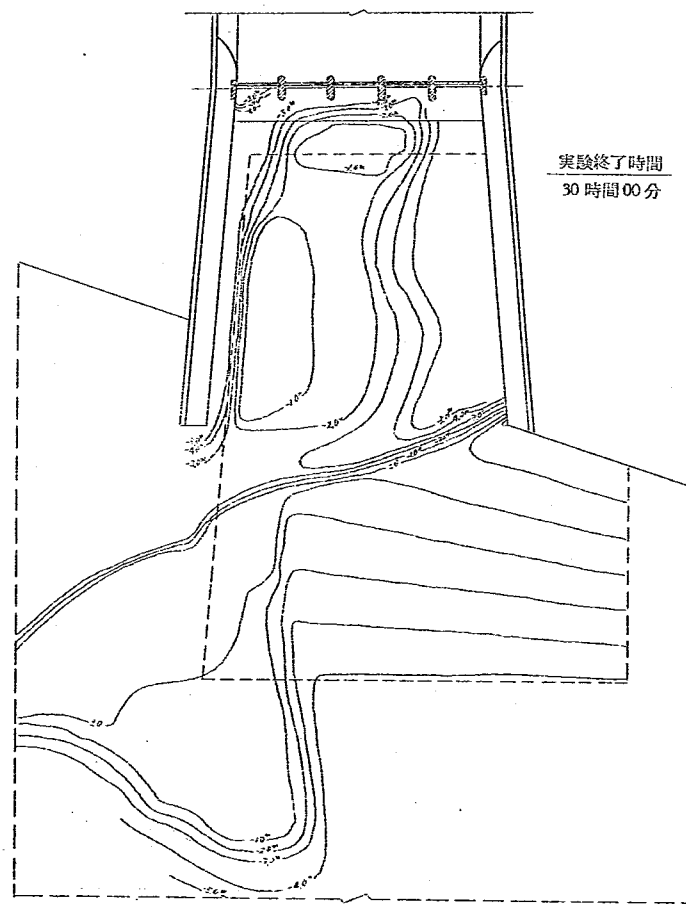


図 3.20　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

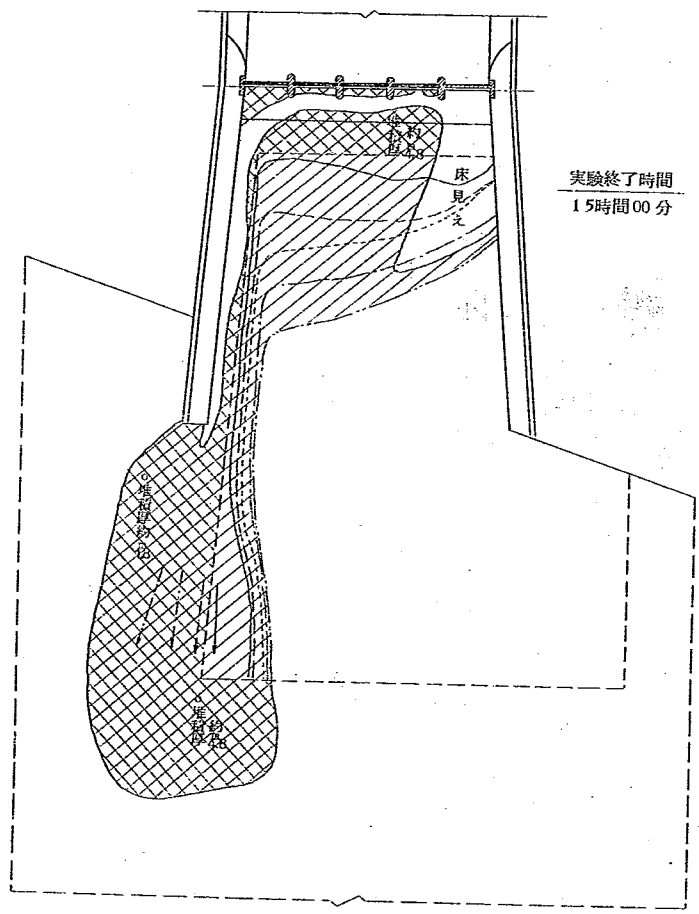
実験条件（実験13）

Q ＝150m³/Sec

H ＝T.P＋3.000m

G.o.c ＝No.1 部分開放（B≒0.750m）

Ho ＝T.P＋0.350m



実験終了時間

15時間00分

図 3. 2 1　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験１４）

Q ＝200 m³/Sec

H ＝T.P＋0.900 m

G.o.c ＝No. 1 部分開放（ B ≒ 2.700 m ）

Ho ＝T.P＋0.350 m

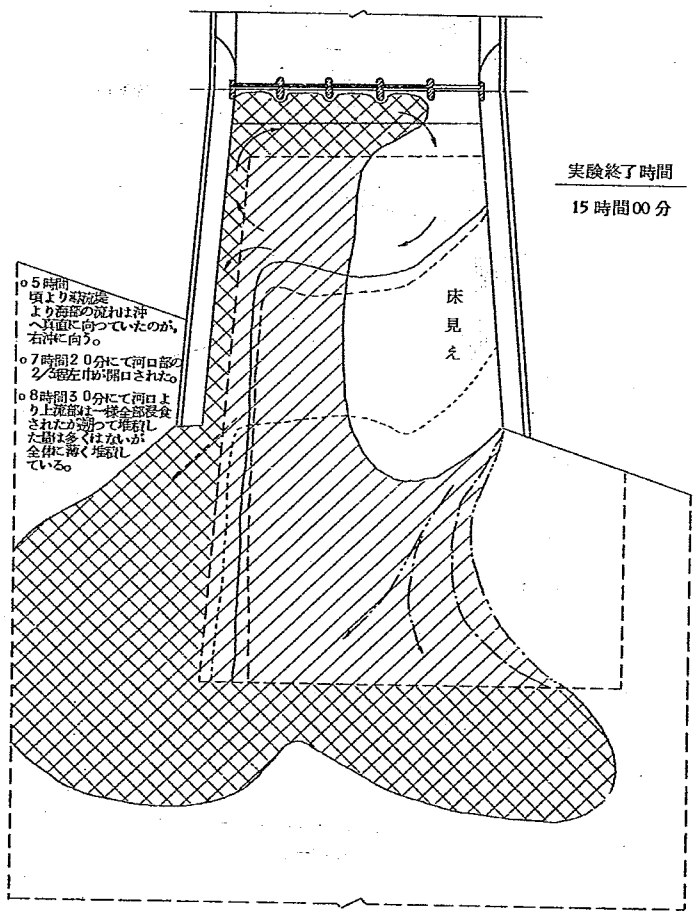


図 3.2.2　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験15）

Q ＝200m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

G.o.c＝No.3 部分開放（B＝2.700m）

Ho＝T.P＋0.350m

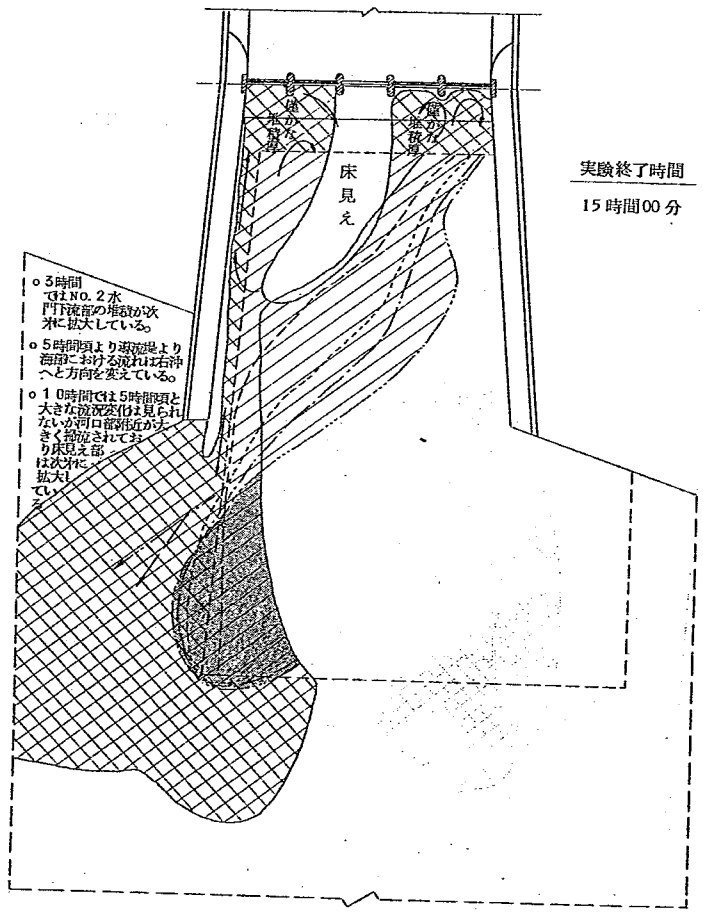


図 3.2 3　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験16）

Q ＝ 200㎥/Sec

H ＝ T.P ＋ 0.900m

G.o.o ＝ No.5部分開放（ B ≒ 2.700m）

Ho ＝ T.P ＋ 0.350m

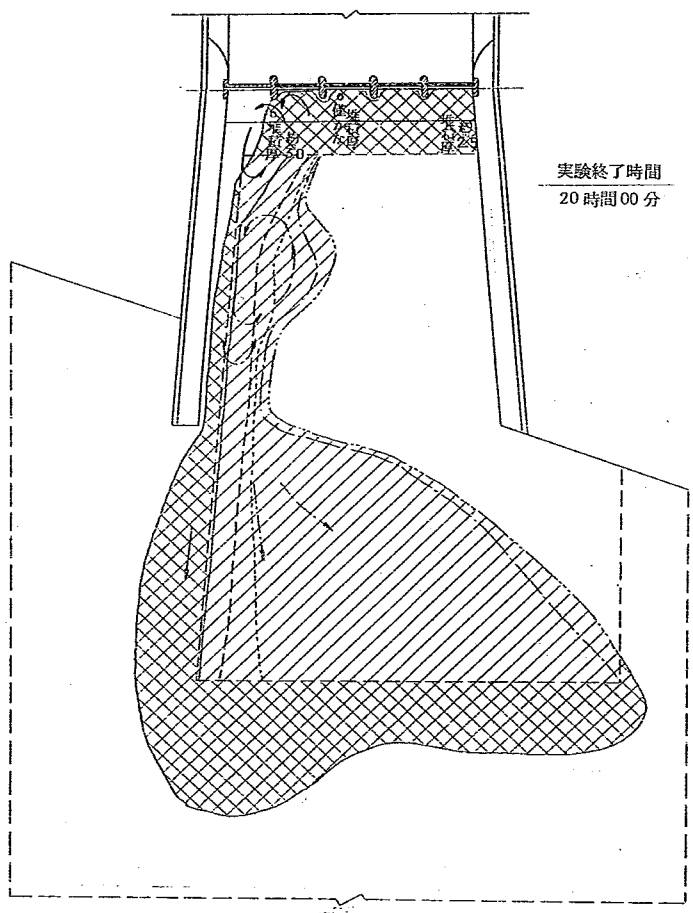


図 3.2 4　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験１７）

Q ＝200m³/Sec

H ＝T.P+2.000m

Qoc ＝No.1 部分開放（B≒2.220m）

Ho ＝T.P+0.350m

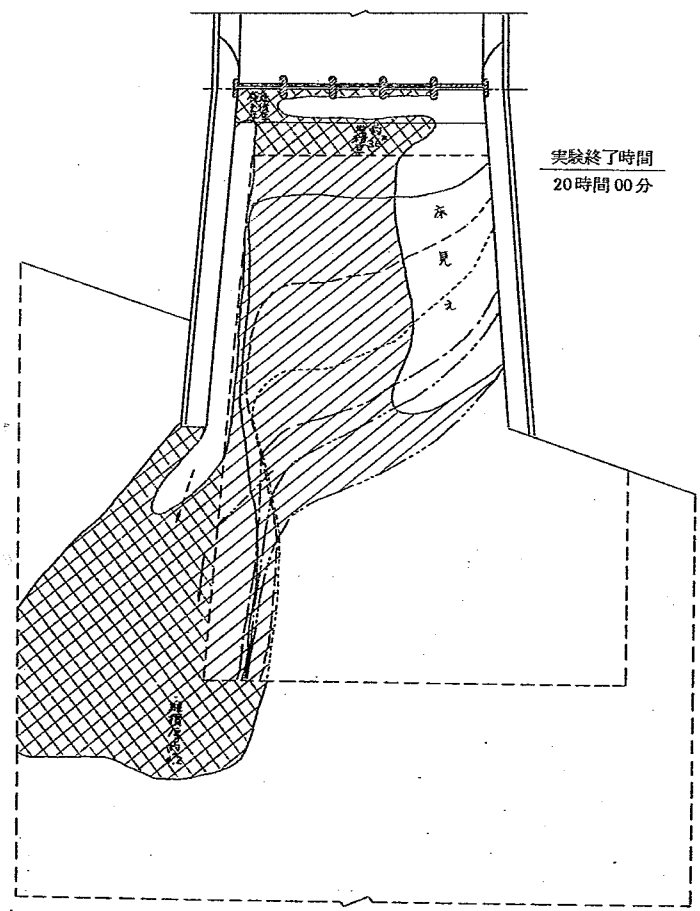


図 3.2 5　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験 1 8 ）

Q ＝ 2 0 0 m³/Sec

H ＝ T.P＋3.0 0 0 m

Qoo ＝No.1 部分開放（ B≒1.5 0 0 m ）

Ho ＝ T.P＋0.3 5 0 m

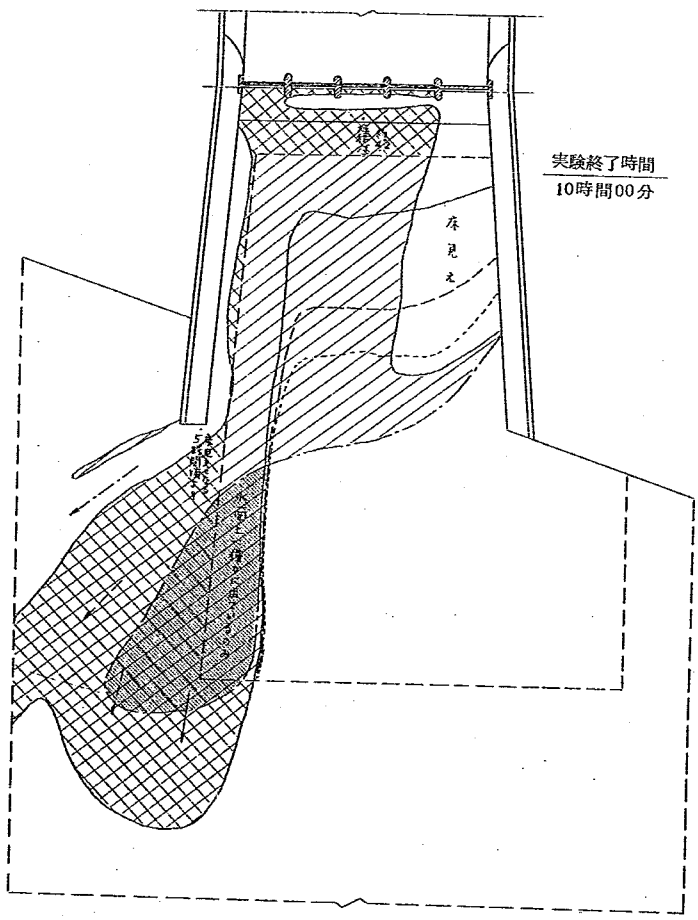


図 3. 2 6　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験１９）

Q ＝１００㎥/Sec

H ＝ T.P＋0.900m

Gpc ＝No. 1.部分開放（B≒1.470m）

Ho ＝ T.P＋0.350m

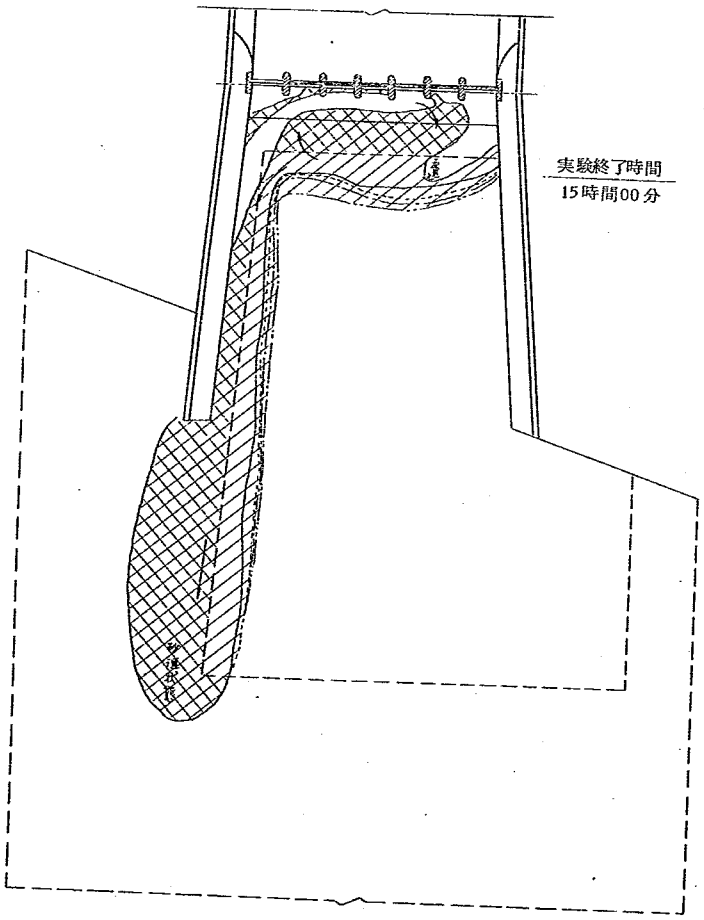


図3.27　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験19）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P+0.900m

Goc ＝No.1部分開放（B≒1.470m）

Ho ＝T.P+0.350m

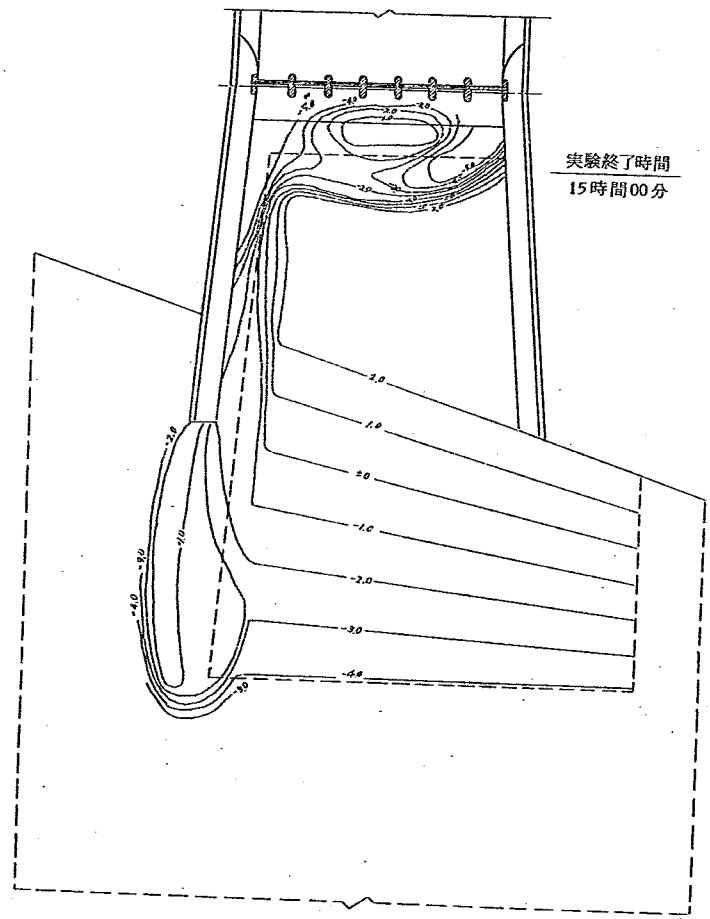


図 3.2 8　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験２０）

Q ＝150 m³/Sec

H ＝T.P+0.900m

Goc ＝No.1.部分開放（B≒2.100m）

Ho ＝T.P+0.350m

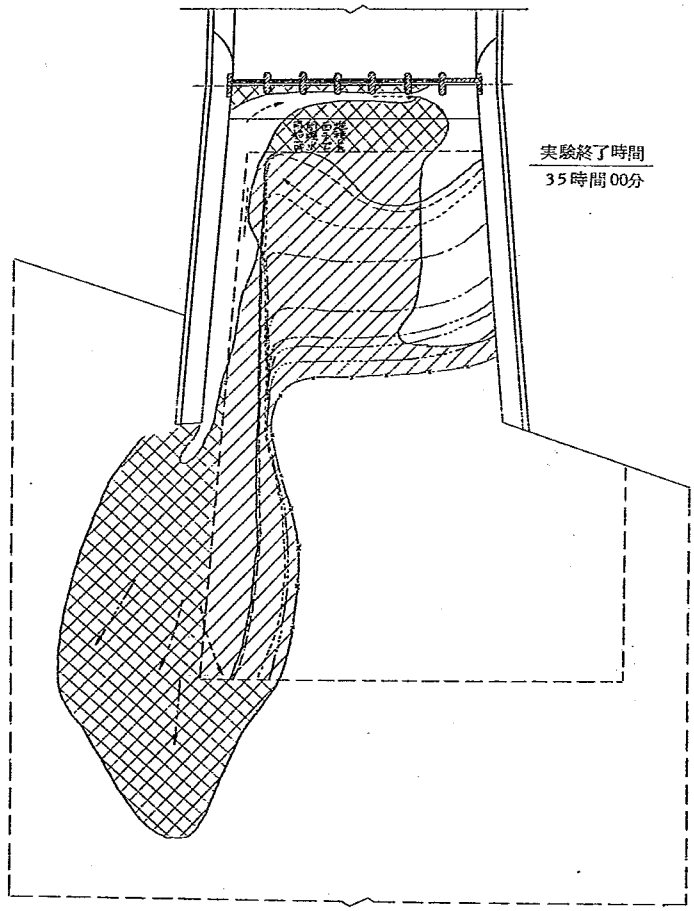


図 3.29　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実　験　条　件　（実験２０）

Q　＝１５０m^3/Sec

H　＝T.P＋0.900m

Goc＝No.1 部分開放（B≒2.100m）

Ho　＝T.P＋0.350m

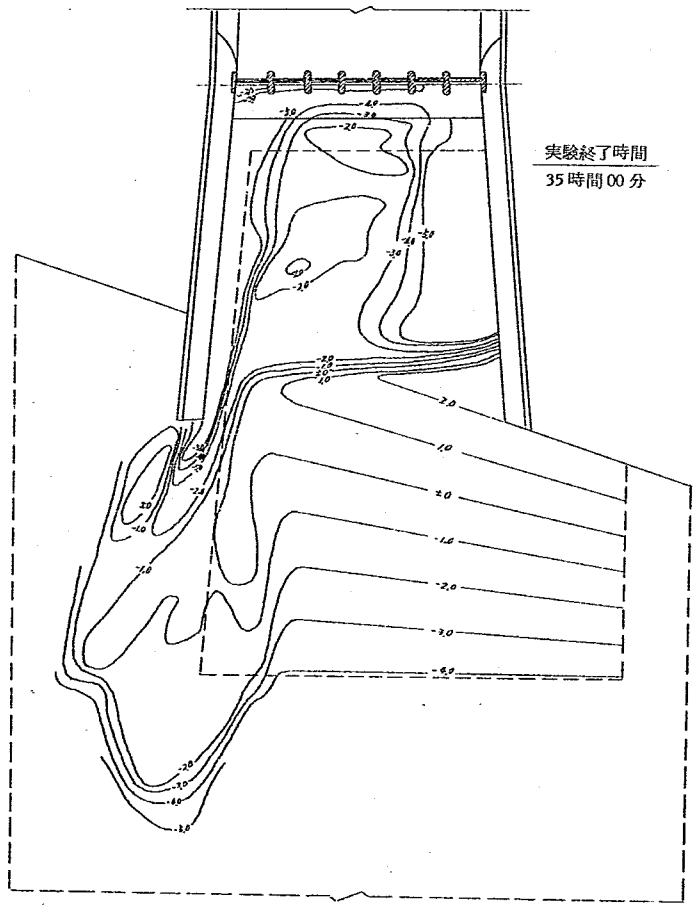


図3.30　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験21）

Q　＝200 m³/sec

H　＝T.P＋0.900m

Goc ＝No.1.部分開放（B≒3.060m）

Ho　＝T.P＋0.350m

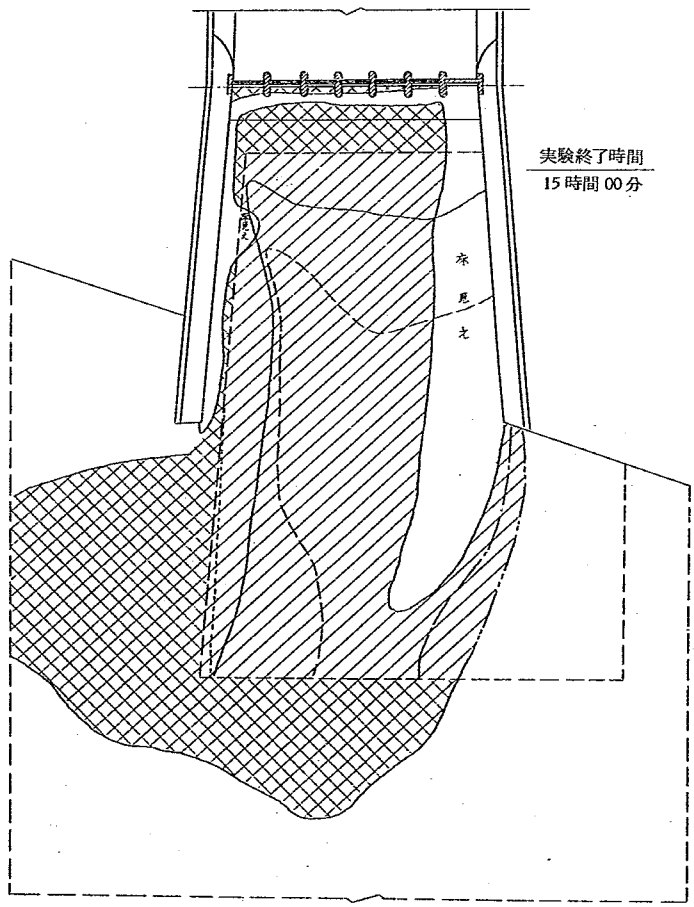


図 3.3 1　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験２１）

Q ＝200 m³/Sec

H ＝T.P+0.900m

Gac ＝No 1.部分開放（B≒3.060m）

Ho ＝T.P+0.350m

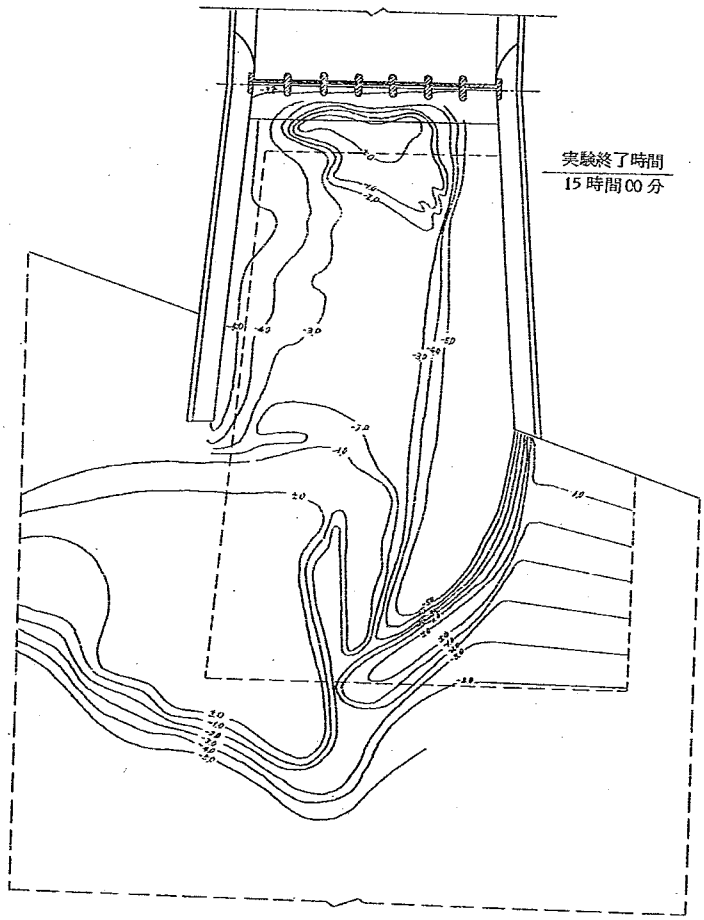


図3.32　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験22）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Goc ＝No.1.部分開放（B≒1.620m）

Ho ＝T.P＋0.350m

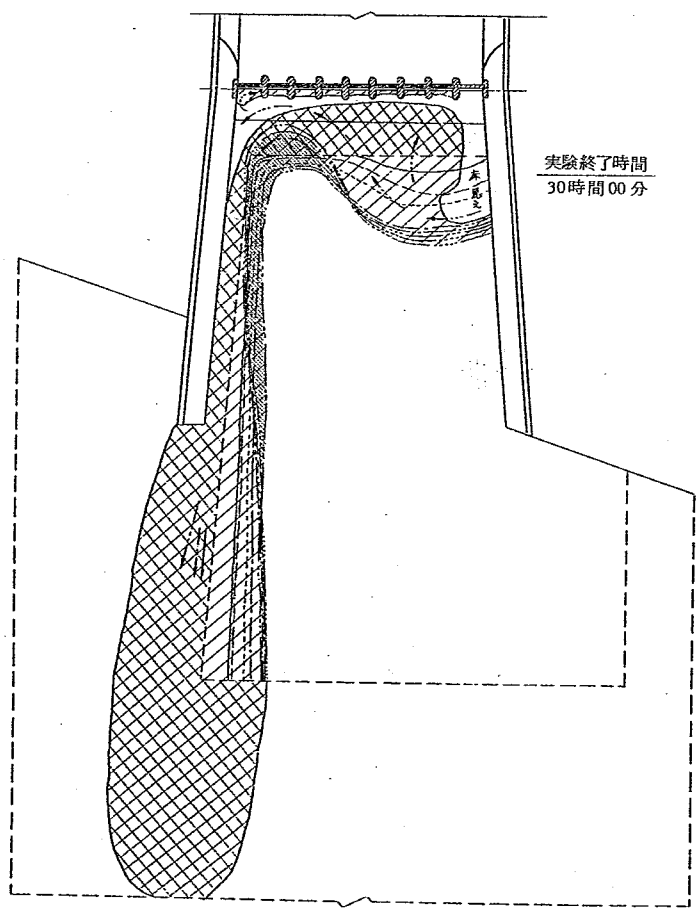


図 3.3 3　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験2 2）

Q ＝ 1 0 0 m³/Sec

H ＝ T.P＋0.9 0 0 m

Qoc ＝No. 1.部分開放（B≒1.6 2 0 m）

Ho ＝ T.P＋0.3 5 0 m

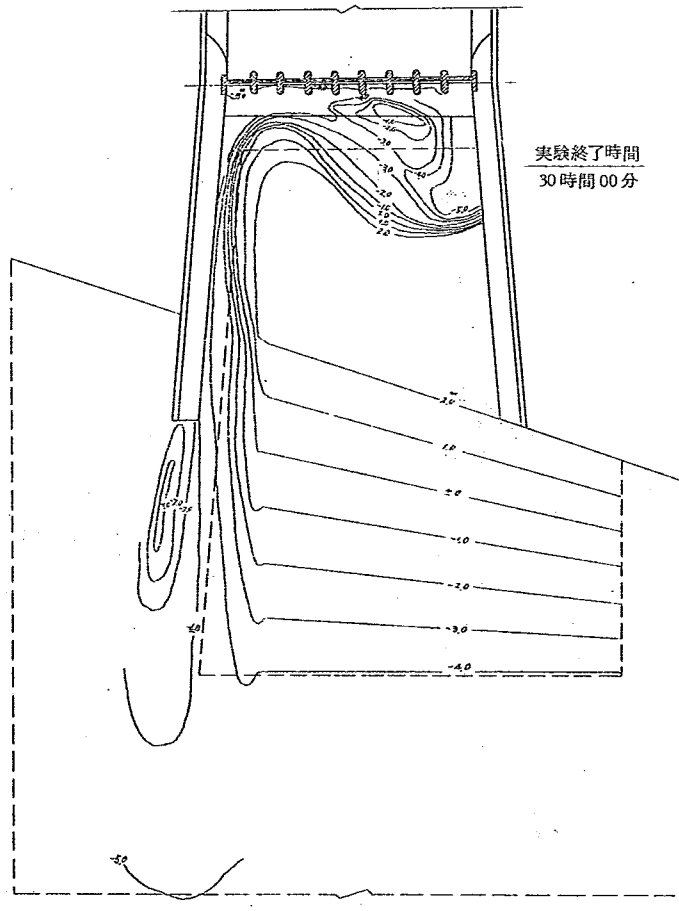


図 3.3 4　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験２３）

Q ＝150 m³/Sec

H ＝T.P＋1.134～1.074m

Gac ＝No.1.全開（B≒ ―― m）

Ho ＝T.P＋0.350m

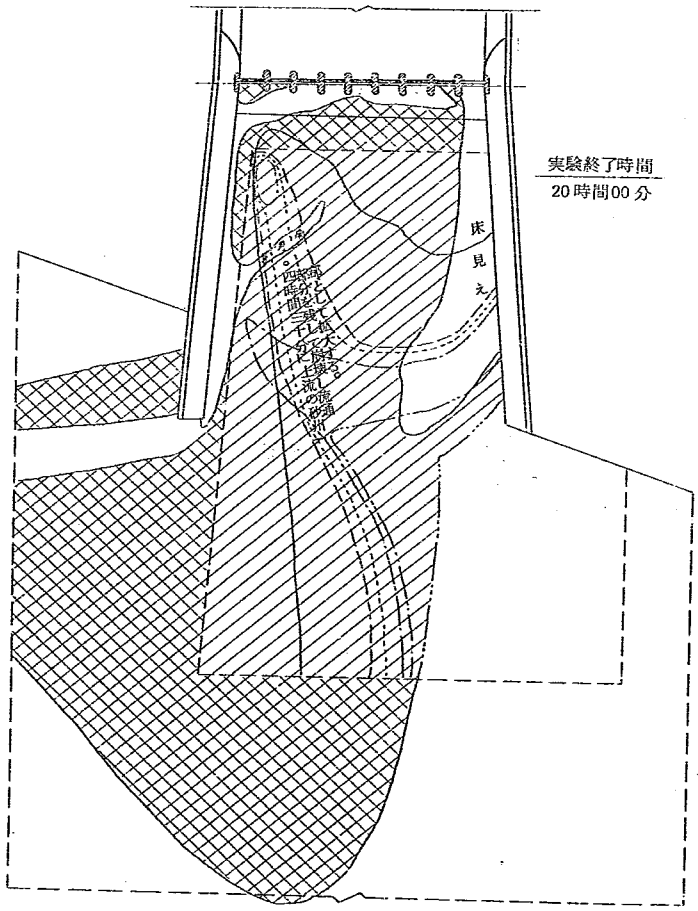


図 3.3 5　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験２３）

Q ＝１５０㎥/Sec

H ＝T.P＋1.134m～1.074m

Goc ＝No.1 全開（B≒——m）

Ho ＝T.P＋0.350m

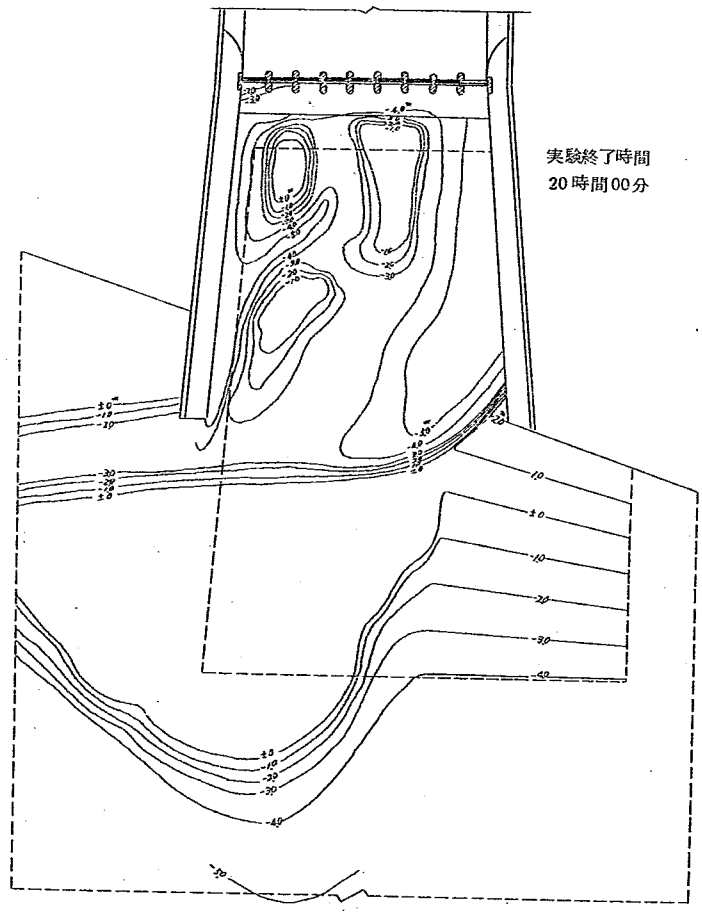


図 3.3 6　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験２４）

Q ＝200m³/Sec

H ＝T.P＋1.494～1.188

Goc＝No.1 全開（B＝ —— m）

Ho ＝T.P＋0.350m

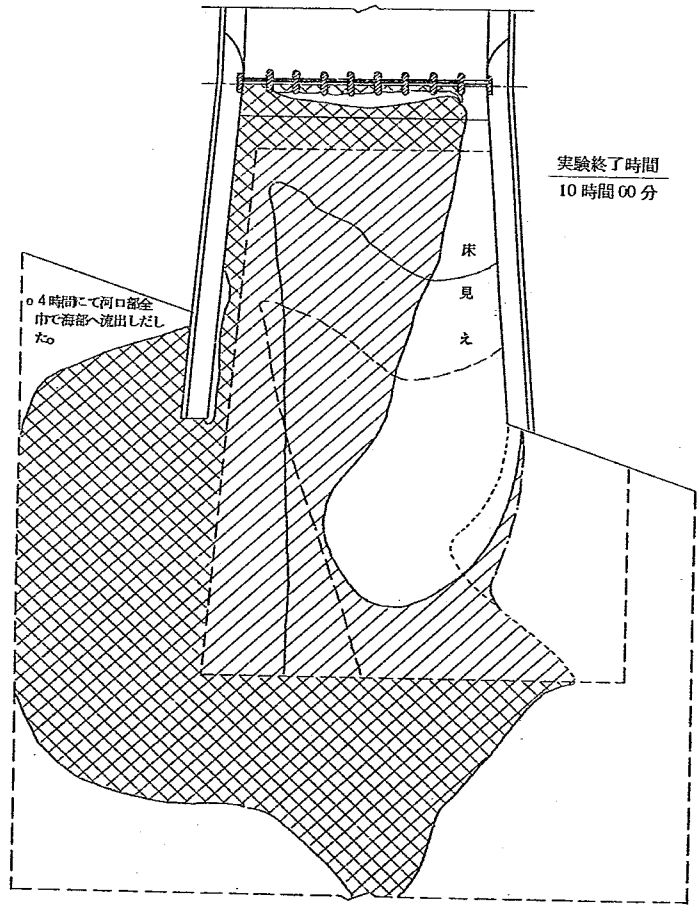


図3.37　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験24）

Q ＝ 200m³/Sec

H ＝ T.P＋1.494m～1.188m

G.o.c＝No.1全開（B≒ ―― m）

H₂ ＝ T.P＋0.350m

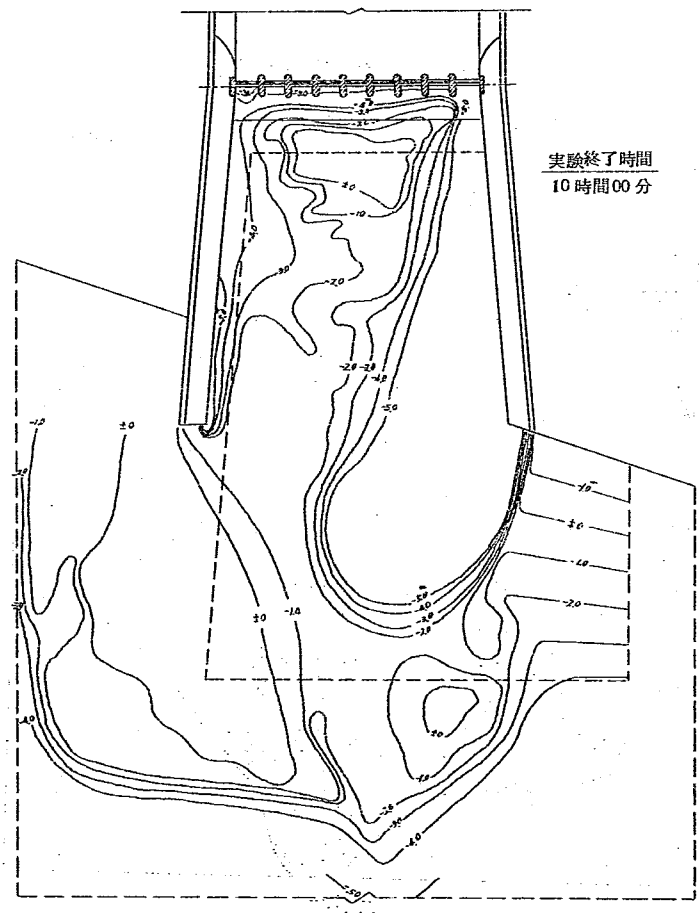


図 3.3 8　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験２５）

Q　＝ 100m³/Sec

H　＝ T.P+0.900m

G.o.c ＝ No.1 部分開放（B ≒ ―― m）

Ho　＝ T.P+0.350m

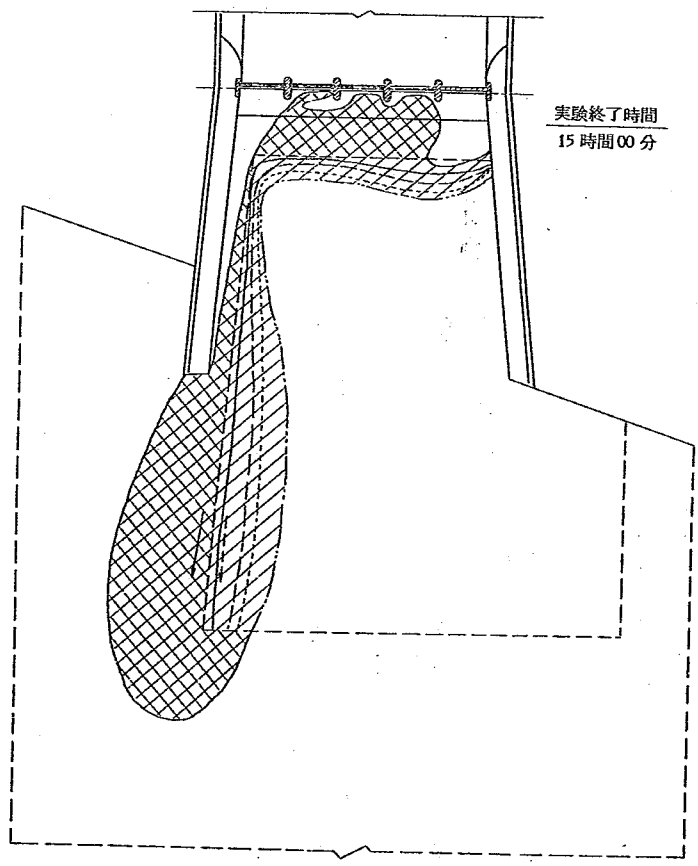


図 3. 3 9　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験２５）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Goc＝No.1 部分開放（ B ≒ —— m ）

Ho ＝T.P＋0.350m

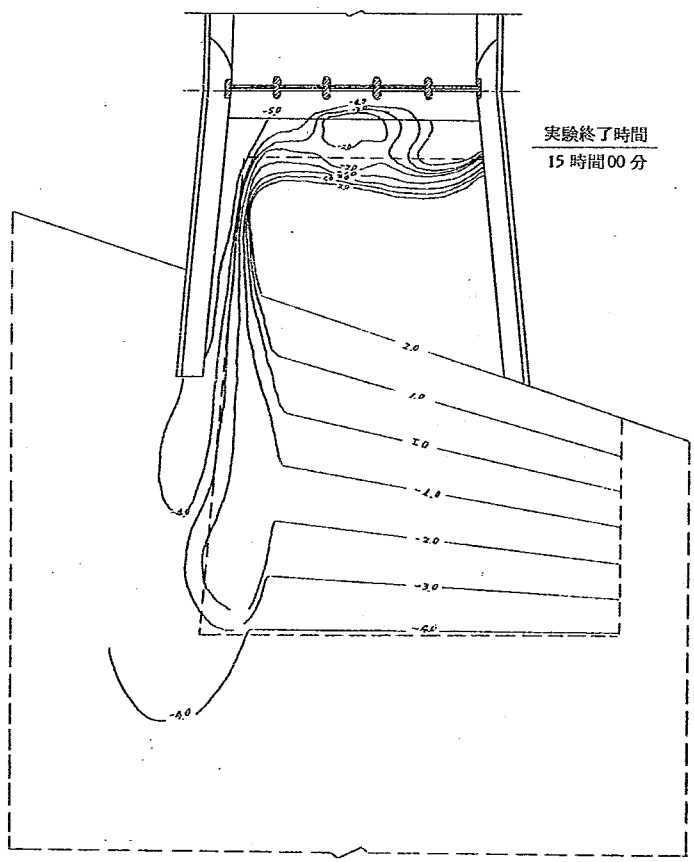


図 3.40　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験26）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P＋2.000m

Qoc ＝No.1 部分開放（B＝ —— m）

Ho ＝T.P＋0.350m

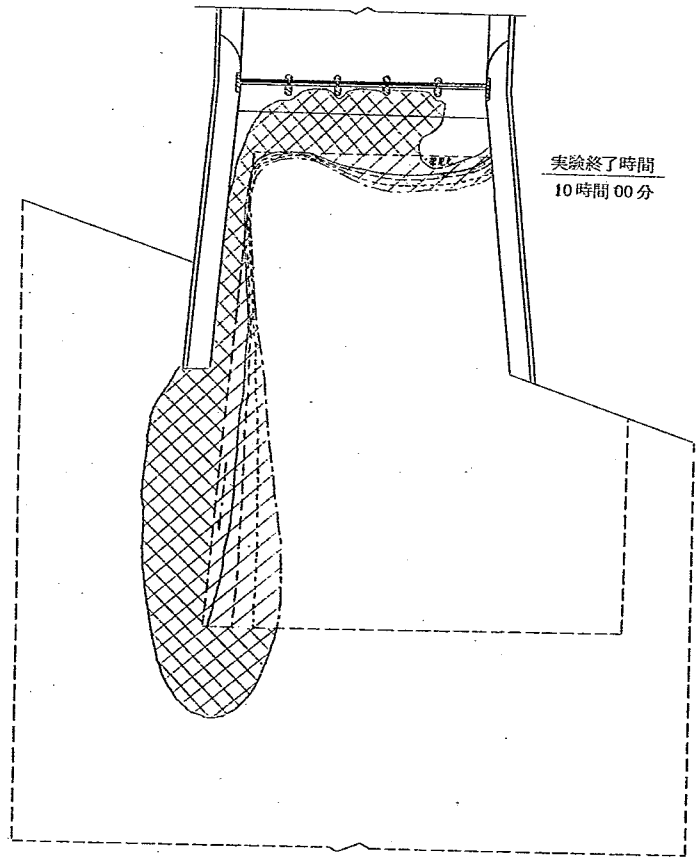


図 3. 4 1　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験２６）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P+2.000m

Goc ＝No.1 部分開放（B ≒ —— m）

Ho ＝T.P+0.350m

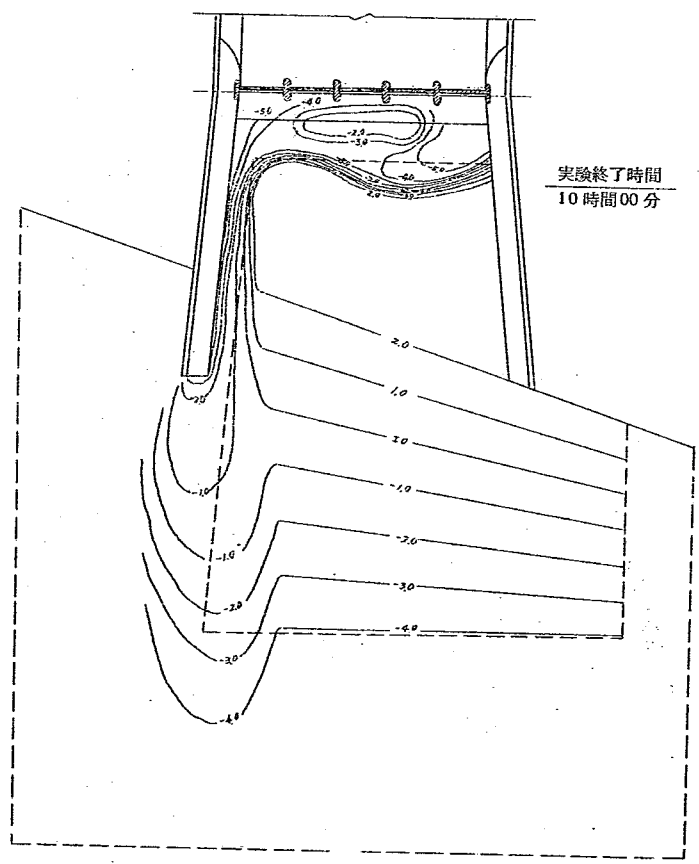


図 3.4 2　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験２７）

Q ＝150㎥/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Qoc ＝No.1部分開放（B ≒ ―― m）

Ho ＝T.P＋0.350m

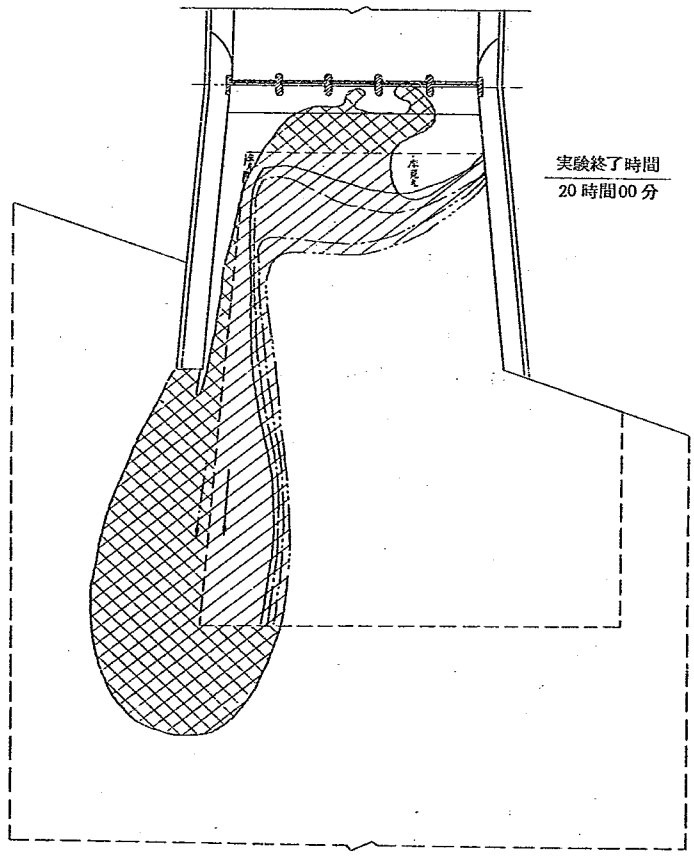


図 3.43　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験27）

Q ＝150 m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Qoc ＝No.1部分開放（B≒ ―― m）

Ho ＝T.P＋0.350m

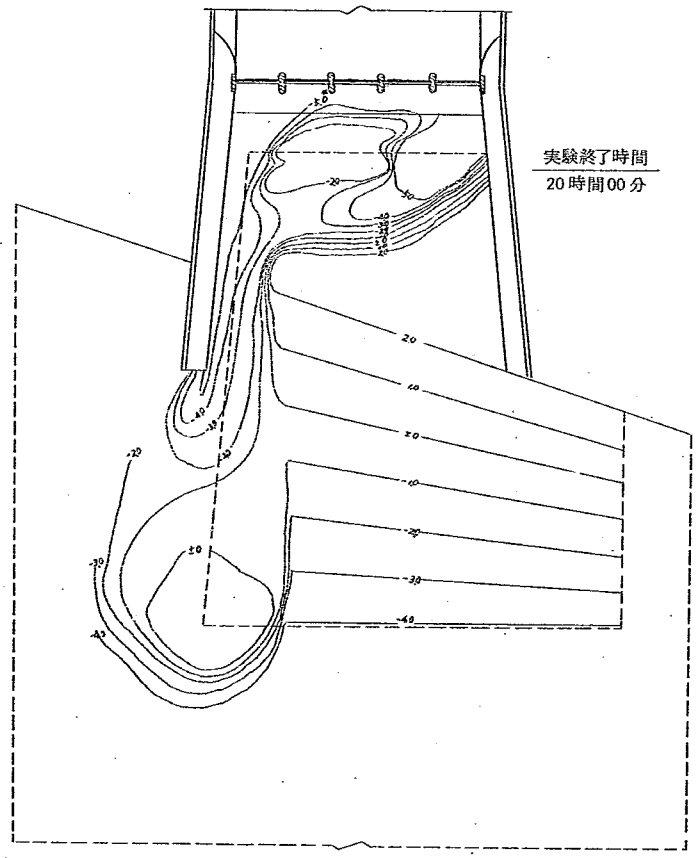


図 3. 4 4　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実　験　条　件　（実験２８）

Q　＝１５０m³/Sec

H　＝T.P+2.000m

Goc＝No.1 部分開放（B ≒ ——— m）

Ho　＝T.P+0.350m

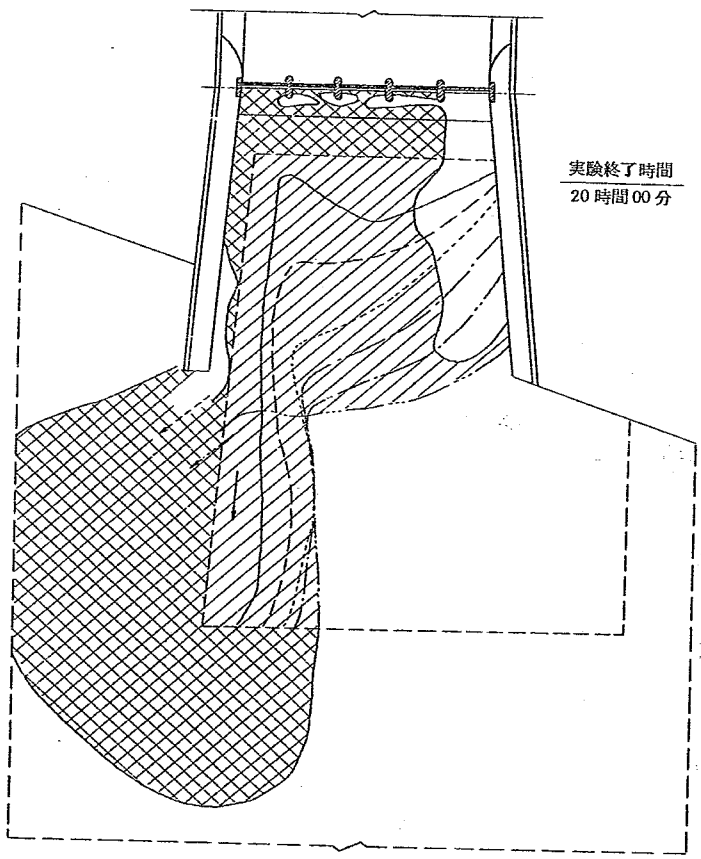


図3.45　河河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験28）

Q ＝ 1.50 m³/Sec

H ＝ T.P ＋ 2.000 m

Goc ＝ No.1 部分開放（ B ＝ ―― m ）

Ho ＝ T.P ＋ 0.350 m

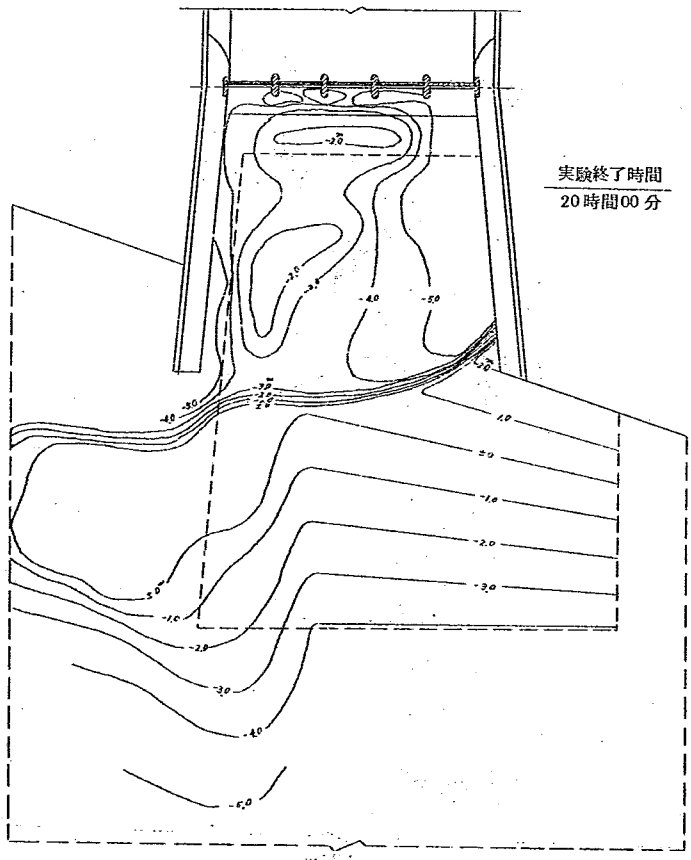


図 3.46　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験29）

Q ＝200㎥/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Goc ＝No.1部分開放（B≒ ―― m）

Ho ＝T.P＋0.350m

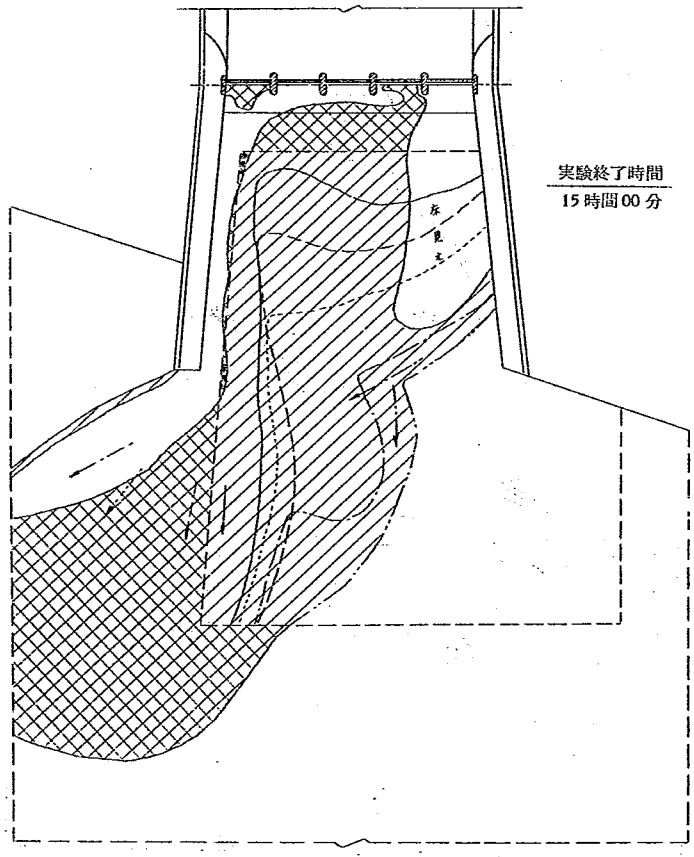


図3.47　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験29）

Q ＝ 200m³/Sec

H ＝ T.P+0.900m

Qoo ＝ No.1部分開放（B ≒ —— m）

Ho ＝ T.P+0.350m

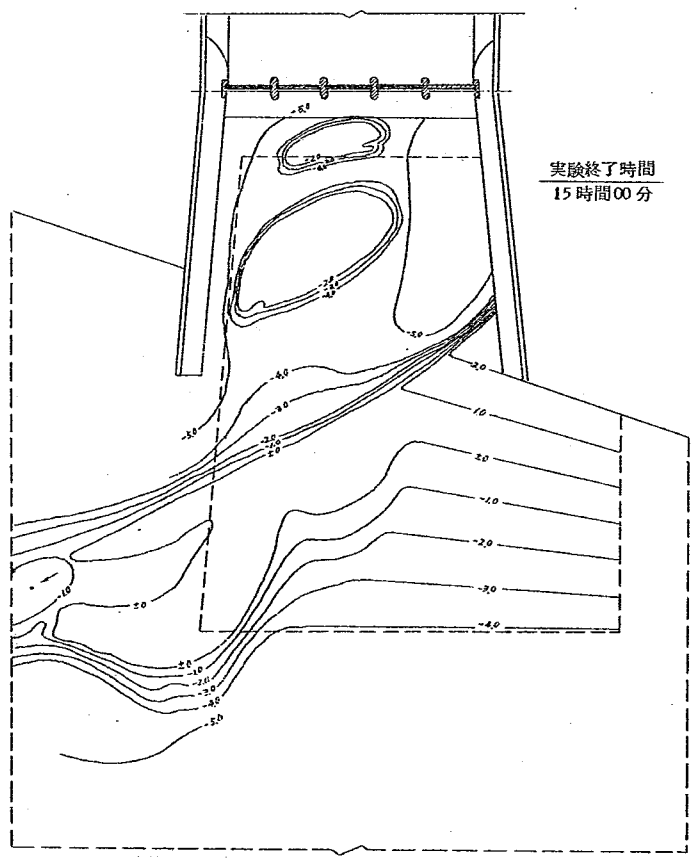


図3.48　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

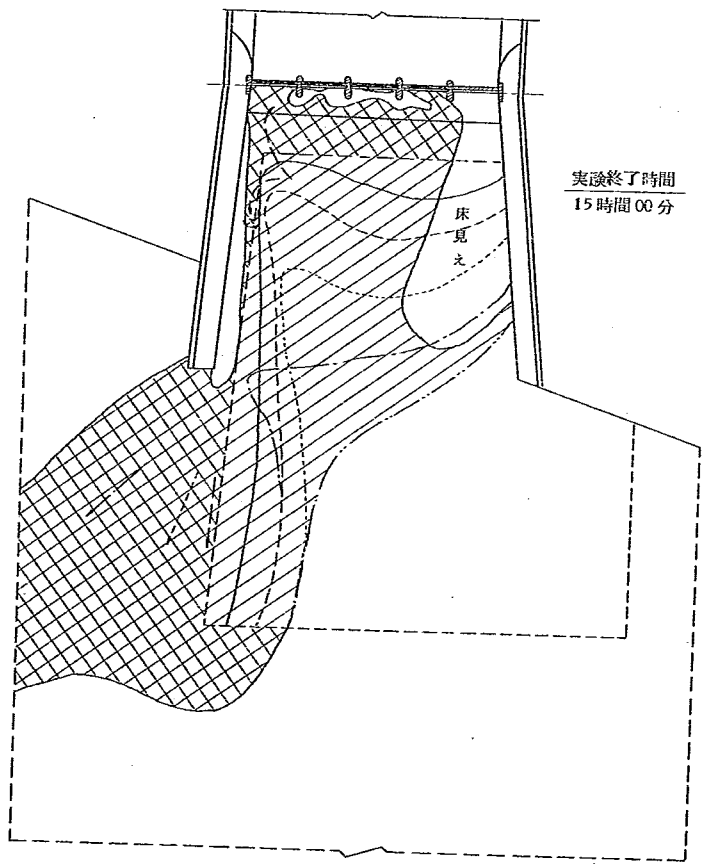
実験条件（実験30）

Q ＝200m³/Sec

H ＝T.P+2.000m

Goc＝No 1.部分開放（B≒ ―― m）

Ho ＝T.P+0.350m



実験終了時間
15時間00分

図 3.49　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験30）

Q ＝200m³/Sec

H ＝T.P＋2.000m

Gcc＝No 1 部分開放（ B≒ ——m ）

Ho ＝T.P＋0.350m

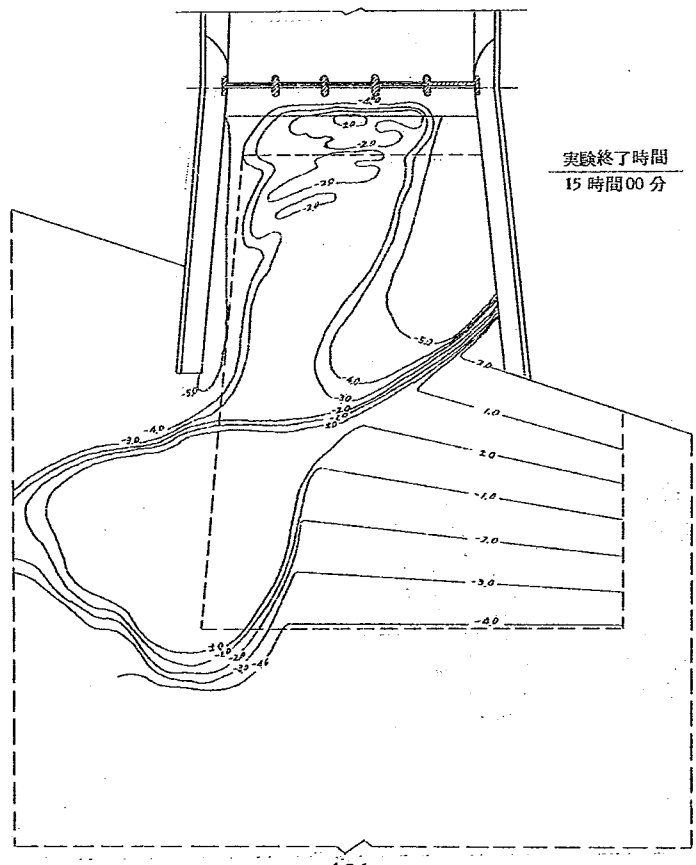


図3.50　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験31）

Q　＝100㎥/Sec

H　＝T.P＋0.900m

Qoc ＝No.1部分開放（B＝——m）

Ho　＝T.P＋0.350m

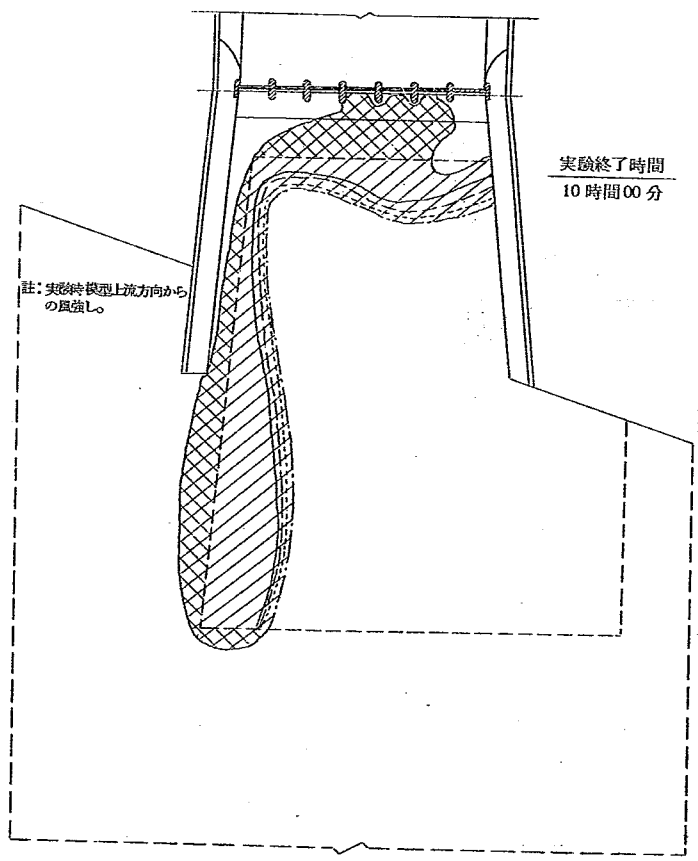


図3.51　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験31）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P+0.900m

Goc ＝No.1.部分開放（B≒——m）

Ho ＝T.P+0.350m

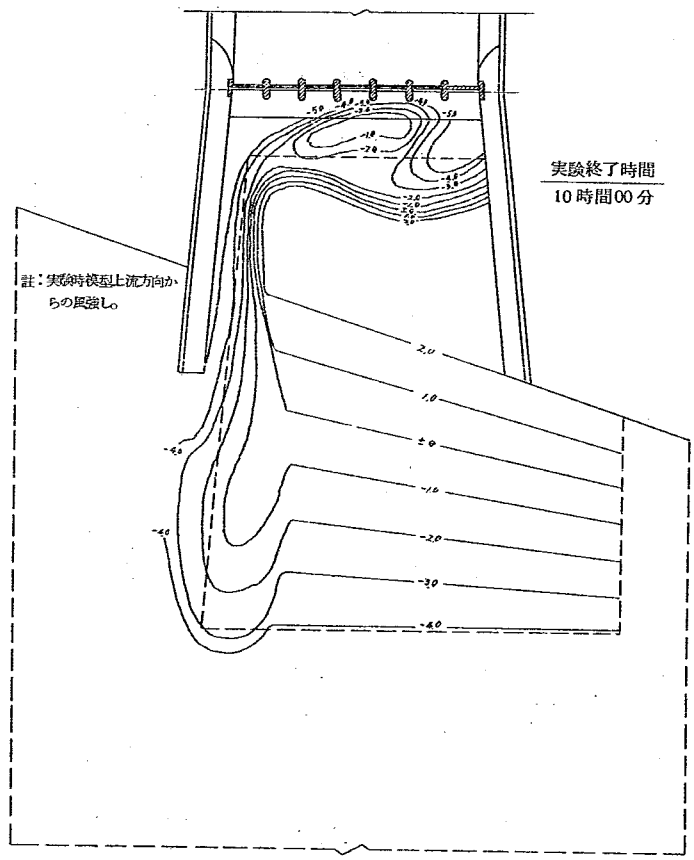


図 3.5 2　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験３２）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P＋2.000m

Goc＝No 1 部分開放（B＝ ——— m）

Ho ＝T.P.＋0.350m

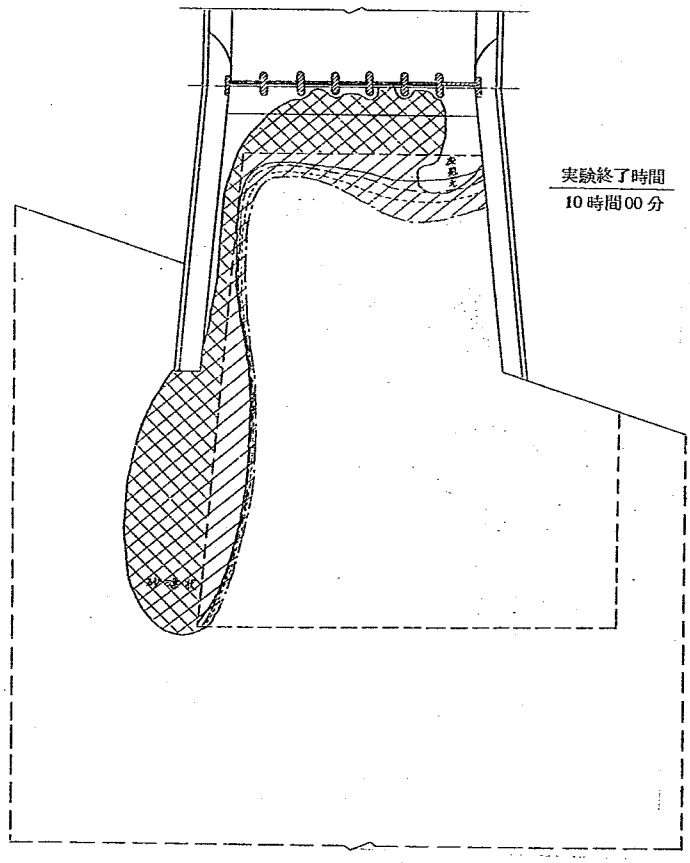


図3.53　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験32）

Q ＝100m³/Sec

H ＝T.P＋2.000m

Qoc＝No.1部分開放（B≒ —— m）

Ho ＝T.P＋0.350m

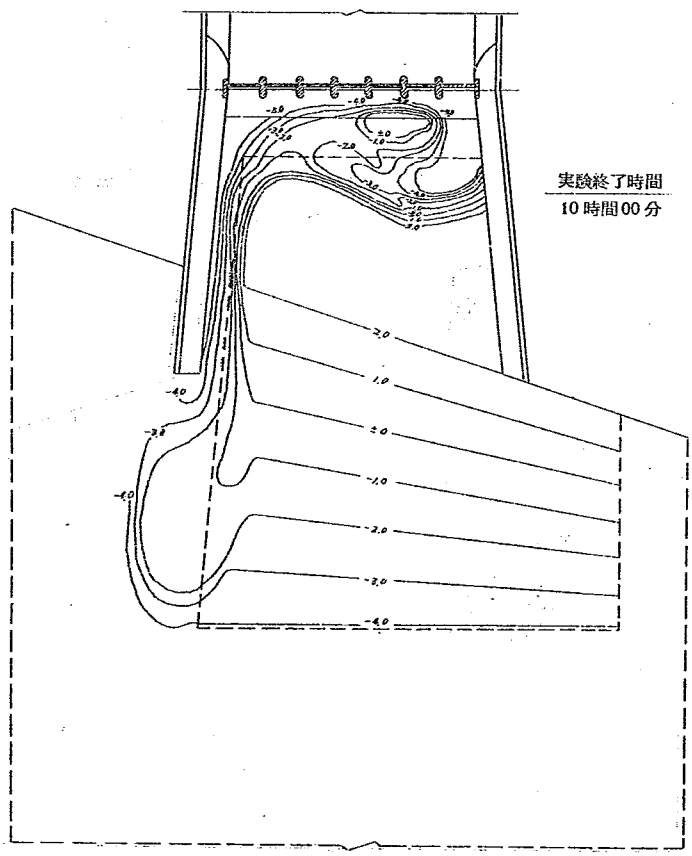


図 3.5 4　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験33）

Q ＝150m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Qgc ＝No.1 部分開放（B≒ —— m）

Ho ＝T.P＋0.350m

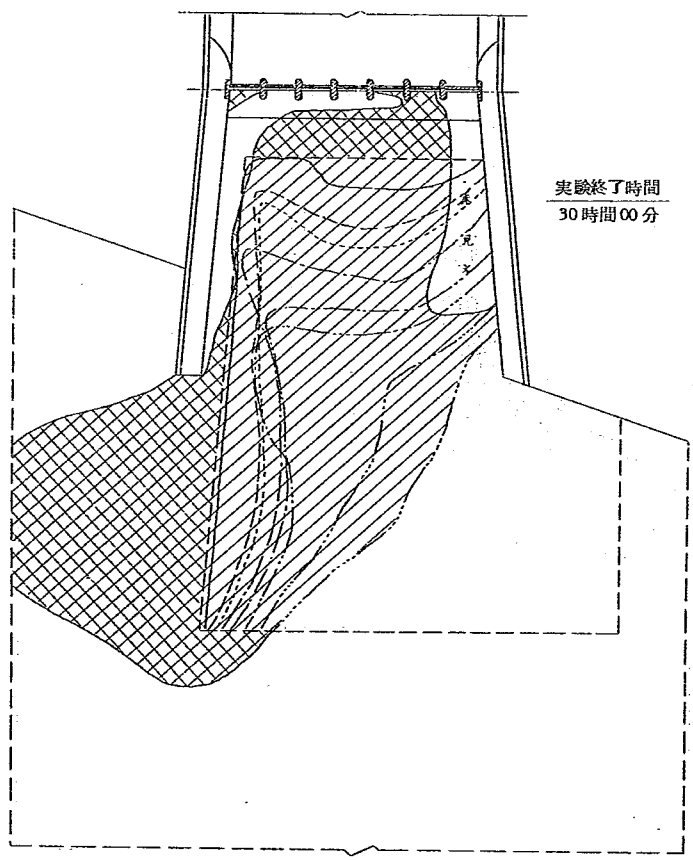


図 3.5 5　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験3 3）

Q ＝1 5 0m³/Sec

H ＝T.P＋0.9 0 0m

Qco＝No.1 部分開放（ B＝ —— m ）

Ho ＝T.P＋0.3 5 0m

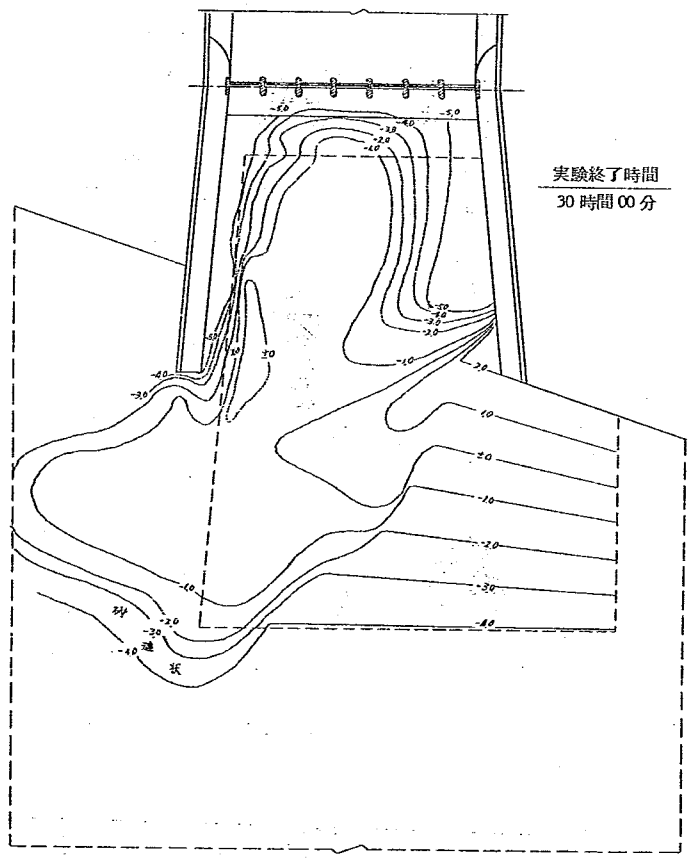


図3.5.6　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験34）

Q ＝150㎥/Sec

H ＝T.P＋2.000m

Gac＝No.1部分開放（B≒——m）

Ho＝T.P＋0.350m

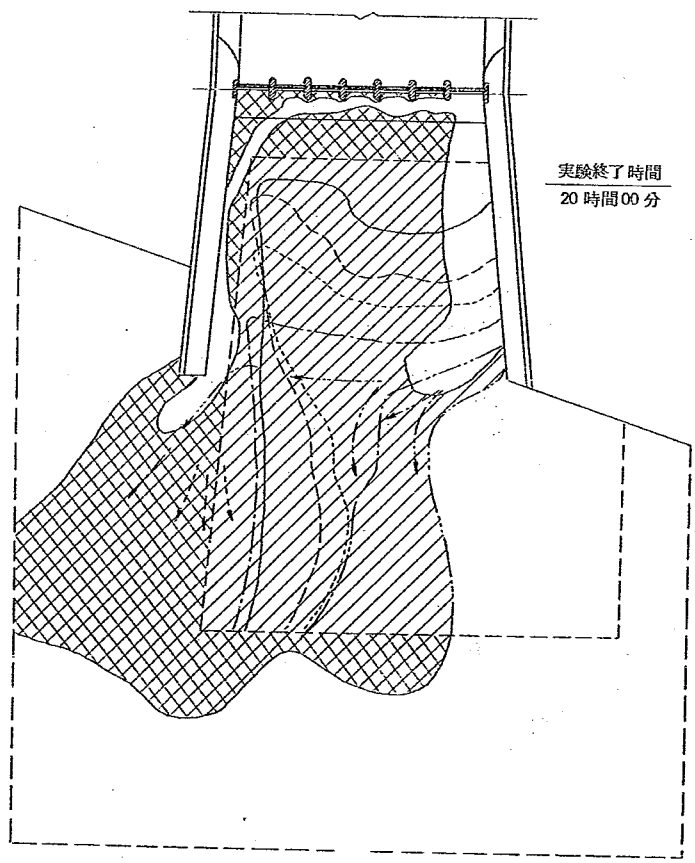


図 3.5 7　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実 験 条 件 （実験３４）

Q ＝150㎥/Sec

H ＝T.P＋2.000m

Gec＝No 1 部分開放（B ≒ ―― m）

Ho ＝T.P＋0.350m

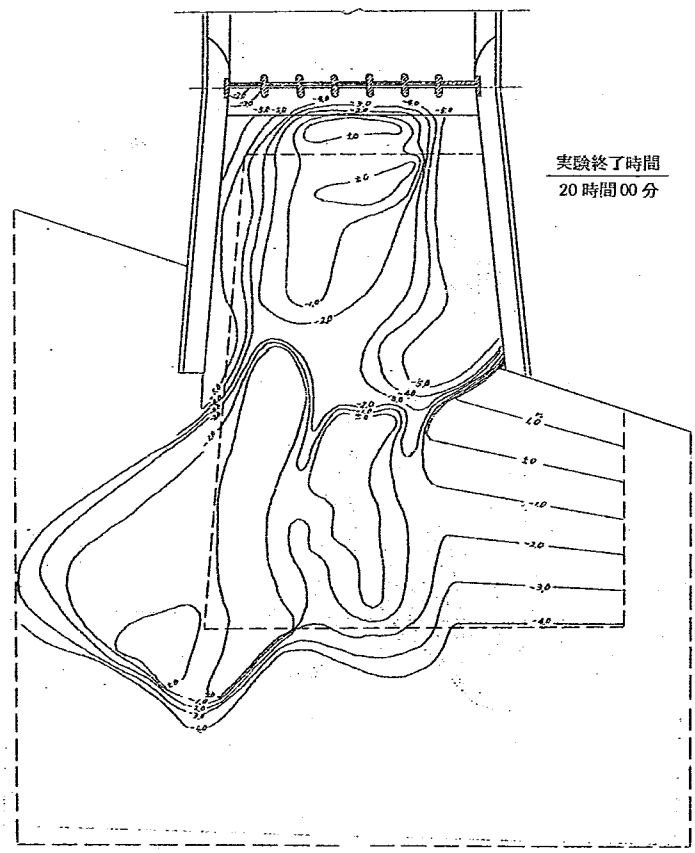


図 3.5 8　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実 験 条 件 （実験35）

Q ＝200m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Goo ＝No.1部分開放（B ≒ ——m）

Ho ＝T.P＋0.350m

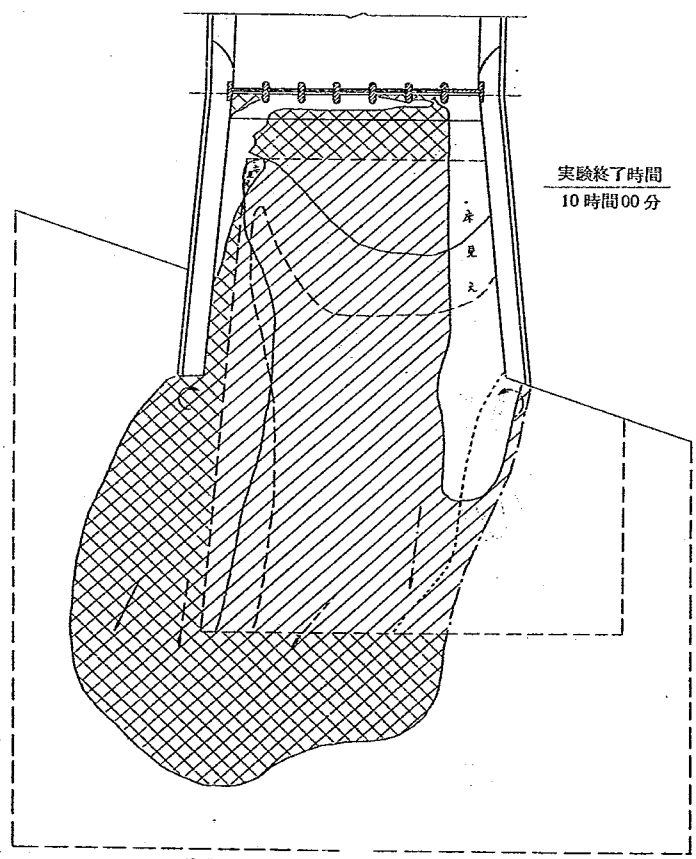


図3.59　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験35）

Q ＝200m³/Sec

H ＝T.P＋0.900m

Gqc＝No.1部分開放（B≒ ―― m）

Ho ＝T.P＋0.350m

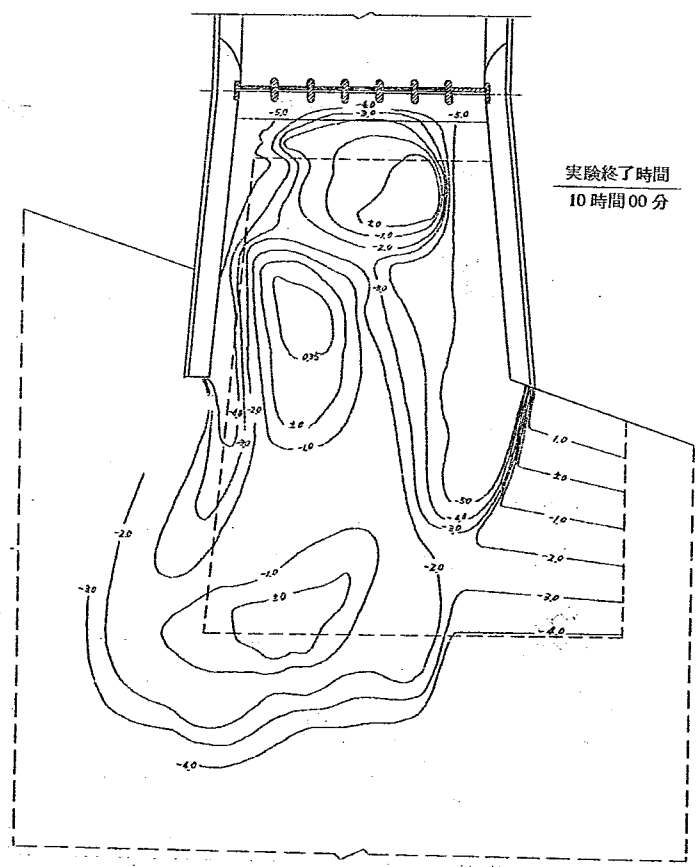


図3.60　河口附近の閉塞砂州の流掃状態平面図

実験条件（実験36）

Q ＝200㎥/Sec

H ＝T.P+2.000m

Gqc ＝No.1.部分開放（B≒ —— m）

Hc ＝T.P+0.350m

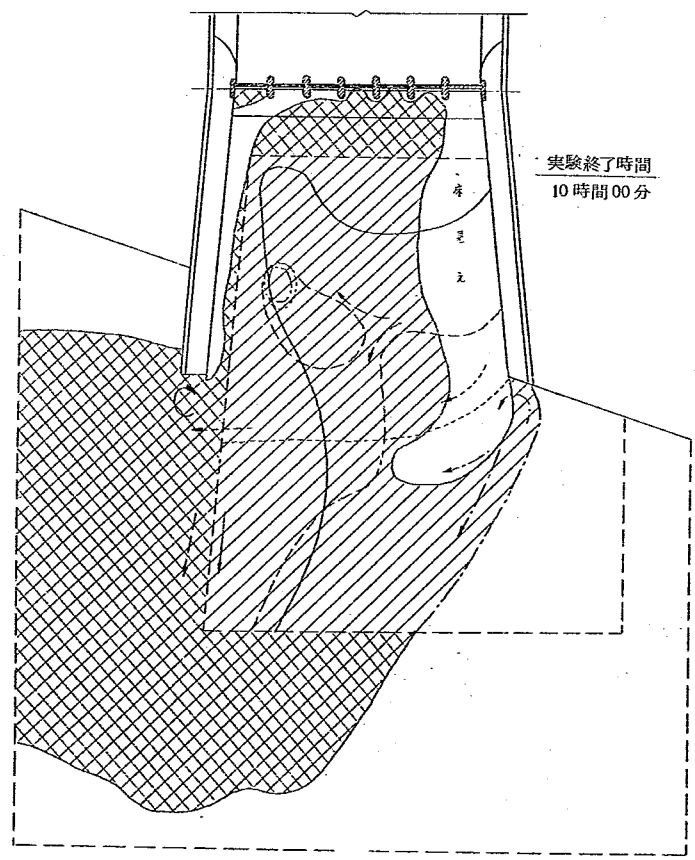


図3.61　河口附近の閉塞砂州の流掃状態コンター図

実験条件（実験36）

Q ＝200m³/sec

H ＝T.P+2.000m

Gpc ＝No.1 部分開放（B ≒ ——m）

Ho ＝T.P+0.350m

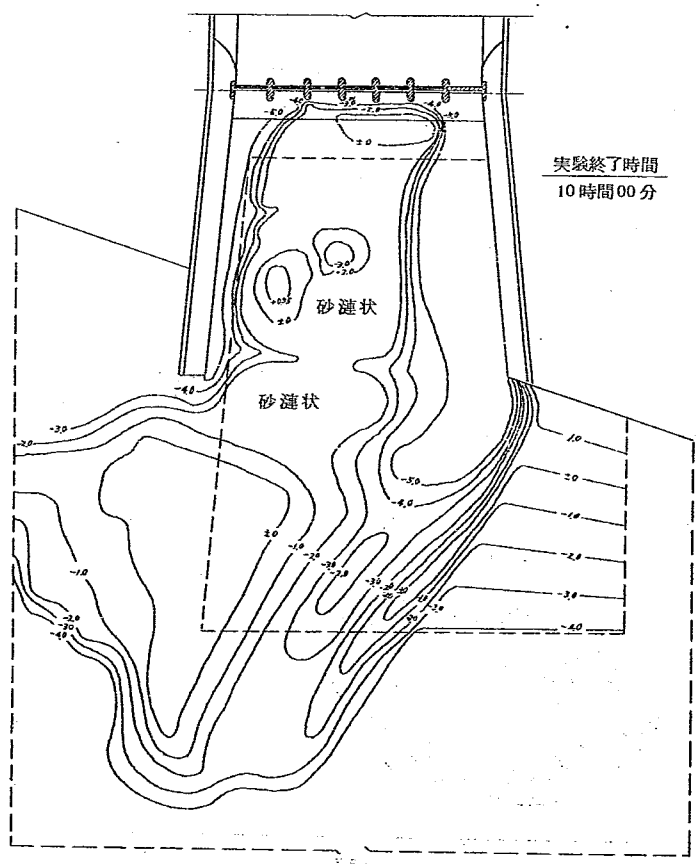


図 3.6 3　実験終了時における流量，上流水位，ゲート開度，潮位，関係図

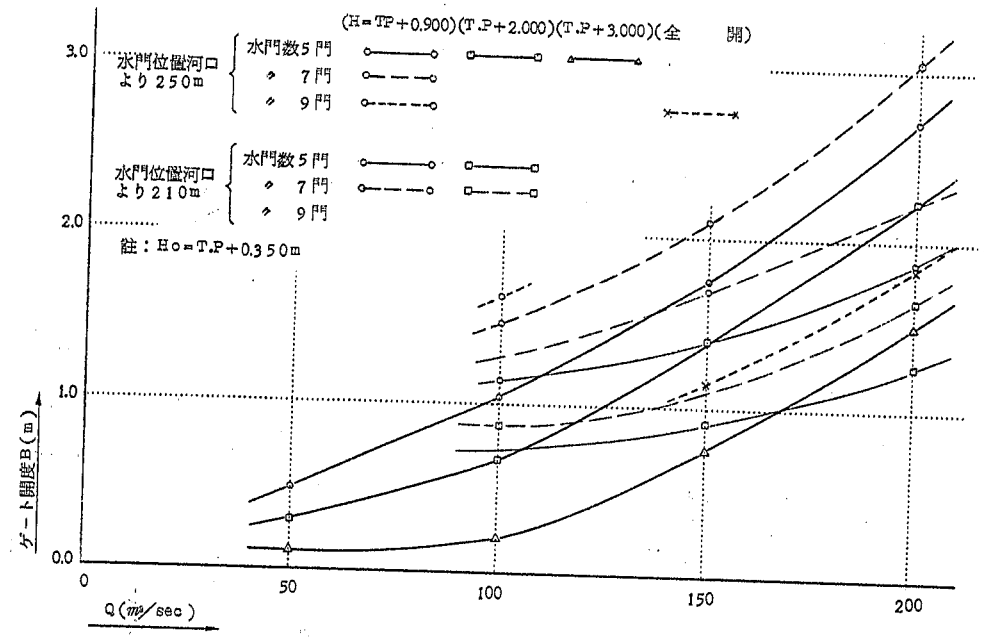
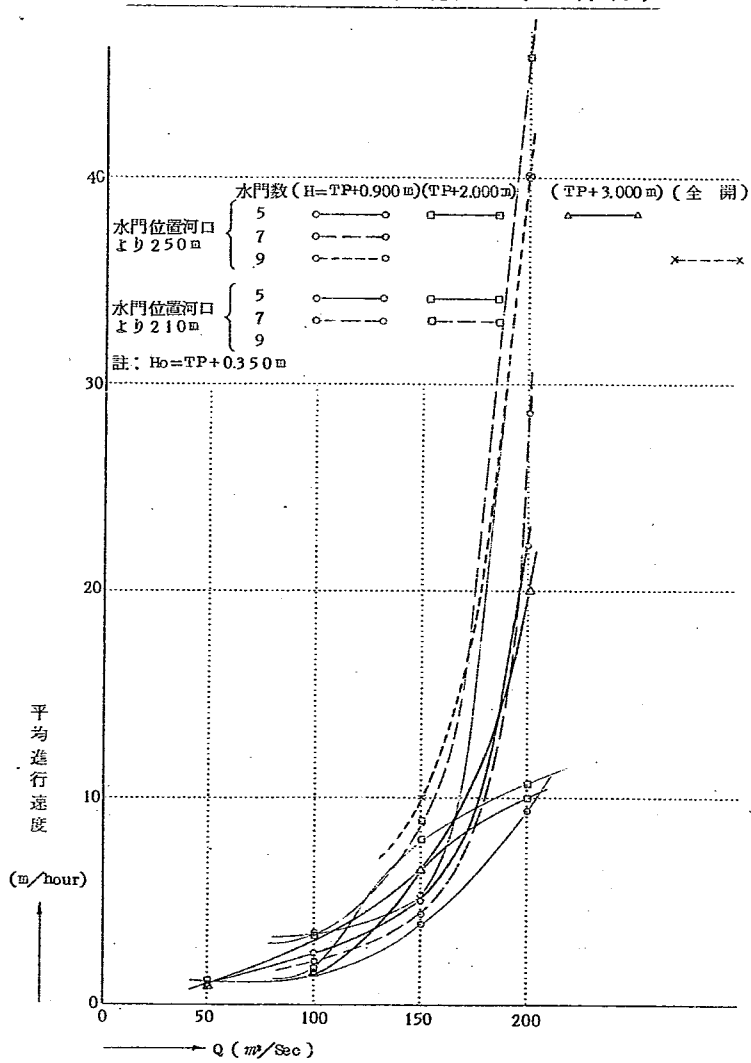
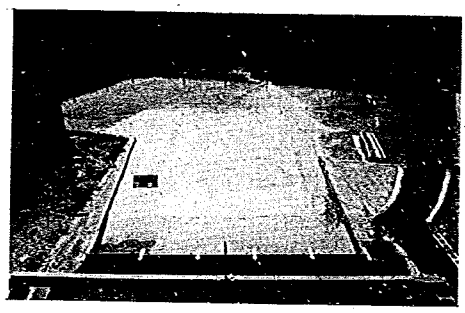
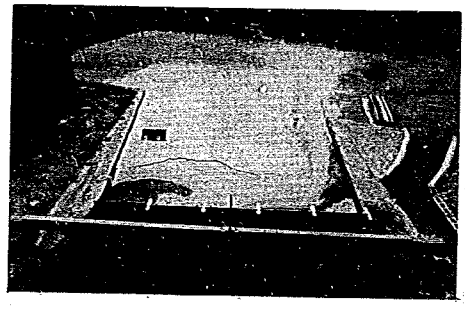


図 3.6 2　河口開口浸食平均進行速度（1時間当り）

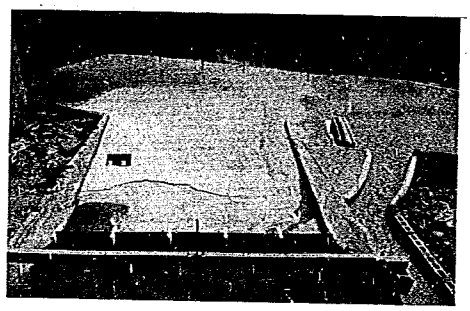




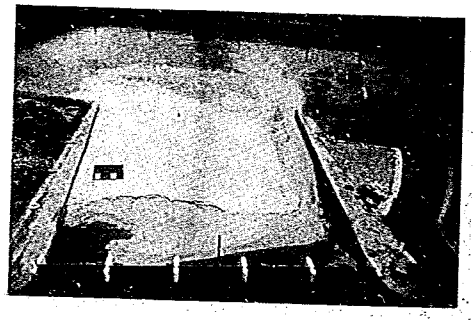
写真—3.1　閉塞砂州の流掃状態を上流より $\left\{\begin{array}{l} Q = 50\,m^3/sec \quad G.o.c = No1\ 部分開放(5門) \\ H = E.L\ 0.900\,m\ 下流勾配 = 1:10\ (河口位置250m) \\ Ho = E.L\ 0.350\,m\ 時間 = 0分(開始時) \end{array}\right.$



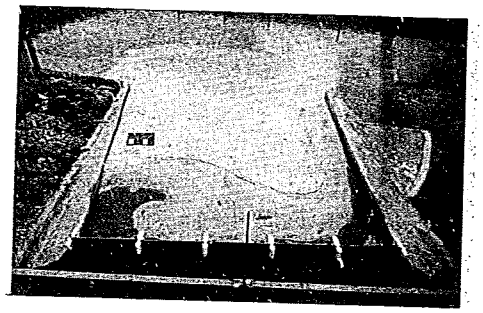
写真—3.2　閉塞砂州の流掃状況を上流より $\left\{\right.$ 仝　　上　　時間＝1時間



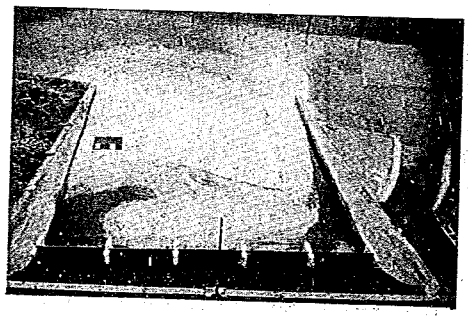
写真—3.3　閉塞砂州の流掃状況を上流より $\left\{\right.$ 仝　　上　　時間＝25時間



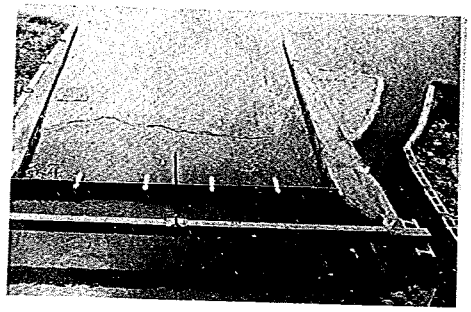
写真—3.4 閉塞砂州の流掃状況を上流より $\begin{cases} Q = 100 m^3/Sec & G.o.c = No1 \text{ 部分開放 (5門)} \\ H = E.L\ 2.000\,m & \text{下流勾配} = 1:10 (\text{河口堰位置} 250m) \\ Ho = 0.350\,m & \text{時間} = 1 \text{ 時間} \end{cases}$



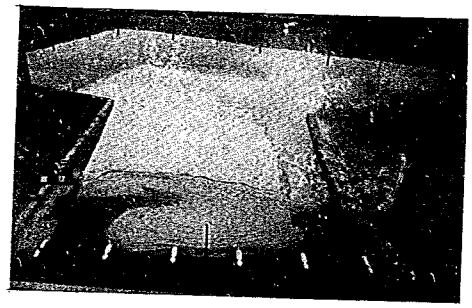
写真—3.5 閉塞砂州の流掃状況を上流より $\begin{cases} \text{全} \qquad \text{上} \\ \text{時間} = 10 \text{ 時間} \end{cases}$



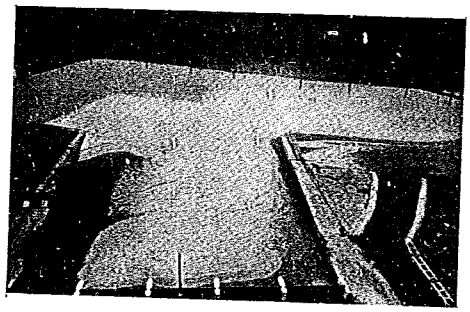
写真—3.6 閉塞砂州の流掃状況を上流より $\begin{cases} \text{全} \qquad \text{上} \\ \text{時間} = 20 \text{ 時間} \end{cases}$



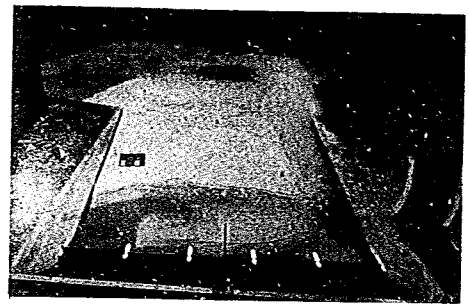
写真—3.7　閉塞砂州の流掃状況を上流より $\left\{\begin{array}{l} Q = 150\,m^3/sec \quad G.o.c = No.1\ 部分開放(5門) \\ H = E.L\ 2.000\,m\ 下流勾配 = 1:10(河口限位置250m) \\ Ho = E.L\ 0.350\,m\ 時間 = 1\ 時間 \end{array}\right.$



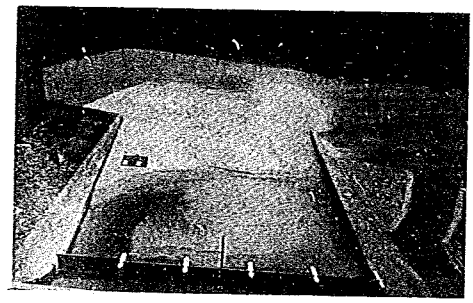
写真—3.8　閉塞砂州の流掃状況を上流より $\left\{\right.$ 仝　上　時間＝3時間



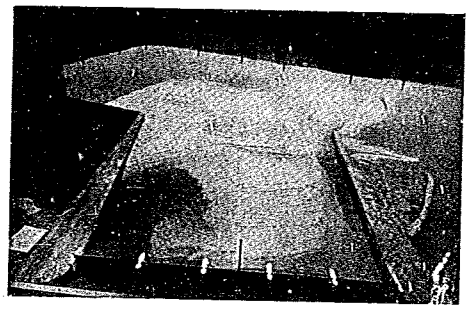
写真—3.9　閉塞砂州の流掃状況を上流より $\left\{\right.$ 仝　上　時間＝25時間



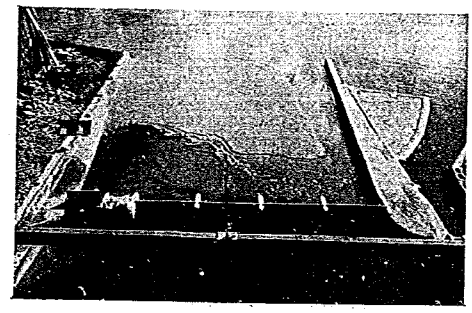
写真—3.10 閉塞砂州の流掃状況を上流より { Q ＝200 m³/Sec　G.o.c＝No.1 部分開放（5門）
H ＝E.L 2.000m　下流勾配＝1：10(河口堰位置250m)
Ho＝E.L 0.350m　時間＝1時間



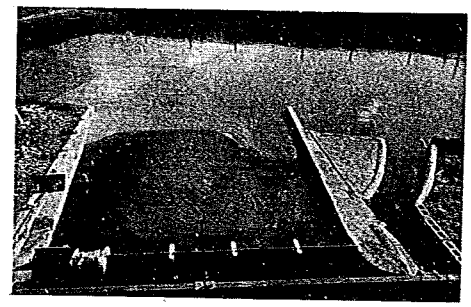
写真—3.11 閉塞砂州の流掃状況を上流より { 仝　上　時間＝3時間



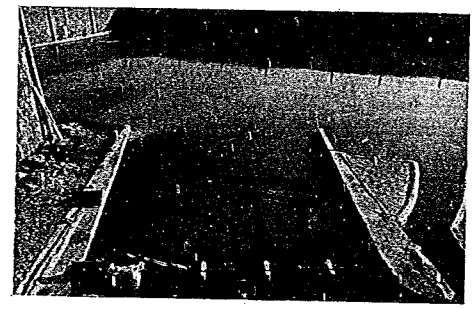
写真—3.12 閉塞砂州の流掃状況を上流より { 仝　上　時間＝5時間



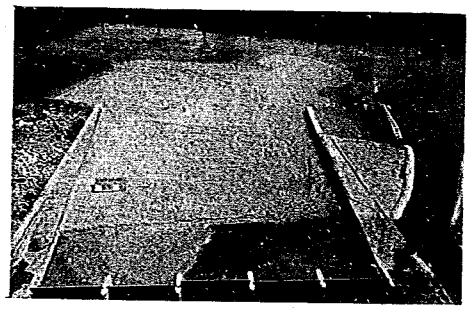
写真—3.13 閉塞砂州の流況状況を上流より { Q ＝150 m³/sec　G.o.c ＝No.1 部分開放（9門）
H ＝E.L 0.900 m　下流勾配＝1：10(河口堰位置210m)
Ho＝E.L 0.350 m　時間＝1：00



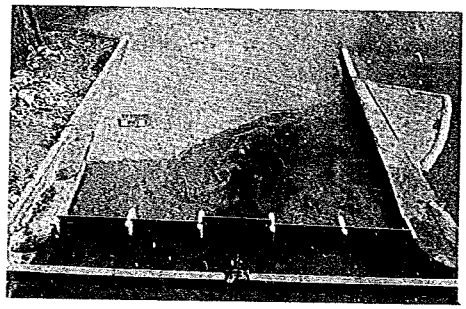
写真—3.14 閉塞砂州の流況状況を上流より { 仝　上　時間＝5：00



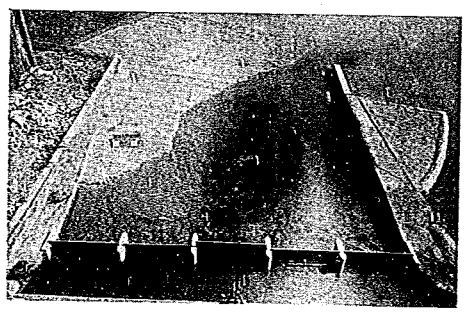
写真—3.15 閉塞砂州の流況状況を上流より { 仝　上　時間＝15：00



写真—3.16 閉塞砂州の流掃状態を上流より { Q ＝200 m³/Sec　G.o.c＝No.3 部分開放（5門）
H ＝E.L 0.900 m　下流勾配＝1：10（河口堰位置210m）
Ho＝E.L 0.350 m　時間＝0：00



写真—3.17 閉塞砂州の流掃状況を上流より { 仝　上　時間＝1：00



写真—3.18 閉塞砂州の流掃状況を上流より { 仝　上　時間＝5：00

4. 河口堰の機能に関する補足実験（F型水路）

この節の内容は前回検討のF型水路に対する補足実験の結果である。したがって，今日実験の場合とは，計画流量および模型とも異る。ただ参考となる結果も出ているので資料としてかかげるものである。

河口堰の設計機能検討の一部として，a水門操作による水門上流の流心の変化，b水門下流の流速分布，c深掘部の流速分布，d波浪による堆砂，e堆砂のフラッシュ，の五項目について補足実験が行われた。（これは，昭和38年度に実施されたものである。）

模型は，縮尺 1/60 で河床巾180mの等巾とし，河口から150mの位置に9門の水門を等間隔に設けてあり，水門より下流の左右導流壁は15：1の割合で河巾を拡げ直壁となっている。これはF型水路である。図4.1および図4.2に模型の縦横図を示す。

なお，この実験に使用した模型は，実験場の都合で，現地の平面形を裏返しした形に作られたもので，左右の関係が実物と反対になっている。

報告書では左右岸の関係はすべて模型のままとし，数値は実物値で表わした。

(1) 水門操作による上流流心の変化

水門操作の影響が水門上流に及んで，蛇行現象が発生することがあるか，また堤内蛇行した場合に砂堆を取り除くことができるかという問題を実験によって検討する。

実験内容は水門操作と模型上流端の流入条件の操作を行って，a流速（水路底より5mm点の流速），b流線（表面および水路底）c水位の測定を行うものである。実験条件は表4.1の9ケースとした。

表4.1　実験条件

潮位 Ho (T.P.m)	0.35	0.35	0.35
流量 Q (m³/S)	200	500	1,000
水門操作の仕方	右岸2門開	全開 左岸2門開 右 〃	右岸4門開
流入口における流れの片寄らせ方	左岸½開	全開 左岸½開	左岸½開 右 〃
実験数	1	6	2

実験結果は，流線を図 4.3～4.11，流速分布を図 4.12～4.20，水位を表 4.2 および図 4.21～4.22 に示す。

明らかにされた主要事項は次のようである。

a. 水門操作を行っても流れはあまり片寄ることなく，かなり直進するものである。この傾向は流量が多い（フルード数が大きい）ほど顕著であって，流量 200m³/S 程度のときは水門上流約 300m あたりで曲り始めるが，流量 500m³/S になると 50～100m に減じ，流量 1,000m³/S になると水門直上流まで直進し，この位置で急激に方向を転換するようになる。

b. 慣性が水門操作の影響をしのぎ，水門操作によって流線が曲るのは流れが水門にかなり近づいてからのことであるとみなすことができる。したがって，上流で堤内蛇行をしている場合に水門操作によってこれを是正することはかなり困難である。

c. 短かい不透過水制では，その影響が下流の短かい区間にとどまるのが通常であるが，上流で流れを片寄らせたときは，その影響がかなり下流にまでおよぶ。しかし，この結果からただちに水路の不安定性と蛇行傾向を論ずることはできない。

d. 水門上流水位は全開水門数，流量，下流水位等によって異るが，全開水門数および流量の影響が大きい。流量 1,000m³/S のときの左岸½開と右岸½開との水位差の生じる原因は，水路が海部に斜めに接続していることによる。すなわち海部までの距離の短い右岸側の水門が開いている場合の方が水位が低くなる。

e. 水門操作を行うとき上流水位が変化する。この関係を下流水位流量，全開水門数との関連において把握しておくことが望ましい。（未計算）

図 4.1　河川及海部縦断図（F型水路）

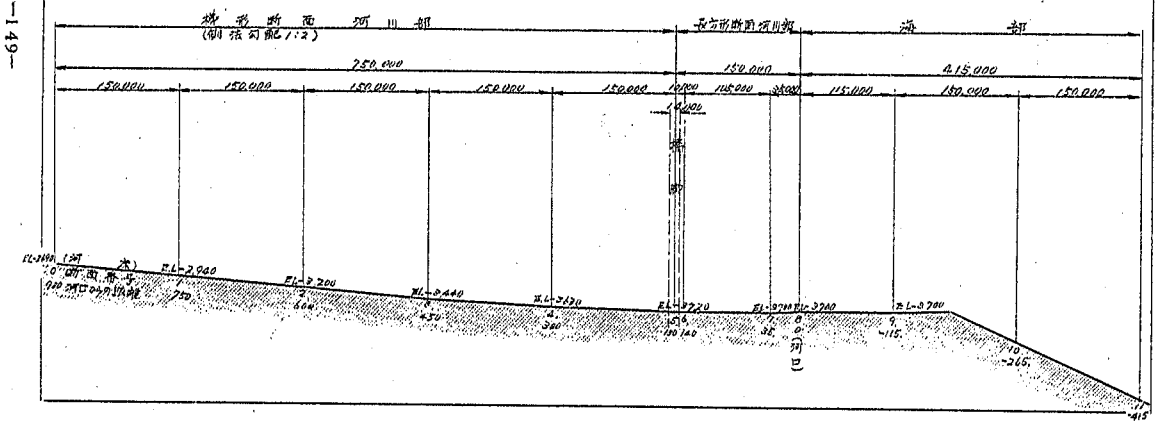
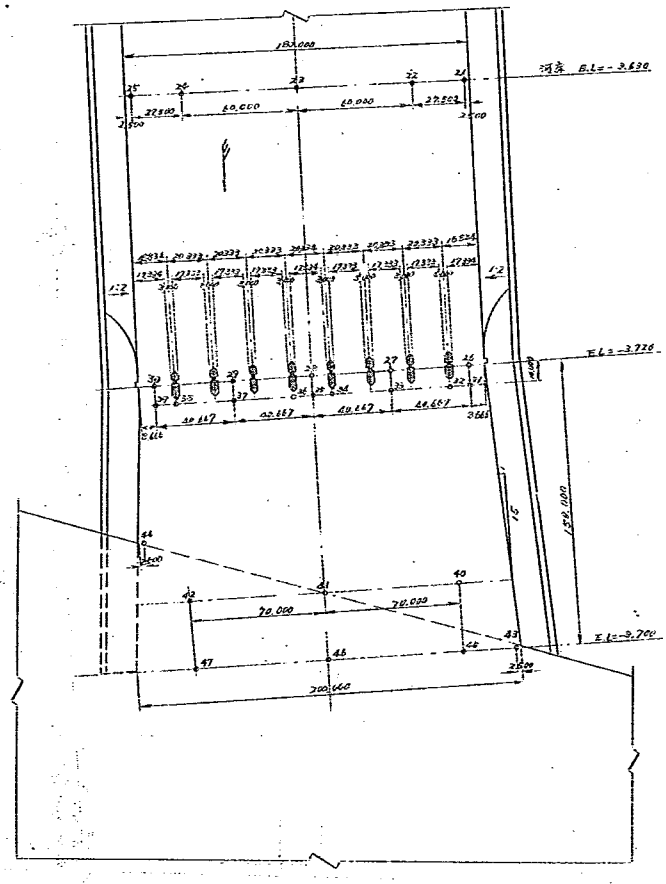


図４２　模型平面図（Ｆ型水路）

（河口及橋脚部附近流速，水位測定位置図）



凡　例

図43～411

表面流線 ———

底　流線 - - - -

死 水 域

図4.3　水門上流々線スケッチ図

流　　量＝200㎥/Sec

潮　　位＝E.L 0.350m

水門操作＝右岸側2門全開

流入口における流れの片寄せ方
＝左岸 1/2 開

○流線は表面はアルミニユウ粉を底は色素（過マンガン酸カリウム）溶解液を各々上流より順次流線を結ぶよう投入して観察記入した。

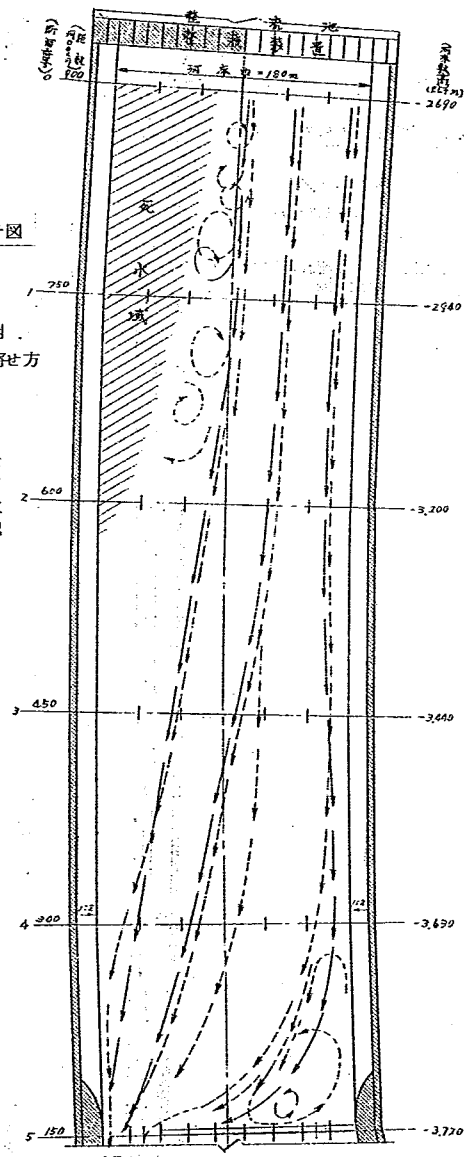


図４４　水門上流々線スケッチ図

流　　量＝５００㎥/Sec
潮　　位＝E.L 0.350m
水門操作＝全　開
流入口における流れの片寄せ方
　　＝全　開

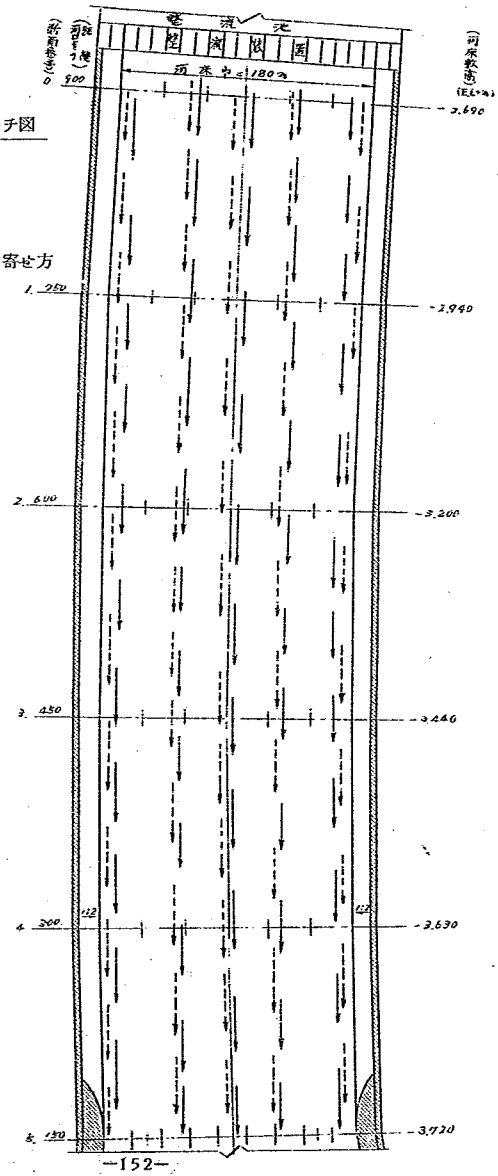


図45　水門上流々線スケッチ図

流　　量＝500㎥/Sec
潮　　位＝E.L0.350m
水門操作＝左岸側2門全開
流入口における流れの片寄せ方
　　＝全　開

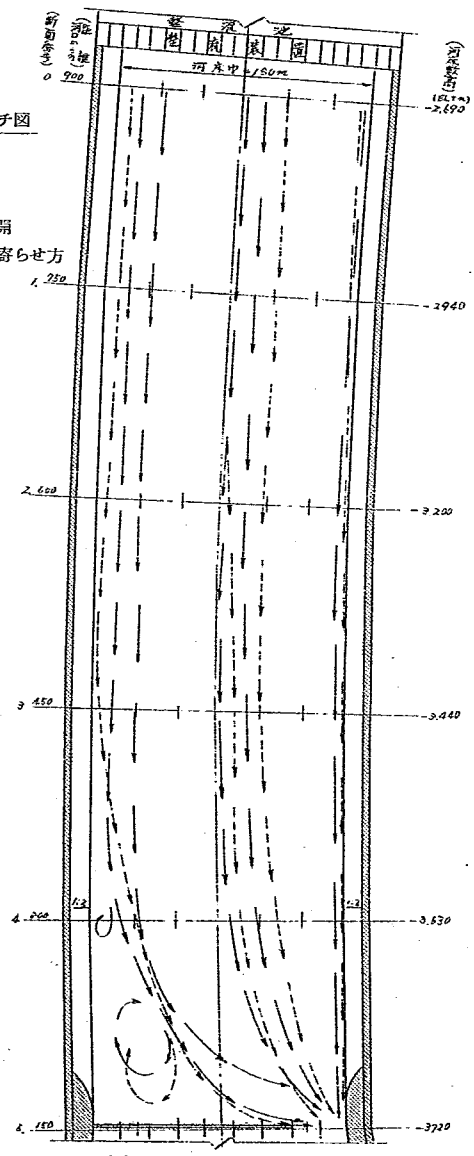


図46　水門上流々線スケッチ図

流　　量＝500m³/Sec
潮　　位＝E.L 0.350m
水門操作＝右岸側2門全開
流入口における流れの片寄せ方
　　＝全　開

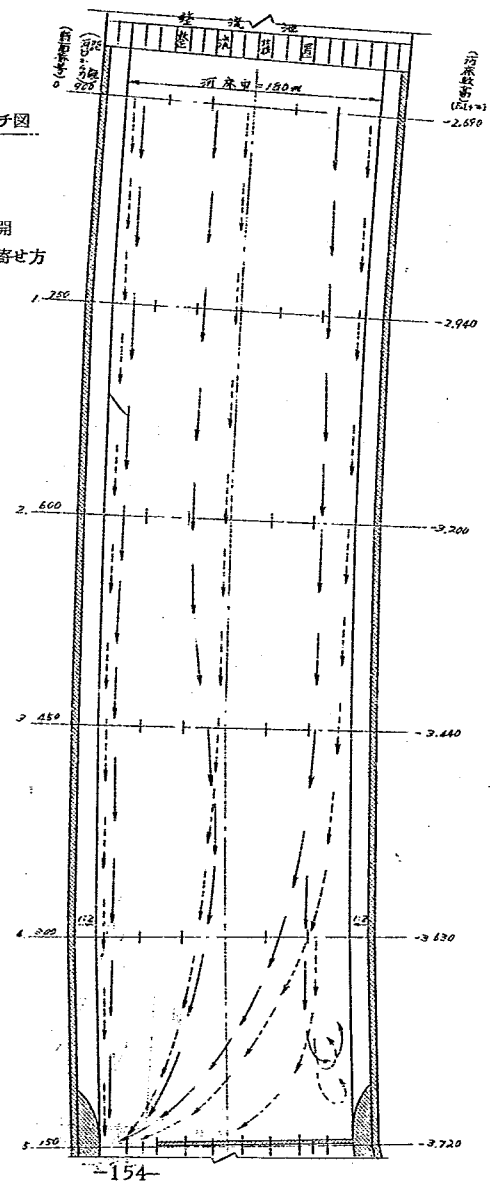


図4.7　水門上流々線スケッチ図

流　　量＝500m³/Sec
潮　　位＝E.L0.350m
水門操作＝全　開
流入口における流れの片寄せ方
　　＝左岸½開

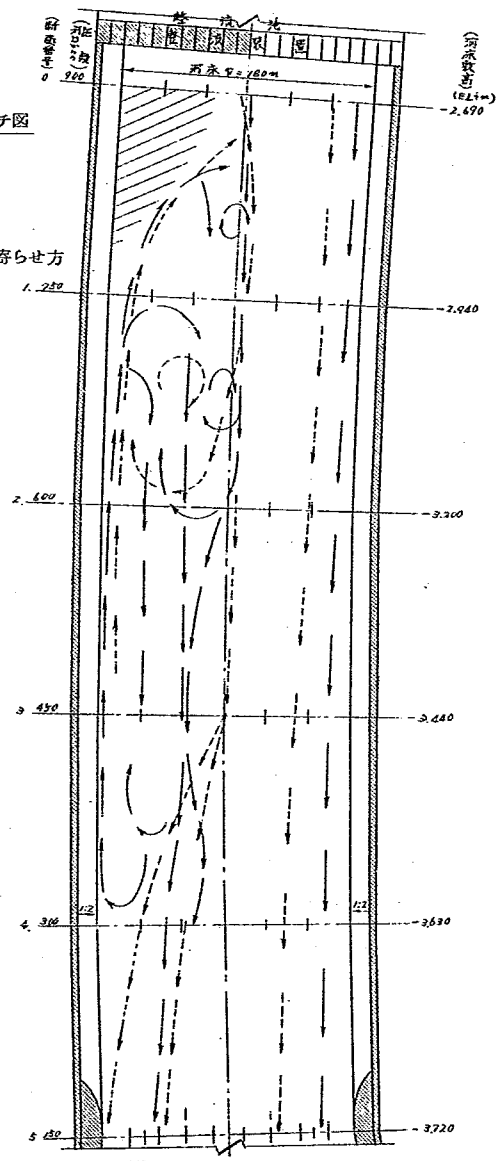


図48　水門上流々線スケッチ図

流　　量＝500㎥/Sec
潮　　位＝E.L0350m
水門操作＝右岸側2門全開
流入口における流れの片寄らせ方
　　＝左岸½開

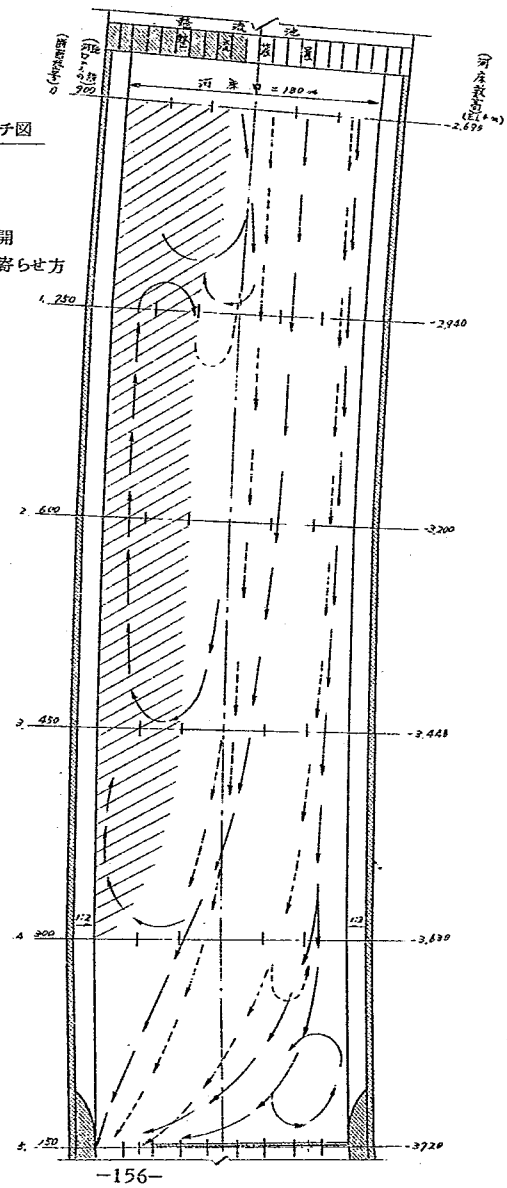


図４９　水門上流々線スケッチ図

流　　量＝５００㎥/Sec
潮　　位＝E.L 0.350m
水門操作＝左岸側２門全開
流入口における流れの片寄らせ方
＝左岸 1/2 開

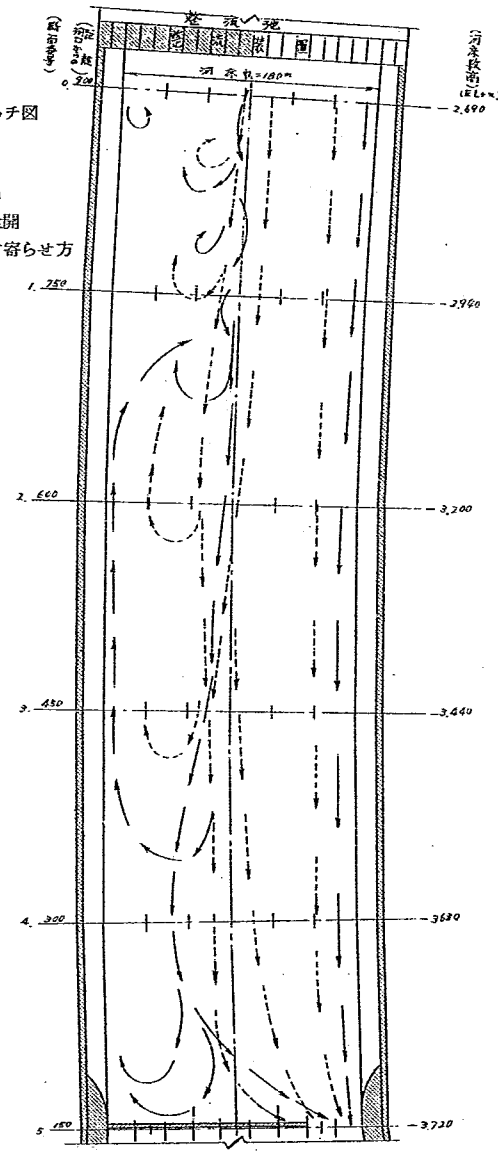


図410 水門上流々線スケッチ図

流　　量＝1,000m³/Sec
潮　　位＝E.L 0350m
水門操作＝右岸側4門全開
流入口における流れの片寄らせ方　＝　左岸3門開

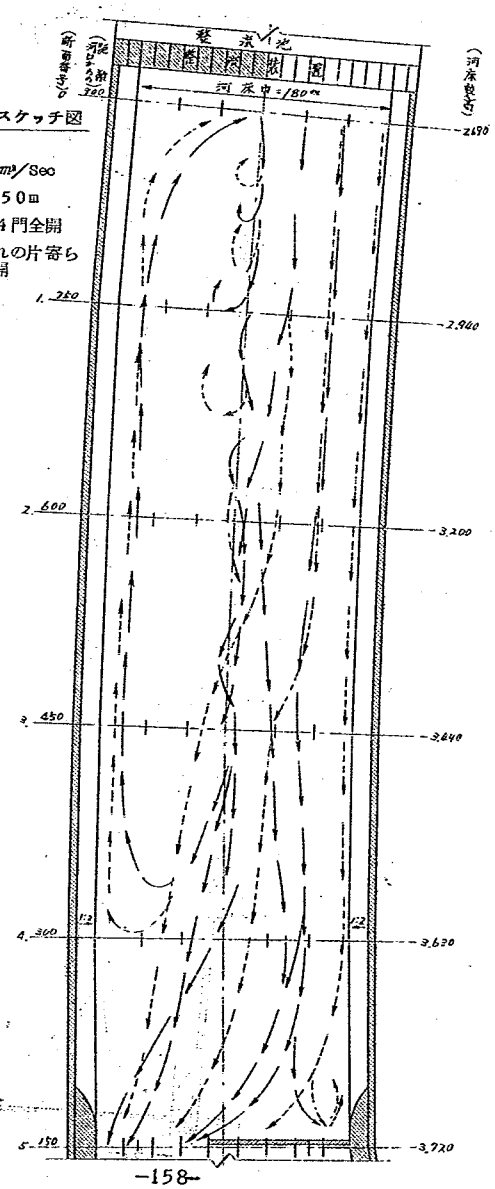


図411 水門上流々線スケッチ図

流　　量＝1,000 m³/Sec
潮　　位＝E.L 0.350 m
水門操作＝右岸側4門全開
流入口における流れの片寄らせ方
　　＝右岸1/2開

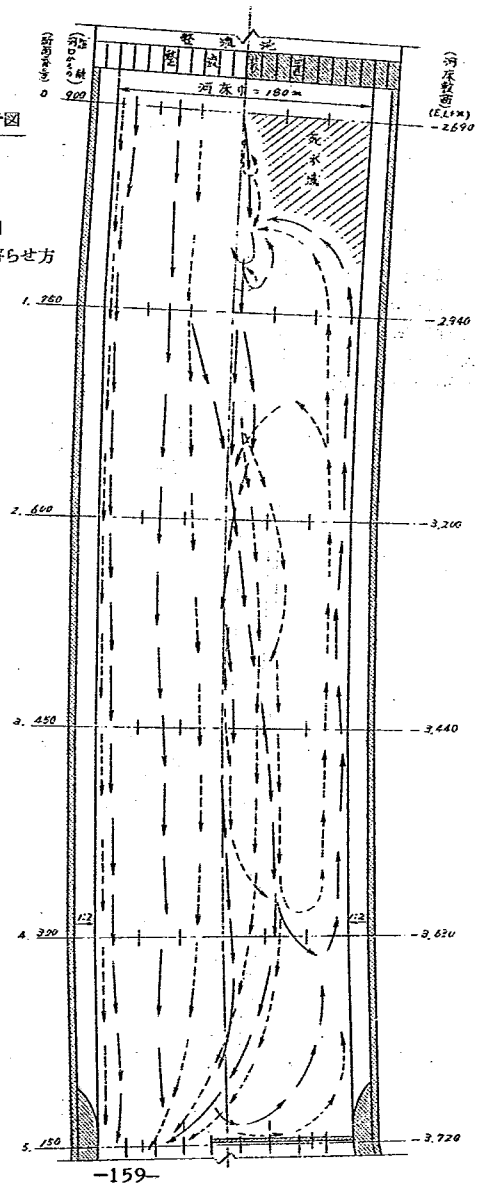


図４１２　水門上流部に於ける底流速分布図

流　　量＝２００㎥/Sec
潮　　位＝E.L 0.350m
水門操作＝右岸側２門全開
流入口における流れの
片寄らせ方＝左岸 1/2 開

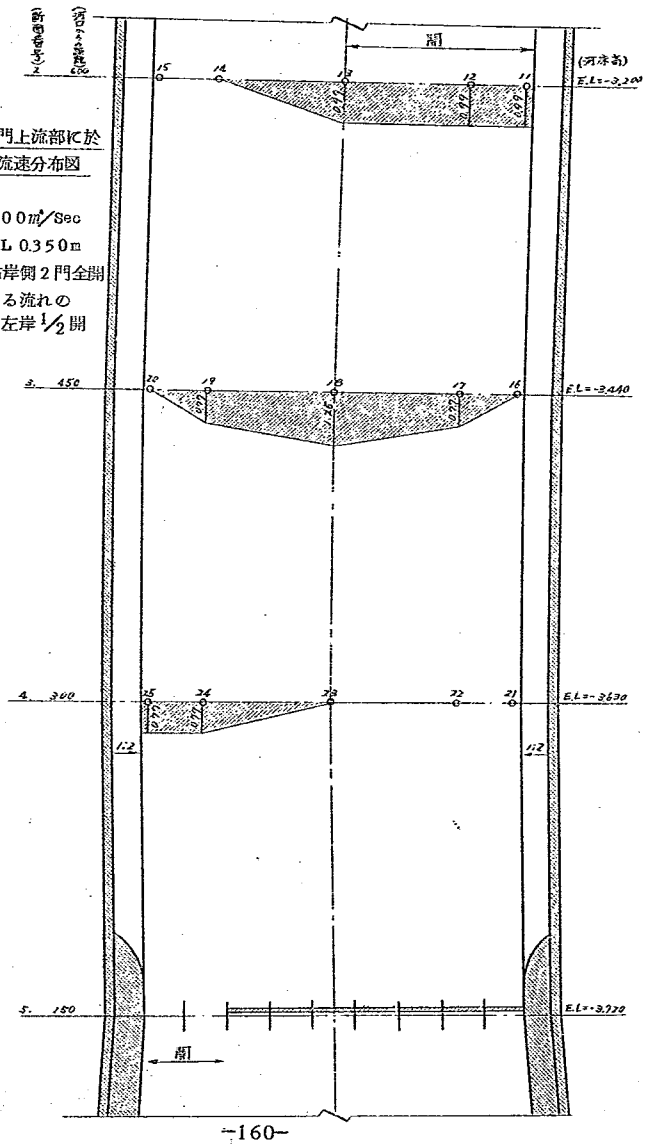


図4.13　水門上流部に於ける底流速分布図

流　　量＝ 500m³/Sec
潮　　位＝ E.L 0.350m
水門操作＝ 全　開
流入口における流れの片寄らせ方＝全開

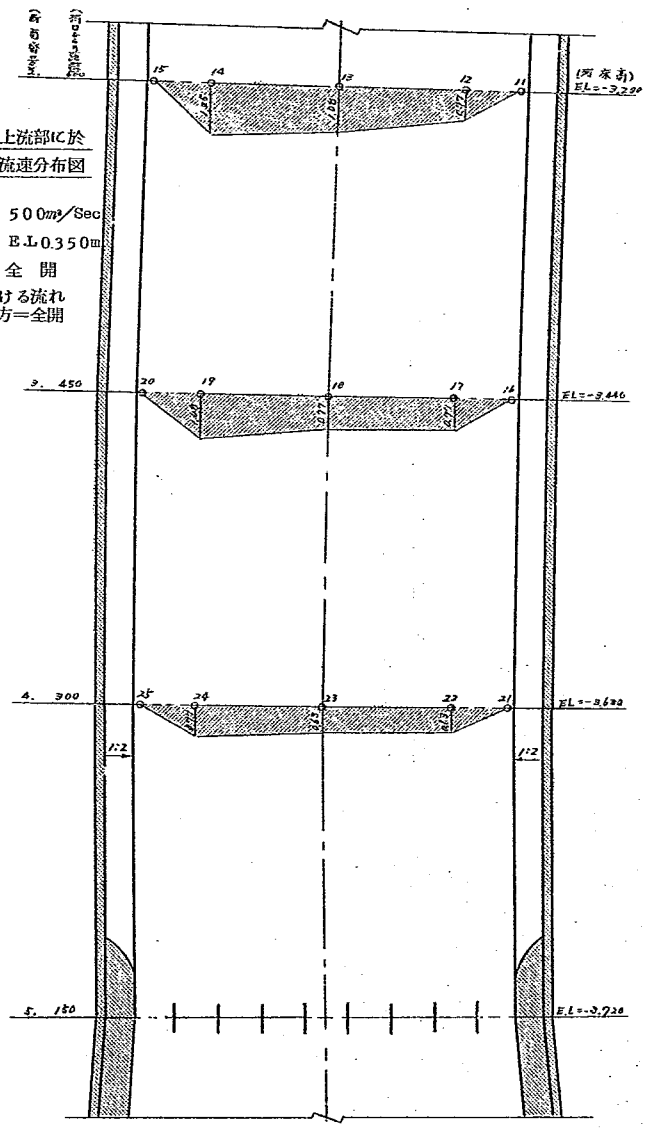


図414　水門上流部に於ける底流速分布図

流　　量＝500m³/Sec
潮　　位＝E.L0.350m
水門操作＝左岸側2門全開
流入口における流れの片寄らせ方＝全　開

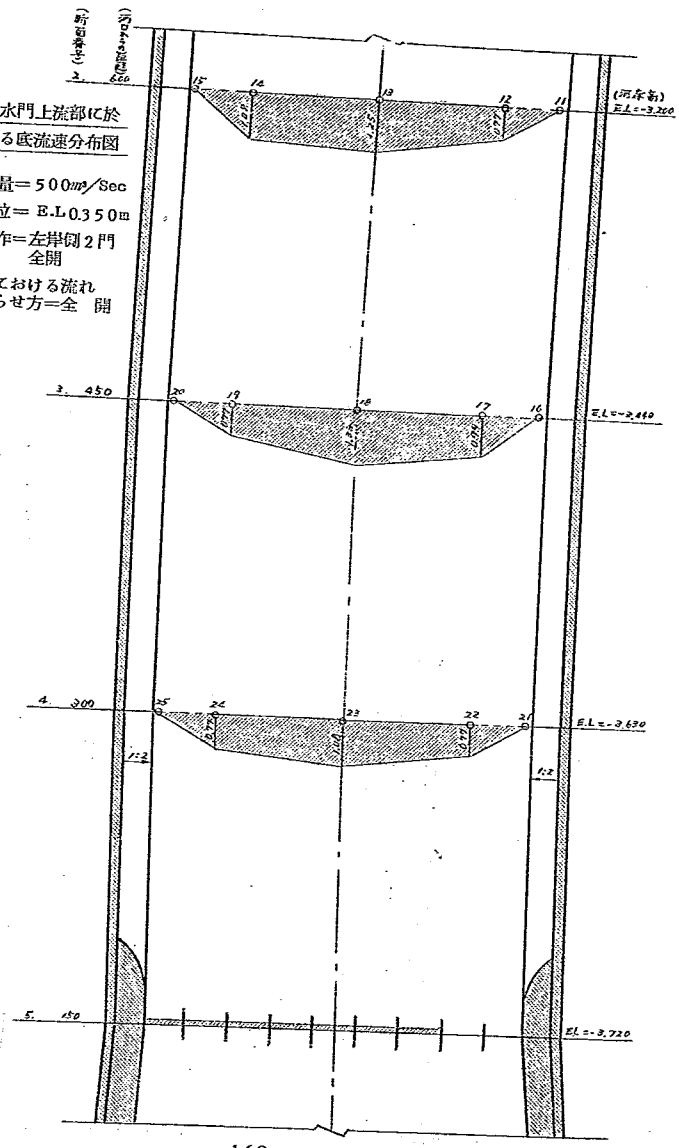


図4.15　水門上流部に於ける底流速分布図

流　　量＝500m³/Sec
潮　　位＝EL0.350m
水門操作＝右岸側2門全開
流入口における流れの片寄らせ方＝全　開

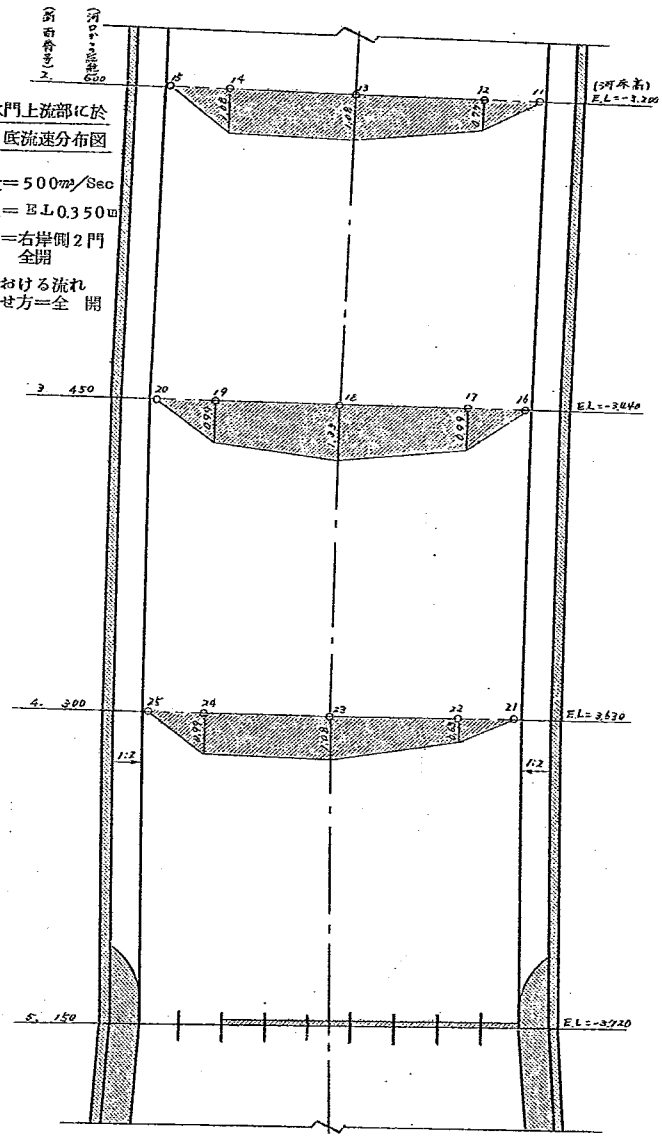


図416　水門上流部における底流速分布図

流　　量＝500m³/Sec
潮　　位＝E.L0.350m
水門操作＝全　開
流入口における流れの片寄らせ方＝左岸½開

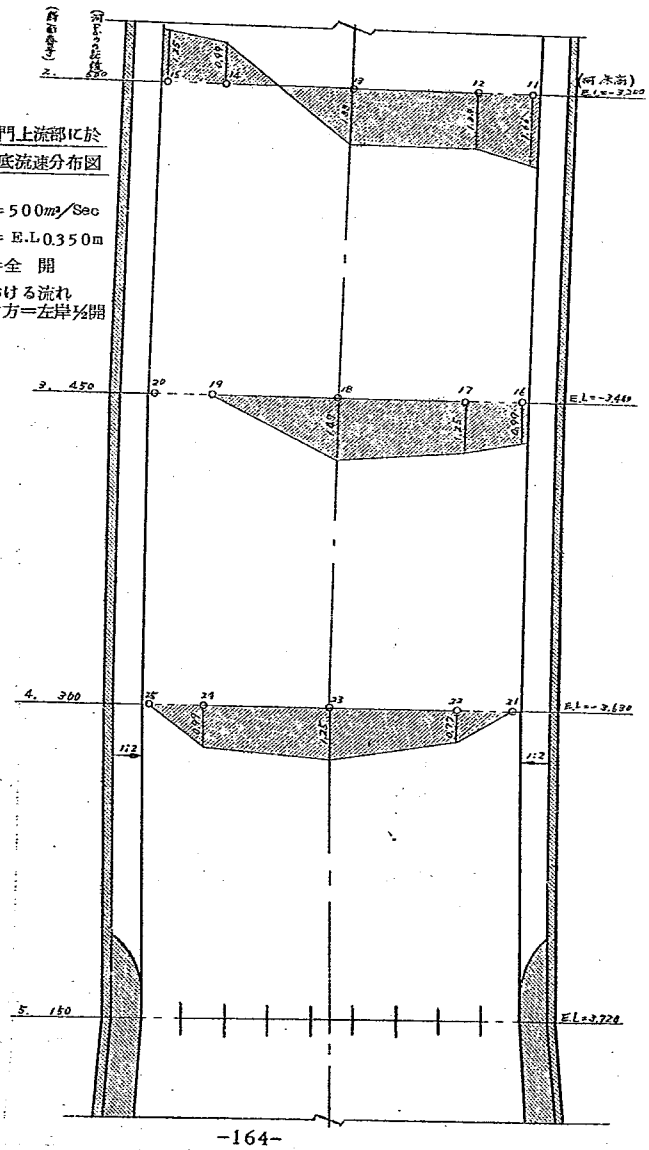


図417　水門上流部に於ける底流速分布図

流　　量＝500m³/Sec
潮　　位＝E.L 0.350m
水門操作＝右岸側2門全開

流入口における流れの片寄らせ方＝左岸½開

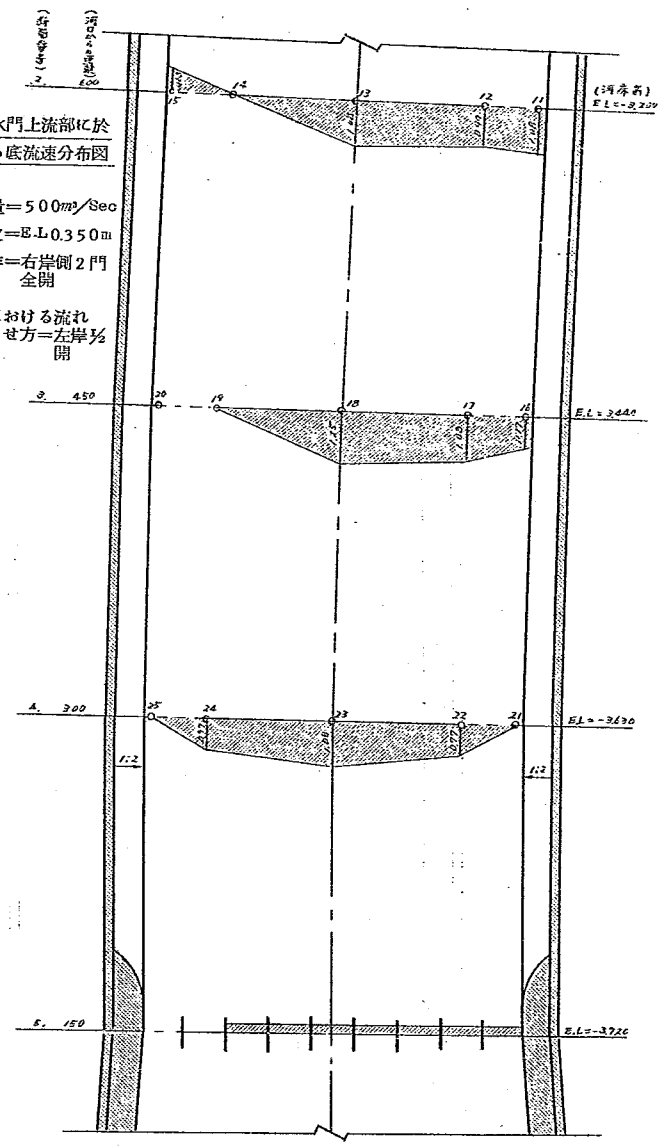


図418　水門上流部に於ける底流速分布図

流　量＝500m³/Sec
潮　位＝E.L 0.350m
水門操作＝左岸側2門全開

流入口における流れの片寄らせ方＝左岸½開

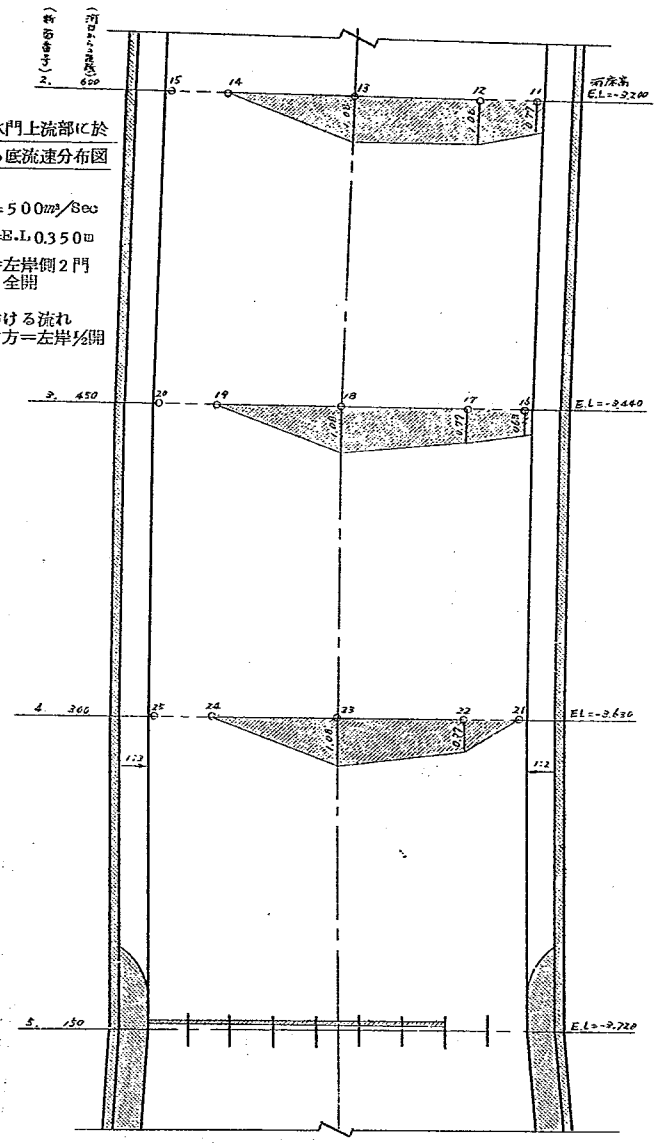


図4.19　水門上流部に於ける底流速分布図

流　　量＝
潮　　位＝
水門操作＝右岸側4門全開

流入口における流れの片寄らせ方＝左岸½開

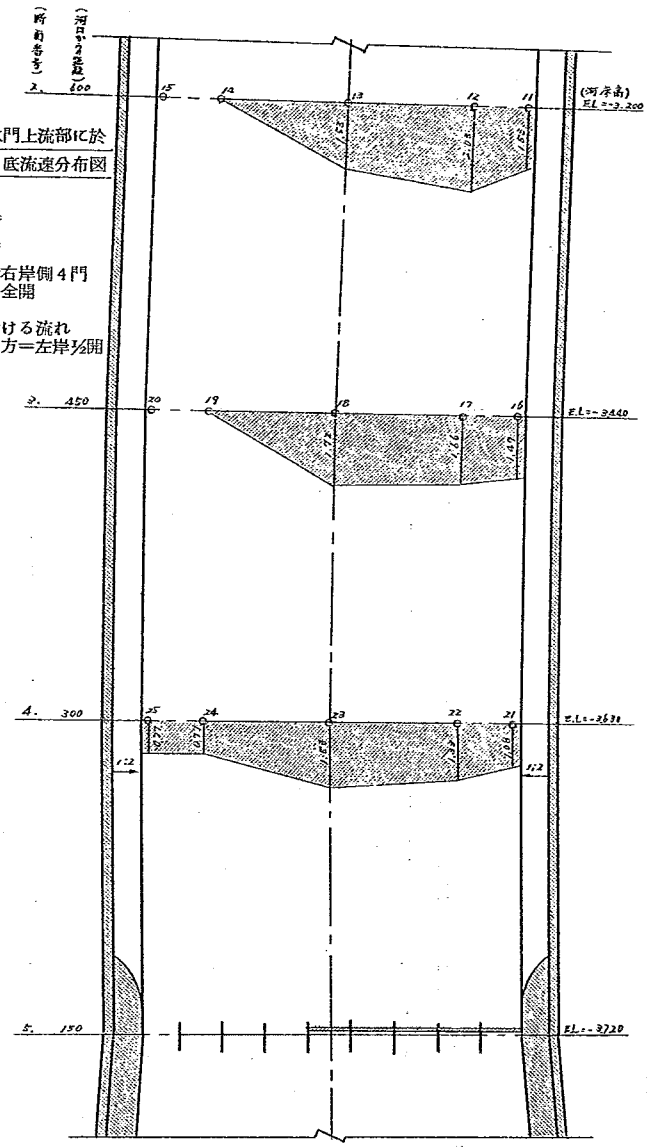


図420　水門上流部に於ける底流速分布図

流　量＝1,000m³/Sec
潮　位＝E.L.0.350m
水門操作＝右岸側4門全開
流入口における流れの片寄らせ方＝右岸½開

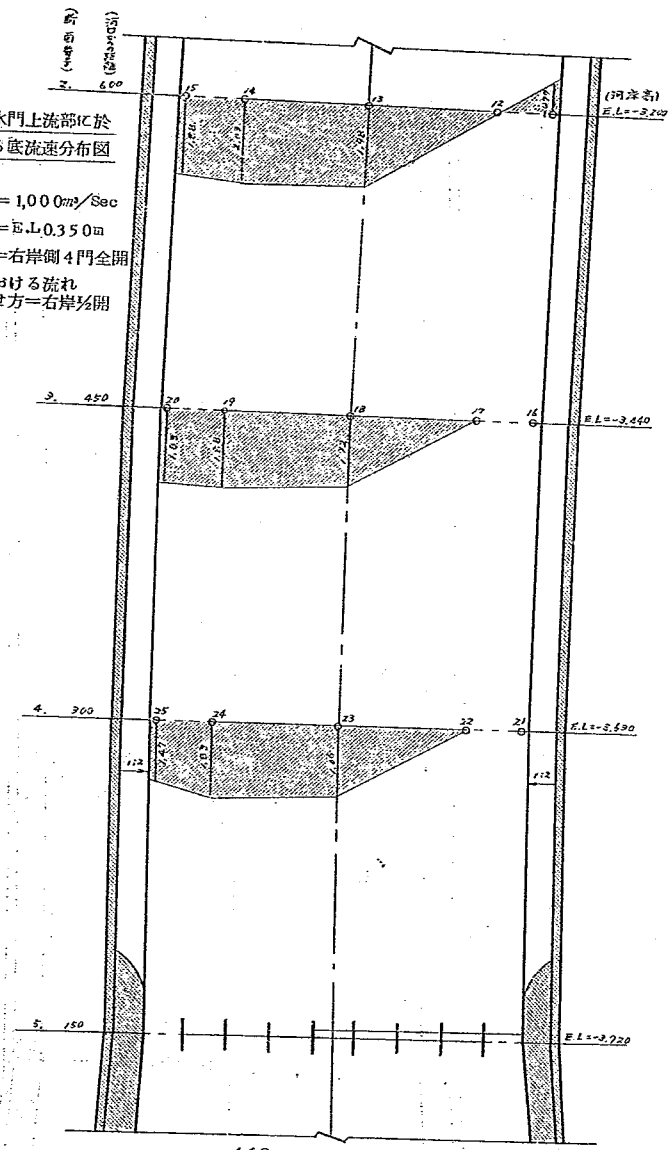


表 4.2　水門及流入口操作時に於ける水門上流部水路中心水位縦断測定数値

測点番号	河口からの通加距離	河床標高	水位縦断								
流量→			1,000 m³/s	1,000	500	500	500	500	500	500	200
潮位→			E.L= 0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
水門操作→			右岸側4門全開	右岸側4門全開	全門全開	全門全開	左門側2門全開	左岸側2門全開	右門側2門全開	右岸側2門全開	右岸側2門全開
流入口に於ける流れの片寄せ方→			左岸½開	右岸½開	全開	左岸½開	全開	左岸½開	全開	左岸½開	左岸½開
8	750m	-2.940m	E.L.1.362m	1.146	0.204	0.354	1.260	1.176	1.392	1.326	0.774
13	600	-3.200	1.500	1.062	0.270	0.384	1.320	1.296	1.410	1.398	1.062
18	450	-3.440	1.440	1.026	0.258	0.198	1.230	1.164	1.302	1.302	1.302
23	300	-3.630	1.572	1.116	0.258	0.288	1.206	1.224	1.440	1.386	1.446
26,27,28,29,30	150	-3.720	0.540	0.156	0.252	0.252	-0.012	0.552	0.096	0.090	1.392

図 4.2.1　水門及流入口操作時に於ける水門上流部水路中心水位縦断面

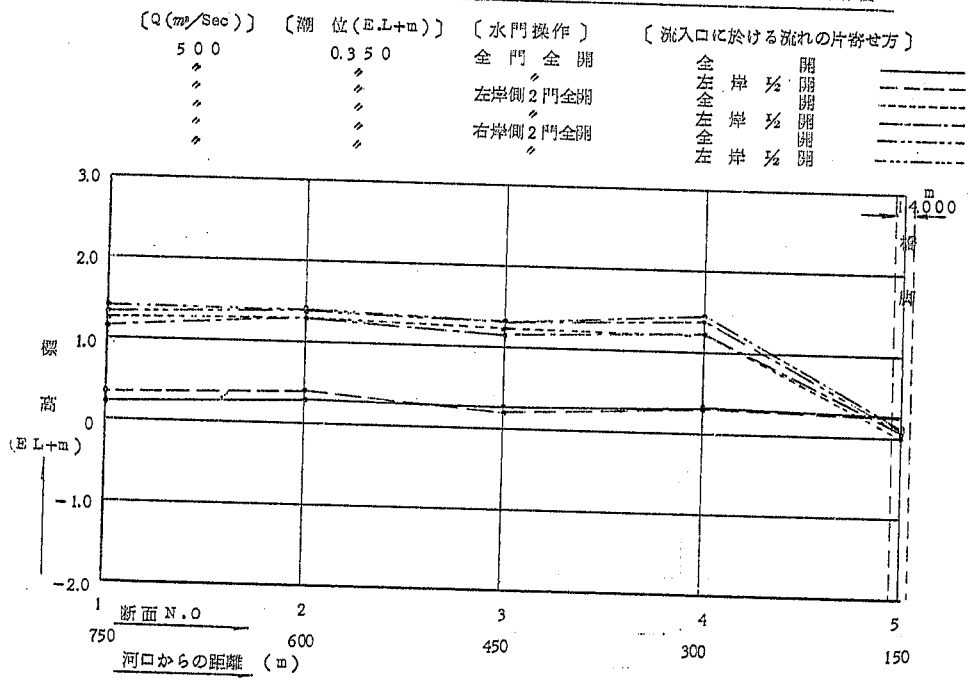
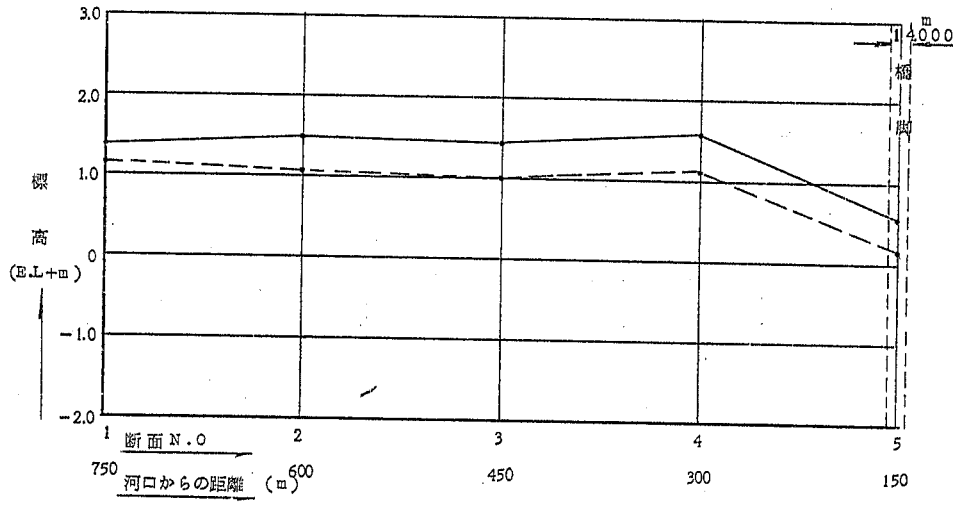


図 4.2.2　水門及流入口操作時に於ける水門上流部水路中心水位縦断図

〔Q(m³/Sec)〕	〔潮　位(E.L+m)〕	〔水門操作〕	〔流入口に於ける流れの片寄せ方〕	
1,000	0.350	右岸側4門全開	左岸½開	————
〃	〃	〃	右岸½開	- - - -



(2) 水門下流の流速分布

F型水路河口堰下流のエプロン設計資料をうるために次の実験条件において流速分布の測定を行った。

表4.3 実験条件（6ケース）

Q　　m³/S	1,500	2,100	2,500
Ho　　T.P.m	−0.3	−0.3	≒0.3，+0.85
右岸導流堤　（73m）	無	無	無，有

測定結果は，底流速分布を図4.23～4.28に，各横断最大底流速の縦断変化を図4.29に，その時の水路中央の水位を図4.30に，流速分布を図4.31～4.36に示す。

実験の結果，明らかにされた事項は次のようである。

a. 模型右岸に導流堤がないと，短かい距離で海へ達するので流速が一般に大きくなる。エプロンの設計は導流堤を設けて流れを対称にすることが望ましい。

b. 流速はエプロン上ではほとんどおとろえず（摩擦が小さい── モルタル河床），海部に出てもその傾向がかなり長距離にわたって保たれる。

c. エプロンには相当大きい粗度をつけて，流速をエプロンの区間でおとす工夫をする必要がある。

d. エプロンの長さは100m以上は必要と考えられる。

図４２３　水門下流に於ける底流速分布図　S＝1：2,000

流　　量＝1,500m³/Sec
潮　　位＝E.L−0.300m
水門操作＝全　開

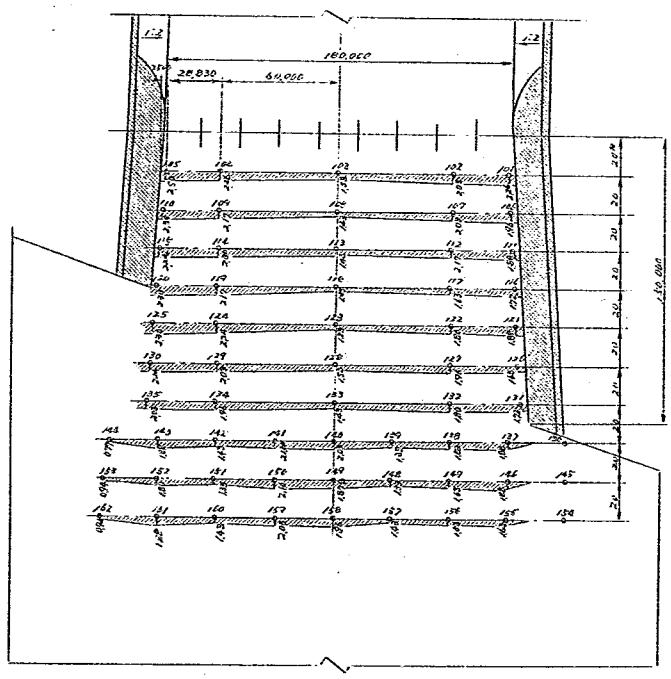


図４２４　水門下流に於ける底流速分布図　S＝1：2,000

流　　量＝2,100m³/Sec
潮　　位＝E.L－0.300m
水門操作＝全　開

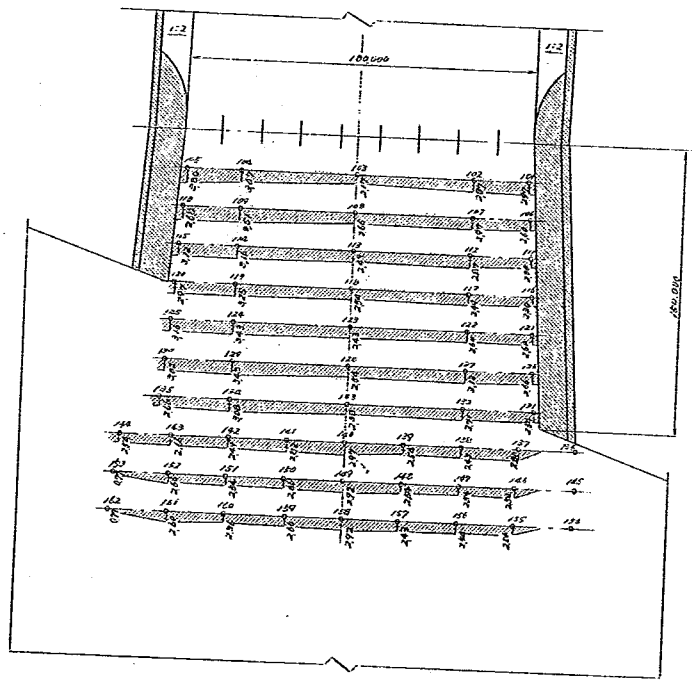


図４２５　水門下流に於ける底流速分布図　S＝1：2,000

流　　量＝2,500m³/Sec
潮　　位＝E.L－0.300m
水門操作＝全　開

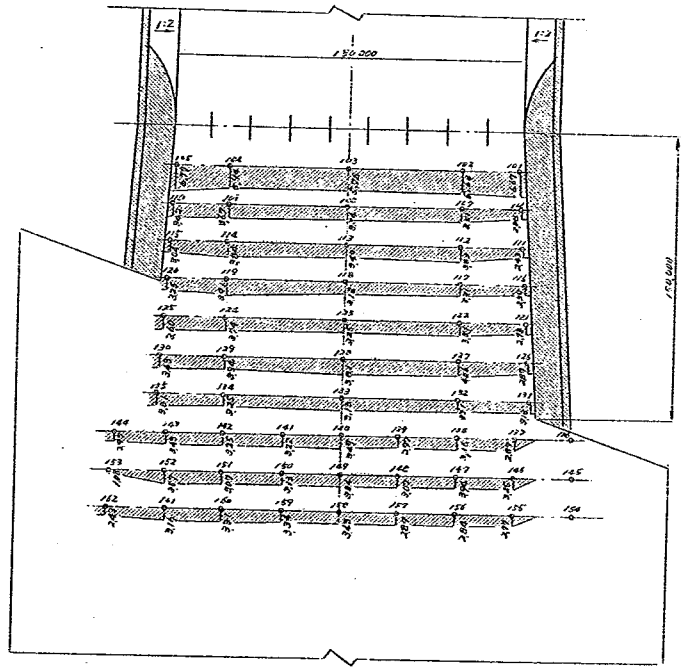


図４２６　水門下流に於ける底流速分布図　S＝1：2,000

流　　量＝2,500m³/Sec
潮　　位＝E.L0.850m
水門操作＝全　開

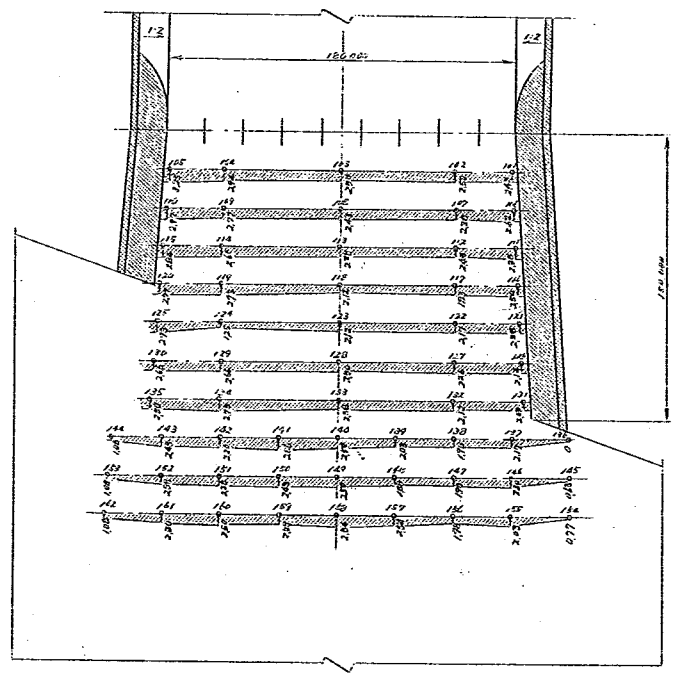


図４２７　水門下流に於ける底流速分布図　S＝1：2,000

流　　量＝2,500m³/Sec
潮　　位＝E.L−0.300m
水門操作＝全　開

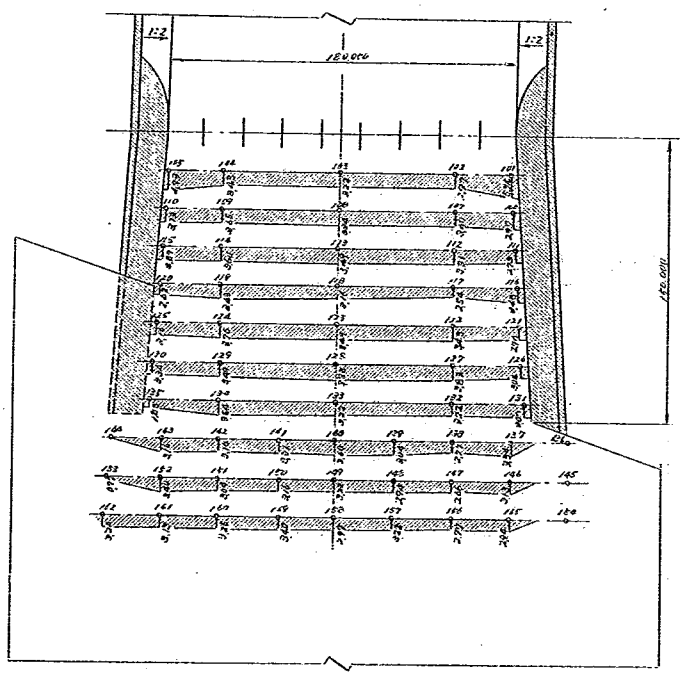


図428　水門下流に於ける底流速分布図　S＝1：2,000

流　　量＝2,500m³/Sec
潮　　位＝E.L0.850m
水門操作＝全　開

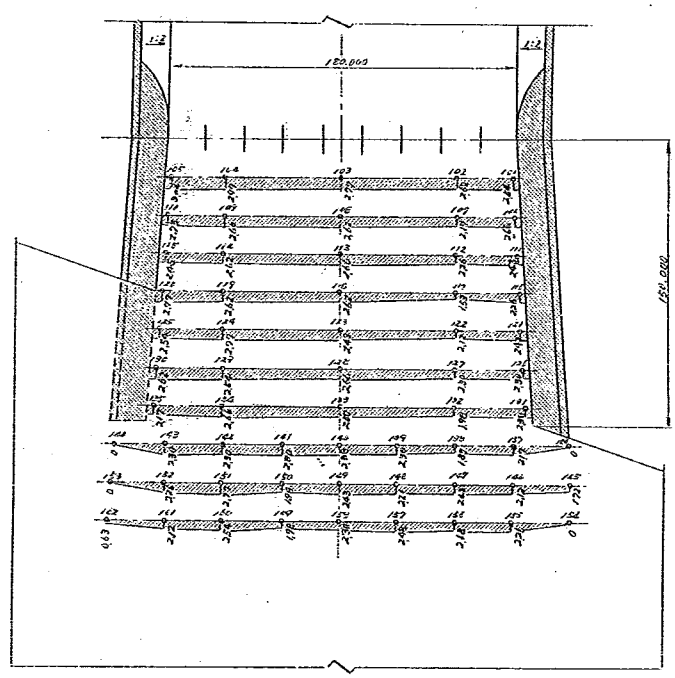


図４２９　底流速の縦断変化　（導流堤なし）

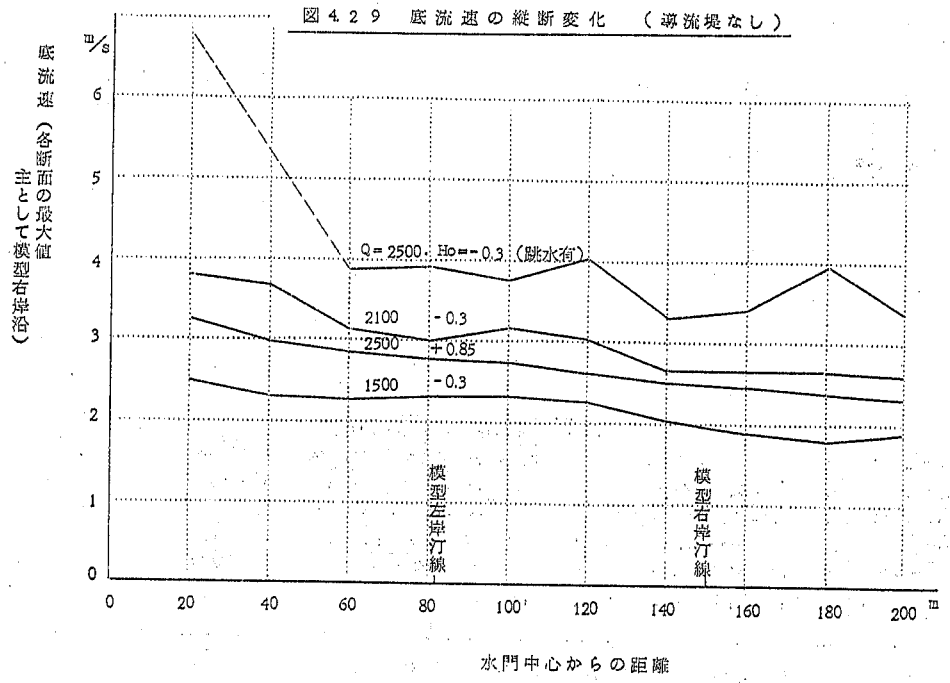


図４３０　水位縦断面図及測定値表　（水路中央）

流量 m³/Sec	潮位 E.L+m	右岸導流堤の有無	水門操作	水位（E.L+m） 1	2	3	4	5	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'	9'	10'	
2,500	0.850	無	全門全開	1.272	1.284	1.038	0.990	0.324	0.510	0.822	0.690	0.630	0.732	0.738	0.612	0.684	0.618	0.648	————
〃	〃	有	〃	1.440	1.434	1.294	1.159	0.606	0.768	1.089	0.816	0.966	0.798	0.762	0.888	0.738	0.804	0.666	— — — —
〃	-0.300	有	〃	1.050	0.966	0.816	0.806	-0.186	-0.066	-0.252	0	-0.180	-0.258	-0.552	-0.186	-0.360	-0.228	-0.360	- - - - - -
〃	〃	無	〃	0.966	1.014	0.804	0.696	-0.306	-1.590	-0.012	-0.336	-0.180	-0.252	-0.474	-0.324	-0.414	-0.384	-0.222	— - — - —
2,100	〃	〃	〃	0.636	0.642	0.360	0.288	-0.606	-0.570	-0.582	-0.378	-0.480	-0.540	-0.558	-0.378	-0.384	-0.396	-0.240	— - - —
1,500	〃	〃	〃	0.090	0.072	-0.060	-0.174	-0.516	-0.360	-0.354	-0.300	-0.330	-0.330	-0.384	-0.432	-0.336	-0.432	-0.336	—··—··—

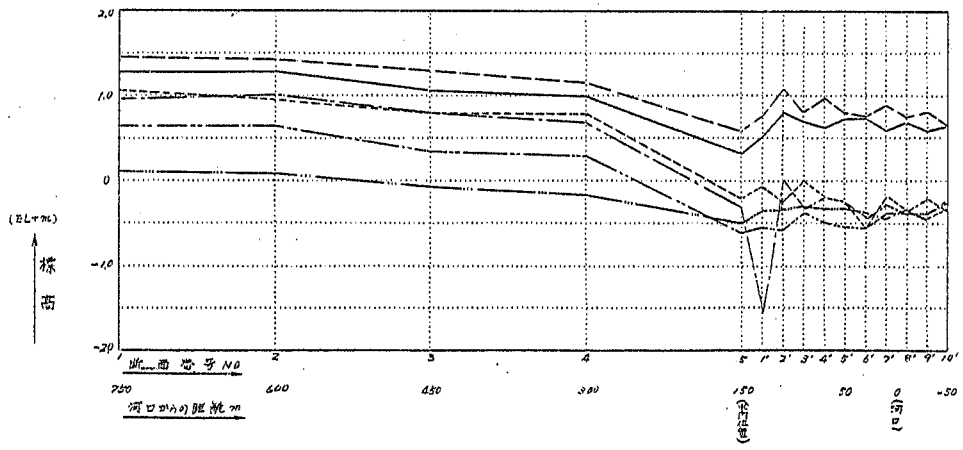
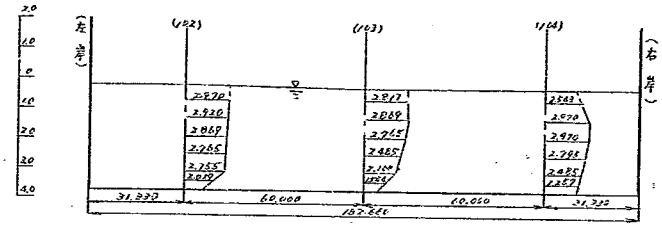


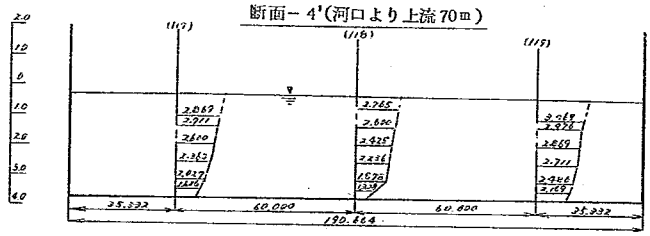
図４３１　水門下流部流速分布図

Q　＝1,500㎥/S
潮　位＝E.L－0.300m
河口部導流堤非対称

断面－１'(河口より上流130m)



断面－４'(河口より上流70m)



断面－７'(河口より上流10m)

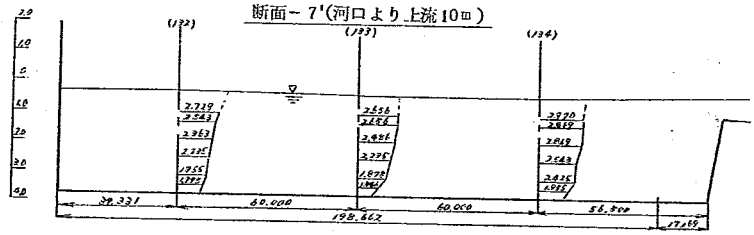
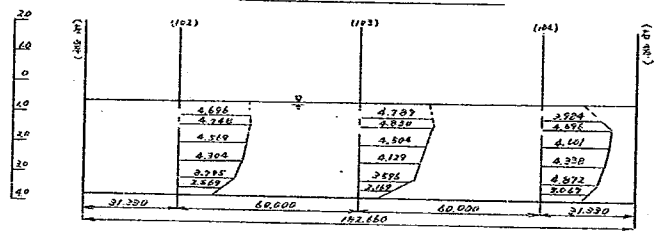


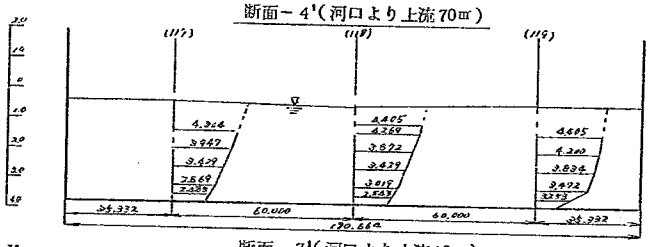
図４３２　水門下流部流速分布図

Q　　＝2,100m³/S
潮　位＝E.L－0.300m
河口部導流堤非対称

断面－1'（河口より上流130m）



断面－4'（河口より上流70m）



断面－7'（河口より上流10m）

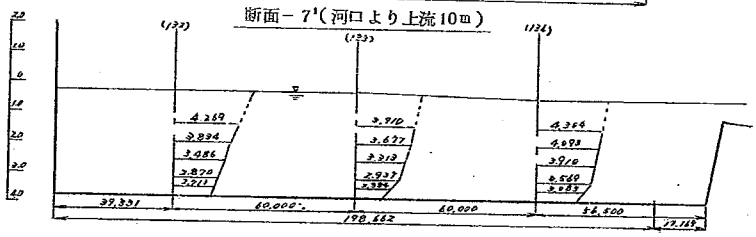


図 4.3 3　水門下流部流速分布図

Q　　＝2,500m³/S
潮　位＝E.L−0.300m
河口部導流堤非対称

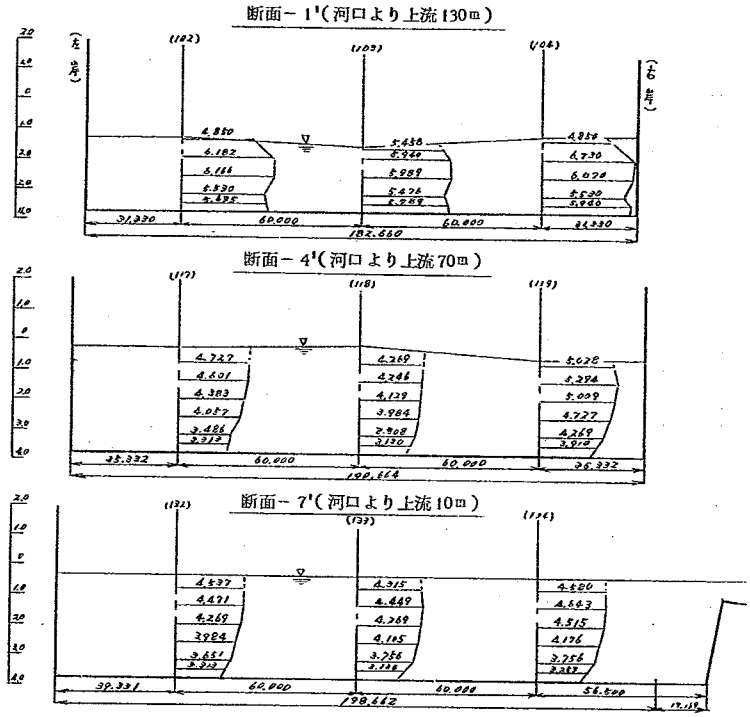


図 4 3 4　水門下流部流速分布図

Q　＝2,500m³/S
潮　位＝E.L0.850m
河口部導流堤非対称

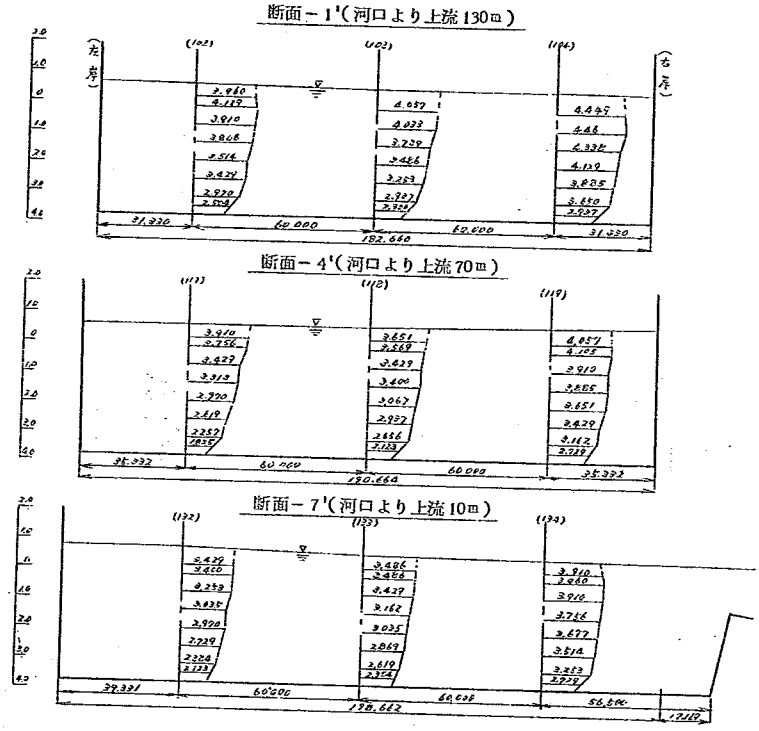


図４３５．水門下流部流速分布図

Q　　＝2,500m³/S
潮　位＝E.L−0.300m
河口部導流堤対称

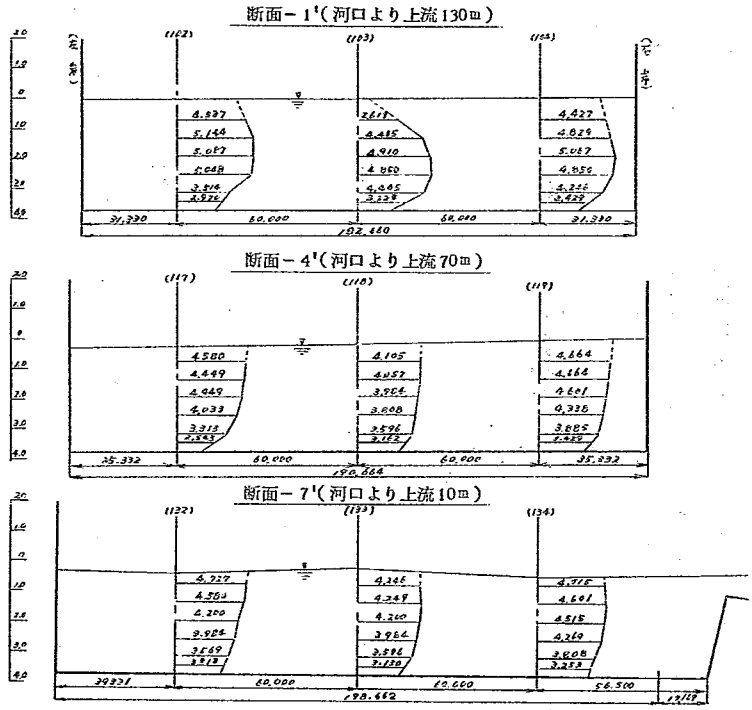
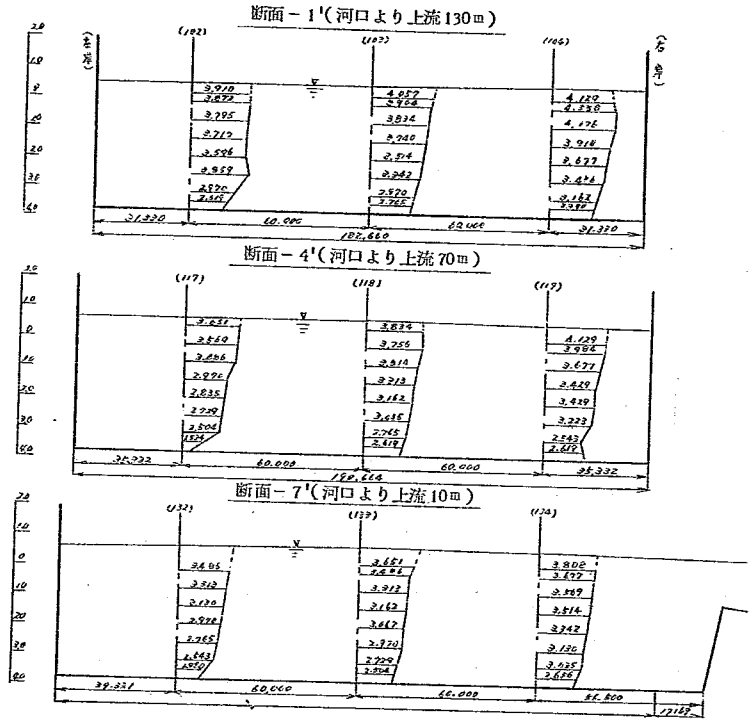


図４３６　水門下流部流速分布図

Q　　＝2,500m³/S
潮　位＝E.L0.850m
河口部導流堤対称



(3) 深掘部の流速分布

水門下流の流速分布は河口堰という整流装置があるから，あまり極端な片寄り方はないと考えられる。しかし，何んらかの原因によって深掘部ができた場合に，それが進行するものであるか，あるいはただちに埋め戻されるものであるかということ，また護岸の根固の設計資料をうるためには，どの程度まで掘られる可能性があるかということを調べることが必要である。

このような問題は移動床模型によって検討することが望ましいが，ここでは簡単に，固定床模型で右岸の水門下流に帯状の深掘部をつくり，水を流してその付近の流速分布を測定するにとどめた。実験は次の6ケースについて行った。

表4.4　実験条件（6ケース）

Q　m^3/S	1,500	2,500
Ho　T.P.m	−0.3	−0.3，+0.85
深掘れ部の標高T.P.m	−8，−13	−8，−13

実験結果は，流線の例を図4.37に，流速分布の例を図4.38～4.43に示す。

実験の結果，明らかにされた事項はおおよそ次のようである。

a. 流線はいずれのケースにおいても，表面および水路底ともに，深掘部に強く吸い寄せられることはない。ほとんど直進しているとみなすことができる。ただ，深掘部を通過する流れの深掘部への差込は小さいが，表面付近の流れは平面的にこころもち広がる傾向があり，わずかに流れが弱まることは共通している。深掘部の特性は流速分布によって判断すべきである。

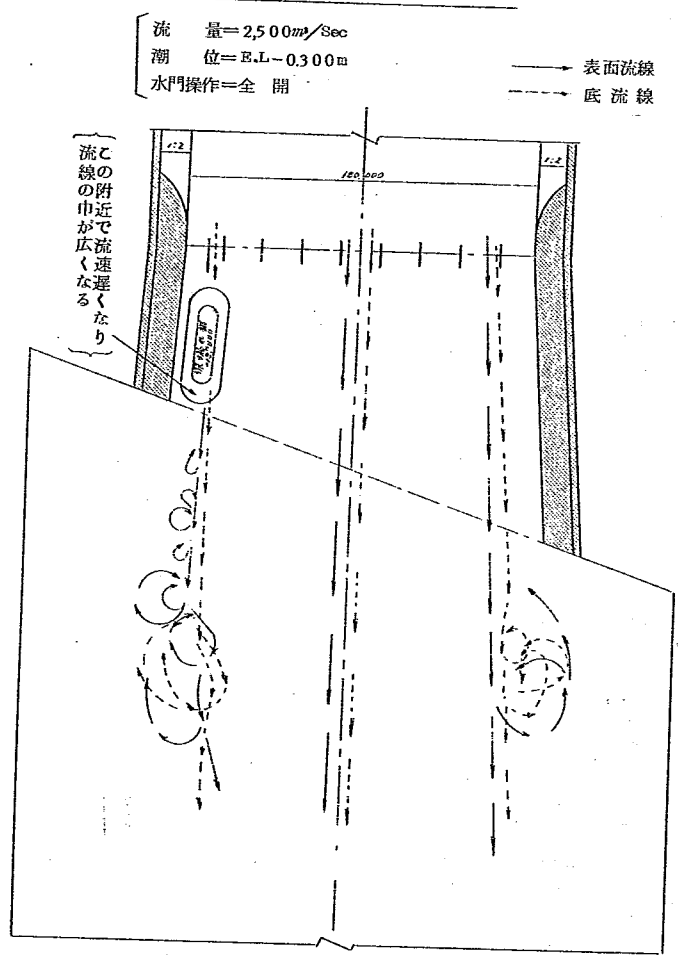
b. 導流堤を設けても深掘部を通過する流線に目立った変化はない。

c. 深掘部があるとその付近の流速が多少早められ，深掘部のない左岸側の流速は小さくなる傾向がみられる。

d. 深掘部内の流速分布に逆流が現われているケースと現われないケースとがある。しかし，T.P. －8mあるいはT.P. －13mという深い河床においても，なお1m／S前後の流速が現われることは，いったん深掘部ができるとかなりの深さまで洗掘が進行しうること，および護岸の根入れ深さとしては十分に深くしておく必要のあることをけい告するものであろう。

e. 各条件の深掘部の流況状態は，全般的に底浅の場合上流部においては，わずかに巻込み状態で，流速が－0.7～1.1m／sec であるが，下流部では1.5m／secである。底深の場合，上流部で－0.5m／sec，下流で0～1.4程度になっている。この深掘れ部に砂を，ほぼ3m厚になるよう投入し，砂の動きを観察したところ，深掘部の縦断方向中央の河心寄りから下流，上流の順に洗掘され，短時間に上流端の一部を残し，完全に洗い流されることが観察された。上流端の残砂は，たえず変動して，時に上部に舞い上り，次第に流されるようになるが，これにはかなりの時間を要した。

図４３７　水門下流部流線スケッチ図



〔註〕流線は表面はアルミニウム粉，底は色素（過マンガン酸カリ）を各々上流より順次流線を結ぶように投入して観察したものである。

図４３８　流　速　分　布　図

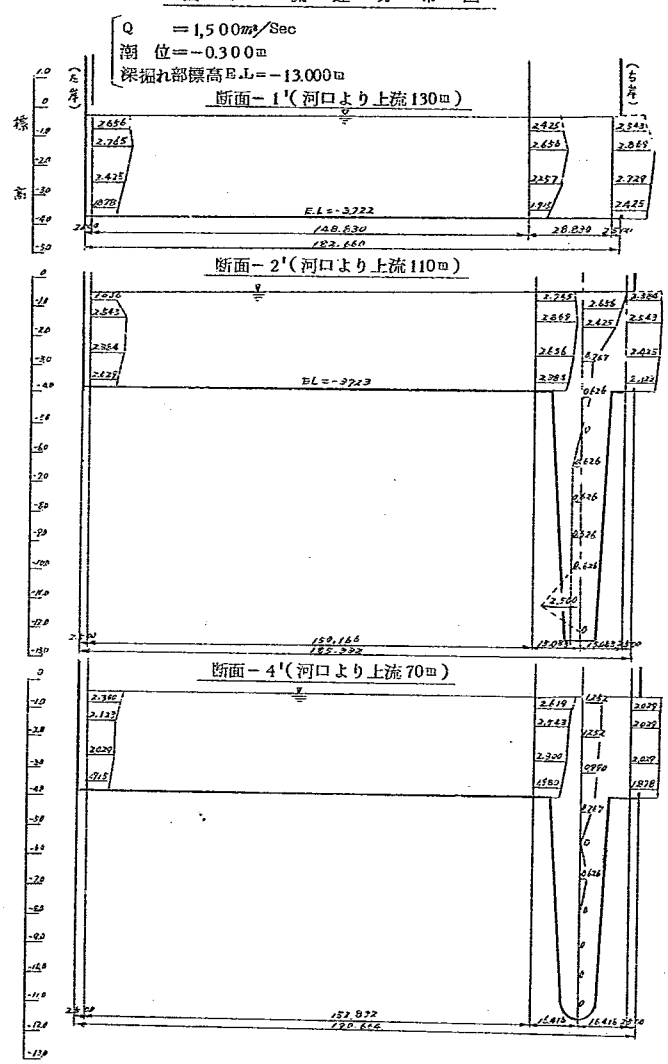

Q　＝1,500m³/Sec
潮　位＝－0.300m
深掘れ部標高E.L＝－13.000m
断面－1'（河口より上流130m）
断面－2'（河口より上流110m）
断面－4'（河口より上流70m）
標高

図４３９　流　速　分　布　図

Q　＝1,500m³/Sec
潮　位＝－0.300m
深掘れ部標高E.L＝－8.000m

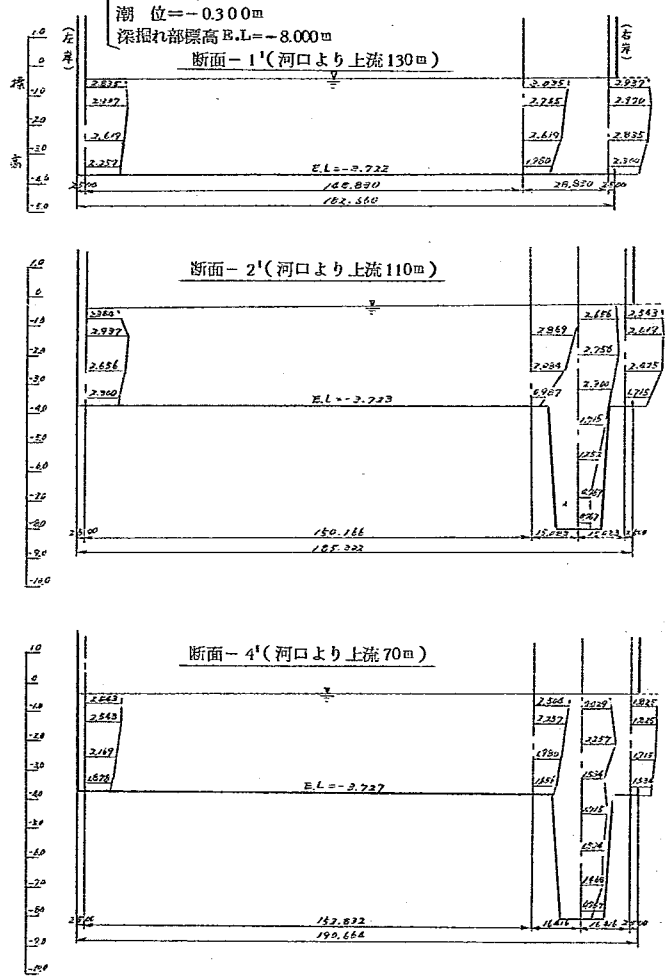


図４４０　流　速　分　布　図

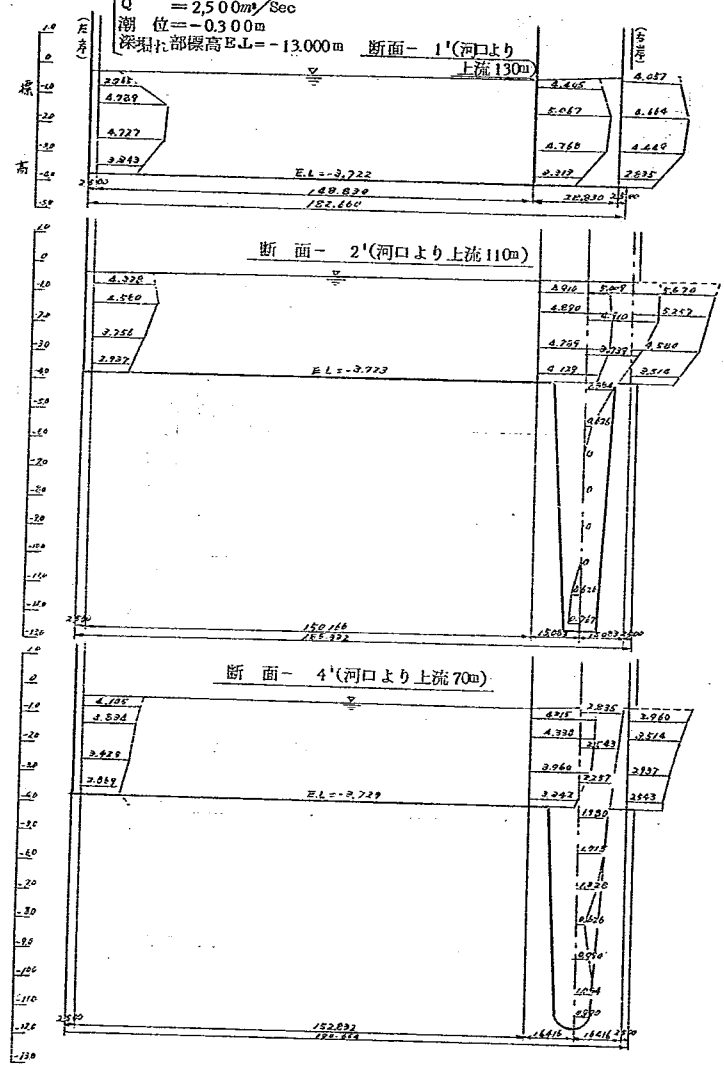

Q　＝2,500m³/Sec
潮　位＝－0.300m
深堀れ部標高E.L＝－13.000m
断面－ 1'(河口より上流130m)
断　面－ 2'(河口より上流110m)
断　面－ 4'(河口より上流70m)
E.L＝-3.722
E.L＝-3.773
E.L＝-3.729
(左岸)
(右岸)
標高

図441　流　速　分　布　図

Q　＝2,500m³/Sec
潮　位＝−0.300m
深掘れ部標高E.L＝−8.000m

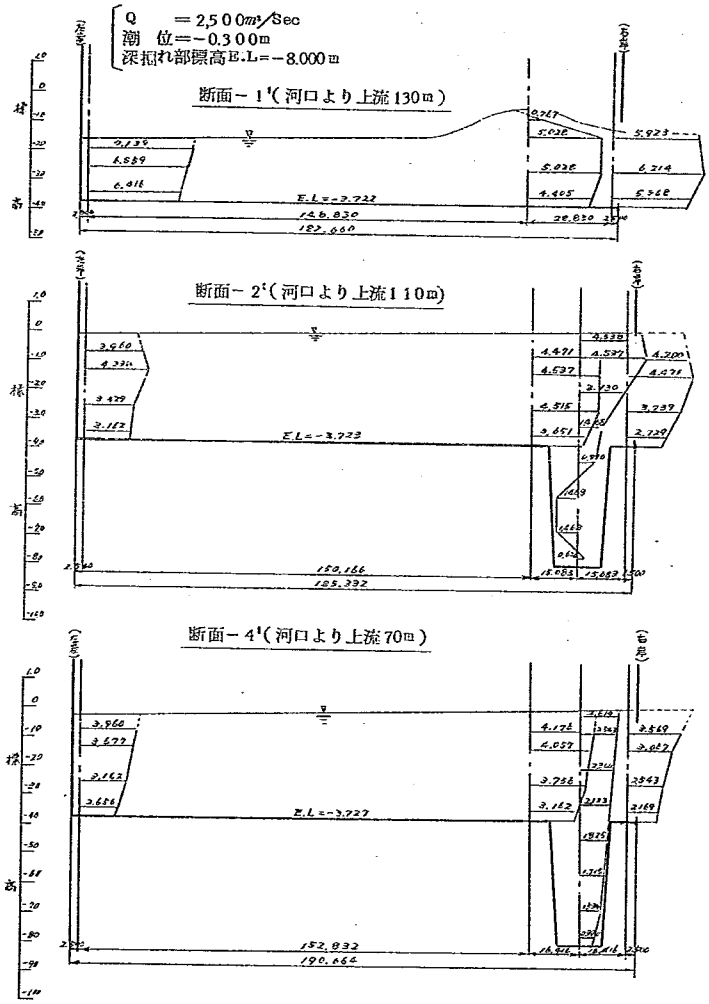


図442 流 速 分 布 図

Q ＝2,500m³/Sec
潮 位＝0.850m
深掘れ部標高EL＝－13.000m

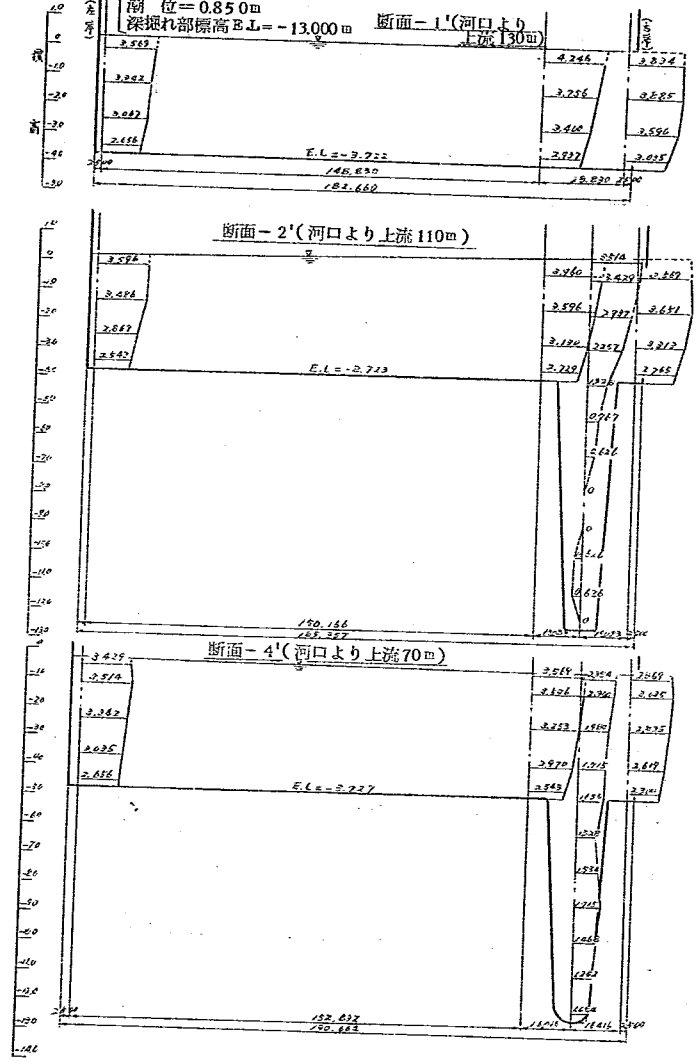
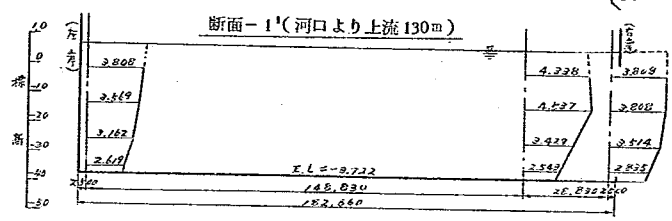
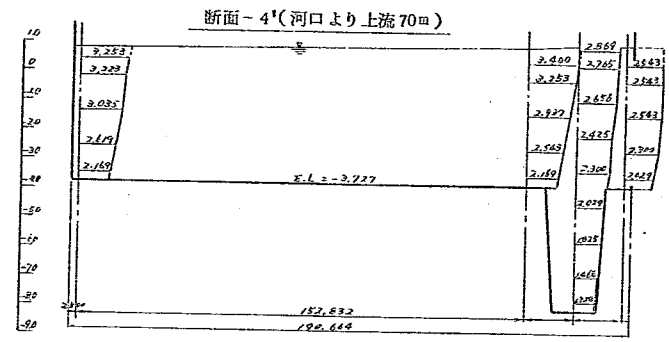


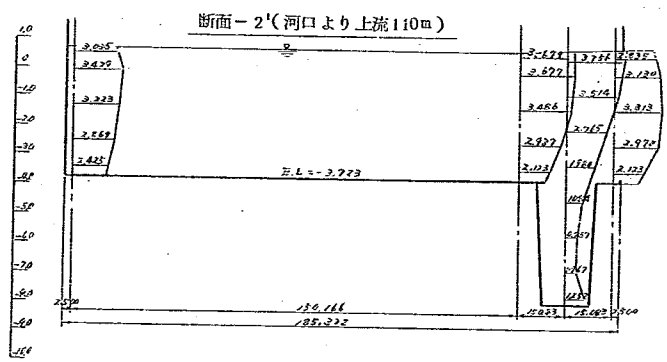
図443 流 速 分 布 図

Q ＝2,500m³/Sec
潮 位＝0.850m
深掘れ部標高E.L＝－8.000m

縮尺
流速＝1：200
縦 ＝1：100
横 ＝1：1000







(4) 波浪による堆砂

冬期は季節風による波浪が激しい。水門下流の河口部は短時間に砂で埋められることが懸念される。河川流量Q＝0のときはすでに実験が行われている。今回は河川流量がある状態で水門をいろいろ操作したときの河口部の堆砂状況，開口部巾，砂州の高さ等についてスタイロン（ρ_s＝1.05 dm＝0.7 mm）を用いて実験を行った。模型と実際とを相似にするには dm＝0.2mm 程度のスタイロンを用いる必要があるが，スタイロンがブヨブヨになって限界掃流力が小さいことも考えられ，dm＝0.7 mmのスタイロンでもその実験の結果は実際の現象をかなりよく説明しうるものと判断される。

実験条件は表4.5に示す4ケースである。水門上流水位は約0.9m程度に保つべきであったが，数門の水門を全開にしたので，水門上流水位はかなり低くなっている。波の方向は装置の関係から一方向のみ（汀線に垂直）である。

表4.5 実 験 条 件

番号	流量 m³/S	潮位 T.P.m	水門操作	右岸導流堤（長さ73m）	波高（m） 450m沖	波高（m） 130m沖	同期 秒	水門上流水位（450m地点）
1	100	0.35	右岸3門全開	有	1.0	1.218	7	0.384
2	〃	〃	左岸3門全開	〃	1.0	0.996	7	0.378
3	〃	〃	右岸4門全開	無	2.0	1.224	8.5	0.606
4	〃	〃	〃	有	2.0	1.224	8.5	0.612

スタイロンはあらかじめ平均厚3.6m（模型で6cm）で，汀線より180m，海岸線方向へは600mの範囲に敷いて実験を行った。ただし，水門

下流５０ｍはエプロンと考え，スタイロンを敷かないで，6cmだけでモルタルでかさあげをしておいた。

なお，スタイロンの動きは模型では海岸方向が，両側共固定しているが，実際は，海岸線は無限と考えてよいから，この実験結果は，わずかではあるがその影響を受けているものと考えられる。

実験結果は各実験ケースについて3枚にわけて表わし，図 4.44～4.55 に示した。実験により明らかにされた主要事項は次のようである。

a. 州のでき方は波の方向に左右されるものと考えられる。すなわち導流堤のかげになるような波の弱いところに流水が集まり，そこが維持される。

b. 水が流れないところは砂が堆積する。砂州の高さは波の高さ程度であるが，それよりはいくらか高くなるものと考えるべきであろう。

c. 沖波々高が２ｍ程度であれば，河川流量１００m^3/S 以下の流量で，河口は巧程度は十分に維持される。上流の低水位もあがらないので低水位をT.P. 0.9ｍ程度に維持するには水門を少し閉める必要がある。開口水門数を減らすときは，水門操作を行うことによって開口巾をさらにあげることができるであろう。（フラッシュの項参照）

d. この実験の場合，模型右岸に導流堤を設けると，導流堤側に水が集まる傾向がある。これは開く水門の左右岸を問わず成り立つようである。ただし，沖波の強さに関係するわけで，波高２ｍの場合にはその効果が薄くなっている。波が強くなれば，導流堤をさらに伸す必要があると思われる。

e. 導流堤がないと河口前面にかなり一様に州がつくようになる。実験３では水門を模型右岸で開いているにも拘らず，河口両端からあまり大きくはない州が伸びて，河口全体が一様に浅くなっている（T.P. －１ｍ程度）。

f．波は河口から上流へはほとんど入らない。

g．汀線付近で砕波するような波が侵入する場合には，砕波する地点で水深が大きくなる。したがって，模型左岸が開口する可能性もある。

h．砂州の成因は直接的な波の影響のほかに漂砂や飛砂の影響も大きく，厳密には現地観測や隣接の河口の例を十分に調査して検討する必要がある。この実験の場合は波の方向を一定としているので，この点でも十分満足な結論を得ることはできない。

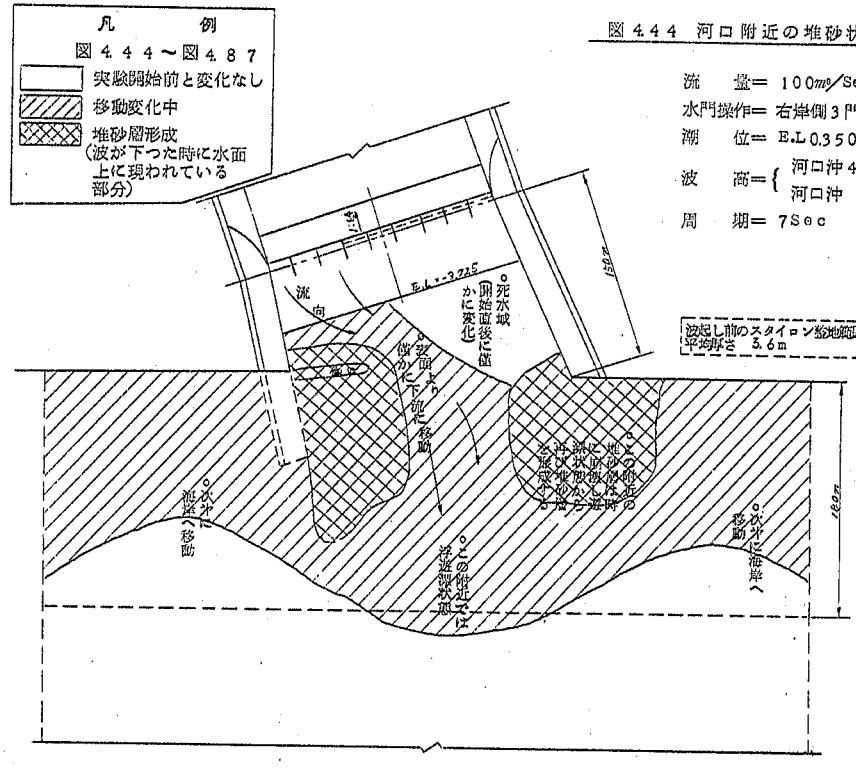


図４４４　河口附近の堆砂状態平面図

実験１

流　量＝ 100m³/Sec

水門操作＝ 右岸側３門全開

潮　位＝ E.L 0.350m

波　高＝ { 河口沖４５０m地点 1.0m
河口沖　0　m地点 1.218m（実験開始直後）

周　期＝ 7Sec

波起し前のスタイロン敷地範囲
平均厚さ　3.6m

実験開始後　３時間５０分

註：河口より上流１００m～１５７mまで従来河床より3.6m嵩上し，それより傾斜をなし１８０m地点で従来河床とすり付けとした。
尚，堆砂及フラッシュ実験は基準点標高を従来より3.6m高くしたものとして行つた。

図 4.45　河口附近の堆砂状態平面図

実験 1

流　　量＝100㎥/Sec
水門操作＝右岸側3門全開
潮　　位＝E.L 0.350m
波　　高＝ { 河口沖450m地点 1.0m
　　河口沖 0 m地点 1.218m（実験開始直後）
周　　期＝7 Sec

実験開始後　7時間40分

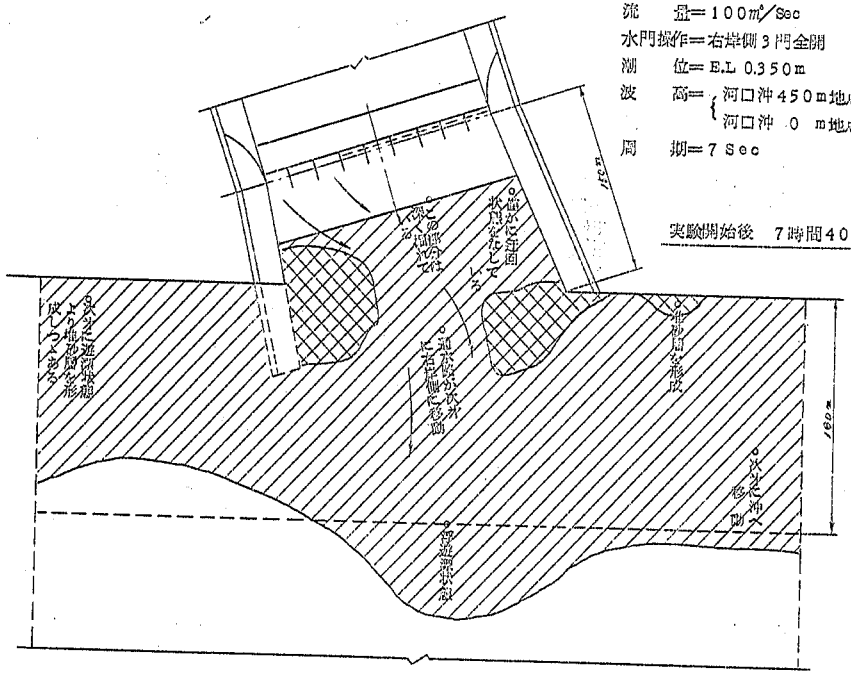


図4.46 河口附近の堆砂状態の平面図

実験 1

流　量＝100m³/Sec
水門操作＝右岸側3門全開
潮　位＝E.L 0.350m
波　高＝{ 河口沖450m地点 1.0m
　　河口沖 0 m地点 1.218m（実験開始直後）
周　期＝7 Sec

実験開始後39時間00分（終了）

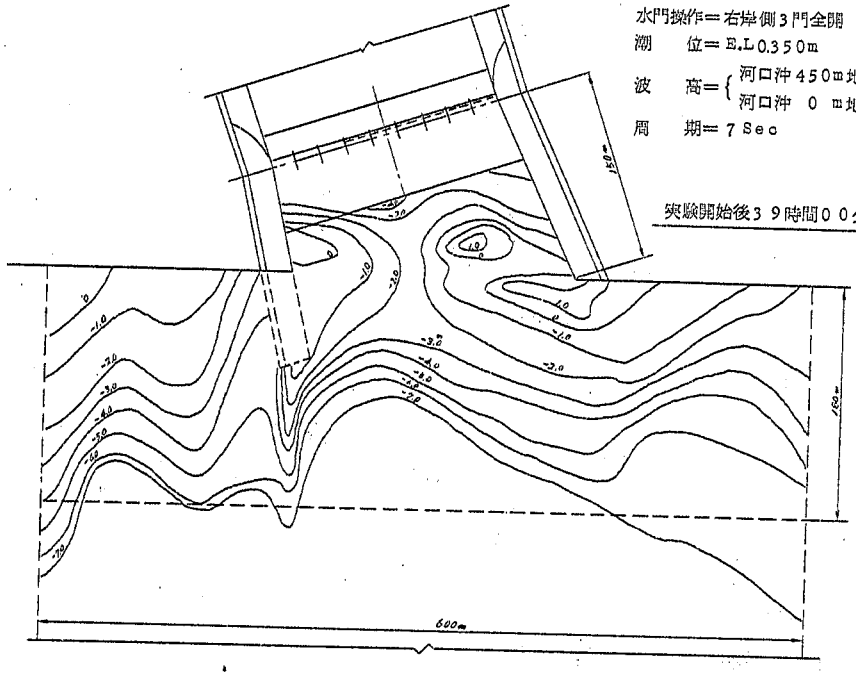


図4.4 7　河口附近の堆砂状態平面図

実験 2

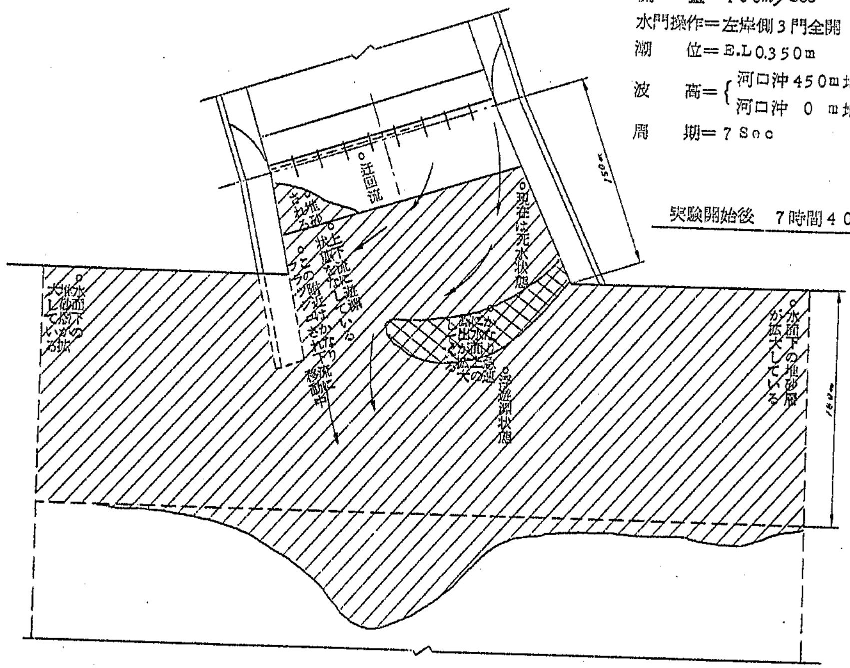
流　　量＝１００m³/Sec

水門操作＝左岸側３門全開

潮　　位＝E.L 0.3 5 0 m

波　　高＝{ 河口沖 4 5 0 m 地点 1.0 m
　　　　　　河口沖　0　m 地点 0.996 m（実験開始直後）

周　　期＝７ Sec



実験開始後　７時間４０分

図4.48 河口附近の堆砂状態平面図

実験 2

流　量＝ 100m³/Sec
水門操作＝ 左岸側3門全開
潮　位＝ E.L 0.350m
波　高＝ { 河口沖450m地点 1.0m
　　河口沖 0 m地点 0.996m（実験開始直後）
周　期＝ 7 Sec

実験開始後15時間30分

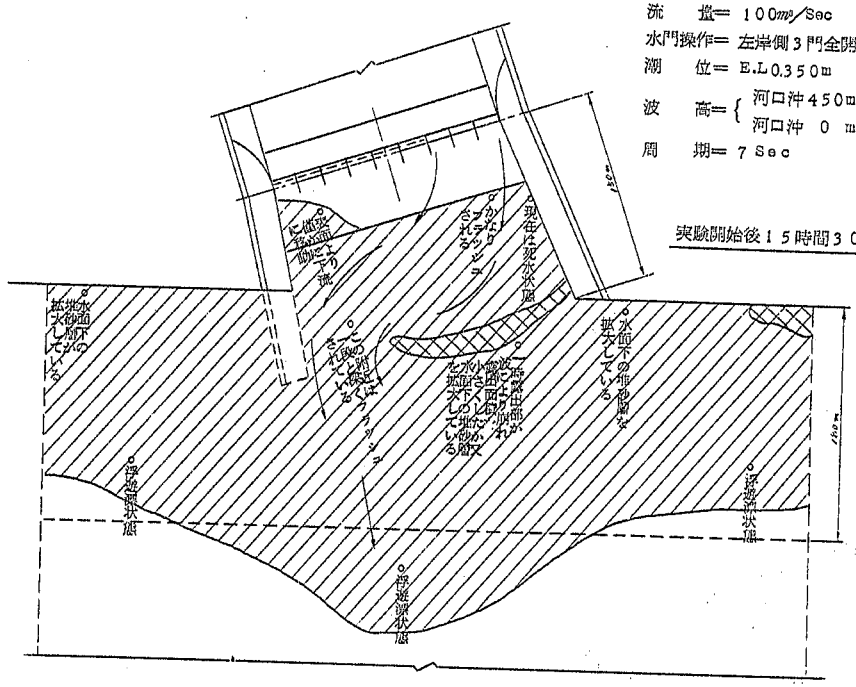


図4.49　河口附近の堆砂状態平面図

実験2

流　　量＝100m³/Sec
水門操作＝左岸側3門全開
潮　　位＝E.L 0.350m
波　　高＝{ 河口沖450m地点 1.0m
　　河口沖　0　m地点 0.996m（実験開始直後）
周　　期＝7 Sec

実験開始後25時間10分（終了）

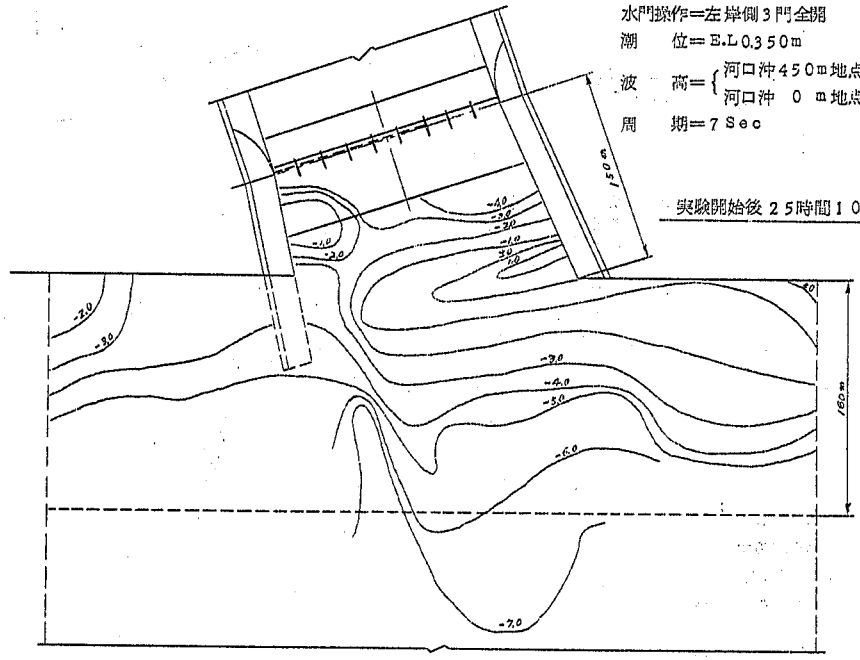


図4.50 河口附近の堆砂状態平面図

実験 3

流　　量＝100m³/Sec

水門操作＝右岸側4門全開

潮　　位＝E.L 0.350m

波　　高＝{ 河口沖450m地点 2.0m
　　河口沖 0 m地点 1.224m（実験開始直後）

周　　期＝8.5 Sec

実験開始後　7時間40分

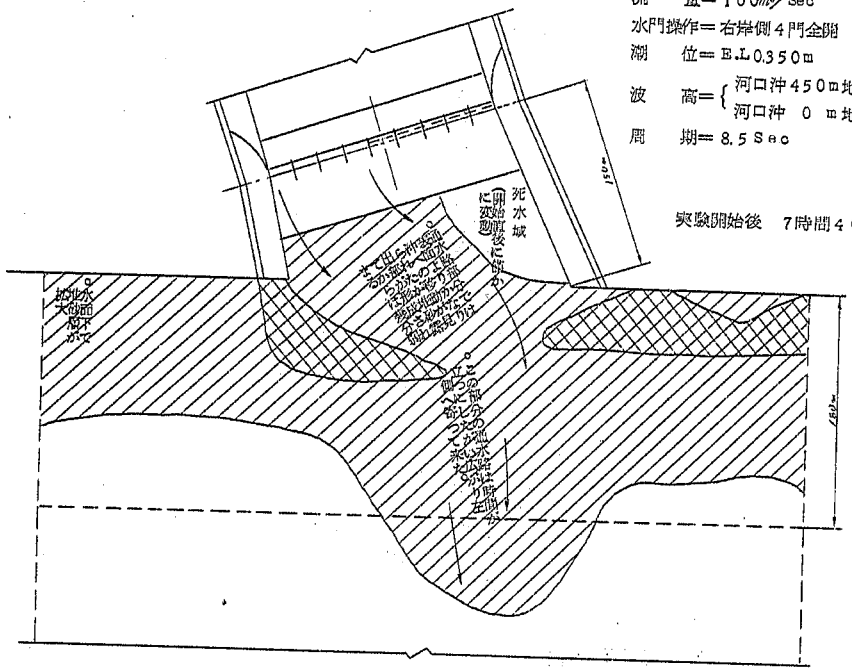
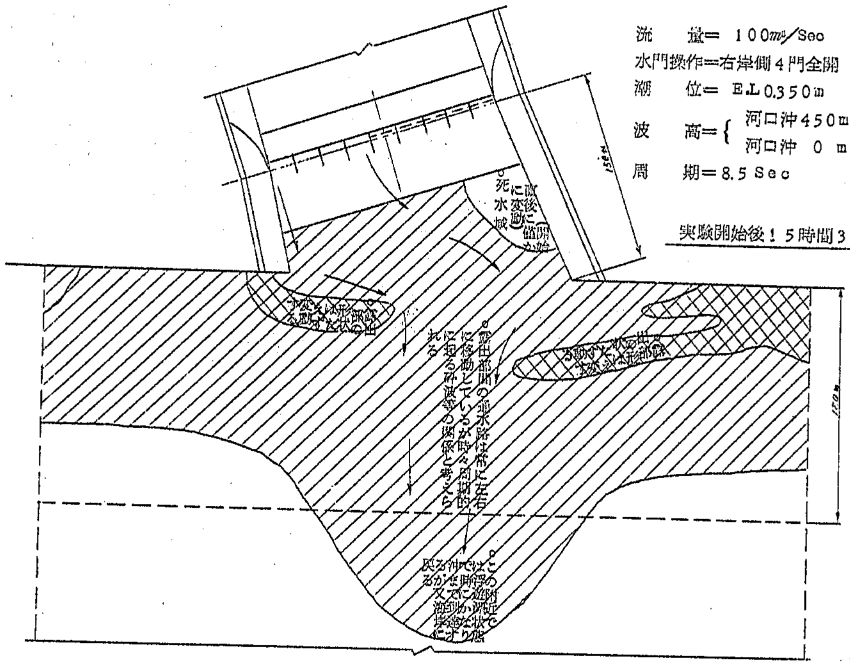


図4.51　河口附近の堆砂状態平面図

実験 3



流　　量＝ 100m³/Sec

水門操作＝右岸側4門全開

潮　　位＝ E.L 0.350 m

波　　高＝{ 河口沖450m地点 2.0 m / 河口沖 0 m地点 1.224m（実験開始直後）

周　　期＝8.5 Sec

実験開始後15時間30分

図4.52 河口附近の堆砂状態平面図

実験 3

流　量＝100m³/Sec
水門操作＝右岸側4門全開
潮　位＝E.L 0.350m
波　高＝{ 河口沖450m地点 2.0m
　　河口沖 0 m地点 1.224m（実験開始直後）
周　期＝8.5 Sec

実験開始後31時間00分（終了）

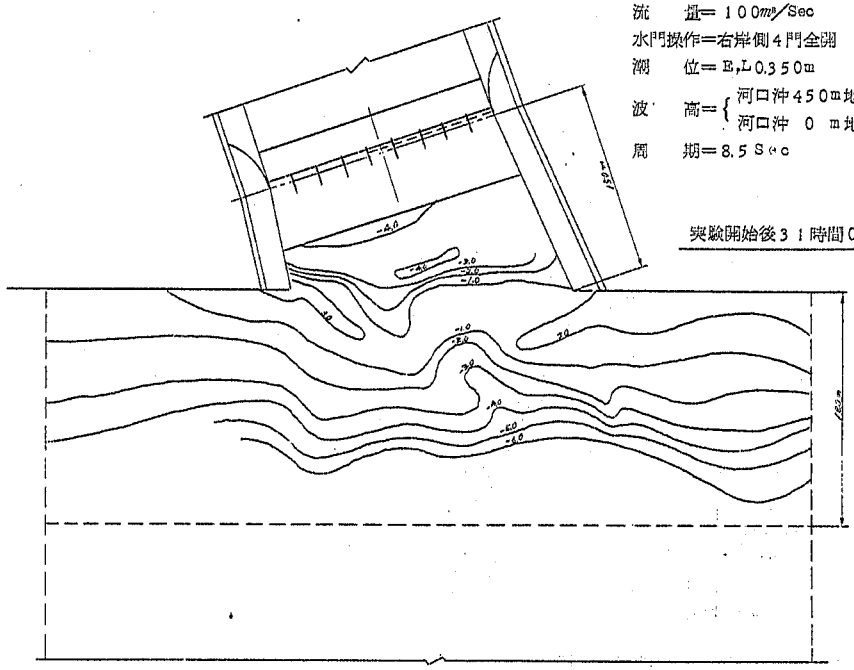


図4.5 3　河口附近の堆砂状態平面図

実験 4

流　　量＝100m³/Sec
水門操作＝右岸側4門全開
潮　　位＝E.L 0.350m
波　　高＝{ 河口沖450m地点 2.0m
　　河口沖　0　m地点 1.224m（実験開始直後）
周　　期＝8.5 Sec

実験開始後　7時間40分

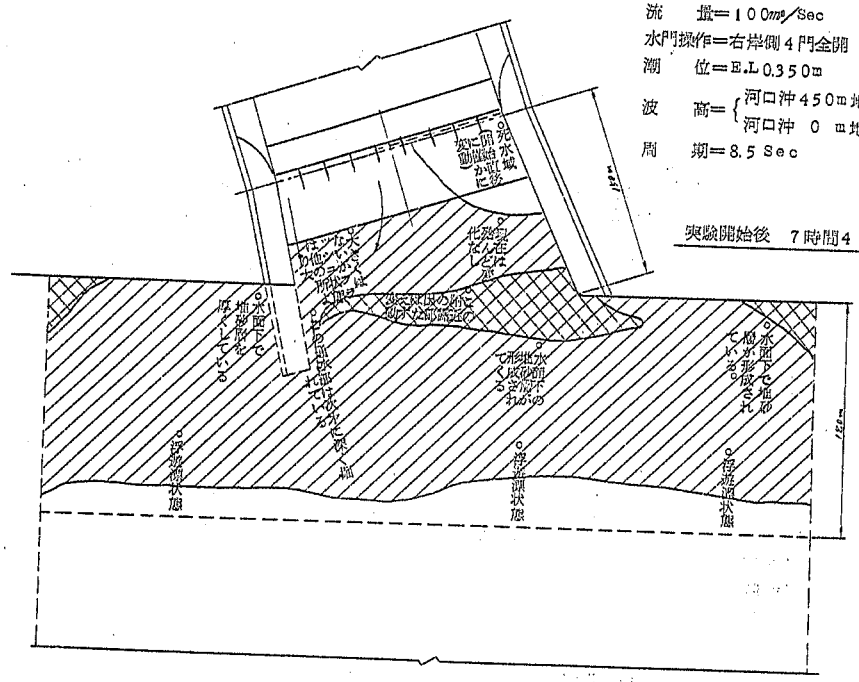


図4.5.4 河口附近の堆砂状態平面図

実験 4

流　量＝ 100m³/Sec

水門操作＝右岸側4門全開

潮　位＝ E.L 0.350m

波　高＝ { 河口沖 450m地点 2.0 m
　　河口沖 0 m地点 1.224m（実験開始直後）

周　期＝8.5 Sec

実験開始後23時間10分

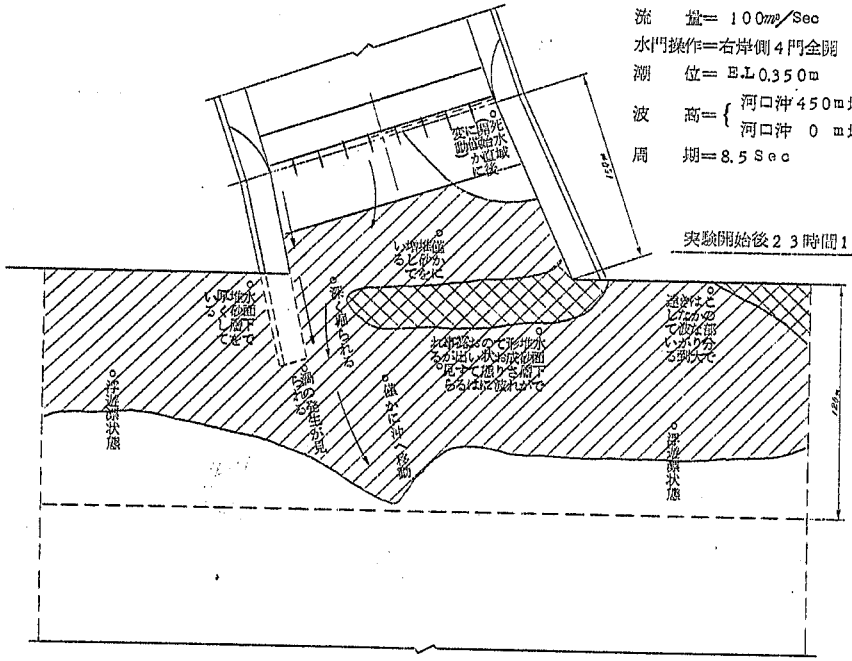
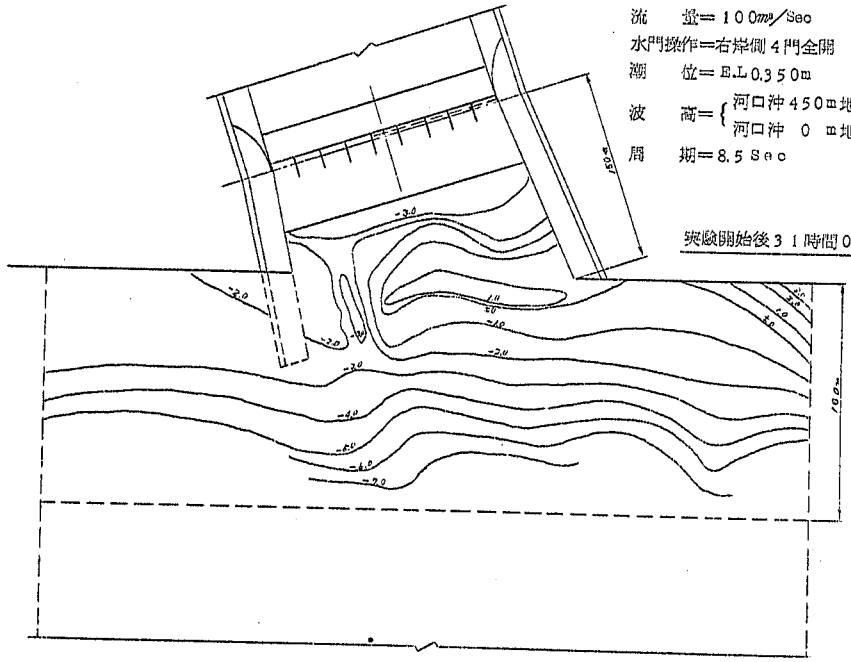


図4.55 河口附近の堆砂状態平面図

実験 4

流　量＝100m³/Sec
水門操作＝右岸側4門全開
潮　位＝E.L 0.350m
波　高＝{ 河口沖450m地点 2.0m
　　河口沖 0 m地点 1.224m（実験開始直後）
周　期＝8.5 Sec

実験開始後31時間00分（終了）



(5) 水門操作による砂州のフラッシュ

海からの条件に対応したある一定流量以上の河川流量がある場合には河口はそれに応じた開口巾を有するが，人為的に水門操作を行って水を流す場所をかえ，あるいは堰上げて高速流を噴出せしめれば，河口の状態は一層改善される。

このようなフラッシュの特性を調べるためにスタイロンを使用して実験を行った。実験条件は表 4.6 のとおりである。

表 4.6　実験条件

ケース番号	流量 m³/Sec		潮位 T.P.+m	水門操作 左岸側（ゲートは全開）右岸側									右岸堤の有無	海流の有無	上流水位(450m)	初期河床
	100	200	0.350	1	2	3	4	5	6	7	8	9	有	無		
1	○		○							○	○	○	○		0.420	堆砂実験最終河床
												○			0.396	
2	○		○	○	○	○							○		0.432	〃
				○											0.402	
3	○		○						○	○	○	○		○	0.606	〃
											○	○			0.408	
												○			0.396	
4	○		○						○	○	○	○			0.612	〃
											○	○	○		0.408	
5	○		○									○			0.396	
6	○		○									○	○		0.396	右半分堆積，左半分はT.P.－4m
7	○		○									○	○		0.396	右3/4〃，左1/4はT.P.－2.5m
8	○		○	○								○	○		0.396	河口上流100mから海部へ180mの区間に一様な堆積層T.P.－1m
9	○		○							○	○	○	○		0.402	中央に通水部
10	○		○			○	○	○					○		0.420	右岸に通水部
								○							－	中央部に水路
11		○	○			○							○		－	
12		○	○								○	○			－	右岸に水路
13		○	○								○	○			0.816	左岸に水路
															0.816	前面一様に堆砂

実験結果を図 4.5 6 ～ 4.9 0 および表 4.7 ～ 4.8 に示す。これらの実験により明らかにされた主要事項は次のようである。

a. 流れは，実験開始時には，殆んどの場合堆砂層の低い水深の大きな所を流れる。

これは，次第に時間がたつにつれて，流れに逆う堆砂部分を掘り崩し，フラッシュして，直進的なあるいは別の通水部を形成していくようになる。

b. 通水部が次第に掘り下って，ある程度までになると，フラッシュ力は減じる。そして次に通水部の側面を切り崩して巾を拡げるようになる。しかし，流量に対してある程度の通水部が形成されると安定した流れとなり，堆積や，浸食は見られなくなる。

c. 開放水門直下流では流れは早い。そのためにこの付近では掃流力が大きく，浮遊状態になるものが多い。しかし，下流部に進むにつれ流速は落ちるから沈降する。これより下流では河床表面で転ったり，いくぶん飛び上ったりしてたえず入れ替わりながらさらにその下流へと流下し海部へ移動する。

d. 開放水門や流心部から離れた所や対岸では，迂回流が発生している。

この迂回流により，堆積層の変動が見られ，浸食されることもあるが，ほとんどの場合，主流の通水部から運ばれる流砂等により，堆積を増大することが多い。

e. 流量 1 0 0 m³／S の場合，開水門数が 4 門，3 門では流れやすいところを迂回して掃流力は弱い。2 門にしてもあまり大きい掃流力とはならず水路巾を拡げることはかなり困難である。1 門にすれば正面に堆砂があっても徐々に掃蝕していくようである。この掃蝕力は水門を少ししぼって上流水位をあげ高速流を噴出せしめるようにすれば，さらに増大するから 1 0 0 m³／S 程度を維持流量と考えてよいと思われる。

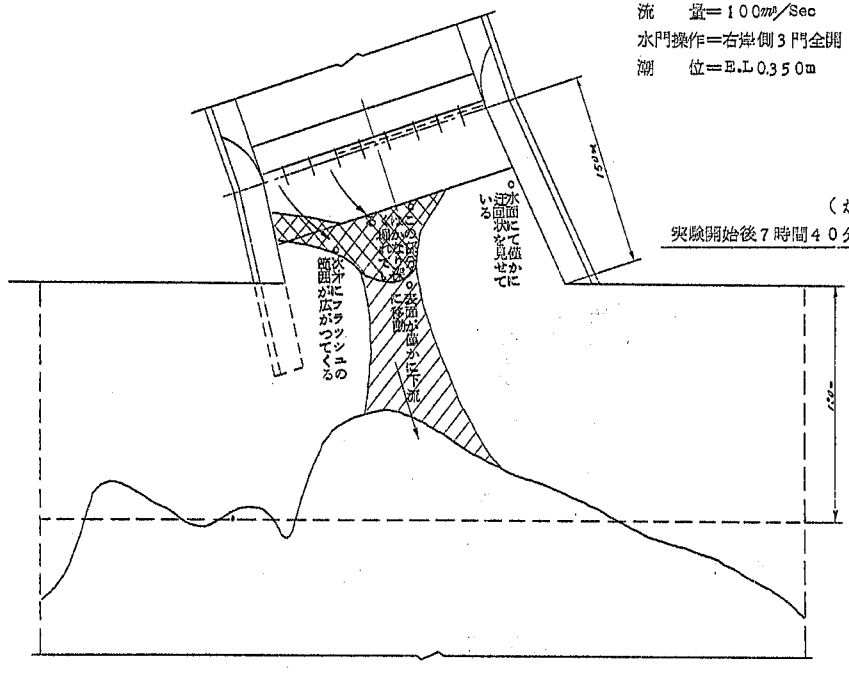
f. 流量２００m³／Sの場合は，１００m³／Sに較べて数倍の力を有し，短時間に前面の砂堆を破る。

g. 河口が砂で全閉したときは，水位が砂州を越えてオーバーフローするようになると砂州はかなり早く崩壊する。その場合，開口部巾は貯溜量に関係する。

図 4.5 6　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

初期河床は実験 1

流　　量＝100㎥/Sec
水門操作＝右岸側3門全開
潮　　位＝E.L 0.350m



（かなり安定した形状である）

実験開始後7時間40分

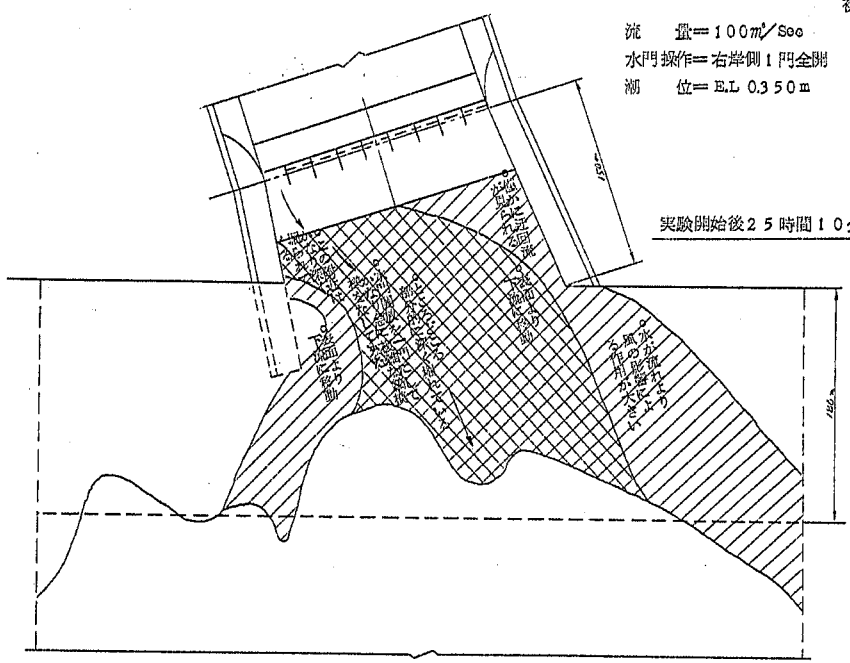
註：河口より上流100～157mまで従来河床より3.6m嵩上し，それより傾斜をなし180m地点で従来河床とすり付けとした。尚，堆砂及フラッシュ実験は基準点標高を従来より3.6m高くしたものとして行つた。

図4.57　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

初期河床は図4.56

流　　量＝100m³/Sec
水門操作＝右岸側1門全開
潮　　位＝E.L 0.350m

実験開始後25時間10分



水門を1門にすると掃流力が相当大きくなりフラッシュされる範囲がひろがる。

図458　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

初期河床は実験1

流　量＝100m³/Sec

水門操作＝最初右岸側3門全開　11時間40分後に右岸側1門に縮小する

潮　位＝E.L 0.350m

実験開始後15時間30分（終了）

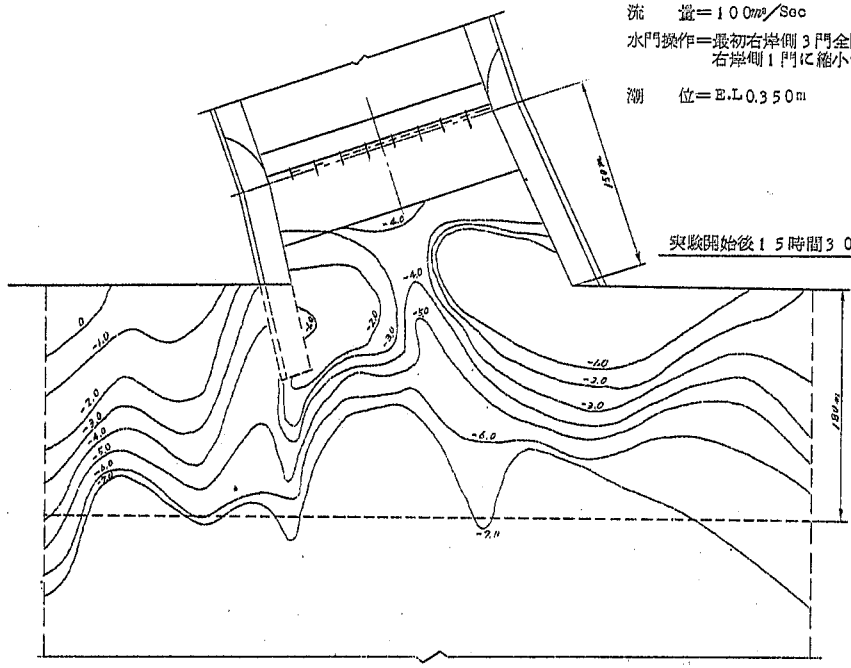


図4.59　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験2

流　量＝100m³/Sec

水門操作＝左岸側3門全開

潮　位＝E.L 0.350m

（総じてあまり大きな変化ない）

実験開始後15時間30分

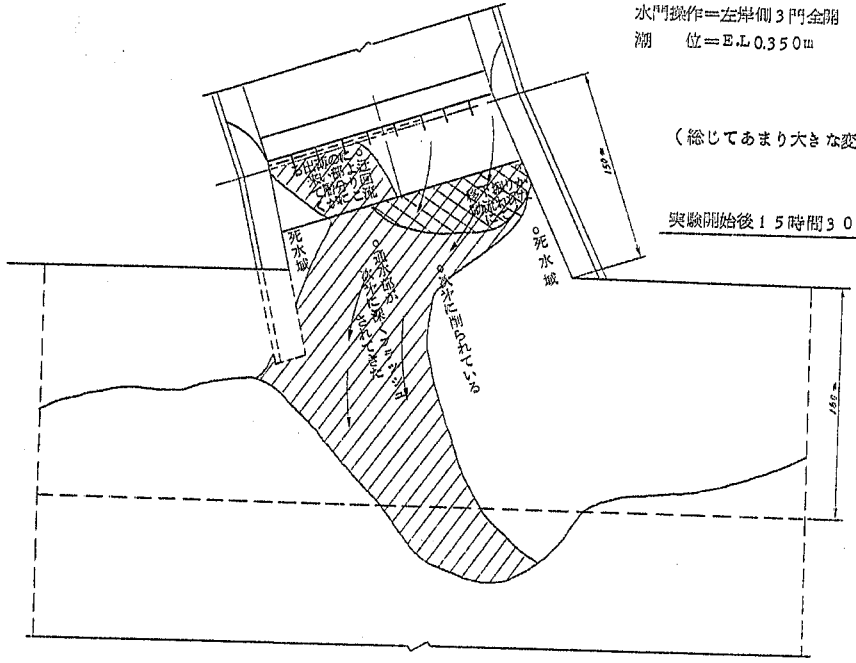


図460　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験2
初期河床は図5.59

流　量＝100m³/Sec
水門操作＝左岸側1門全開
潮　位＝E.L 0.350m

（1門にすると変化が激しくなる）

実験開始後23時間10分

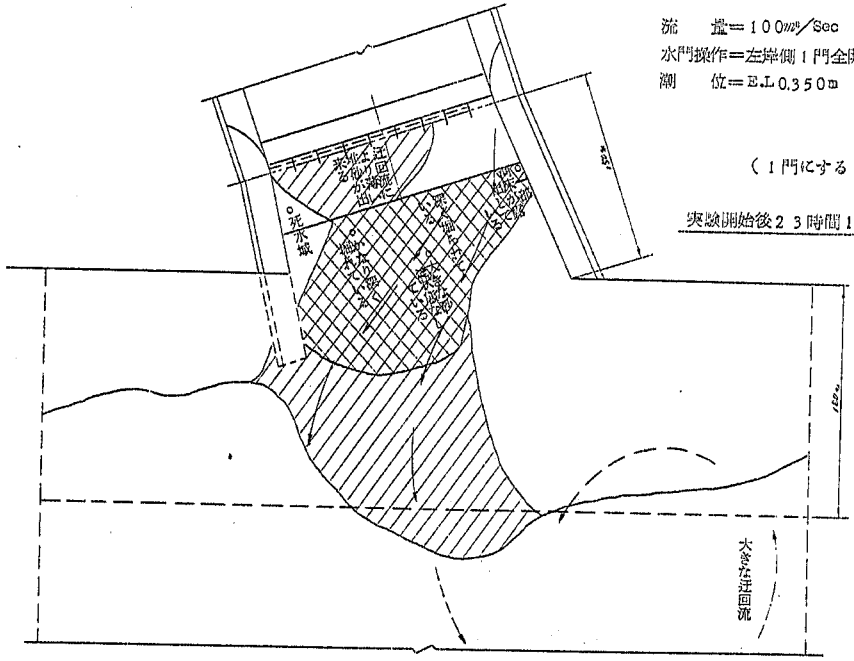


図４６１　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験２

流　量＝１００m³/Sec

水門操作＝最初左岸側３門全開１９時間２２分後に左岸側１門に縮小する

潮　位＝E.L0.350m

実験開始後４２時間４０分（終了）

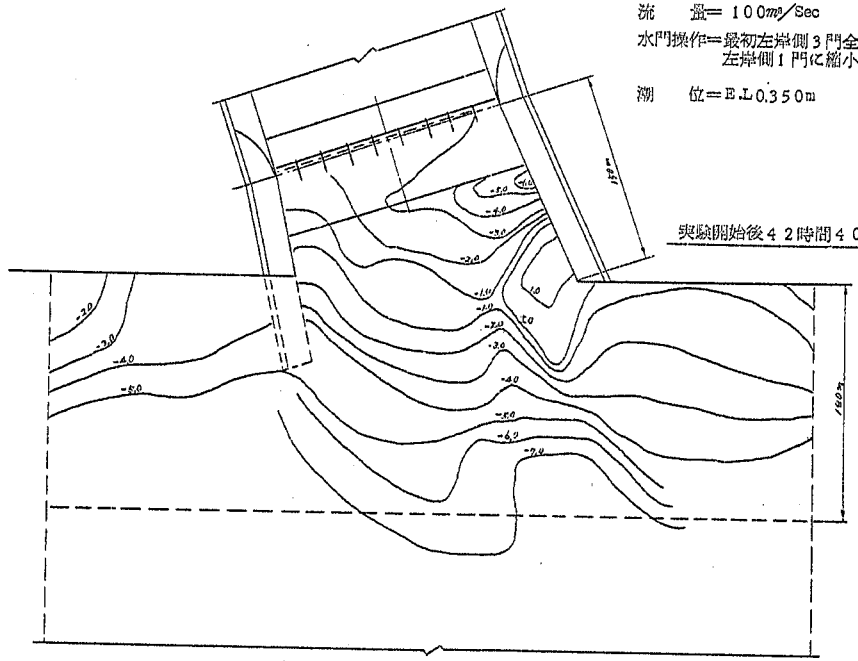


図4.62 河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

初期河床は実験3

流　量＝100m³/Sec

水門操作＝最初右岸側4門全開23時間10分後に右岸側2門更に31時間後に右岸側1門に縮小する

潮　位＝EL0.350m

実験開始後46時間30分（終了）

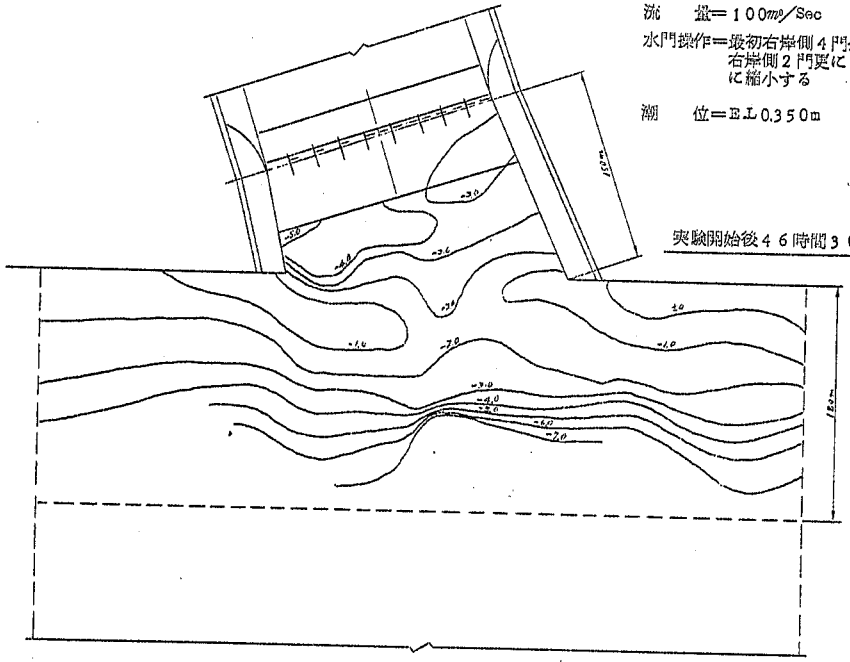


図4.63　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

初期河床は実験４

流　　量＝１００m³/Sec

水門操作＝最初右岸側４門全開１５時間３０分後に
右岸２門更に２２時間２０分後に右岸側
１門に縮小する

潮　　位＝E.L 0.350m

実験開始後３１時間００分（終了）

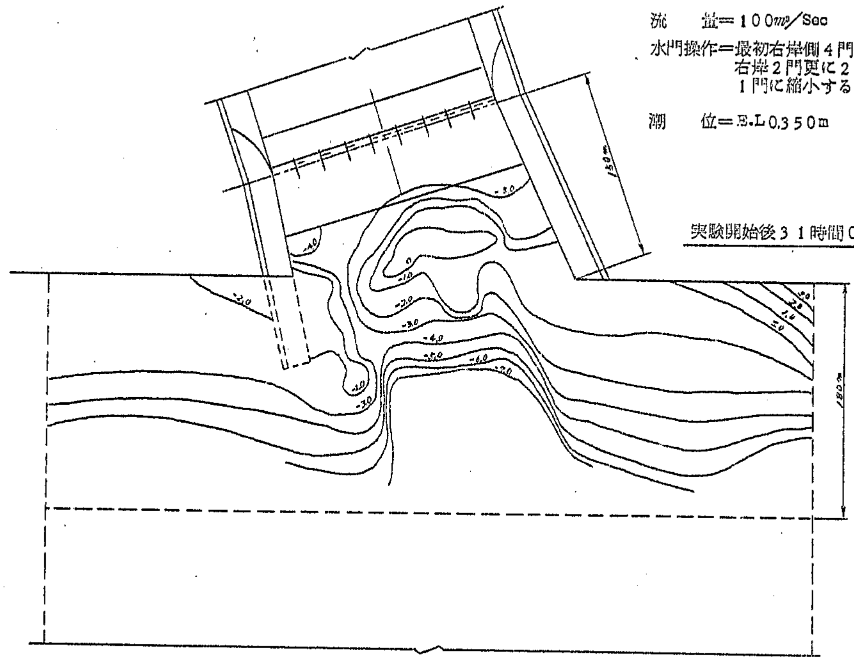


図4.64 河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験5 初期河床

流　量＝100m³/Sec
水門操作＝右岸側1門全開
潮　位＝EL0.350m

（模型右岸半分に砂州のある例）

実験開始後0時間00分（開始前）

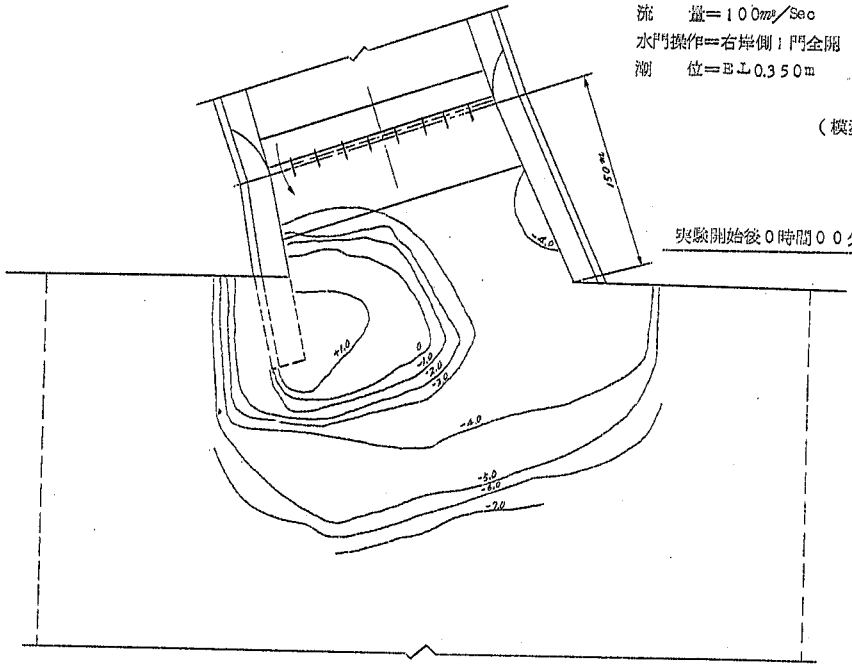


図4.65 河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験 5

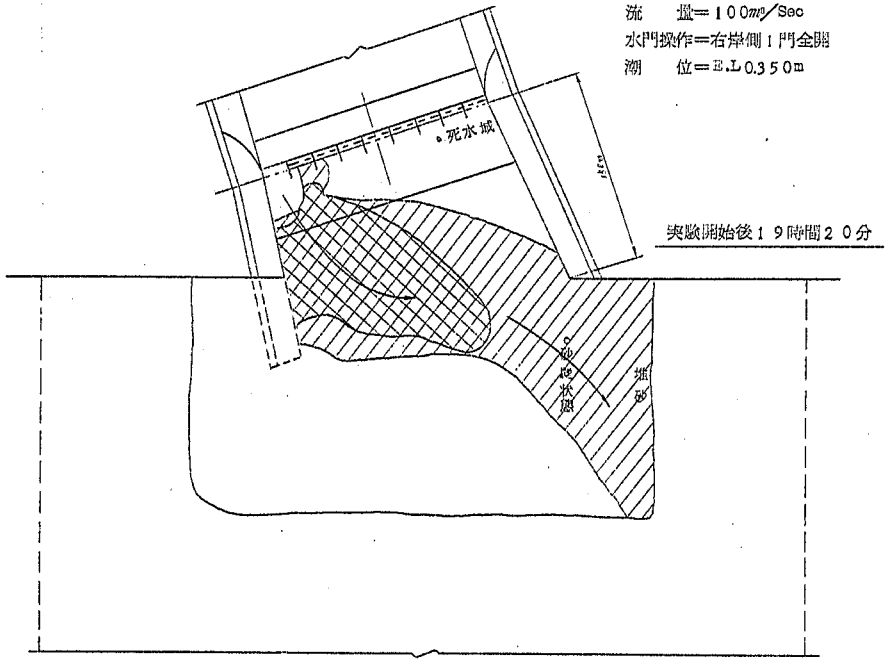
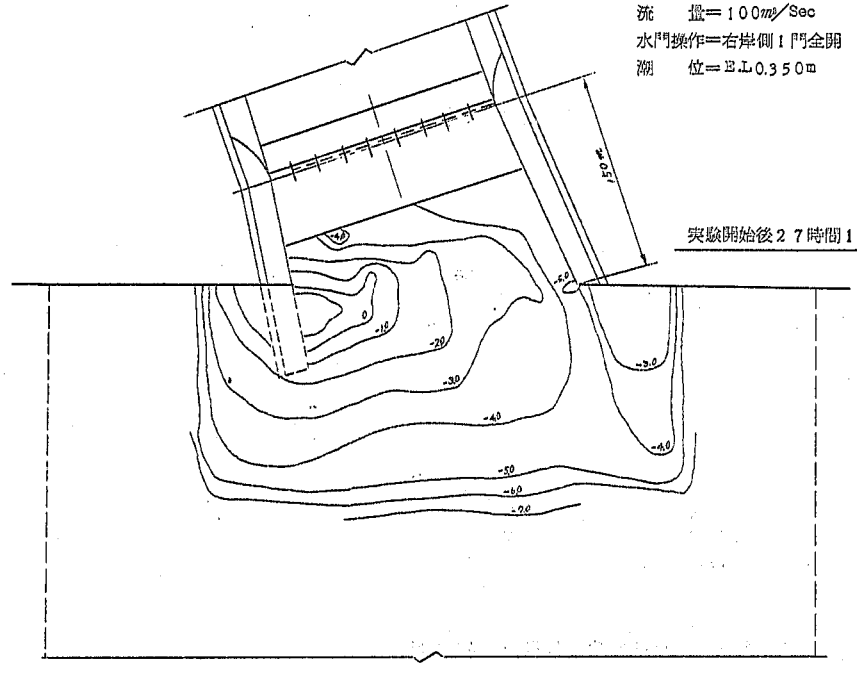


図466 河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験5

流　量＝100m³/Sec
水門操作＝右岸側1門全開
潮　位＝E.L0.350m



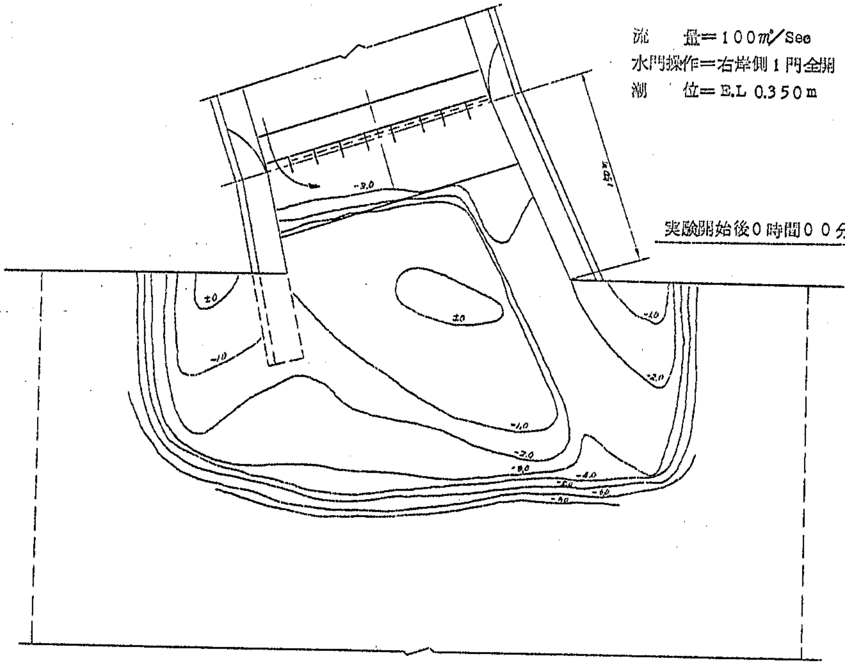
実験開始後27時間10分（終了）

図4.67　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験6　初期河床

流　　量＝100㎥/Sec
水門操作＝右岸側1門全開
潮　　位＝E.L 0.350m

（左岸に通路をつくつた場合）



実験開始後0時間00分（開始前）

図4.68　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験6

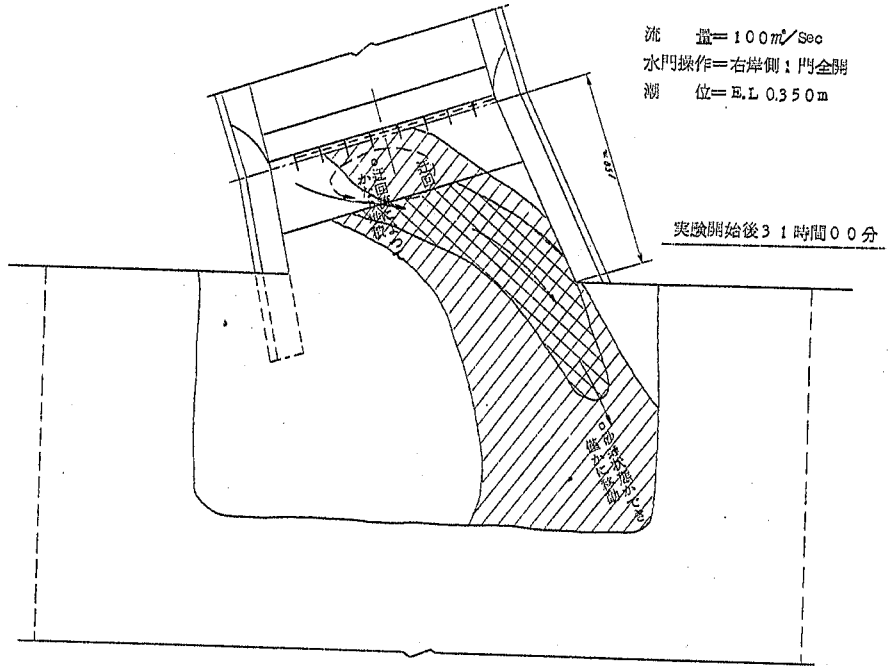


図4.69 河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験 6

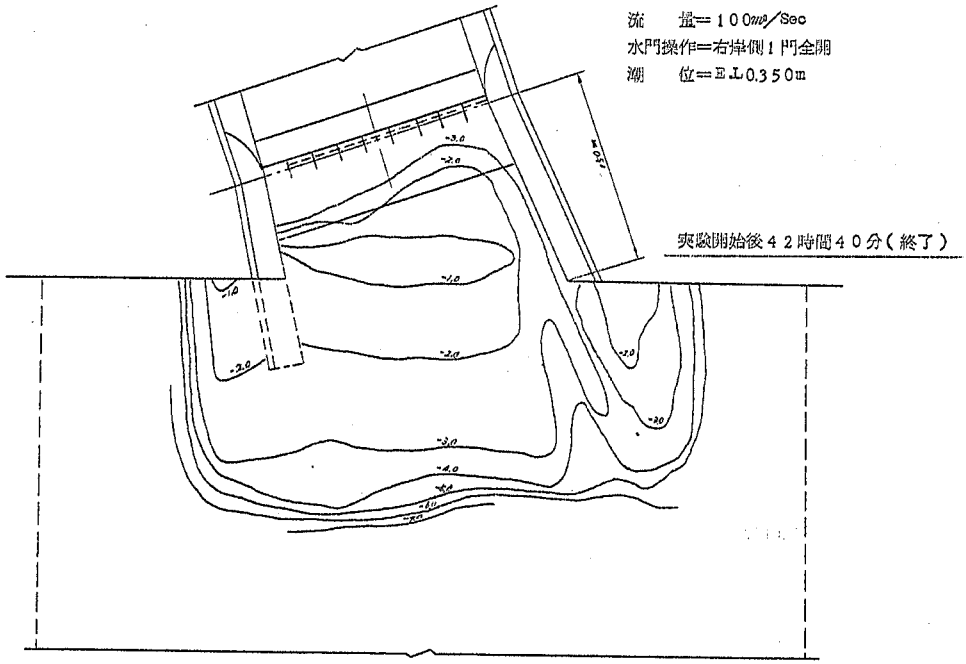


図４７０　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験７

流　　量＝１００㎥/Sec
水門操作＝右岸側１門全開
潮　　位＝E.L 0.３５０m

河口前面一様の
堆砂の場合

実験開始後０時間００分（開始前）

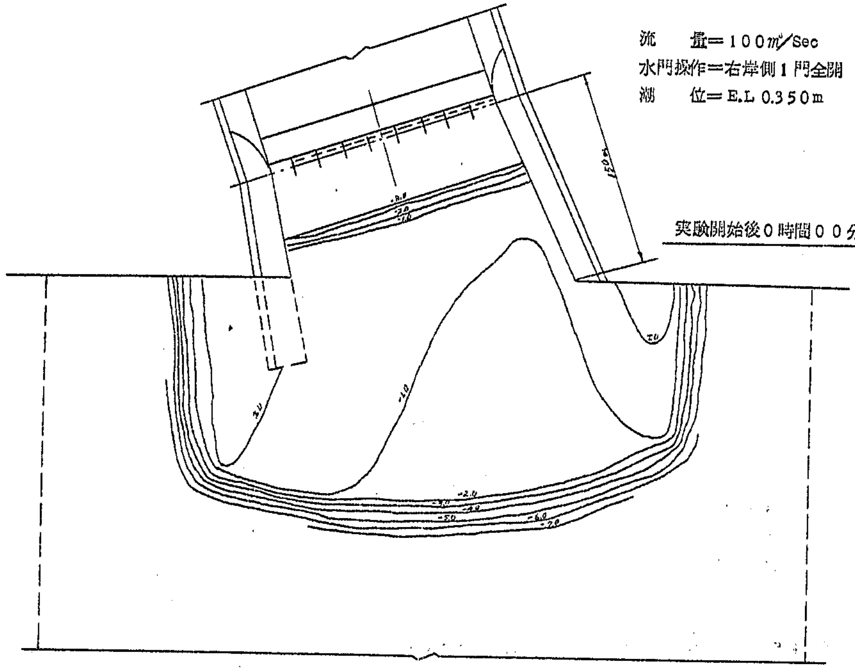


図4.71　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験 1

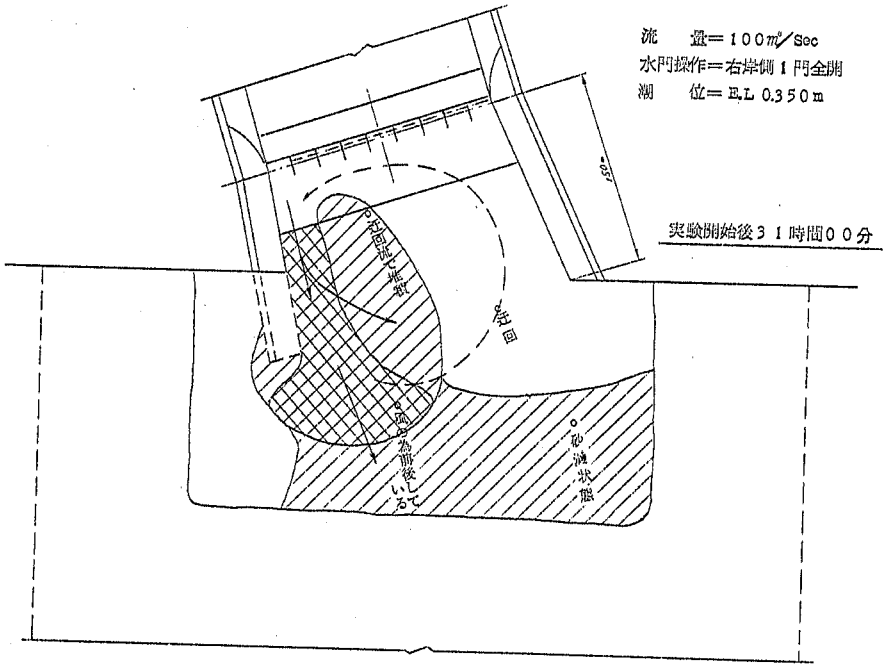


図4.72　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験7

流　　量＝100㎥/Sec
水門操作＝右岸側1門全開
潮　　位＝E.L 0.350m

実験開始後46時間30分（終了）

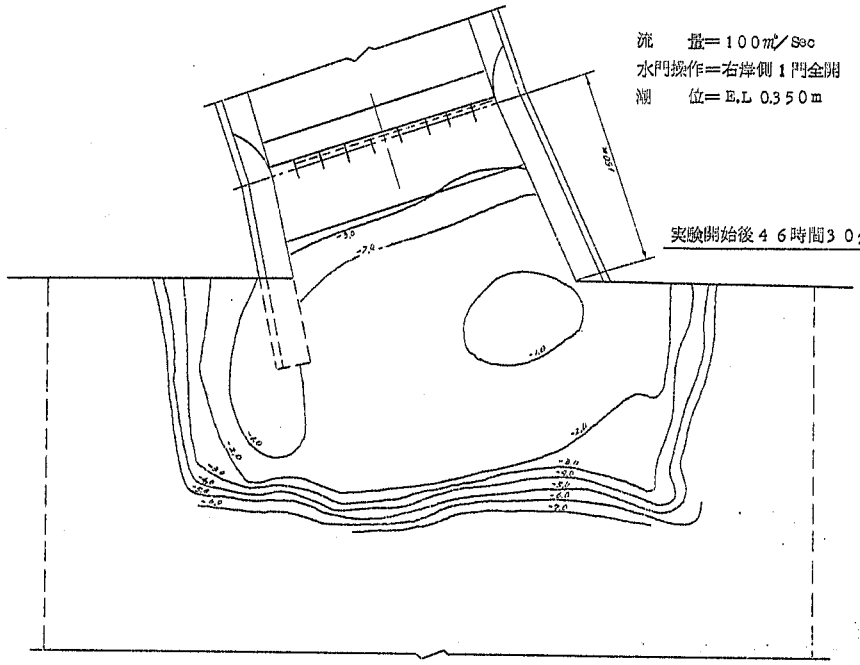


図473　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験8　初期河床

流　　量＝100㎥/Sec
水門操作＝左岸側1門全開
潮　　位＝E.L 0.350m

（中央に水路のある場合）

実験開始後0時間00分（開始前）

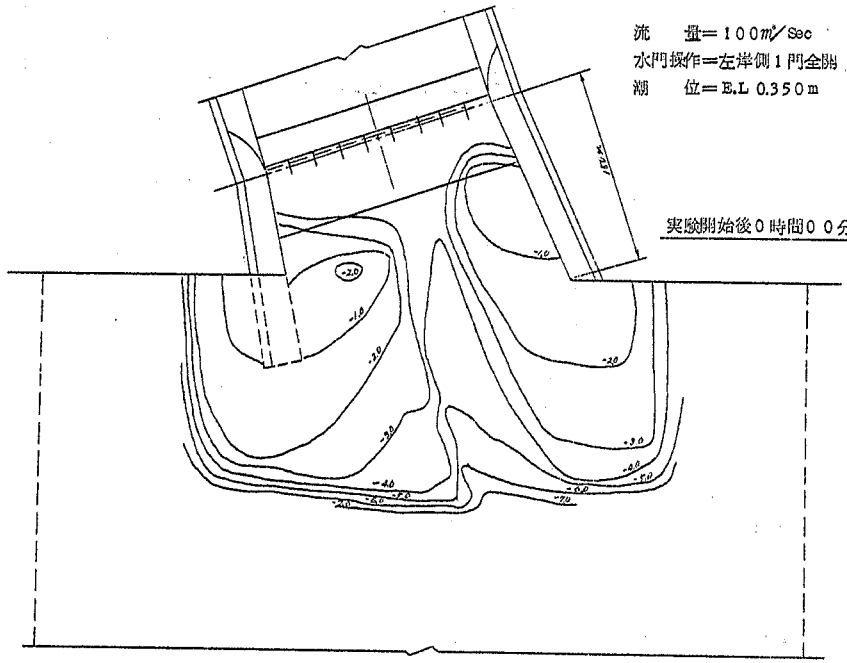


図4.74　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験 8

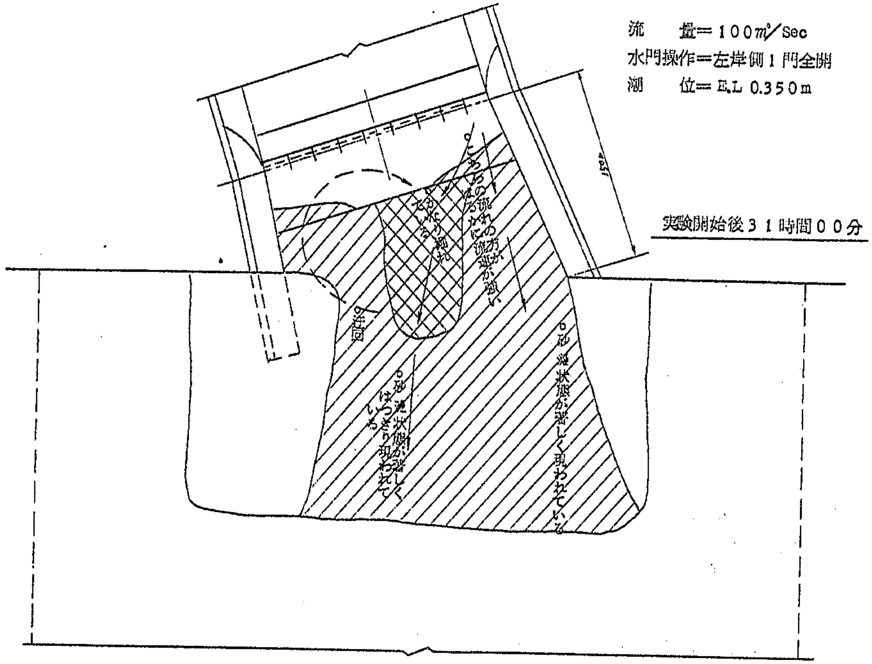
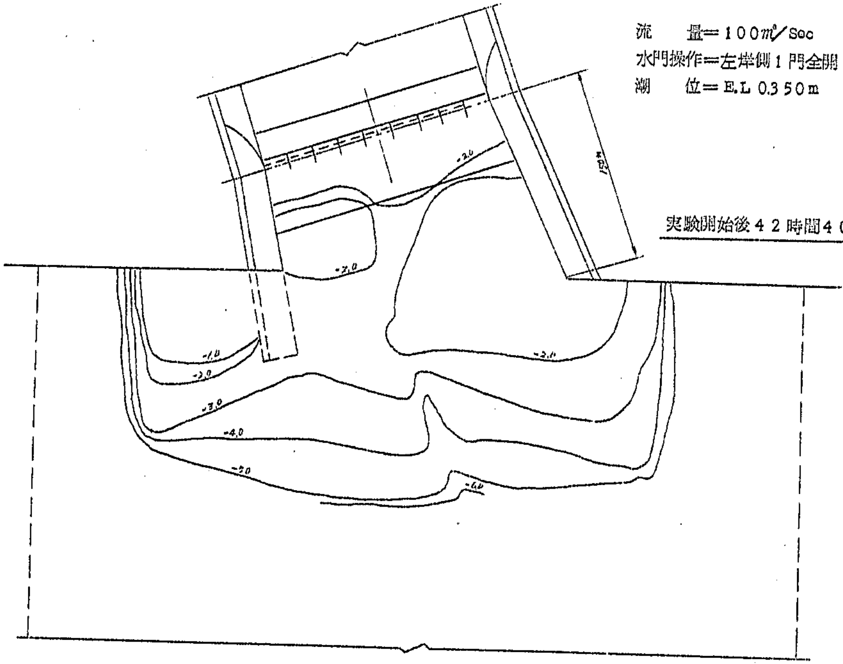


図4.75　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験8

流　　量＝100㎥/Sec
水門操作＝左岸側1門全開
湖　　位＝E.L 0.350m

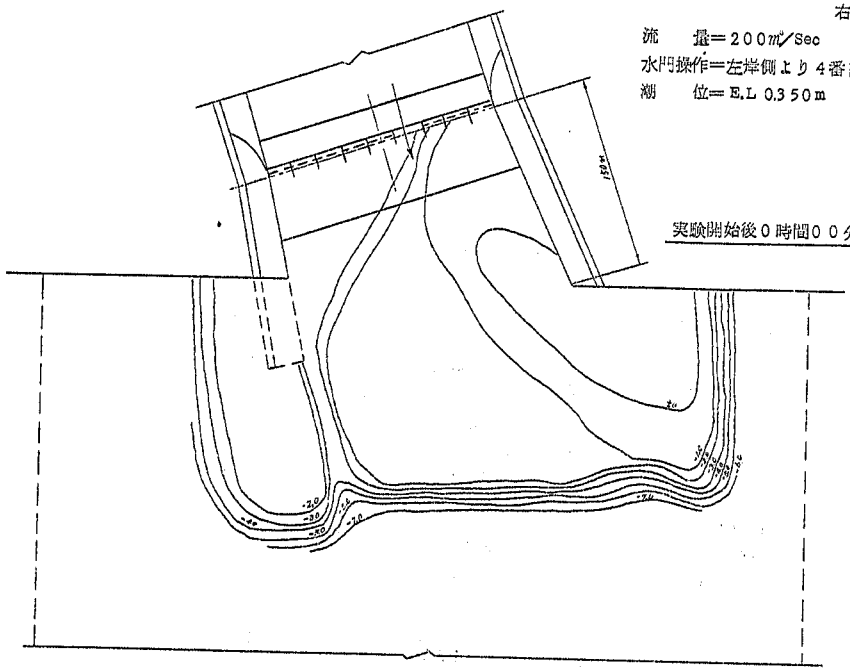


実験開始後42時間40分（終了）

図476　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験11　初期河床
右岸に水路

流　量＝200㎥/Sec
水門操作＝左岸側より4番目全開
潮　位＝E.L 0.350m



実験開始後0時間00分（開始前）

図4.77　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験 11

流　　量＝200㎥/Sec
水門操作＝左岸側より4番目全開
潮　　位＝E.L 0.350m

実験開始後7時間40分

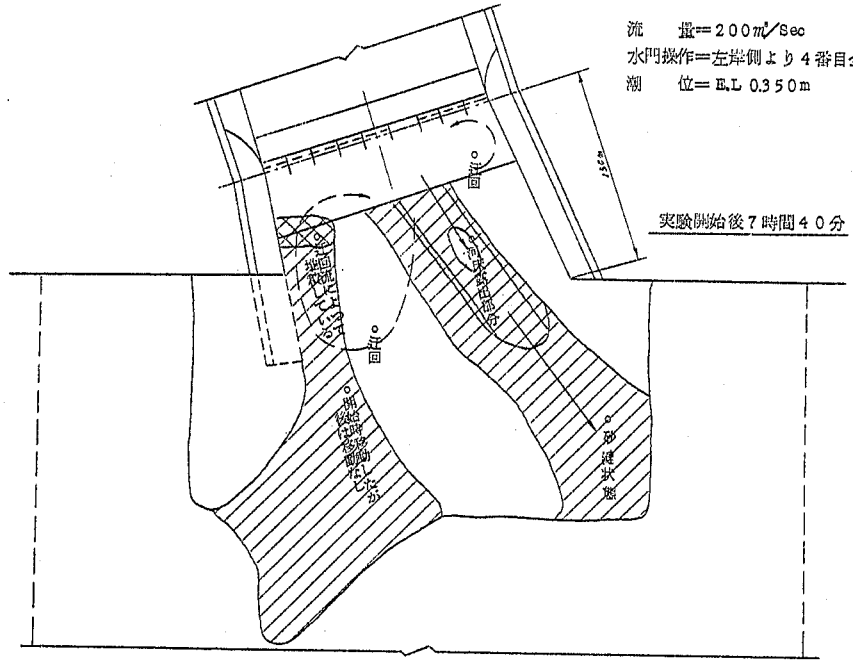


図4.78　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験11

流　　量＝200㎥/Sec
水門操作＝左岸側より4番目全開
潮　　位＝E.L 0.350m

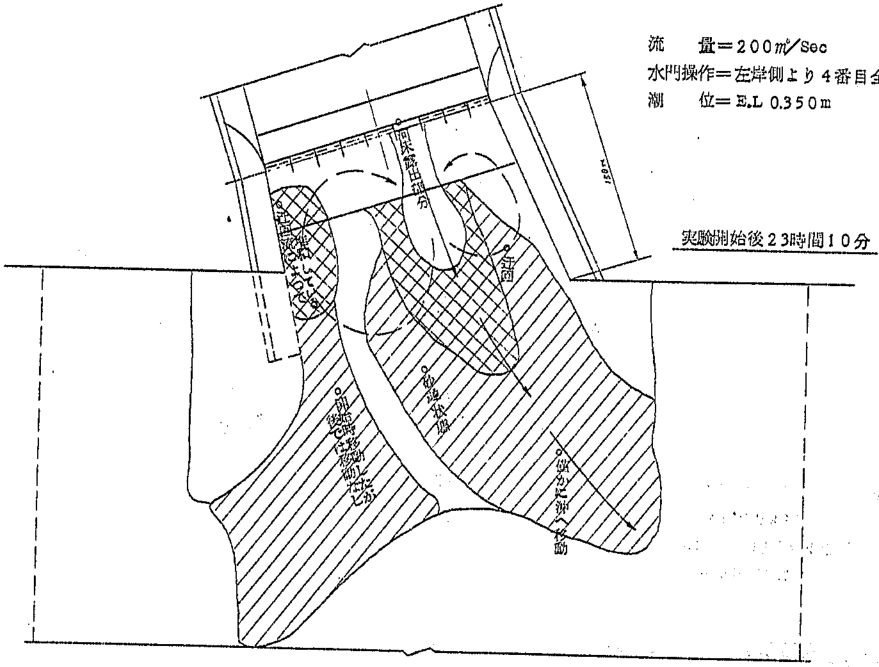


図4.79　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験11

流　　量＝200㎥/sec
水門操作＝左岸側より4番目全開
潮　　位＝E.L 0.350m
（流量が大きいから直前を洗掘する）

実験開始後38時間40分（終了）

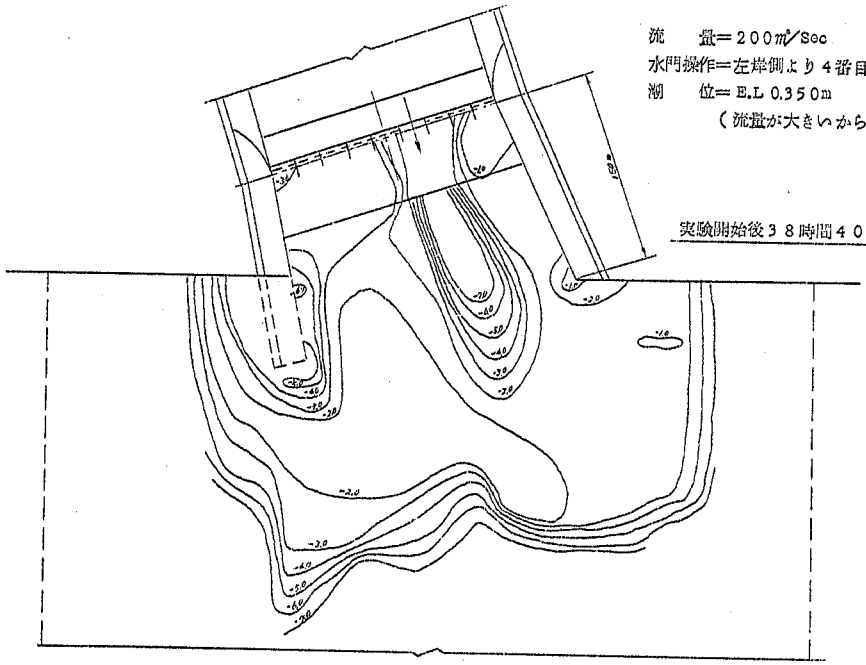


図4.80　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験12

流　量＝200㎥/Sec　　初期河床
水門操作＝右岸側1門全開
潮　位＝E.L 0.350m

実験開始後0時間00分（開始前）

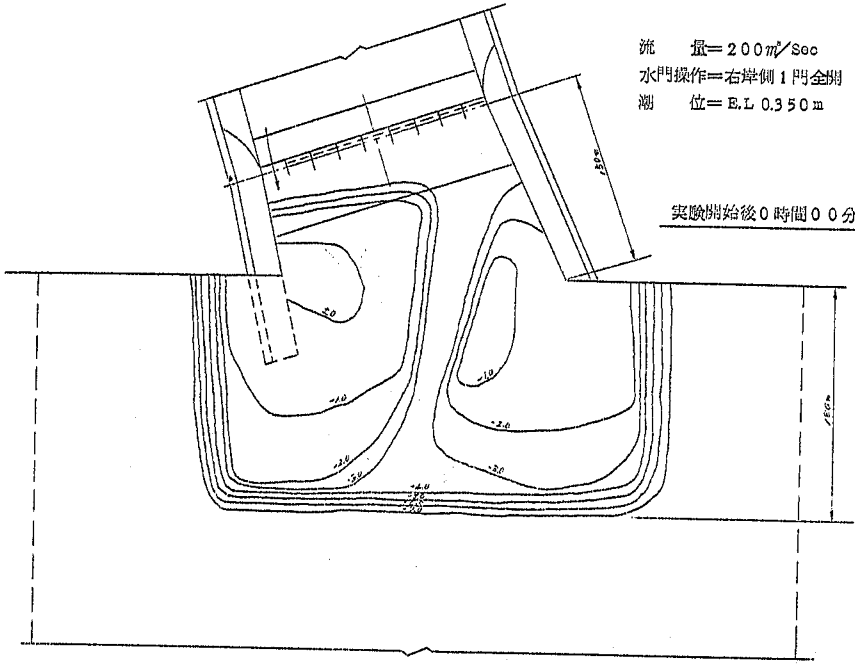


図4.81　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験12

流　　量＝2.00㎥/Sec
水門操作＝右岸側1門全開
湖　　位＝E.L 0.350m

実験開始後2時間00分

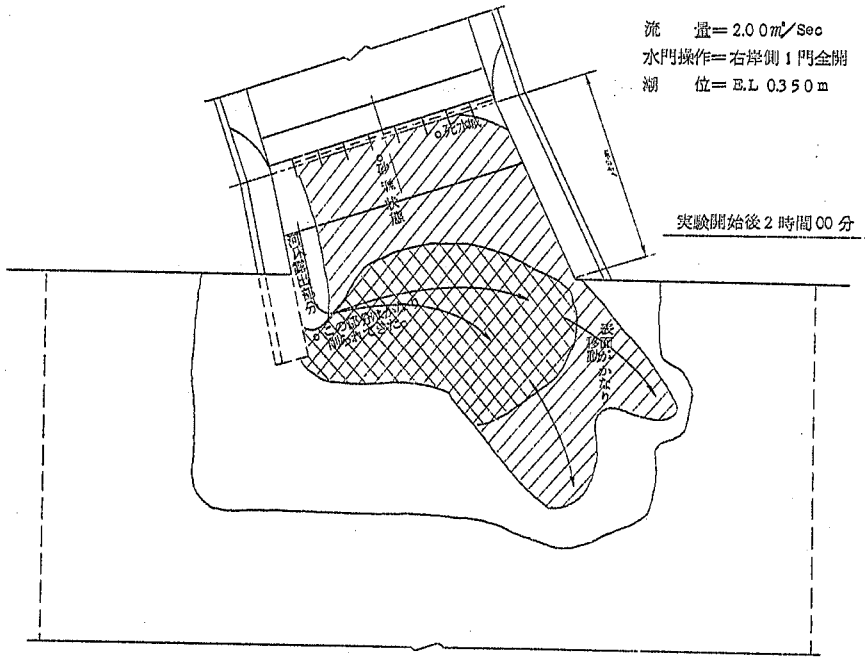


図4.82　河口附近の堆砂槽のフラッシュ状態平面図

実験 1 2

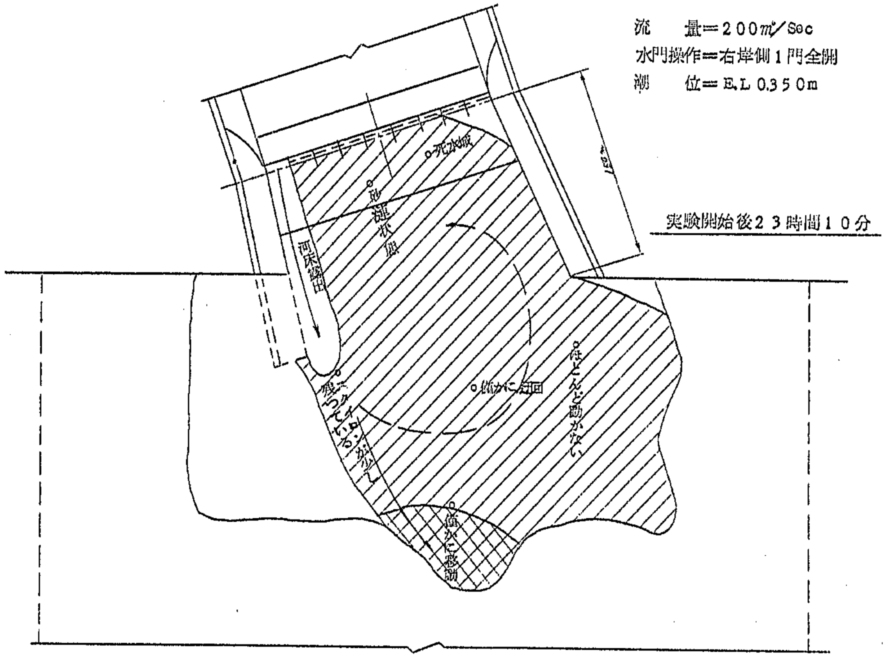


図4.8.3　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験12

流　　量＝200m³/Sec
水門操作＝右岸側1門全開
湖　　位＝E.L 0.350m

実験開始後46時間30分（終了）

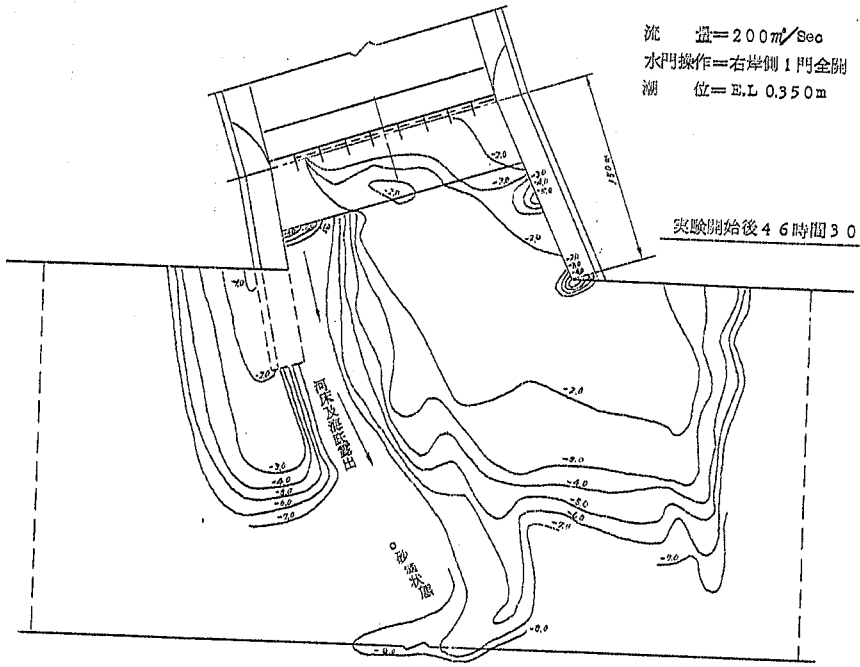


図484　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験13　初期河床

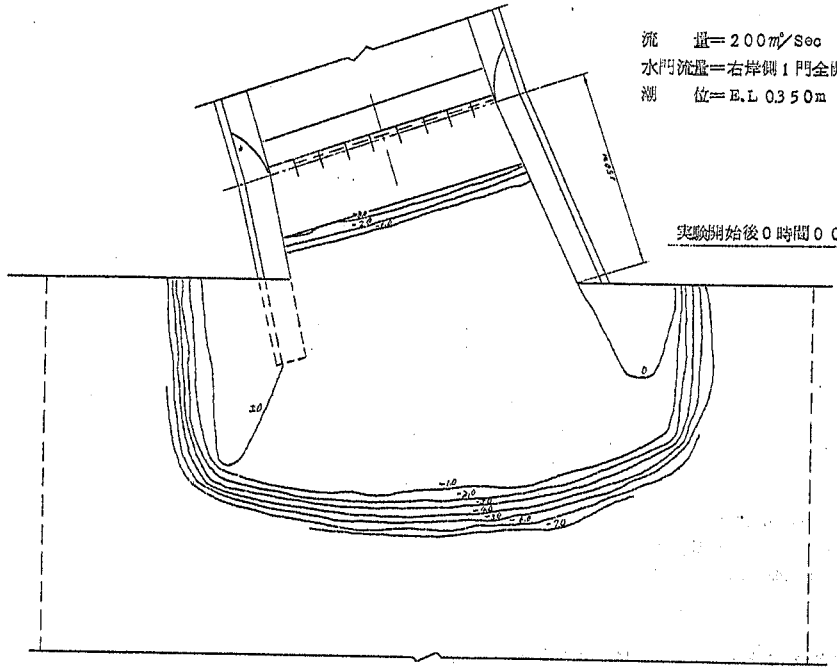


図485　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験13

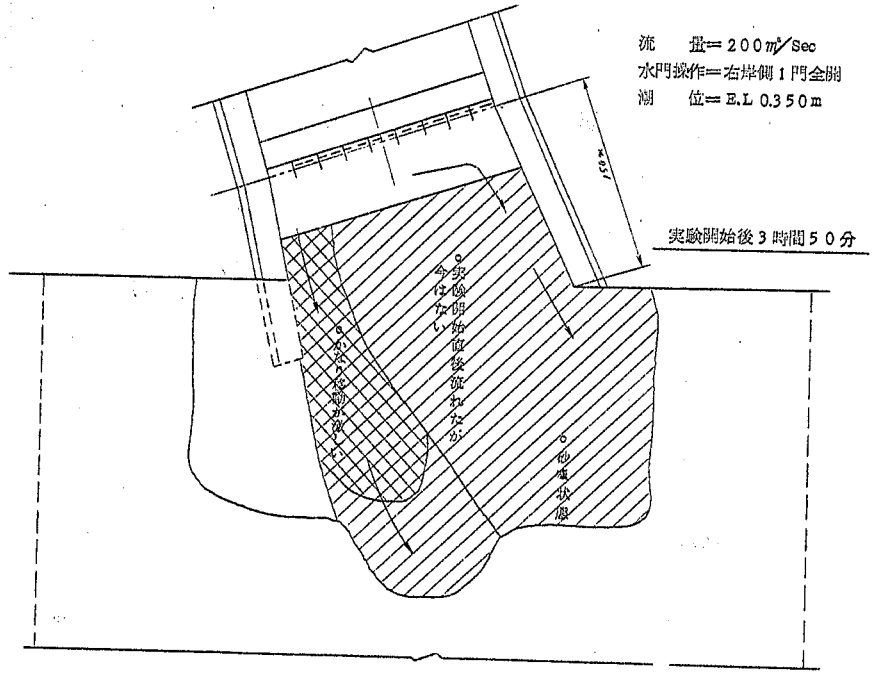


図486　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験13

流　　量＝200㎥/Sec

水門操作＝右岸側1門全開

潮　　位＝E.L 0.350m

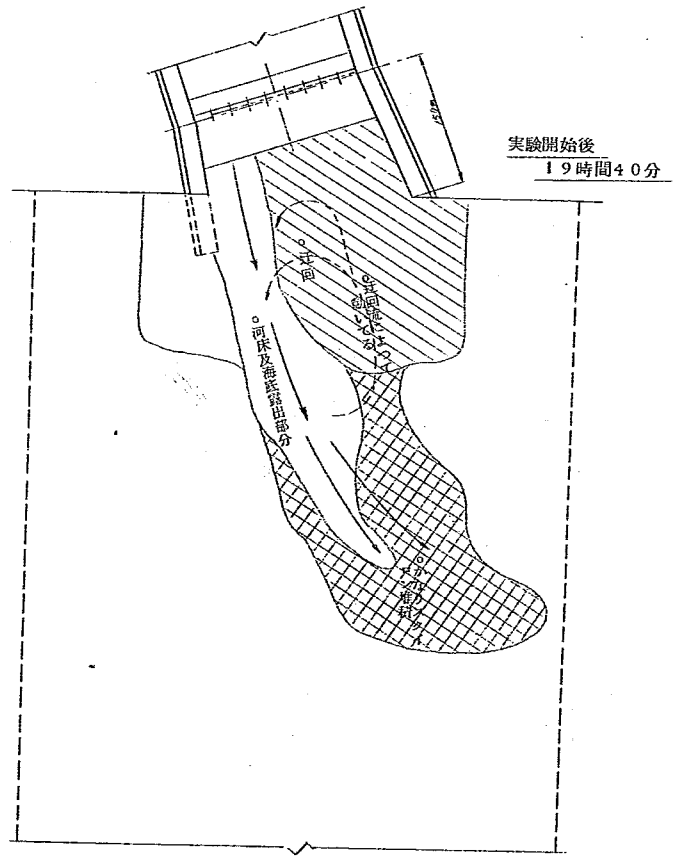


図487　河口附近の堆砂層のフラッシュ状態平面図

実験１３

流　　量＝200m³/Sec
水門操作＝右岸側１門全開
潮　　位＝E.L0.350m

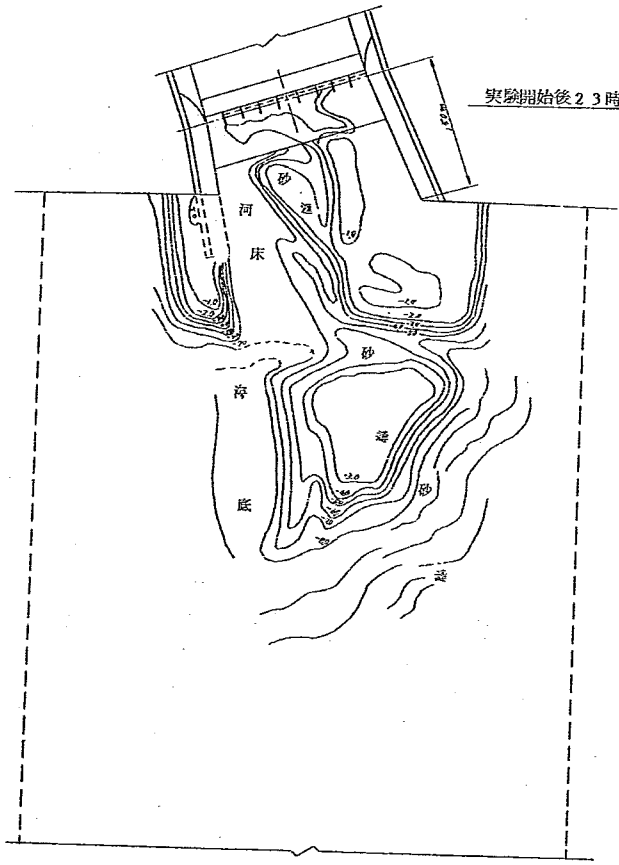
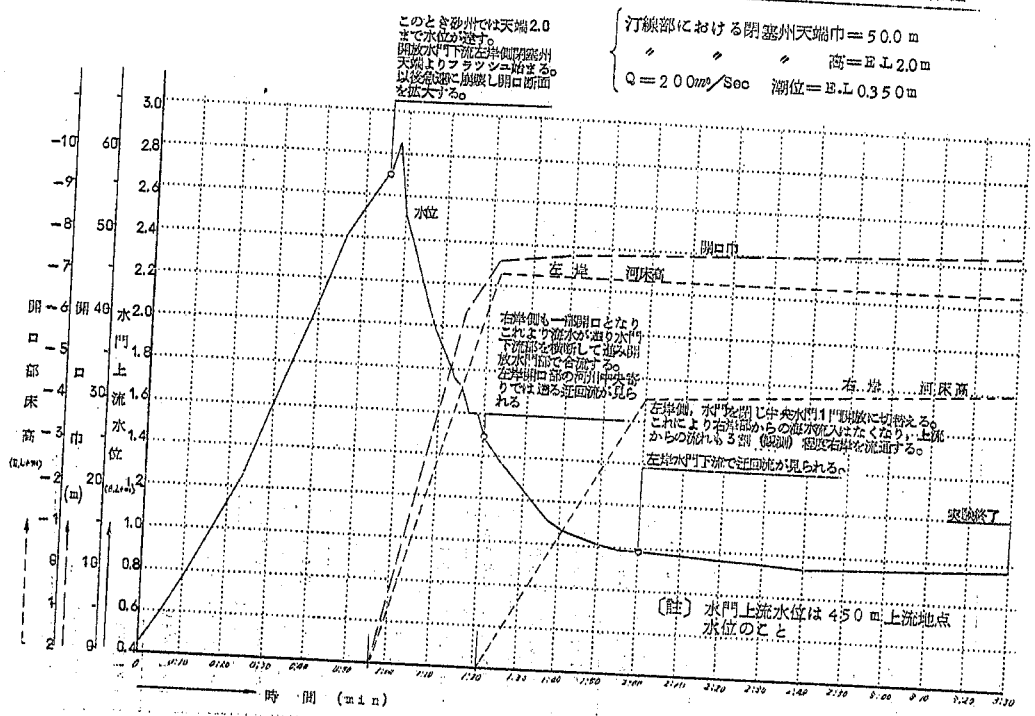


図 4.8.8　河口閉塞と河水貯留による閉塞州除去関係図



表－47　河口閉塞と河水貯留による閉

時　間	上流水位	開口巾	開口部床高	摘　要
	E.L+m	m	E.L+m	
0時0分0秒	0.432			○開始
7″44	0.660			
15″11	0.948			
23″14	1.242			
30″59	1.638			
38″44	2.046			
46″28	2.412			
54″13	2.658			
56″09	2.696			○開放水門下流左岸側閉塞州天端よりフラッシュ始まる。以後急速に崩壊し開口断面を拡大する。
58″06	2.856			
1″00″02	2.514			
1″01″58	2.394			
1″03″54	2.238			
1″05″50	2.136			
1″07″47	2.028			
1″09″43	1.932			
1″11″39	1.854			
1″13″35	1.758			
1″15″31	1.716	左岸42,000		

塞州除去関係測定値表

汀線部における閉塞州天端巾＝５０.０ｍ　Ｑ＝２００㎥／sec
〃　〃　〃　高＝Ｅ.Ｌ２.０ｍ　潮位＝Ｅ.Ｌ. ０.３５０ｍ

時　間	上流水位	開口巾	開口部床高	摘　要
	E.L+m	m	E.L+m	
1〃17〃28	1.596			
1〃19〃24	1.590			
1〃21〃20	1.476			○右岸側も一部開口となり，これより海水が廻り水門下流部を横断して進み開放水門部で合流する。
1〃23〃16	1.428	左岸 48.000	左岸通水部河床露出－7.300	○左岸開口部の河川中央寄りでは廻る迂回流が見られる。
1〃25〃12	1.362			
1〃29〃05	1.284			
1〃32〃57	1.218			
1〃36〃50	1.122			
1〃40〃42	1.068	左岸 49.000	左岸－7.300	
1〃44〃34	1.044			
1〃48〃26	1.008			
1〃52〃19	0.990			
1〃56〃11	0.984			
2〃00〃04	0.984		左岸－4.500	○左岸側，水門を閉じ中央水門１門開放に切替える。これにより右岸部からの海水流入はなくなり上流からの流れも３割（観測）程度右岸を流通する。
2〃38〃47	0.942			
2〃50〃25	0.948			
3〃29〃08	0.966	左岸 51.000	左岸－7.300 右岸－5.000	○実験終了

図 4 8 9

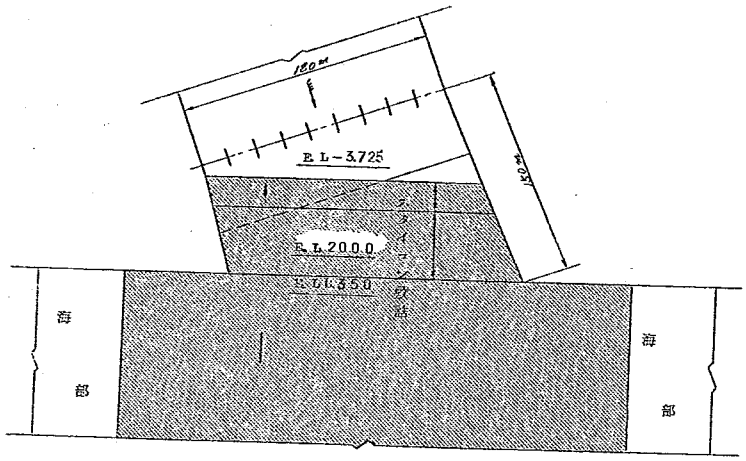


図490　河口閉塞と河水貯留による閉塞州除去関係図

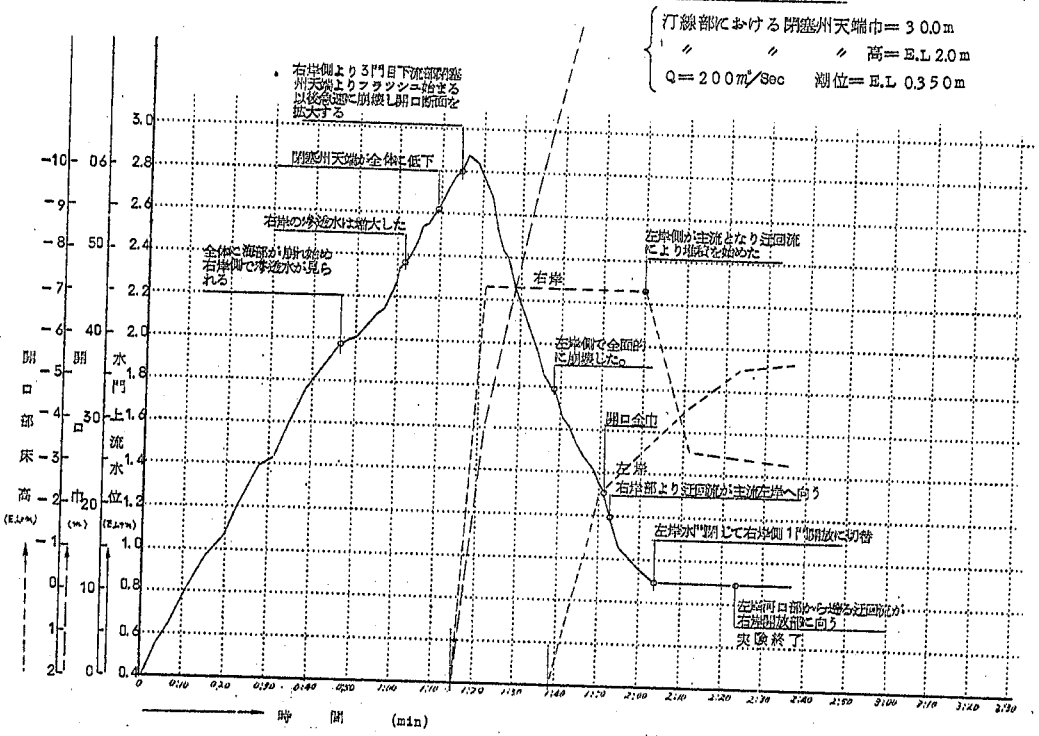


表 4.8　河口閉塞と河水貯留による閉塞州除去関係測定値表

汀線部における閉塞州天端巾＝300m　Q＝200m³/Sec
〃　〃　〃　高＝EL 20m　潮位＝EL 0350m

時　間	上流水位	開口巾	開口部床高	摘　要
	E.Lxm	m	E.Lxm	
0時0分0秒	0.388			○開始
3〃52	0.562			
7〃44	0.682			
11〃37	0.844			
15〃30	0.982			
19〃22	1.060			
23〃14	1.234			
27〃07	1.390			
30〃59	1.420			
34〃51	1.600			
38〃44	1.762			
42〃36	1.876			
46〃29	1.978			○全体に海部が崩れ始め，右岸側で滲透水が見られる。
50〃21	2.038			
54〃13	2.104			
55〃26	2.122			
56〃47	2.194			
58〃06	2.212			
59〃21	2.260			
1〃00〃39	2.338			
1〃01〃58	2.368			○右岸の滲透水は増大した。
1〃03〃17	2.410			
1〃04〃31	2.470			
1〃05〃50	2.536			
1〃07〃09	2.542			
1〃08〃24	2.590			
1〃09〃43	2.608			○閉塞州天端が全体に低下
1〃11〃02	2.680			
1〃12〃16	2.728			
1〃13〃35	2.782			
1〃14〃54	2.800			○右岸側より3門目下流部閉塞州天端よりフラッユ始まる。以後急速に崩壊し開口断面を拡大する。
1〃16〃09	2.866			
1〃17〃28	2.860			
1〃18〃47	2.848			
1〃20〃01	2.782			

汀線部における閉塞州天端巾＝ 30.0m　　Q＝200m³/sec
〃　　〃　　〃　　高＝E.L 2.0m　潮位＝E.L 0.350m

時　間	上流水位	開口巾	開口部床高	摘　　要
	E.L+m	m	E.L+m	
1〃21〃20	2.722	右岸30,000	河床露出 右岸側−7.300	
1〃22〃39	2.680			
1〃23〃54	2.530			
1〃25〃12	2.434			
1〃26〃31	2.392			
1〃27〃46	2.290			
1〃29〃05	2.218	右岸48,000		
1〃30〃24	2.158			
1〃31〃38	2.086			
1〃32〃57	2.008			
1〃34〃16	1.942	右岸60,000		
1〃35〃30	1.852			
1〃36〃50	1.810			
1〃38〃09	1.798			○左岸側で全面的に崩壊した。
1〃39〃23	1.702			
1〃40〃42	1.654			
1〃42〃01	1.618			
1〃43〃15	1.558			
1〃44〃34	1.516			
1〃45〃53	1.468			
1〃47〃08	1.432			
1〃48〃27	1.402			
1〃49〃46	1.348		左岸側−2.500	
1〃51〃00	1.318			○開口全巾
1〃52〃19	1.198			○右岸部より迂回流が主流左岸へ向う。
1〃53〃38	1.126			
1〃54〃52	1.048			
1〃56〃11	1.018			
2〃00〃04	0.940		河床露出 右岸側−7.300	○右岸側開口部は左岸側が主流となり迂回流により堆積を始めた。
2〃03〃56	0.892			○左岸水門閉じて右岸側1門開放に切替
2〃07〃49	0.892			
2〃11〃41	0.892		右岸側−3.500	
2〃15〃33	0.886			
2〃19〃26	0.886			
2〃23〃18	0.886		左岸側−5.500 右岸側−3.400	○実験終了。左岸河口部から廻る迂回流が右岸開放部に向う。

5. 河床変動計算

計算の内容は次の3点であるが，参考のために不等流計算結果についても記す。

a　現河道については新潟港検潮所より，上流の旧信濃川筋大秋量水標地点，及び中之口川筋は高井橋付近までの高水位計算

b　関屋分水路計画については分水路河口から，上記大秋量水標地点及び中之口川筋高井橋地点までの高水位計算

c　関屋分水路の河床変動計算及び河床変動した分水路より上流大秋量水標地点及び中之口川高井橋付近までの水位計算

以上各項について，水位は不等流計算により，また河床変動計算は，掃流砂量を佐藤・吉川・芦田公式により，浮流砂量を Iane Kalinske の式により求めて河床変動の推算を行つた。

計算基本式としては，水位計算は不等流の運動方程式

$$-\frac{dH}{dx}=\frac{\alpha d}{dx}-\left(\frac{\bar{V}^2}{2g}\right)+\frac{U_*^2}{gR}=\frac{1}{2g}\frac{d}{dx}\left(\frac{Q}{A}\right)^2+\frac{n^2}{R^{4/3}}\left(\frac{Q}{A}\right)^2 \cdots\cdots\cdots(1)$$

(1)式を階差式に直して

$$H_1=H_2+\frac{\alpha Q^2}{2g}\left(\frac{1}{A_2^2}-\frac{1}{A_1^2}\right)+\frac{n^2Q^2}{2}\left(\frac{1}{R_2^{4/3}A_2^2}+\frac{1}{R_1^{4/3}A_1^2}\right)\triangle x \cdots(2)$$

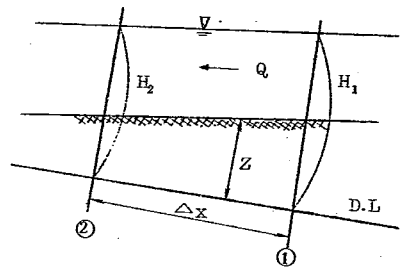


図　5. 1

河床変動計算は

a　掃流砂量（佐藤・吉川・芦田公式）

$$q_B = \frac{0.623}{\sigma \cdot g}(\tau_o/\rho)^{3/2} \cdot f(\tau_c/\tau_o) \quad \cdots\cdots(3)$$

$$\tau_o/\rho = gRI_e \qquad \left(I_e = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}}\right)$$

$$\sigma = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

$$\tau_c/\rho = 8.41\,d_m^{11/32} \quad (0.0065 \leq d_m \leq 0.0565^{cm})$$

従って，(3)式における　$f(\tau_c/\tau_o) = 1$

$$\therefore \quad Q_B = q_B \cdot B \quad \cdots\cdots(4)$$

b　浮流砂量（Iane Kalinske 式）

$$\left.\begin{aligned} q_s &= q\ C_a P \exp\left(\frac{15 a W_o}{h u_*}\right) = q C_a P\ ^{*} \\ C_a &= 5.55\ \triangle F(W_o)\left[\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{U_*}{W_o}\right)\exp\left\{-\left(\frac{W_o}{U_*}\right)^2\right\}\right]^{1.61} \end{aligned}\right\} \cdots(5)$$

$$P = P(W_o/U_*,\ n/R^{1/6}$$

Ca 及び P は近似式による。

即ち　$C_a/\triangle F = 5.55\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{U_*}{W_o}\right)^{1.61}$

$$P = P(W_o/u_*),\ u_* = \frac{nQ}{AR^{2/3}}\sqrt{gh}$$

$$W_o = 11940 d^2 \quad (d < 0.015^{cm})$$

$$\therefore \quad Q_s = Q C_a P \quad \cdots\cdots(6)$$

---

*　$q_s = q\dfrac{C_a P}{\rho_s} \times 10^{-6}$　とすべきであろう

河床高の変化の計算には△t時間毎に定常流と考えて行った。河床高変化高△Zは

$$\triangle Z = -\frac{(Q_{B_1} - Q_{B\cdot 2}) + (Q_{S_1} - Q_{S\ max})}{B \cdot \triangle x(1-\lambda)} \cdot \triangle t \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

但し，$(Q_{S\cdot 1} - Q_{S\cdot max}) < 0$ は，$(Q_{S\cdot 1} - Q_{S\cdot max}) = 0$

従って，△t時間後の新河床高Zは，

$$Z_{t+1} = Z_t + \triangle Z \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

計算式に使用した記号は次のとおりである。

H ： 水位(m)

R ： 径深(m)

h ： 水深(m)

A ： 流水断面積(m^2)

dm ： 砂粒の平均径(0.04cm)

d ： シルト層における平均粒径(0.0004cm)

Q ： 流量(m^3/sec)

n ： マンニングの粗度係数

v ： 流速(m/sec)

τ_o ： 掃流力

τ_c ： 限界掃流力

u_* ： 摩擦速度(m/sec)

ρ ： 水の密度(≒1.0)

ρ_s ： 砂粒の密度(≒2.65)

g ： 重力の加速度(9.8 m/sec^2)

λ ： 空隙率(≒0.4)

σ ： 砂の水中見掛密度(1.65)

Ie ： エネルギー勾配

q_B ： 単位幅当りの掃流砂量（cm^3／S・cm）

Q_B ： 掃流砂量（m^3／sec）

B ： 河幅（m）

q_S ： 単位幅単位時間当りの浮流砂量（cm^3／S・cm）

Q_S ： 浮流砂量（m^3／sec）

q ： 単位幅当りの流量（cm^3／S・cm）

P ： wo／U＊および $n/h^{1/6}$ の関数（水理公式集P 117の図 $n/h^{1/6}=0.02$ による）

Ca ： 流路床における濃度（1／1000000）

wo ： 砂粒の沈降速度

△F(wo)： 沈降速度woなる砂粒が，河床砂礫中に含まれる割合(%)（≒100とする）

△Z ： △t時間内の河床上昇高（m）

Z ： △t時間に変化した河床高（T.P.m）

△t ： 微小時間（sec）

△x ： 計算断面間の距離（m）

(1) 高水位の計算

計算の範囲を図5.2に示す。

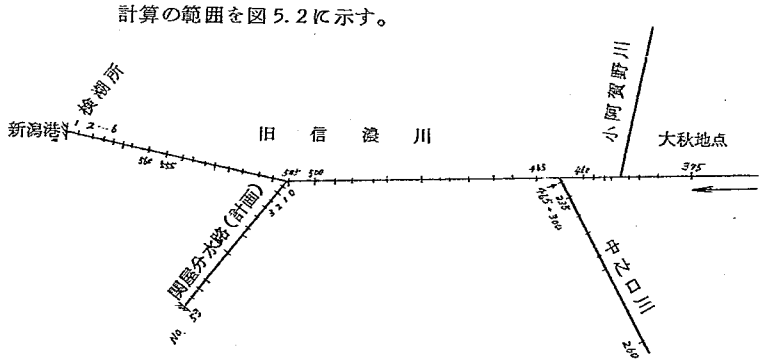


図 5.2

粗度係数は

旧信濃川単断面部は　n＝0.0275

旧信濃川複断面部は，低水路0.0275，高水敷0.04

中之口川は一様に　0.0275

関水路は一様に　0.0275

表5.1　計　算　ケ　ー　ス

流量及び河口潮位

	No.	流量（m³/sec）			河口潮位	摘　　要
		中之口川合流点より下流	中之口川合流点より上流	中之口川	(T.P.m)	
現河道	1	2100	1540	1050	H_1 ＝+0.85	No.1～No.375及び中之口川
	2	2500	1835	1250	H_1 ＝+0.85	同　上
分水路及び現河道	3	2100	1540	1050	H_{53} ＝+0.80	No.53～No.375及び中之口川
	4	2100			H_{53} ＝−0.15	No.53～No.500
	5	2500			H_{56} ＝+0.80	No.53～No.50
	6	2500	1835	1250	H_{50} ＝+2.20	No.50～No.375及び中之口川

計算断面及び断面距離を表5.2に示す。断面特性（H－A，R）を表5.3に示す。計算結果を図5.3に示す。

(2)　河床変動計算

河床変動の計算は，関屋分水路（計画）のみとし，流量Qが，△t時間（10時間）続くとして，

a　不等流計算により，水理諸量を計算。

b　掃流砂量Q_Bを計算。

c　浮流砂量Qsを計算。

d　新河床高Zを求める。

e　この新河道による断面特性（H－A．R）を求める。

以上a～eの計算を4回繰返して，その最終河道により，河口より旧信濃川大秋量水標地点まで，および中之口川高井橋附近までの高水位計算を行うものである。

計算条件としては流量および河口潮位を次の如く与えた。

Case 1.　$Q=300m^3/sec$，$H_{b3}=T.P+0.35m$

〃　2.　$Q=1200m^3/sec$，$H_{b3}=T.P+0.35m$

計算断面及び区間距離は表5.2に示す。初期断面特性（H－A，R）は，計画断面による。（ABF河道）。粗度係数は，各回共に0.0275とする。

掃流砂量による河床変動区間は，分水路全区間（但し，№53～№49までの河床は，コンクリートで被覆されているものとする）とし，浮流砂量による河床変動区間は，地層縦断面図（関屋分水模型実験報告書，昭和38年12月土木研究所，P　57）から解る様に，シルト層である№13～№31の区間のみとし，その下限は，T.P－5.5mとする。堆積は考えない。

なお，変化した最終河道（2種）による高水位の計算は，分水路河口より，旧信濃川大秋地点および中之口川高井橋附近までの計算区間とした。

（河床変動の計算をしなかった断面については，Δxの比例により，その前後の特性から求めて使用）

表5.4　不等流計算条件

流量および河口潮位

河道の種類	No.	Q(m³/s)	H_{ss} (T.pm)	摘　　要
河床変化計算 Q=300m³/s の場合の河道	Case1-1	2500	-0.15	No.53～No.375及び中之口川
	〃 -2	2500	+0.80	〃
	〃 -3	2100	-0.15	〃
	〃 -4	2100	+0.80	〃
Q=1200m³/s の場合の河道	〃2-1	2500	-0.15	〃
	〃 -2	2500	+0.80	〃
	〃 -3	2100	-0.15	〃
	〃 -4	2100	+0.80	〃

計算結果は図5.4～5.6に示す。

浮遊による洗掘には上流におけるQsの最大値と，その地点における計算の浮遊砂量とを比較して洗掘量を求めるべきであろうが，あまり上流の浮遊砂量をとると途中で沈澱する砂もあることになり，判然としないところである。また，計算値（流水の土砂保有能力）だけ掘れるかどうかも疑問である。

図5.3　現河道及び関屋分水路計画河道による計算水位縦断面図

粗度係数

現河道
- 旧信濃川単断面部（No495より下流）n＝0.0275
- 〃　複断面部（No490より上流）低水路n＝0.0275，高水敷n＝0.04
- 中之口川　n＝0.0275

関屋分水路　n＝0.0275

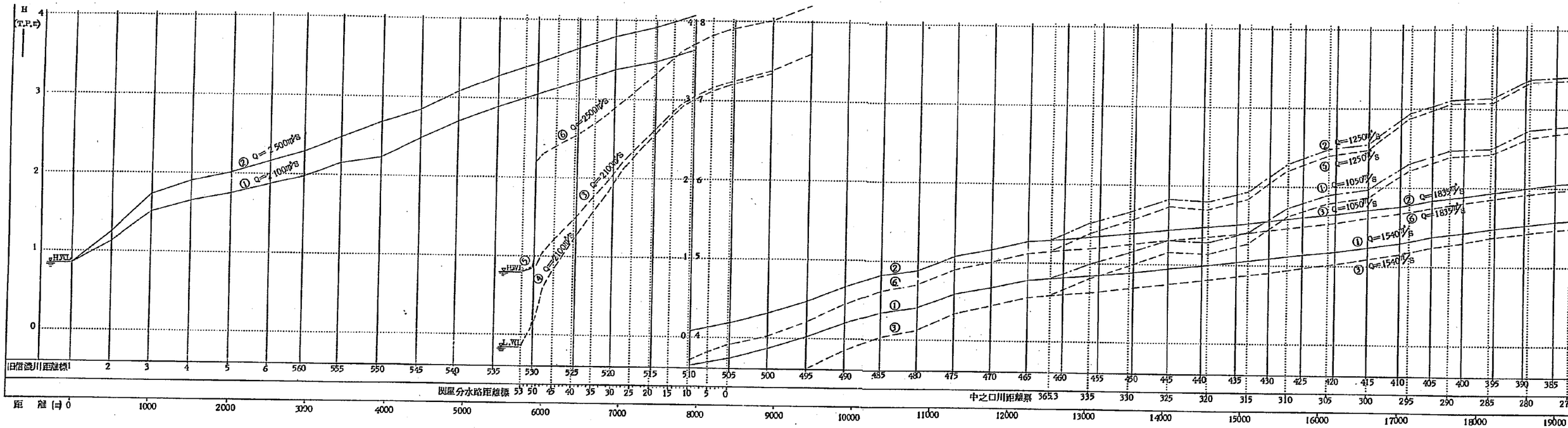


図53　現河道及び関屋分水路計画河道による計算水位縦断面図

粗度係数

現河道
- 旧信濃川単断面部（No.495より下流）n＝0.0275
- 〃　複断面部（No.490より上流）低水路n＝0.0275，高水敷n＝0.04
- 中之口川　n＝0.0275

関屋分水路　n＝0.0275

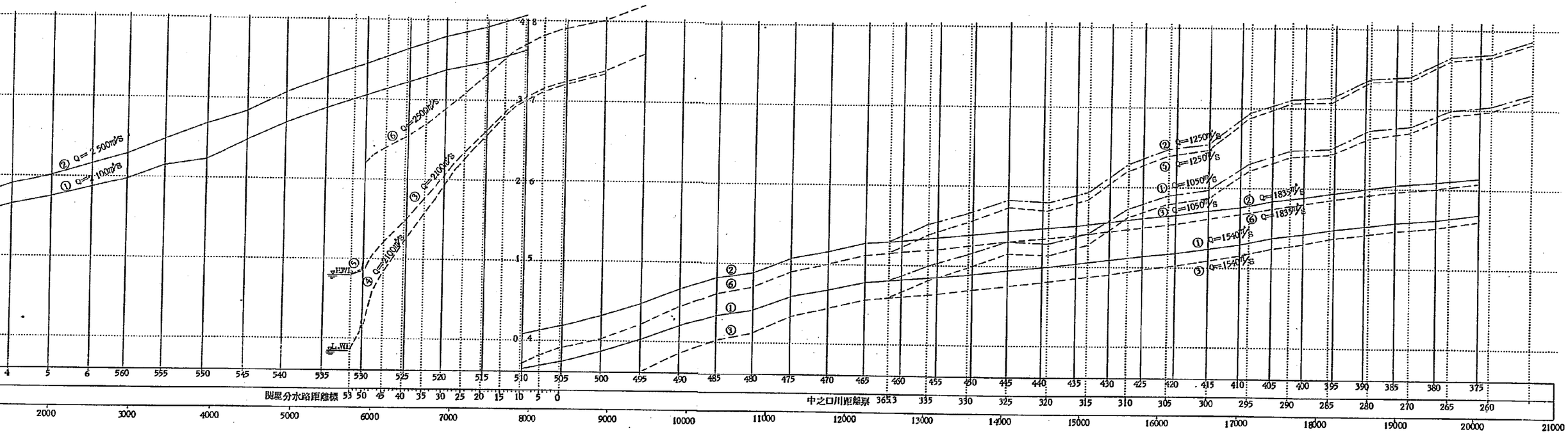
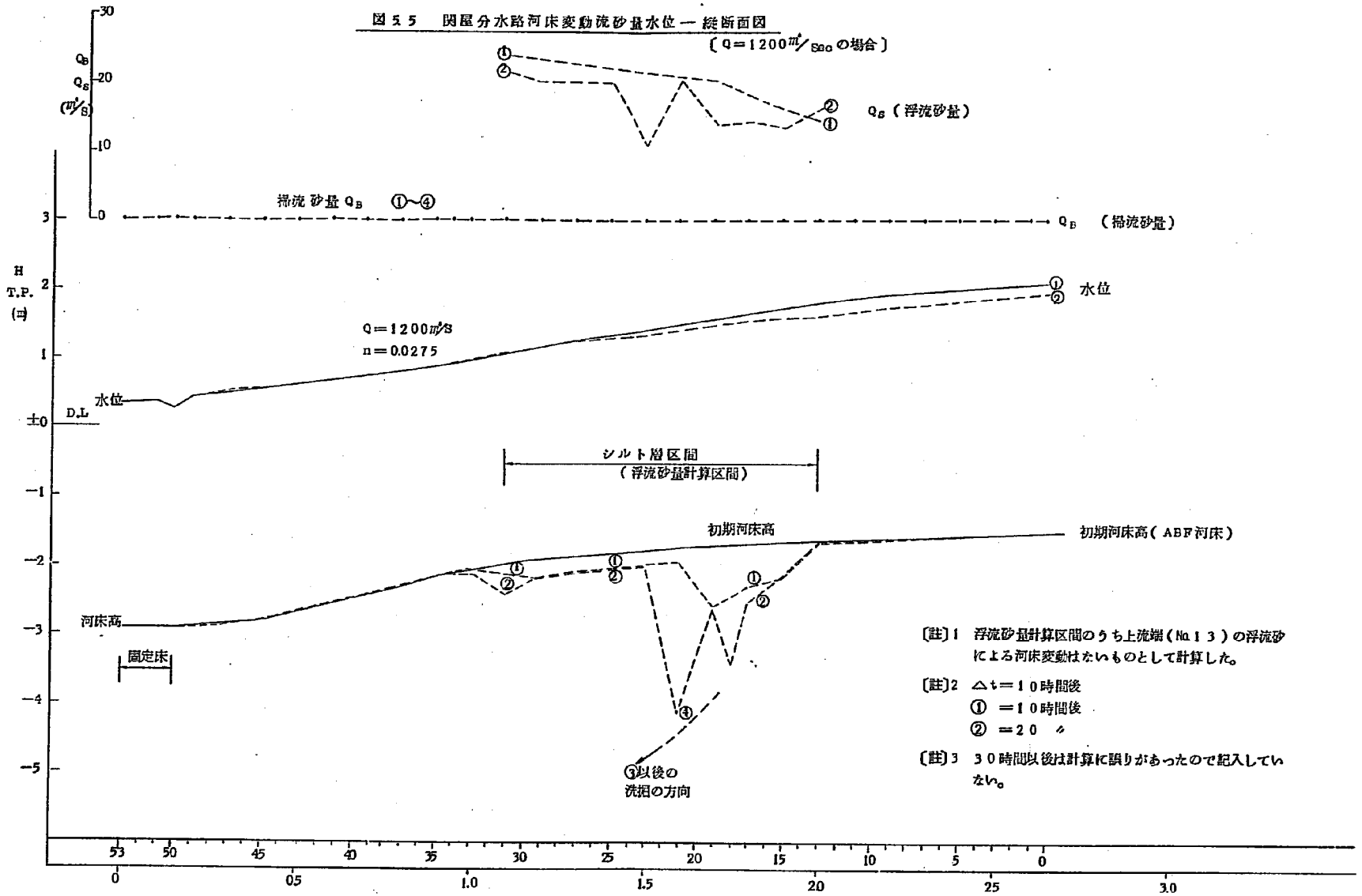


図55　関屋分水路河床変動流砂量水位一縦断面図



〔註〕1　浮流砂量計算区間のうち上流端（No.13）の浮流砂による河床変動はないものとして計算した。

〔註〕2　△t＝10時間後
①　＝10時間後
②　＝20　〃

〔註〕3　30時間以後は計算に誤りがあったので記入していない。

図56　河道変化した最終河道による計算水位縦断面図

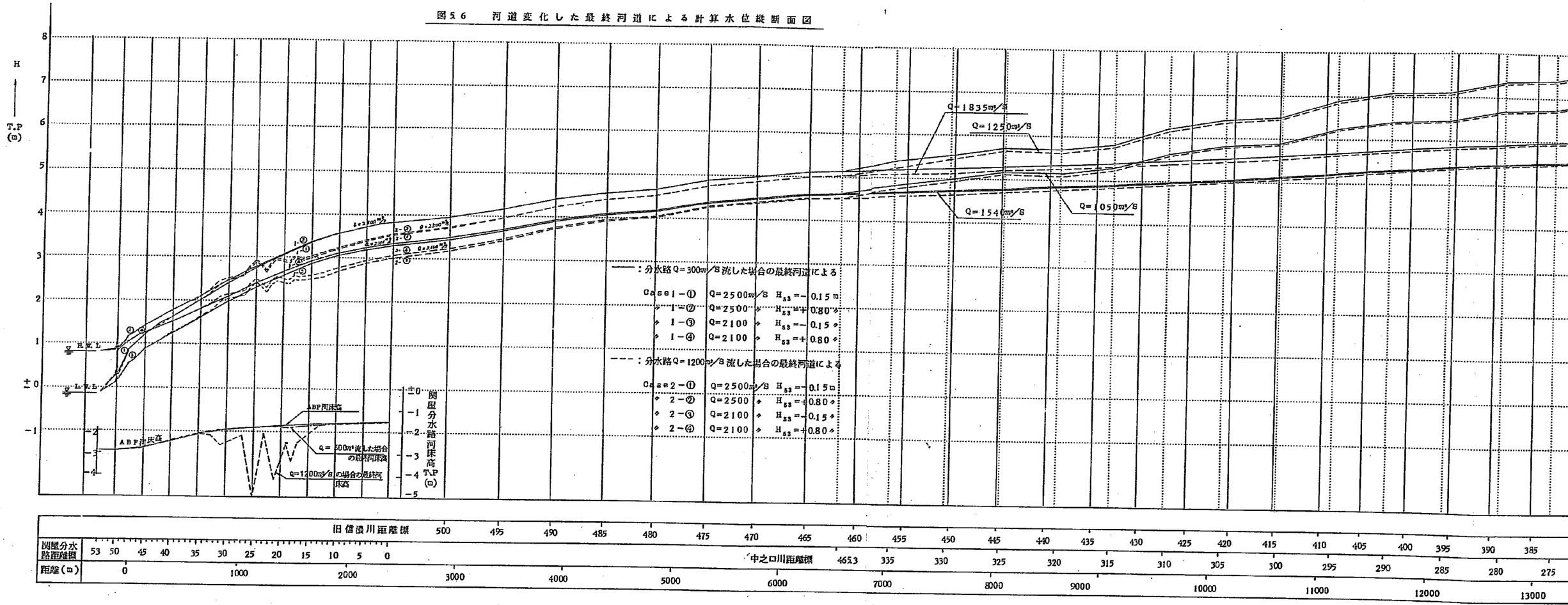


図5.6　河道変化した最終河道による計算水位縦断面図

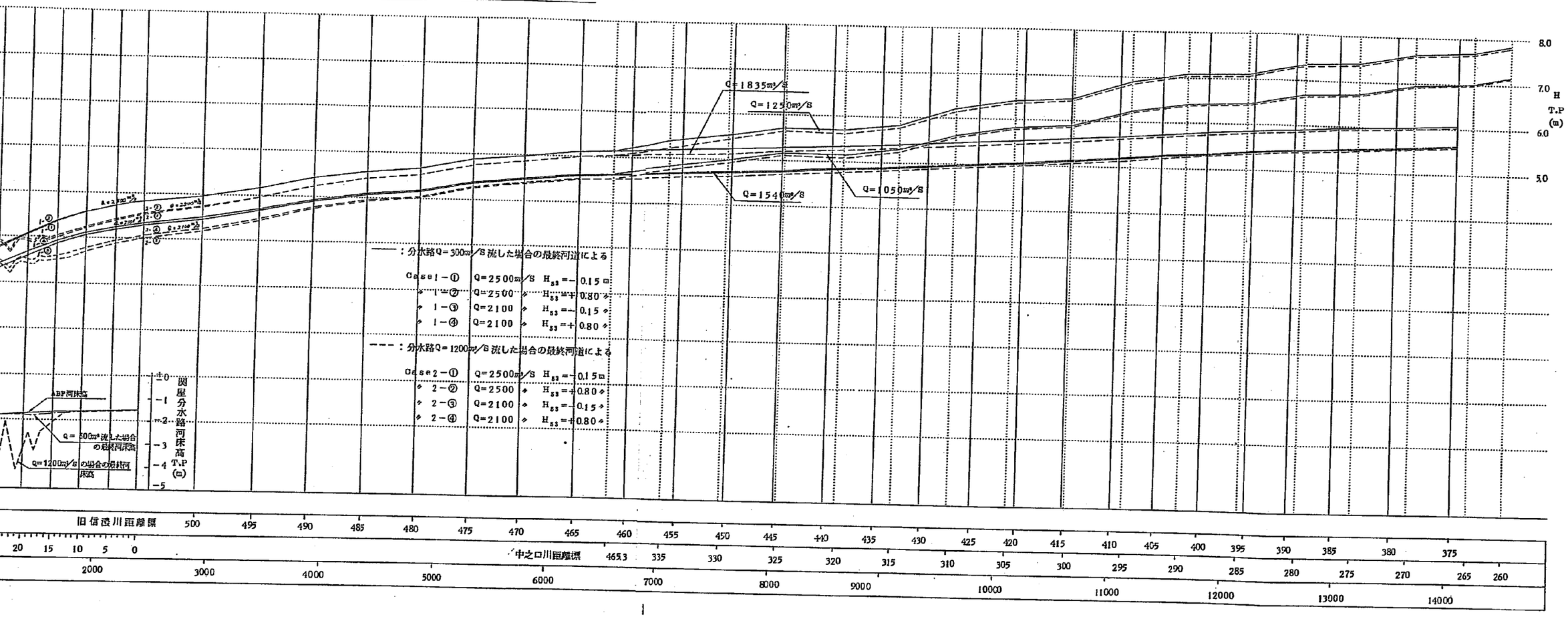


表 5.2　計算断面及び区間距離標

(1)　旧信濃川筋

断面番号	単距離	摘　　要	断面番号	単距離	摘　　要
1	0(m)	検潮所	455	500	
2	500	1～6は港湾区域内	450	480	
3	〃		445	515	
4	〃		440	475	
5	〃		435	500	
6	〃		430	475	
560	430		425	500	
555	465		420	470	
550	500		415	500	No.415より，155m上流が小阿賀野川との合流点
545	495		410	480	
540	480		405	500	
535	500		400	500	
530	495		395	500	
525	530		390	500	
520	430		385	510	
515	485		380	515	
510	480		375	525	大秋量水標
505	470	関屋分水路（計画）分流点			
500	465				
495	480				
490	460				
485	535				
480	495				
475	485				
470	500				
465	500	No.465より上流300m地点が高水路の中之口川との合流点			
460	480				

(2) 中之口川

No.	△X(m)	摘要	No.	△X	摘要	No.	△X	摘要
465+300	0	旧信濃川合流点	310	508		280	508	
335	500		305	508		275	508	
330	508		300	508		270	508	
325	508		295	508		265	508	
320	508		290	508		260	508	高井橋(附近)
315	508		285	508				

(3) 関屋分水路(計画)

53	0		31	50		7	50	
52	50		30	〃		6	〃	
51	50		29	〃		5	〃	
50+8m (A) (B)	42		28	〃		4	〃	
50	8	可動堰	27	〃		3	〃	
49+45m	5		26	〃		2	〃	
49	45		25	〃		1	〃	
48	50		24	〃		0	〃	
47	50		23	〃		500	520	旧信濃川No. 500と同じ断面
46	〃		22	〃				
45	〃		21	〃				
44	〃		20	〃				
43	〃		19	〃				
42	〃		18	〃				
41	〃		17	〃				
40	〃		16	〃				
39	〃		15	〃				
38	〃		14	〃				
37	〃		13	〃				
36	〃		12	〃				
35	〃		11	〃				
34	〃		10	〃				
33	〃		9	〃				
32	〃		8	〃				

(3) 関星分水路の計算断面及び区間距離（河床変化計算に使用）

断面番号	区間距離 △X（m）	摘　　要	断面番号	区間距離 △X（m）	摘　　要
53	0		11	100	
51	100		9	〃	
50	50	可動堰（計画）	7	〃	
49	50		5	〃	
47	100		3	〃	
45	〃		0	150	旧信濃川分流点
43	〃				
41	〃				
39	〃				
37	〃				
35	〃				
33	〃				
31	〃				
29	〃				
27	〃				
25	〃				
23	〃				
21	〃				
19	〃				
18	50				
17	50				
15	100				
13	〃				

表 5.3　　H－A．R 表

(1)　関屋分水路（計画）　　（S・38.12作表）断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)
53	−1	223.4	424.5	1.900	50	−1	151.1	434.2	2.900
	0	225.4	648.9	2.879		0	〃	589.3	3.900
	1	227.6	875.4	3.846	註；ピアーの影響考慮	1	〃	740.4	4.900
	2	229.5	1104.0	4.810		2	〃	891.5	5.900
	3	231.3	1334.4	5.709		3	〃	1042.6	6.900
52	−1	213.5	405.7	1.900	49+(45m)	−1	181.0	343.9	1.900
	0	215.3	620.1	2.880		0	〃	524.9	2.900
	1	217.5	836.5	3.846		1	〃	705.9	3.900
	2	219.5	1054.9	4.806		2	〃	886.9	4.900
	3	221.5	1275.5	5.758		3	〃	1067.9	5.900
51	−1	203.2	386.1	1.900	49	−1	184.3	319.4	1.733
	0	205.3	590.3	2.875		0	190.8	505.2	2.648
	1	207.2	796.6	3.844		1	194.8	698.0	3.583
	2	209.4	1004.9	4.799		2	199.8	895.3	4.481
	3	211.2	1215.2	5.754		3	203.8	1097.1	5.383
50+(8m·B)	−1	195.0	367.0	1.882	48	−1	183.2	336.2	1.835
	0	196.9	562.9	2.859		0	191.6	521.5	2.722
	1	198.9	760.8	3.825		1	195.7	715.1	3.654
	2	200.8	960.7	4.784		2	199.6	912.8	4.573
	3	202.9	1162.5	5.730		3	203.7	1114.4	5.471
50+(8m·A)	−1	181.1	344.1	1.900	47	−1	183.0	331.8	1.813
	0	〃	525.2	2.900		0	191.7	516.8	2.696
	1	〃	706.3	3.900		1	195.5	710.4	3.634
	2	〃	887.4	4.900		2	199.5	907.9	4.551
	3	〃	1068.5	5.900		3	203.5	1109.4	5.452

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
46	-1	183.0	323.7	1.769	41	-1	181.3	268.9	1.483
	0	191.4	508.7	2.658		0	190.0	452.2	2.380
	1	195.4	701.9	3.592		1	194.0	644.2	3.321
	2	199.5	899.4	4.508		2	198.0	840.2	4.243
	3	203.4	1100.9	5.412		3	201.9	1040.2	5.152
45	-1	182.7	315.7	1.728	40	-1	181.4	255.9	1.410
	0	191.0	500.3	2.619		0	190.0	439.4	2.312
	1	195.0	693.3	3.555		1	193.8	631.3	3.257
	2	199.2	890.4	4.470		2	197.9	827.2	4.180
	3	203.3	1091.7	5.370		3	201.8	1027.1	5.090
44	-1	182.4	305.9	1.677	39	-1	180.9	243.0	1.343
	0	191.0	490.3	2.567		0	189.6	426.0	2.247
	1	195.0	683.3	3.504		1	193.4	617.5	3.193
	2	199.1	880.4	4.422		2	197.5	813.0	4.117
	3	203.1	1081.5	5.325		3	201.5	1012.5	5.025
43	-1	182.4	293.3	1.608	38	-1	180.9	238.8	1.320
	0	190.6	477.7	2.506		0	189.3	423.9	2.239
	1	194.4	670.2	3.448		1	193.0	615.1	3.187
	2	198.4	866.6	4.368		2	197.0	810.1	4.112
	3	202.5	1067.5	5.272		3	201.0	1009.1	5.020
42	-1	182.2	282.2	1.549	37	-1	180.5	217.0	1.202
	0	190.3	466.4	2.541		0	189.2	399.6	2.112
	1	194.3	658.7	3.390		1	193.0	590.7	3.061
	2	198.4	855.1	4.310		2	197.2	785.8	3.985
	3	202.3	1055.5	5.217		3	201.1	985.0	4.900

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(㎡)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(㎡)	水深 R(m)
36	-1	180.4	204.7	1.135	31	-1	168.4	157.2	0.934
	0	188.9	388.4	2.056		0	183.0	335.8	1.835
	1	193.0	579.4	3.002		1	191.7	525.7	2.742
	2	196.7	774.3	3.936		2	195.7	719.4	3.675
	3	200.7	972.5	4.846		3	199.7	917.1	4.592
35	-1	179.7	191.3	1.065	30	0	187.7	332.6	1.772
	0	187.9	372.8	1.984		1	191.4	522.2	2.728
	1	191.5	562.5	2.937		2	195.3	715.6	3.664
	2	195.2	755.9	3.872		3	199.5	913.0	4.576
	3	198.8	952.9	4.793		4	203.3	1114.4	5.482
34	-1	179.8	182.5	1.015	29	0	187.7	327.1	1.746
	0	188.2	364.1	1.935		1	191.0	516.3	2.703
	1	192.3	554.4	2.883		2	195.2	709.4	3.634
	2	196.1	748.6	3.817		3	199.3	906.7	4.549
	3	200.3	946.8	4.727		4	203.2	1108.0	5.453
33	-1	179.8	172.1	0.957	28	0	187.3	334.0	1.783
	0	188.1	353.8	1.881		1	191.3	523.3	2.735
	1	192.1	543.9	2.831		2	195.5	716.3	3.664
	2	195.8	737.9	3.769		3	199.3	913.7	4.585
	3	199.1	935.4	4.698		4	203.6	1114.2	5.472
32	-1	179.6	162.3	0.904	27	0	187.2	331.3	1.770
	0	187.8	347.8	1.852		1	191.0	520.4	2.725
	1	191.8	537.6	2.803		2	195.0	713.4	3.658
	2	195.7	731.4	3.737		3	199.0	910.4	4.575
	3	199.7	929.1	4.652		4	203.0	1111.4	5.475

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
26	0	183.7	307.9	1.676	21	0	186.9	305.3	1.633
	1	187.4	493.5	2.633		1	190.7	494.1	2.591
	2	191.2	682.8	3.571		2	194.8	686.9	3.526
	3	195.2	876.0	4.488		3	198.8	883.7	4.447
	4	199.1	1073.2	5.390		4	202.7	1091.7	5.386
25	0	187.2	320.8	1.714	20	0	187.6	302.7	1.615
	1	191.0	509.1	2.665		1	192.2	492.6	2.561
	2	195.0	702.1	3.601		2	196.2	686.8	3.501
	3	198.8	899.0	4.522		3	200.2	885.0	4.421
	4	202.8	1099.8	5.423		4	204.2	1087.2	5.324
24	0	187.0	316.7	1.694	19	0	191.3	305.2	1.595
	1	191.7	506.1	2.640		1	195.0	498.4	2.556
	2	195.0	699.5	3.587		2	199.0	695.4	3.494
	3	199.0	896.9	4.507		3	203.0	896.4	4.416
	4	203.0	1097.9	5.408		4	207.0	1101.4	5.325
23	0	187.0	312.9	1.673	18	0	193.4	306.8	1.586
	1	191.7	502.3	2.620		1	197.9	502.5	2.539
	2	195.0	695.7	3.568		2	201.9	702.4	3.479
	3	199.0	892.7	4.486		3	205.8	906.3	4.399
	4	203.0	1093.7	5.388		4	209.9	1114.2	5.308
22	0	187.0	309.2	1.653	17	0	200.5	311.9	1.556
	1	191.0	498.2	2.608		1	202.3	513.3	2.537
	2	195.0	691.2	3.545		2	205.4	717.0	3.491
	3	199.0	888.2	4.463		3	209.4	924.4	4.415
	4	203.0	1089.2	5.366		4	213.3	1135.8	5.325

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
16	0	205.6	318.3	1.548	11	0	234.6	354.1	1.509
	1	208.3	525.3	2.522		1	234.6	588.7	2.509
	2	211.6	735.1	3.474		2	237.0	823.7	3.476
	3	215.6	948.7	4.400		3	241.0	1062.7	4.410
	4	219.7	1166.4	5.309		4	245.0	1305.7	5.329
15	0	211.8	324.2	1.531	10	0	238.5	360.3	1.511
	1	213.6	536.9	2.514		1	238.5	598.8	2.511
	2	216.8	751.9	3.468		2	241.1	837.7	3.474
	3	220.8	970.7	4.396		3	245.1	1080.8	4.409
	4	224.8	1193.5	5.309		4	249.1	1327.9	5.331
14	0	217.7	333.8	1.533	9	0	241.7	363.0	1.502
	1	220.2	552.8	2.510		1	241.7	604.7	2.502
	2	223.3	774.6	3.469		2	244.0	846.8	3.470
	3	227.3	999.9	4.399		3	247.4	1092.5	4.416
	4	231.3	1229.2	5.314		4	250.8	1341.6	5.349
13	0	226.0	345.0	1.527	8	0	246.4	367.9	1.493
	1	226.0	571.0	2.527		1	246.4	614.3	2.493
	2	229.0	798.3	3.486		2	247.4	860.9	3.480
	3	233.2	1029.4	4.414		3	249.5	1109.4	4.446
	4	237.0	1264.5	5.335		4	251.5	1359.9	5.407
12	0	230.6	350.1	1.518	7	0	250.3	371.6	1.485
	1	230.6	580.7	2.518		1	250.3	621.9	2.485
	2	233.1	811.7	3.482		2	252.5	872.6	3.456
	3	237.1	1046.8	4.415		3	256.4	1127.1	4.396
	4	241.0	1285.8	5.335		4	260.7	1385.7	5.315

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
6	0	254.6	378.3	1.482	1	0	272.0	394.5	1.450
	1	254.6	634.9	2.493		1	272.0	666.5	2.450
	2	256.5	889.9	3.469		2	273.9	938.7	3.427
	3	260.5	1148.4	4.408		3	278.0	1214.7	4.369
	4	264.5	1410.9	5.334		4	281.6	1494.5	5.307
5	0	258.0	381.0	1.476	0	0	274.0	392.1	1.431
	1	258.0	639.0	2.476		1	274.0	666.1	2.430
	2	260.2	897.4	3.448		2	276.0	940.3	3.407
	3	264.2	1159.6	4.389		3	278.2	1217.4	4.376
	4	268.2	1425.8	5.316		4	283.8	1498.4	5.280
4	0	262.5	388.0	1.478					
	1	262.5	650.5	2.478					
	2	265.1	913.4	3.445					
	3	269.1	1180.5	4.386					
	4	273.1	1451.6	5.315					
3	0	266.1	390.9	1.468					
	1	266.1	657.0	2.468					
	2	268.1	923.5	3.445					
	3	272.1	1193.6	4.386					
	4	276.1	1467.7	5.315					
2	0	270.0	394.2	1.460					
	1	270.0	664.2	2.460					
	2	272.2	934.6	3.433					
	3	276.1	1208.8	4.378					
	4	280.2	1487.0	5.306					

(2) 旧信濃川

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
1	0		796	3.380	545	1	265.0	689	2.599
	1		1030	4.320		2	〃	954	3.599
						3	〃	1219	4.599
2	1		917	3.270					
	2		1192	4.220	540	2	285.5	963	3.374
						3	〃	1249	4.374
3	1		1172	3.430		4	〃	1534	5.374
	2		1508	4.390					
					535	2	283.5	974	3.435
4	1		1231	4.030		3	〃	1257	4.435
	2		1531	4.980		4	〃	1541	5.435
5	1		1119	3.870	530	2	286.5	885	3.089
	2		1403	4.810		3	〃	1171	4.089
						4	〃	1458	5.089
6	1		1038	3.720					
	2		1312	4.660	525	1	258.7	641	2.479
						2	266.0	904	3.397
560	1	277.5	892	3.215		3	266.0	1170	4.397
	2	〃	1170	4.215					
	3	〃	1447	5.215	520	2	268.6	955	3.554
						3	272.0	1225	4.504
555	1	279.0	840	3.012		4	272.5	1497	5.495
	2	〃	1119	4.012					
	3	〃	1398	5.012	515	2	277.0	825	2.977
						3	279.5	1103	3.946
550	1	272.0	846	3.111		4	281.5	1383	4.914
	2	〃	1118	4.111					
	3	〃	1390	5.111					

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
510	2	282.2	890	3.152
	3	284.5	1173	4.123
	4	286.5	1459	5.091
505	2	280.0	785.5	2.805
	3	283.8	1067.4	3.761
	4	289.0	1353.8	4.684
500	2	278.0	713.3	2.566
	3	279.6	992.1	3.548
	4	282.0	1272.9	4.514
495	3	288.6	884.0	3.063
	4	291.0	1173.8	4.034
	5	292.0	1465.3	5.018
これより複断面				
490				
低	3	240.2	952.6	3.966
水	4	242.0	1193.7	4.933
敷	5	242.0	1435.7	5.933
高	3	61.5	95.9	1.559
水	4	66.2	159.8	2.413
敷	5	68.0	226.9	3.336
485				
	3	181.0	766.8	4.237
低	4	181.0	947.8	5.237
	5	181.0	1128.8	6.237

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
	3	200.8	305.3	1.521
高	4	202.0	506.7	2.509
	5	202.0	708.7	3.509
480				
	3	176.2	724.2	4.110
低	4	178.0	901.3	5.064
	5	178.2	1079.4	6.057
	3	74.5	53.3	0.715
高	4	176.0	188.2	1.069
	5	205.0	376.6	1.837
475				
	3	205.5	885.2	4.307
低	4	205.5	1090.7	5.307
	5	205.5	1296.2	6.307
	3	121.9	178.7	1.466
高	4	154.0	331.3	2.151
	5	157.5	488.3	3.100
470				
	3	228.0	868.6	3.810
低	4	228.0	1096.6	4.810
	5	228.0	1324.6	5.810
	3	146.5	207.1	1.414
高	4	148.7	354.7	2.385
	5	150.3	504.2	3.355

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)
465					455				
	3	209.0	987.0	4.722		4	131.0	617.0	4.710
低	4	211.5	1197.3	5.661	低	5	131.0	748.0	5.710
	5	213.0	1409.6	6.618		6	131.0	879.0	6.710
	3	371.1	623.7	1.681		4	436.0	1024.7	2.350
高	4	374.2	996.4	2.663	高	5	437.0	1461.7	3.345
	5	374.9	1371.0	3.657		6	437.0	1898.7	4.345
(465)					450				
	3	114.0	603.6	5.300		4	220.0	934.5	4.248
低	4	114.0	717.6	6.300	低	5	220.0	1154.5	5.248
	5	114.0	831.6	7.300		6	220.0	1374.5	6.248
	3	371.1	623.7	1.681		4	346.0	627.4	1.813
高	4	374.2	996.4	2.663	高	5	352.5	976.7	2.771
	5	374.9	1371.0	3.657		6	352.5	1329.2	3.771
460					445				
	4	136.5	643.0	4.711		4	153.8	664.0	4.317
低	5	136.5	779.5	5.711	低	5	153.8	817.8	5.317
	6	136.5	916.0	6.711		6	153.8	971.6	6.317
	4	372.5	1226.1	3.292		4	460.0	932.5	2.027
高	5	374.2	1600.0	4.276	高	5	464.0	1394.6	3.006
	6	374.2	1974.2	5.276		6	468.0	1861.4	3.977

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
440				
低	4	128.5	573.5	4.463
	5	128.5	702.0	5.463
	6	128.5	830.5	6.463
高	4	508.0	1014.0	1.996
	5	513.0	1526.0	2.975
	6	513.0	2039.0	3.975
435				
低	4	172.4	741.0	4.298
	5	172.4	913.4	5.298
	6	172.4	1085.8	6.298
高	4	437.5	627.0	1.433
	5	440.0	1066.0	2.423
	6	440.5	1506.5	3.420
430				
低	4	182.5	739.5	4.052
	5	182.5	922.0	5.052
	6	182.5	1104.5	6.052
高	4	366.8	584.0	1.529
	5	425.0	1008.7	2.373
	6	426.0	1434.7	3.368
425	4	155.4	659.0	4.241
低	5	162.6	818.0	5.031
	6	172.6	988.1	5.725

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
高	4	445.5	883.0	1.982
	5	448.0	1329.8	2.968
	6	450.0	1779.3	3.954
420				
低	4	154.3	636.5	4.125
	5	156.3	791.8	5.066
	6	157.3	948.8	6.032
高	4	403.7	517.1	1.281
	5	434.0	938.1	2.162
	6	434.0	1372.1	3.162
415				
低	4	172.8	776.0	4.491
	5	175.0	949.9	5.428
	6	175.0	1124.9	6.428
高	4	366.0	400.6	1.095
	5	406.0	795.3	1.959
	6	407.0	1202.3	2.954
410				
低	4	173.0	577.5	3.338
	5	174.5	751.3	4.305
	6	174.5	925.8	5.305
高	4	370.9	383.5	1.034
	5	440.0	789.7	1.795
	6	443.0	1231.2	2.779

断面要素表

No.		水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)
405					
	低	4	177.5	663.5	3.738
		5	180.0	842.3	4.679
		6	180.0	1022.3	5.679
	高	4	368.0	631.0	1.715
		5	404.0	1017.0	2.517
		6	406.3	1422.2	3.500
400					
	低	4	174.0	555.0	3.190
		5	174.0	729.0	4.190
		6	174.0	903.0	5.190
	高	4	382.5	575.9	1.506
		5	386.5	960.7	2.486
		6	386.5	1347.2	3.486
395					
	低	5	120.0	636.0	5.300
		6	120.0	756.0	6.300
		7	120.0	876.0	7.300
	高	5	395.0	1133.5	2.870
		6	395.0	1528.5	3.870
		7	395.0	1923.5	4.870
390	低	5	208.0	941.0	4.524
		6	208.0	1149.0	5.524
		7	208.0	1357.0	6.524

No.		水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A(m²)	径深 R(m)
	高	5	314.6	746.0	2.371
		6	314.6	1060.6	3.371
		7	314.6	1375.2	4.371
385					
	低	5	226.0	946.0	4.186
		6	226.0	1172.0	5.186
		7	226.0	1398.0	6.186
	高	5	330.0	913.0	2.767
		6	330.0	1243.0	3.767
		7	330.0	1573.0	4.767
380					
	低	5	157.0	736.5	4.691
		6	157.0	893.5	5.691
		7	157.0	1050.5	6.691
	高	5	401.0	695.0	1.733
		6	401.0	1096.0	2.733
		7	401.0	1497.0	3.733
375					
	低	5	223.5	971.0	4.345
		6	223.5	1194.5	5.345
		7	223.5	1418.0	6.345
	高	5	333.0	718.5	2.158
		6	333.0	1051.5	3.158
		7	333.0	1384.5	4.158

(3) 中 之 口 川

断面要素表

No.	水位 H(m)	川 巾 B(m)	断面積 A(m²)	径 深 R(m)	No.	水位 H(m)	川 巾 B(m)	断面積 A(m²)	径 深 R(m)
465+300	3	95.0	383.4	4.04	305	4	76.0	362.0	4.76
	4	97.5	479.7	4.93		5	79.0	440.0	5.56
	5	99.0	578.0	5.85		6	87.0	523.0	6.01
335	3	132.0	351.0	2.66	300	4	60.0	283.0	4.72
	4	148.0	491.0	3.32		5	65.0	346.0	5.32
	5	146.0	648.0	3.90		6	71.0	414.0	5.83
330	3	136.0	346.0	2.54	295	4	81.0	359.0	4.43
	4	139.0	484.0	3.48		5	86.0	443.0	5.15
	5	140.7	622.0	4.42		6	90.0	531.0	5.90
325	3	160.0	578.0	3.62	290	4	104.0	309.0	2.97
	4	164.0	740.0	4.51		5	110.0	416.0	3.78
	5	160.8	904.0	5.42		6	114.0	528.0	4.63
320	3	90.0	296.0	3.29	285	4	80.0	278.0	3.48
	4	94.0	388.0	4.13		5	86.0	361.0	4.20
	5	108.0	489.0	4.53		6	92.0	450.0	4.89
315	4	74.0	309.0	4.18	280	4	90.0	366.0	4.07
	5	77.0	385.0	5.00		5	95.0	459.0	4.83
	6	85.0	466.0	5.48		6	100.0	557.0	5.57
310	4	82.0	354.0	4.32	275	3	66.0	217.0	3.29
	5	87.0	439.0	5.05		4	74.0	387.0	3.88
	6	97.0	531.0	5.47		5	78.0	363.0	4.65

断面要素表

No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)	No.	水位 H(m)	川巾 B(m)	断面積 A (m²)	径深 R(m)
270	3	91.0	246.0	2.70					
	4	97.0	340.0	3.51					
	5	101.0	439.0	4.35					
265	3	75.0	168.0	2.24					
	4	81.0	246.0	3.04					
	5	84.0	329.0	3.92					
260	4	67.0	253.0	3.78					
	5	71.0	322.0	4.54					
	6	77.0	396.0	5.14					

6. 結　　言

結論としては各節ごとに述べた。

これで一応の成果は得られたと思われるが，なお細部的な項目については不充分なものもある。例えば，エプロンの設計は，その設計の段階においてなお十分に検討を加える必要があろう。また，水門下流の洗掘や波による堆砂の問題などは，基礎的な問題として今後に残されるものである。

なお，以上の調査研究の担当は，4節および5節については

前河川研究室　室長（現に東工大教授）	吉　川　秀　夫
河川研究室　研　究　員	須　賀　堯　三

2節および3節については

河川研究室　室　　長	土　屋　昭　彦
河川研究室　研　究　員	須　賀　堯　三

であった。