

土木研究所資料

相模川河口処理に関する検討

報告書

平成4年11月

建設省土木研究所
河川部河川研究室

Copyriht ©(1992) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

相模川河口処理に関する検討 報告書

河川研究室 室 長 山 本 晃 一
主任研究員 高 橋 晃
研 究 員 林 正 男

要 旨

本報告書は、相模川河口部における河道計画案や外洋分港の建設計画に伴う河口部の水理特性と対策案等について、水理模型実験による検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：相模川、河口処理、砂州フラッシュ、河口導流堤、河道計画

はじめに

河口砂州は、塩水遡上や波浪侵入防止のうえからは有効であるが、洪水を安全に流下させるうえでは障害となる。

河口に砂州が存在すると、出水時に水位が上昇し、このとき開口流積が小さいと、通常流量ピーク以前に河口水位のピークが現われることもある。相模川河口部河道は、このような河口砂州によって流下能力が不足すると考えられている。しかしながら、洪水による河口砂州フラッシュ時の現象は非常に複雑であり、また既設の中導流堤が砂州フラッシュに及ぼす効果や影響も明確にはなっていない。さらに河口の右岸側には、平塚漁港の外洋分港の建設が計画されており、これが河口部へ影響を及ぼす可能性も考えられる。

ここではこの相模川河口部における砂州フラッシュ機構と河口水位、および導流堤や港等の構造物が河口部に及ぼす影響あるいは効果等について、水理模型実験による検討を行った。

本報告書は、これらの水理的な検討結果全体についてとりまとめたものである。

目 次

はじめに

第1章 改修事業の概要と実験目的	1
1.1 改修事業の概要	3
1.2 実験目的	5
第2章 河口部の河道状況と海象特性	7
2.1 河口の概要	9
2.2 相模川の縦断形と川幅	9
2.3 既往洪水と水理状況	9
2.4 河道および海部の底質材料	11
2.5 潮位について	11
2.6 波浪特性	14
2.7 河口砂州の経年変化と海底形状	15
第3章 模型実験の相似則	21
3.1 相似則	23
3.2 相模川河口模型の縮尺	28
第4章 模型および実験の概要	35
4.1 模型の概要	37
4.2 実験の概要と実験ケース	37
第5章 現況河道の水理特性に関する検討	41
5.1 概 要	43
5.2 実験条件	43
5.3 検証実験結果	50
5.4 現況河道実験結果	54
5.5 実験結果のまとめ	60
第6章 計画河道の水理特性に関する検討	115
6.1 概 要	117
6.2 計画河道の考え方	117

6.3	実験条件	117
6.4	計画河道実験結果	121
6.5	実験結果のまとめ	126
第7章	全体のまとめ	155
7.1	現況河道の水理特性について	157
7.2	計画河道の水理特性について	158
7.3	現況および計画河道時における河口部の流下能力	158
7.4	河口部地形、構造物等が洪水に及ぼす影響について	159
あとがき		160
参考文献		160

第1章 改修事業の概要と実験目的

THE END OF THE WORLD

第1章 改修事業の概要と実験目的

1.1 改修事業の概要

相模川は、その源を富士山に発し、笹子川、葛野川、鶴川等を合せ、山梨県の東部を東北に流れて神奈川県に入り、道志川を合せ流路を南に転じ、中津川等の支川を合せて神奈川県中央を流下し、相模湾に注いでいる（図-1.1）。

その流域は山梨、神奈川の両県にまたがり、幹線流路延長 113km、流域面積1,680km²を有する一級河川である。また、水源地帯が溶岩、火山礫等の透水性地質により構成され、加えて我が国有数の森林地帯であるため、帯水性に富み流況は比較的安定している。このような河川の特性を生かして、早くから利水面での高度な利用がなされており、治水事業についても利水と密接に関連して進められてきた。

相模川の改修は、昭和13年に神奈川県により相模川河水統制事業が着手され、昭和22年 6月に相模ダムが完成した。ダム完成直後の昭和22年 9月のキャスリン台風のもたらした洪水を契機として、中流部や支川中津川において改修工事が実施された。昭和26年には、波浪による河口閉塞が問題となり、河口維持対策を目的とした凌濤、導流堤工事が着手されている。昭和32年になってようやく水系を一貫とした治水計画が樹立され、その後昭和40年に相模川工事実施基本計画が策定された。さらに昭和44年に一級水系に指定され、河川改修事業が進められてきた。

しかし、流域内の開発が著しく、流出機構の変貌に伴い、昭和49年 4月に基本計画の改定が行われた。この計画高水流量は、図-1.1 に示すように、基準地点厚木で基本高水流量10,100m³/s（1/150 確率年）、計画高水流量 7,300m³/s、河口地点計画高水流量 7,800m³/sとして改修工事が現在行われている。

いっぽう、河口は漂砂等により砂州が東から西に向かって延び、閉塞現象を呈しており、航路維持のための中導流堤によって、約90mの流路幅が維持されている。しかし、この砂州によって、洪水時に河道内の水位が上昇し、流下能力が不足する状態となっている。このため出水期前に砂州のフラッシュを容易にするための掘削等も行われている。

1.2 実験目的

相模川河口部河道は、河口砂州によって洪水時に水位が上昇し、流下能力が不足すると考えられている。この河口砂州フラッシュ時の水位は、砂州形状や洪水波形等によって異なるため不明な点も多い。いっぽう、河口右岸側には、第8次漁港整備計画の一貫として、平塚漁港の外洋分港の建設、河口導流堤の改修工事（導流堤の延長）が予定されている。

ここでは河口部の出発水位と計画砂州高（管理上の許容砂州高、以下管理砂州高と称する）、および外洋分港等の構造物が河口砂州フラッシュに与える影響等について、模型実験による検討を行うことを目的としている。

第2章 河口部の河道状況と海象特性

REPORT ON LOCAL INFORMATION PAGE 2

第2章 河口部の河道状況と海象特性

2.1 河口の概要

相模川河口は、現在の馬入橋の東約0.5km付近の茅ヶ崎市下町屋地先の水田中に露出した橋脚が鎌倉時代に相模川に架設された橋の杭であると言われていることから、当時は現在よりはるかに東方を流れていたと推定されている。それが洪水のため偏流し、河口そのものも波浪、沿岸流、飛砂等の影響を受けて次第に西方に移動し、現在の姿になったとされている。現在、河口右岸には、平塚漁港（第2種漁港）がある。昔は須賀湊と呼ばれ、舟運の基地として古くから栄えた港で、相模川上流との交流、また河口から江戸と結び、さらに西は遠く静岡、愛知まで往復する千石船、高瀬舟でにぎわったと言われるが、現在ではその利用のほとんどが県内域を対象としたものとなっている。

さらに湘南大橋から下流側には、干潟砂州が形成されている。また河口には、航路維持のための中導流堤と浚渫によって、約90mの流路幅が維持されている。

2.2 相模川の縦断形と川幅

相模川下流部河道は、図-2.1の縦断図および横断図に示すように、河床勾配が約1/2,000、堤間幅が約650mで、このうち低水路幅は約350mとなっている。河道はほぼ真っ直ぐであり、6.8km地点の寒川堰から下流部が感潮区間となっている。以前は河口付近まで交互砂州が形成されていたが、砂利採取等によって現在は消滅している。

河川の粗度係数は、既往洪水の水位、流量から不等流計算によって粗度係数を逆算し、その平均値0.03をもって計画粗度としている。

2.3 既往洪水と水理状況

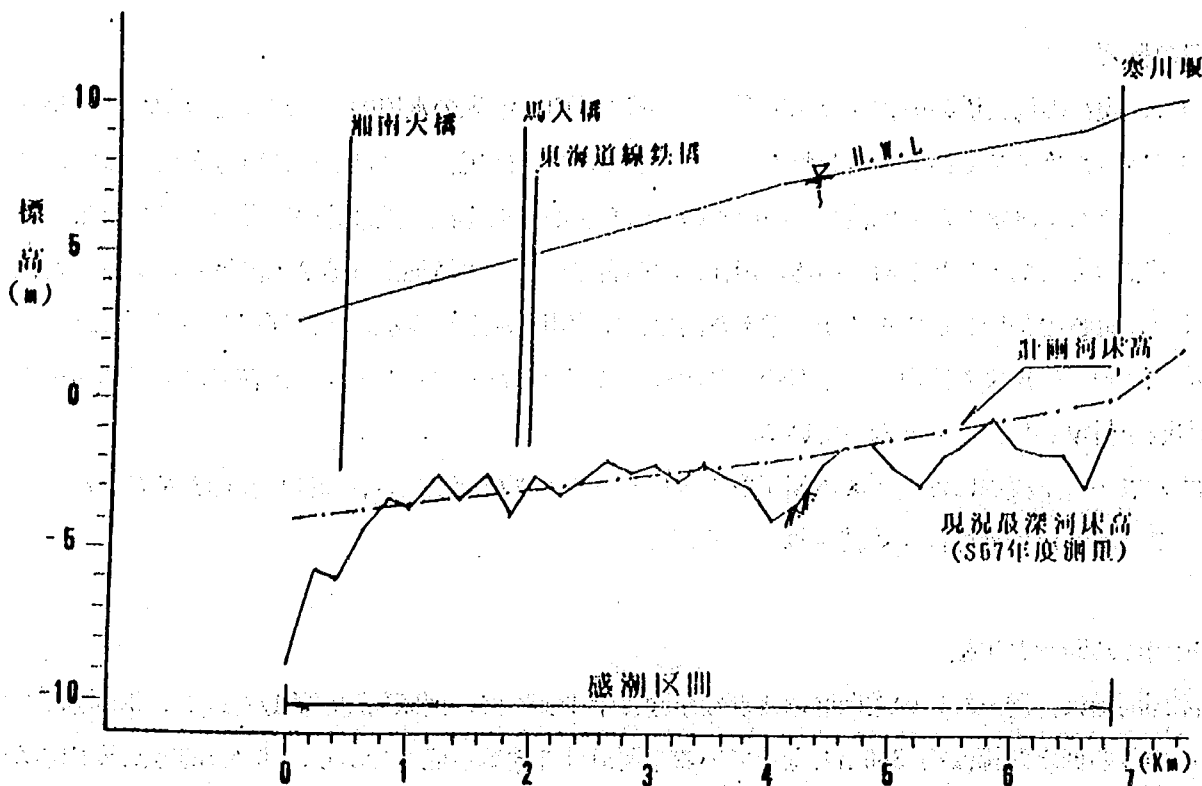
相模川的主要洪水は、台風に起因するものが多く、昭和57年8月の台風10号による出水が近年まれにみる大出水であった。これまでの洪水と比較するため、昭和22年のキャスリン台風以降の主要洪水記録を以下に示す。

・昭和22年 9月	キャスリン台風	3,360m ³ /s	(相模ダム地点)
・昭和33年 9月	台風22号	2,081m ³ /s	(相模ダム地点)
・昭和49年 9月	台風16号	3,500m ³ /s	(神川橋地点)
・昭和54年10月	台風20号	3,970m ³ /s	(神川橋地点)
・昭和56年 8月	台風15号	2,101m ³ /s	(神川橋地点)
・昭和57年 8月	台風10号	5,239m ³ /s	(神川橋地点)
・昭和57年 9月	台風18号	2,979m ³ /s	(神川橋地点)
・昭和60年 6月	?	2,581m ³ /s	(神川橋地点)

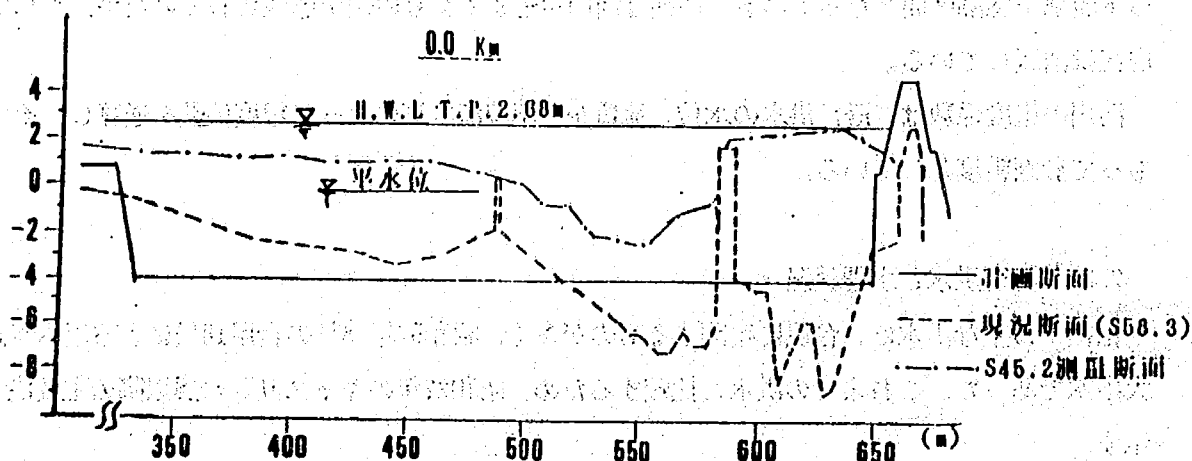
いっぽう、相模川の流況は、神川橋地点の昭和48年～57年の間の平均値で以下のようになっている。

・豊水流量	33.7m ³ /s
-------	-----------------------

縦断面図



河口横断面図



河道横断面図

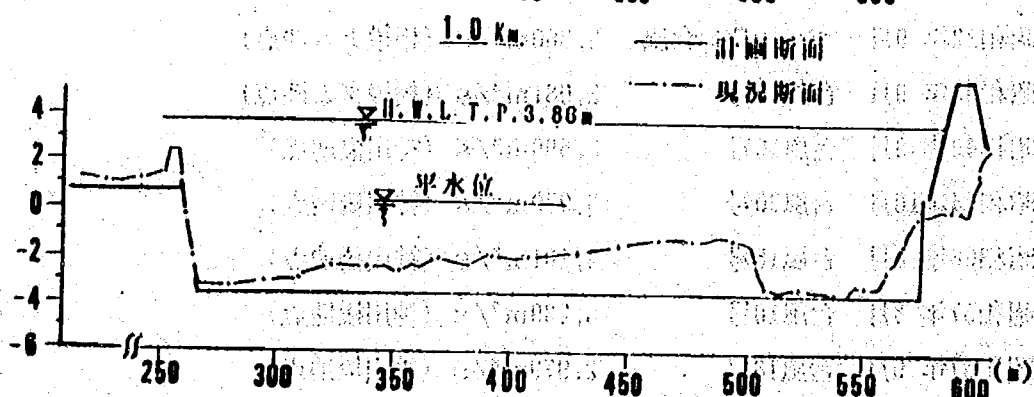


図-2.1 河床縦断面図および横断面図

・平水流量	14.2m ³ /s
・低水流量	6.9m ³ /s
・渇水流量	2.6m ³ /s
・最小流量	1.6m ³ /s
・年平均流量	32.3m ³ /s

2.4 河道および海部の底質材料

相模川河道における河床材料粒径は、昭和41年11月当時の調査結果によれば、平均粒径 19.55mmの砂れきで構成されていた。その後砂利採取等による河床低下によって、掃流力が低下して河床材料粒径も小さくなっている。この昭和59年度における調査結果の中央粒径の平面分布図を図-2.2 に示す¹⁾。これによると河床材料の平均粒径は 0.5～ 2.0mmの粗砂で構成され、これら縦横断的な平均粒径は約 1.3mm程度と判断される。

次に、河口砂州および海部における中央粒径分布図を図-2.3 に示す。これによると底質の粒径は、海底の等深線とほぼ平行するように沖に向かうにつれて小さくなっている。汀線から水深 3m付近までの海底勾配が1/50以上の区域、東側導流堤外側先端部から南側のマウンドにかけての区域、および前浜から砂丘にかけての区域は 0.4～ 1.0mmの粗砂が分布している。水深 3m以深では、平均粒径が 0.3mm以下の中砂ないし細砂が分布する。これより海部汀線付近および河口砂州部の平均粒径は 0.4～ 1.0mmの範囲となっている。この河口砂州部付近全体の平均は約 0.6mmであり、河道内粒径に比して小さくなっている。

2.5 潮位について

相模川の河口潮位については、「相模川高潮計画の概要；昭和63年 3月、関東地方建設局京浜工事事務所」のなかで検討が行われている。また相模湾内の伊東地点潮位観測所の潮位記録は以下のようである。朔望平均満潮位（新月および満月の日から 5日以内に現われる各月の最高満潮面を平均した潮位）と朔望平均干潮位（同じく最低干潮位を平均した潮位）との差は約 1.5mであるが、通常の差はこの値より小さい。

番号	中央粒径	番号	中央粒径
1	2.6mm	11	0.36mm
2	2.0	12	0.5
3	1.7	13	12.0
4	1.4	14	4.4
5	0.8	15	2.8
6	2.3	16	3.2
7	1.3	17	1.0
8	0.77	18	1.6
9	2.1	19	0.72
10	0.39	20	6.0

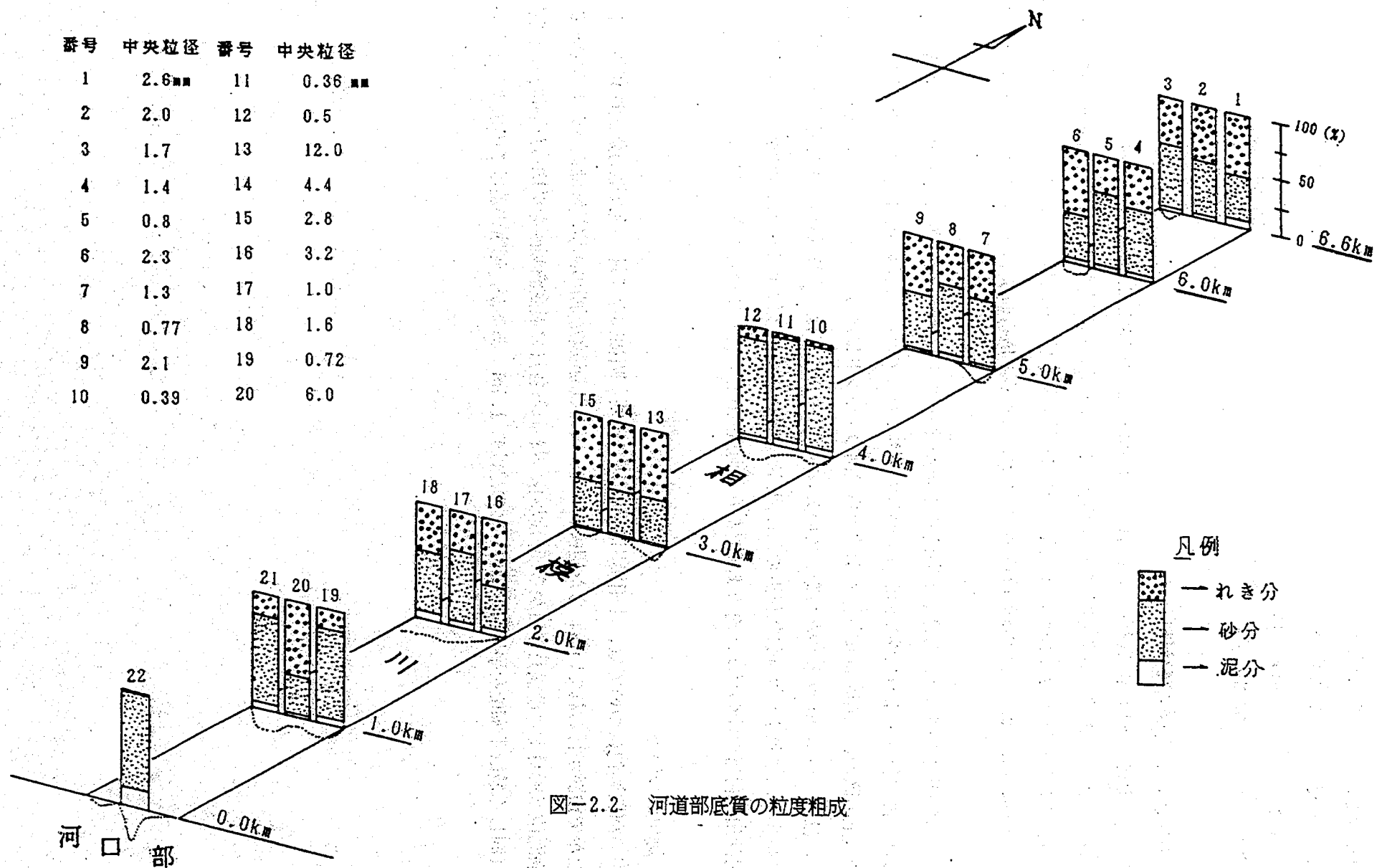


図-2.2 河道部底質の粒度組成

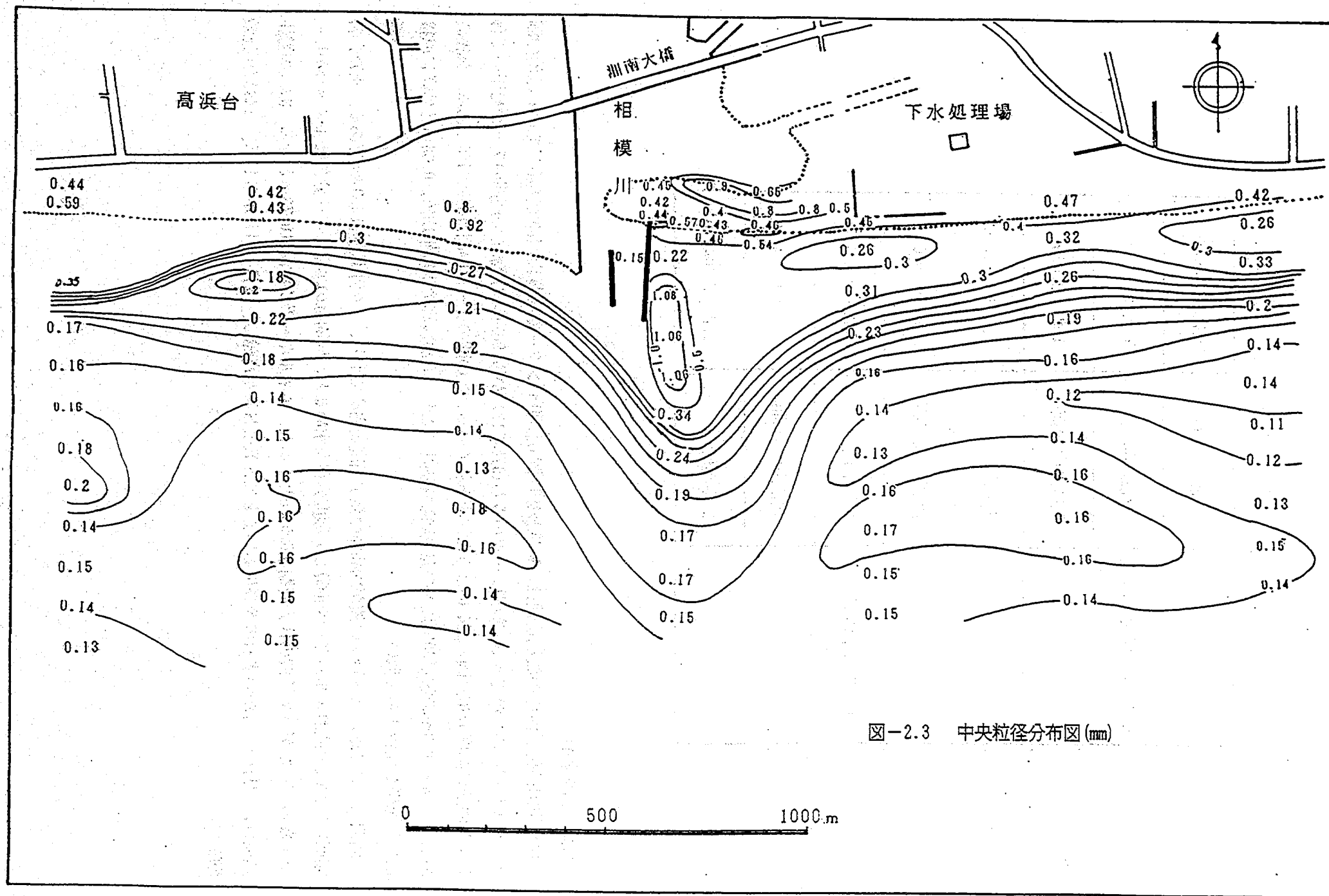


図-2.3 中央粒径分布図 (mm)

潮位諸元

相模川高潮計画の概要	既往最大偏差	T.P. +2.35m
	既往最高潮位	T.P. +1.25m
	朔望平均満潮位	T.P. +0.80m
昭和45年潮位表	高極潮位	T.P. +1.037 m
	朔望平均満潮位	T.P. +0.576 m
	平均潮位	T.P. -0.049 m
	朔望平均干潮位	T.P. -0.856 m
	低極潮位	T.P. -1.403 m

2.6 波浪特性²⁾

相模川河口付近海岸の波浪特性は、科学技術庁国立防災センターが平塚海岸沖で実施している波浪観測データより知ることができる。観測データのうち1978年12月から1982年8月までの期間のデータを用いて有義高と周期の頻度分布が図-2.4のように求められている。この間のデータの測得率は94%である。有義波高は、0.3～0.9mの波が60%以上の発生頻度を占めており、有義波高の単純平均値は0.56mと外洋に直接面した海岸と比較すると低い。

周期については、5～7secの波が約45%の発生頻度を占めており、その平均値は5.9secである。また、各周期毎に沖波の波浪エネルギーを推算して頻度分布を求めると、周期毎のエネルギー分布は6～7secがピークとなる。したがって沖波の代表周期を6.5secとすると、エネルギー平均波高は0.73mとなる。波高の発生頻度は、2月～7月がいずれの波高においてもSSEとSEが卓越し、12月～1月がSSE、SSWが比較的多い。

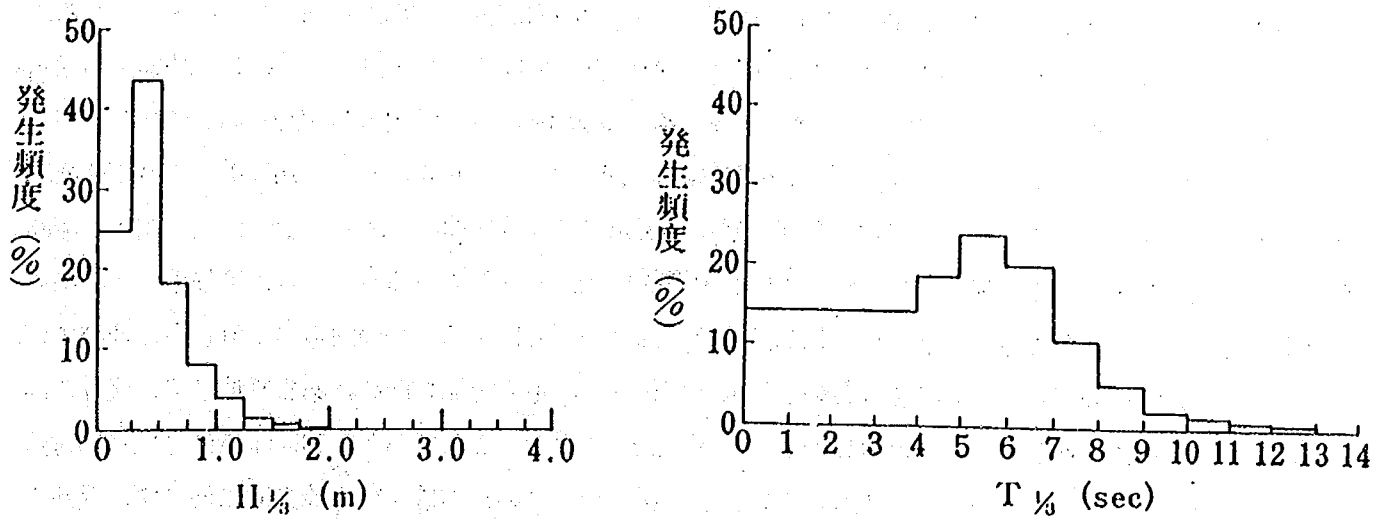


図-2.4 有義波高, 周期の発生頻度 (1978年12月~1982年 8月, 平塚沖)

2.7 河口砂州の経年変化と海底形状

2.7.1 河口砂州の経年変化について

相模川の河口部汀線は, 近年かなり急速に後退してきた。河口砂州の経年変化は, 航空写真をもとに調べられており, その汀線形状の比較図が図-2.5 である²⁾。1964年11月では, 左岸側において現在では階段護岸が設置されている箇所の前面においても広い前浜が存在していた。また右岸と右岸導流堤の間にも前浜が存在していた。その後1972年までに左岸側の下水処理場の放水路付近では約50m汀線が後退した。さらに1982年までには同じ位置において約25m汀線が後退するとともに, 右岸と右岸導流堤の間の砂浜は消失し, この部分は流路となった。1987年には, 左岸側の砂州の付け根部分の汀線が階段護岸の法線より陸側となってしまった。

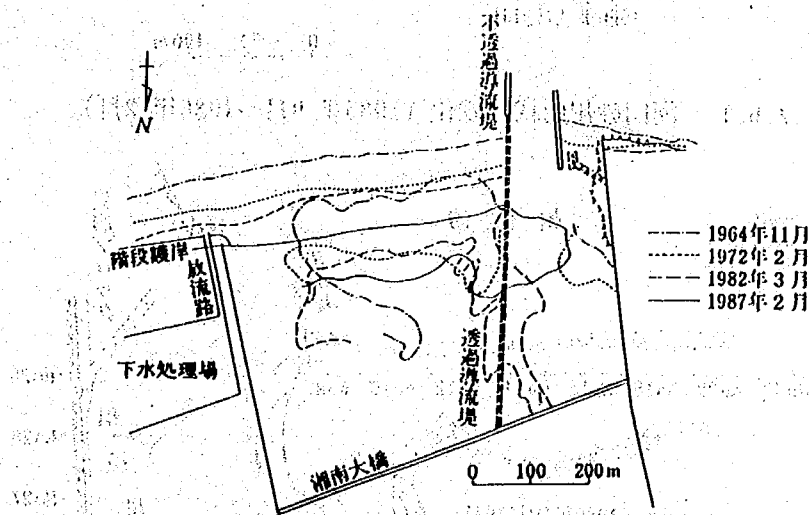


図-2.5 砂州部汀線の長期的変化

河川からの流出砂量が多ければ、河口デルタの汀線は周辺地形に対して突出するはずである。ところが逆に凹んでいることは、河川からの流出土砂が非常に少なくなっていることを表わしている。結局、相模川河口部は、近年著しく侵食されてきたことが分かる。次に短期的な河口砂州形状の変化を調べたのが図-2.6.1～2.6.2である。1985年6月には台風6号による出水($Q = 2,643\text{m}^3/\text{s}$)があり、このとき河口砂州は大きくフラッシュされた。その後再び河口砂州が復元して先端が伸び、さらに砂州は左岸側より流路方向へと次第に伸びている。測線No.8付近には杭製の導流堤が設置されているが、これは透過性のため漂砂は自由に通過することができる。また砂州先端部は時計回りの方向に回転しつつ河道の上流方向に伸びている。図-2.6.2の1986年10月～1987年3月の砂州形状変化は、河道の上流方向にはあまり伸びず、代りに河川の横断方向に顕著に伸びた。この原因は河道内水深の違いによるとされており、1986年では測線No.26付近断面の水深が小さく、河道内へ波が侵入しにくい状況にあった。このため砂州は上流方向に伸びず、横断方向に伸びたと考えられる。

河口砂州高は、図-2.7の測線No.9における岸沖方向の断面形の変化状況に示すように、約T.P. 2.2m前後となっている。

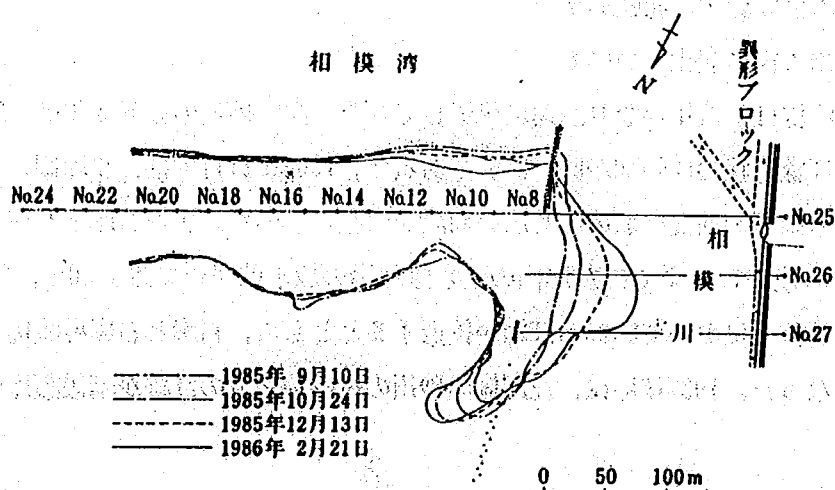


図-2.6.1 河口砂州形状の変化(1985年9月～1986年2月)

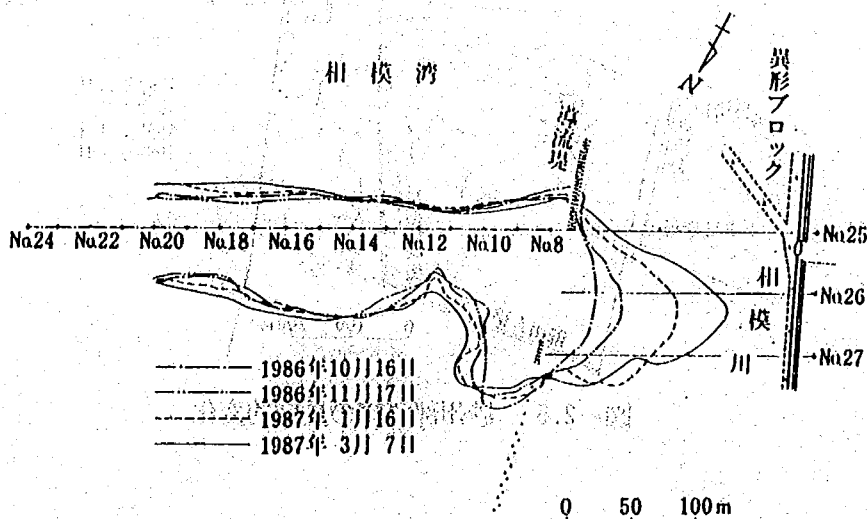


図-2.6.2 河口砂州形状の変化(1986年10月～1987年3月)

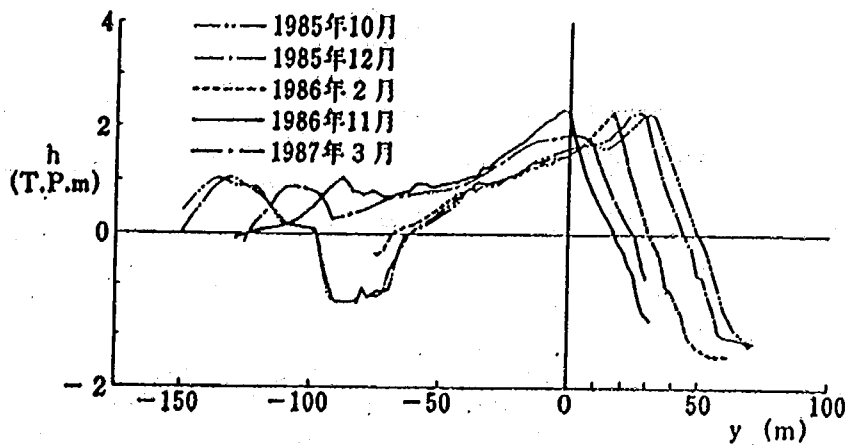


図-2.7 河口砂州前浜断面形の変化

2.7.2 海底形状について

河口沖の海底形状も河口砂州形状の変化と密接な関連を有している。これらについても洪水前後に行われた深浅図をもとに種々の地形特性の把握が行われている²⁾。この河口沖の深浅図を図-2.8 に示す。図中の1986年 3月～10月の間には、8月 5日に $Q = 1,084 \text{ m}^3/\text{s}$ の出水が、また 9月 3日～4日には $Q = 1,799 \text{ m}^3/\text{s}$ の出水が生じている。これによっても左岸砂州の汀線は後退傾向となっている。

全般的な特徴として、河口沖の等深線は沖向きに大きく舌状に突出しており、河口デルタ形状となっている。等深線の張り出しは、T.P. -6.0m 付近が最も大きく、深さとともに減少し、T.P. -18m 付近で等深線の張り出しはほぼ見られなくなる。また T.P. -2.0m～-4.0m の間には緩い勾配の斜面、いわゆる河口テラスが見られる。さらに河口デルタの中心線を境に、東西に形状が非対称となっており、このような地形特性は、波が斜め入射していることに関連すると推定されている。

次に1986年 3月の深浅データより、河道中心を含んで右岸側および左岸側の測線の海浜断面形状を示したのが図-2.9.1～2.9.2 である。これによると各側線の断面形は、測線No.7を除き前浜勾配がほぼ同一である。また測線No.1を除きバー、トラフ地形が存在し、しかも河口中心に近接するほどバー頂が沖に位置している。なお前浜と外浜の勾配の変化地点付近の水深は、T.P. -2.0m～-2.5m となっている。

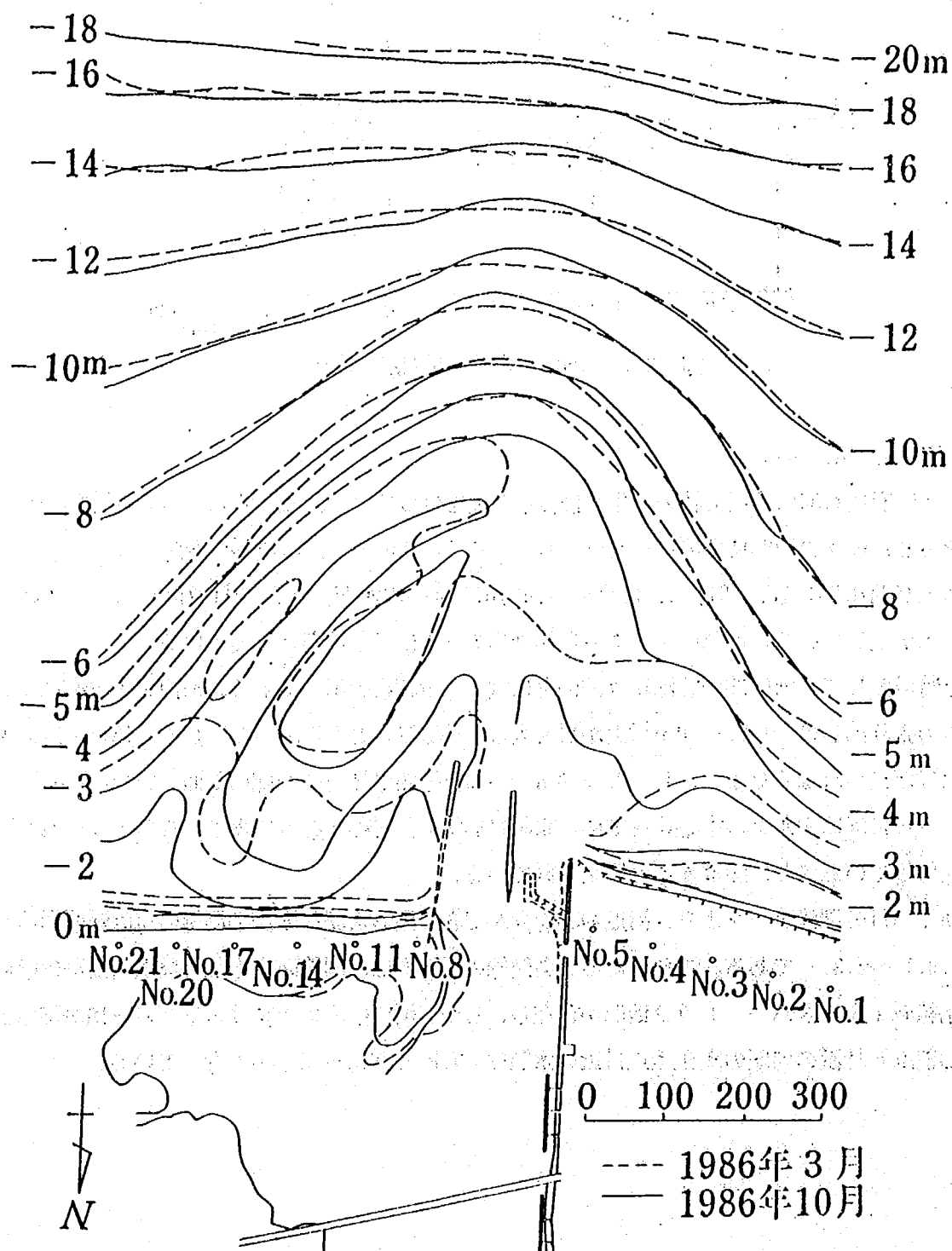


図-2.8 河口沖の海底形状の変化

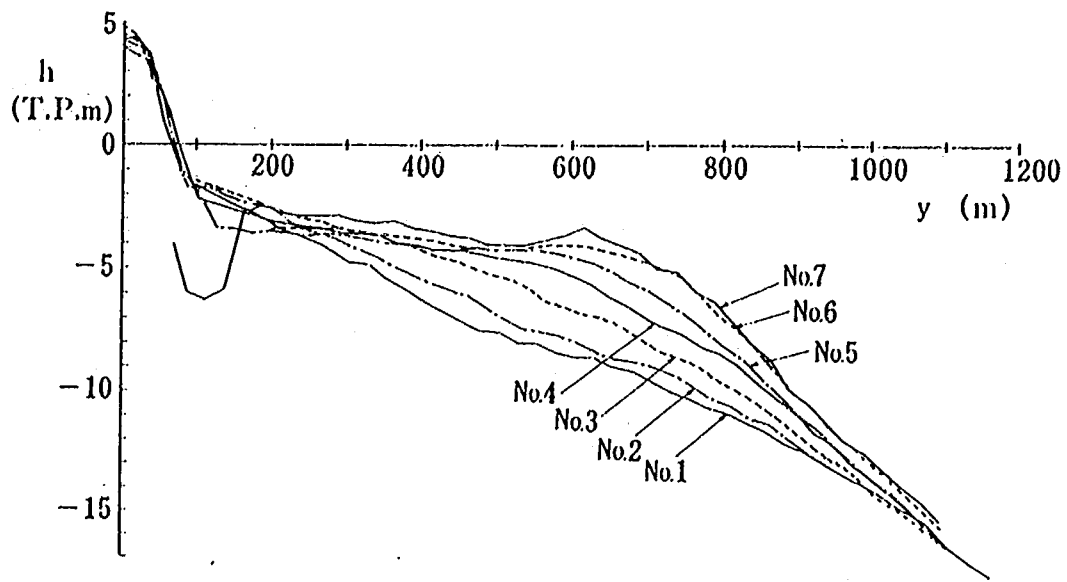


図-2.9.1 海浜断面形の重ね合わせ図 (No. 1~No. 7、1986年 3月)

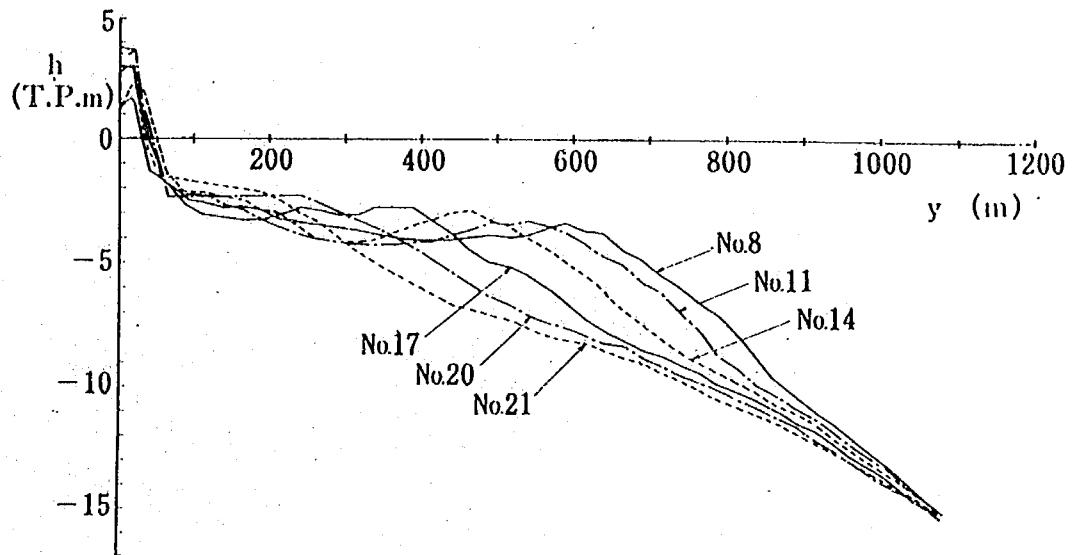


図-2.9.2 海浜断面形の重ね合わせ図 (No. 8~No. 21、1986年 3月)

第3章 模型実験の相似律

新學制代國文教科書 第一冊

第3章 模型実験の相似律

3-1 相似律

模型実験は、現地に対して大きさを変えた模型を使って、実際に起こる現象を予測しようとするものであり、現地および模型に生ずる現象が相似でなければならない。そのためには模型が幾何学的に相似であることが必要であるとともに物理量の縮尺には一定の条件が必要で、それは現地と模型とに対応する流れの基礎方程式が相似であることから求められる。

(1) 流れの相似性

現地と模型の流れを支配している基礎方程式は、現象を一次元的なものとみなせば、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p} + \frac{\partial h_p}{\partial x_p} - i_p + \frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right) + \frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}} = 0 \quad (3-1)$$

$$\frac{\partial Q_p}{\partial x_p} + \frac{\partial A_p}{\partial t_p} = 0 \quad (3-2)$$

が現地現象を支配する基礎方程式である。(3-1)式が流れの運動方程式、(3-2)式は連続式である。

模型でも同様な式が成り立ち、

$$\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m} + \frac{\partial h_m}{\partial x_m} - i_m + \frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right) + \frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}} = 0 \quad (3-3)$$

$$\frac{\partial Q_m}{\partial x_m} + \frac{\partial A_m}{\partial t_m} = 0 \quad (3-4)$$

ここでサフィックス p, m はそれぞれ現地、模型を示し、 u は流速、 h は水深、 x は距離、 i は河床勾配、 g は重力加速度、 n は粗度係数、 Q は流量、 A は河積、 t は時間である。

現地の流れと模型の流れが相似であるためには、上式の現地と模型に対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\frac{\frac{1}{g} \frac{\partial u_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial u_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial x_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial x_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial x_p} \left(\frac{u_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial x_m} \left(\frac{u_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot u_p^2}{R_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot u_m^2}{R_m^{4/3}}} = \text{const} \quad (3-5)$$

ここで、

$$\frac{u_p}{u_m} = u_r, \quad \frac{t_p}{t_m} = t_r, \quad \frac{h_p}{h_m} = h_r, \quad \frac{x_p}{x_m} = x_r, \quad \frac{n_p}{n_m} = n_r, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i_r$$

とおくと (3-5) 式は、

$$\frac{u_r}{t_r} = \frac{h_r}{x_r} = i_r = \frac{u_r^2}{x_r} = \frac{n_r^2 \cdot u_r^2}{R_r^{4/3}} = \text{const} \quad (3-6)$$

(3-6) 式において径深 $R \doteq h$ と表わされるものとすれば物理量は6個あり、関係式は4個である。よって2つを選べば、あとはおのずから決まる。

水平縮尺 x 、鉛直縮尺 h を選べば、

(3-6) 式は,

$$\text{流速 } u_r = h_r^{-1/2}$$

$$\text{時間 } t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2}$$

$$\text{河床勾配 } i_r = h_r \cdot x_r^{-1}$$

$$\text{粗度 } n_r = H_r^{2/3} \cdot x_r^{-1/2}$$

..... (3-7)

となる。断面積と流量の縮尺はそれぞれ,

$$\text{断面積 } A_r = x_r \cdot h_r$$

$$\text{流量 } Q_r = u_r \cdot A_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$$

となる。なお、流速分布の相似まで考えると、模型の縮尺が歪んでないこと ($x_r = h_r$)、粗度要素の幾何学的相似などが必要となってくる。(3-7) 式の関係フルードの相似則という。

(2) 移動床模型の相似則

ところで人工的に粗度を与えることのできない移動床模型では、流れの相似のためには、河床形態の相似が得られていなければならない。すなわち、平均流の相似を考えた場合、河床形態がどのような関数になっているかを知らなければ、移動床の相似性を検討することができない。一般に河床形態を含めた流れは次式の無次元量に支配される。

$$q_r/u_r \text{ or } \phi = f(R_{*r}, \tau_{*r}, H/d, B/H, s) \quad \text{..... (3-8)}$$

ここに、 $R_{*r} = u_{*r} d/\nu$ (粒子レイノルズ数)、 $\tau_{*r} = u_{*r}^2/sgd$ (無次元掃流力)、 $s = \rho_s/\rho_w - 1$ (粒子の水中比重) である。

移動床の流れは、(3-8) 式の各項のうち河床抵抗に大きく関係する小規模河床形態に最も支配的なのは、粒子レイノルズ数 R_{*r} 、無次元掃流力 τ_{*r} 、水深粒径比 H/d 、水中比重 s であると考えられ、 $R_{*r} = u_{*r} d/\nu$ が大の時はこの項を無視することができる。従って現地河川の河床材料の大きい扇状地河川では、河床材料の粒径を模型の幾何学的縮尺と同様に縮尺し、その模型の材料が 0.6mm 以上であれば、実河道と河道模型とでは同じような河床形態が生じ、フルードの相似関係を得ることができる。しかし実河川で R_{*r} の値が十分大きく無視できても一般の河道模型では、 R_{*r} の値が小さくなり、この項が現象を支配することがまれではない。具体的には、実河川では発生しないと考えられる ripple と呼ばれる河床波が R_{*r} の値が小さいと発生し、実河道と異なる河床形態、すなわち多くの場合異なる河床抵抗を呈することになる。このような領域は、模型における粒径 d が小さく、摩擦速度が小さいほど生じやすい。

ところで模型においての河道の平面形状や中規模河床波によって決まる三次元的流況を把握することを目指す場合には、移動床模型では、中規模河床形態の相似も必要となる。この場合、上述の小規模河床形態に関係する無次元量に河幅と水深の比 B/H を加える必要があり、無歪模型の条件が必要になってくる。

移動床模型におけるもうひとつの大きな問題点は、流砂量および流砂形態の相似である。流砂量を表わす関数の無次元表示も (3-8) 式と同様で、 R_{*r} が無視できれば、流砂量は、 τ_{*r} と H/d を実河道と河道模型とで等しくすれば、流砂量、流砂形態したがって河床変動形態も流れと同じ縮尺で相似とすることができる。 R_{*r} が河道模型で無視できない場合は、実河道では生じていない ripple が河道模型で生じることが有り、河床抵抗と同様、流砂量の相似も得られなくなる。また浮遊砂形態の流砂量が多くなると、摩擦速度と砂粒子

の沈降速度の比が現象を決める重要な要素となり、模型の砂粒子の径が0.2mm位以上あればそれほど問題がないが、それ以下あるいは比重の軽い模型河床材料の場合は、沈降速度の縮尺が、フルード則による速度の縮尺と異なるため、流砂形態の相似性が得られず、また一般に流砂量も相似にならない。実際には、移動床模型実験で上述のような無次元量すべてを、模型と実河道で一致させなくても、河床形態や流砂形態の相似条件は、支配的な無次元量が同一形態領域の範囲内にあれば、異なる形態の境界付近の現象を除けば比較的相似にしやすい。

流砂量が相似でない場合には、フルード則による時間縮尺とは別に、模型と実河道における河床変動量が相似となるように時間縮尺を決め、河道の変動状況を調べることができる。断面平均の河床変動量の式は、

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial (Bq_s)}{\partial x} = 0 \quad (3-9)$$

ここでZは河床高、 Q_s は全断面の流砂量である。今代表の平面スケールを x_0 、垂直スケールを h_0 、時間スケールを T_0 、代表流砂量を q_{s0} とすると、(3-9)式は、

$$\frac{\partial Z'}{\partial t'} + \frac{T_0}{(1-\lambda)} \frac{q_{s0}}{x_0 h_0} \frac{\partial (B'q'_s)}{\partial x'} = 0 \quad (3-10)$$

となる。ここで $Z' = Z/h_0$ 、 $t' = t/T_0$ 、 $B' = \frac{B}{x_0}$ 、 $q'_s = q_s/q_{s0}$ 、 $x' = x/x_0$ である。模型と実河川で河床変動量の相似が成立するためには、(3-10)式の各項の比が同一でなければならない。

つまり、

$$\frac{T_0 q_{s0}}{(1-\lambda)x_0 h_0} r = 1 \quad (3-11)$$

となる。従って模型の時間縮尺は、

$$t_r = (1-\lambda)x_r h_r q_{sr}^{-1} \quad (3-12)$$

となる。しかしながら(3-12)式が成立するためには、暗に $\partial(B'q'_s)/\partial x'$ が模型と実河川で同一であるという仮定を含んでいる。実際には、模型と実河川の小規模河床形態が異なると、この仮定は一般では成立せず、河床変動速度を相似にすることができない。このことをもう少し詳しく説明してみよう。

今流砂量が、

$$q_s = Cu_*^p \quad (3-13)$$

の関係が成立するとしよう。これを(3-9)式に代入して多少の変形をすると、

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{q_s}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial B}{\partial x} + \frac{p}{u_*} \frac{\partial u_*}{\partial x} \right) = 0 \quad (3-14)$$

となる。もし空間的な掃流力の分布が模型と実物で同一であるなら上式から求まる時間縮尺は、

$$t_{r1} = (1-\lambda)x_r h_r q_{sr}^{-1} \quad (3-15)$$

$$t_{r2} = (1-\lambda)x_r h_r p_r^{-1} q_{sr}^{-1} \quad (3-16)$$

の2つである。従って p_r が1であれば t_{r1} と t_{r2} が一致し、(3-12)式と同一となり、この時間縮尺を使って河床の変動速度を予測することができる。しかし $p_r \neq 1$ でない場合は、時間縮尺が2つあり、また場所的にも時間縮尺を変えなければならないという結論となり、厳密には河床の変動形態を相似にすることができな

いことになる。しかしながら模型実験は、現象把握の一手段であり、ある程度の相似性の違いを許しても良い。それでは $p_r = 1$ でない場合、模型の時間縮尺をどう決めたら良い結果を得るだろうか。ところで実際に q_r を決める場合には、模型全区間の平均的な流砂量あるいは代表断面の流砂量を予測して決めざるを得ない。従って平均的な流砂量と異なる所ほど（掃流力が平均的な値よりずれている所ほど） $p_r = 1$ でない場合には河床変動速度が実物と相似にならないことになる。このようにして q_r を決め、 t_{r1} と t_{r2} を求めると t_{r1} は t_{r2} の p_r 倍となる。ここで t_{r1} は、代表的な断面を通過する流砂量（みかけの体積）を模型と実物で同一とするための時間縮尺、つまり模型の q_r を $(1-\lambda)_r \cdot x_r \cdot h_r$ 倍すれば、実物の流砂量となる時間縮尺、 t_{r2} は、川幅の変化がない場合で、代表的断面での河床の微少の凹凸の伝播速度、生長あるいは消滅速度を同一にするための時間縮尺と考えられる。なお中規模河床波の伝播速度は、本来 (3-13) 式と (3-14) 式の連立方程式を解くことによって表現されず、その速度を合わせるには、砂州形態を支配する長さスケールと流砂量の相似性が必要である。

実際の模型実験に当っては、実験によって何を見るかに応じて時間縮尺を選ばざるを得ないが、模型の現象を実物に近づけるための時間縮尺は t_{r1} と t_{r2} の間にあると考えられる。

なお、先に述べたように模型の河床材料粒径が 0.6mm 以上の場合、河床形態の相似、流れの相似、流砂量の相似がほぼ成立するので、時間縮尺は通常のフルード則から得られる。

$$t_r = x_r^{1/2}$$

と考えて良い。

いっぽう、現地河川の河床材料が小さく、模型に用いる河床材料粒径が 0.6mm 以下となると、実河川では発生しないと考えられる砂漣河床 (Ripple) が模型で生じ、流れの相似性、流砂量の相似が成立しないことがある。この河床形態の相違を避けるため、模型の河床材料として比重の軽い $s \approx 0.5$ の石炭粉あるいは $s = 0.8$ のスラッジライトを用いた実験が行われる。この場合、現地河道と模型河道の無次元掃流力が一致するような、次式の条件

$$\tau_{*r} = \left(\frac{H}{sd} \right) r = 1 \quad \dots\dots\dots (3-17)$$

を満足するような粒径の材料、すなわち

$$d_r = H_r \cdot s_r^{-1} \quad \dots\dots\dots (3-18)$$

の粒径とすれば、ほぼ同一の無次元掃流力に対して、同一の無次元流砂量となるので、模型の時間縮尺は、(3-12) 式より概略

$$t_r = x_r^{1/2} \cdot s_r \quad \dots\dots\dots (3-19)$$

となる。なおこの場合フルード則に基づく流量

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2}$$

に従って模型の流量を流すと、現地流量 Q の時の水位は、河床が平坦河床であれば、 H/d が模型の方が小さく、その分だけ粗度が大きくなるので、模型の方が多少水位が大きめに評価され、また流砂量も多くなると考えられるが、通常は、この影響を無視して、フルード則に基づいて模型実験が行われる。⁹⁾

(3) 河口から出た土砂の堆積の相似性について

河口から出た土砂は海浜部に堆積するが、掃流砂は別として、浮遊砂の堆積には、砂粒の沈降速度 w と

流れの速度 u の比が重要な要因となる。 w_0/u が大きいほど河口近くに沈積し、小さいほど河口からはなれたところで沈積する。それゆえ模型と現地で、 w_0/u の比が同一であることが望ましい。また、掃流砂と浮遊砂量の模型と現地の比も同一であることが望ましい。

(4) 表面張力の影響

波は波長が5cm程度に短くなると、波速が深水重力波のそれに比べて約5%程度増加する。したがって模型をあまり小さくして、模型上の波の波長を短くすると表面張力波の影響を受けるので模型の縮尺をあまり小さくしてはならない。

(5) 反射に対する相似性について

模型と現地の波の反射率は同一にしなければならない。反射率は、壁面の勾配や波形勾配によって異なる。よって現地と模型は少なくとも幾何学的相似（無歪）をもたなければならない。

(6) 碎波条件に対する相似性について

沿岸近くの海底地形の変形は、碎波によるエネルギーに基づくところが多い。したがって、碎波地点が模型と現地とで同一地点でなければ、海浜地形の変化の相似性を満足することができない。

碎波水深と沖波波高の比 h_0/H_0 は周期が2秒より大きいときは、沖波の波形勾配 H_0/L_0 の関数であり、模型を幾何学的相似、フルード相似とすれば、碎波点の位置および碎波波高はほぼ相似となる。しかし模型が小さく、周期の短い波を使用すると、碎波水深に周期の効果が入り、Diephuisの実験によると図-3.1のようである。図によれば H_0/L_0 の値が0.02の場合、 $T \geq 0.7\text{sec}$ であれば模型の縮尺の影響はないが、 $H_0/L_0 = 0.08$ にもなると $T \geq 2\text{sec}$ でないと縮尺の効果が入ってくることを示している。

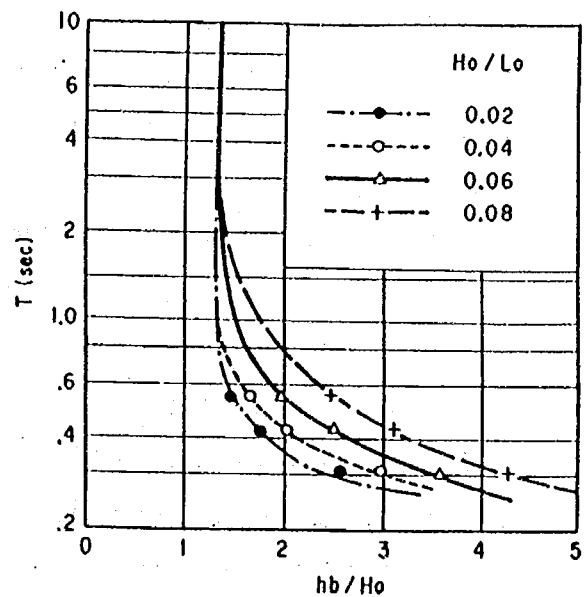


図-3.1 碎波水深に及ぼす周期の効果

(7) 河口密度流の相似性に及ぼす影響

河口には塩水くさびが存在し、この塩水くさびは模型実験の相似性に種々やっかいな問題を発生させる。塩水くさびによる模型と実物の違いは次のようなものがある。

- イ) 塩水くさびの存在によって、上層の流速が速くなり、砂州に対する侵食力は実物の方が大きい。
- ロ) 上層の流速が大きく、二層流となることによって波の変形が実物と模型で異なる。
- ハ) 浮遊土砂の海浜部での堆積が密度流によって異なる。
- ニ) 掃流砂の動きが二層流のため異なる。

などがある。洪水の実験の場合には、河水が海水を河道から押し出し、砂州のフラッシュ、河道の河床変動には影響を及ぼさないが、海浜部での堆積状態は若干違いが生ずると思われる。波による砂州の形成の実験

では、河水の影響が小さめになるおそれがある。

これらの問題を解決するには、海浜部に塩水をためて実験を行う方法もあるが、実験施設等の制約もあって困難である。

3-2 相模川河口模型の縮尺

一般に模型の縮尺は、実験目的に対する必要精度、実験施設（面積、給排水設備の能力等）および相似性との関係等で決められる。とくに移動床模型では、現地の河床砂の粒径が小さい場合、その河床材料が相似となるような河床砂の入手が困難であるだけでなく、粒径が微細となるため、水の粘性の影響を大きく受け、現象の相似を得ることが難しい。このような場合には、河床形態、流砂量、流砂形態などのうち、最も重要と思われるものだけでも相似となるように模型の河床材料を選定する。これらのうち、流砂量に関しては、前にも述べたように時間縮尺を変えることによって調整することができる。残りの河床形態と流砂形態のうち、河床形態を重視する場合には、現地と模型における無次元掃流力 τ_* を一致させること。流砂形態を重視する場合には、現地と模型における摩擦速度と河床砂の沈降速度との比を一致させることがそれぞれ重要な条件となると考えられる。相模川河口模型では現地の底質粒径、実験施設および造波装置の能力等から総合的に判断して縮尺1/60（無歪）とした。模型河床材料には、現地河床材料の平均粒径を河道模型の縮尺と同じとするだけでなく、粒度分布形まで相似にすることが望ましい。しかしながら、相模川河口部の河床材料粒径は、河道内と河口砂州部で異なっており、これに対して模型実験では河道全域にわたって同一粒度分布形の河床材料を用いざるを得ないこと。また、粒度分布形も現地粒径の小さい領域まで相似にさせると模型粒径が微細となり、その場合相似性の問題や河床砂の入手が困難となる。したがって、ここでは河口砂州部の流砂形態を重視してこれまで模型材料として用いられ、流送特性もほぼ明らかとなっている比重の軽い石炭粉を用いることにした。この石炭粉は、図-3.2のような粒度特性を持つ平均粒径 $d_m = 0.3\text{mm}$ 、比重 $\rho_s = 1.50$ 、沈降速度 $W_o = 1.25\text{cm/s}$ の材料である。

(1) フルードの相似則

(3-7) 式を使って、相模川模型の各物理量に関する縮尺を求めると次のようになる。ただし前述のように模型の水平、鉛直縮尺は共に1/60である。

$$X_r = h_r = 60$$

$$t_r = x_r \cdot h_r^{-1/2} = 7.75$$

$$A_r = x_r \cdot h_r = 3,600$$

$$i_r = h_r \cdot x_r^{-1} = 1$$

$$Q_r = x_r \cdot h_r^{3/2} = 27,885$$

$$n_r = h_r^{-2/3} \cdot x_r^{-1/2} = 1.98$$

$$U_r = h_r^{1/2} = 7.75$$

(2) 河床面の相似性

現地河道の河床材料粒径は、先の図-2.2, 2.3に示したように、河道内の平均粒径が約1.3mm、河道砂州部付近の平均粒径が約0.6mm程度であり、河口部河道全体の平均粒径は約1.0mm程度と考えられる。模型河床材料の石炭粉の平均粒径は $d_m = 0.3\text{mm}$ であるので、無次元掃流力 τ_* および摩擦速度と河床砂の沈降速度の比 u_* / w_o の現地と模型の比は、

$$\tau_{*r} = \frac{U_{*r}^2}{(\rho_s/\rho-1)_r \cdot g_r \cdot d_r} = \frac{h_r^2}{s_r \cdot g_r \cdot x_r} = 5.45$$

$$(u_* / w_*)_r = h_r / x_r^{1/2} \cdot w_{or} = 1.01$$

となる。ここに $u_{*r} = \sqrt{g_r \cdot h_r \cdot I_r} = h_r / \sqrt{x_r}$, $s_r = (\rho_s / \rho - 1)_r$ である。これより $\tau_{*r} = 1$ となるためには, $h_r = s_r \cdot d_r$ という条件が必要となる。このため流砂の移動に関する無次元掃流力は, 模型の方が小さい。また, 模型の河床材料が小さいため, 小規模河床波が形成されることによって河床抵抗が大きくなり, 河床形態の相似性はあまりよくないと考えられる。しかし, u_* / w_* は現地と模型ではほぼ一致しており, 河口砂州フラッシュ時の流砂形態に関する相似性は得られると考えられる。

いっぽう, 模型と実河道における河床変動量が相似となるためには, 河床変動の連続式から求まる時間縮尺で洪水を流す必要がある。このとき流砂量が多い場合には, τ_* の違いは時間縮尺の中にある程度くりこんだ形で解決しうる。ここで無次元流砂量が現地と模型で近似的に一致すると考えた場合, (3-19) 式より $t_r = 25.6$ となる。ただし, ここでは無次元流砂量が現地と模型で異なると考えられることから, 現地の流砂量を山本による図-3.3の資料を適用し, 模型は図-3.4に示す石炭粉の流砂量を用いた。³⁾ なお, 検討の主目的となる河口砂州越流によるフラッシュ時の現象は, ほぼ限界水深となることから, フルード数を1.0として現地と模型の流砂量を求めた。ここに砂州上の現地越流水深を0.5m, 河床は平坦河床と仮定すると, 現地と模型の無次元掃流力および流砂量は,

$$\tau_{*p} = (h/d) \cdot \phi^{-2} \cdot s^{-1} = 1.18 \text{ (流速係数 } \phi \approx 16 \text{ とした)}$$

$$q_{B*P} \approx 9.0 \text{ (図3-3より)}$$

$$\tau_{*m} = (h/d) \cdot \phi^{-2} \cdot s^{-1} = 0.37 \text{ (} \phi \approx 12 \text{)}$$

$$q_{B*m} \approx 0.7 \text{ (図-3.4より)}$$

となる。これより (3-12) 式から求まる t_r は約11.0となる。この値は, フルード則および (3-19) 式から求まる t_r の間に入っている。厳密には, 流量規模等によってもこの t_r が異なってくるが, ここでは $t_r \approx 11.0$ を用いて検証実験を実施することにした。

(3) 河口から出た土砂の堆積の相似性

模型河床材料の石炭粉の沈降速度は $w_o \approx 1.25 \text{ cm/s}$ であり, また現地河口部河道の平均粒径 $dm \approx 1.0 \text{ mm}$ の沈降速度は $w_o \approx 9.6 \text{ cm/s}$ であるから,

$$(w_o / u)_r = w_{or} \cdot u_r^{-1} = 0.99$$

となる。この結果より現地と模型は同一に沈降すると考えられるため, 河口から出た土砂の堆積状況は, 海水の影響を無視すると現地と模型とがほぼ相似であると考えられる。

(4) 表面張力の影響

表面張力の影響は, 前に述べたように波長が5cm以下の場合に生ずるが, この実験では波長が模型上で1cm以上であるため, 表面張力波の影響はほとんどないと考えられる。

(5) 反射に対する相似性

模型は幾何学的相似に作ってあるので反射の相似はほぼ成立していると思われるが, 導流堤, 護岸等が完全には幾何学的相似に作らず簡略化しているため, 多少の反射率の相似があると考えられる。

(6) 砕波点に関する相似性

この実験は、波形勾配 H_0/L_0 が $0.01 \sim 0.03$ の範囲で行ったので $T \geq 0.7 \text{ sec}$ であれば砕波点に関する相似性は成立する。実験は周期 1 sec 以上で行ったので砕波点に関する相似性は満足している。

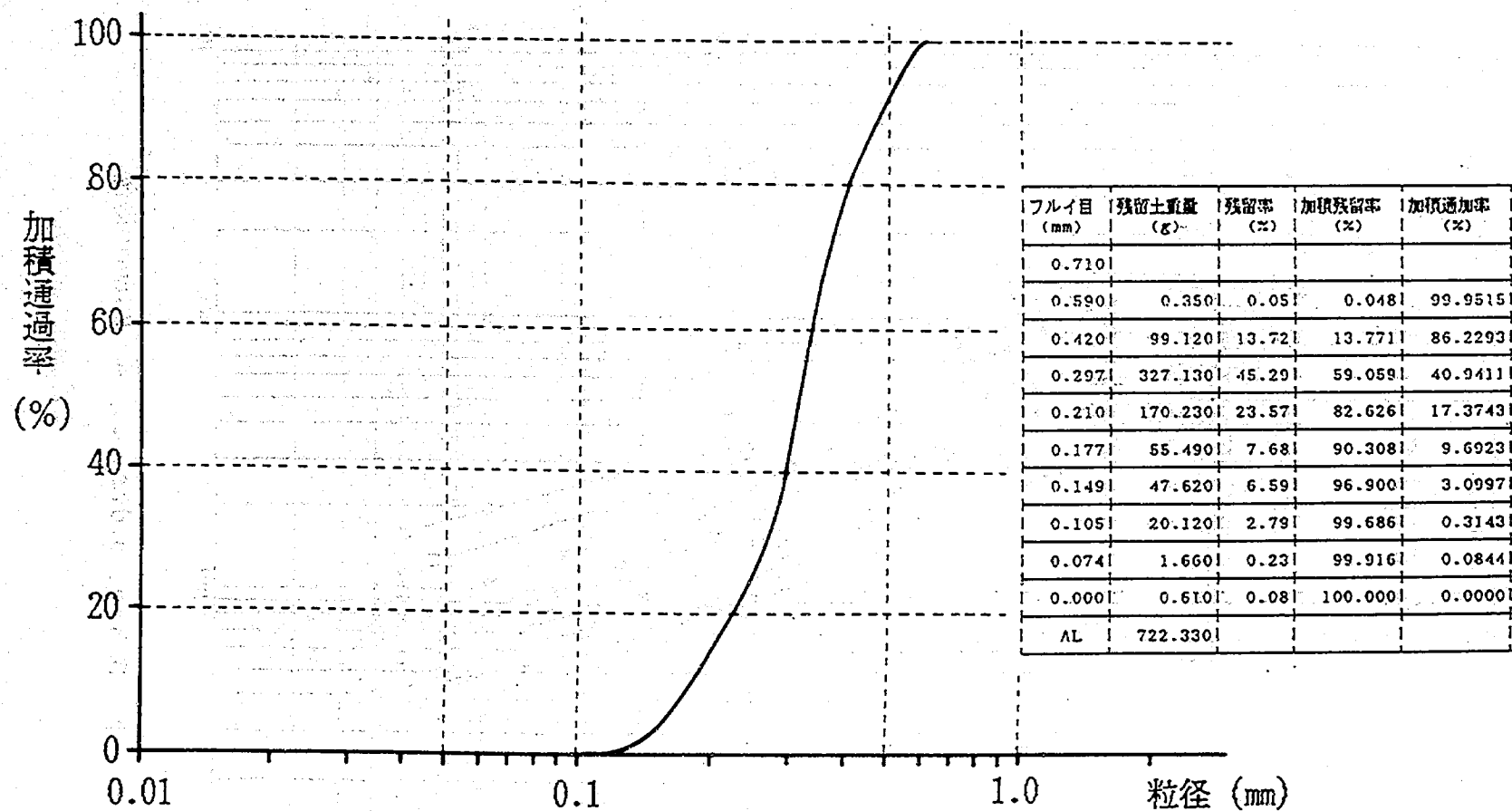


図-3.2 粒径加積曲線図

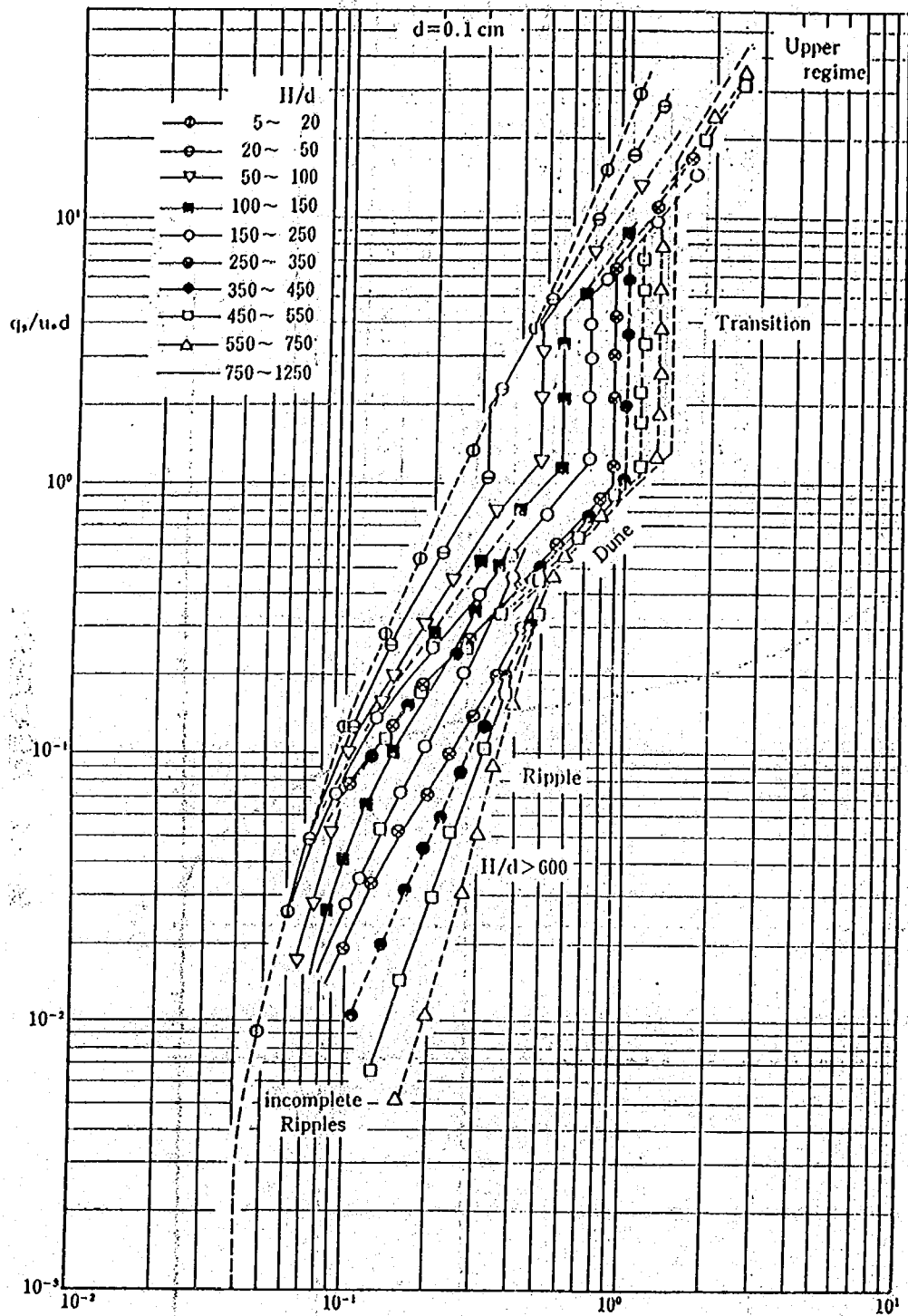


図-3.3 $q_s / u_* d$ v.s. τ_* , $d = 0.1 \text{ cm}$ の場合

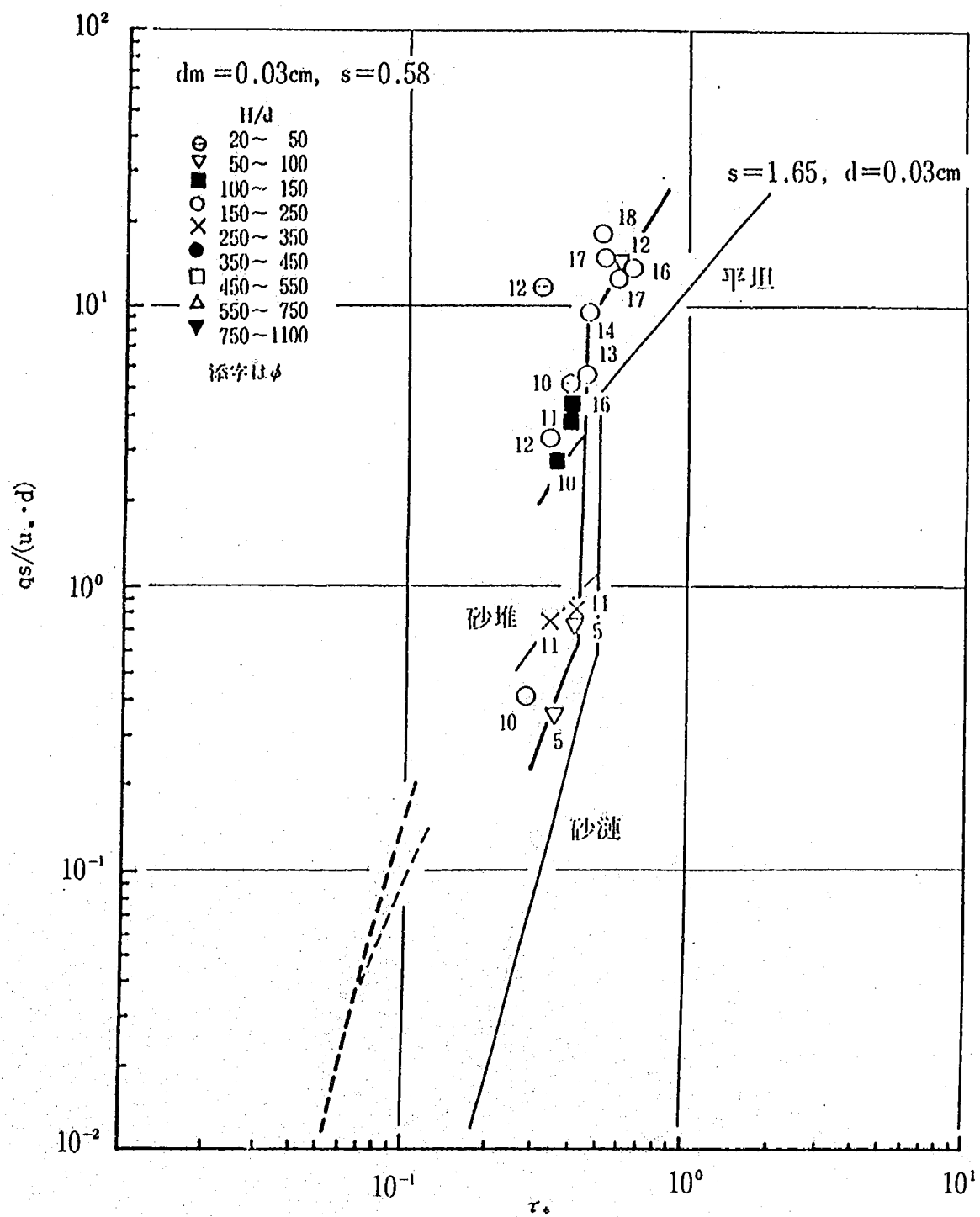


図-3.4 $q_s / (u_* \cdot d)$ と τ_* の関係

第4章 模型および実験の概要

RECORDED & INDEXED

第4章 模型および実験の概要

4.1 模型の概要

相模川河口部の模型製作に際しては、第3章で述べたように、現地の底質粒径および実験施設等から模型縮尺を1/60（無歪）とした。模型対象範囲は、河道部と海浜部とにより構成され図-4.1に示すように、河道部 0.0～2.0km、海浜部沖合約 1.0km、汀線方向は約 1.4kmである。模型は、半固定床模型で現地で既に高水敷が造成されている部分や、植生等で出水時においても河床変動がないと推察される箇所は、モルタル固定床とし、出水時に移動すると考えられる部分を移動床とした。移動床部分は河床材料敷厚分だけ低い所に平坦なモルタル面を設け、その上に砂を敷き河床面としている。河道部の平面および横断形は、昭和62年度の測量成果に基づいて製作した。なお、海浜部の整形においてはT.P. -10mまで現地と相似に整形し、約 1/30の勾配で平面水槽の床板（T.P. -26.0m）にすりつけられている。

河川流量は、河道部上流端に設けられた量水槽に高水槽から送水することにより供給され、また潮位は、河口と対面する側壁に設けられた潮位調節用ゲート、および平面水槽用給水管からの補給により調整されている。波浪実験に使用される造波装置は、幅 8mの造波板を有するベンジュラム形式の可動型平面造波機であって、この実験では3基連結して用いられる。

4.2 実験の概要と実験ケース

相模川河口部に形成されている河口砂州は、塩水遡上や波浪侵入を防止するうえでは有効であるが、洪水を安全に流下させるうえでは障害となる。河口砂州の存在によって、出水時に水位が上昇し、開口流積が小さいと、通常流量ピーク以前に河口水位のピークが現われることが多い。このような現象は、中小河川でその傾向が強く、流量ハイドログラフの立ち上がり部分の勾配や河口砂州高が問題になる。また、相模川河口には、中導流堤が設置されているが、それが砂州フラッシュに及ぼす効果や影響も明確になっていない。ここではこのような河口砂州フラッシュ機構と河口水位等について、移動床模型実験により検討した。

いっぽう、先に述べたように、河口の右岸側には平塚漁港の外洋分港の建設が予定されており、漁港の防波堤等の影響が河口部に及ぶ可能性もある。そこで外洋分港の建設が河口部へ及ぼす影響についても実験的に検討することにした。なお、後者についての検討は、海岸研究室が担当した。実施した実験は、表-4.1に示すように大別して3種類であり、各河道形状に対して所定の水利条件を与え、水位、流速、流況、河床変動状況、波高等の測定を行うことにより、実験目的についての検討を行った。ここにそれぞれの実験目的や検討事項をまとめると、以下のようである。

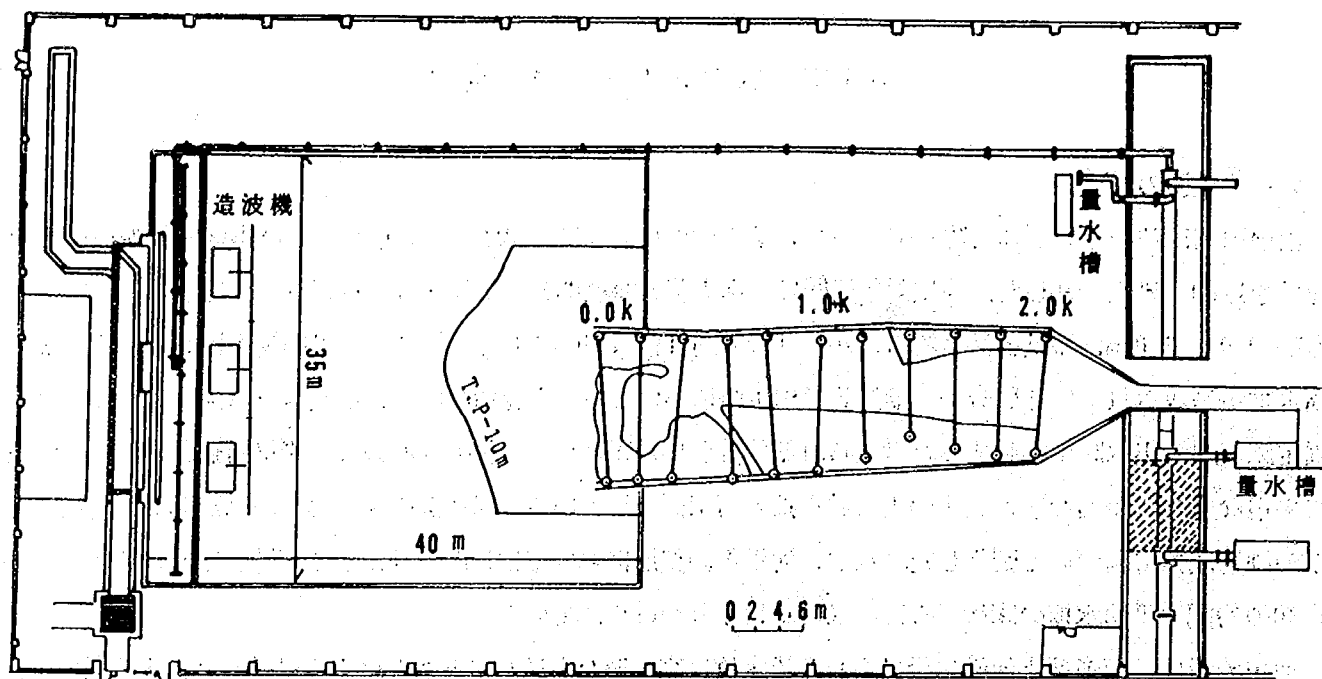


図-4.1 相模川模型平面図

(1) 検証実験 (実験Ⅰ)

検証実験は、現地と模型との水理現象の相似性を調べるために行ったものである。検証の対象とした物理量は、3.2 で述べたフルードの相似則から得られにくい河床変動とそのときの水位、流況である。実験は、既往洪水を模型に通水して、砂州フラッシュ状況、河床変動と水位等の相似性について検討した。

(2) 現況河道実験 (実験Ⅱ)

現況河道における河口砂州のフラッシュ状況と流下能力等について検討するものである。

実験は、計画ハイドログラフ ($Q_p=7,800\text{m}^3/\text{s}$) および既往洪水ハイドログラフ ($Q_p=5,239\text{m}^3/\text{s}$) を通水した検討を実施した。なお、このとき右岸側導流堤と右岸堤防間が開口している状態とここを埋設した場合の検討、および外洋分港の有無についての検討も実施した。

(3) 計画河道案実験 (Ⅲ)

この実験は、河道改修計画案における河口砂州のフラッシュ状況と流下能力等について検討するものである。実験は、計画ハイドログラフ ($Q_p=7,800\text{m}^3/\text{s}$) を通水した検討を実施した。河道形状は、低水路法線形を現況のままとし、0.6km より上流河道を計画河床高に掘削した状態について、および0.6km より上流河道を計画断面形とした場合の検討を行った。またこのとき外洋分港の有無についての検討も実施した。

表-4.1 実験ケース一覧表

実験名	実験ケース	河道および河口形状					流量 (m^3/s)	潮位 (T.P.m)	備 考
		河道形状	河口砂州	右岸導流堤と堤防間の地形	中導流堤	外洋分港			
検証実験	I-1	現況 (S57.3河道)	S57.3月 形状	開 口	S55.年形状 L=275 m	無し	$Q_P=5,239$	0.5	tr=11.0, S57.8月洪水 潮位は洪水時の平均潮位
	I-2	現況 (S60.3河道)	S60.3月 形状	〃	S60.年形状 L=350 m	〃	$Q_P=1,800$	0.0	tr=11.0, S61.9月洪水 潮位は洪水時の平均潮位
現況河道模型実験	II-1	現況 (S62.3河道)	S62.3月 形状	埋 設	〃	〃	$Q_P=7,800$	0.576	計画ハイドログラフの通水 潮位はS45.年の朔望平均満潮位
	II-2	〃	〃 導流堤間掘削	〃	〃	〃	〃	〃	〃 導流堤間掘削時の検討
	II-3	〃	〃 形状	開 口	〃	〃	〃	〃	計画ハイドログラフの通水 右岸導流堤と堤防間開口時の検討
	II-4	〃	〃 導流堤間掘削	埋 設	〃	有り	$Q_P=5,239$	0.42	S57.8月洪水 既往洪水の通水による検討
計画河道案実験	III-1	計画河床高に 掘削	S62.3月 形状	〃	〃	無し	$Q_P=7,800$	0.576	0.8km.より上流計画河床高 低水路法線形は現況
	III-2	計画断面形	〃 導流堤間掘削	〃	〃	有り	〃	〃	0.6kmより上流計画断面形
	III-3	〃	〃 導流堤間掘削	〃	河道内に 110 m延長	〃	〃	〃	〃

第5章 現況河道の水理特性に関する検討

11.000 6. 1. 1971 1. 1. 1971 1. 1. 1971 1. 1. 1971

第5章 現況河道の水理特性に関する検討

5.1 概 要

現況河道の洪水時における河口砂州のフラッシュ状況と流下能力等の水理特性を明らかにし、河道の問題点や河口維持対策等の必要性について検討を行うものである。なお、これらの検討に先立って、河口砂州フラッシュ時における河床抵抗、河床変動および三次元流況等の現地と模型の相似性の程度、時間縮尺等について検討した移動床の検証実験も実施した。

5.2 実験条件

検証実験は、図-5.1.1 に示す既往の昭和57年 8月の洪水ハイドログラフ ($Q_p = 5,239\text{m}^3/\text{s}$) を通水して、河口砂州開口幅、ピーク水位、河床変動等の相似性について検討した。このときの河口砂州および河道地形は出水前の昭和57年 3月測量形状とした。中導流堤は、図-5.1.2 に示すようにその時点の長さ275mの形状としたが、その高さはT.P. 1.5mであったものを漁港の基準点の違いからT.P. 2.5mで実験を実施してしまった。また右岸導流堤もT.P. 2.5mとし、ここと右岸側堤防間の地形はその当時の高さの約T.P. -1.0mとした。したがって、洪水時にはそこを流下する状態となる。なお潮位は、洪水の増水期における実測潮位の平均値T.P. 0.5mを目標に設定した。さらに比較的水出頻度の多いと考えられる流量規模として、図-5.2.1 に示す昭和61年 9月洪水のハイドログラフ ($Q_p = 1,800\text{m}^3/\text{s}$) を通水し、その相似性や水理現象についても検討した。このときの河道および砂州形状は、昭和60年 3月測量のものをを用い、潮位は同様に出水時の実測値平均潮位T.P. 0mを一定で与えた。なお、中導流堤の高さは昭和57年 8月洪水実験と同じで実施したが、上流側の延長分は杭出しの透過型である。また、右岸側導流堤背後の上流側に異型ブロックを一層の一行で帯状に敷設（天端高T.P. 1.0m）した。これらの中導流堤および砂州形状等を図-5.2.2 に示す。

現況河道の水理特性に関する検討は、昭和62年 3月測量の河道および砂州形状を基本として、図-5.3.1 に示すような計画ハイドログラフ ($Q_p = 7,800\text{m}^3/\text{s}$) と先の図-5.1.1 に示す既往洪水を通水した検討を実施した。なお、このときの潮位は朔望平均満潮位 (T.P. 0.576m) とした。さらに中導流堤は、図-5.3.2 に示すような長さとし、河口地形（導流堤間の河床高、右岸導流堤と河岸堤防間地形）の違いによる水理的効果や影響等についても調べた。これらの実験条件一覧は先の表-4.1 に示したとおりである。

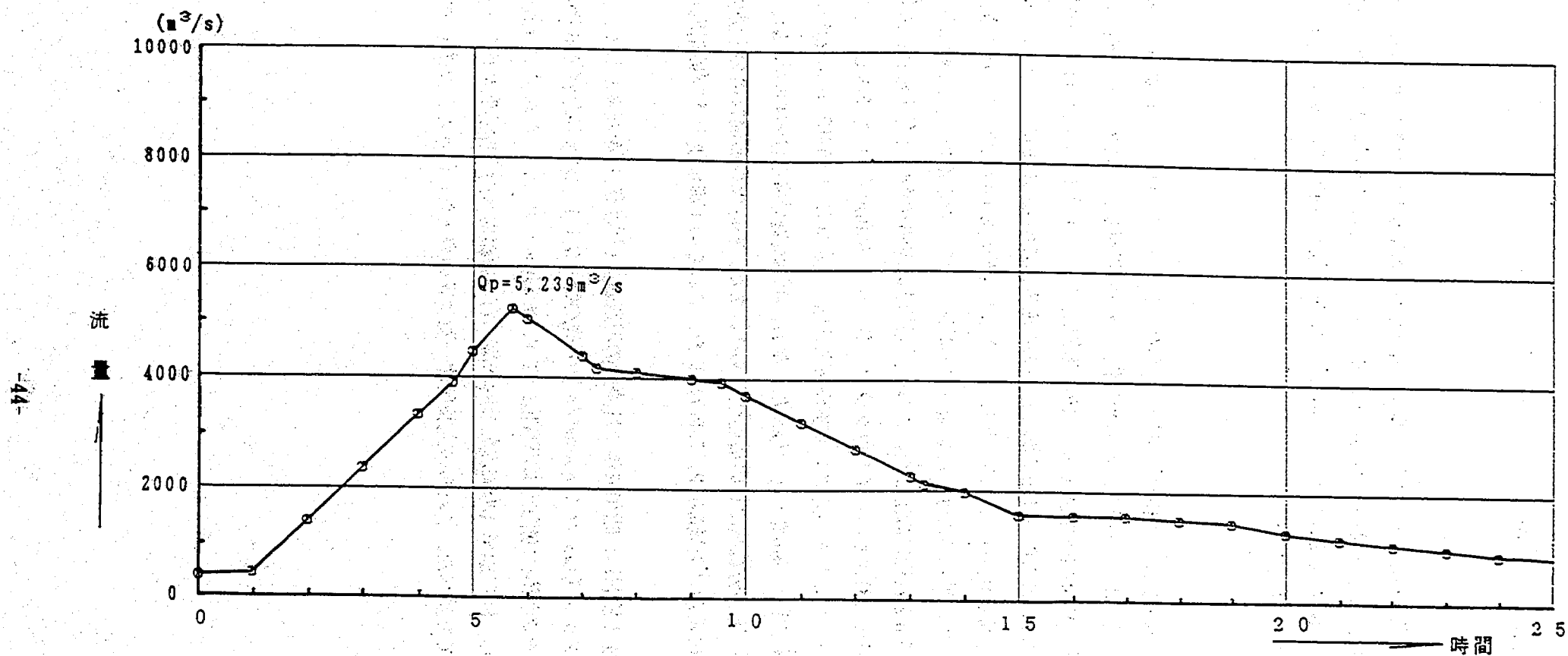


図-5.1.1 流量ハイドログラフ (昭和57年 8月洪水)

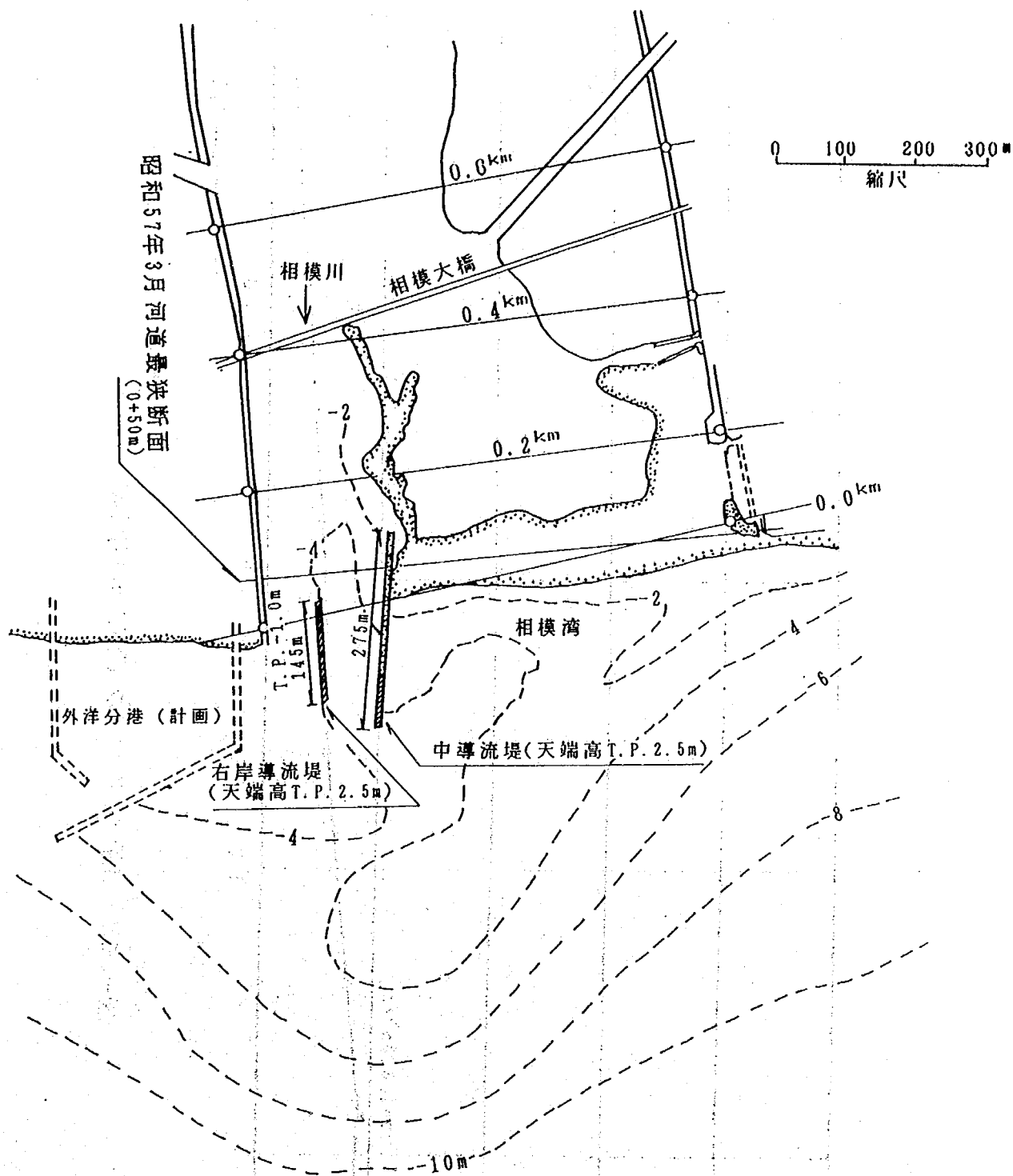


図-5.1.2 砂州形状および導流堤位置図 (S.57.3)

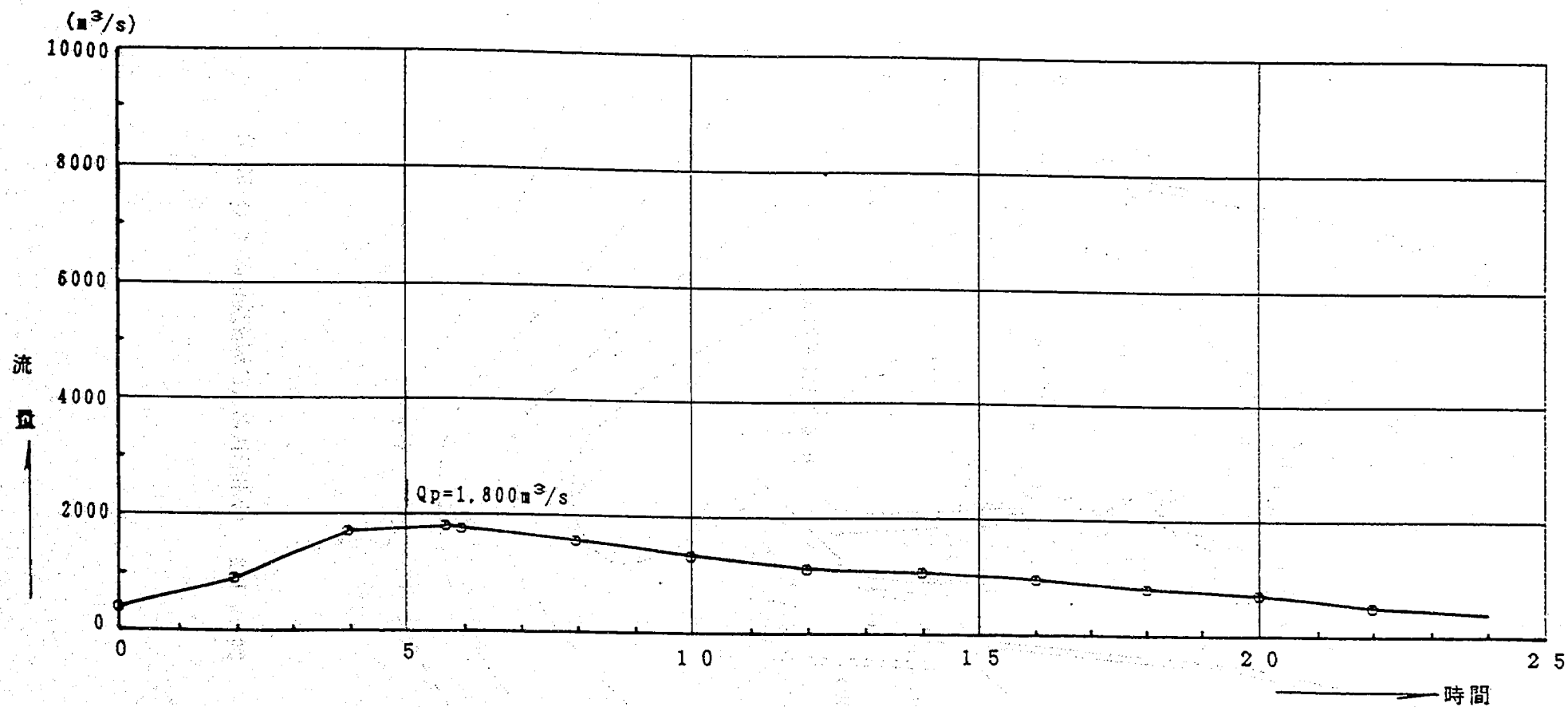


図-5.2.1 流量ハイドログラフ (昭和61年 9月洪水)

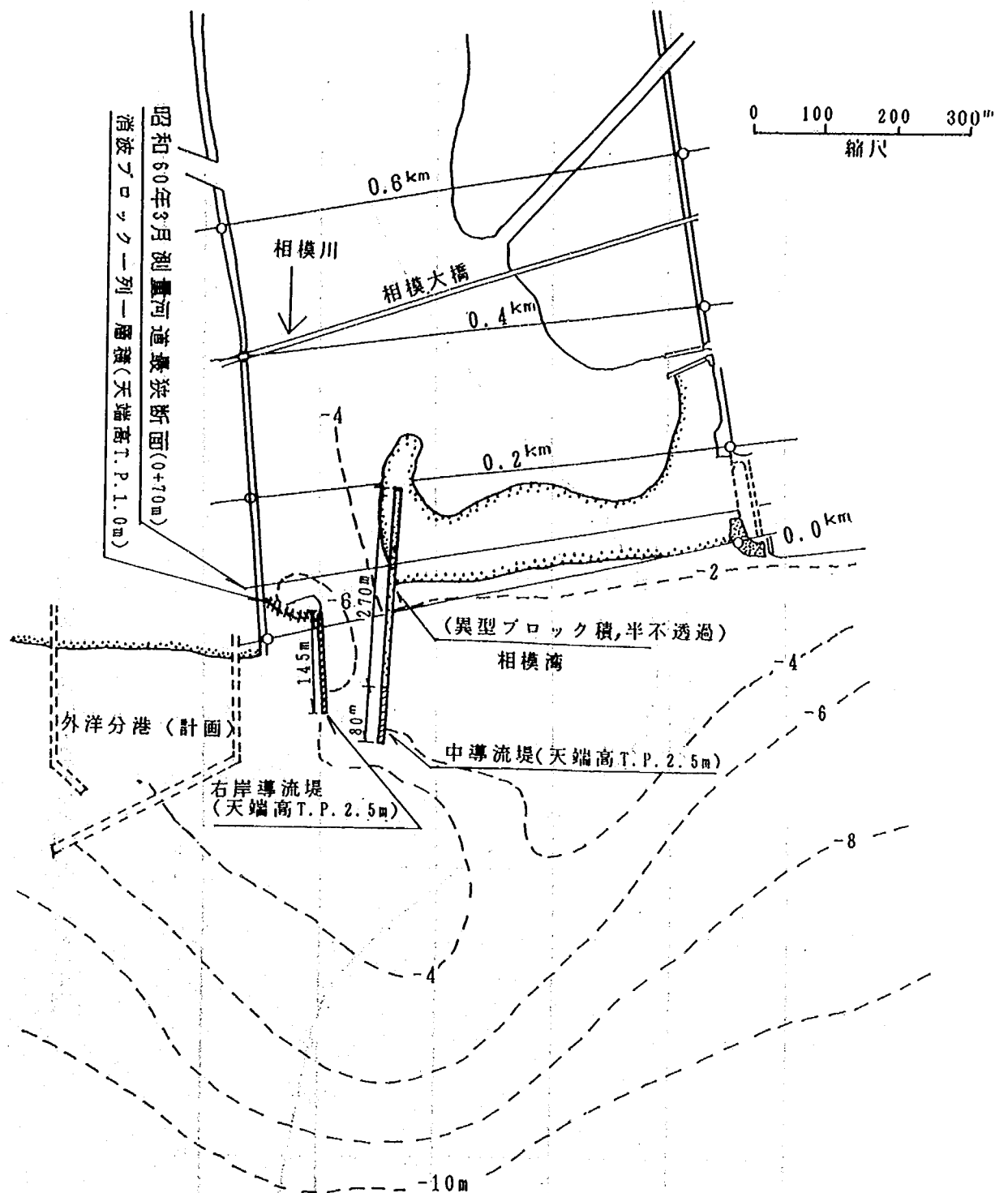


図-5.2.2 砂州形状および導流堤位置図 (S.60.3)

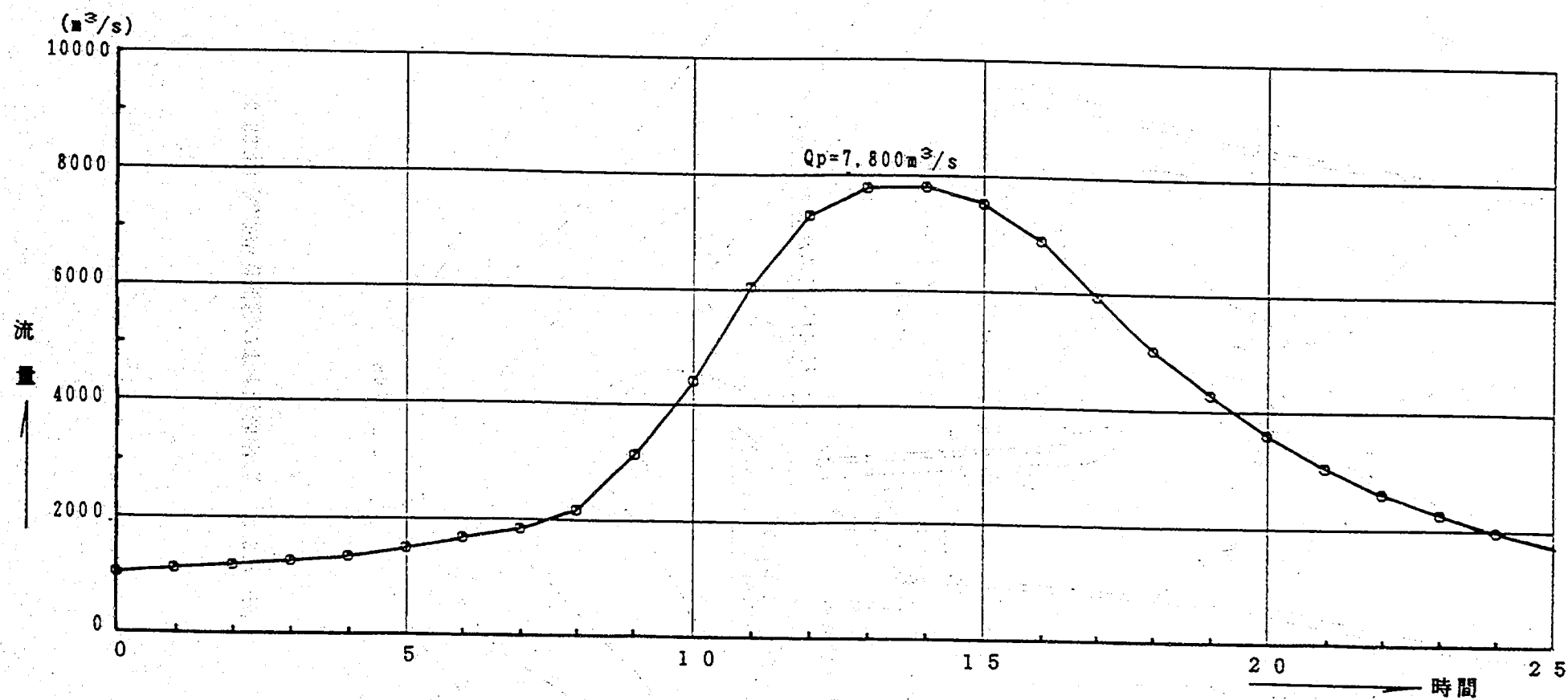


図-5.3.1 流量ハイドログラフ (計画高水流量)

5.3 検証実験結果

5.3.1 昭和57年 8月洪水による検討 (ケース I-1, $Q_p = 5,239 \text{ m}^3/\text{s}$)

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図-5.4.1 に、ピーク水位等の縦断図を図-5.4.2 に示す。

河口砂州は、中導流堤の上流約 0.3km 付近まで T.P. 1.5m 前後の高さで河道内に入り込んだ状態となっており、また中導流堤から左岸の約 175m 間 (0.6km 左岸高水敷の延長線上付近位置) の砂州高は T.P. 2.9m ~ T.P. 2.3m である。このような河口砂州によって、砂州上流部水位は、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、急激に上昇する。その後中導流堤際からの砂州上の越流によって、左岸方向への砂州のフラッシュが進行し始める。このときの流量は約 $2,200 \text{ m}^3/\text{s}$ である、水位の上昇が一旦鈍化し、その後流量の増大とともに再び水位が上昇する。0.6km 地点付近から下流の河口砂州部にかけては、この河口砂州によって流量ピーク時以前の約 $4,500 \text{ m}^3/\text{s}$ 時付近に水位ピークが生じ、砂州フラッシュの進行に伴って流量ピーク時には水位が低下している。1.0km 地点付近から上流河道は、流量ピーク時付近に水位ピークとなっているが、砂州フラッシュ時における堰上げ背水の影響は、模型上流端の水位測定断面である 1.8km 地点まで及んでいた。

なお河道内は、河床抵抗に関係する小規模河床波 (砂れん) が若干発生する。しかし、河口砂州フラッシュ時は、砂州部付近の掃流力が大きく、平坦河床に近いことから河床抵抗は現地とほぼ相似になっているものと判断される。

流量ピーク時以前の水位縦断は、砂州直上流の 0.2km 地点と海部間で水面勾配が大きく、反対に 0.2km から上流河道の水面勾配は小さい。これに対し、砂州フラッシュ後の減水期における水面勾配はほぼ一定となる。また、砂州フラッシュが進行する前の砂州直上流の 0.2km 地点の左岸側水位は、この砂州による堰上げによって高くなり、左右岸の水位差が大きい。

図-5.4.2 には現地の痕跡水位と比較してあるが、河口砂州部付近の 0km および 0.2km 地点の実験値のピーク水位は、現地の痕跡水位より低かったものの、他の河道地点ではほぼ一致する結果が得られた。ただし、実験に用いた河口砂州地形は、出水時前の昭和57年 3月測定の形状であるが、厳密には右岸導流堤付近も含め、この地形や高さが出水時直前と異なっている可能性もあり、砂州部付近の水位がこれによって違ってくるとも考えられる。とくに 0km 付近の痕跡水位は、出水直後の波浪による影響を受けていて高くなっている可能性も考えられよう。

以上のような結果より、砂州部付近の水位は必ずしも相似になっていないが、このような地形等の違いがあることを考慮すると、大きくは異なっていないものと判断される。なお実験結果の砂州直上流のピーク水位 (0.2km 地点) は T.P. 2.5m であり、これは中導流堤から左岸の最低砂州高 (T.P. 2.3m) より約 0.2m 高く、砂州フラッシュ領域 (約 175m 幅) の平均砂州高 (T.P. 2.4m) より約 0.1m 高である結果が得られた。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図-5.5 に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図-5.6.1 ~ 5.6.3 に示す。

河道内の流況は、増水期と減水期で異なる。増水期は主流部が滞筋に沿って流下しており、1.6km付近より上流河道は主流部が右岸寄りにあり、その後1.0km付近の左岸側へと向う。0.6km付近から下流は、河口砂州の影響を大きく受け、主流が左岸から右岸方向へと向い、0.3km～0.0km間付近の右岸側へ流れが集中する。さらにこの流れは右岸導流堤背後を直進する流れとなり、また導流堤間の流れは、中導流堤先端付近に集中するとともに、ここで右岸方向に流れが曲げられ、右岸側の海部に広がる傾向となる。

なお、流況図に示すように、1.4kmから下流右岸側は高水敷がないため、上流からの低水路の流れがここで剥離する現象が生じ、下流約200m間付近で大きな渦が発生し、さらにその下流の1.0km間の河岸沿いが死水域となっている。また砂州直上流の左岸側も死水域となり、中導流堤付近から河道上流方向に入り込んでいる砂州を越流して右岸側に流れるため、0.2km左右岸で水位差が生ずる。

流量約 $2,200\text{m}^3/\text{s}$ 付近になると、中導流堤際の砂州上(T.P. 2.3m)から越流を開始し、さらに流量の増加とともに、この中導流堤から左岸側の砂州フラッシュが進行する。このような砂州フラッシュの進行とともに、砂州上流河道で左岸から右岸方向に向っていた流れが直進する傾向となる。また流量約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 位になると、1.2km付近から左岸側高水敷に乗る流れが生じ冠水を始める。砂州フラッシュ状況は、流量約 $4,200\text{m}^3/\text{s}$ で中導流堤左岸側の開口幅が約55mとなり、その後の流量ピーク時付近で約70mに、減水期の $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近では約85mになったものの、これ以降開口幅はほとんど増大していない。

流量ピーク時付近は、流れがより直進する傾向となるものの、0.8km～0.6km左岸および0.2km付近右岸沿いが水衝部となり、中導流堤先端付近から沖合の流れは依然として右岸方向へ広がる傾向となっていた。さらに減水期の流況もピーク時付近とあまり変わらないが、流量の減少とともに流れが穏やかとなる。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図-5.7.1～5.7.2に、通水後の平均最深河床高縦断面図を図-5.8に示す。

河道内の河床変動状況は、実験結果の方が現地の洪水前後の変動より若干大きい傾向であるものの、全体的には両者とも少ない。模型上流端付近の2.0km～1.6km間は、上流からの土砂供給分の補給砂を行わなかったこと、および模型上流端砂止め等の影響を受けるため河床低下が大きく、補給砂区間と考えるべきであろう。このようなことから1.4kmより上流河道は右岸側が過大に洗掘され、その土砂が高水敷のなくなる1.4km～0.8km間右岸側の剥離領域に堆積する。この堆積状況は現地洪水後も同様であり、ほぼ相似になっているようである。また1.4km～0.8km間は、現地洪水後および実験とも河床変動が少なく、その相似性が得られている。

0.6km断面の低水路左岸側は、現地洪水後の河床があまり変動していないのに対し、実験では洗掘がやや過大となっている。このような状況は、0.4kmおよび0.2km断面の河道中央付近にも見られるが、洗掘、堆積領域等はほぼ同様の傾向となっている。0.2kmおよび河口砂州部の現地洪水後の形状は、洪水直後でないことから、河口砂州がある程度復元した状態となっているとも考えられ、結果的に実験の河床変動が過大となっているようである。とくに河口部の右岸側導流堤と右岸堤防間からの流出が多く、かつ洗掘もかなり大きく、結果的にここからの流出が過大になっていると考えられる。このような右岸側の洗掘によって中導流堤から左岸側の開口幅も現地洪水後より少ないようである。他に開口幅が小さかった原因は、河口砂州の

初期形状が必ずしも一致していないためと考えられる。これは出水前に砂州の一部を人工掘削した形跡があり、これによって初期の砂州越流位置とフラッシュ状況が異なり、かつ開口幅に相違が生じたものと判断される。海部は、河口砂州部およびその右岸側付近から流出した大量の洗掘土砂が沖合約 1.0km間に舌状に堆積している。

以上のように、河口部の河床変動状況および砂州開口幅は、現地洪水後と必ずしも相似となっていない結果となってしまった。この原因は初期形状や出水後の現地の河床変動が洪水直後でないこと等によるものと判断される。

5.3.2 昭和61年 9月洪水による検討 (ケース I-2, $Q_p = 1,800\text{m}^3/\text{s}$)

(1) 水位について

実験結果の水位時間変化図を図-5.9.1 に、ピーク水位等の縦断図を図-5.9.2 に示す。

先のケース I-1 と同様に、0.6km地点付近から下流の河口砂州部にかけては、この河口砂州によって流量ピーク以前の約 $1,700\text{m}^3/\text{s}$ 時付近にピーク水位が生じ、流量ピーク時には水位が低下している。1.0km地点付近から上流河道は、流量ピーク時付近に水位ピークとなる。その後の減水期の水位は、小規模河床波の砂れんが卓越するため、この河床抵抗によって水位低下が少ない。

水位縦断は、増水期の初期にほぼ一様勾配になっていたが、流量の増大とともに河口砂州および小規模河床波の発達による影響が生じてくる。この流量増によって、砂州直上流の 0.2kmと海部間および 0.6kmから上流河道の水面勾配が大きくなり、反対に砂州直上流の 0.2km～0.6km間付近の水面勾配が緩やかとなる。また減水期も 0.6kmから上流河道の水面勾配が大きい。現地の昭和61年 9月洪水時のピーク水位は、馬入橋地点 (約 1.9km) で約 T.P. 2.7mとなっている。これに対し、実験値は模型上流端の測定区間外であったため得られていないが、水面勾配等より推測するとほぼ同程度であろうと思われる。なお実験結果の砂州直上流のピーク水位 (0.2km地点) は T.P. 1.05mであり、中導流堤から左岸の最低砂州高 (T.P. 1.5m) より約 0.45m低く、したがって左岸側砂州のフラッシュは生じていない。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図-5.10に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図-5.11.1～5.11.2に示す。

ピーク流量付近の河道内の流況は、流量規模が小さいため低水路のみの流れであり、先のケース I-1 の増水期と同様に主流部が滞筋に沿って流下する。この主流は 1.6km付近より上流河道が右岸側にあり、その後 1.2km～1.0km付近では左岸側に寄る傾向となる。この左岸側の流れは、0.8km～0.6km間付近で右岸方向に大きく蛇行し、低水路右岸側を直進してきた流れとともに、0.4km～0.2km間付近の右岸側に集中する。さらにこの流れは、右岸導流堤上流端より左岸側の中導流堤先端に向い、ここで主流は右岸に曲げられて海部に流出する。なお高水敷がなくなる 1.4km～1.0km間付近の右岸側および小出川合流点から河口砂州上流左岸側 (0.5km～0.1km) は死水域となる。

いっぽう、この実験では右岸導流堤と背後の河岸間 (河床高約 T.P. -1.0m) の上流側に帯状に異型ブロック (テトラポット一層、天端高 T.P. 1.0m) を並べ、透過する状態で実施した。このため通水初期からここ

を流下し、異型ブロックの沈下とともに先のケースⅠ－Ⅰと同様にここからの流出が過大となっているようであった。

海部への流出状況は、導流堤間幅が沖に向かって狭くなるような形状であるため、拡がりが少なく、かつ導流堤先端付近から沖合約 200m以遠では流れが急激に減衰している。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部高線図を図－5.12.1～5.12.2に、通水後の平均最深河床高縦断図を図－5.13に示す。

流量規模が小さいため、河道内の河床変動はほとんど生じていない状態であった。ただし、河口砂州直上流の 0.2km断面および 0km断面の導流堤間は、全体に河床低下傾向となっており、とくに流況にも述べたように右岸導流堤背後の洗掘が大きい。この付近の地形は、出水後の波浪によって短期間に復元したり、変化する領域と考えられ、これらを除けば現地出水後の昭和62年 3月河床と比較してもその変動が少ないことから、ほぼ相似性が得られていることが裏付けられよう。また実験結果では中導流堤左岸側の河口砂州がフラッシュされておらず、これも砂州の一部が人工的に掘削された状態であれば、フラッシュが進行した可能性も考えられる。

導流堤間付近で洗掘された土砂は、中導流堤先端付近から沖合 200m間付近に舌状に堆積しているがその量は少ない。

5.3.3 検証実験結果のまとめ

- (1) 河口砂州のフラッシュによる河床変動量が現地と模型で相似となるための時間縮尺 (t_r) は、両者から求まる流砂量を算定し、これより $t_r=11.0$ を用いた実験を実施した。
- (2) 河口砂州上流部の水位は、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため、急激に上昇し、流量ピーク以前の砂州越流直後付近に水位ピークが生ずる。なお、流量ピーク時には砂州のフラッシュが進行してしまい、水位はむしろ低下する。
- (3) 河口砂州の影響によって流量ピーク以前に水位ピークが生ずる範囲は、約 0.6km付近までである。したがって、砂州による堰上げ背水の影響が少なくなる 1.0km付近から上流河道は、流量ピーク時付近に水位ピークとなる結果が得られた。
- (4) 実験結果のピーク水位は、河口砂州の下流側となる 0km地点で現地痕跡水位より低かった。この原因は、出水後の波浪による影響や右岸導流堤背後の地形等の違いによって、現地痕跡水位が高くなっている可能性も考えられる。なお、他の河道地点では、痕跡水位にほぼ一致する結果が得られた。
- (5) 河道内の河床変動状況は、実験結果の方が現地の洪水後の変動より若干大きい傾向である。しかし、全体的には両者とも少なく、また洗掘および堆積箇所も概略一致しており現地の河床変動をほぼ再現しているものと考えられる。
- (6) 検証実験では、右岸導流堤背後の上流側に異型ブロックを一層一列の帯状に敷設（天端高T.P. 1.0 m）して実施した。この結果、ここからの越流による流出が多く、かつ河床変動もかなり大きく、結果的にここからの流出が過大になっていたと考えられる。

- (7) 昭和57年 8月洪水および61年 9月洪水とも右岸導流堤周辺とその背後の洗掘が非常に大きい。ただし、このような洗掘は、出水後の波浪や小洪水によって短期間に埋め戻されてしまうため、そのまま残ることはないと考えられる。
- (8) 実験結果の砂州部開口幅は、現地洪水後より少なく、かつ右岸側河口部河道の河床変動が過大な結果となってしまった。この原因は、現地の洪水前の砂州形状と厳密には異なること、および河口砂州が人工的に掘削されている形跡もあって、これらの初期形状の違いとともに右岸導流堤背後の形状等が必ずしも相似となっていなかったことがあげられる。したがって、これらを考慮すれば大きくは異なっていないと考えられ、ほぼ相似性は得られているとして良いと判断される。
- (9) なお、実際河川では、河床材料粒径が場所的に異なるのに対し、模型では場所的にも深さ方向にも同一河床砂を用いている。このため局所洗掘に伴う土質変化や強度に対する影響は実験結果に反映されていない。とくに以前の相模川河道の河床は、砂利で構成されていたものが河床掘削等による掃流力の低下によって、表層の河床材料粒径が小さくなっている。したがって、実際はこのような砂利層や表層のアーマ化によって洗掘が防止されることから、先に述べたように実験結果の河床変動や局所洗掘が大きめになっているものと判断される。

5.4 現況河道実験結果

5.4.1 ケースⅡ-1 (昭和62年 3月河道, $Q_p = 7,800\text{m}^3/\text{s}$)

本実験は昭和62年 3月測量の河道および河口砂州地形に、計画ハイドログラフ $Q_p = 7,800\text{m}^3/\text{s}$ を通水したときの水理現象等について把握検討しようとするものである。なお、右岸導流堤背後の上流側は傾斜堤(天端高T.P. 2.5m)で埋設した状態とした。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図-5.14.1に、ピーク水位等の縦断図を図-5.14.2に示す。通水開始後の流量 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以下の継続時間が長く、このときの河口砂州上流側の水位は、約T.P. 1.5m程度で中導流堤の高さとほぼ同じであった。なお昭和62年 3月の砂州形状は、先の図-5.3.2 に示したように、中導流堤を乗り越えて導流堤間河道に砂州が張り出しているため(横断方向約90m、高さ約T.P. 1.5m)、ここで堰上げされた状態となっている。流量が約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ に達すると最低砂州高(T.P. 2.0m)の地点から越流を開始し、急激に砂州のフラッシュが進行する。先のケースⅠ-1と同様に1.0kmより上流河道は、ほぼ流量ピーク時付近に水位ピークとなっているが、0.6km地点付近から河口砂州部にかけては、この河口砂州の越流開始直後付近に水位ピークとなる。その後砂州フラッシュの進行とともに水位が一旦低下し、さらに流量の増加とともに再び水位が上昇する。

流量ピーク時以前の水位縦断は、河口砂州直上流(0.2km)と海部間で水面勾配が大きく、反対に0.2km～0.6kmはこの砂州の影響によって水面勾配が緩やかとなる。これに対し、砂州フラッシュ後の減水期は水面勾配がほぼ一様となる。なお実験結果の砂州直上流のピーク水位(0.2km地点)はT.P. 2.15m前後であり、これは中導流堤から左岸側の砂州フラッシュ領域の平均砂州高(T.P. 2.05m)より約0.1m高いのみである。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図-5.15に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図-5.16.1~5.16.3に示す。

通水初期の増水期は、主流部が低水路の滞筋に沿って流下する。流量が約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度に達すると、1.2km付近の左岸側から高水敷への冠水が始まる。この付近の下流左岸側高水敷は、低水路肩に沿って高くなっているため上流から流入して滞留するのみであった。さらに河口砂州フラッシュの進行とともに、低水路内を主流が直進する傾向が強くなり、0.6km付近の左岸側が水衝部となる。なお先のケースⅠ-1と同様に、1.4km~1.0km間付近右岸側および左岸側の小出川合流部から下流の河口砂州間が死水域となる。

河口砂州部は、通水初期の流量約 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度までは、中導流堤右岸側に張り出していた砂州をフラッシュし、砂州上流側水位がT.P. 1.5m以上になるとともに、中導流堤際から左岸方向に開口し始めた。その後流量が約 $3,500\text{m}^3/\text{s}$ に達すると砂州上流の水位が約T.P. 2.0mとなり、中導流堤から左岸側の最低砂州部位置（中導流堤から左岸方向約90m位置、砂州高T.P. 2.0m）から越流を開始する。この砂州越流直後付近に砂州上流水位がピークとなり、急激に砂州フラッシュが進行し、中導流堤から左岸側の開口幅が約130mに達する。その後流量ピーク時付近には約155mの開口幅となり、さらに減水時に約160mまで開口した。海部への流出状況は、右岸導流堤背後が傾斜堤によって埋設した状態であるため、ここからの流出がなくなり、河道右岸側を直進してきた流れが導流堤間の中導流堤方向に曲げられ、この中導流堤先端付近に集中する。中導流堤先端付近に集中した流れは、ここから右岸方向に向けられ、外洋分港側海部に広がる。ただし、この右岸側への広がり幅は、外洋分港地点までは到達していない。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図-5.17.1~5.17.2に、通水後の平均最深河床高縦断図を図-5.18に示す。

河道内の河床は、流量約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近までは河口砂州による堰上げの影響もあり、その変動が少ない。しかし、河口砂州フラッシュの進行とともに河道内の掃流力が増大し、とくに流量が $5,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると河道内の土砂移動が急増する。このため河床が全体に低下傾向となり、水衝部箇所の1.4kmより上流右岸側と1.0km~0.6km間左岸側の洗掘が大きい。

同様に河口部の0.2km~0.0km間付近右岸沿い、および0.0kmから下流の導流堤間も流れの集中によって、約5.0mの洗掘が生じている。なお河口砂州開口部は、約T.P. -5.0mまで洗掘され、その開口幅は先に述べたように約160mに達している。

これは上流左岸側高水敷の延長線上とほぼ同程度である。海部は、河口砂州のフラッシュおよび河道から流出した土砂が、沖合約800m付近まで舌状に堆積している。

5.4.2 ケースⅡ-2（導流堤内砂州掘削、 $Q_P = 7,800\text{m}^3/\text{s}$ ）

本実験は、先のケースⅡ-1に対し、中導流堤を乗り越えて導流堤間河道に張り出している河口砂州について、T.P. 0m以上の領域を掘削したときの砂州フラッシュ状況について検討したものである。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図-5.19.1に、ピーク水位等の縦断図を図-5.19.2に示す。

これまでのケースと同様に、0.6km付近から河口砂州直上流にかけての水位は、流量ピーク以前に水位ピークとなる。本ケースは河道内に張り出していた砂州の一部を掘削したが、これによって砂州直上流の水位が流量ピーク時付近に若干低下した程度で顕著な差異は生じていない。また砂州上流のピーク水位は、砂州を掘削したことによって、先のケースII-1よりも流量が大きくなった時点で生ずると考えられたが、その違いもほとんどないようであった。したがって、ピーク水位を含め、増水時および減水時の水位縦断もほとんど変わらないようである。なお、実験結果の砂州直上流のピーク水位（0.2km地点）は、約T.P. 2.2mである。これは砂州フラッシュ領域の平均砂州高（T.P. 2.05m）より0.15m高い程度である。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図-5.20に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図-5.21.1～5.21.3に示す。

導流堤内に張り出していた河口砂州の一部を掘削したのみであることから、0.6km付近より上流河道の流況は先のケースII-1とほぼ同じである。すなわち、主流部の位置、死水域の発生領域、水衝部位置および高水敷への冠水開始流量と位置等の状況とその現象にほとんど違いは生じていない。しかしながら、河口砂州部付近では、砂州を掘削したことにより流況に若干の相違が見られた。

先のケースII-1では、増水時の砂州がフラッシュされる前まではその張り出した砂州により、0.6km左岸付近に集中した流れが砂州上流側で右岸方向に蛇行し、0.2km右岸沿い付近に集中する。ここから右岸導流堤の上流端を経由して中導流堤先端付近に集中後、右岸側海部へ流出していた。しかし本ケースは、河口砂州をT.P. 0.0mで掘削したことにより、0.6km付近左岸から0.2km付近の右岸方向へ向かう流れが弱まり、0.6km左岸付近から中導流堤上流端を経て導流堤内を流下し、海部へ流出する。ただし、このような状況は、中導流堤から左岸側の砂州フラッシュが進行すると直進する流れがより強くなり、砂州掘削による差異はなくなる。本ケースも0.2km付近の右岸側から右岸導流堤上流端沿いおよび中導流堤先端付近に水衝部が形成される。

いっぽう、砂州フラッシュ状況は、中導流堤際の砂州高を約T.P. 2.5mと高くしたため、ここから砂州フラッシュが進行するのではなく、流量約 $3,300\text{m}^3/\text{s}$ 程度に達した時点で中導流堤より約40m左岸付近の最低砂州部（T.P. 2.0m）の位置から越流を開始し、それから約10分後（現地時間）に約100m左岸位置と約150m左岸側付近から越流開始する。この越流開始とともに砂州のフラッシュが急激に進行するが、側方侵食よりも深さ方向への侵食が大きい。したがって、砂州越流後開口幅はあまり増大せず、流量ピーク時付近で約170mの開口幅であり、その後減水時に約175mまで開口したのみである。なお、この開口幅は先のケースII-1より若干大きい結果となった。これは導流堤内の砂州掘削の効果よりも中導流堤際からの越流を防止させたことにより、最低砂州部付近から一気にフラッシュが進行したためと考えられる。なお、海部への流出状況も前ケースとほとんど同じであり、とくに中導流堤右岸側の先端付近に集中した流れが、ここから右岸方向に向けられ、外洋分港側海部への広がり大きい。ただし、この広がり幅は外洋分港までは到達していない。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図-5.22.1~5.22.2に、通水後の平均最深河床高縦断面図を図-5.23に示す。

河道内の河床変動状況も先のケースII-1とほとんど同じであり、流量規模が大きいことにより全体に河床低下傾向である。とくに水衝部となる1.4kmより上流の右岸側と1.0km~0.6km間付近右岸側および0kmの上流の右岸側（傾斜堤上流の河岸沿い）の洗掘が大きい。また、導流堤間河床の洗掘も非常に大きく、左右岸導流堤沿いの局所洗掘は約T.P. -13.0mにも及んでいる。このような洗掘は、出水後の波浪や小洪水によって短期間に埋め戻されてしまうので、そのまま残ることはほとんどないと考えられる。砂州開口部は、前ケース同様約T.P. -5.0m付近まで洗掘され、その開口幅は175mである。海部はフラッシュされた土砂が沖合約800m付近まで舌状に堆積する。

5.4.3 ケースII-3（右岸導流堤背後開口時の検討, $Q_P = 7,800\text{m}^3/\text{s}$ ）

本実験は、先のケースII-1の右岸導流堤背後上流側を傾斜堤で埋設した状態に対し、ここが開口しているときの諸水理現象について検討するものである。右岸導流堤背後の河床高はT.P. -1.0mであり、上流側に異型ブロック一層一列で帯状に敷設（T.P. 1.0m）した。他の河床地形、水理条件はケースII-1と同じである。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図-5.24.1に、ピーク水位等の縦断面図を図-5.24.2に示す。

通水初期から右岸導流堤背後の異型ブロック上を流下するため、中導流堤を乗越えて導流堤間河道に張り出している砂州のフラッシュがいくぶん遅いように見受けられた。流量約 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近に達すると中導流堤際から左岸方向に砂州のフラッシュが進行し始め、約 $6,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近で砂州直上流の水位がピークとなる。したがって、これまでと同様に1.0kmより上流河道は、ほぼ流量ピーク時付近に水位ピークとなる。しかし、0.6km地点付近から河口砂州部にかけては流量ピーク以前に水位ピークとなり、流量ピーク時には河口砂州フラッシュの進行によって水位が低下している。

ピーク水位は、これまでのケースと同様に計画高水位より約0.5m~0.8m低く、現況河道においても河口砂州が昭和62年3月測量の規模程度であれば、計画高水流量が疎通可能である結果が得られた。なお、砂州上流（0.2km地点）のピーク水位はT.P. 2.25mであり、これは平均砂州高より約0.2m高である。また水位縦断等の変化特性については、これまでのケースとほぼ同じである。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図-5.25に、河口砂州フラッシュ状況の平面および縦断面図を図-5.26.1~5.26.3に示す。

砂州フラッシュが進行する前の河道内の主流部は、低水路の滞筋に沿って流下する。この主流部は、1.2km付近から上流が低水路のほぼ中央付近にあり、その後右岸寄りを直進して海部へ流出する。流量が約 $2,500\text{m}^3/\text{s}$ になると、1.8km付近の右岸側から高水敷への冠水が始まり、さらに約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近で1.2km付近の左岸側から高水敷への冠水が始まる。

河口砂州フラッシュの進行とともに、主流が低水路内を直進する傾向が強くなり、これまでと同様に

0.6km付近の左岸側が水衝部となる。さらに 1.4km～ 1.0km間付近右岸側および小出川合流部から河口砂州上流間の左岸沿いが死水域となる。

河口砂州のフラッシュ状況は、右岸導流堤背後からの流出がかなり多いため、導流堤背後を埋設してある場合よりその進行が遅い。流量約 $2,500\text{m}^3/\text{s}$ 付近で中導流堤際から左岸方向へ開口し始め、さらに砂州上流水位がピークとなる流量約 $6,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近以降に急激に砂州のフラッシュが進行する。流量ピーク時付近に開口幅が約 145m となり、その後減水時の流量約 $4,800\text{m}^3/\text{s}$ 付近までに約 155m の開口幅となったが、それ以降フラッシュは進行しなかった。なお、この砂州フラッシュ状況は、先のケースⅡ-1 より増水時の進行が遅かったが、通水後の開口幅にはあまり違いはなかった。

海部への広がり状況は、右岸導流堤背後を直進して流出するため、右岸側の流路幅が広いにもかかわらず、反対に右岸への広がり幅はむしろ狭くなっている。したがって、外洋分港地点まで流れは到達していない。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図-5.27.1～5.27.2に、通水後の平均最深河床高縦断面図を図-5.28に示す。

河道内の河床変動は、これまでのケースⅡ-1、Ⅱ-2と同様に、河口砂州のフラッシュが急激に進行した流量約 $5,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上のときに土砂移動が急増する。このため河床が全体に低下傾向となり、とくに 1.4km付近右岸側および 1.0km～ 0.6km間左岸側の洗掘が大きい。0.4km付近から河口砂州部にかけての左岸側および導流堤間の河道は、右岸側導流堤背後を直進して流出することにより、ここが埋設状態である先のケースⅡ-1 より河床変動が少ない。しかし、反対に右岸導流堤背後の洗掘が非常に大きく、最大洗掘深がT.P. -13.0m付近にも達するような結果となった。なお、海部への堆積状況は、この右岸導流堤背後から流出した土砂および中導流堤左岸側の河口砂州フラッシュ土砂が沖合約 700m付近まで舌状に堆積する。したがってこの堆積領域は、先のケースⅡ-1 の結果より全体に右岸寄りになる傾向となっている。

以上の結果より、右岸導流堤背後が開口している場合は、ここを直進する流れによって、河口砂州フラッシュの進行がやや遅いこと。また、右岸導流堤背後の洗掘が非常に大きく、反対に河口砂州直上流付近左岸側の洗掘量が少ないこと等が明らかとなった。したがって、砂州開口幅およびその洗掘量も若干少ないように見受けられたが、流量規模がかなり大きいことから最終的には上流左岸側高水敷のほぼ延長線上付近までフラッシュされるようである。

5.4.4 ケースⅡ-4（既往洪水流量の通水による検討、 $Q_p = 5,239\text{m}^3/\text{s}$ ）

本実験は、昭和62年 3月測量の河道および河口砂州地形に、既往の昭和57年 8月洪水のハイドログラフ（ $Q_p = 5,239\text{m}^3/\text{s}$ ）を通水したときの水理現象等について検討したものである。なお、中導流堤を乗越えて導流堤内河道に張り出していた河口砂州については、T.P. 0m以上の領域を掘削し、右岸導流堤背後は傾斜堤によって埋設（T.P. 2.5m）した状態とした。さらに、ここでは計画されている外洋分港を設置した状態で実験を実施してみた。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図-5.29.1に、ピーク水位等の縦断図を図-5.29.2に示す。

河口砂州直上流から 0.6km付近にかけての水位は、これまでのケースと同様に流量ピーク時以前に水位ピークとなる。これは流量ピーク時付近までに河口砂州のフラッシュが進行し、これによって水位が低下してしまうためである。ただし、河口砂州による堰上げ背水の影響が少なくなる 1.0km付近より上流河道は、流量ピーク時付近に水位ピークとなる。

河口砂州直上流のピーク水位は、約T.P. 2.4m (0.2km地点) となり、これは流量約 $2,500\text{m}^3/\text{s}$ 付近で生ずる。この水位は、先の計画ハイドログラフ通水の実験結果より若干高く、かつそのときの流量は反対に小さい。この原因は、昭和57年 8月洪水が小流量時から一定に増水しているのに対し、計画ハイドログラフは流量 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以下の継続時間が長く、これによって河口河積が拡大したためと考えられる。

河口砂州フラッシュ前の水位縦断は、この砂州直上流と海部間で急変しているが、砂州フラッシュの進行とともにその勾配が緩やかになる。またこのピーク水位は、計画高水位より約 0.5m以上低いものの、先の計画ハイドログラフ通水の水位より河口砂州部を除いてむしろ高くなっている。この原因は、河口砂州直上流付近のピーク水位が、流量規模よりも砂州形状とその規模(高さ)によって決まるためと考えられる。すなわち、計画ハイドログラフはピーク流量までの継続時間が長いことによって、河道内全体の河床低下と河口砂州部の開口河積の拡大が進み、河口砂州フラッシュ時のピーク水位は同程度であるものの、流量ピーク時には河口水位が低くなってしまうためと考えられる。なお、実験結果の砂州直上流(0.2km地点)のピーク水位は、中導流堤から左岸の平均砂州高(T.P. 2.05m)より約0.35m高であった。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図-5.30に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図-5.31.1~5.31.3に示す。

河道条件が同じである先のケースII-2と主流部の位置、死水域の発生領域、水衝部位置および高水敷への冠水開始流量と位置等の状況とその現象はほぼ同じである。砂州フラッシュの進行した流量ピーク時付近の主流部は、低水路内を直進して海部へ流出する。水衝部位置は、0.6km付近左岸、0.2km~0.0km間付近右岸および中導流堤先端付近右岸側に生ずる。

河口砂州のフラッシュ状況は、流量 $2,500\text{m}^3/\text{s}$ 付近から $4,000\text{m}^3/\text{s}$ の間に急激に進行する。砂州部の越流開始は約 $2,100\text{m}^3/\text{s}$ 付近で生じ、その後流量約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ で中導流堤から左岸側に約 140mの開口幅となった。さらに流量約 $4,500\text{m}^3/\text{s}$ で 165m、流量ピーク時には 175mまで開口したが、その後の減水時はほとんど変化はなかった。

海部への広がり状況もケースII-2とほぼ同じである。この流出状況は、河道の右岸側を直進する流れが右岸導流堤上流側で導流堤間の中導流堤方向に曲げられ、この中導流堤先端付近に集中する。さらにこの流れは、ここで右岸方向に向けられるため、外洋分港側の海部へ広がる。本ケースはこの外洋分港を設置して実験を実施したが、これが流れに影響を及ぼすようなことは見られなかった。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図-5.32.1~5.32.1に、通水後の平均最深河床高縦断図を図-5.33に示す。

河道内の河床変動は、全体に低下傾向であるものの、計画高水流量通水時のケースⅡ－２に対して半減している。また、先の検証実験のケースⅠ－１よりも、河口砂州の規模および導流堤間に張り出していた砂州掘削等の形状の違いによって、河床変動が若干大きくなっている。しかし、河道内の水衝部等の洗掘は、とくに問題はない程度であった。ただし、河口砂州部の 0.2km～0.0km間付近右岸沿いの局所洗掘は、計画高水流量の通水時（ケースⅡ－２）に対し、その範囲はかなり狭いものの、ほぼ同程度の洗掘（約T.P. -10.0 m）が生じている。

河口砂州開口部は、先に述べたように 176mの開口幅となったが、その河床高はT.P. -2.5m前後であり、先のケースⅡ－２に比してほぼ半分である。したがって、海部への堆積量、範囲ともケースⅡ－２よりかなり少ない結果となっている。

5.5 実験結果のまとめ

- (1) 現況河道の相模川河口部における流下能力は、河口砂州形状とその砂州高によってほぼ決まっている。すなわち河口部の水位は、中導流堤左岸側の砂州を越流した直後付近にピーク水位となる結果が得られた。
- (2) 砂州上流のピーク水位は、砂州の開口する領域の平均砂州高より約0.35mの高さ以下でいずれも砂州フラッシュが進行してしまう。したがって、これ以上の水位上昇は生じない結果が得られた。
- (3) ピーク水位発生時の流量は、右岸導流堤背後の地形、河口砂州形状および流量ハイドログラフ等の違いによっても異なる。とくに右岸導流堤背後が傾斜堤によって埋設された状態の方が早くピーク水位が発生する。昭和62年 3月の砂州形状のとき、計画ハイドログラフの通水で約 4,000m³/s時、昭和57年 8月洪水ハイドログラフで約 2,600m³/sの流量付近に水位がピークとなる結果が得られた。
- (4) 河道内における高水敷への冠水は、1.8km付近右岸で約 2,500m³/sから、1.2km付近の左岸側が約 4,000m³/s付近で生ずる。また、河口砂州のフラッシュが進行するまでは 0.2km～0.0km間付近右岸側に流れがとくに集中する。しかし、中導流堤から左岸側の砂州フラッシュの進行とともに、流れが直進する傾向となり、これによって 0.6km付近の左岸側が水衝部となる。
- (5) 流量ピーク時付近における主流部の流速は、計画流量規模で河道内が約 3.5m/s、開口後の砂州部付近で約 3.0m/sとなる。昭和57年 8月洪水規模では、河道内、開口後の砂州部付近とも約 2.5m/s前後の流速が発生する。
- (6) 右岸導流堤背後が埋設されている場合、0.2km～0.0km付近右岸側に集中した流れが中導流堤先端付近に向かい、ここでさらに海部の右岸側方向に広がる傾向となる。
- (7) 中導流堤は、先端が右岸方向に向いているため、導流堤間幅が沖に向かって狭くなる。このため砂州フラッシュに伴う流向と中導流堤方向が一致せず、流れが中導流堤先端付近の右岸側に集中するのがより助長されている。
- (8) 河床変動は、流量が約 5,500m³/s以上になると河道内の土砂移動が急増し、全体に河床低下傾向となる。ただし、相模川河道は、以前砂利河床であったものが河床掘削等による掃流力の低下によって表層の河床粒径が小さくなっている。このため実際は洗掘に伴う砂利層の露出や表層のアーマ化によっ

て、模型実験結果ほどの洗掘は生じないものと考えられる。しかしながら、1.0km～0.6km間付近左岸側および0.2km～0.0km間付近右岸側の局所洗掘は、いずれにしても大きいことから根固工等の対策に留意する必要がある。

- (9) 中導流堤から左岸側の砂州開口幅は、昭和62年3月測量の砂州規模程度であれば、計画ハイドログラフおよび昭和57年8月洪水とも上流左岸側の高水敷の延長線上付近まで開口する。なお、このとき右岸導流堤背後は、埋設状態の方が砂州フラッシュの進行が早い。
- (10) 河口砂州開口部の河床高は、計画ハイドログラフの通水で約T.P. -5.0m、昭和57年8月洪水の通水ではほぼ半分の約T.P. -2.5mまで洗掘される結果が得られた。
- (11) 海部への流出状況は、中導流堤先端付近に集中した流れが、ここから右岸方向に向けられるにもかかわらず、外洋分港までには到達しない。よって、外洋分港建設による流れへの影響はほとんどないと考えられる。
- (12) 河口部のピーク水位は、河口砂州高に大きく影響されることを先に述べた。ただし、実験では河床整形時の締め固めが河口砂州天端付近でとくに不足している場合もある。このようなことから河口部の水位は、河口砂州のフラッシュされる領域（約175m）の平均砂州高に0.5mを加えた高さ程度まで上昇する可能性があると考えられる。
- (13) 以上のような結果より、河口砂州が約0.1km地点付近に形成されているとした場合、中導流堤から左岸側の砂州フラッシュによる開口領域（約175m）の平均砂州高がT.P. 2.3m以下であれば、計画高水位以下で疎通可能であると判断される。よって、これ以上の砂州高となった場合は維持掘削の必要があるろう。

T.P.5

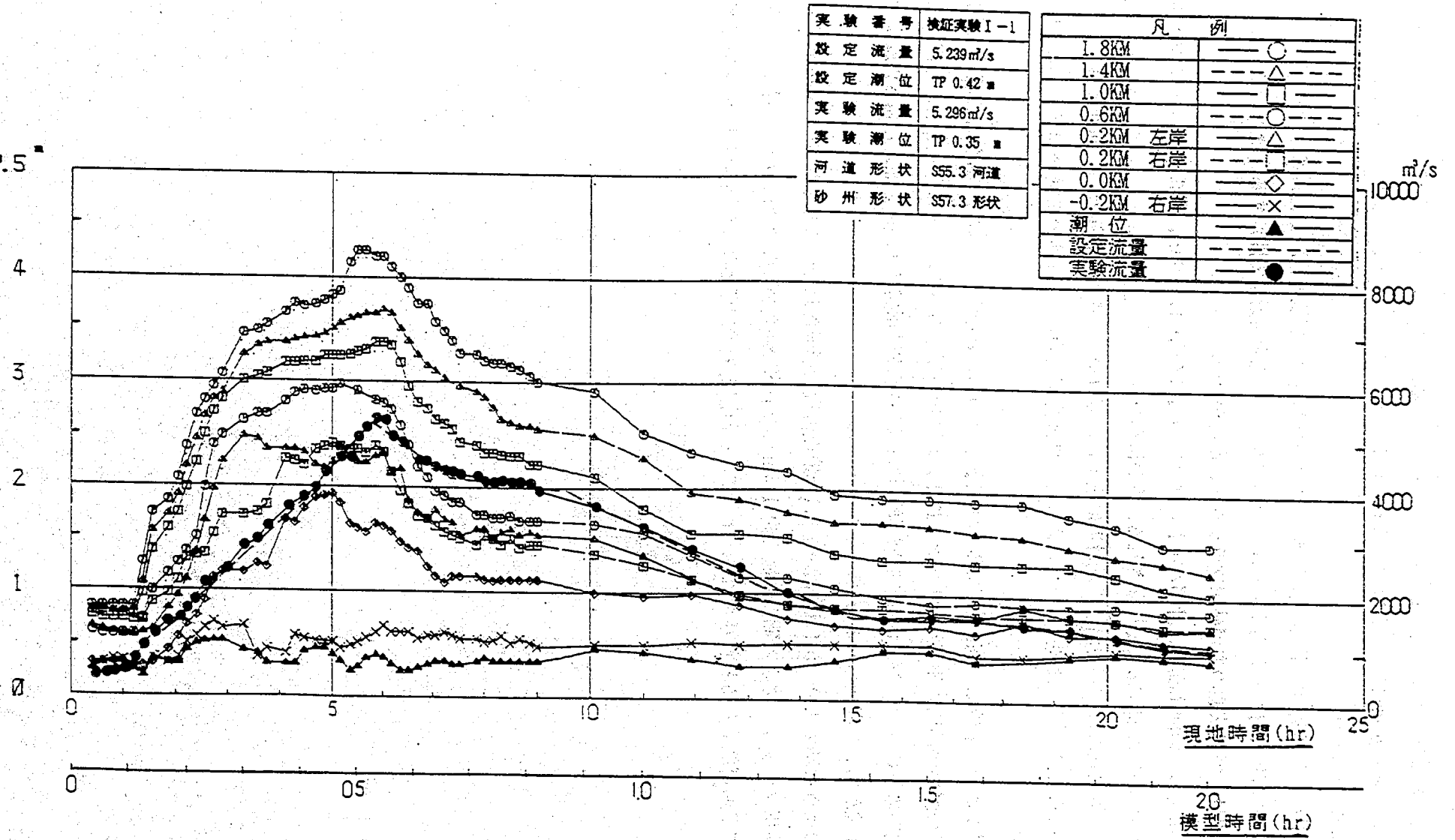


図-5.4.1 水位・時間曲線図

凡 例	痕跡水位左岸 " 右岸	◇ ◆		検証実験 I - 1	
	計画高水位	—		設定流量	5.239 m ³ /s
	最高水位	●		設定潮位	TP. 0.420m
	Q=2.000m ³ /s	○	2hr18min	実験流量	5.296 m ³ /s
	Q=5.296m ³ /s	△	5hr51min	実験潮位	TP. 0.350m
	Q=2.000m ³ /s	□	18hr42min	河道形状	S55.3 河道
				砂州形状	S57.3 形状

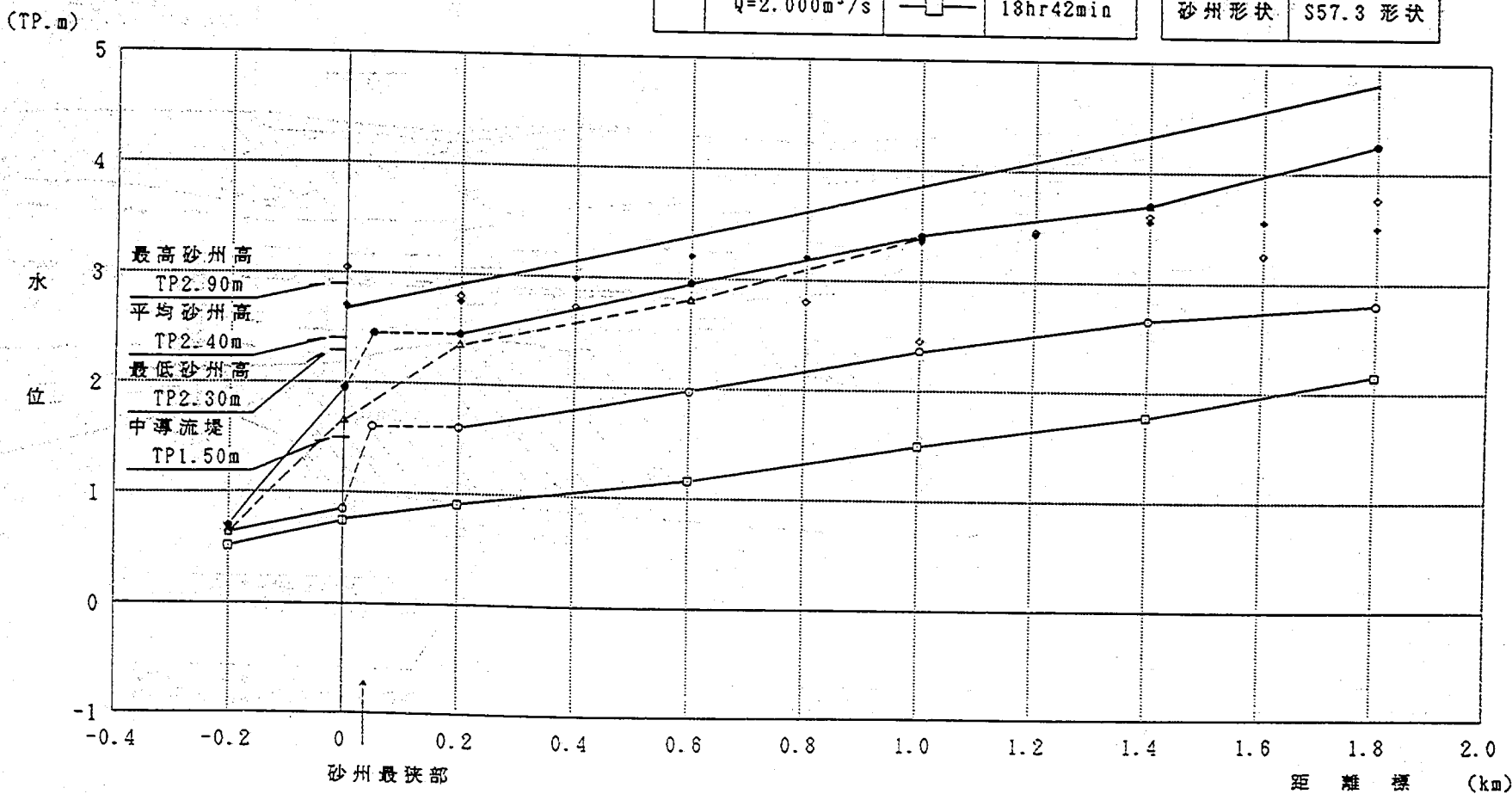


図-5.4.2 水位縦断面図

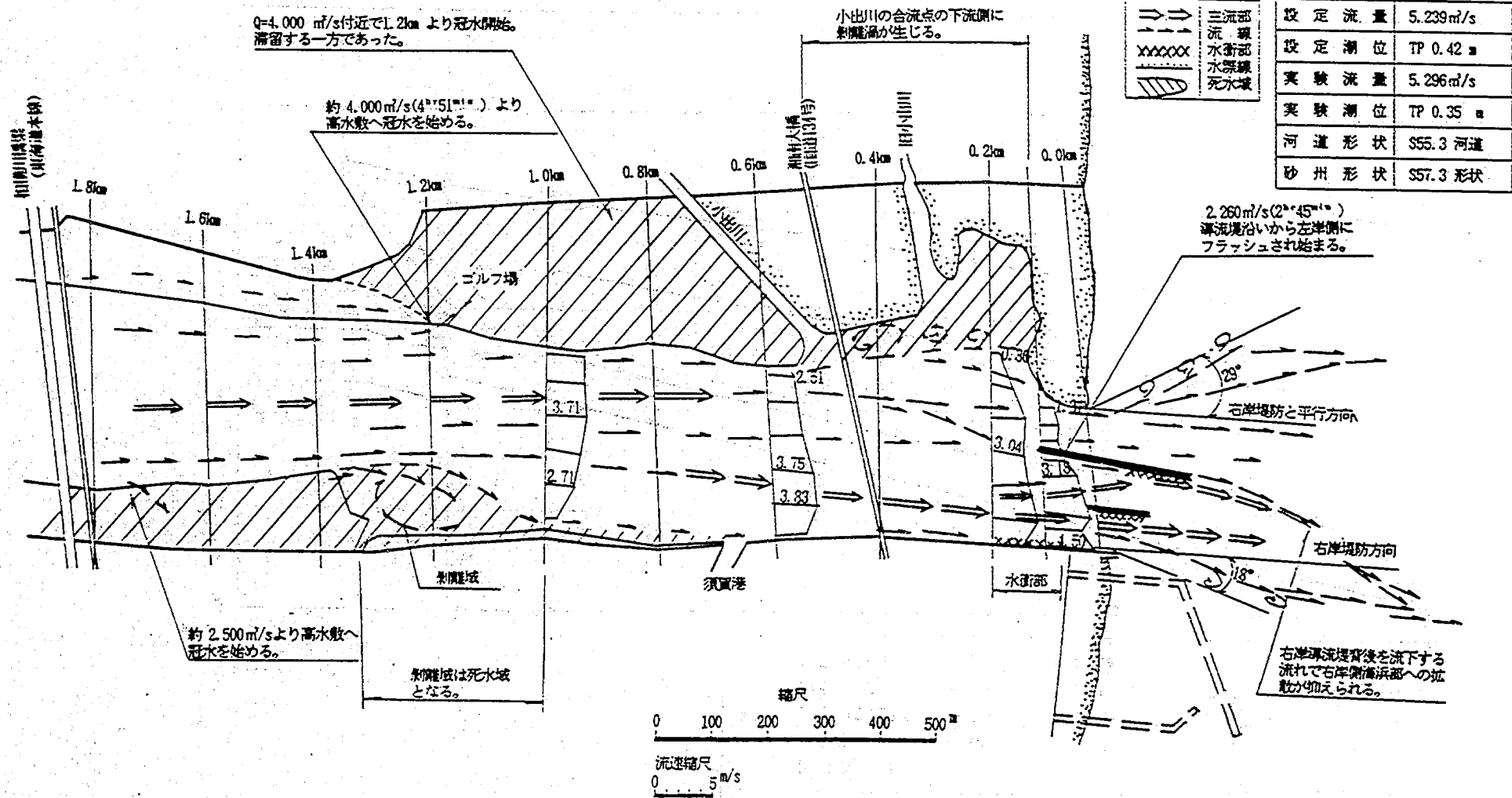


図-5.5 流況図(ピーク時)

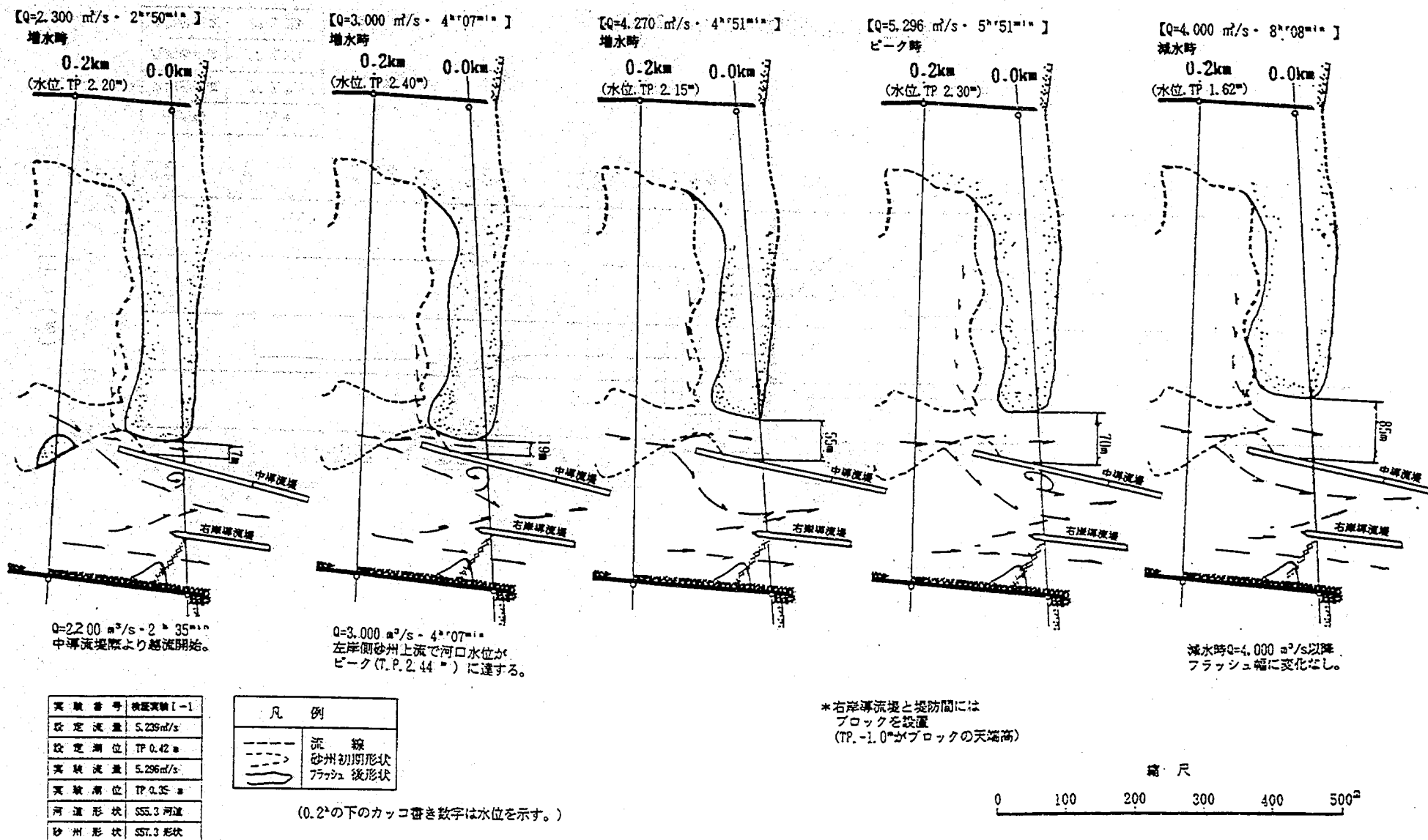
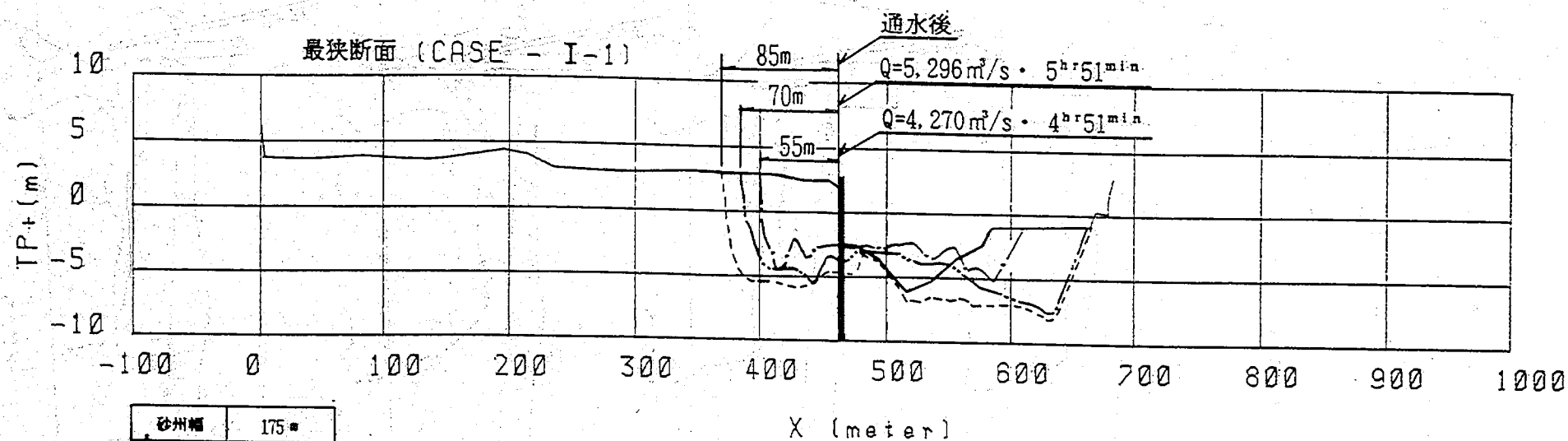


図-5.6.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図



砂州幅	175 m
平均砂州高	TP 2.72m
最高砂州高	TP 2.90m
最低砂州高	TP 2.30m

線種	流量	時間	水位
——	通水前		TP
----	4.270 m³/s	4 ^h 51 ^{min}	1.98m
----	5.296 m³/s	5 ^h 51 ^{min}	1.99m
----	通水後		

実験番号	検証実験 I-1
設定流量	5.239 m³/s
設定潮位	TP 0.42 m
実験流量	5.296 m³/s
実験潮位	TP 0.35 m
河道形状	S55.3 河道
砂州形状	S57.3 形状

図-5.6.2 河口部横断形状時間変化図

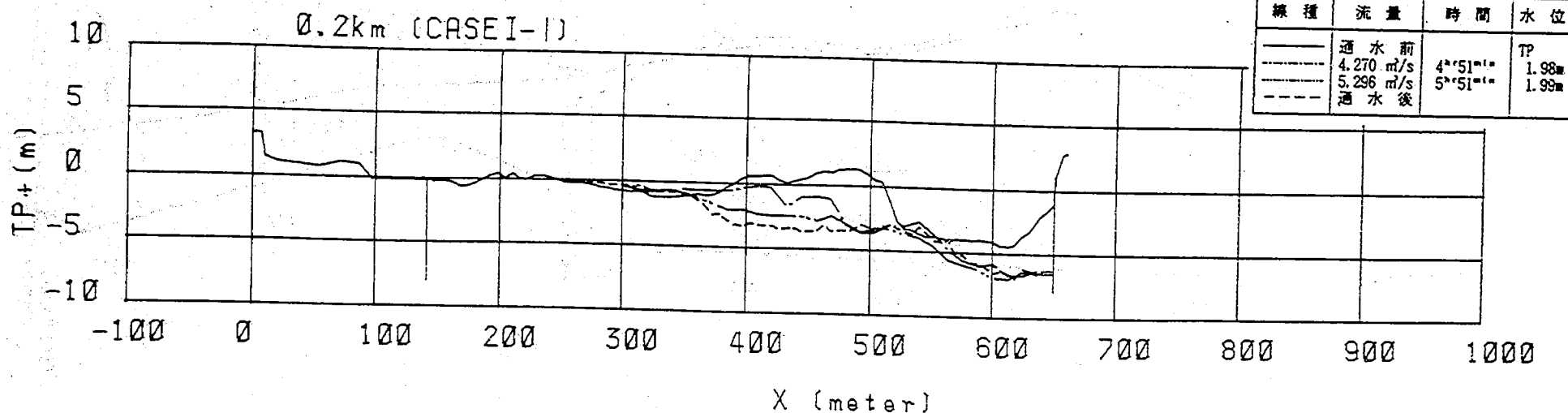
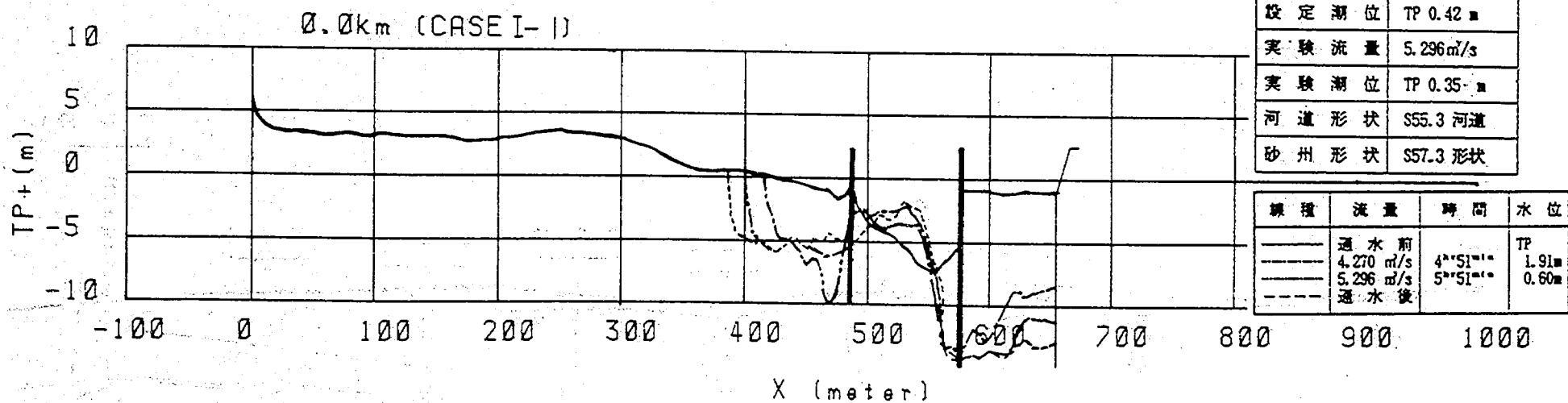


図-5.6.3 河口部横断形状時間変化図

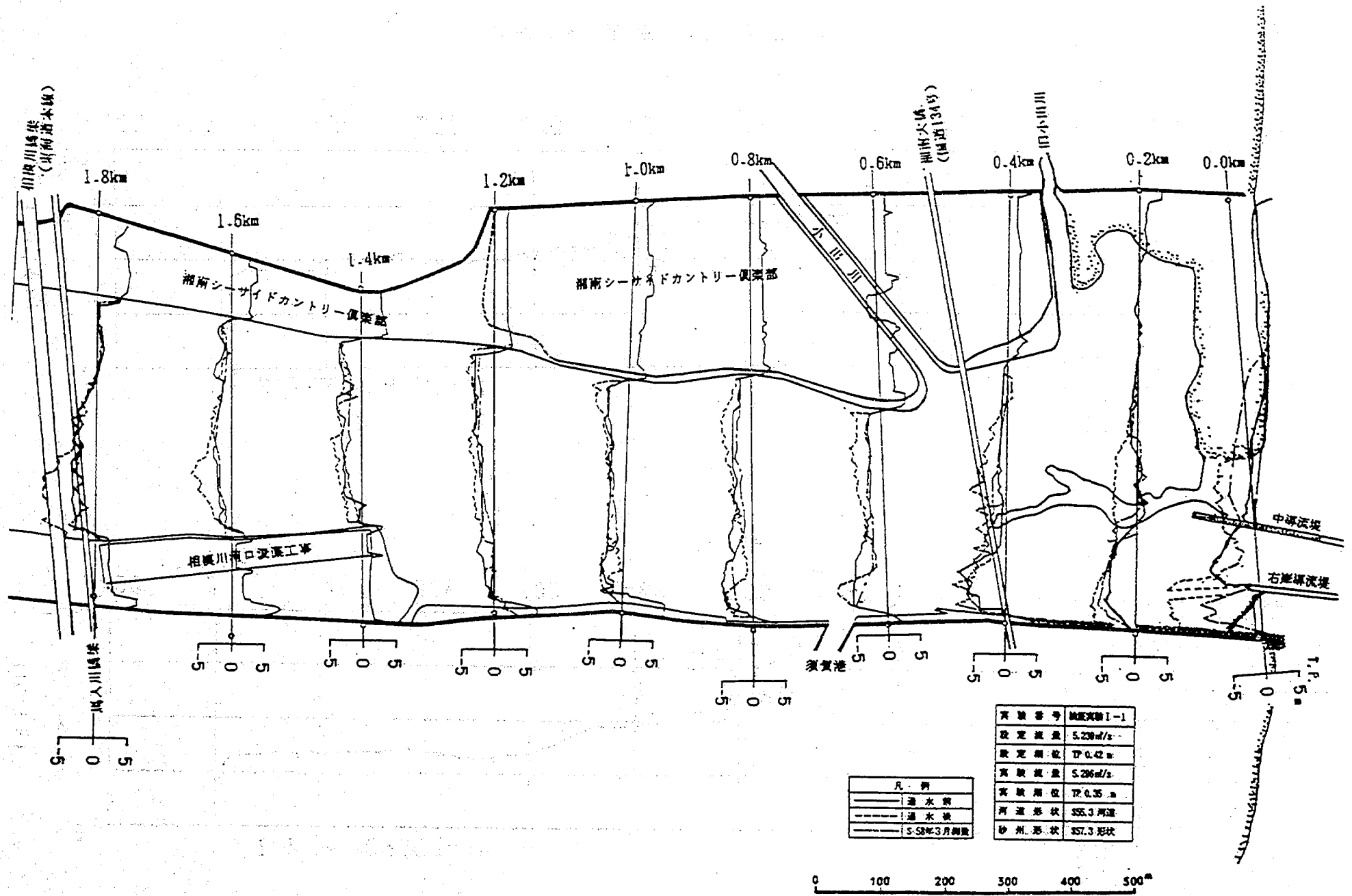


図-5.7.1 河床変動平面図

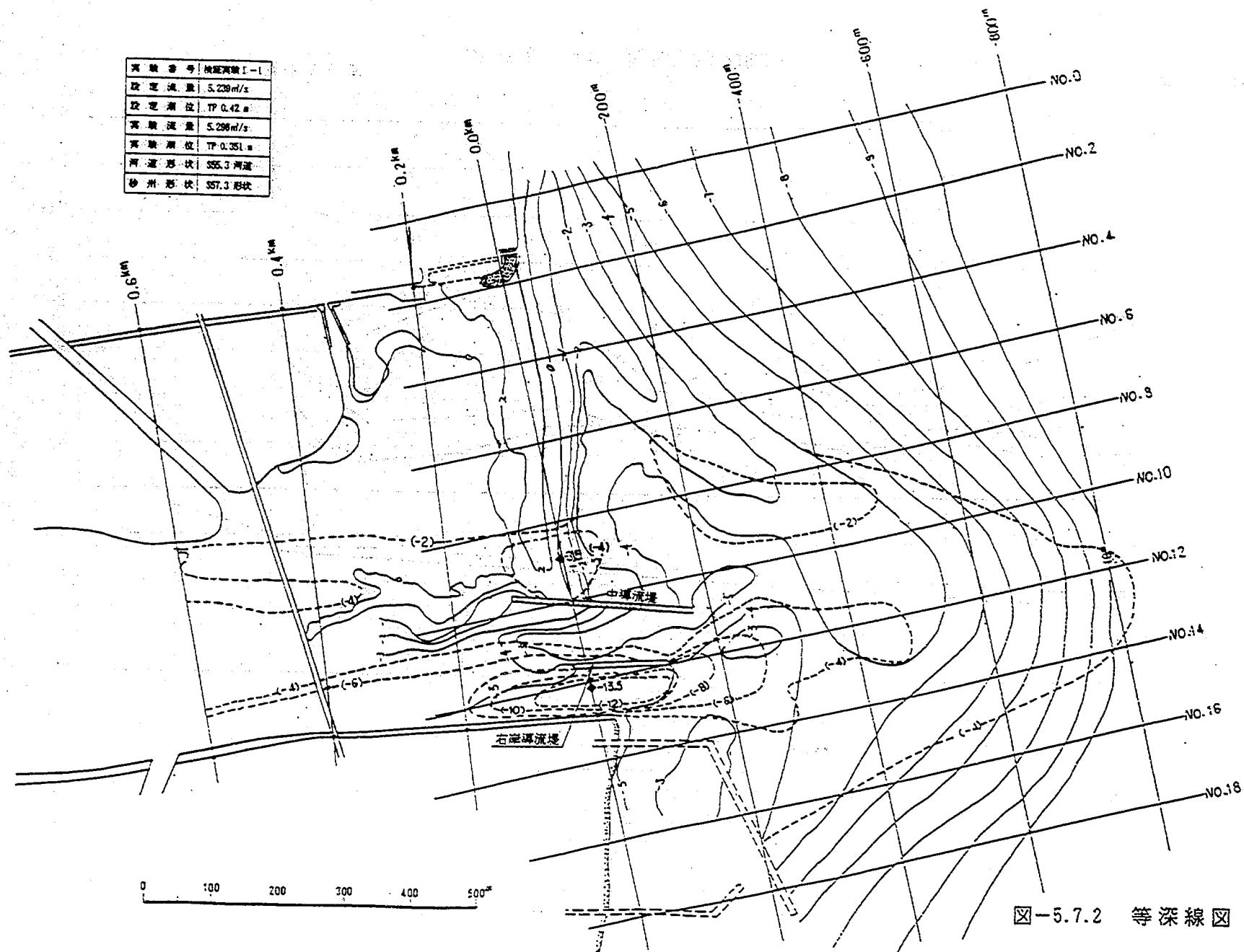


图-5.7.2 等深线图

凡 例	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		- - - -
	通 水 前	平 均 河 床 高	—○—
		最 深 河 床 高	- -△- -
	通 水 後	平 均 河 床 高	—●—
		最 深 河 床 高	- -▲- -

検 証 実 験 I - 1	
設 定 流 量	5.239 m ³ /s
設 定 潮 位	TP. 0.420m
実 験 流 量	5.296 m ³ /s
実 験 潮 位	TP. 0.350m
河 道 形 状	S55.3 河 道
砂 州 形 状	S57.3 形 状

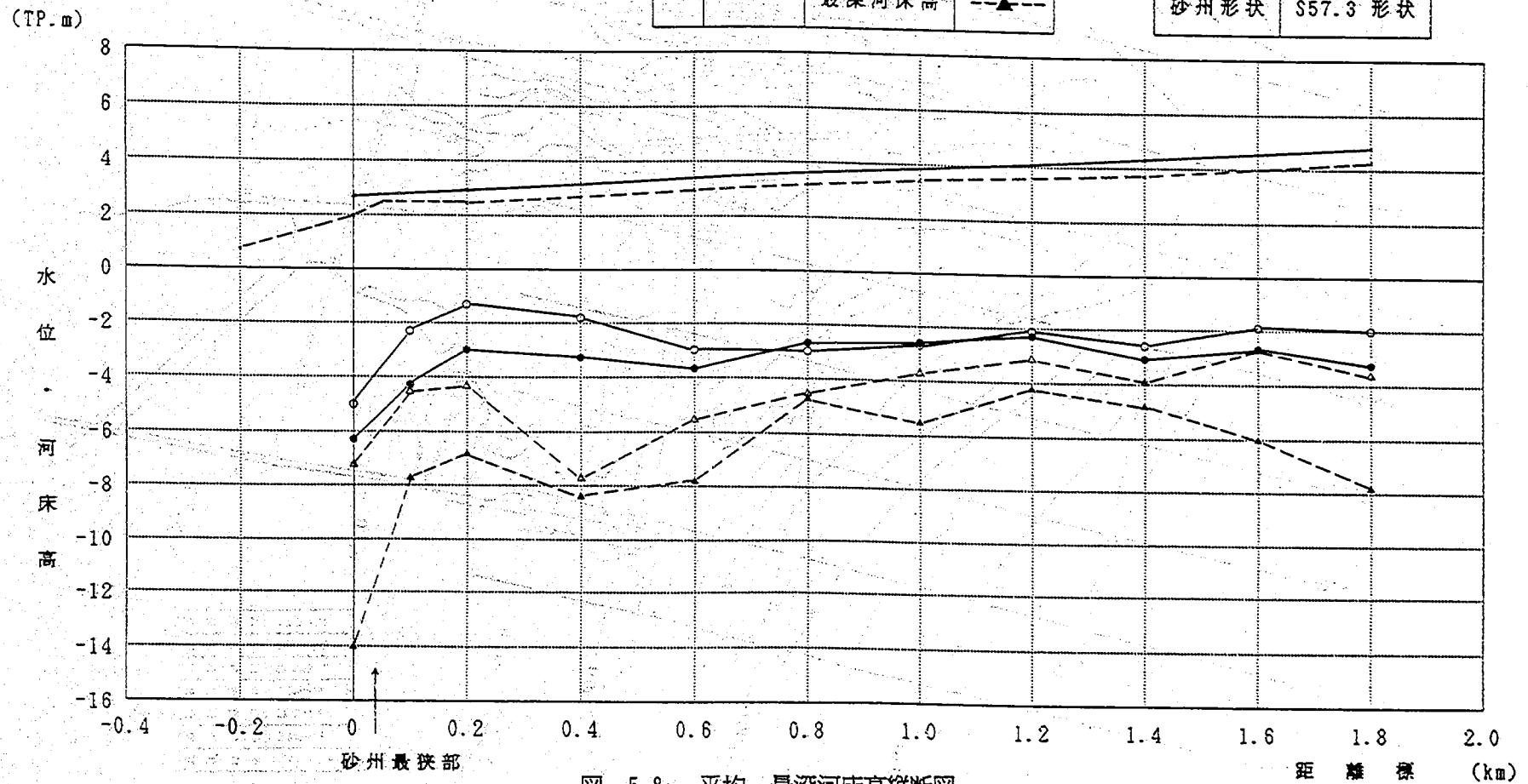


図-5.8 平均・最深河床高縦断面図

実験番号	検証実験 I-2
設定流量	1.800m ³ /s
設定潮位	TP 0.0 m
実験流量	1.810m ³ /s
実験潮位	TP 0.05 m
河道形状	S60.3 河道
砂州形状	S60.3 形状

凡 例	
1.8KM	—○—
1.4KM	- - -△- - -
1.0KM	—□—
0.6KM	- - -○- - -
0.2KM 右岸	- - -□- - -
0.0KM	—◇—
潮 位	—▲—
設定流量	- - - - -
実験流量	—●—

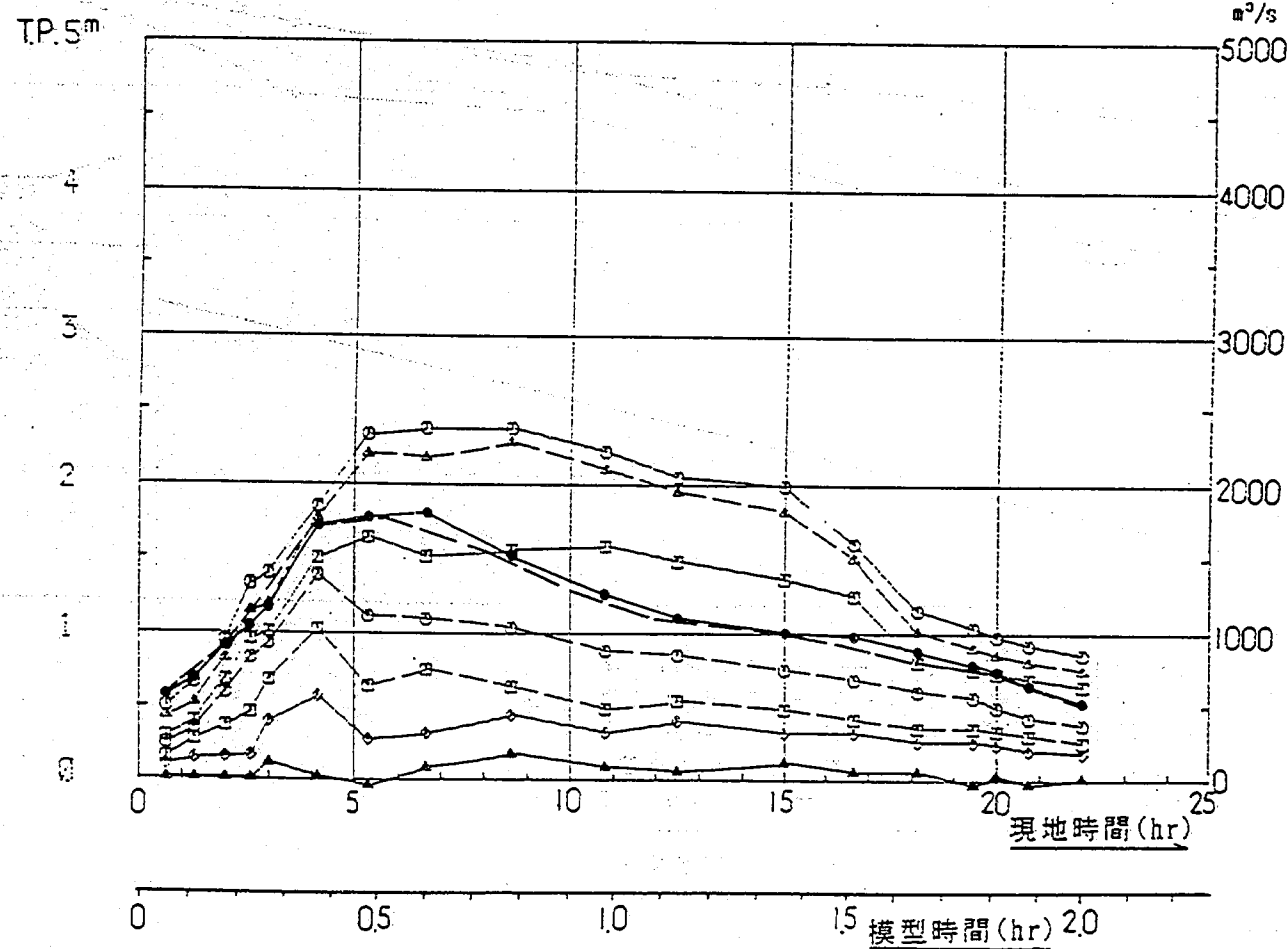


図-5.9.1 水位・時間曲線図

(TP.m)

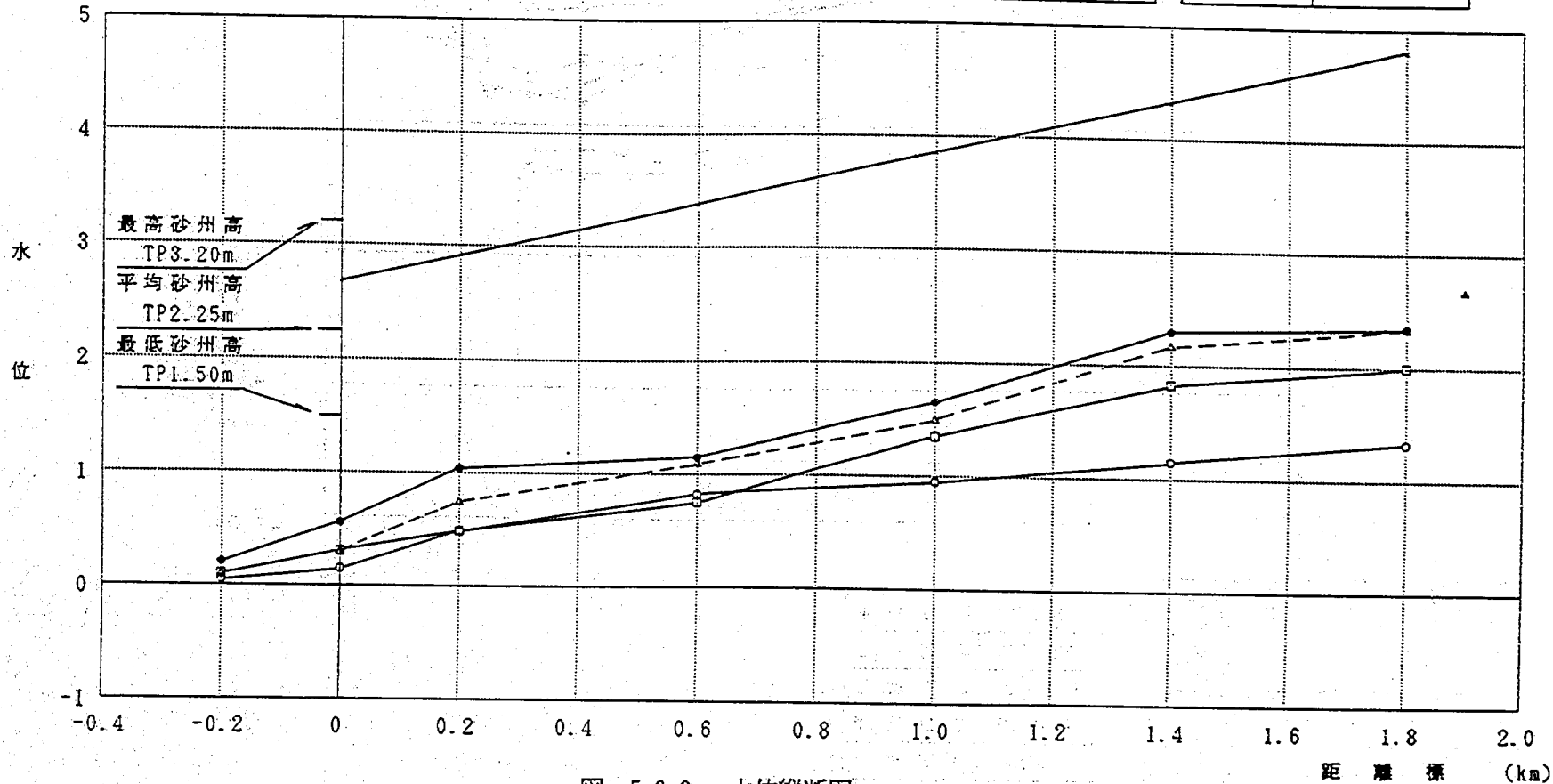


図-5.9.2 水位縦断面図

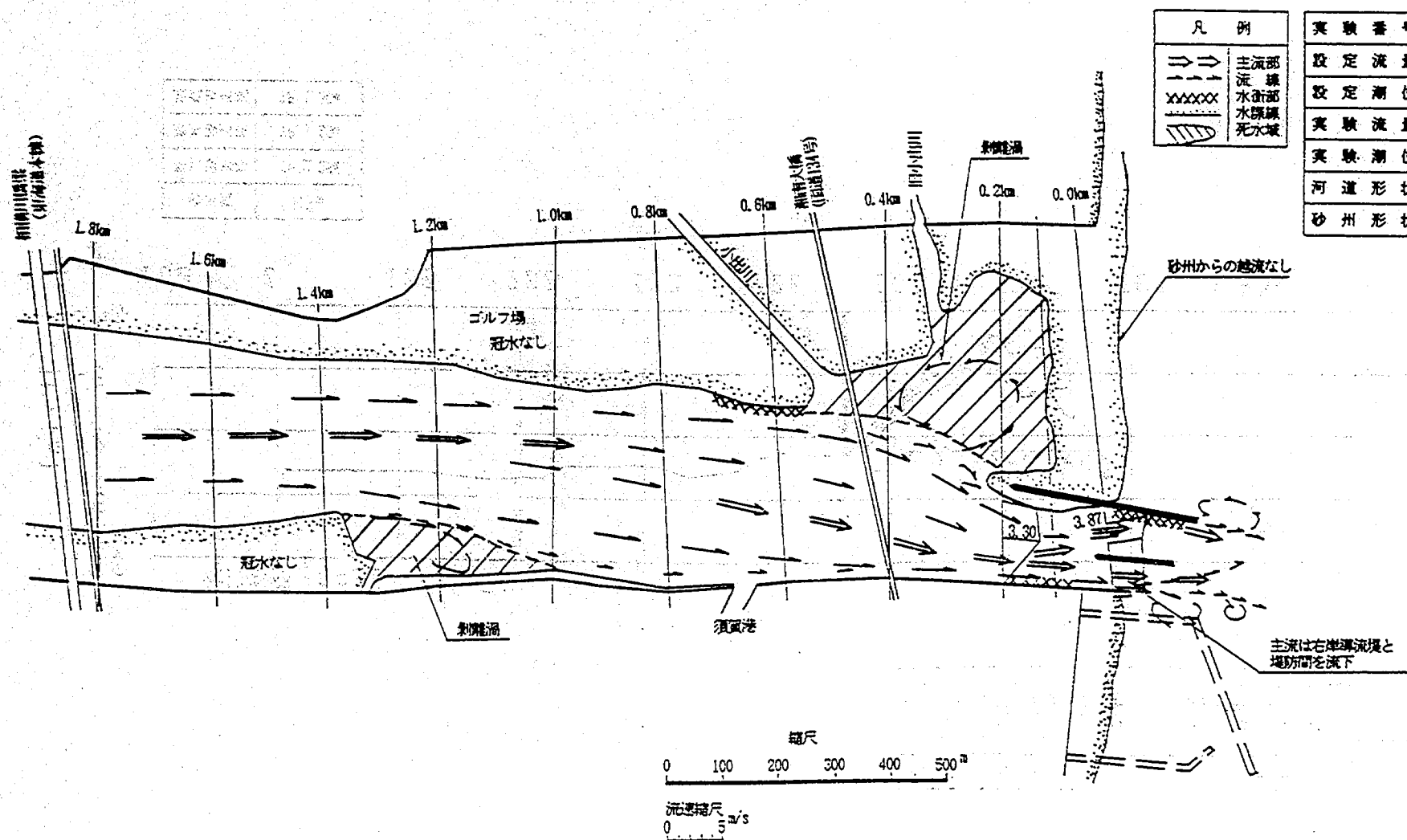
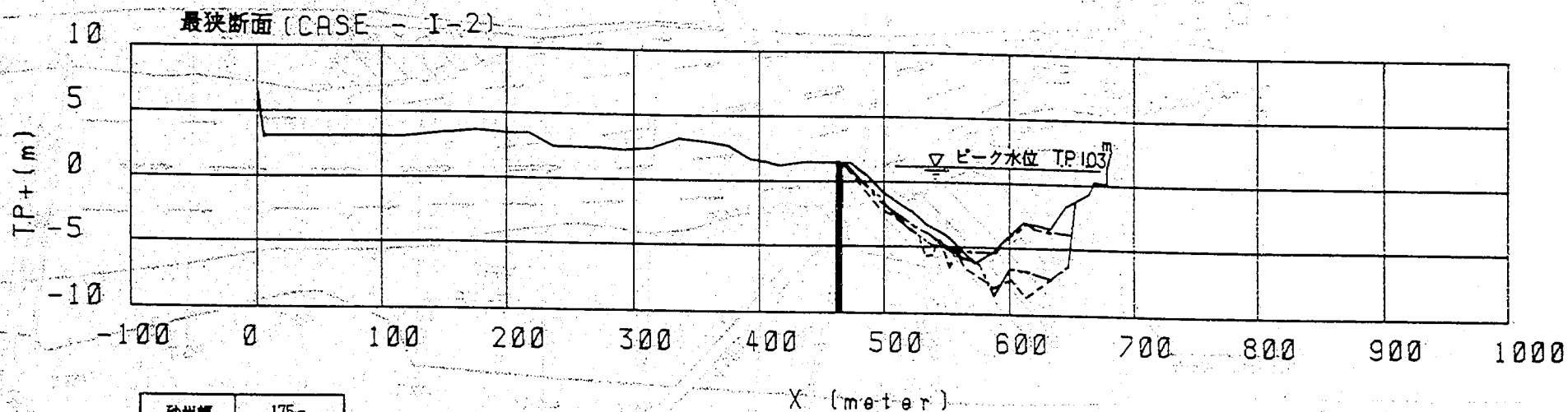


図-5.10 流況図 (ピーク時)

線種	流量	時間	水位
——	通水前		TP
----	900 m ³ /s	2 ^h 00 ^m	0.37m
----	1,810 m ³ /s	6 ^h 40 ^m	0.75m
----	通水後		

実験番号	検証実験 I-2
設定流量	1,800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.0 m
実験流量	1,810 m ³ /s
実験潮位	TP 0.05 m
河道形状	S60.3 河道
砂州形状	S60.3 形状



砂州幅	175m
平均砂州高	TP 2.25m
最高砂州高	TP 3.20m
最低砂州高	TP 1.50m

図-5.11.1 河口部横断形状時間変化図

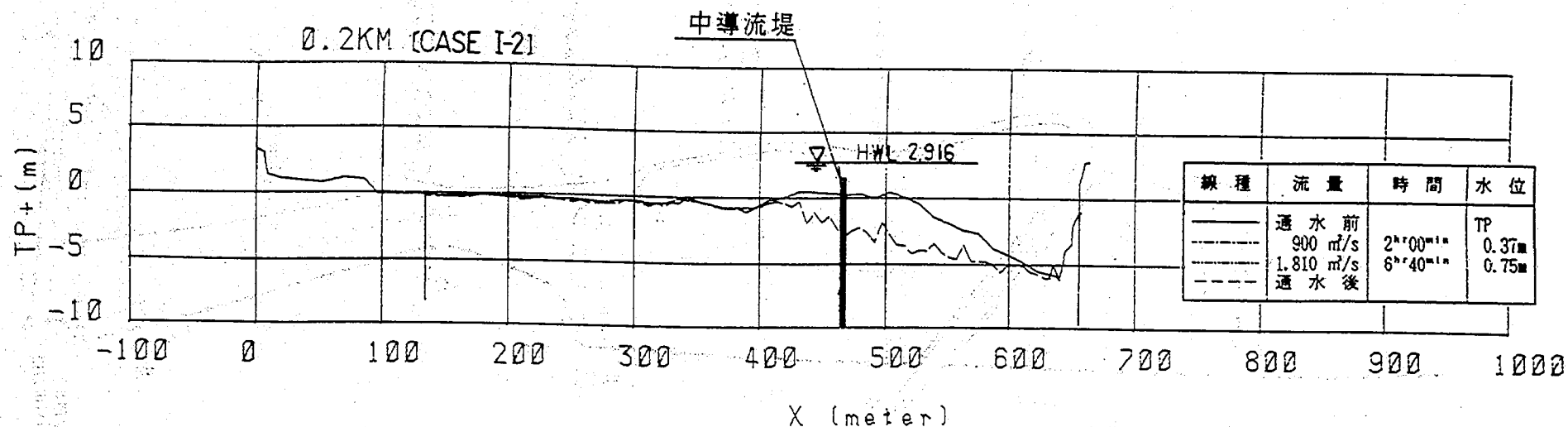
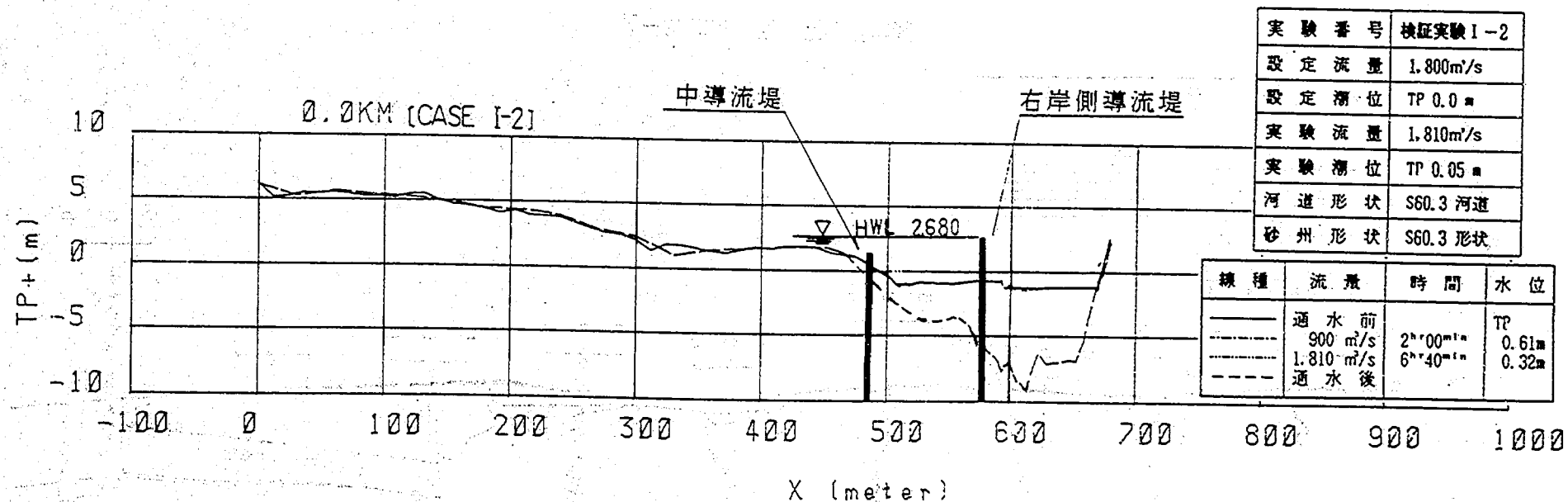


図-5.11.2 河口部横断形状時間変化図

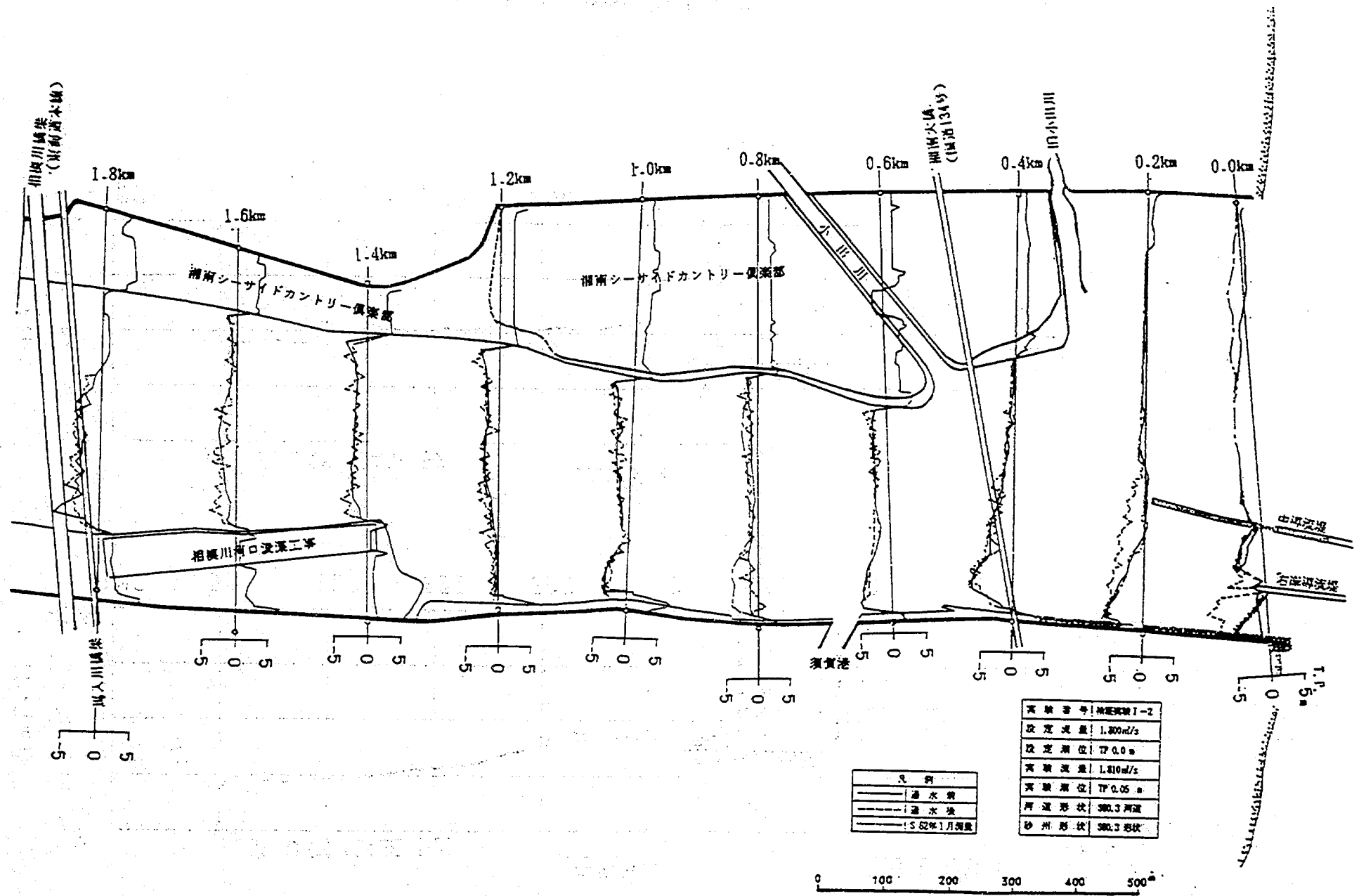


図-5.12.1 河床変動平面図

-44-

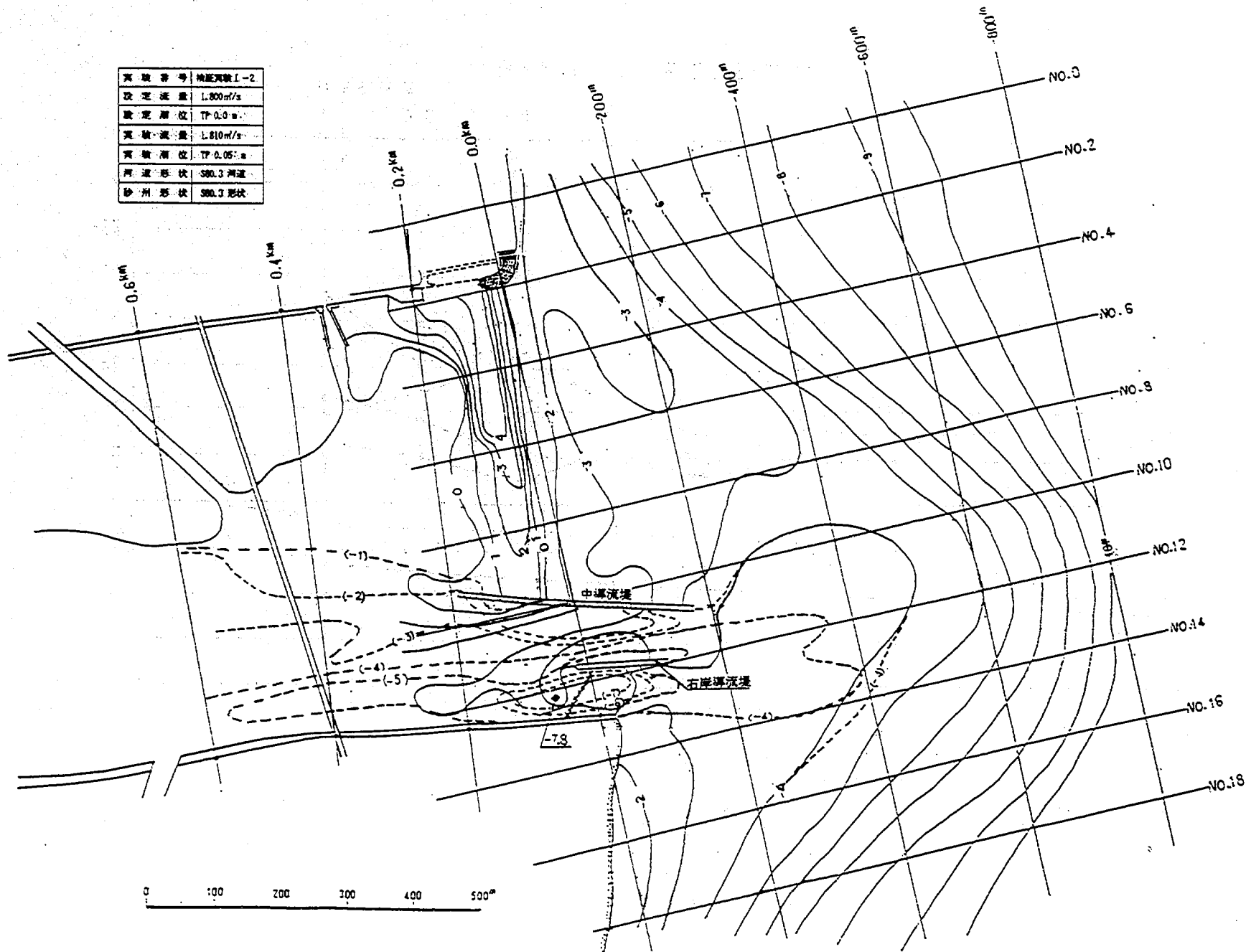


図-5.12.2 等深线图

凡 例	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		----
	通水前	平均河床高	—○—
		最深河床高	--△--
	通水後	平均河床高	—●—
		最深河床高	--▲--

検証実験 I - 2	
設定流量	1.800 m ³ /s
設定潮位	TP.0.000m
実験流量	1.810 m ³ /s
実験潮位	TP.0.050m
河道形状	S60.3 河道
砂州形状	S60.3 形状

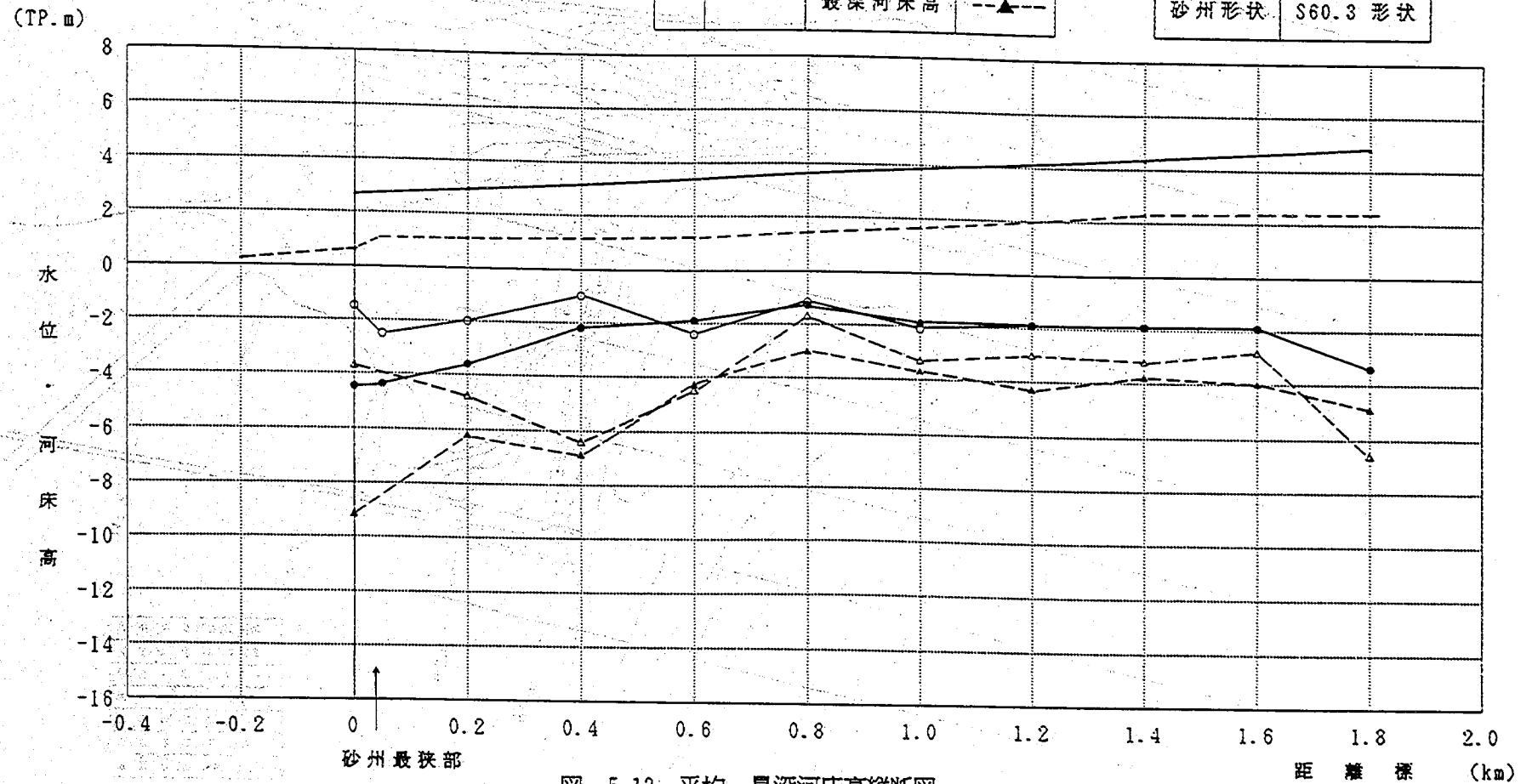


図-5.13 平均・最深河床高縦断面図

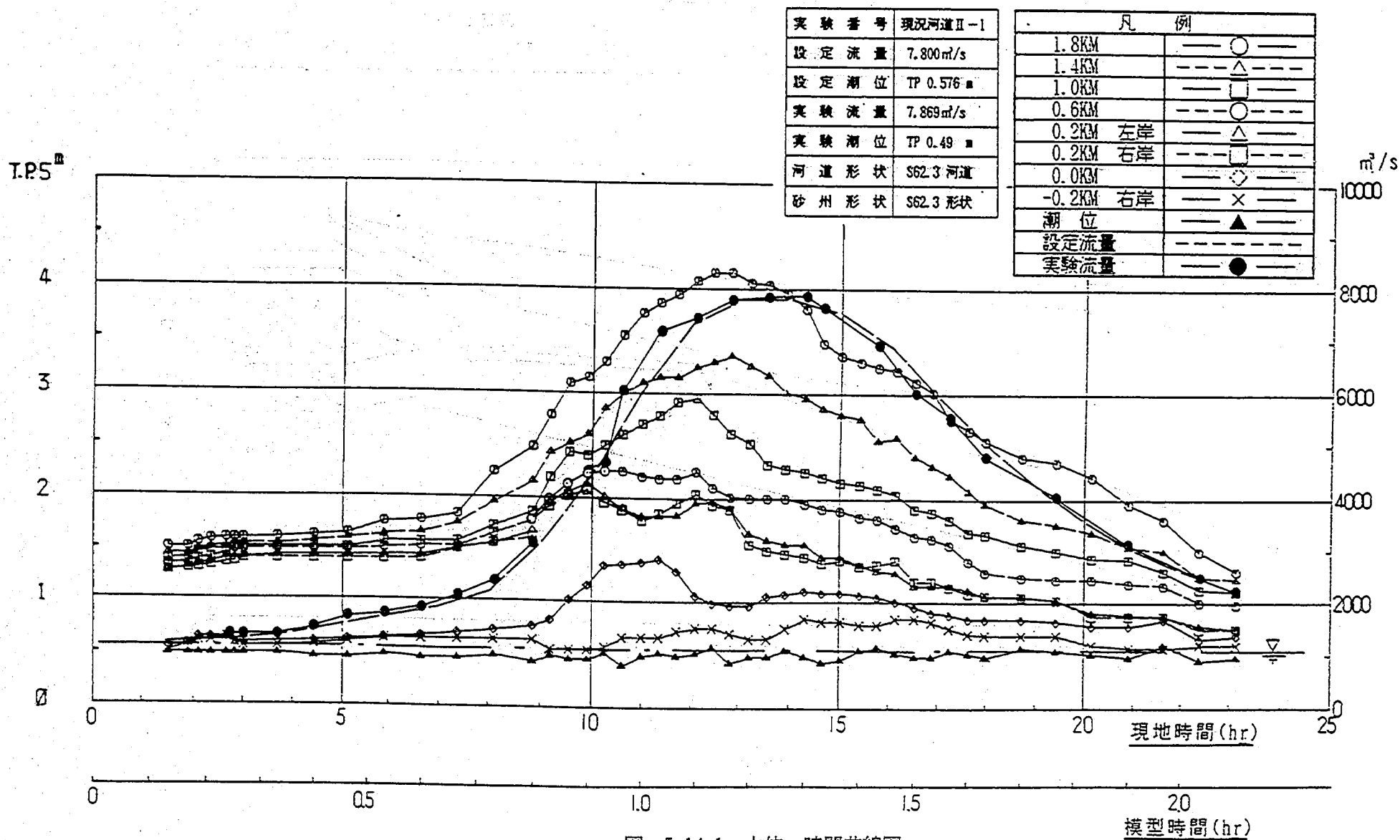


図-5.14.1 水位・時間曲線図

(TP: m)

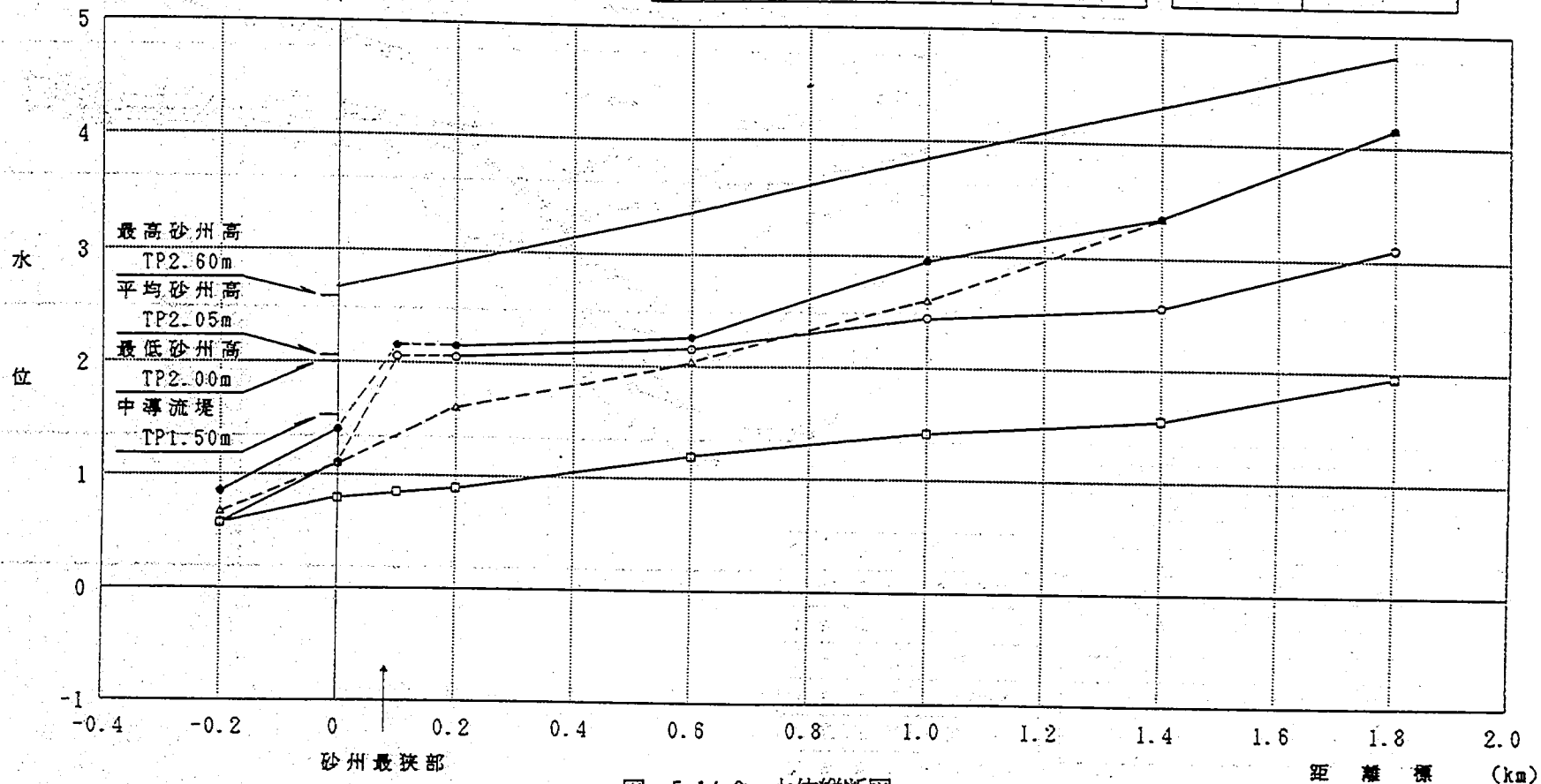


図-5.14.2 水位縦断面図

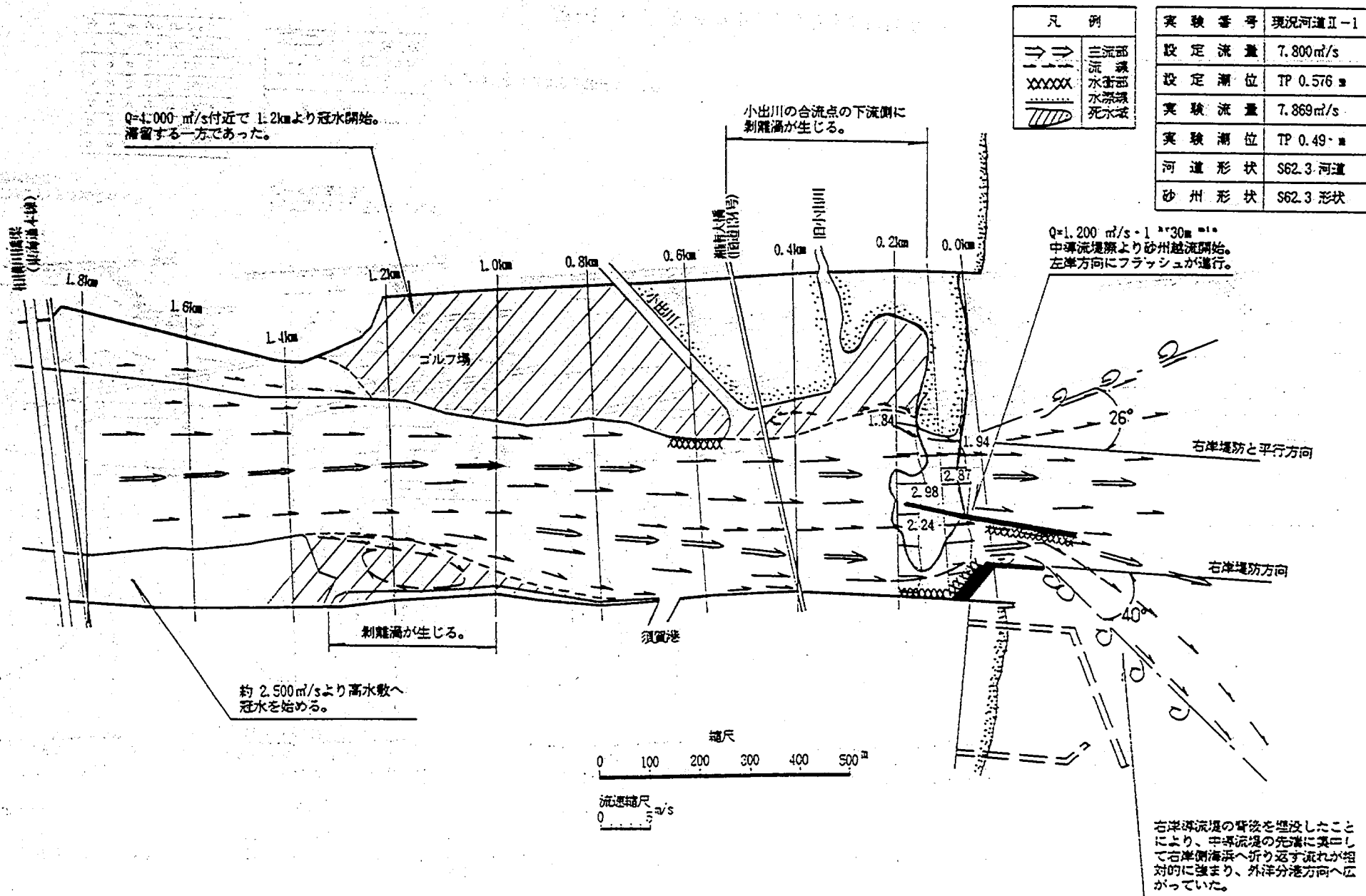


図-5.15 流況図(ピーク時)

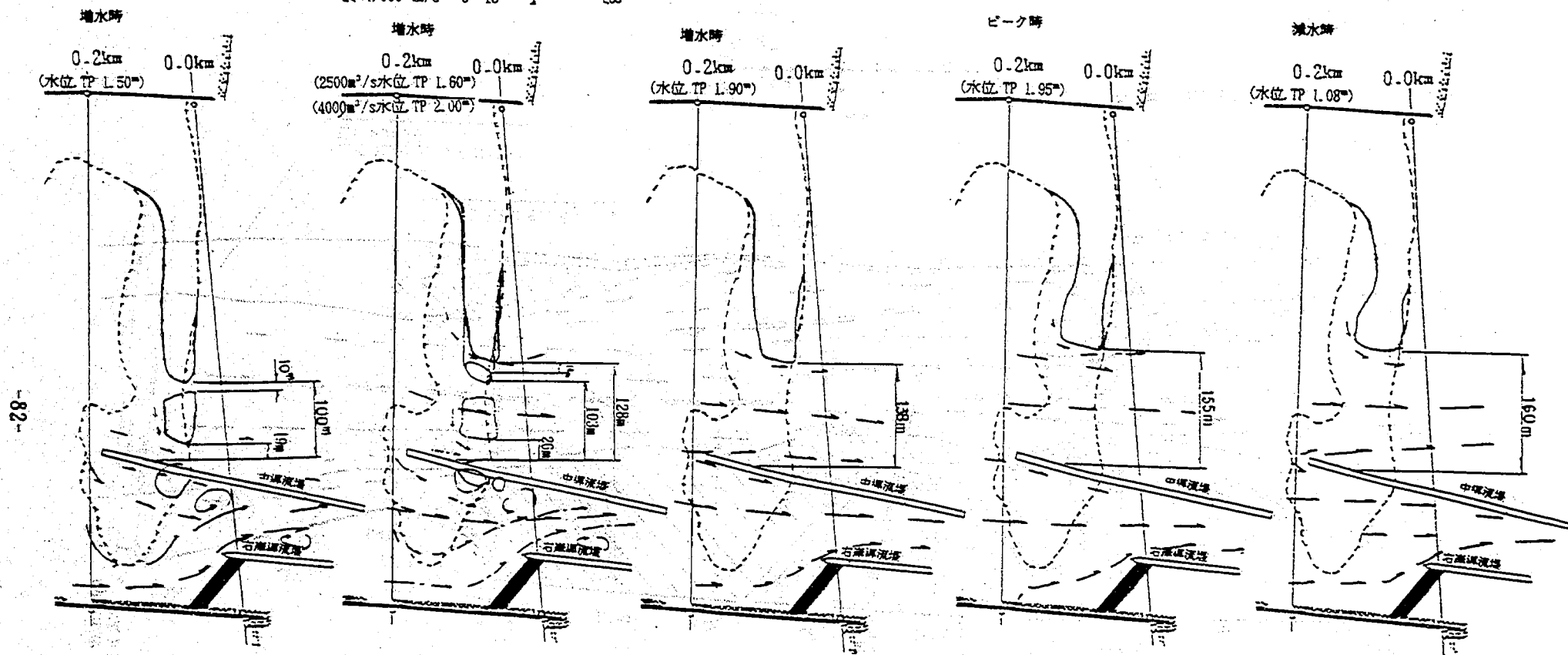
$[Q=2.100 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 7^{\circ}20'11'']$

$[Q=2.500 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 8^{\circ}30'11'']$ 160
 $[Q=4.000 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 9^{\circ}15'11'']$ 200

$[Q=6.080 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 11^{\circ}00'11'']$

$[Q=7.850 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 13^{\circ}00'11'']$

$[Q=4.800 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 18^{\circ}40'11'']$



2000m³/s中導流堤際より
越流開始。

Q=4075m³/sで、河口部水位が
ピークに達する。

減水時Q=4.800 m³/s以降
フラッシュ幅に変化なし。

実験番号	河況調査II-1
設定流量	7.300 m ³ /s
設定水位	TP 0.578 m
実験流量	7.880 m ³ /s
実験水位	TP 0.49 m
河況形状	S82.3 河道
砂州形状	S82.3 形状

凡 例	
	流 線
	砂州初期形状
	フラッシュ後形状

(0.2kmの下のカッコ書き数字は水位を示す。)

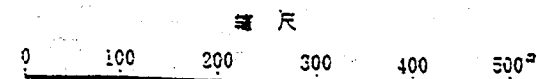
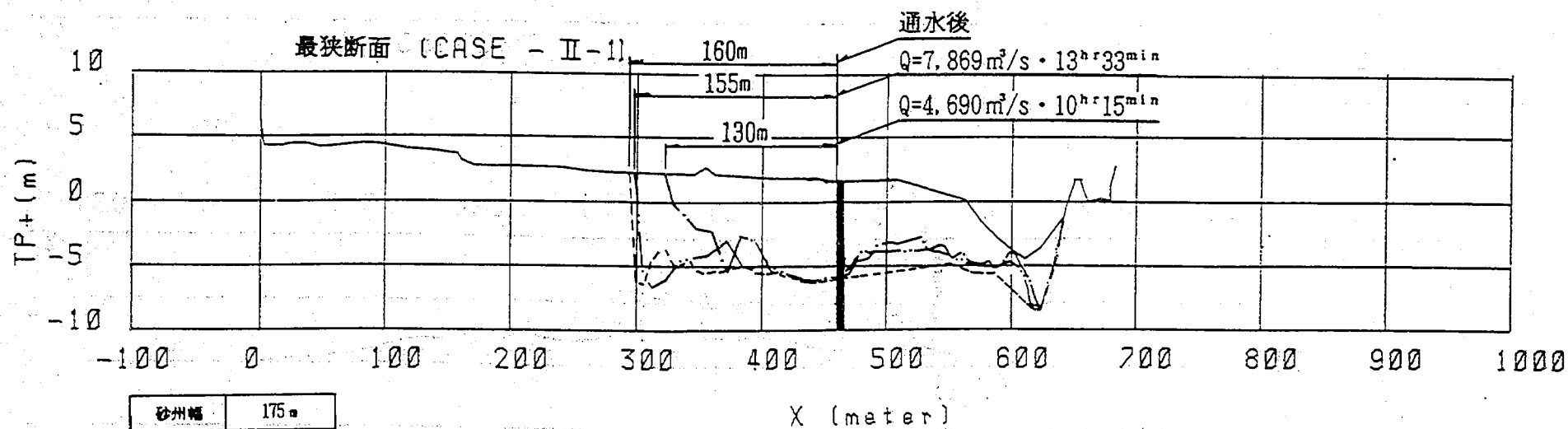


図-5.16.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図



砂州幅	175m
平均砂州高	TP 2.15m
最高砂州高	TP 2.60m
最低砂州高	TP 2.00m

線種	流量	時間	水位
——	通水前		TP
----	4.690 m³/s	10 ^h 15 ^{min}	1.92m
-----	7.869 m³/s	13 ^h 33 ^{min}	1.60m
----	通水後		

実験番号	現況河道II-1
設定流量	7.800 m³/s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7.869 m³/s
実験潮位	TP 0.49 m
河道形状	S62.3 河道
砂州形状	S62.3 形状

図-5.16.2 河口部横断形状時間変化図

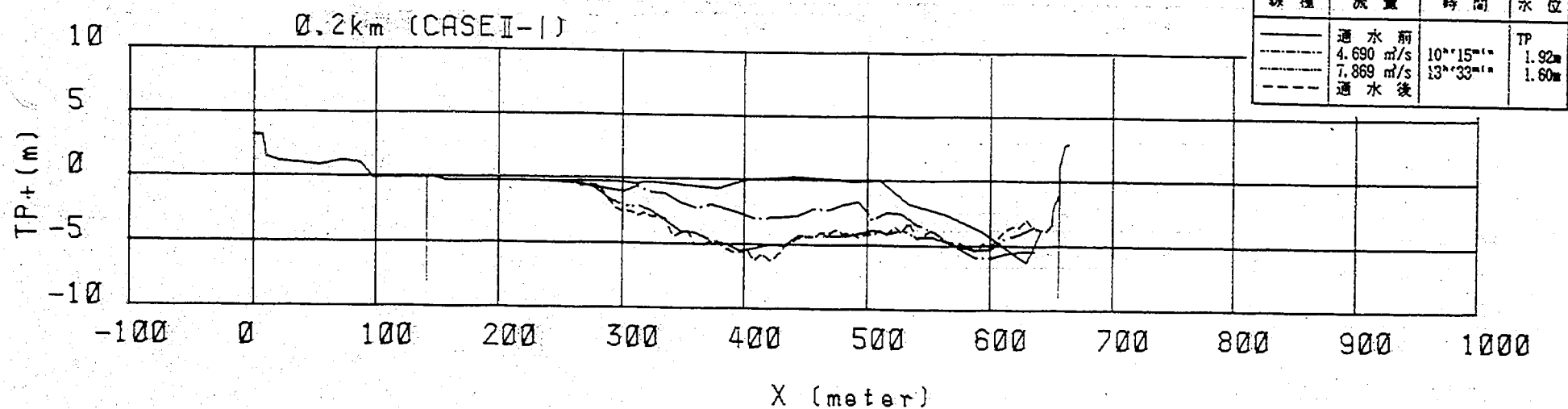
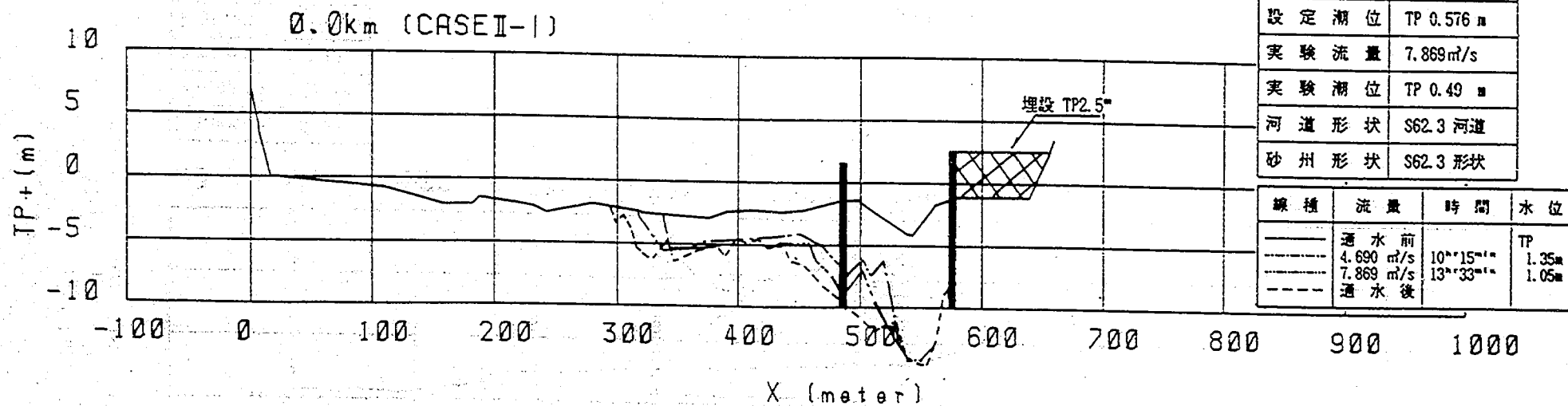


図-5.16.3 河口部横断形状時間変化図

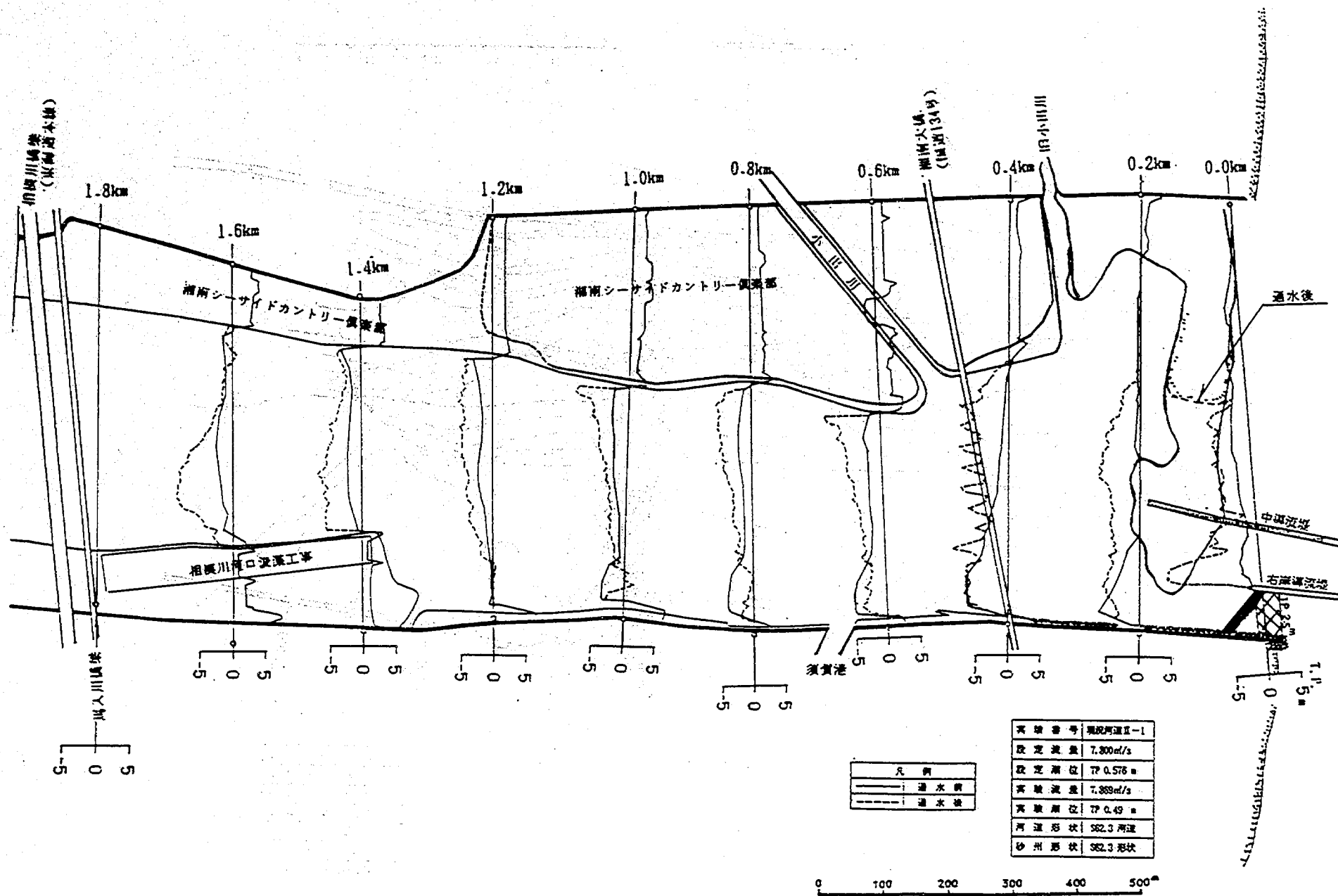


図-5.17.1 河床変動平面図

實驗番号	現況河道II-1
設定流量	7,800m ³ /s
設定潮位	TP-0.578m
実験流量	7,899m ³ /s
実験潮位	TP-0.49m
河道形状	S82.3河道
砂州形状	S82.3形状

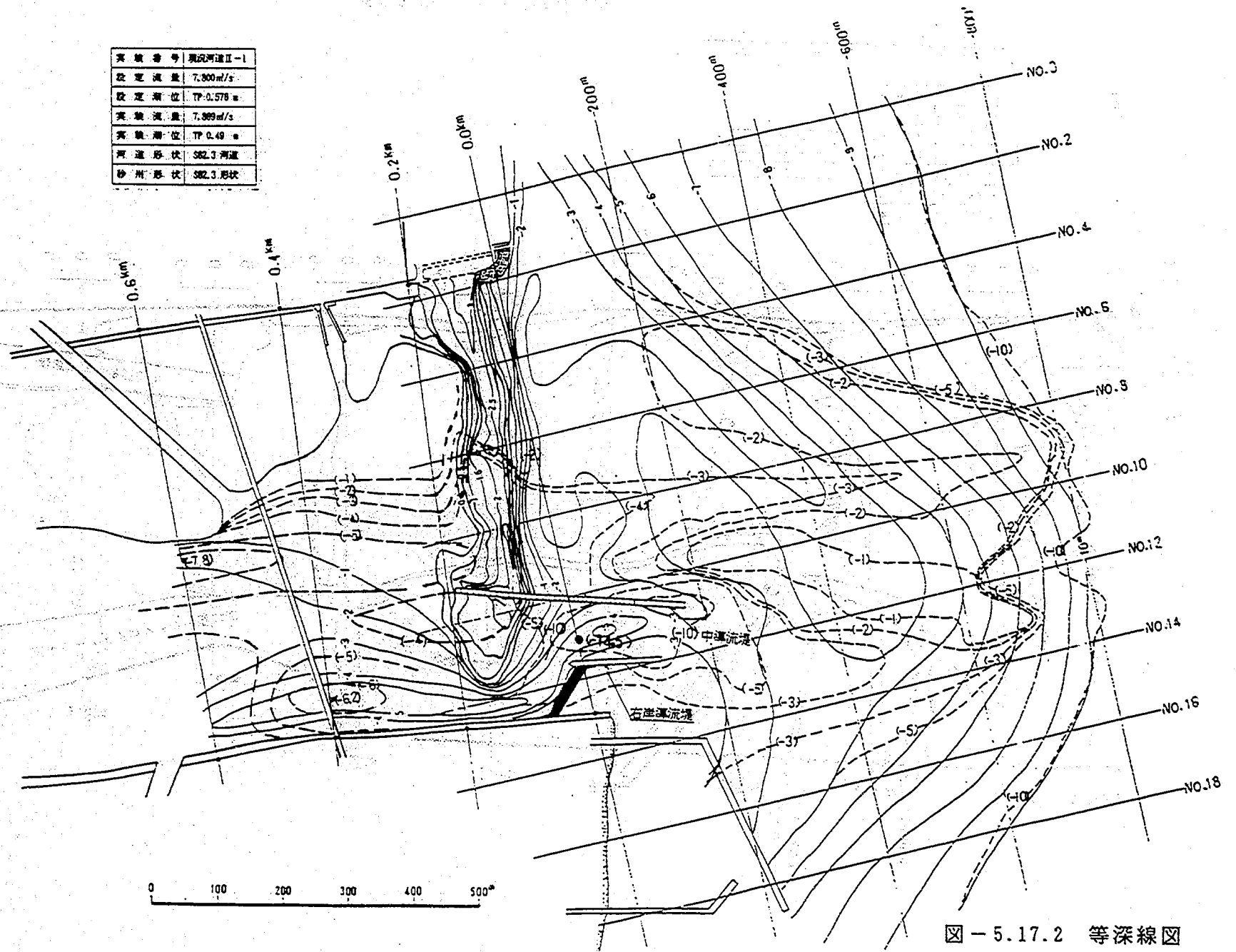


図-5.17.2 等深线图

凡 例	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		----
	通 水 前	平 均 河 床 高	—○—
		最 深 河 床 高	--△--
	通 水 後	平 均 河 床 高	—●—
		最 深 河 床 高	--▲--

現 況 河 道 II - 1	
設 定 流 量	7.800 m ³ /s
設 定 潮 位	TP 0.576m
實 驗 流 量	7.869 m ³ /s
實 驗 潮 位	TP 0.490m
河 道 形 狀	S62.3 河 道
砂 州 形 狀	S62.3 形 狀

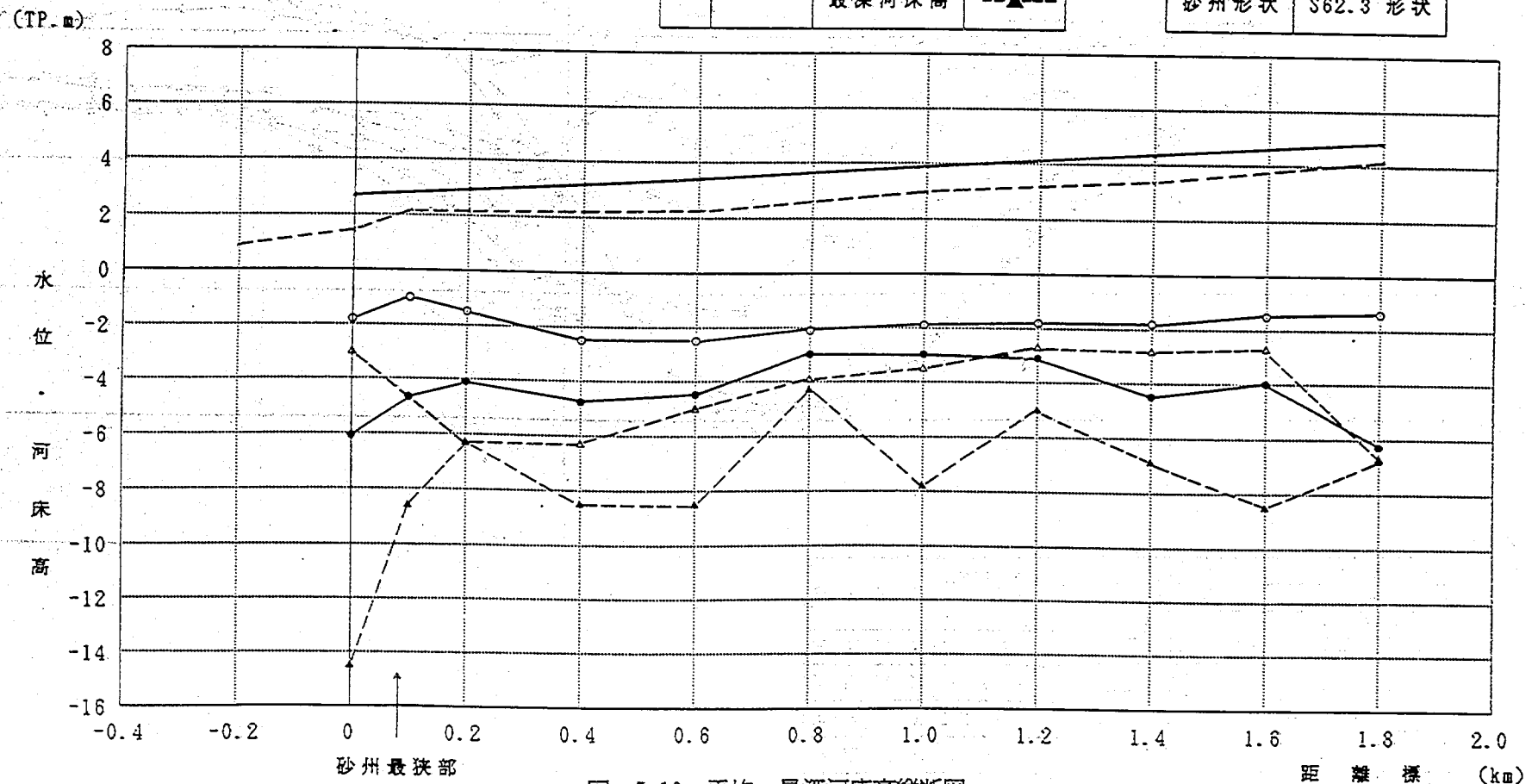


図-5.18 平均・最深河床高縦断面図

1.P5

実験番号	現況河道Ⅱ-2
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7.835 m ³ /s
実験潮位	TP 0.54 m
河道形状	S62.3河道
砂州形状	S62.3形状 導流堤間擁削

凡 例	
1.8KM	—○—
1.0KM	—□—
0.6KM	---○---
0.2KM 左岸	—△—
0.2KM 右岸	---□---
0.0KM	—◇—
-0.2KM 右岸	—×—
潮 位	—▲—
設定流量	—●—
実験流量	—●—

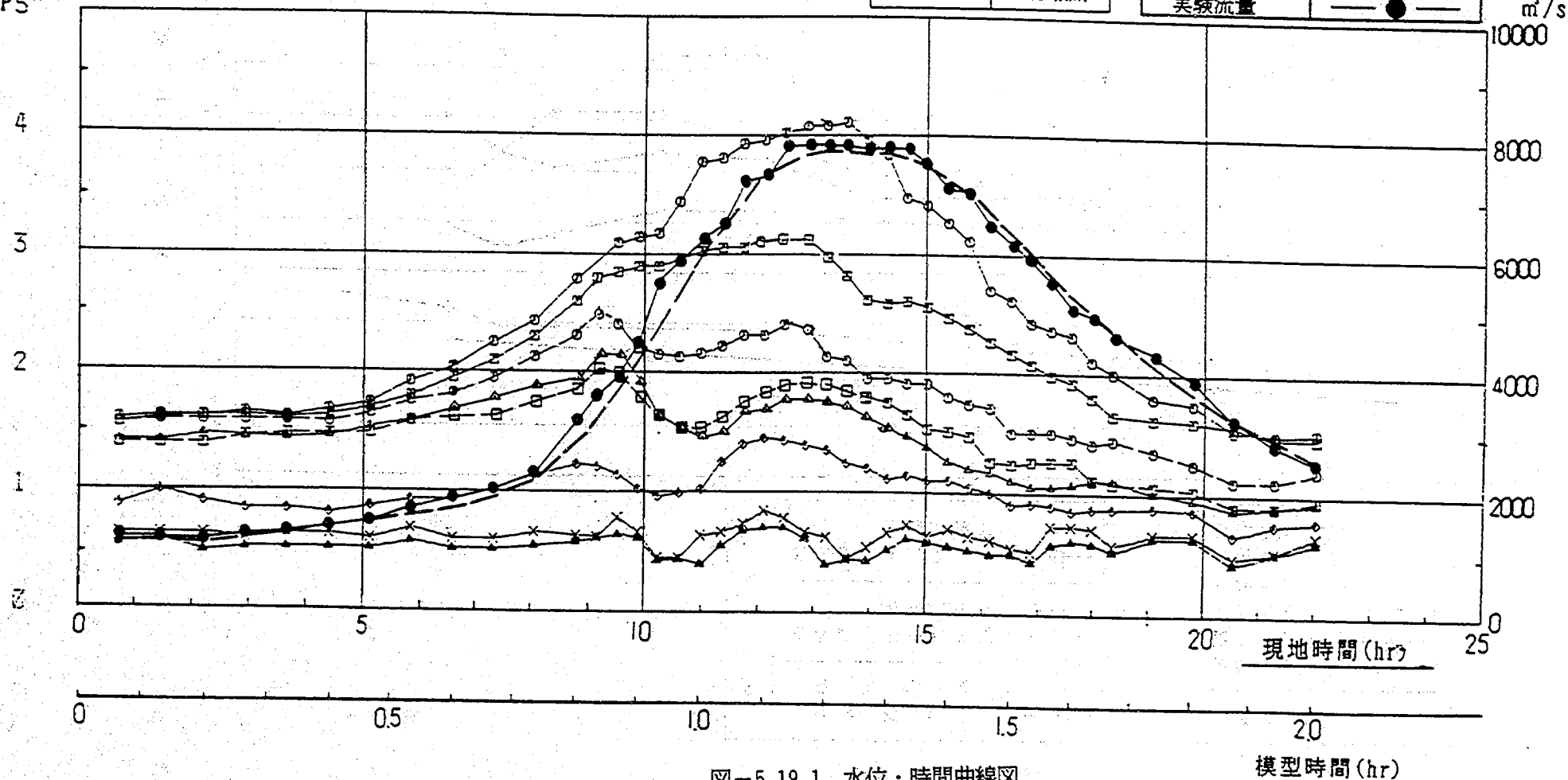


図-5.19.1 水位・時間曲線図

凡	計画高水位	—	
	最高水位	●	
	$Q=4.000\text{m}^3/\text{s}$	○	9hr30min
例	$Q=7.835\text{m}^3/\text{s}$	--△--	12hr50min
	$Q=4.000\text{m}^3/\text{s}$	□	19hr42min

現況河道 II-2	
設定流量	$7.800\text{m}^3/\text{s}$
設定潮位	T.P. 0.576m
実験流量	$7.835\text{m}^3/\text{s}$
実験潮位	T.P. 0.540m
河道形状	S62.3 河道
砂州形状	S62.3 形状
(導流堤間掘前)	

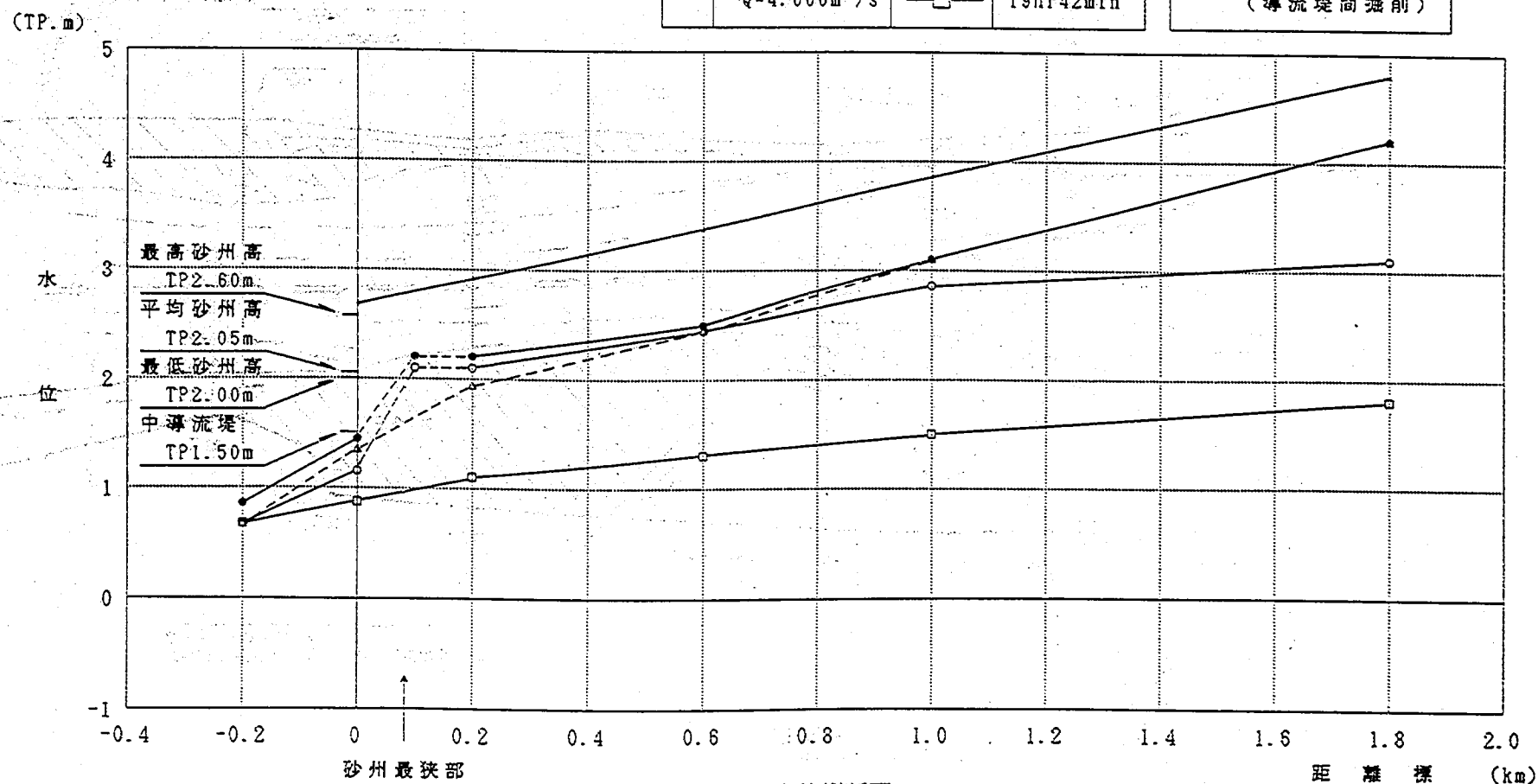


図-5.19.2 水位縦断面図

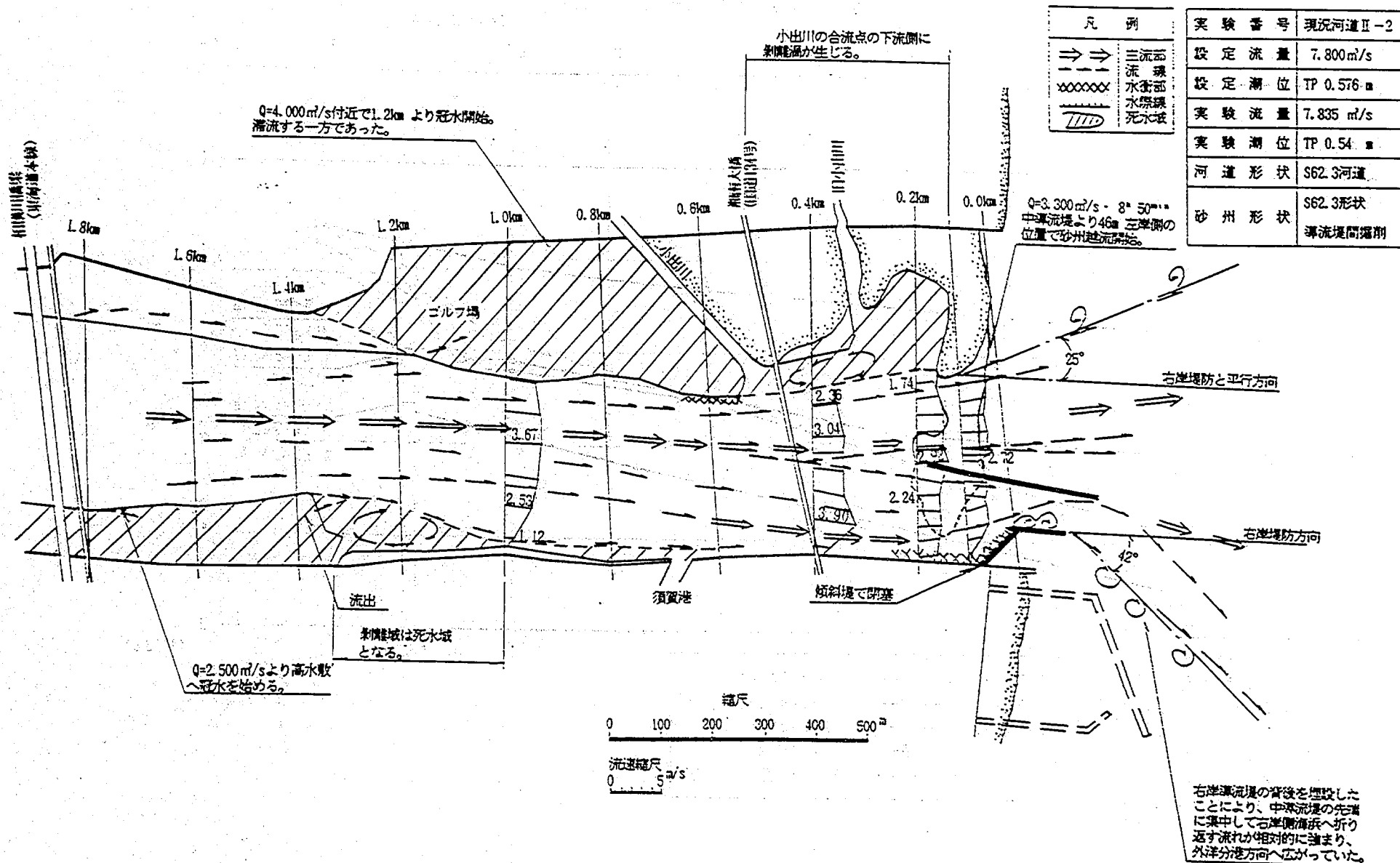
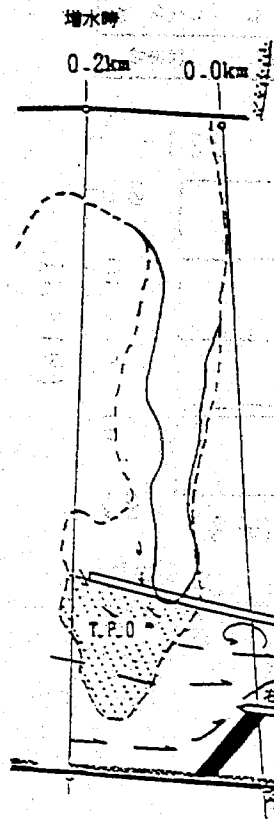
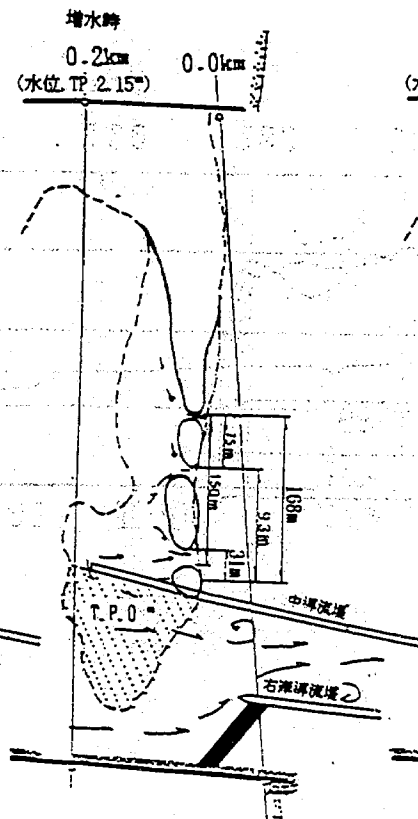


図-5.20 流況図(ピーク時)

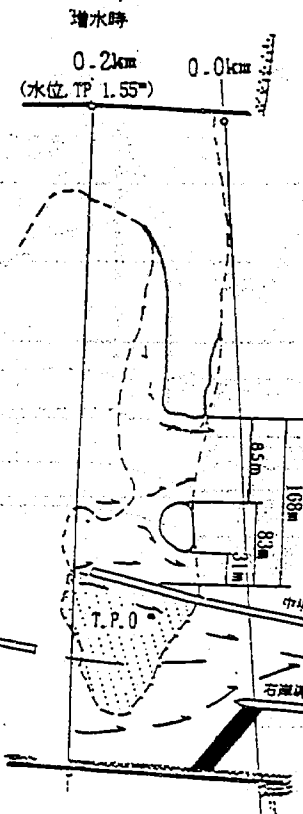
[$Q=2.040 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 7^{\circ}20'$]



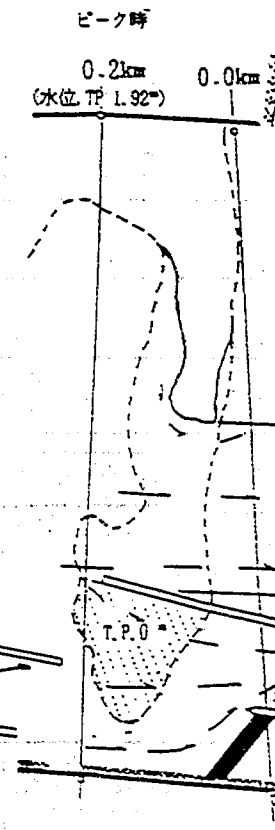
[$Q=3.670 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 9^{\circ}10'$]



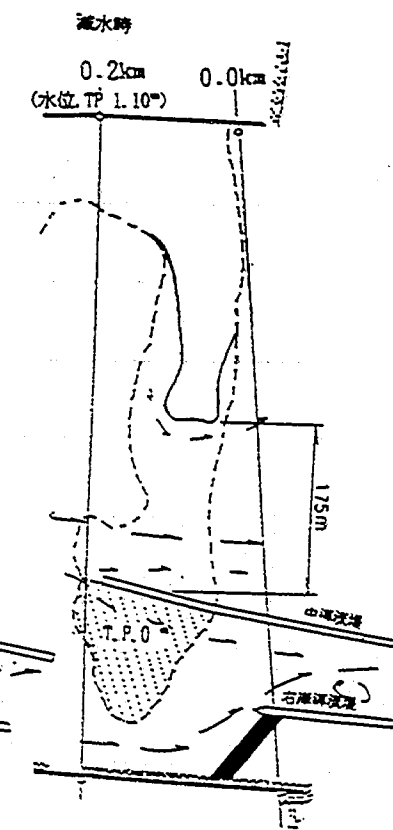
[$Q=6.000 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 10^{\circ}40'$]



[$Q=7.835 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 12^{\circ}50'$]



[$Q=4.600 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 18^{\circ}20'$]



$Q=3300 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 8^{\circ}50'$ 中導流堤より
40°離れた位置 (砂州高 TP 2.00m) より
越流開始。Q=3670 m^3/s でピーク水位となる。

減水時 $Q=4600 \text{ m}^3/\text{s}$ 以降フラッシュ幅に
変化なし。

実験番号	現況河川II-2
設定流量	7.800 m^3/s
設定水位	TP 0.576°
実験流量	7.835 m^3/s
実験水位	TP 0.54°
河川形状	S62.3河道
砂州形状	S62.3形状
	砂州間隔例

凡 例	
—	流 線
---	砂州初期形状
---	フラッシュ 後形状

(0.2°の下のカッコ書き数字は水位を示す。)

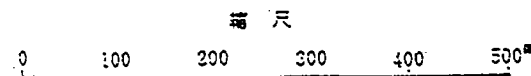
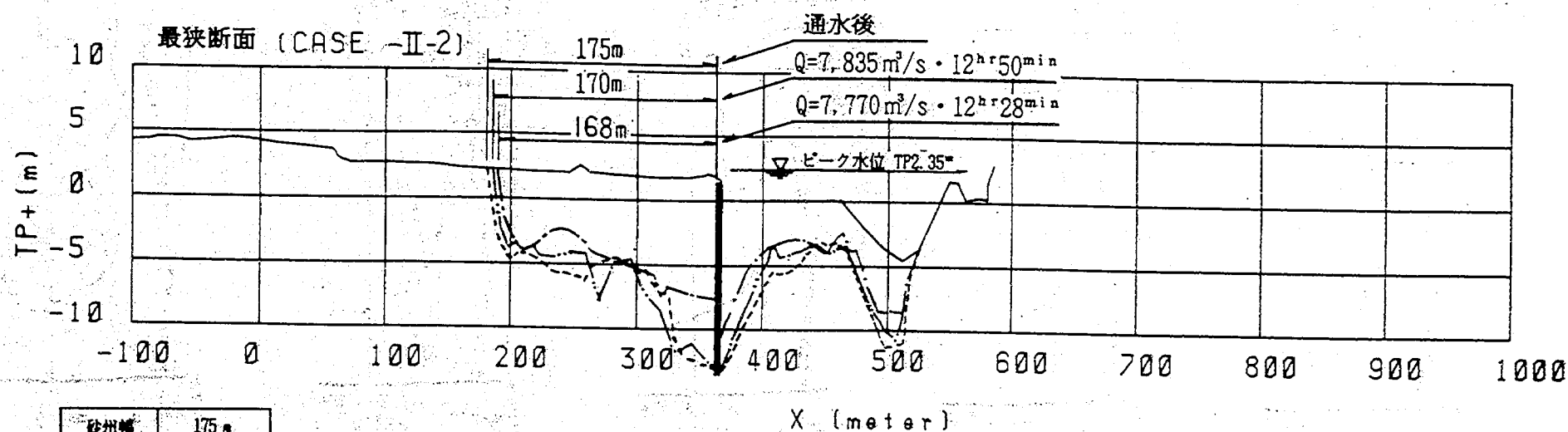


図-5.21.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図

実験番号	現況河道Ⅱ-2
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7.835 m ³ /s
実験潮位	TP 0.54 m
河道形状	S62.3河道
砂州形状	S62.3形状 導流堤間掘削

線種	流量	時間	水位
——	通水前		TP
---	7.770 m ³ /s	12 ^h 28 ^m	1.77m
---	7.835 m ³ /s	12 ^h 50 ^m	1.65m
---	通水後		



砂州幅	175 m
平均砂州高	TP 2.15m
最高砂州高	TP 2.60m
最低砂州高	TP 2.00m

図-5.21.2 河口部横断形状時間変化図

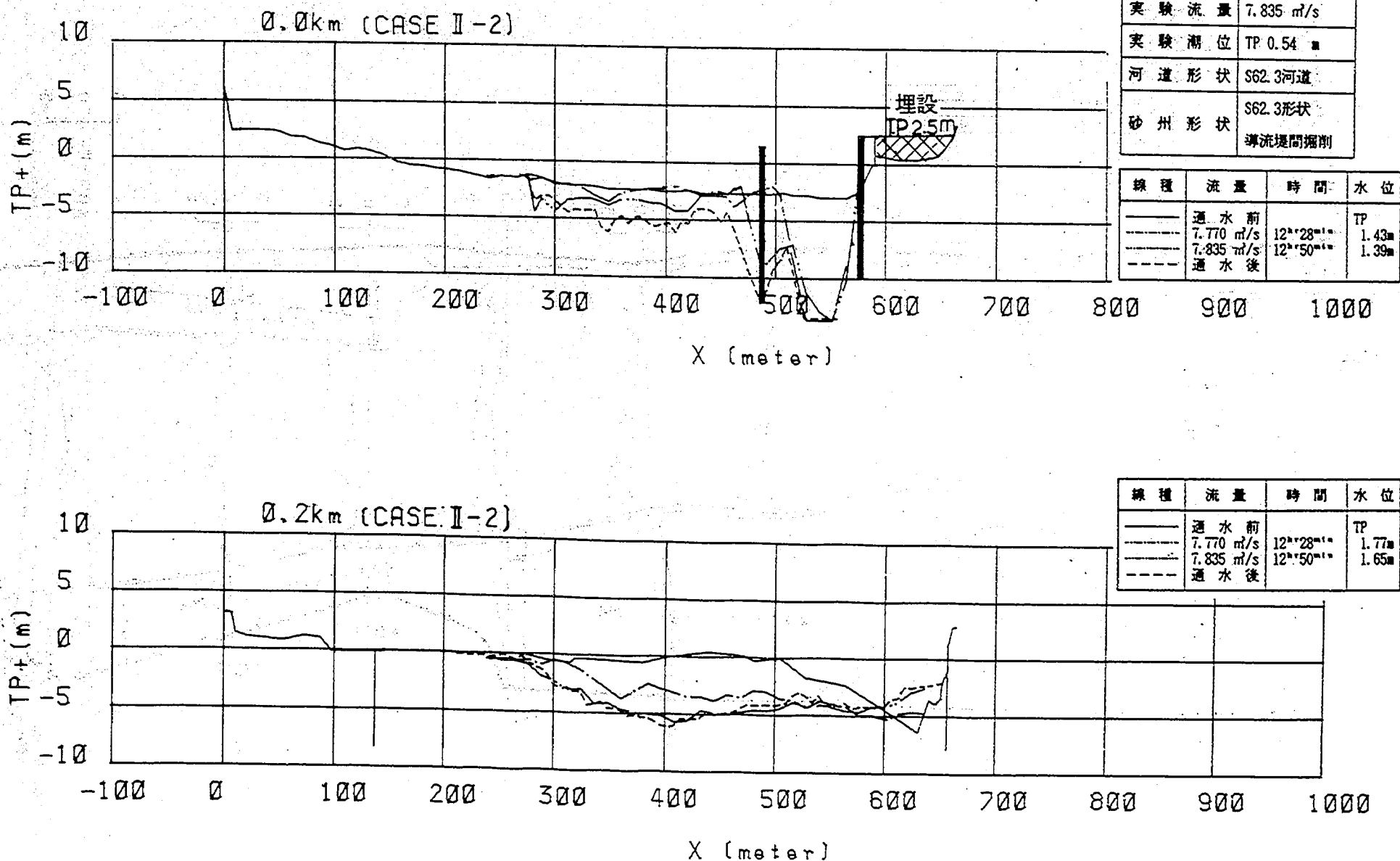


図-5.21.3 河口部横断形状時間変化図

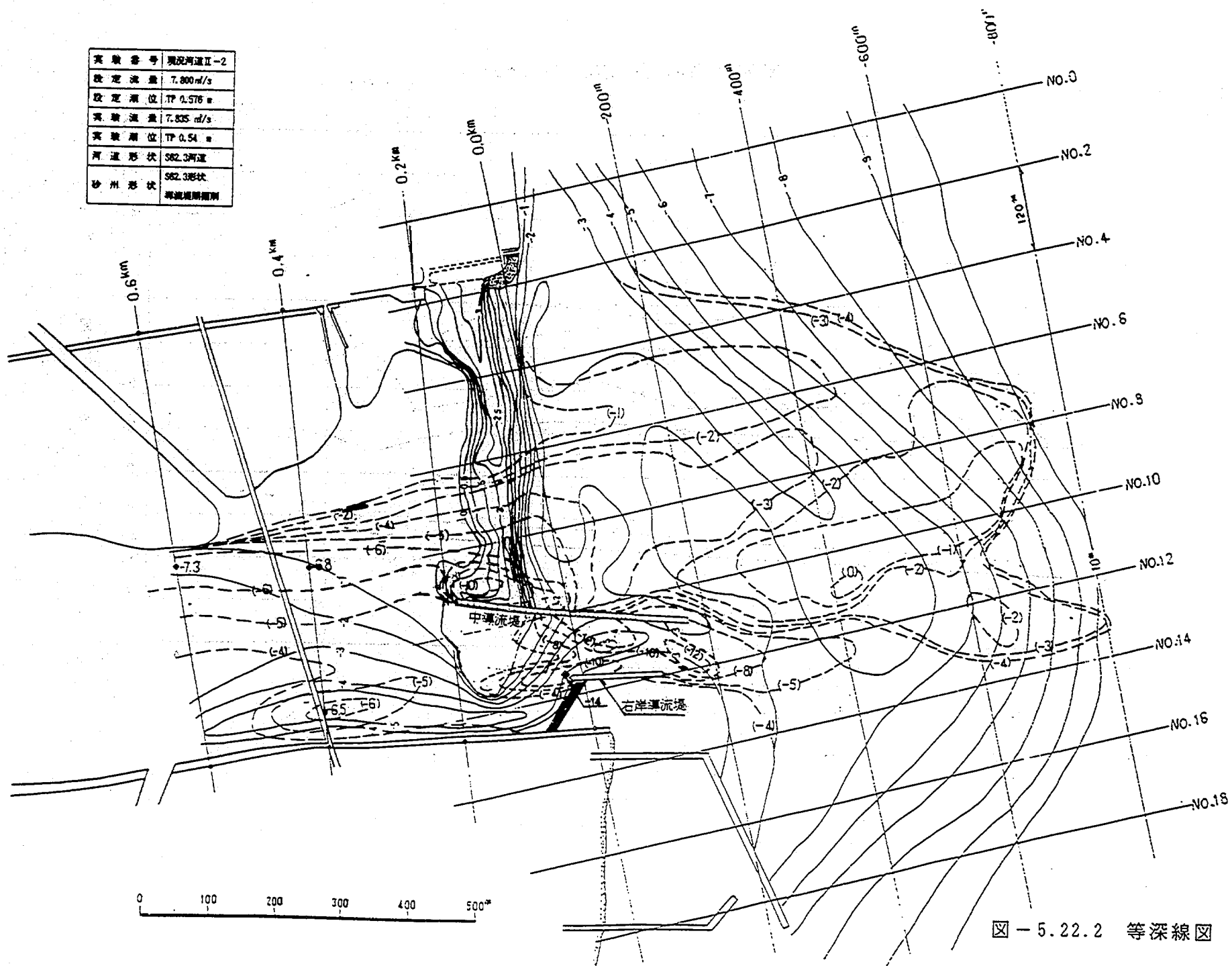


図-5.22.2 等深线图

凡	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		----
例	通水前	平均河床高	○——
		最深河床高	△----
	通水後	平均河床高	●——
		最深河床高	▲----

現況河道 II - 2	
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576m
実験流量	7.835 m ³ /s
実験潮位	TP 0.540m
河道形状	S62.3 河道
砂州形状	S62.3 形状
(導流堤間掘削)	

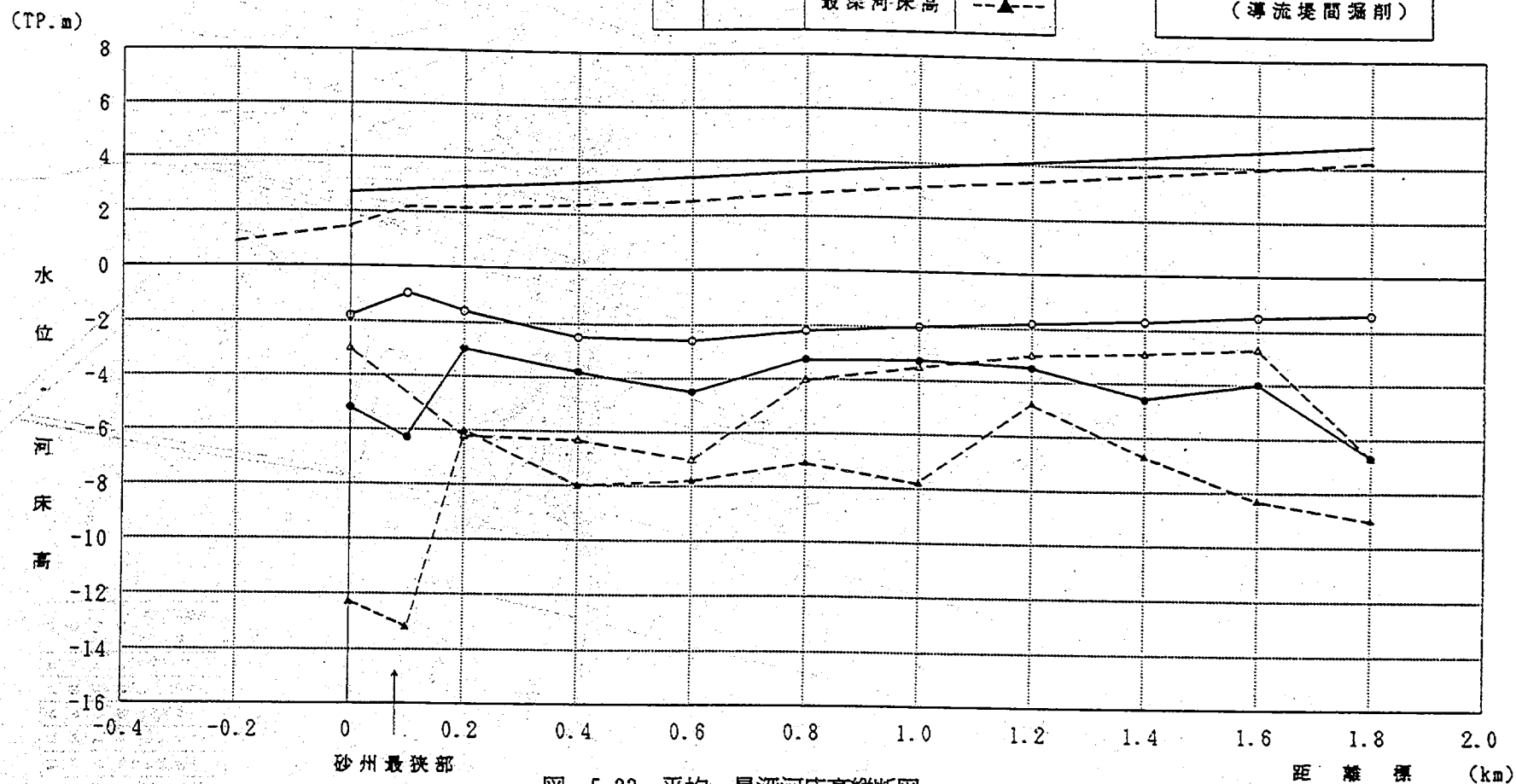


図-5.23 平均・最深河床高縦断面図

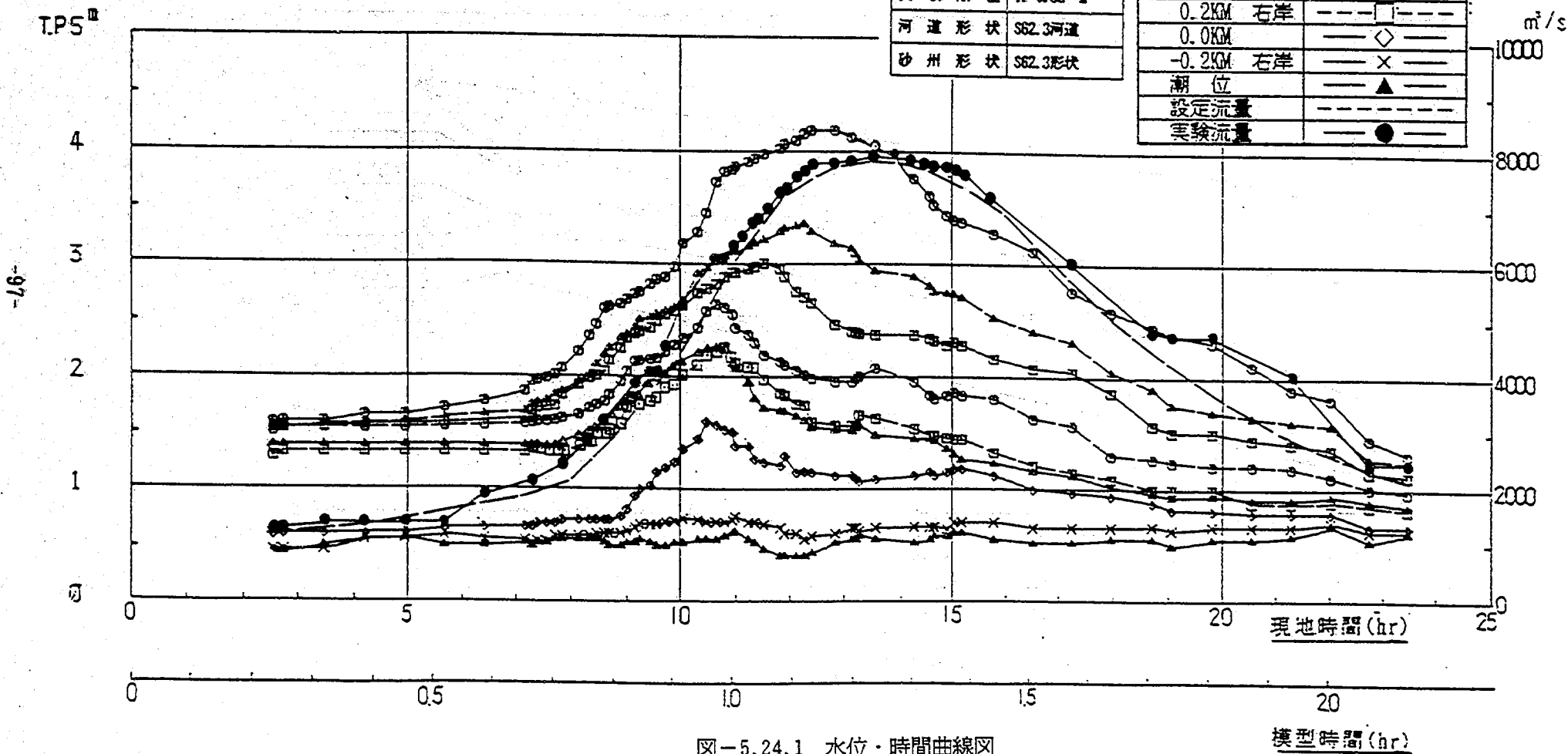


図-5.24.1 水位・時間曲線図

(TP.m)

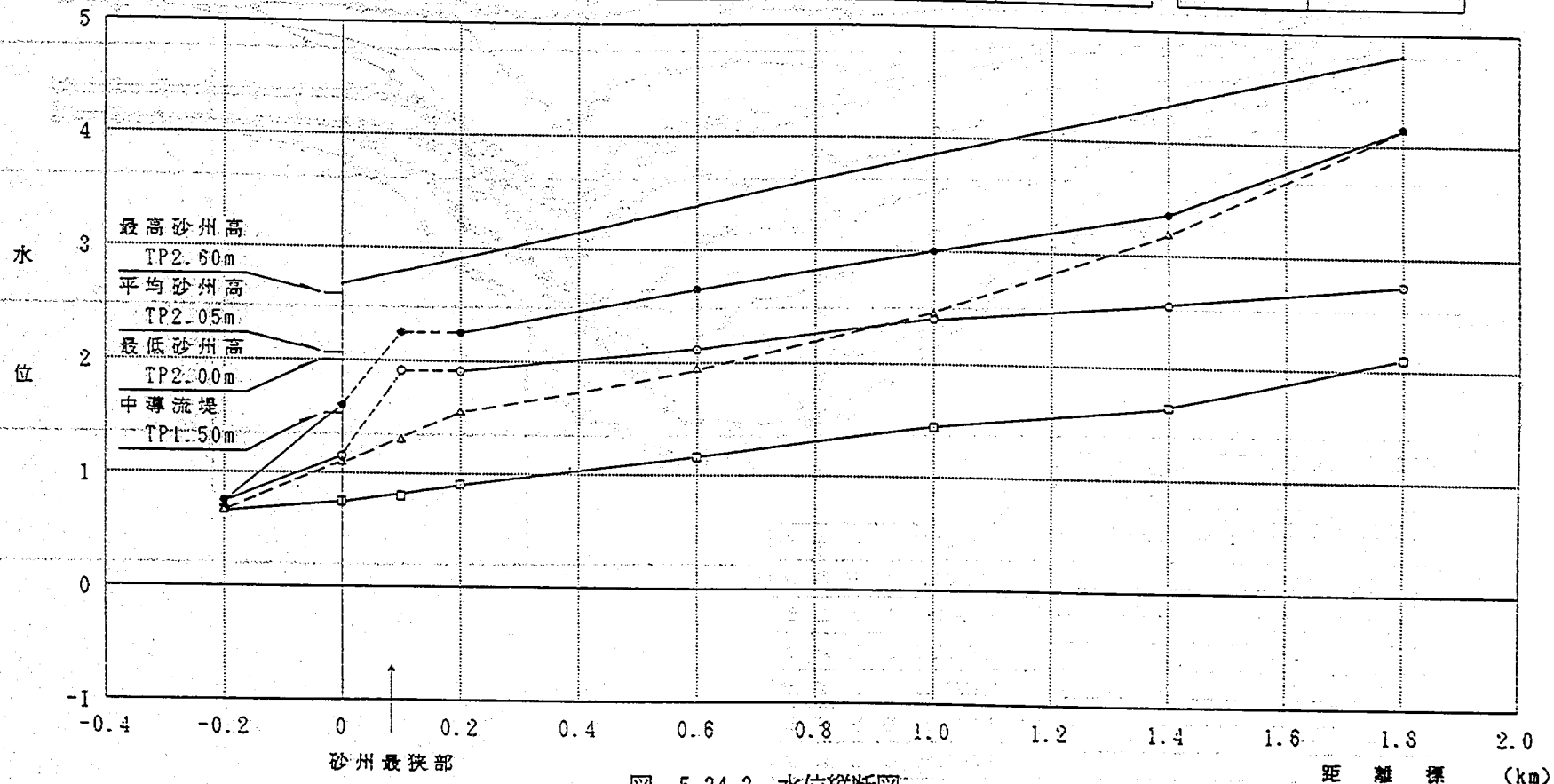


図-5.24.2 水位縦断面図

現況河道 II - 3	
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	T.P. 0.576m
実験流量	7.869 m ³ /s
実験潮位	T.P. 0.520m
河道形状	S62.3 河道
砂州形状	S62.3 形状

凡	計画高水位		
	最高水位	●	
	Q=4.000m ³ /s	○	9hr18min
例	Q=7.869m ³ /s	△	13hr16min
	Q=4.000m ³ /s	□	19hr45min

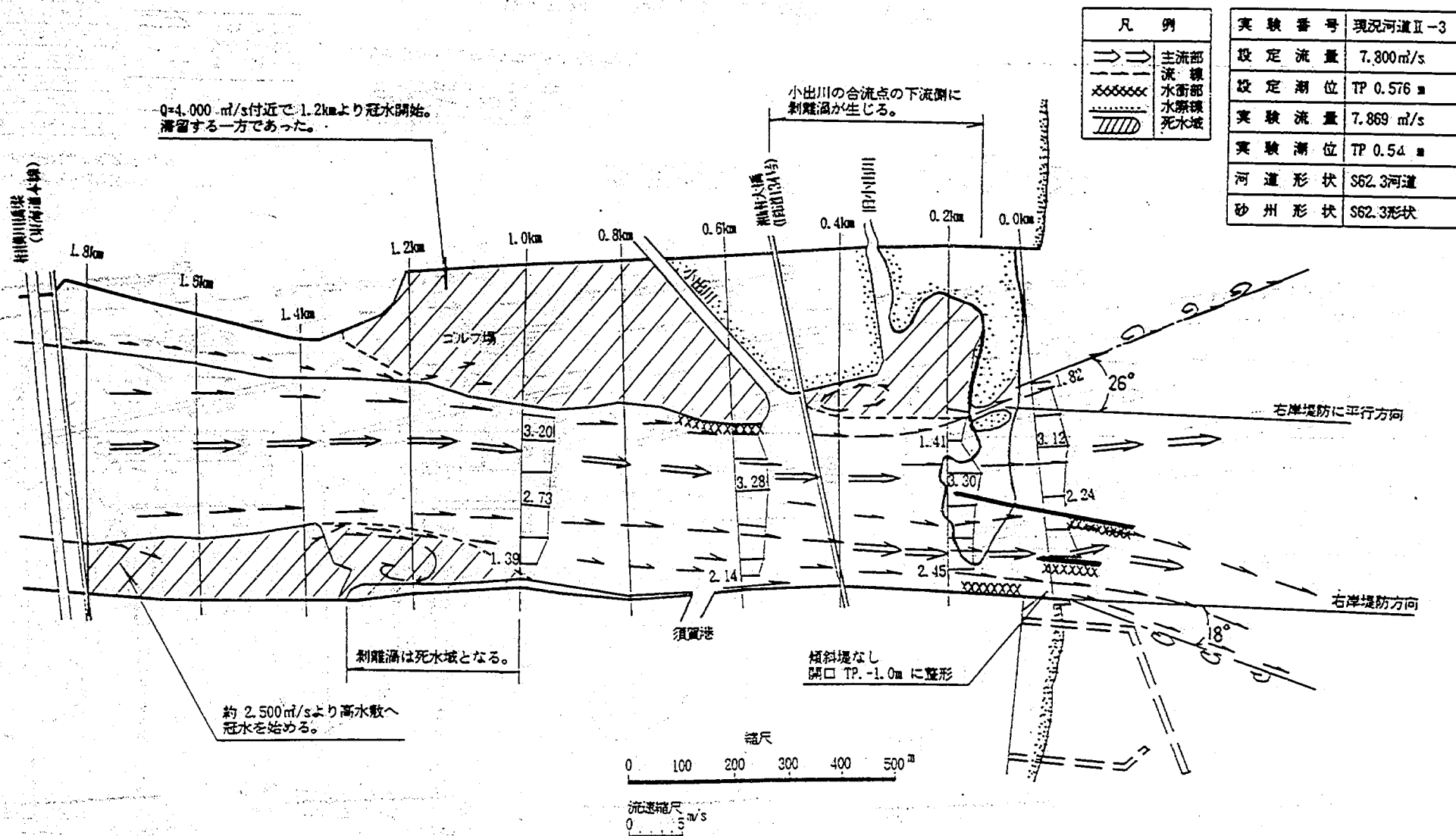


図-5.25 流況図(ピーク時)

$[Q=3.000 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 8^{\circ}30'11'']$

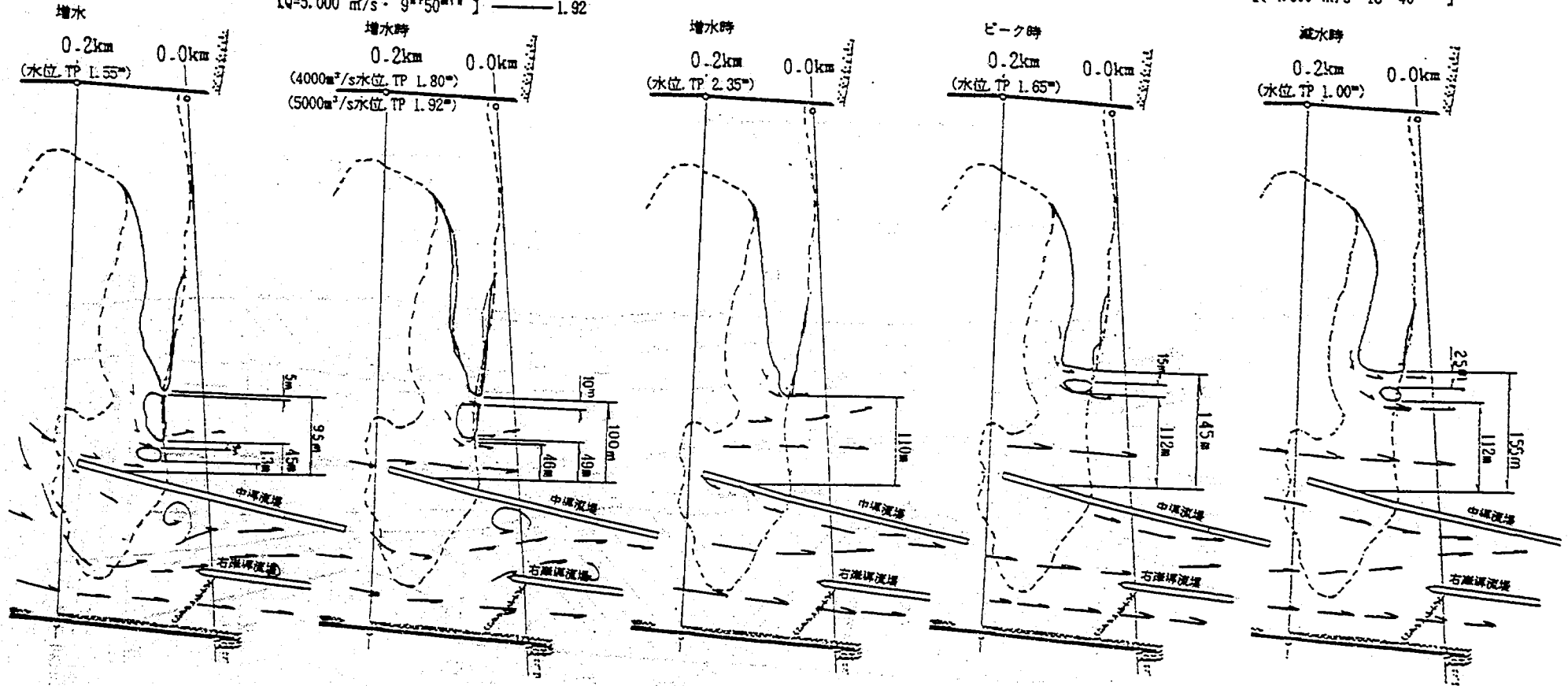
$[Q=4.000 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 9^{\circ}15'11'']$ 線種
 $[Q=5.000 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 9^{\circ}50'11'']$ 1.80
 1.92

$[Q=6.080 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 10^{\circ}40'11'']$

$[Q=7.869 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 13^{\circ}16'11'']$

$[Q=4.800 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 18^{\circ}40'11'']$

-100-



$Q=3000 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 8^{\circ}30'11''$
 中導流堤より越流開始。

砂州上流0.2kmで最高水位
 を記録(T.P.2.35°)

ピーク流量直前、中導流堤
 より130°左岸側の位置で
 砂州越流開始。

減水時 $Q=4.800 \text{ m}^3/\text{s}$ 以降
 フラッシュ幅に変化なし。

実験番号	現況河道II-3
設定流量	7.800 m ³ /s
設定水位	TP 0.570 m
実験流量	7.869 m ³ /s
実験水位	TP 0.520 m
河道形状	582.3河道
砂州形状	582.3形状

凡例	
---	流線
---	砂州初期形状
---	フラッシュ後形状

*右岸導流堤と堤防間には
 法面にブロックを敷設。
 (TP.-1.0°がブロックの天端高)

(0.2°の下のカッコ書き数字は水位を示す。)

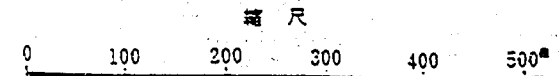


図-5.26.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図

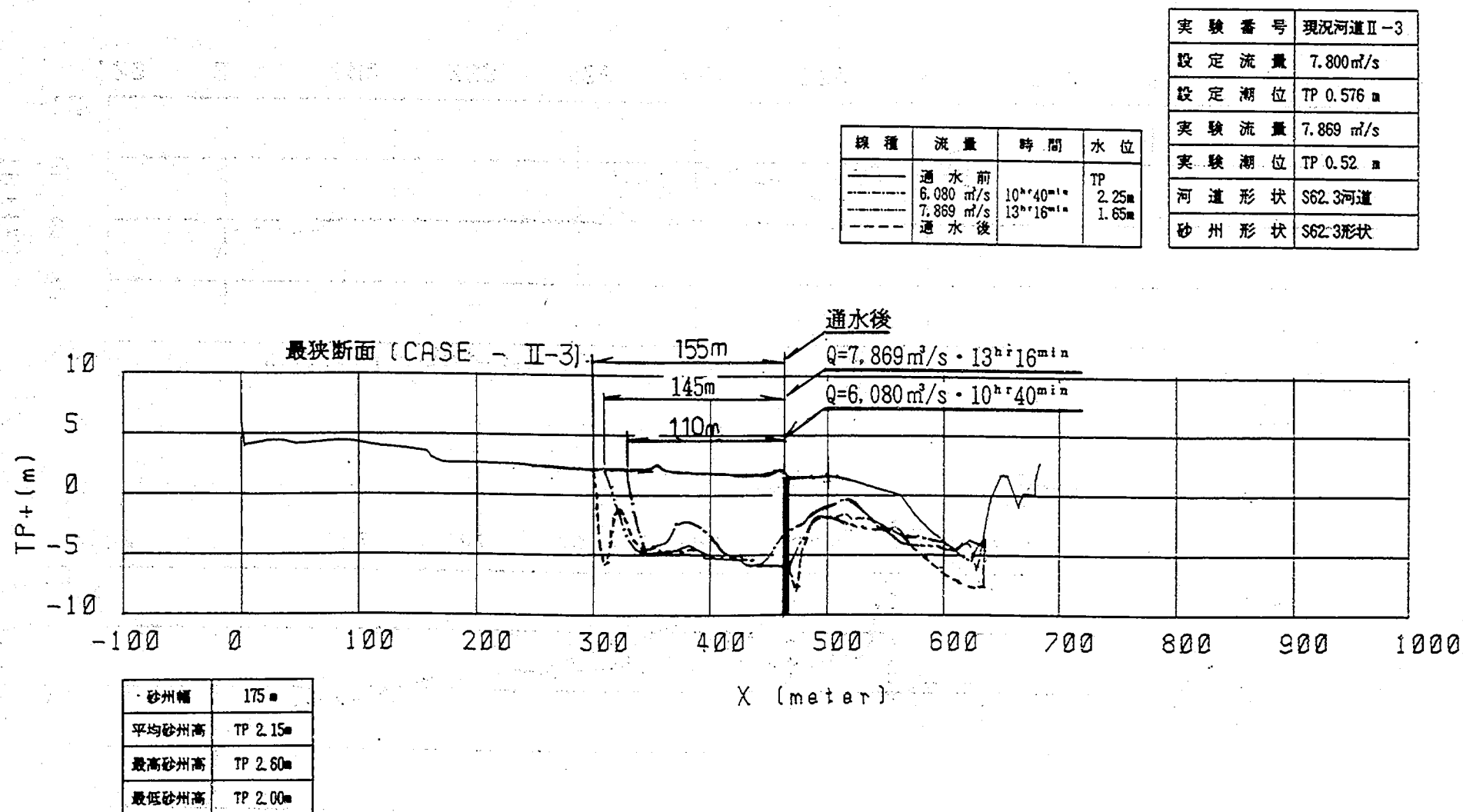


図-5.26.2 河口部横断形状時間変化図

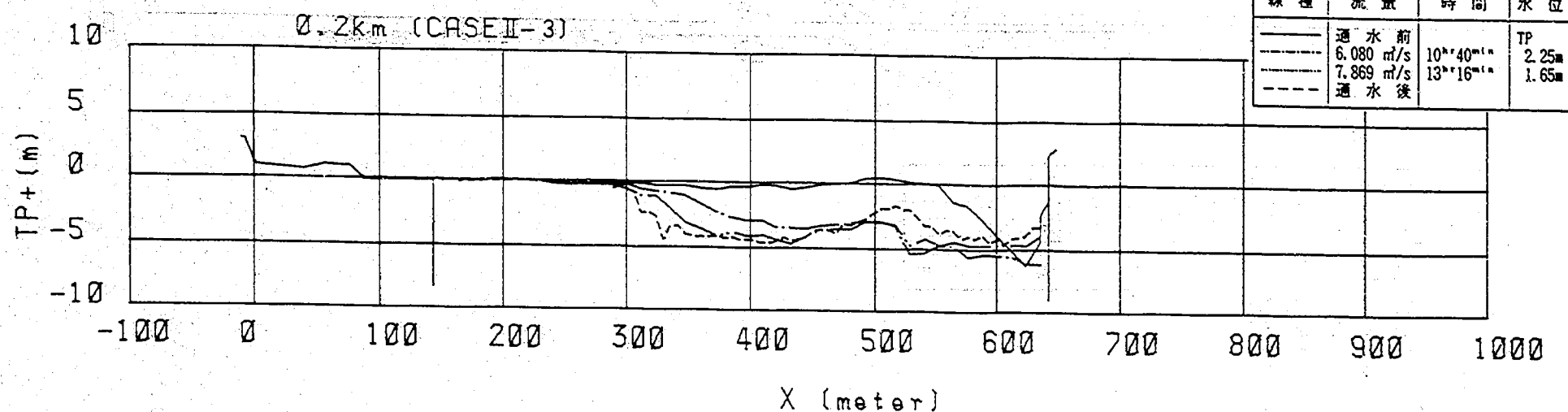
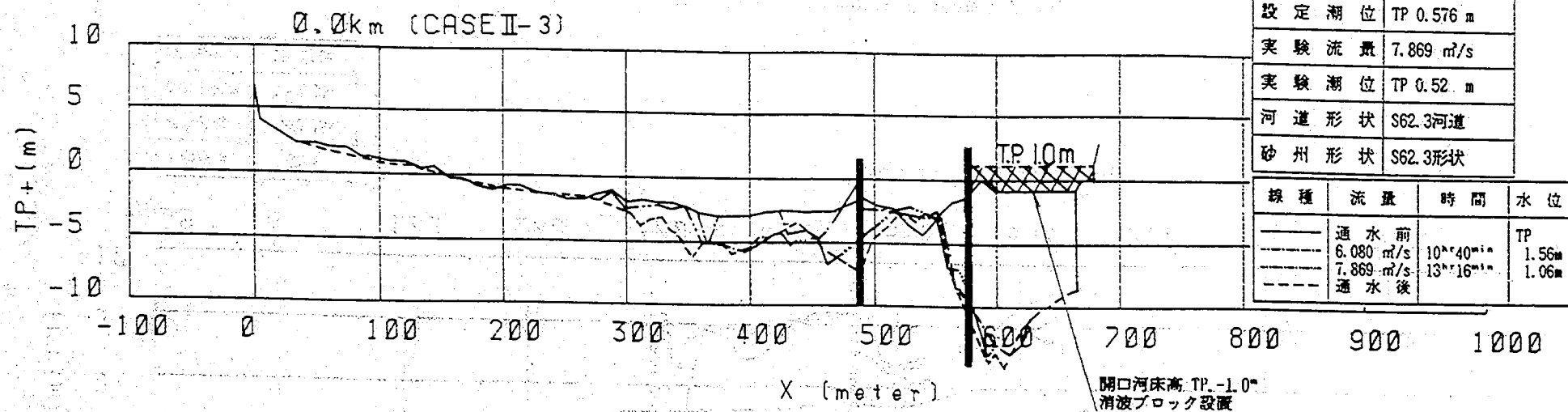


図-5.26.3 河口部横断形状時間変化図

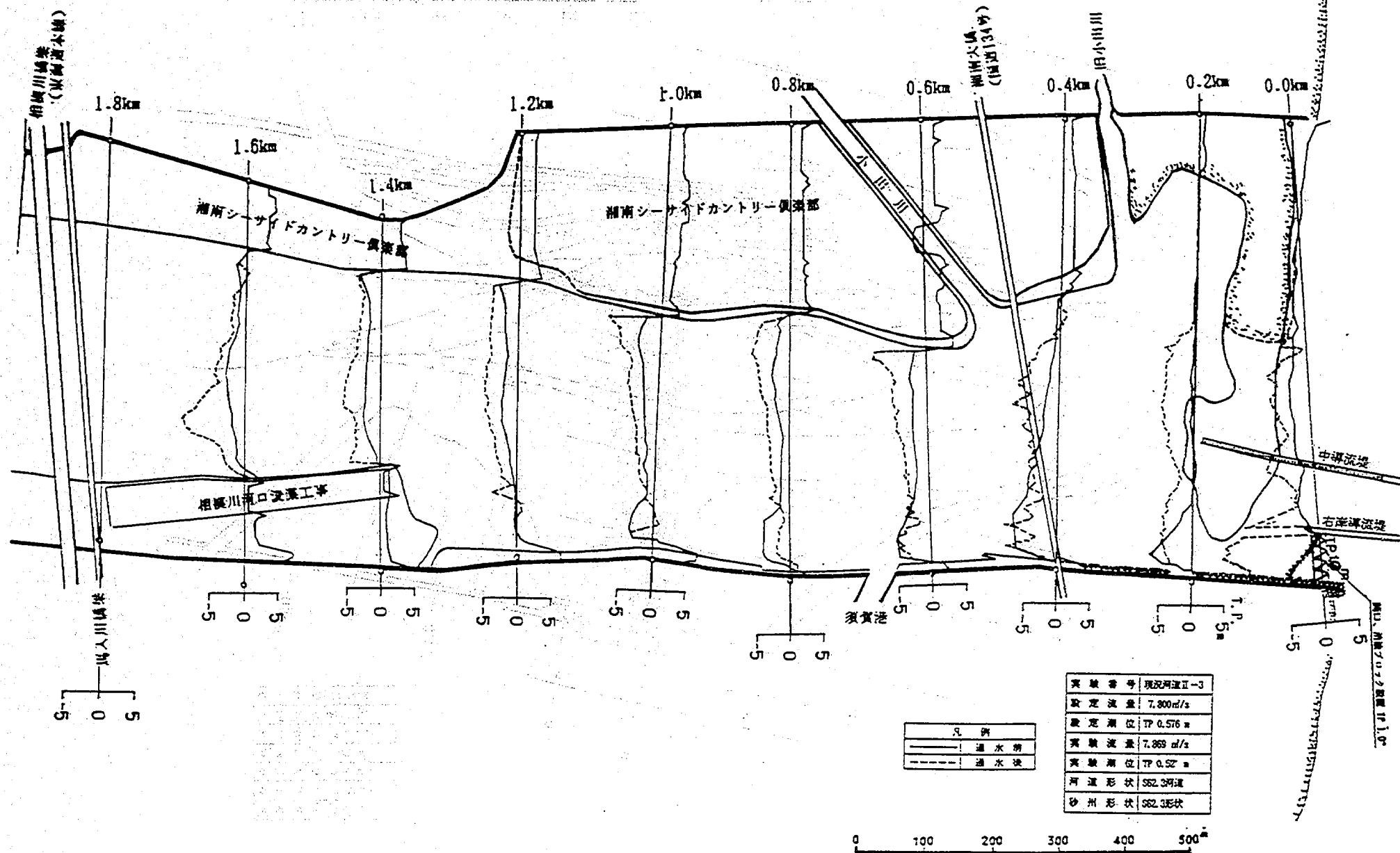
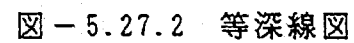


図-5.27.1 河床変動平面図

實驗番号	現況河道Ⅱ-3
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576 m
實驗流量	7.800 m ³ /s
實驗潮位	TP 0.52 m
河道形狀	302.3河道
砂州形狀	302.3形狀



凡 例	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		-----
	通 水 前	平 均 河 床 高	—○—
		最 深 河 床 高	---△---
	通 水 後	平 均 河 床 高	—●—
		最 深 河 床 高	---▲---

現 況 河 道 II - 3	
設 定 流 量	7.800 m ³ /s
設 定 潮 位	TP 0.576m
實 驗 流 量	7.869 m ³ /s
實 驗 潮 位	TP 0.520m
河 道 形 狀	S62.3 河 道
砂 州 形 狀	S62.3 形 狀

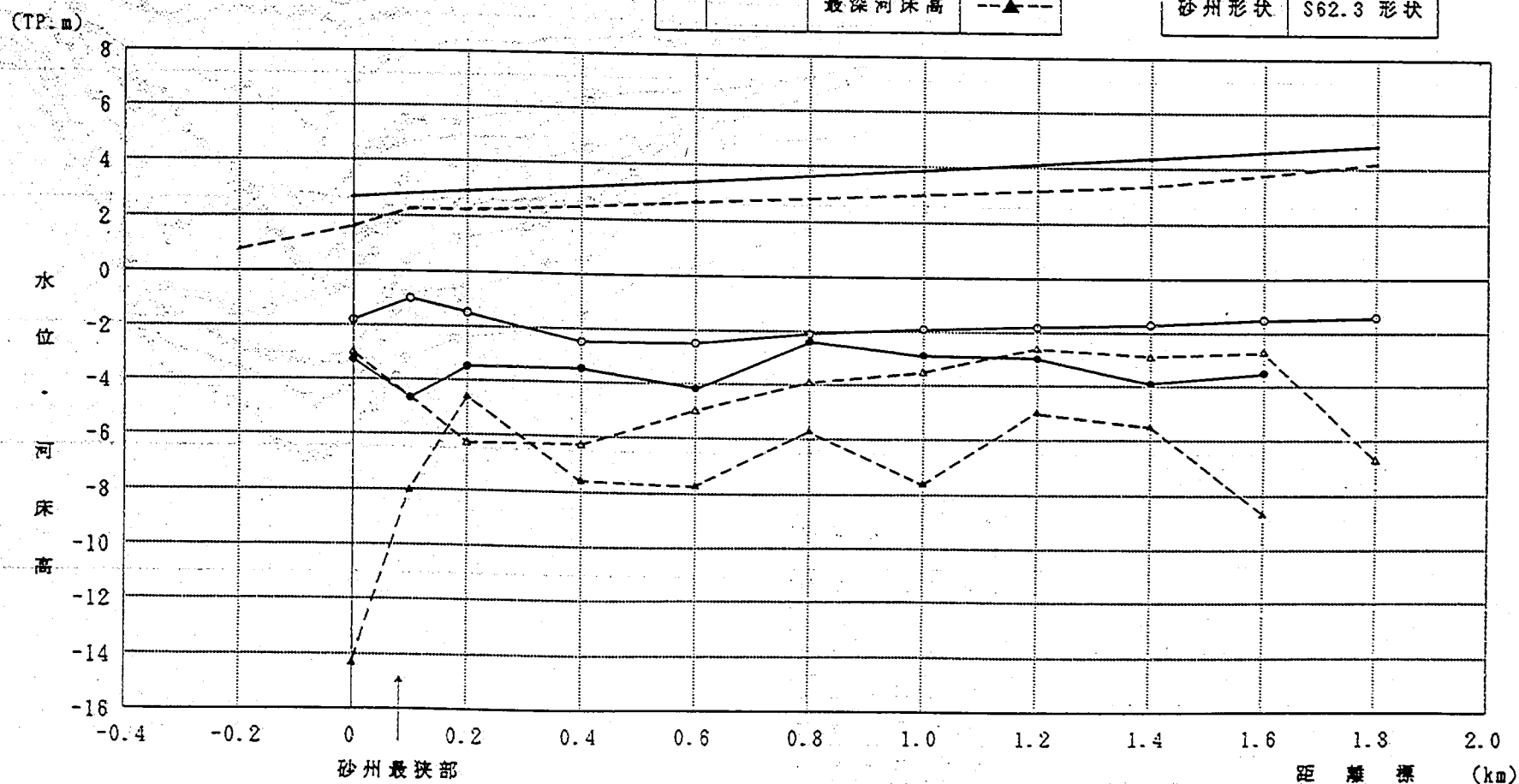


図-5.28 平均・最深河床高縦断面図

T.P5m

4

3

2

1

0

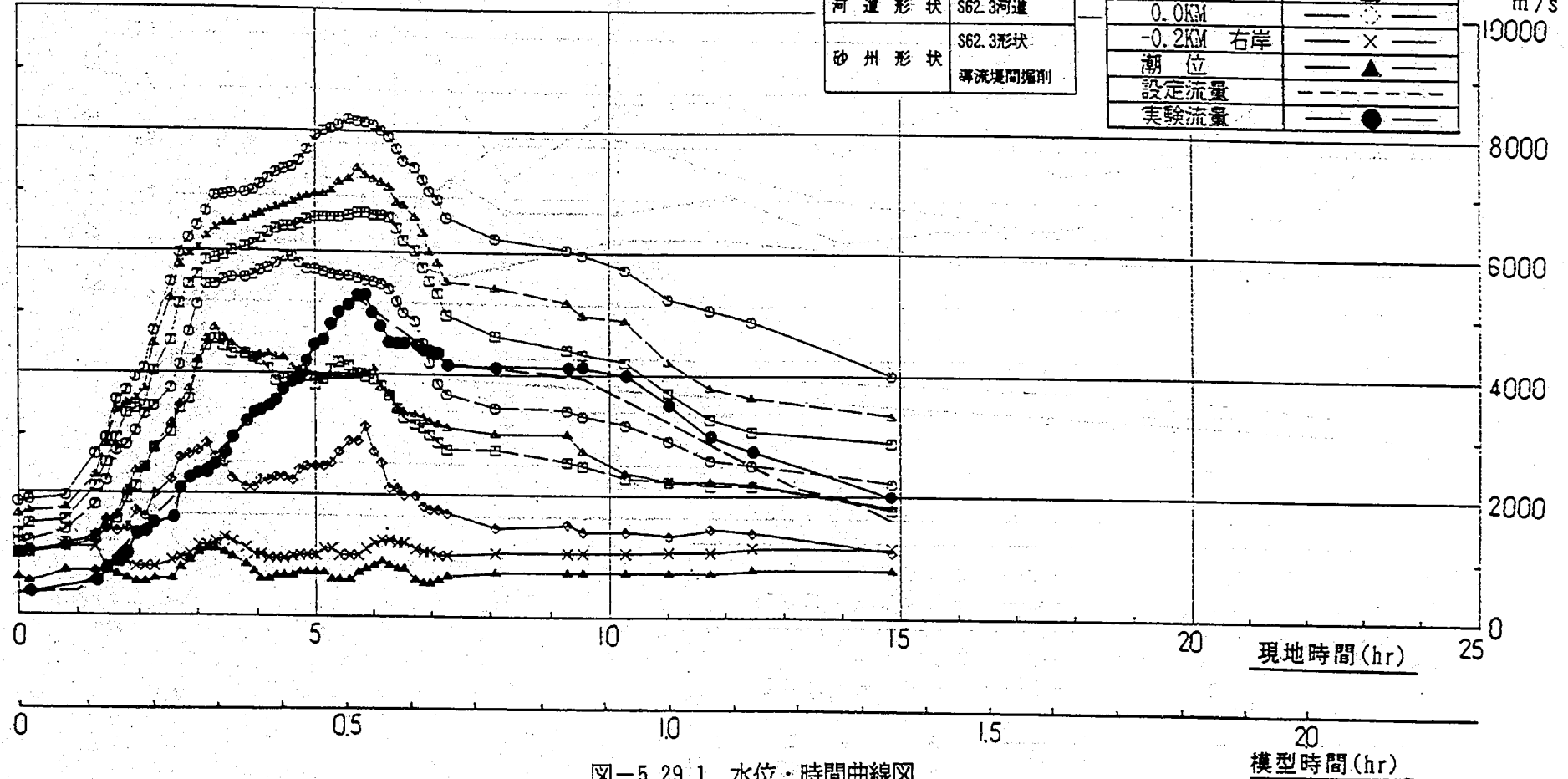
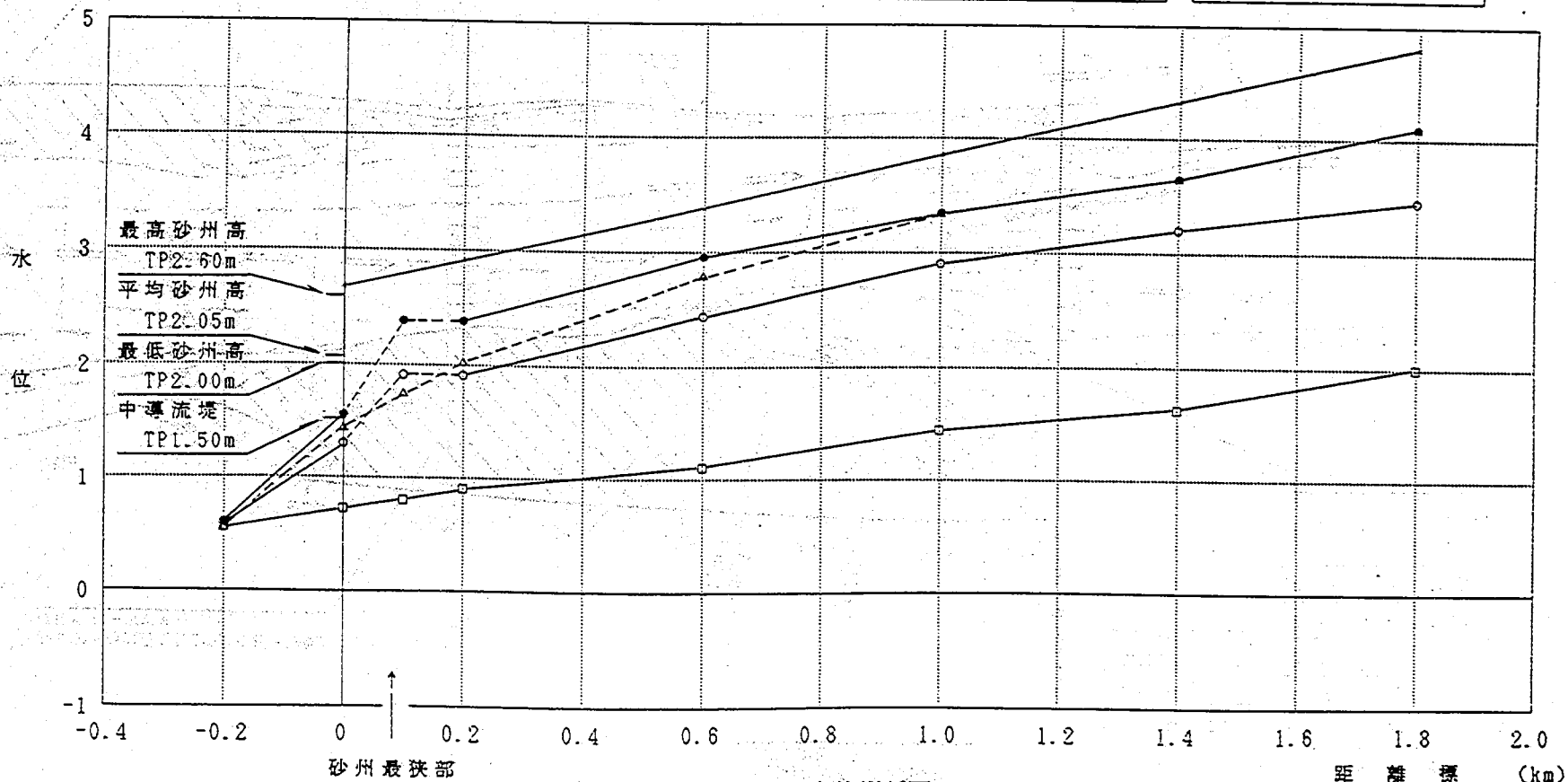


図-5.29.1 水位・時間曲線図

(TP.m)



現況河道 II - 4

設定流量	5.239 m³/s
設定潮位	TP 0.420m
実験流量	5.295 m³/s
実験潮位	TP 0.360m
河道形状	S62.3 河道
砂州形状	S62.3 形状
(導流堤間掘削)	

図-5.29.2 水位縦断面図

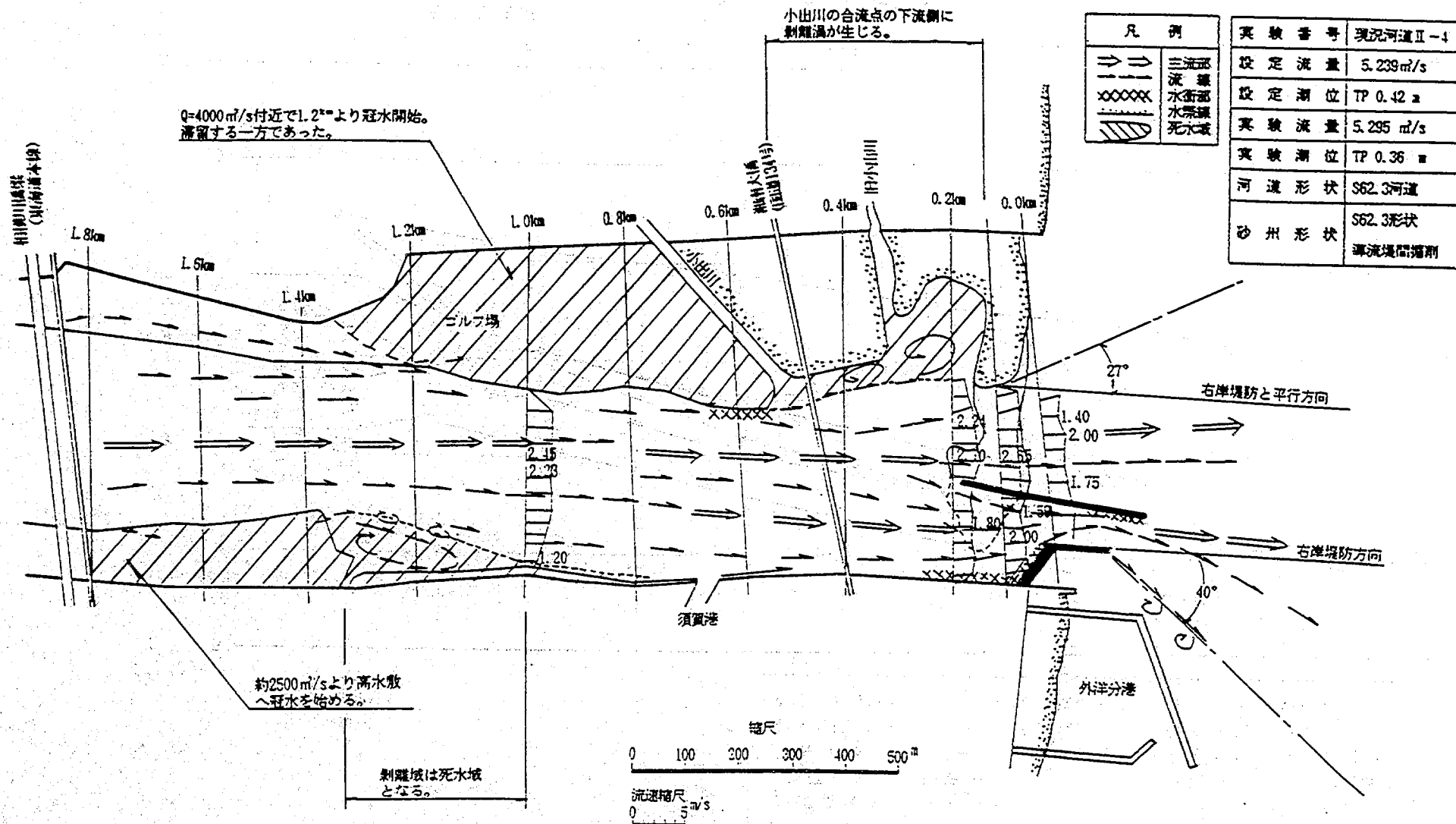
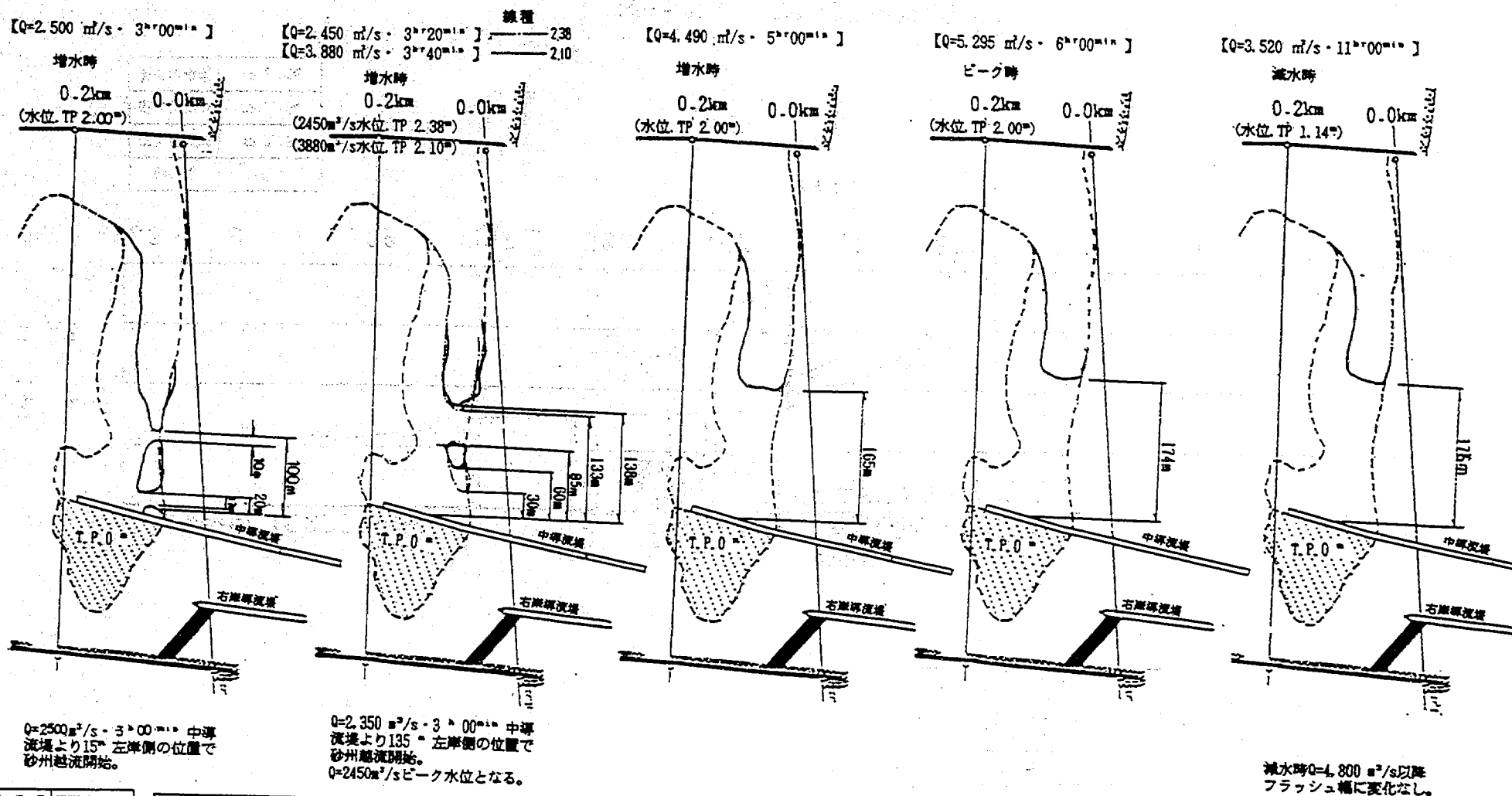


図-5.30 流況図(ピーク時)



實驗番号	横浜河道Ⅱ-4
設定流量	5.239 m ³ /s
設定潮位	TP 0.42 m
実験流量	5.295 m ³ /s
実験潮位	TP 0.36 m
河道形状	S&Z字河道
砂州形状	S&Z字形状 横浜埋立河川所

凡 例	
	砂州初期形状 フラッシュ 後形状

(0.2^hの下のカッコ書き数字は水位を示す。)

図-5.31.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図

箱 尺



実験番号	現況河道Ⅱ-4
設定流量	5.239 m ³ /s
設定潮位	TP 0.42 m
実験流量	5.295 m ³ /s
実験潮位	TP 0.36 m
河道形状	S62.3河道
砂州形状	S62.3形状 導流堤間掘削

線種	流量	時間	水位
——	通水前		TP
---	3.570 m ³ /s	4 ^h 20 ^{min}	2.12m
----	5.295 m ³ /s	5 ^h 44 ^{min}	2.00m
----	通水後		

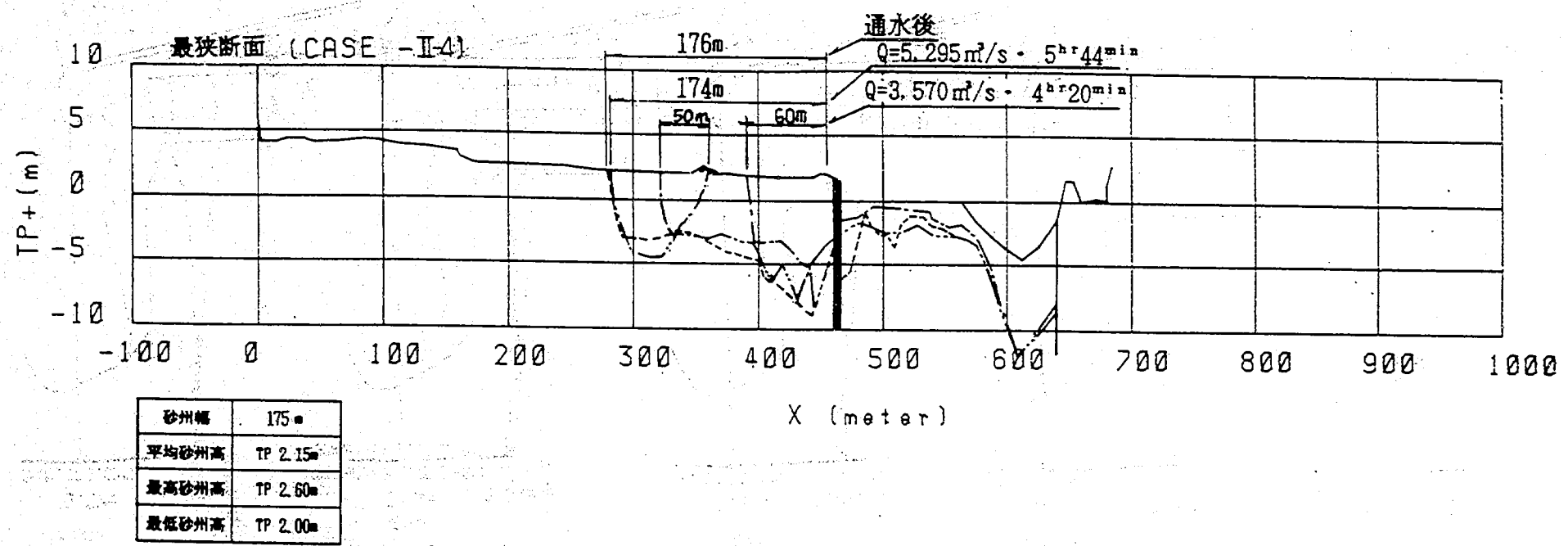


図-5.31.2 河口部横断形状時間変化図

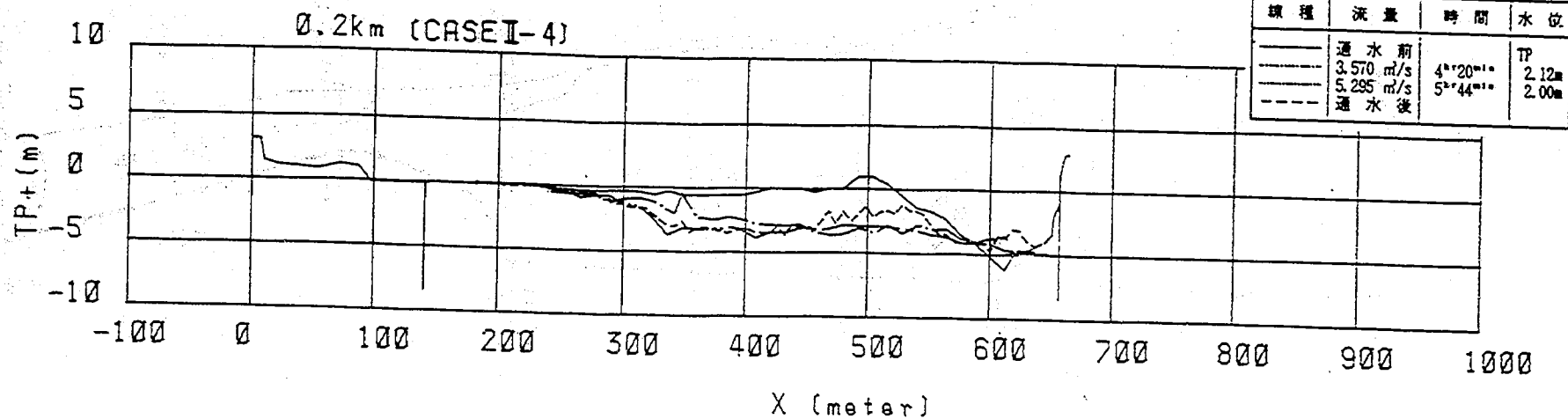
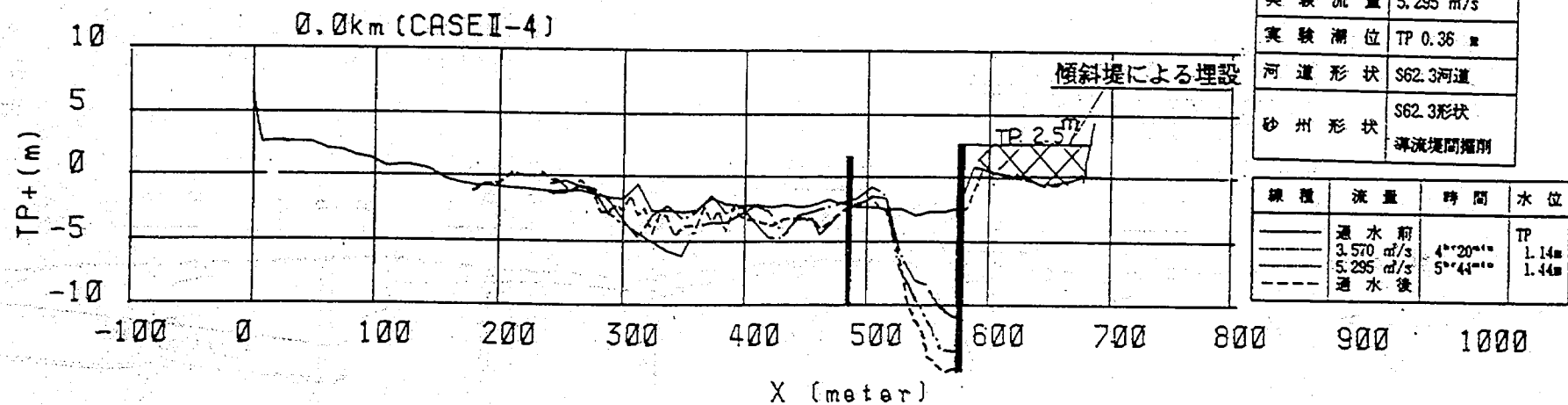


図-5.31.3 河口部横断形状時間変化図

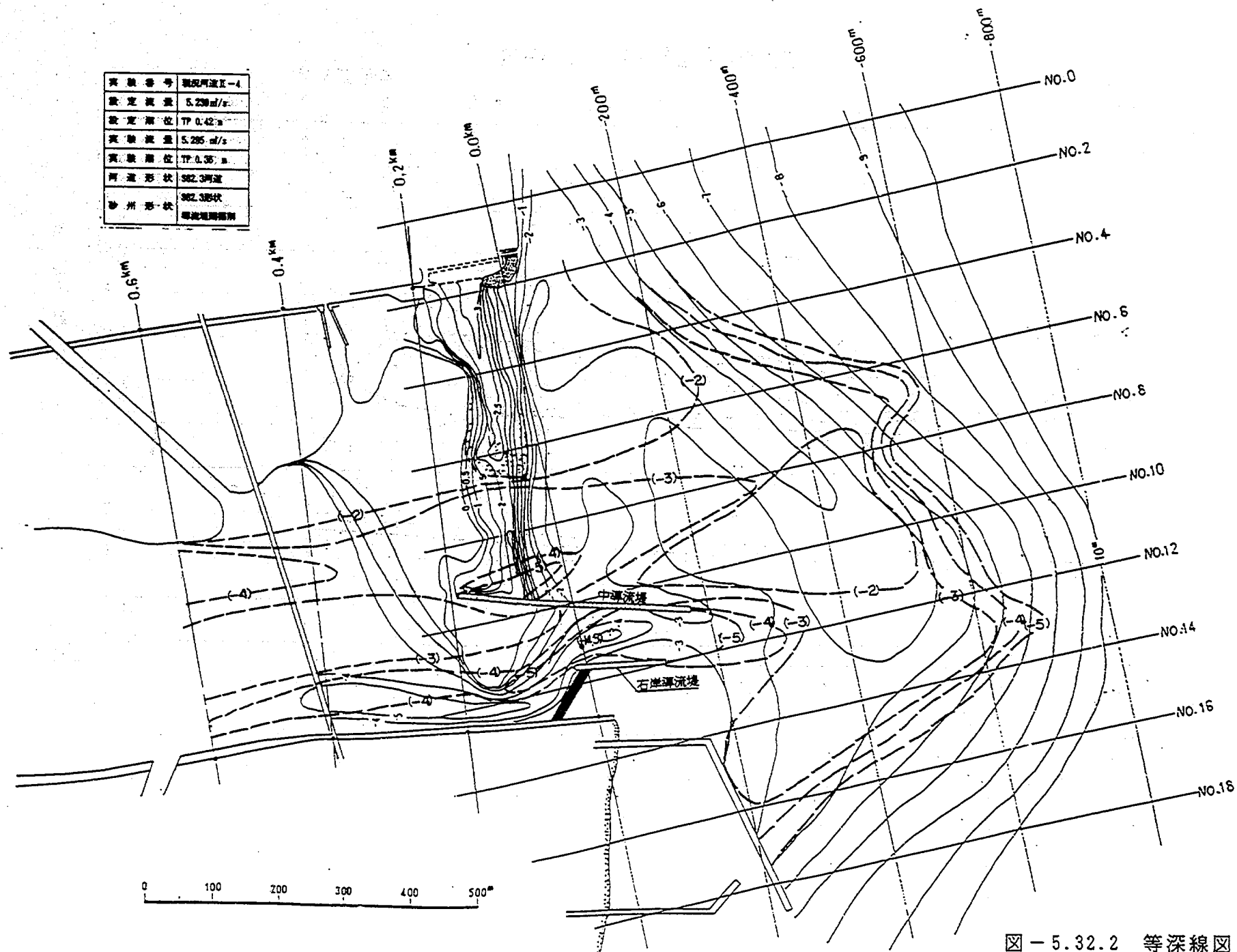


図-5.32.2 等深線図

(TP. m)

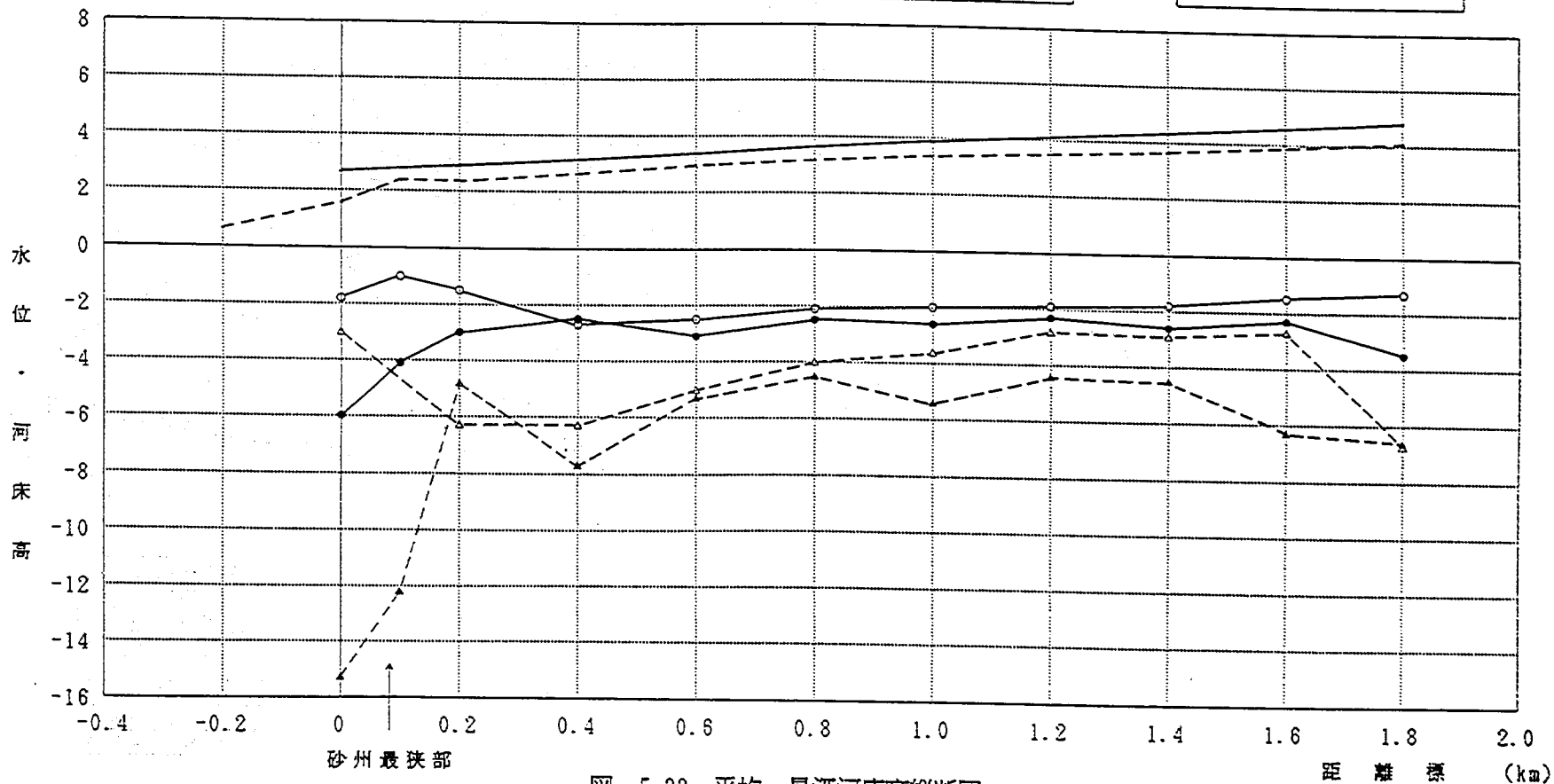


図-5.33 平均・最深河床高縦断面図

第6章 計画河道の水理特性に関する検討

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

第6章 計画河道の水理特性に関する検討

6.1 概 要

現況河道の実験結果を踏まえて、ここでは河道改修計画案における河口砂州のフラッシュ状況と流下能力等について検討するものである。なお、このときの導流堤形状の相違についてや外洋分港が及ぼす影響等についての検討も実施した。

6.2 計画河道の考え方

相模川の河道改修計画案は、河口砂州部も計画断面形とした河道を基本として立案されている。しかし、河口砂州は、波浪侵入や海岸侵食防止等のうえからも非常に重要であり、河口部を単に掘削してもその維持を含め、新たな種々の問題が発生する。

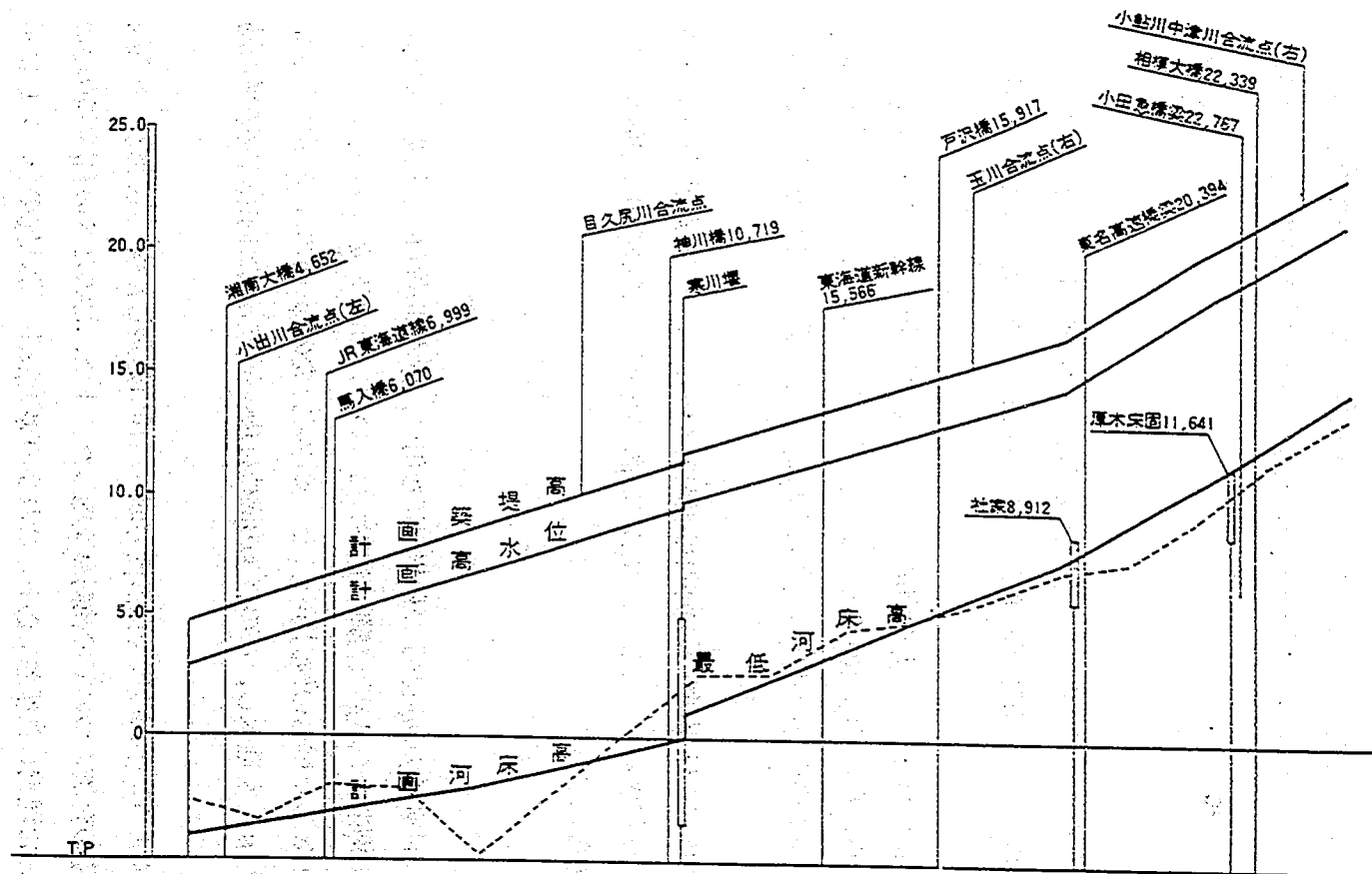
したがって、河口砂州を許容した河道改修を行った方が得策であり、とくに相模川河口部は、高潮堤が2.0km地点まで計画されていること。さらに高水計画上の0.0kmの出発水位がT.P. 2.68mであり、砂州高がT.P. 2.3m以下であれば、計画高水位以下で疎通可能であると考えられるので、現況の河口砂州を許容した河道としても問題はないと考えられる。

以上のような考え方にに基づき、ここでは河口砂州部付近の地形は現況のままとし、0.6km付近から上流を計画河道としたときの水理特性について検討することにした。なお、計画河道では、高水敷の利用面から冠水頻度を考慮した高水敷高の設定が求められている。

6.3 実験条件

計画河道に関する検討は、昭和62年3月測量の河道および砂州形状を用い、低水路法線形を現況のままとし、0.8kmより上流河道を計画河床高に掘削した状態（掘削河道案）について、および0.6km地点より上流河道を図-6.1に示すような計画断面形とした場合の検討を行った。実験は、先の図-5.3.1に示すような計画ハイドログラフ（ $Q_p = 7,800 \text{ m}^3/\text{s}$ ）を通水し、このときの潮位は現況河道実験と同様に朔望平均満潮位（T.P. 0.576m）とした。

なお、計画河道では、図-6.2に示すように中導流堤を河道内方向へ110m延長した案（不透過、天端高T.P. 1.0m）について、および外洋分港の有無についての検討も実施した。また、このときの右岸導流堤背後は、傾斜堤によってT.P. 2.5mの高さに埋設した状態である。これらの実験条件一覧は先の表-4.1に示したとおりである。



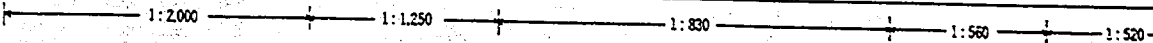
杆 抗	通 加 距 離	計 圖 河 床 高	計 圖 高 水 位	計 圖 築 堤 高	河 床 勾 配	水 面 勾 配
0.0	0.00	-4.00	2.60	4.60		
1.0	1.00	-3.50	3.60	5.60		
2.0	2.00	-3.00	5.00	7.00		
3.0	3.00	-2.50	6.20	8.20		
4.0	4.00	-2.00	7.00	9.00		
5.0	5.00	-1.20	8.20	10.20		
6.0	6.00	-0.40	8.80	10.80		
7.0	7.00	1.30	9.90	11.90		
8.0	8.00	2.50	10.80	12.80		
9.0	9.00	3.70	11.80	13.80		
10.0	10.00	5.00	12.70	14.70		
11.0	11.00	6.20	13.60	15.60		
12.0	12.00	7.40	14.50	16.50		
13.0	13.00	9.00	15.50	17.50		
14.0	14.00	10.50	17.30	19.30		
15.0	15.00	12.40	19.20	21.20		
16.0	16.00	14.30	21.50	23.50		

図-6.1.1 相模川縦断面図

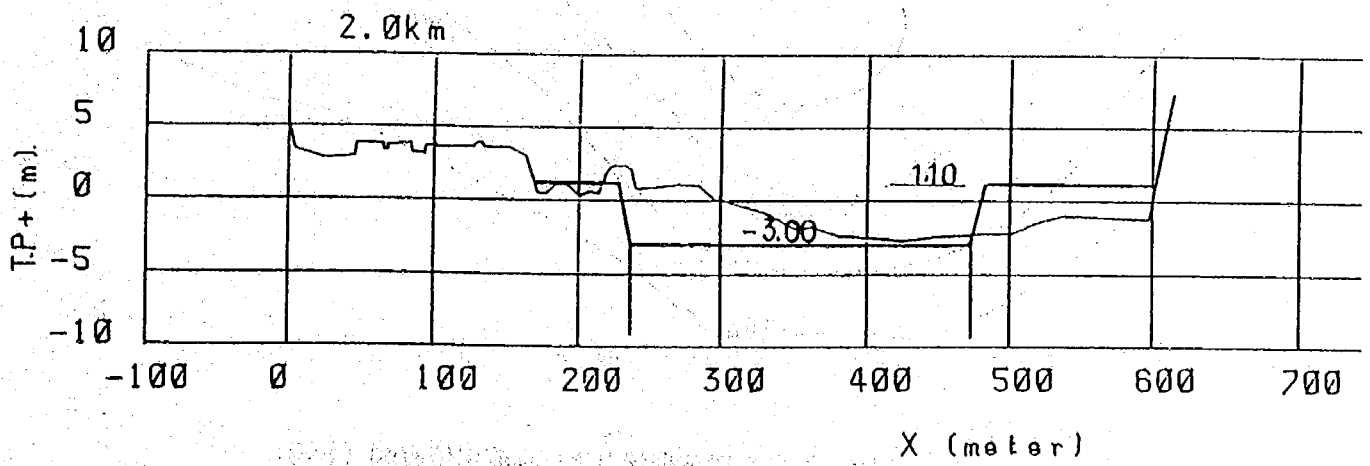
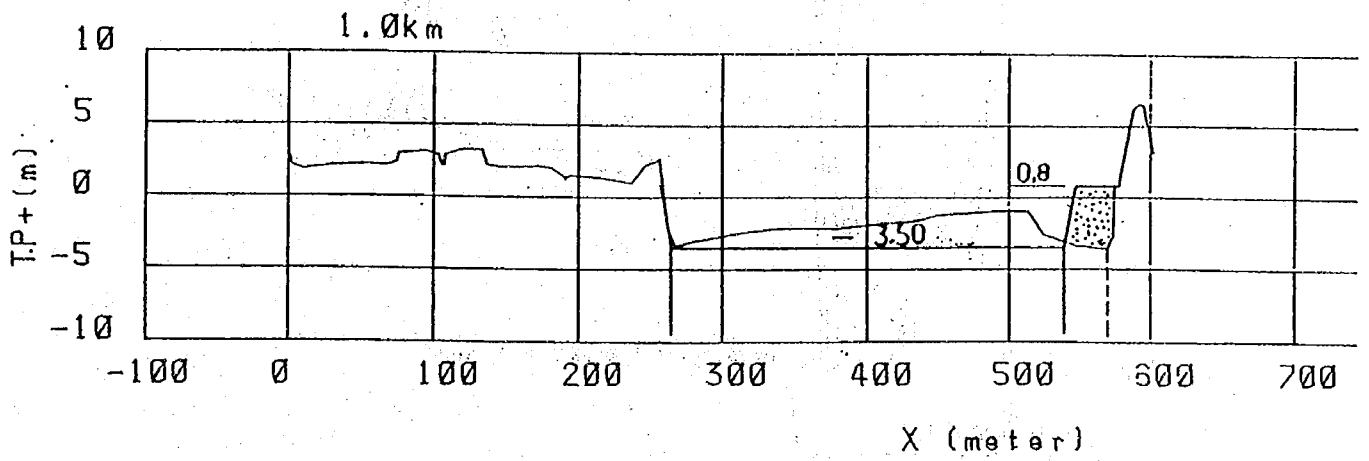
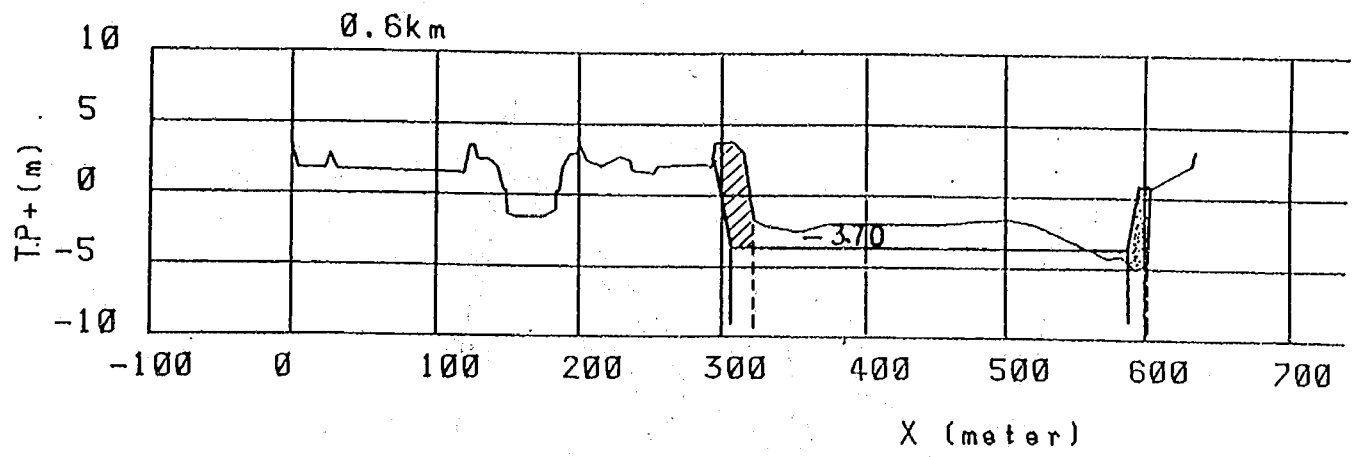


図-6.1.2 計画河道横断面

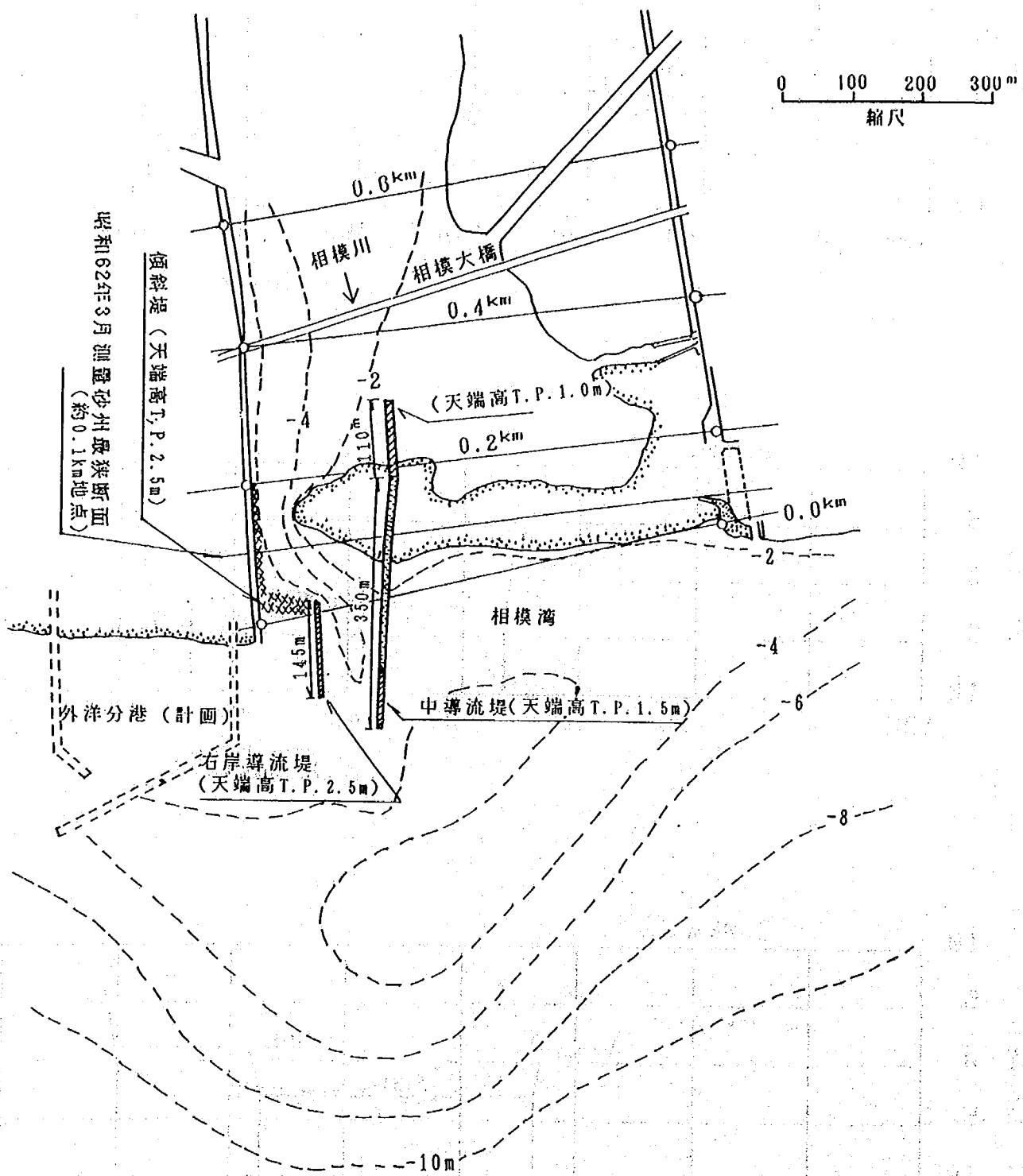


図-6.2 砂州形状および導流堤位置図(計画)

6.4 計画河道実験結果

6.4.1 ケースⅢ－１（掘削河道案の検討、 $Q_p = 7,800\text{m}^3/\text{s}$ ）

本実験は、0.6kmより下流河道を昭和62年3月測量の河道および河口砂州地形とし、0.8kmより上流河道は計画河床高まで掘削した形状案について検討したものである。

なお、中導流堤は下流端より80mを不透過導流堤とし、その上流270mは異型ブロックを並べた半不透過の状態の導流堤である（導流堤天端高は、検証実験と同様に基準高の違いからT.P. 2.5mとして実験を実施したケースである）。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図－6.3.1に、ピーク水位等の縦断図を図－6.3.2に示す。

通水開始後流量 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以下の継続時間が長いため、河口砂州上流側の水位は、中導流堤を乗り越えて張り出した砂州によって、堰上げられた状態となりT.P. 1.5m程度の高さで推移する。

流量が約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近に達すると最低砂州高（T.P. 2.0m）の地点から越流を開始し、急激に砂州のフラッシュが進行する、越流開始時間とそのときの流量に若干の差異が認められるが、先の現況河道実験のケースⅡ－１とほぼ同様な現象を示していた。

本ケースは、水位および流量の測定時間間隔の設定が長かったため、流量ピーク時の水位縦断は把握できなかったものの、河口砂州上流部のピーク水位については補完できていないデータとなっていしまった。河口部の初期条件がほぼ同一である先のケースⅡ－１から推察すると、砂州を越流する直後の水位はT.P. 2.1m前後で、中導流堤から左岸側の平均砂州高とほぼ同程度と考えられる。なお、1.0km付近より上流河道は、流量の増加とともに水位も上昇し、現況河道時と同様に流量ピーク時付近に水位ピークとなる。

水位縦断は、河口砂州の影響によって、流量ピーク以前が河口砂州直上流（0.2km）と海部間で水面勾配が大きく、反対に0.2km～0.6km間は緩やかとなる。これに対し、砂州フラッシュ後は水面勾配の急変も消滅し、上流河道の勾配とほぼ一様となっていた。なお、水位縦断図に示したように、砂州直上流のピーク水位（0.2km地点）は必ずしも明確ではないが、測定結果のなかではT.P. 2.25mが得られている。これは砂州フラッシュ領域の平均砂州高より0.2m程度高い結果となっている。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図－6.4に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図－6.5.1～6.5.3に示す。

本ケースは、低水路の法線形状は現況のままとし、0.8kmより上流河道を計画河床高まで掘削した、いわゆる計画河道への暫定的な処置を考慮した河道案の実験である。

計画河床高まで掘削し、横断方向に平坦な河道となったが、川幅 $B \approx 250\text{m}$ に対し、低水路内水深は $H = 4\text{m} \sim 4.5\text{m}$ であるから、 $B/H \approx 55 \sim 60$ で単列的な流れとなり、現状河道での滞筋の位置付近に沿って主流部が流下している。

流量が約 $4,500\text{m}^3/\text{s}$ 程度に達すると、1.2km付近の左岸高水敷への冠水が始まり、高水敷形状は現況と同一なため、流入水は滞留するのみであった。さらに、現況河道の実験結果と同様に、河口砂州フラッシュの進行とともに低水路内を主流が直進する傾向が強くなって、0.6km付近の左岸側が水衝部となる。なお、

同様に 1.4km～1.0km間右岸側、および左岸側の小出川合流部（0.5km）から下流の河口砂州間が死水域となる。

河口砂州部は、通水初期の流量 $3,500\text{m}^3/\text{s}$ 付近までは中導流堤右岸側に張り出していた砂州をフラッシュしていたが、流量 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近に達すると砂州上流の水位がT.P. 2.0mとなり、中導流堤より左岸側の最低砂州部位置（中導流堤から左岸方向約90m、砂州高T.P. 2.0m）付近から越流を開始する。その後流量の増加とともに急激に砂州のフラッシュが進行する。砂州開口幅は、流量ピーク時付近には約165mの開口幅となり、さらに減水時に約175mまで開口した。

海部への流出は、右岸導流堤背後が傾斜堤によって埋設した状態であるため、河道右岸側を直進してきた流れがここで導流堤間の中導流堤方向に曲げられ、この中導流堤先端付近に集中する。さらにこの中導流堤によって、今度は流れが右岸方向に向けられ、外洋分港側海部に広がる。ただし、この広がり幅が外洋分港まで到達していない。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図-6.6.1～図-6.6.2に、通水後の平均最深河床高縦断図を図-6.7に示す。

河道内の河床変動は、0.8kmより上流を計画河床高まで掘削したことにもよるが、流量約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近までは河口砂州による堰上げの影響もあって、その変動が少ない。しかし、河口砂州フラッシュの進行とともに、河道内の掃流力が増大する。

実験は上流からの給砂を行わず、模型上流端の2.0km～1.6km間は補給砂区間としていることから河床低下がとくに著しい。1.2km～0.8km間は平均河床高が通水前とほとんど変化がなく、また現況河道とほぼ同じ位置付近に滞筋が形成されている。

0.6kmより下流河道は、現況河道であるため、左岸側で全体に河床低下傾向となり、さらに河口部の0.2km～0.0km間付近右岸沿い、および0kmから下流の導流堤間も流れの集中によって、5.0m以上の洗掘が生じている。

河口砂州河口部は、約T.P. -5.0mまで洗掘され、その開口幅は先に述べたように約175mに達している。これまでも述べたように、これは上流左岸側高水敷の延長線上付近までの開口幅である。海部は、導流堤間側と砂州開口部側に分れて沖合約800m付近まで堆積している。

6.4.2 ケースⅢ-2（0.6kmより上流河道計画断面形の検討、 $Q_p = 7,800\text{m}^3/\text{s}$ ）

本実験は、0.4kmより下流を昭和62年3月測量河道および河口砂州地形とし、0.6kmより上流河道を河道改修計画案の断面形としたときの水理現象および砂州フラッシュ状況等について検討したものである。なお、中導流堤を乗り越えて導流堤間河道に張り出している河口砂州のT.P. 0m以上の領域を掘削し、かつ中導流堤は、現河道形状と同じように全長350mを不透過構造とし、天端高T.P. 1.5mとした。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図-6.8.1に、ピーク水位等の縦断図を図-6.8.2に示す。

流量が約 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 程度に達すると、水位はほぼフラッシュ領域の平均砂州高（T.P. 2.05m）まで上昇

し、急激に砂州フラッシュが進行する。これまでのケースと同様に 1.0kmより上流河道は、ほぼ流量ピーク時に水位ピークとなり、0.6km付近から河口砂州部にかけては、河口砂州越流直後付近に水位ピークとなる。その後、砂州フラッシュが進行するとともに水位が一旦低下し、さらに流量の増加とともに再び水位が上昇する。なお、本ケースの砂州直上流（0.2km）の水位がT.P. 2.0mに達する流量は、約 3,000m³/s 付近であったが、先のケースⅢ-1 は水位測定時間の問題もあって、本ケースの導流堤内に張り出した砂州掘削による影響の差異は明確ではなかった。

いっぽう、水位縦断も流量ピーク時以前は河口砂州の影響で砂州直上流（0.2km）と海部間で水面勾配が大きく、反対に 0.2km～0.6kmは水面勾配が緩やかとなる。これに対し、砂州フラッシュが進行すると上流河道の水面勾配とほぼ同じとなる。

実験結果のピーク水位は、計画高水位（H.W.L.）より 0.6m～0.8m低く、このH.W.L.の勾配とほぼ同一となる。また、砂州直上流のピーク水位（0.2km地点）はT.P. 2.35m前後で、砂州フラッシュ領域の平均砂州高より約 0.3m高い結果である。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図-6.9 に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図-6.10.1～6.10.3に示す。

0.6kmより上流を計画断面形としたにもかかわらず、通水初期における増水時の主流部は、現況河道時と同様に 1.6km付近より上流が右岸寄りにあり、その後 1.0km付近の左岸側へと向う。0.6km付近から下流は、河口砂州の影響を大きく受け、主流が左岸から右岸方向へと向い、0.2km～0.0km間付近の右岸側への流れが集中する。また、計画断面形となったことによって、1.4km付近から下流右岸側の死水域が消滅し、死水域は左岸側の小出川合流部（0.5km）から下流の河口砂州間のみに発生する。

高水敷への冠水は、先のケースⅢ-1 と同様に 1.2km付近左岸側で流量約 4,500m³/s 程度から始まる。さらに、河口砂州フラッシュの進行とともに、主流が低水路内を直進する傾向が強くなるが、計画断面形河道として左岸低水路法線を整正したことにより、0.6km付近の左岸側の水衝部が緩和されていた。

河口砂州部は、流量が約 2,200m³/s に達すると、砂州上流側水位が約T.P. 2.0mとなり、中導流堤から左岸側の最低砂州部位置（中導流堤から左岸方向へ約90m、砂州高T.P. 2.0m）より越流を開始する。なお、本ケースは中導流堤から右岸側の導流堤間に張り出していた砂州のT.P. 0m以上を掘削したため、ケースⅢ-1 に比べて導流堤間の河積が大きく、したがって流下能力が増大したことから、砂州越流直後付近の砂州フラッシュの進行が遅いように見受けられた。流量が約 3,500m³/s に達すると、砂州上流側水位がほぼピーク（T.P. 2.15m）となり急激に砂州フラッシュが進行する。流量約 7,000m³/s 付近には、河口幅が中導流堤から約 165mに達する。その後ピーク時に約 170mの開口幅となり、さらに減水時 175mまで開口した。

海部への流出状況は、これまでと同様に右岸導流堤背後が傾斜堤により埋設した状態であるため、河道右岸側を直進してきた流れが導流堤間の中導流堤方向に曲げられ、中導流堤先端付近に集中する。この中導流堤先端付近に集中した流れは、ここから右岸方向に向けられ、外洋分港海部に広がる。ただし、この右岸側への広がり幅は、外洋分港までは到達していない。以上の結果は、現況河道での河口部の条件がほとんど

同一なケースⅡ-2とほぼ同様な現象を示していた。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図-6.11.1~6.11.2に、通水後の平均最深河床高縦断面図を図-6.12に示す。

0.6kmより上流河道を計画断面形としたが、河道内の河床変動は先のケースⅢ-1とほとんど同様に、河口砂州フラッシュが始まる直前までは、砂州による堰上げの影響もあって変動が少ない。しかし、河口砂州フラッシュの進行とともに河道内の掃流力が増大してその変動も急増する。本ケースは低水路法線形が整正されたことによって、模型上流端から1.4km区間での変動量が先のケースⅢ-1に比べて小さく、その結果1.2km~0.6km区間の横断方向の変動量も少ない。なお、本ケースは0.6km地点まで計画断面形とした効果もかなり大きいようである。前ケースと同様に0.4km~0.2km間は、左岸側で全体に河床低下が生じ、さらに河口部の0.2km~0.0km付近右岸沿い、および0kmから下流導流堤間も、流れの集中によって約5.0m以上の洗掘が生じている。

河口砂州部は約T.P. -5.0mまで洗掘され、その開口幅は先に述べたように約175mに達している。この開口幅は、左岸側高水敷のほぼ延長線上位置となっている。

海部は河口砂州のフラッシュおよび河道から流出した土砂が、沖合800m付近まで舌状に堆積している。この堆積形状によると、右岸側外洋分港が土砂堆積に影響は及ぼしていないようである。

6.4.3 ケースⅢ-3 (計画河道、導流堤延長案の検討, $Q_p = 7,800\text{m}^3/\text{s}$)

本実験は、ケースⅢ-2に対し、中導流堤を上流へ110m(天端高T.P. 1.0m)延長したときの砂州フラッシュ状況等について検討したものである。なお、この中導流堤は、砂州フラッシュ後の流向にほぼ一致するような方向とした。河道部形状は、ケースⅢ-2と同様に0.6kmまでは計画河道とし、河口部、海部の条件もすべて同じである。

(1) 水位について

実験結果の各断面の水位時間変化図を図-6.13.1に、ピーク水位等の縦断面図を図-6.13.2に示す。

導流堤を延長したため、0.3kmから0.2km間左岸側の流水は、通水初期から砂州越流直前の流量約 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近までの間滞留し、延長した中導流堤(T.P. 1.0m)上を越流して右岸導流堤間に流入する。流量が $3,500\text{m}^3/\text{s}$ に達すると、水位は最低砂州高と同じT.P. 2.0mまで上昇し、その地点(中導流堤から左岸方向へ約90m, 砂州高T.P. 2.0m)から越流を開始し、急激に砂州フラッシュが進行する。その後砂州フラッシュの進行とともに水位が一旦低下し、さらに流量の増加とともに再び水位が上昇する。このような現象はこれまでのケースとほぼ同様に、導流堤の延長によってピーク水位とその発生流量等に大きな差異は生じないようである。また、1.0kmより上流河道についても、これまでの実験と同様にほぼ流量ピーク時付近が水位ピークとなっている。

いっぽう、水位縦断についても増水時の砂州フラッシュが進行する前は、河口砂州直上流と海部間で水面勾配が大きく、反対に0.2kmより上流は、砂州の影響により水面勾配が緩やかとなる。これに対し、砂州フラッシュ後は、ほぼ一様勾配となる。なお、実験結果の砂州直上流のピーク水位(0.2km地点)は、T.P.

2.1m前後であり、ケースⅢ－1と同様に砂州フラッシュ領域の平均河床高（T.P.2.05m）より若干高い程度である。

(2) 流況について

実験結果の流況図を図－6.14に、河口砂州フラッシュ状況の平面および横断図を図－6.15.1～6.15.3に示す。

0.4km付近から上流河道における増水時の主流部位置、左岸高水敷への冠水開始流量とその位置等の現象は、先のケースⅢ－2とほとんど同じである。0.4kmより下流は、導流堤の延長により、河口砂州を越流開始する流量（約 $3,500\text{m}^3/\text{s}$ ）までの間、中導流と河口砂州で囲まれた領域が死水域となり、延長した中導流堤天端（T.P. 1.0m）を越流して右岸側に流下し、導流堤間を経て海部へ流出している。

流量が約 $3,500\text{m}^3/\text{s}$ に達すると、河口砂州の越流を開始し、流量の増加とともに砂州フラッシュが進行し、上流河道の低水路内左岸側の流れが直進する傾向を強めていた。左岸高水敷への冠水は、流量約 $4,500\text{m}^3/\text{s}$ で始まり、1.2km付近から流入しその下流は低水路肩に沿って高くなっているため、滞留するのみであった。また、現況河道で観察された0.6km付近左岸側の水衝部は、低水路法線形の整正により緩和されているが、小出川合流部（0.5km）より下流河口砂州間には剥離渦が生じ、死水域となっている。

河口砂州部は、先に述べていたように砂州越流の直前までは延長した中導流堤部分（天端高T.P. 1.0m）を越流して、中導流の右岸側へ流れる。しかし、砂州フラッシュの進行とともに、中導流堤左岸側の水位が低下すると、今度は逆に中導流堤右岸側より、左岸側へ越流して中導流堤沿いを流下していた。この結果、砂州開口部で深さ方向の侵食が大きくなり、開口幅がピーク流量に110m、減水時に135mと先のケースⅢ－2に比べて小さい。なお、延長した中導流堤は、流向に合わせて既設導流堤に曲げて接続したため、導流堤左岸際が遮蔽域となり、砂州がフラッシュされずに若干残ってしまった。

海部への流出状況は、0.2km～0.0km間付近右岸堤防沿いに集中した流れが傾斜堤に沿って導流堤間に流入し、その後中導流堤先端付近に集中する。中導流堤先端付近に集中した流れは、ここから右岸方向に向けられ、外洋分港側海部方向に広がる。

(3) 河床変動状況について

実験結果の河床変動平面図および河口部等深線図を図－6.16.1～6.16.2に、通水後の平均最深河床高縦断図を図－6.17に示す。

流量約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近までの河床変動状況は、河口砂州の影響もあってかなり少ない。しかし、河口砂州フラッシュの進行とともに、河道内の掃流力が増大し、全体に河床低下傾向となるものの、その変動量は概して小さい。また、現況河道で水衝部となっていた0.6km付近左岸低水護岸沿いの洗掘も、計画河道になったことによってかなり軽減されている。

0.4kmより下流の河口砂州部にかけては、この河口砂州のフラッシュに伴って左岸側で洗掘が生じ、約T.P.-5.0m前後の河床高まで低下する。また、中導流堤から右岸側は、海側に向って導流堤間幅が狭くなり、そのうえ右岸導流堤背後が埋設されているため、導流堤間で流路幅が急縮状態となる。このため0.1km～0.0km間付近の右岸沿いに局所洗掘が生ずる（約T.P.-5.0m～T.P.-6.0m）。さらに、この下流の導流堤間の右岸寄りに最大洗掘深は、約T.P.-13.0mにも達する結果となった。このような洗掘は、これまでも

述べていたように出水後の波浪や小洪水によって短期間に埋め戻されてしまうので、実際はそのまま残ることとはほとんどないと考えられる。

河口砂州開口部は、先の流況で述べたように、中導流堤を河道内へ延長したことによって、その開口幅（約 135m）が若干狭かった。しかし、その河床高は最大約 T.P. -10.0m 付近まで達し、減水時に埋め戻るものの、通水後は約 T.P. -6.0m の洗掘となっていた。なお海部の堆積状況は先のケースⅢ-2 と大きな違いは見られなかった。

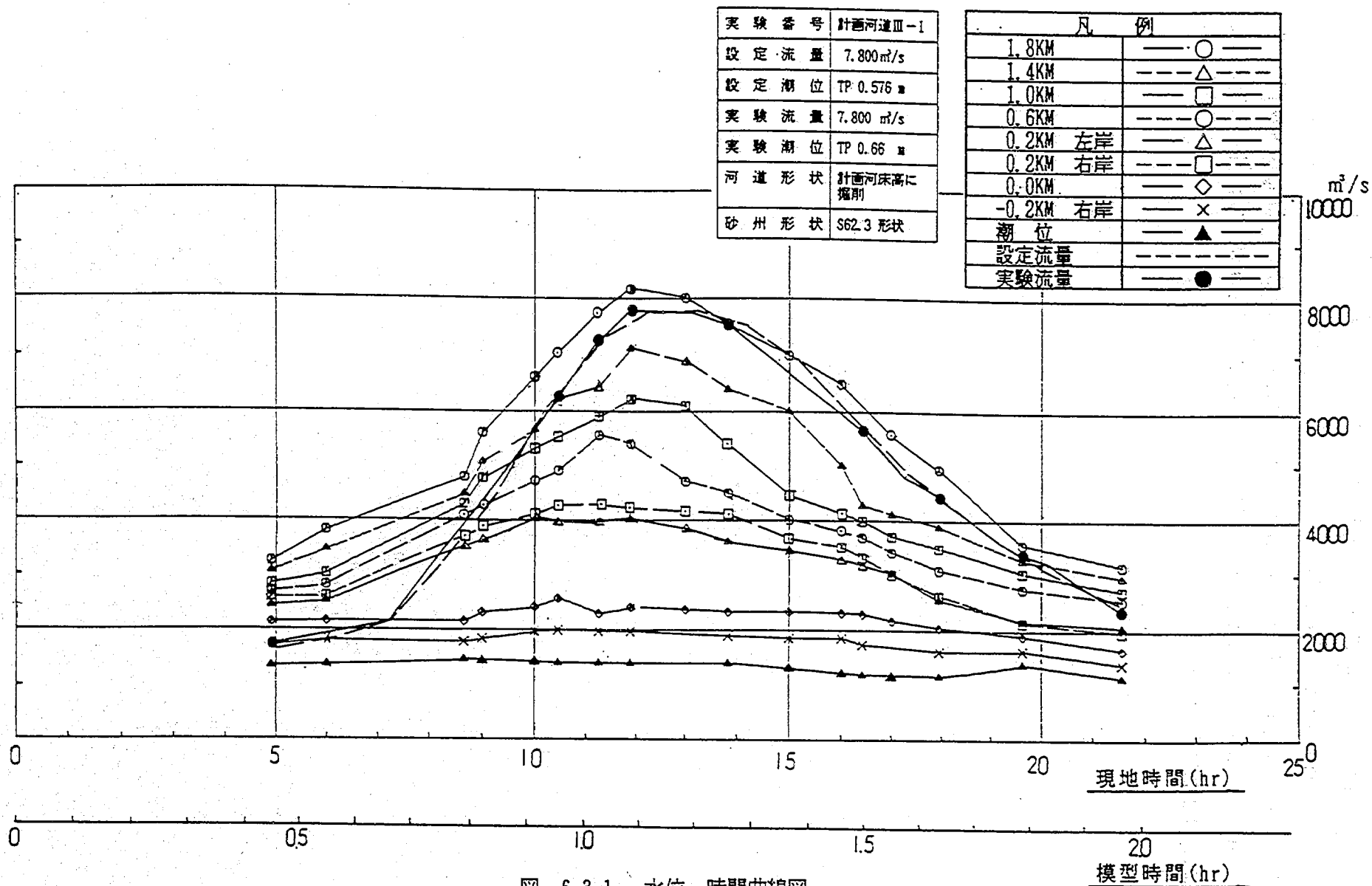
6.5 実験結果のまとめ

- (1) 計画河道における河口部の流下能力は、現況河道時と同様に河口砂州形状とその砂州高によってほぼ決まっており、この河口部の水位は中導流堤左岸側の砂州を越流した直後付近にピークとなる結果が得られた。
- (2) 砂州上流のピーク水位は、同様に砂州の開口する領域の平均砂州高より 0.3m の高さ以下で砂州のフラッシュが進行してしまい、それ以上の水位上昇は生じないことが明らかとなった。
- (3) 計画河道時においても、河口部の砂州形状、砂州高が現況河道と同一なため、河口部でピーク水位の発生する流量は、同様に約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近となる結果が得られた。また、導流堤延長によるこれらの差異も見られなかった。
- (4) 計画河道時の河道内における高水数の冠水は、1.2km 付近左岸側で約 $4,500\text{m}^3/\text{s}$ から、1.8km 付近右岸側で約 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ から生ずる。
- (5) 河道内の流況は、中導流堤から左岸側の砂州フラッシュの進行とともに、流れが直進する傾向となる。低水路法線形が計画の場合、低水路内をほぼ一様に流下し、現況河道で水衝部となっていた 0.6km 付近左岸の洗掘が緩和される結果が得られた。なお、流量ピーク時付近における主流部の流速は、河道内および開口後の砂州部付近とも約 $3.0\text{m}/\text{s}$ 前後であり、河道内は現況時より若干軽減されている。
- (6) 右岸導流堤背後が埋設されている場合、現況河道時と同様に 0.2km～0.0km 間付近右岸側に集中した流れが中導流堤先端付近に向かい、ここでさらに海部の右岸方向へ広がる傾向となる。
- (7) 河床変動は、流量が約 $5,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると河道内の土砂移動が急増して河床低下傾向となる。しかし、現況河道に比して河積が増大するため、河床変動はかなり軽減する結果が得られた。
- (8) 中導流堤から左岸側の砂州開口幅は、導流堤を河道内に延長したときは若干狭い結果となったが、現況河道と同様にほぼ上流左岸側高水数の延長線上まで開口する結果が得られた。
- (9) 海部への流出状況は、中導流堤先端付近に集中した流れが右岸方向へ向けられる。しかし、いずれもその流れは外洋分港まで到達しておらず、外洋分港の建設による流れへの影響はほとんどないと考えられる。
- (10) 中導流堤の延長によって、河口砂州開口幅はむしろ狭くなり、また河口部のピーク水位とそのときの流量変化等の効果は得られないようである。よって、流下能力を促すような効果は少ないことから、中導流堤の長さは現況のままでとくに延長する必要はないと考えられる。
- (11) 計画河道時においても河口部の水位は、河口砂州高によって左右される。よって、この河口部水位

は、現況河道時と同様に中導流堤左岸側の河口砂州のフラッシュされる領域（約 175m）の平均砂州高に 0.5mを加えた高さまで上昇する可能性のあることを考慮した判断が必要と考えられる。

- (12) 以上の結果より、計画河道時も現況と同様に、中導流堤から左岸側の砂州開口領域の平均砂州高が T.P. 2.3m以下であれば、計画高水位以下で疎通可能であると判断される。これ以上の砂州高となった場合は維持掘削が必要である。

T. P5^{III}



(TP.m)

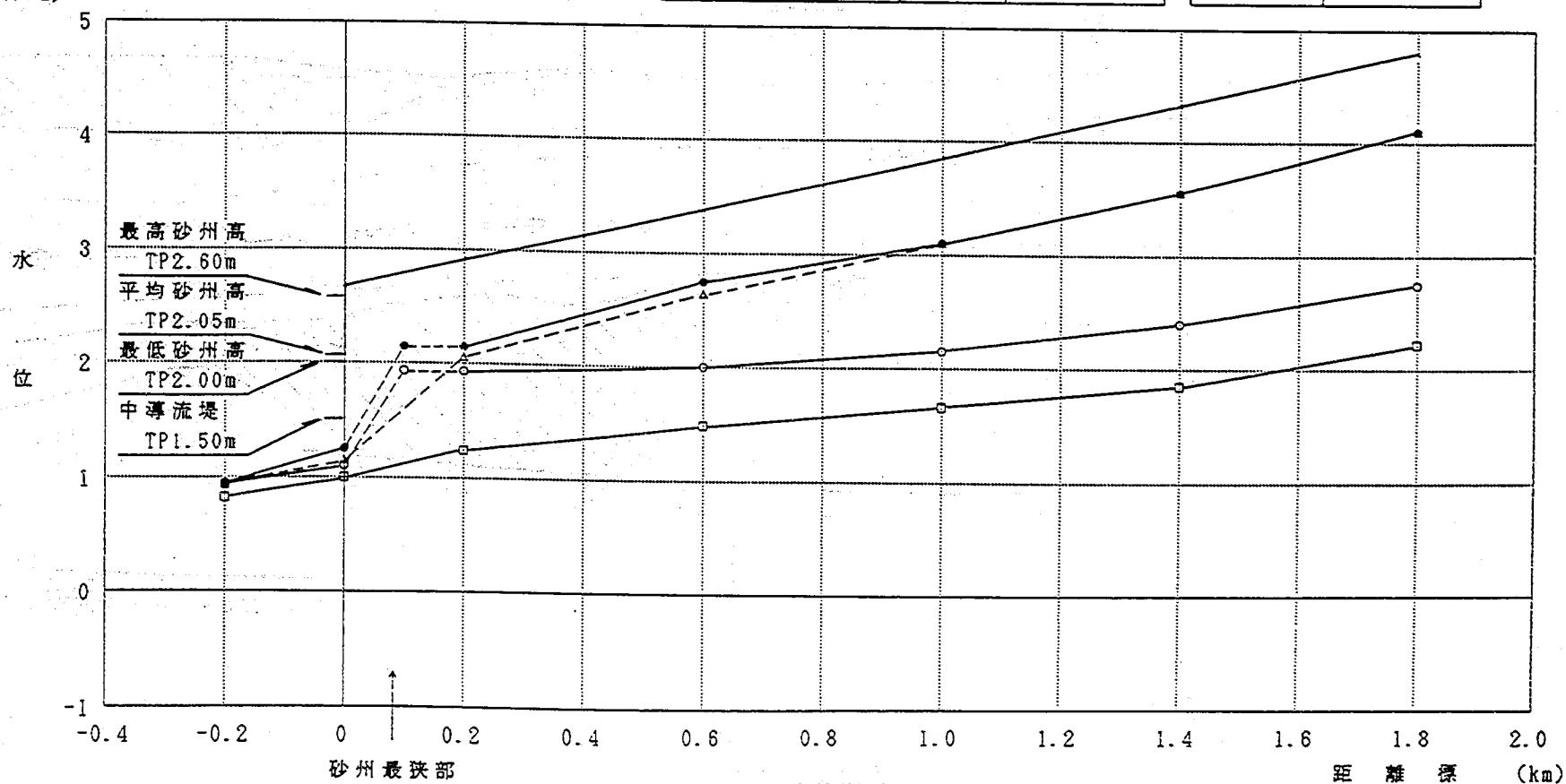


図-6.3.2 水位縦断面図

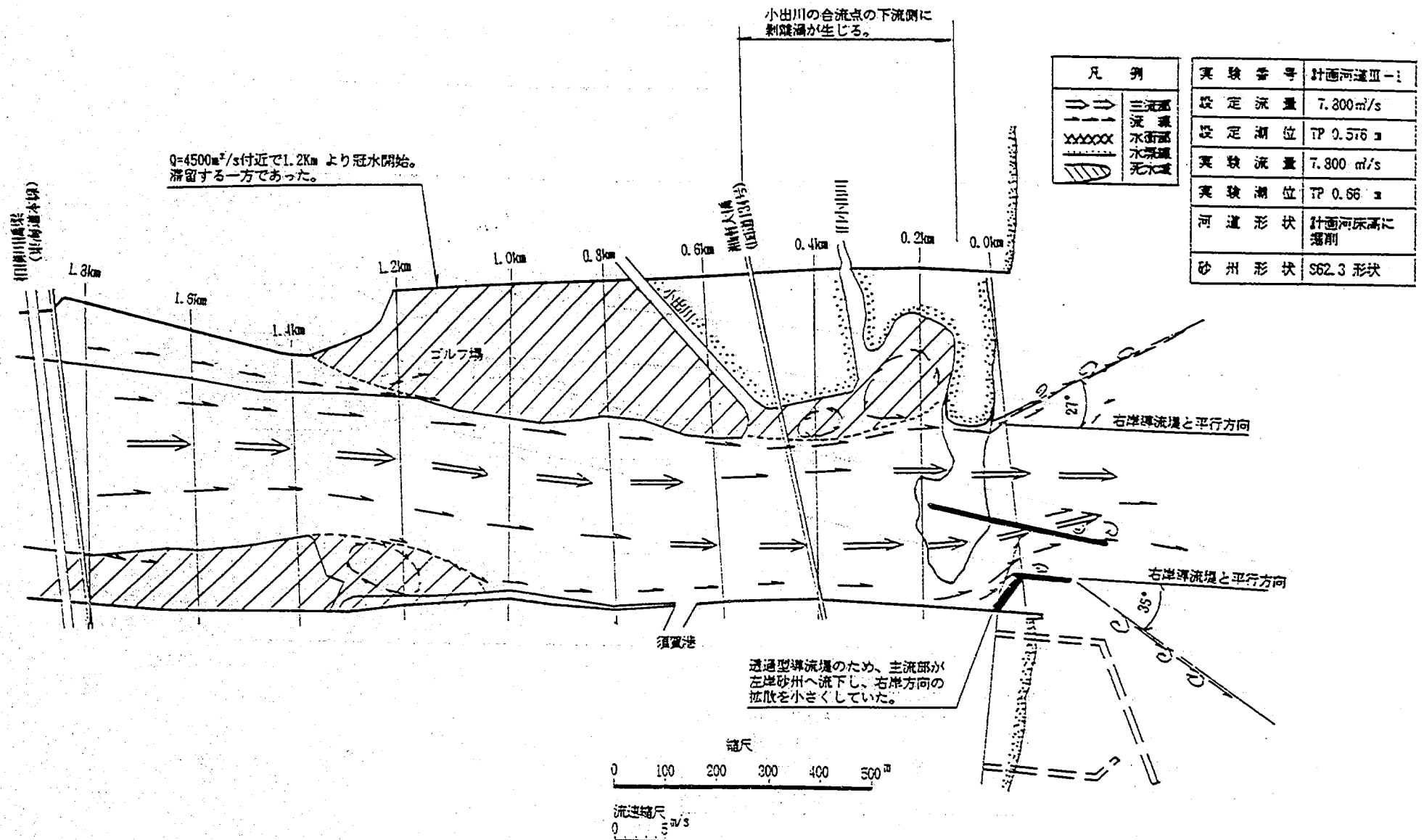
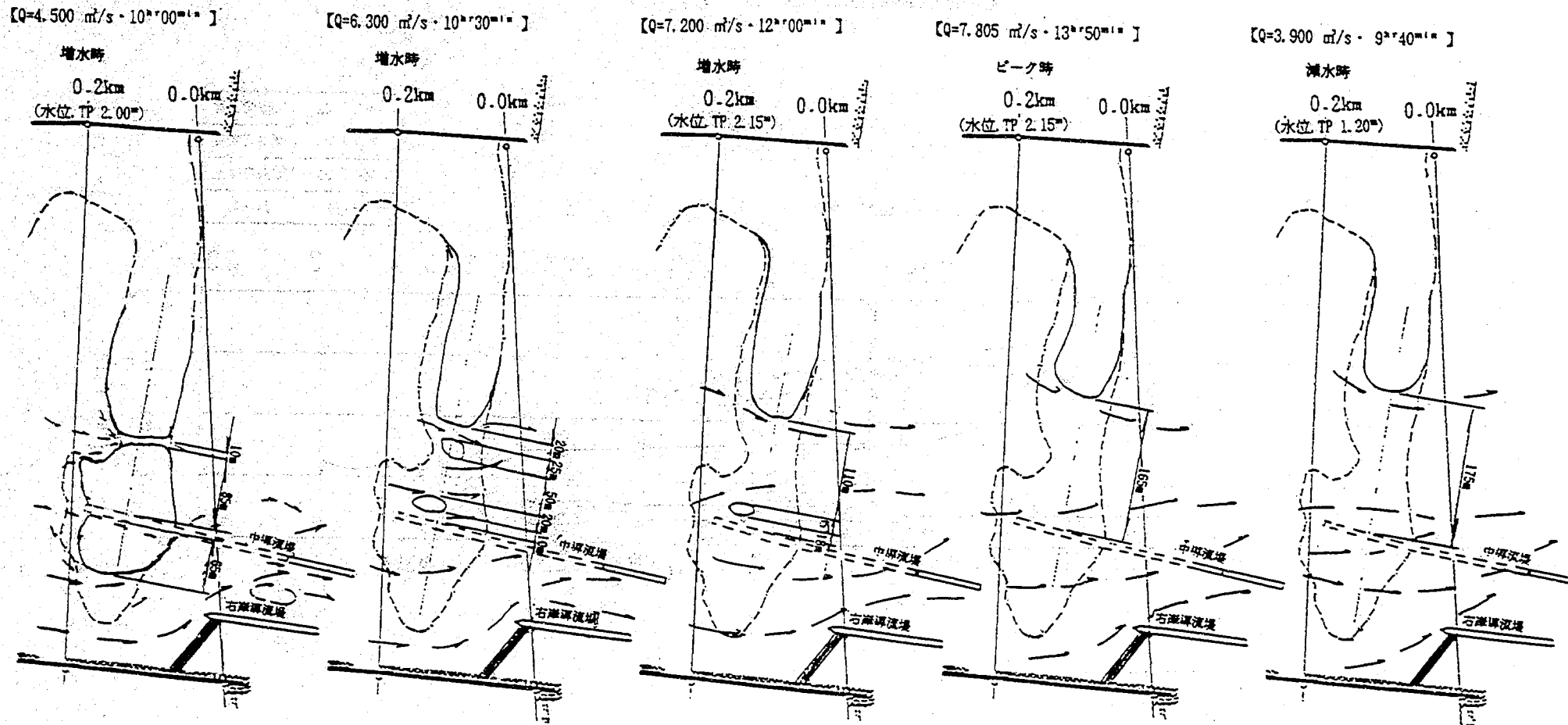


図-6.4 流況図(ピーク時)



越流を開始する。

河口で最高水位に達する。
(TP 2.20")

$Q=4000 \text{ m}^3/\text{s}$ 以降フラッシュ幅に変化なし。

河川番号	計画河道Ⅲ-1
設定流量	7,900 m^3/s
設定水位	TP 0.575 m
実験流量	7,300 m^3/s
実験水位	TP 0.66 m
河道形状	計画河道高に 従順
砂州形状	SS2.3 形状

凡 例	
	流 線
	砂州初期形状
	フラッシュ後形状

(0.2°の下のカッコ書き数字は水位を示す。)

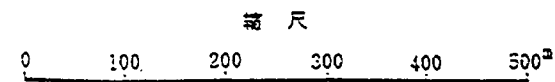
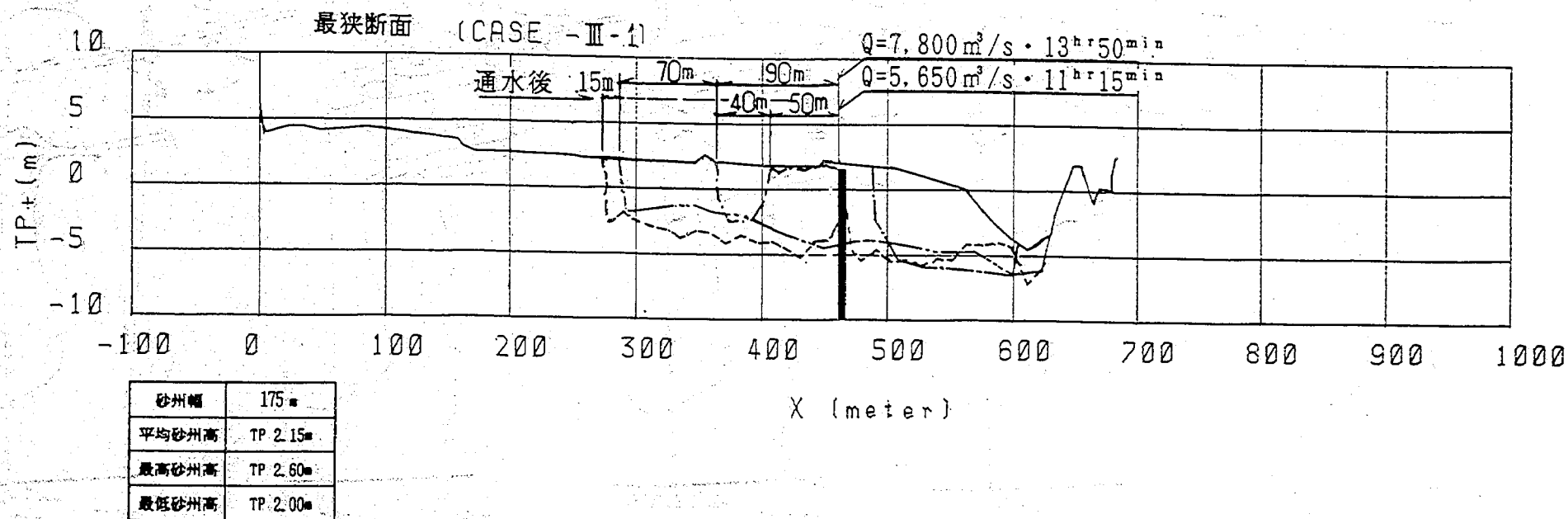


図-6.5.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図



線種	流量	時間	水位
——	通水前		TP
----	5,650 m³/s	11 ^h 15 ^{min}	2.25m
----	7,800 m³/s	13 ^h 50 ^{min}	2.15m
----	通水後		

実験番号	計画河道Ⅲ-1
設定流量	7,800 m³/s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7,800 m³/s
実験潮位	TP 0.66 m
河道形状	計画河床高に掘削
砂州形状	S62.3 形状

図-6.5.2 河口部横断形状時間変化図

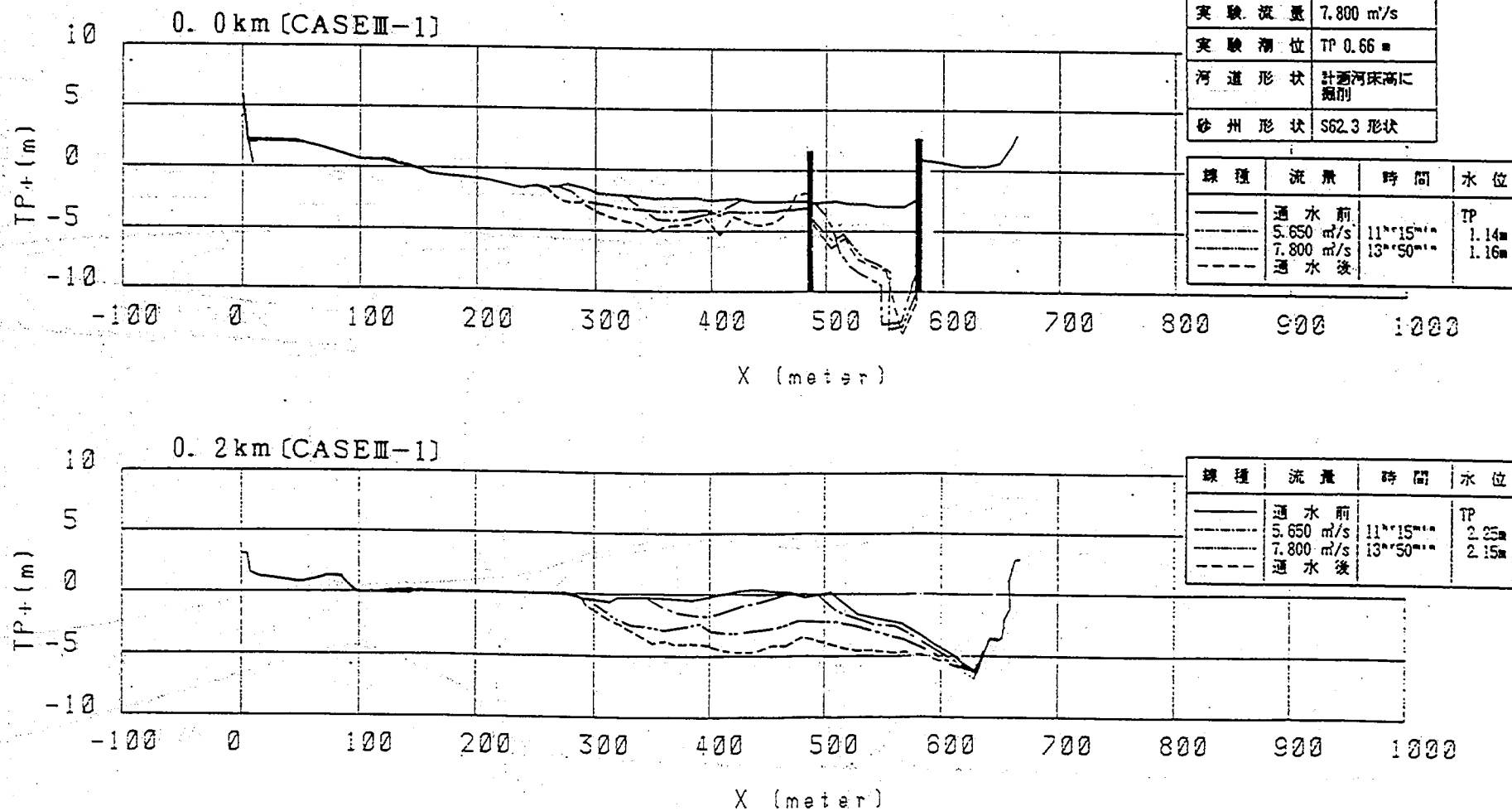


図-6.5.3 河口部横断形状時間変化図

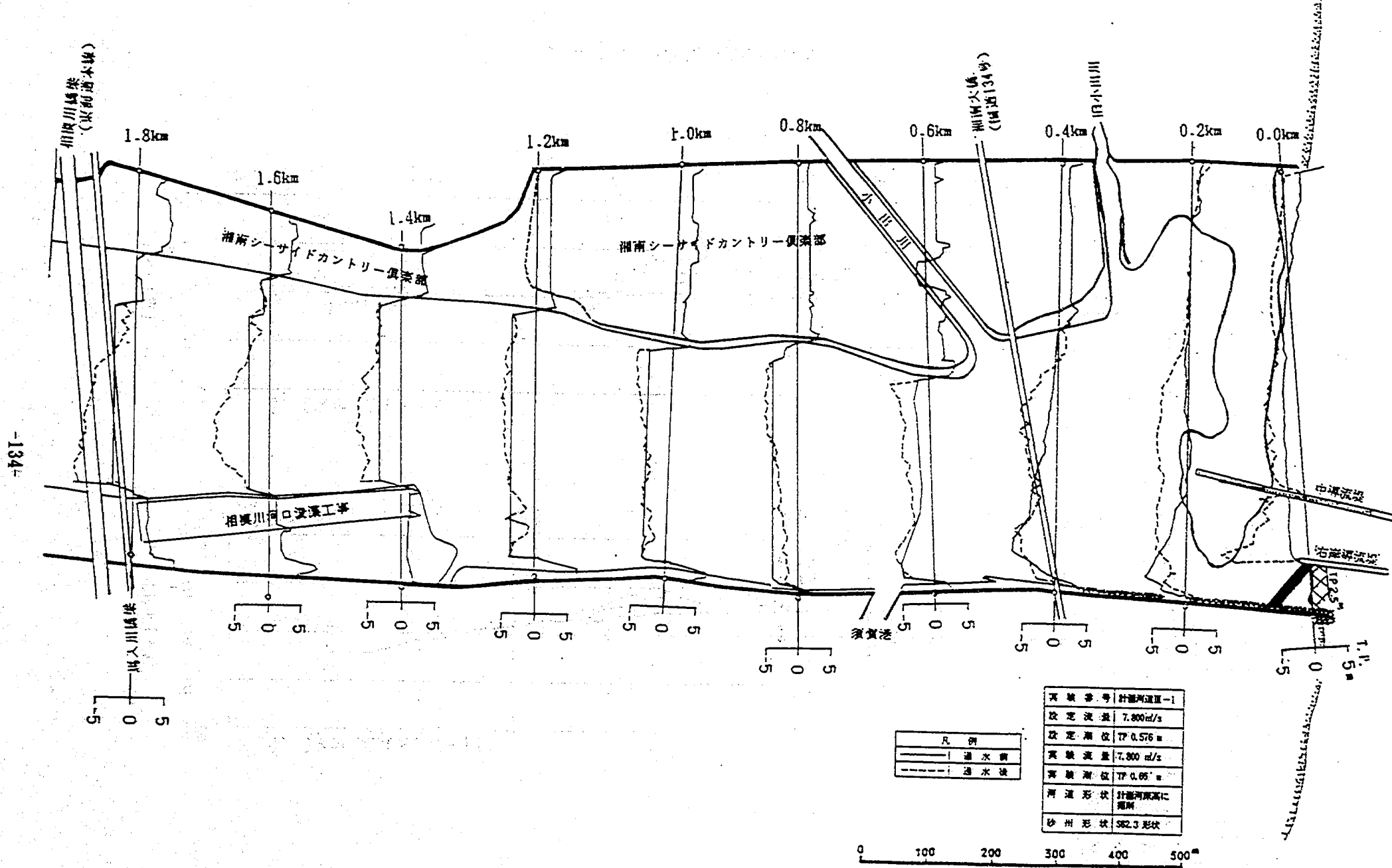


図-6.6.1 河床変動平面図

実験番号	計画河道Ⅰ-1
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7.800 m ³ /s
実験潮位	TP 0.66 m
河道形状	計画河原高に 適用
砂州形状	382.3 形状

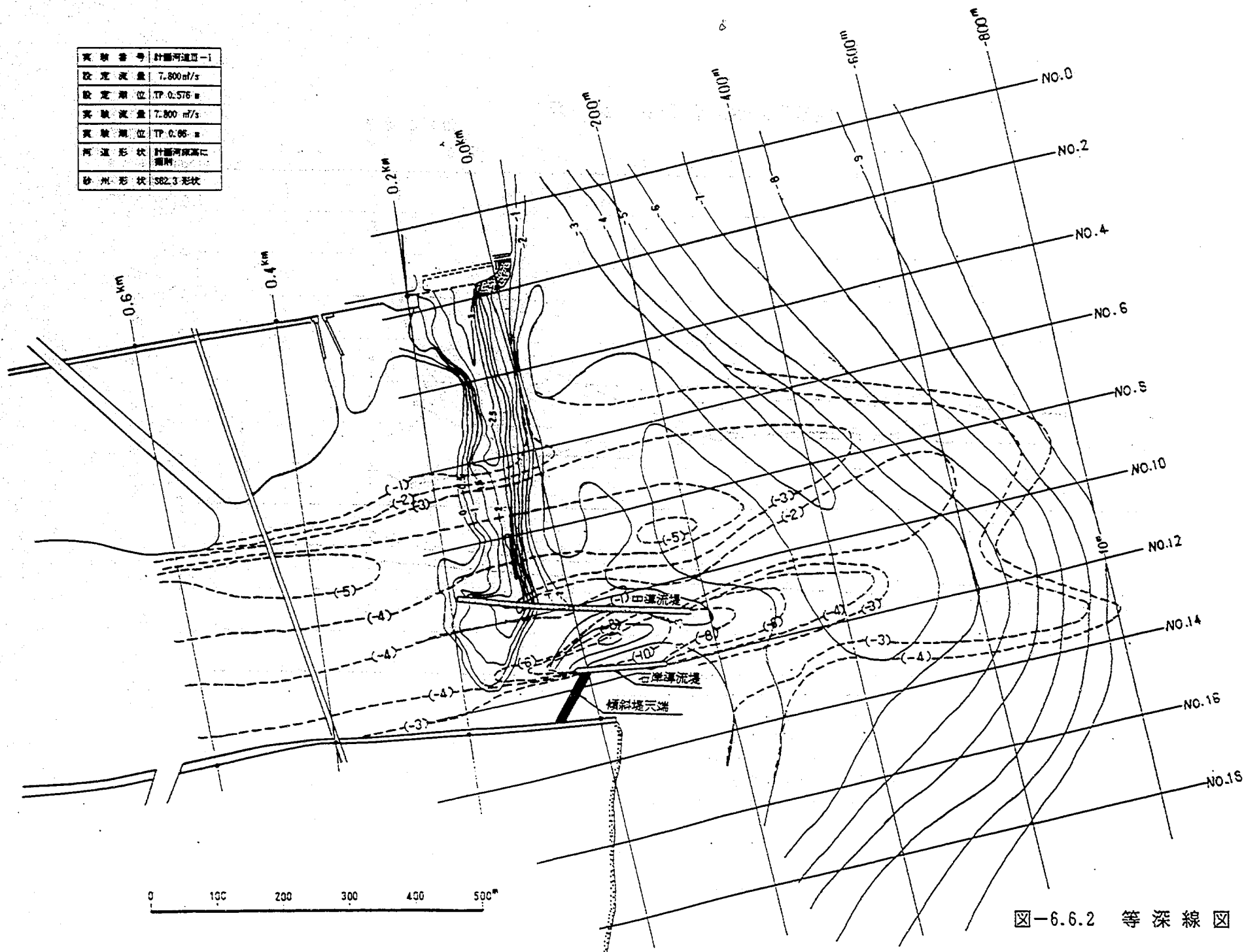


図-6.6.2 等深线图

凡 例	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		----
	通 水 前	平 均 河 床 高	—○—
		最 深 河 床 高	---△---
	通 水 後	平 均 河 床 高	—●—
		最 深 河 床 高	---▲---

計 画 河 道 Ⅲ - 1	
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576m
実勢流量	7.800 m ³ /s
実勢潮位	TP 0.660m
河道形状	計 画 河 床 高 に 据 前
砂 州 形 状	S62.3 形 状

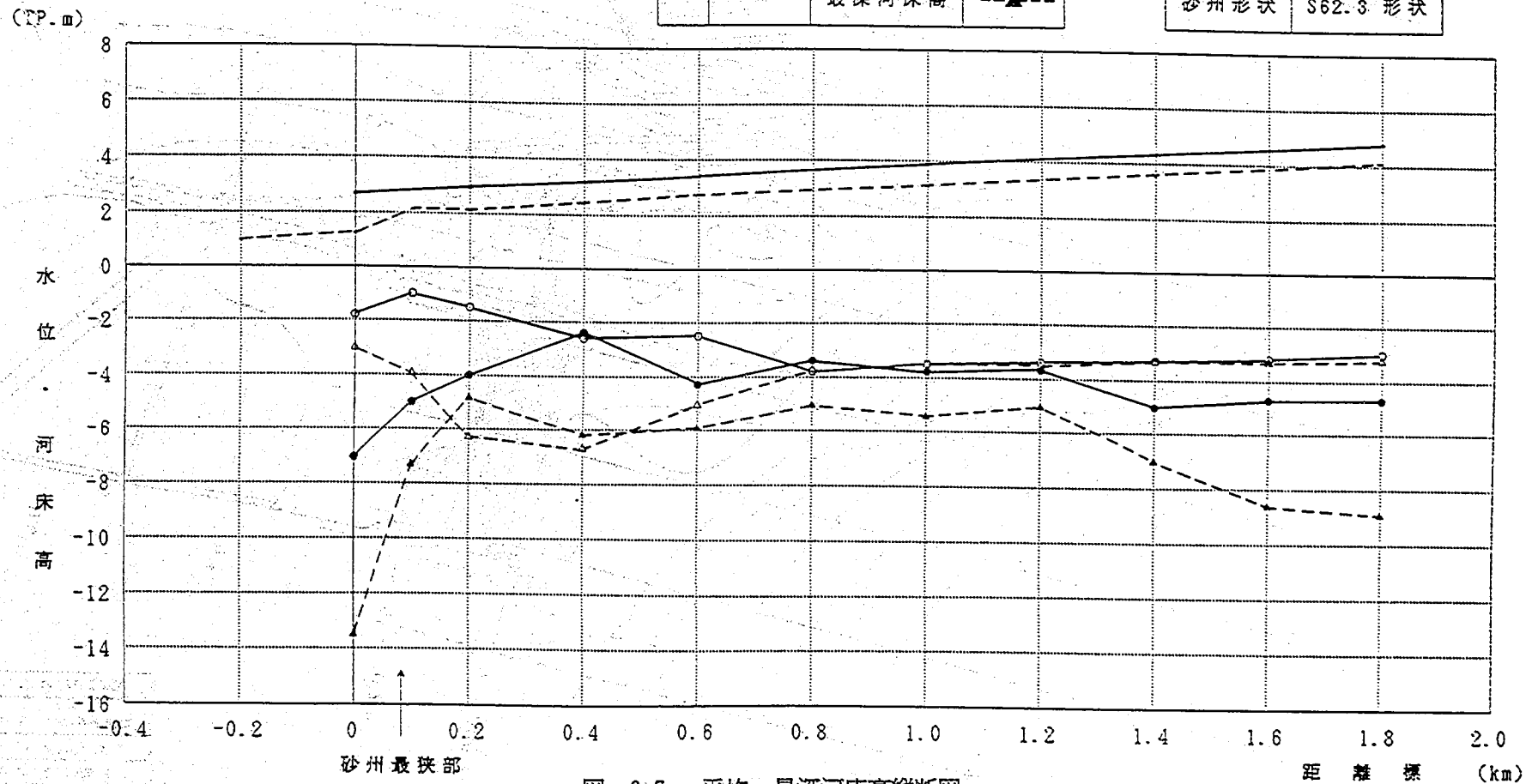


図-6.7 平均・最深河床高縦断図

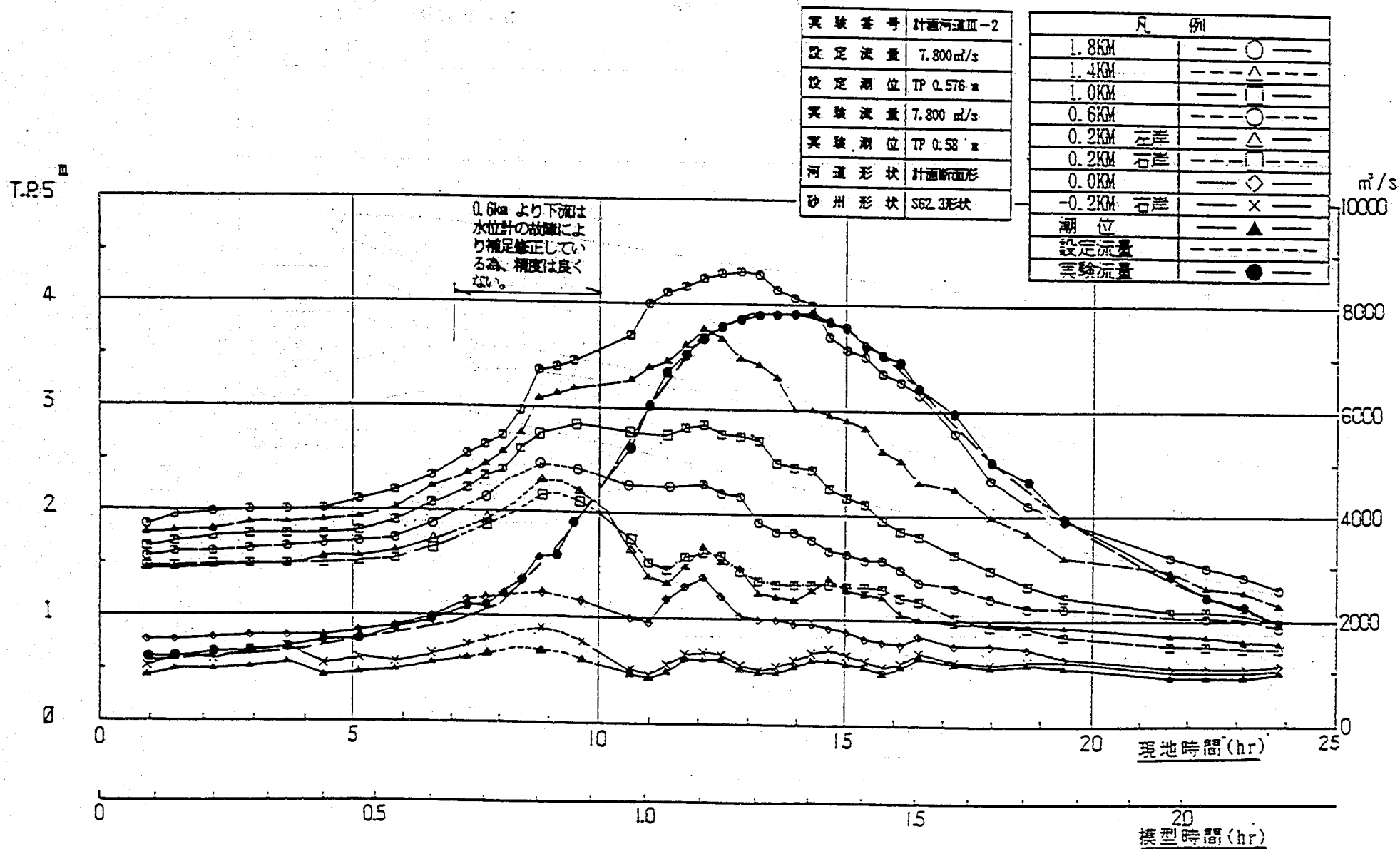


図-6.8.1 水位・時間曲線図

(TP: m)

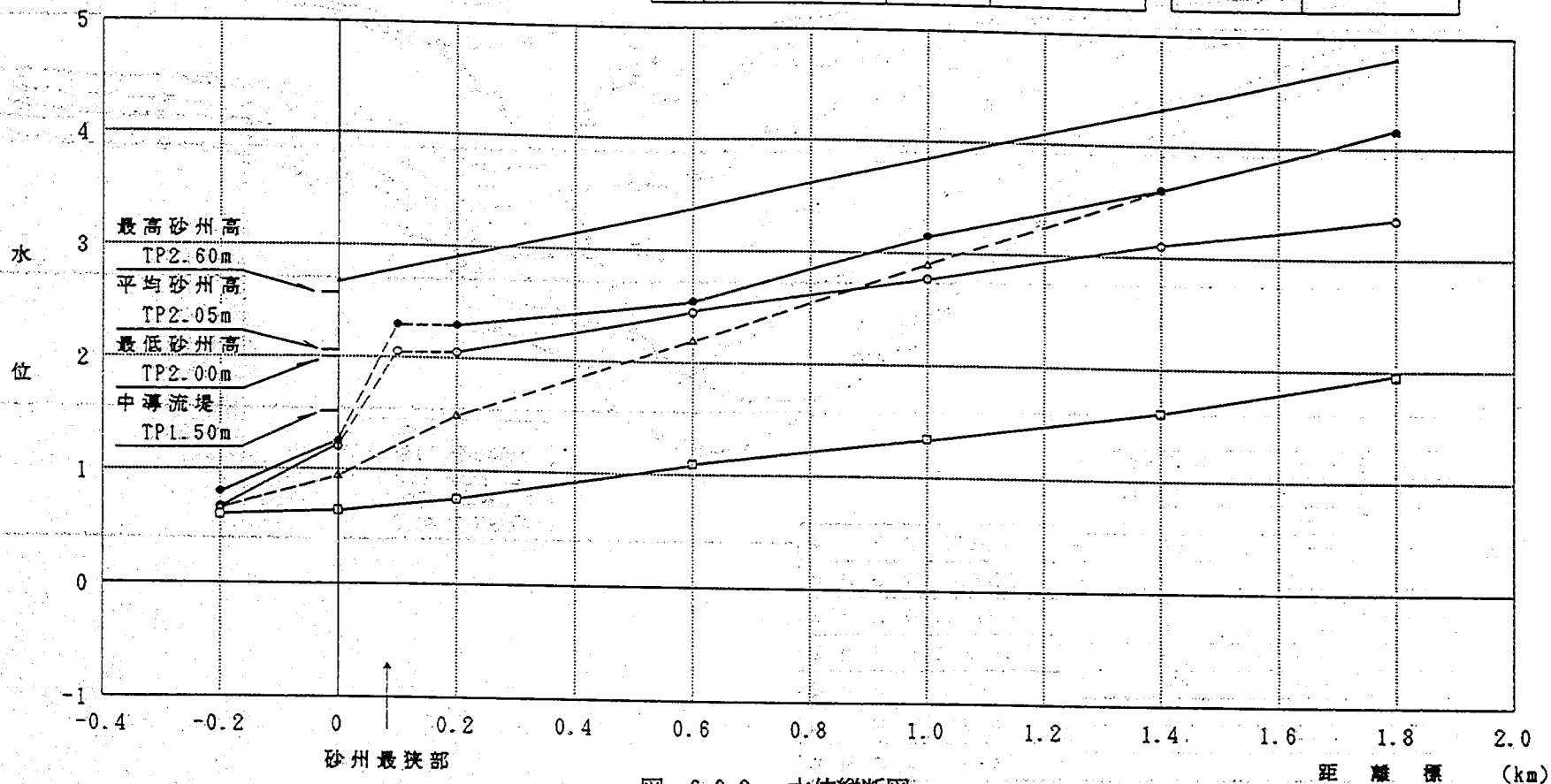


図-6.8.2 水位縦断面図

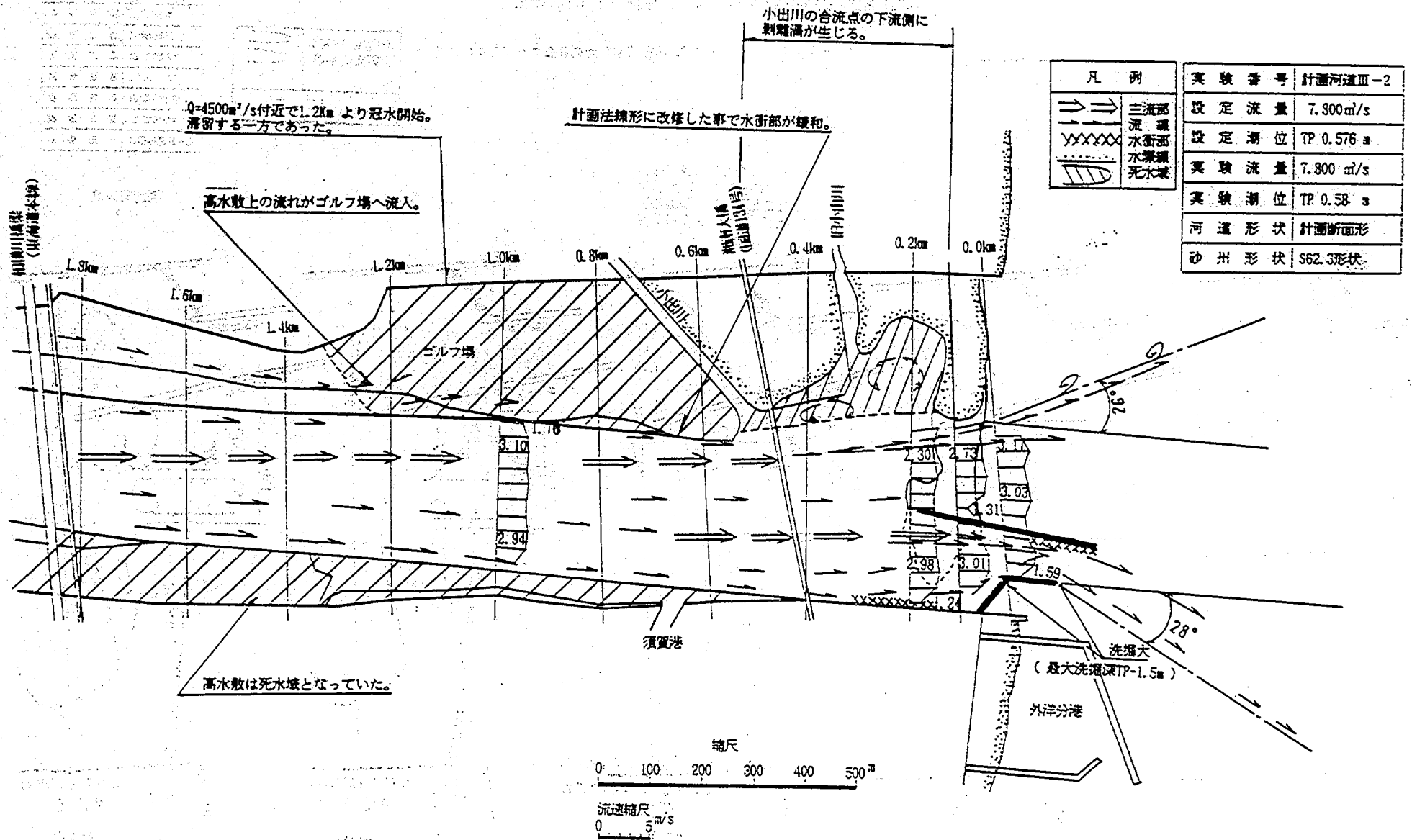


図-6.9 流況図(ピーク時)

$[Q=3.000 \text{ m}^3/\text{s} - 8^{\circ}30']$

$[Q=3.500 \text{ m}^3/\text{s} - 9^{\circ}20']$

$[Q=4.350 \text{ m}^3/\text{s} - 10^{\circ}00']$
 $[Q=7.300 \text{ m}^3/\text{s} - 12^{\circ}00']$

$[Q=7.800 \text{ m}^3/\text{s} - 13^{\circ}20']$

$[Q=4.650 \text{ m}^3/\text{s} - 18^{\circ}42']$

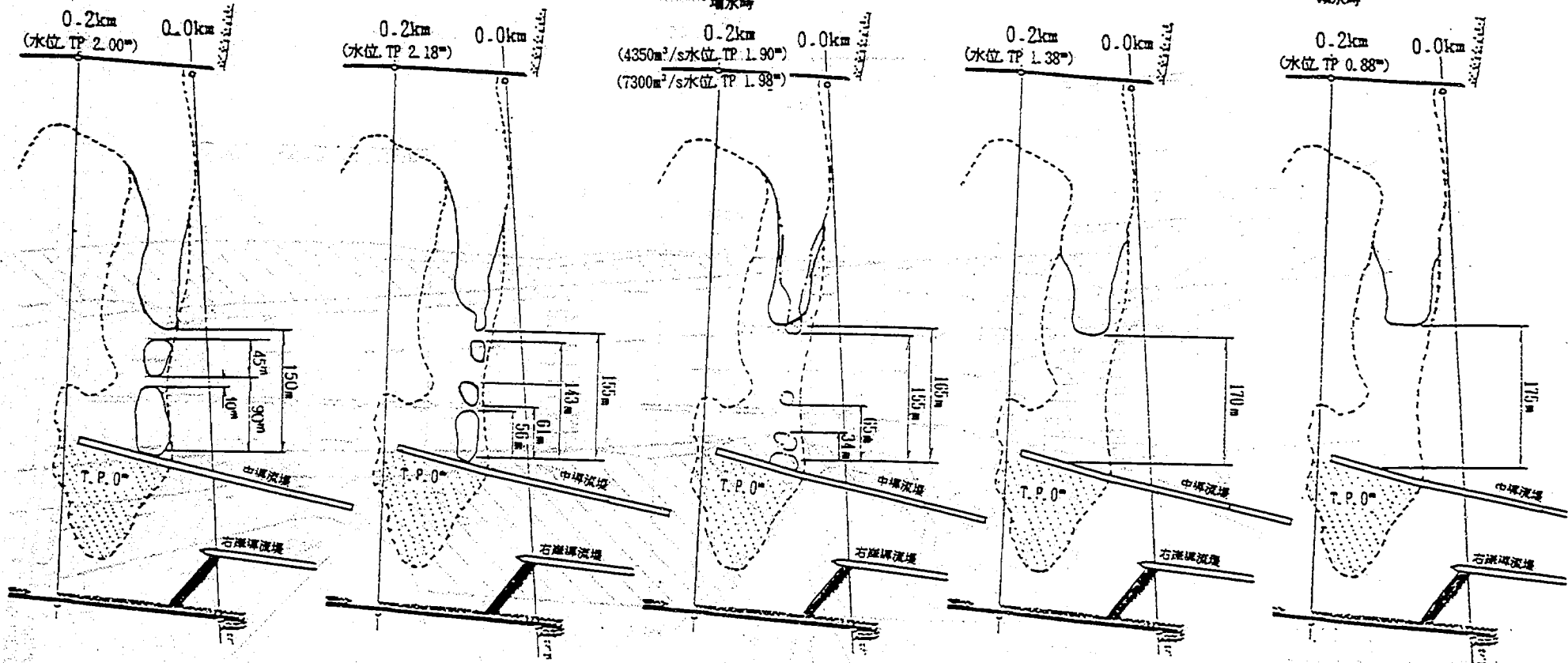
線種

— 90
 — 98

増水時

ピーク時

減水時



砂州越開始

河口部のピーク水位既往
 最高潮位に対して河口部
 0.2* の水位はピーク
 (TP2.58*) となる。

減水時 $Q=4700 \text{ m}^3/\text{s}$ 以降
 フラッシュ幅に変化ない。

実験番号	計画河道直-2
設定流量	7,800 m^3/s
設定潮位	TP 0.575 m
実験流量	7,300 m^3/s
実験潮位	TP 0.58 m
河道形状	計画断面形
砂州形状	S62.3形状

凡 例	
	砂州初期形状
	フラッシュ後形状

(0.2* の下のカッコ書き数字は水位を示す。)

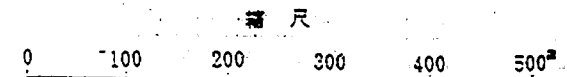


図-6.10.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図

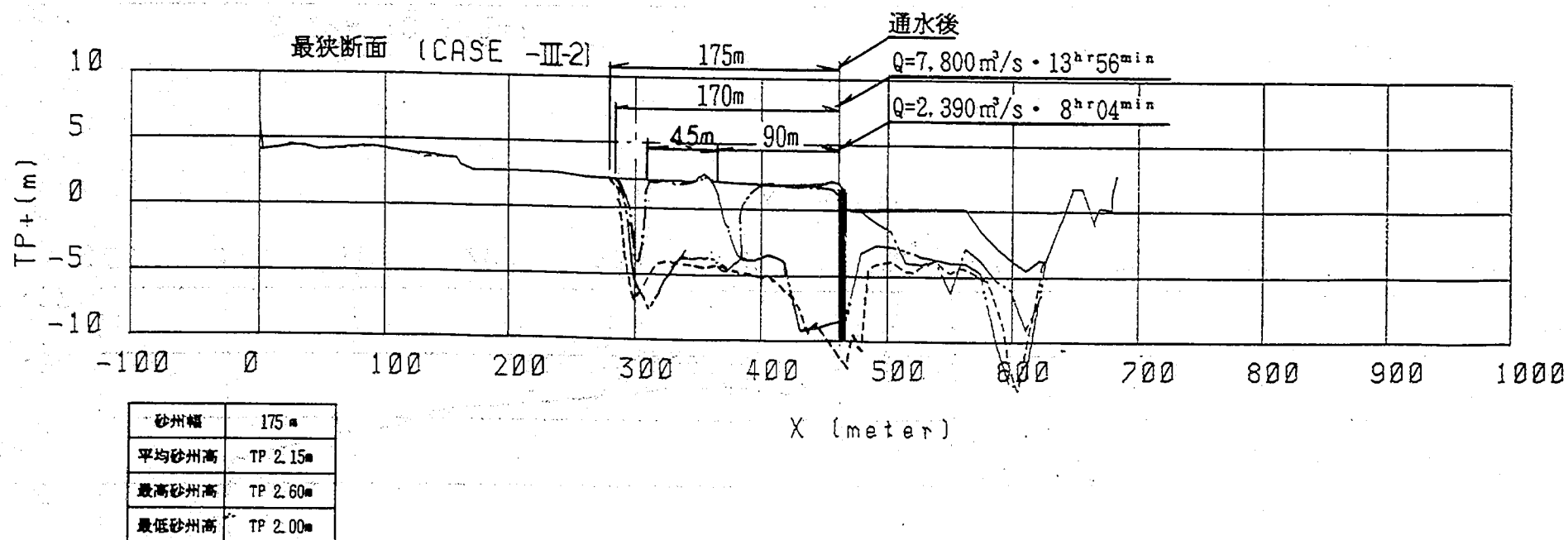
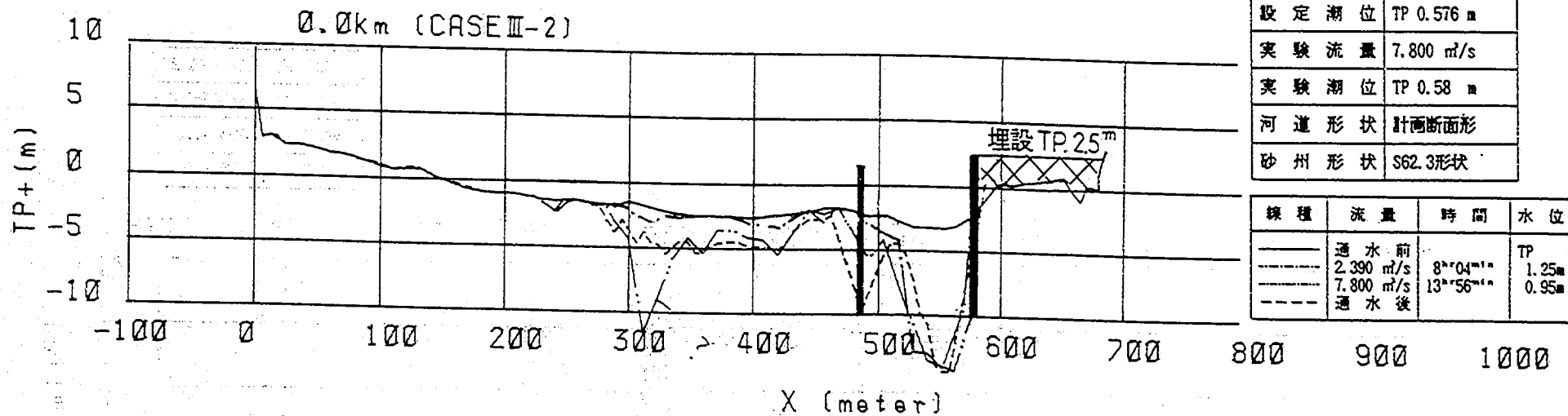


図-6.10.2 河口部横断形状時間変化図



実験番号	計画河道Ⅲ-2
設定流量	7.800 m/s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7.800 m/s
実験潮位	TP 0.58 m
河道形状	計画断面形
砂州形状	S62.3形状

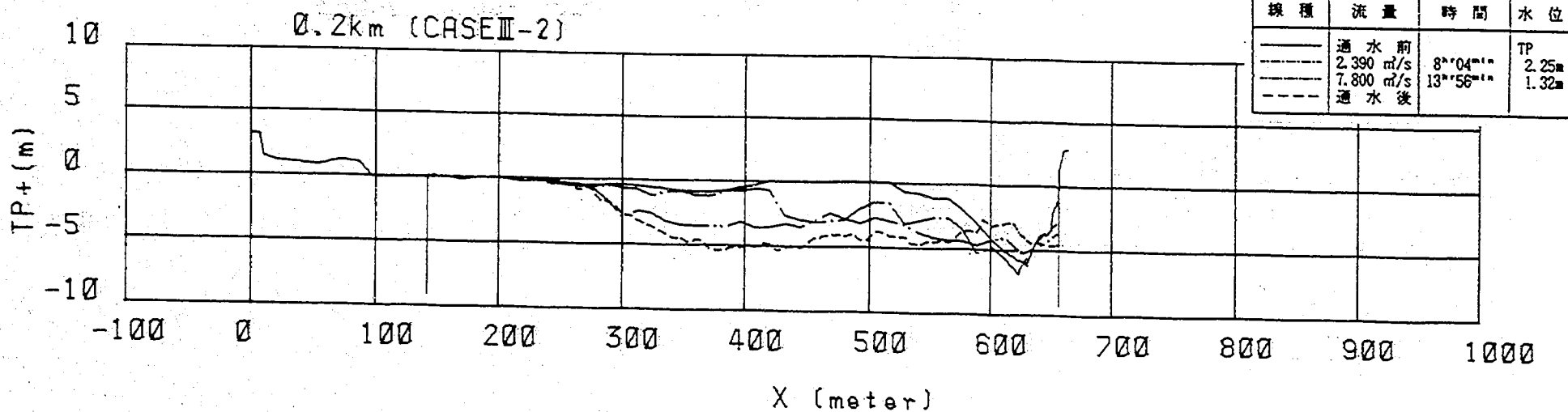


図-6.10.3 河口部横断形状時間変化図

實驗番号	計畫河道Ⅱ-2
設定流量	7.800 m ³ /s
設定水位	TP 0.576 m
實驗流量	7.800 m ³ /s
實驗水位	TP 0.58 m
河道形狀	計畫断面形
砂州形狀	S62.3形狀

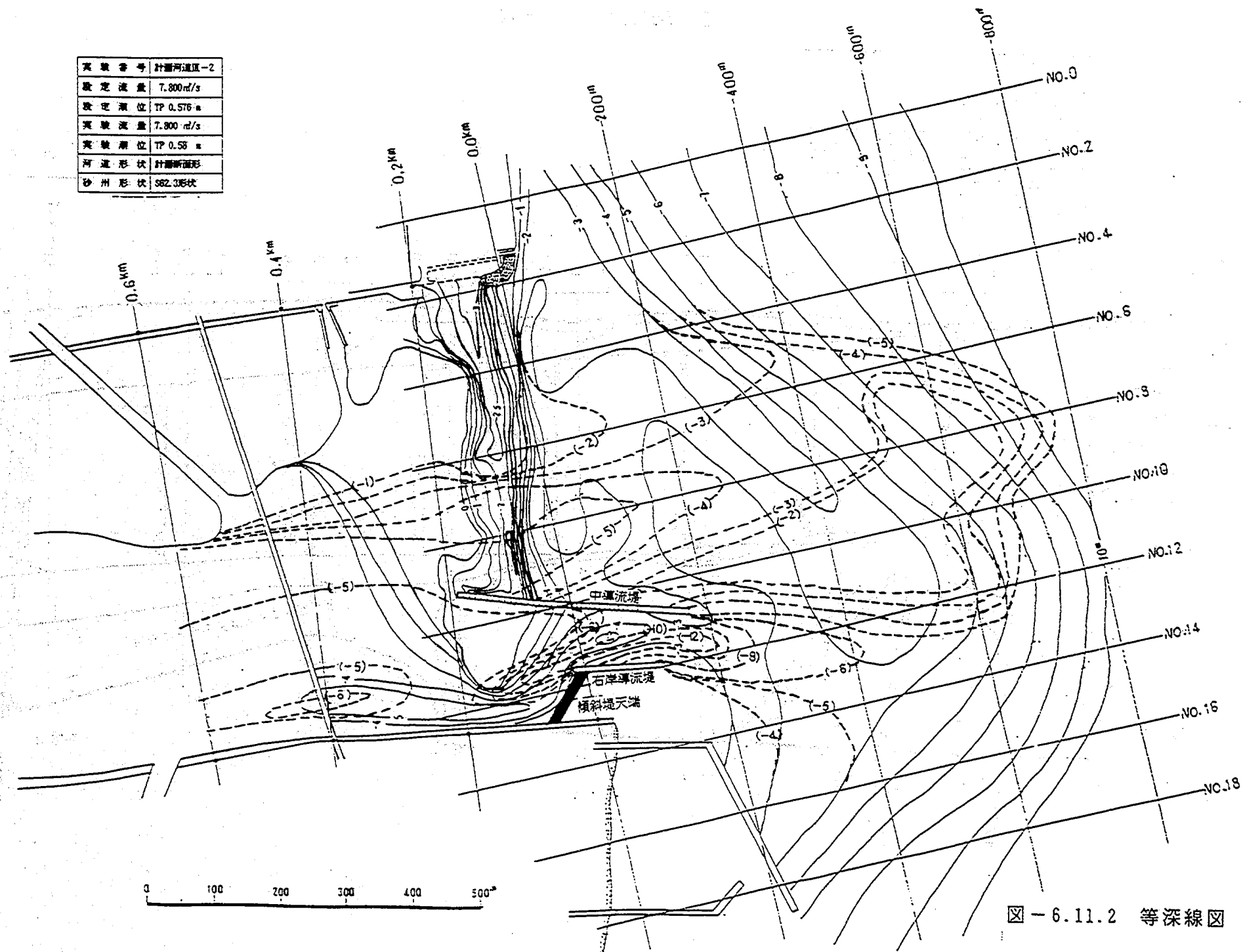


図-6.11.2 等深线图

凡	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		- - - -
例	通水前	平均河床高	—○—
		最深河床高	- -△- -
	通水後	平均河床高	—○—
		最深河床高	- -△- -

計 画 河 道 Ⅲ - 2	
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576m
実験流量	7.800 m ³ /s
実験潮位	TP 0.580m
河道形状	計画断面形
砂州形状	S62.3 形状

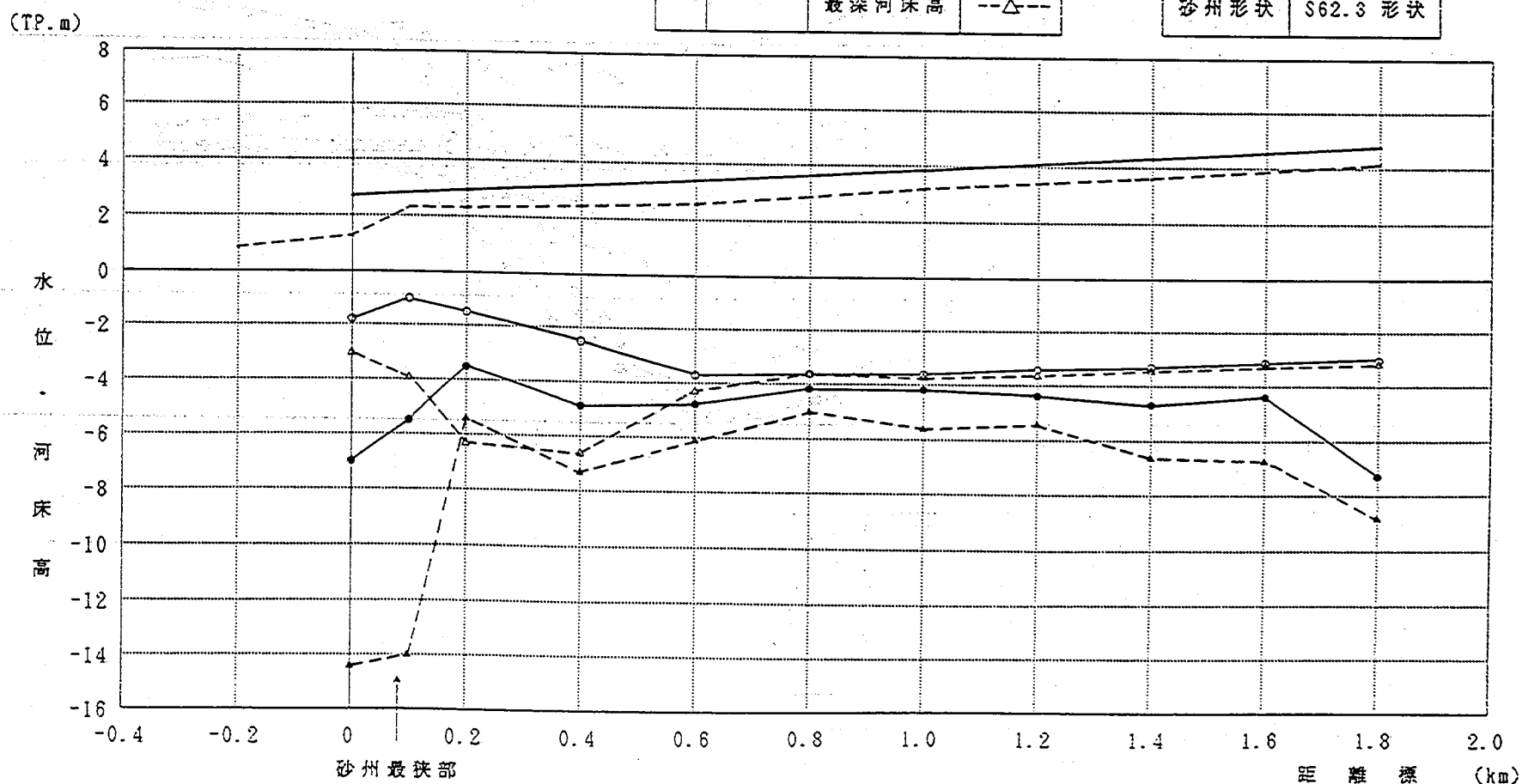


図-6.12 平均・最深河床高縦断面図

T.P 5^m

実験番号	計画河道Ⅲ-3
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7.903 m ³ /s
実験潮位	TP 0.58 m
河道形状	計画断面形
砂州形状	S62.3形状

凡 例	
1.8KM	—○—
1.4KM	---△---
1.0KM	—□—
0.6KM	---○---
0.2KM 左岸	—△—
0.2KM 右岸	---□---
0.0KM	—◇—
-0.2KM 右岸	—×—
潮 位	—▲—
設定流量	—●—
実験流量	—●—

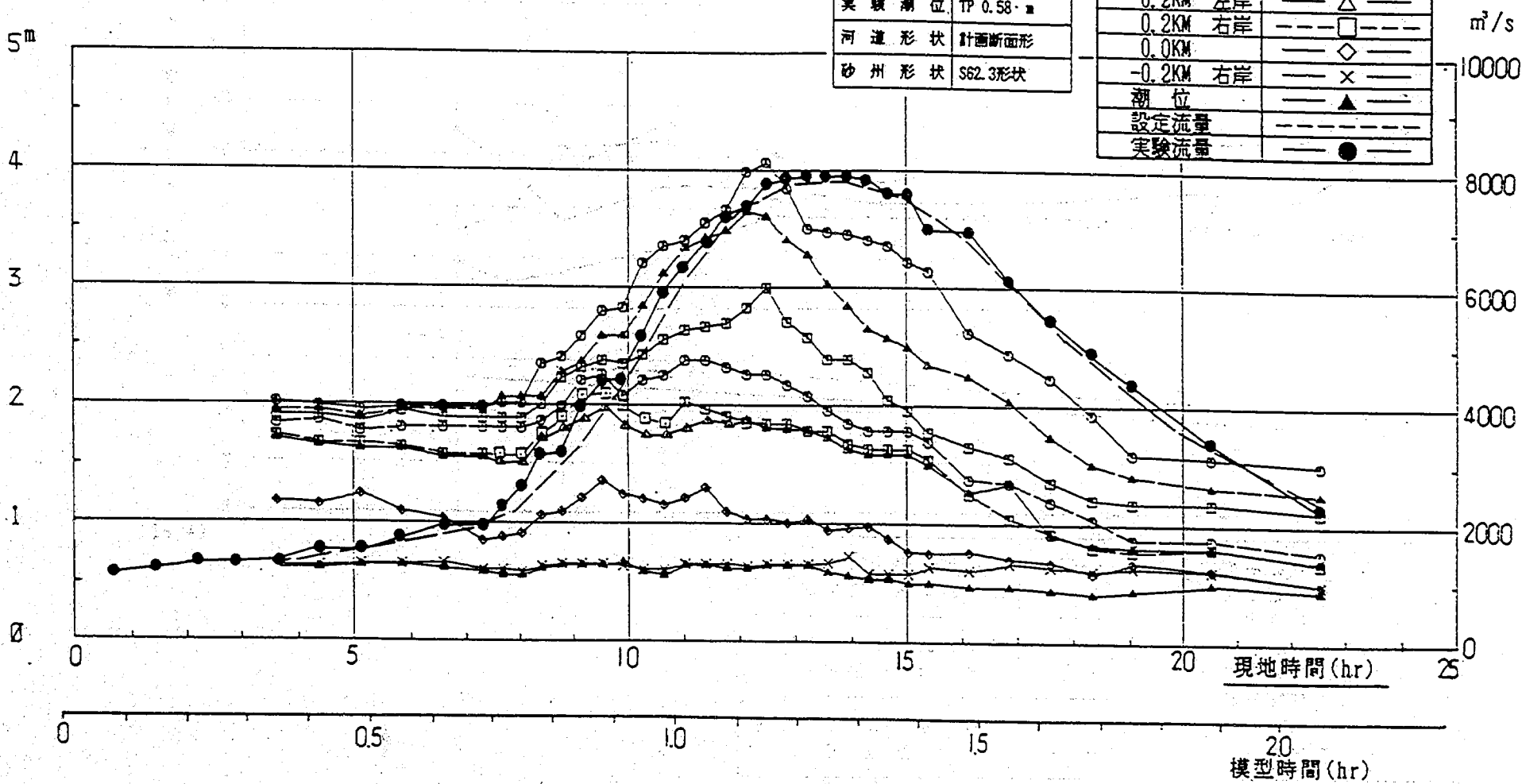


図-6.13.1 水位・時間曲線図

凡	計画高水位	—	
	最高水位	●	
	$Q=4.000\text{m}^3/\text{s}$	○	9hr10min
例	$Q=7.903\text{m}^3/\text{s}$	△	13hr12min
	$Q=4.000\text{m}^3/\text{s}$	□	19hr40min

計画河道 III-3	
設定流量	$7.800\text{m}^3/\text{s}$
設定潮位	TP 0.576m
実験流量	$7.903\text{m}^3/\text{s}$
実験潮位	TP 0.580m
河道形状	計画断面形
砂州形状	S62.3 形状

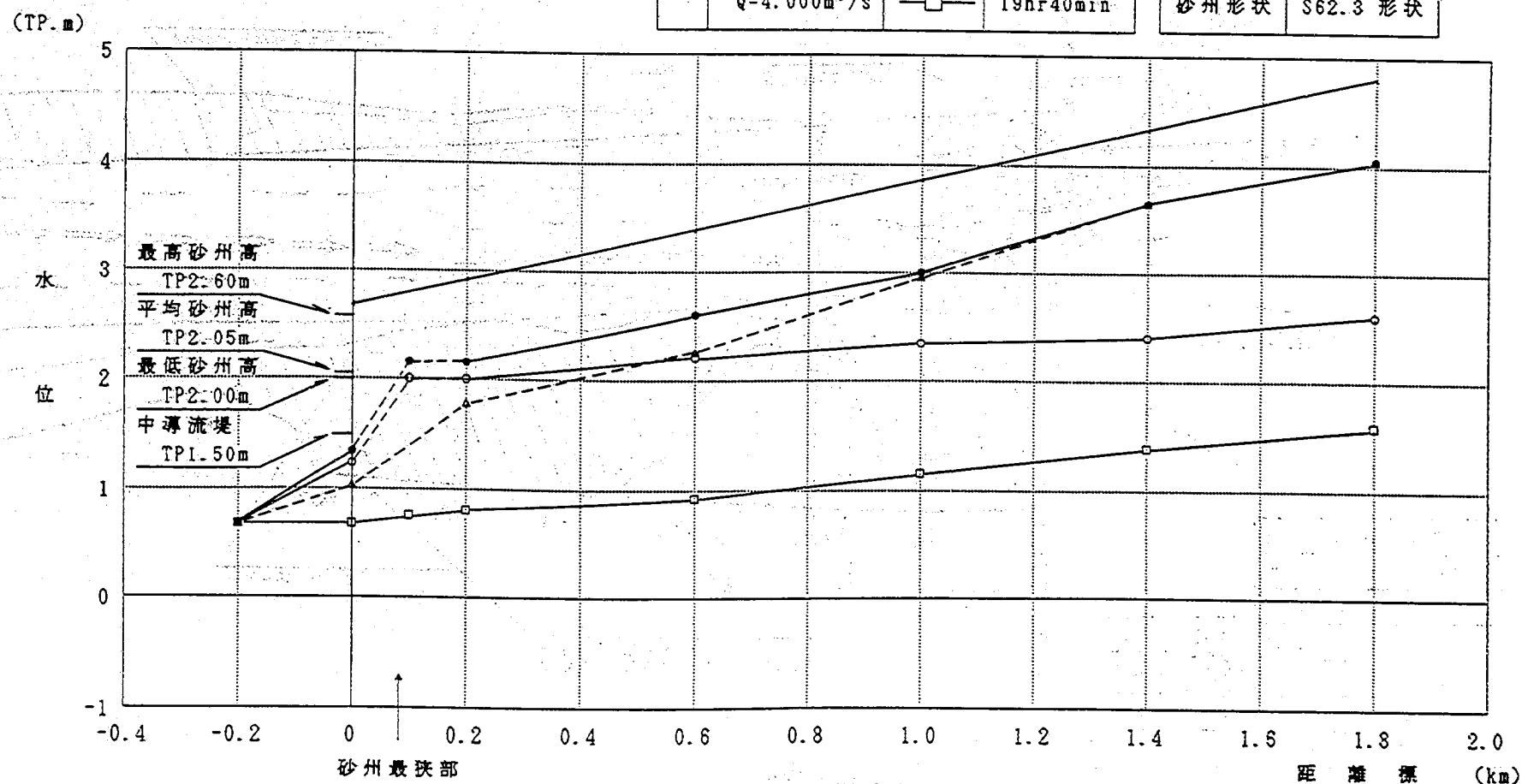


図-6.13.2 水位縦断面図

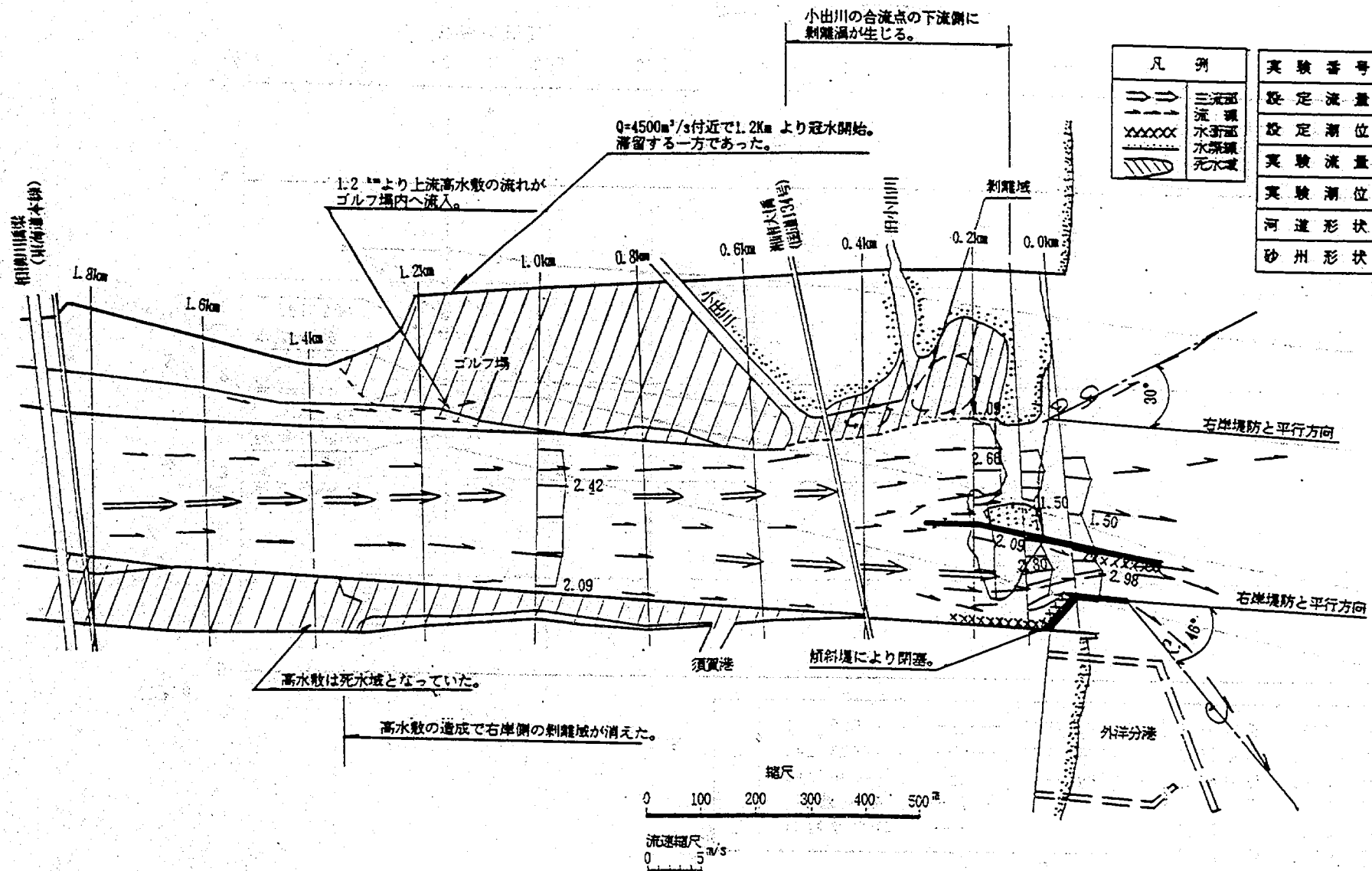
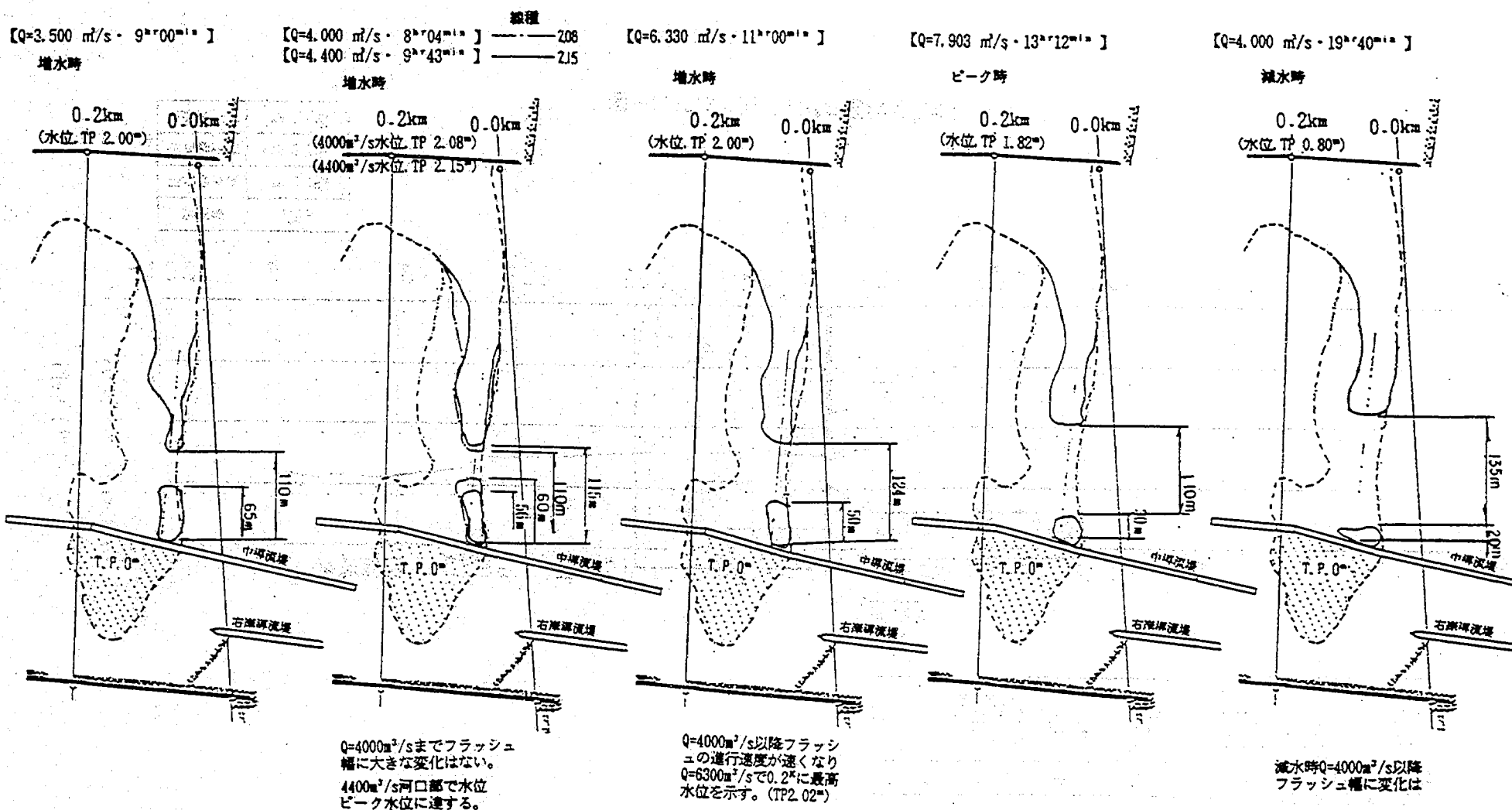


図-6.14 流況図(ピーク時)



実験番号	計画河道図-3
設定流量	7.800m³/s
設定水位	TP 0.576 m
実験流量	7.903 m³/s
実験水位	TP 0.58 m
河道形状	計画断面形
砂州形状	562.3形状

凡 例	
	砂州初期形状
	フラッシュ後形状

(0.2°の下のカッコ書き数字は水位を示す。)

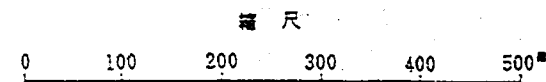
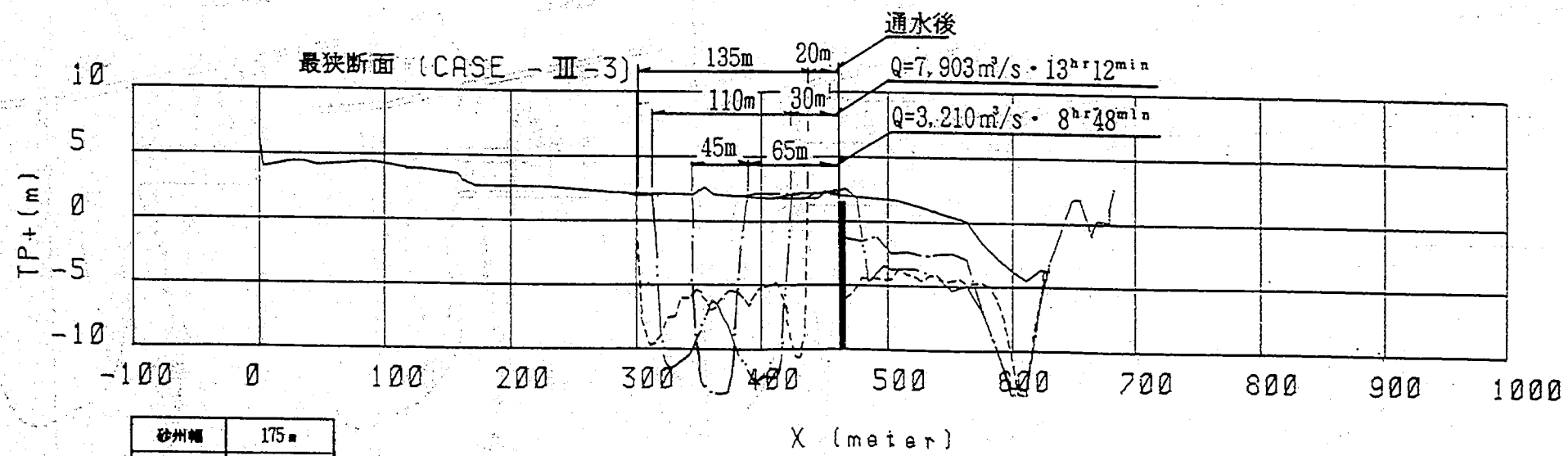


図-6.15.1 砂州フラッシュ状況の時間変化図

実験番号	計画河道Ⅲ-3
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576 m
実験流量	7.903 m ³ /s
実験潮位	TP 0.58 m
河道形状	計画断面形
砂州形状	S62.3形状

線種	流量	時間	水位
——	通水前		TP
----	3.210 m ³ /s	8 ^h 48 ^{min}	1.61m
----	7.903 m ³ /s	13 ^h 12 ^{min}	1.58m
---	通水後		



砂州幅	175 m
平均砂州高	TP 2.15m
最高砂州高	TP 2.60m
最低砂州高	TP 2.00m

図-6.15.2 河口部横断形状時間変化図

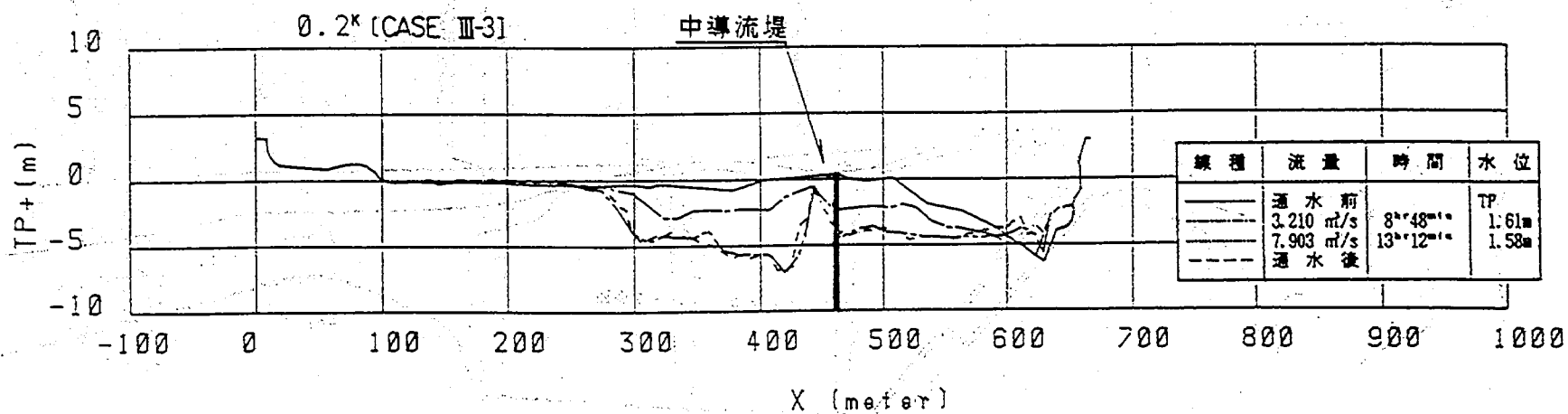
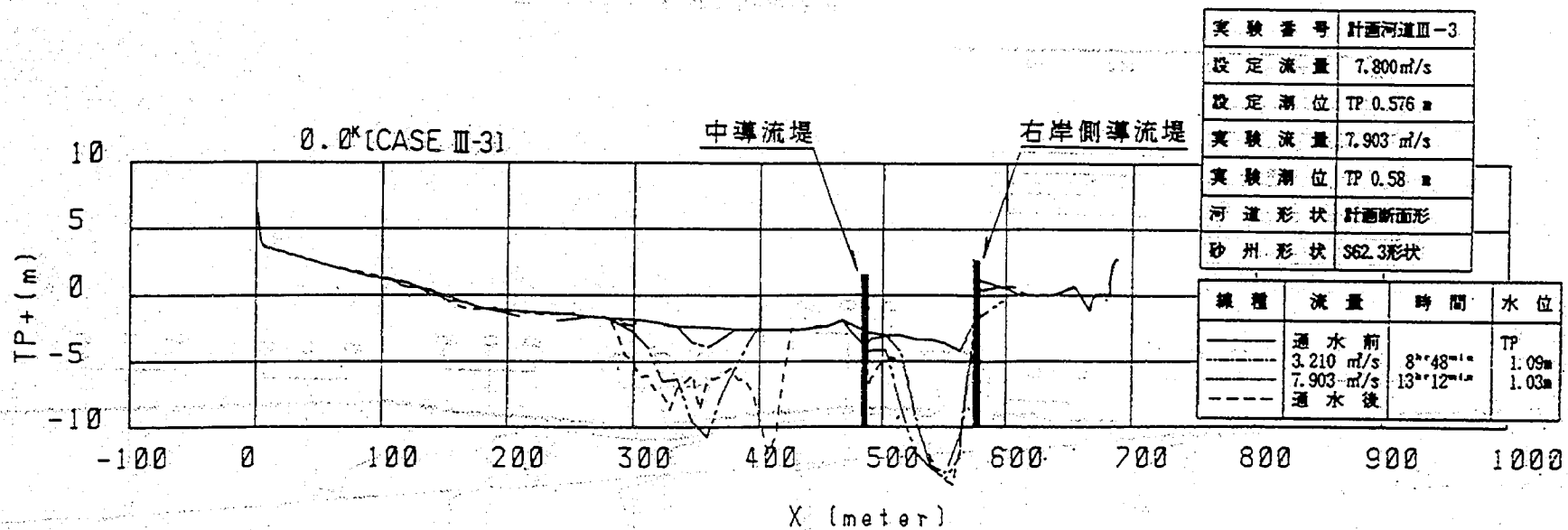


図-6.15.3 河口部横断形状時間変化図

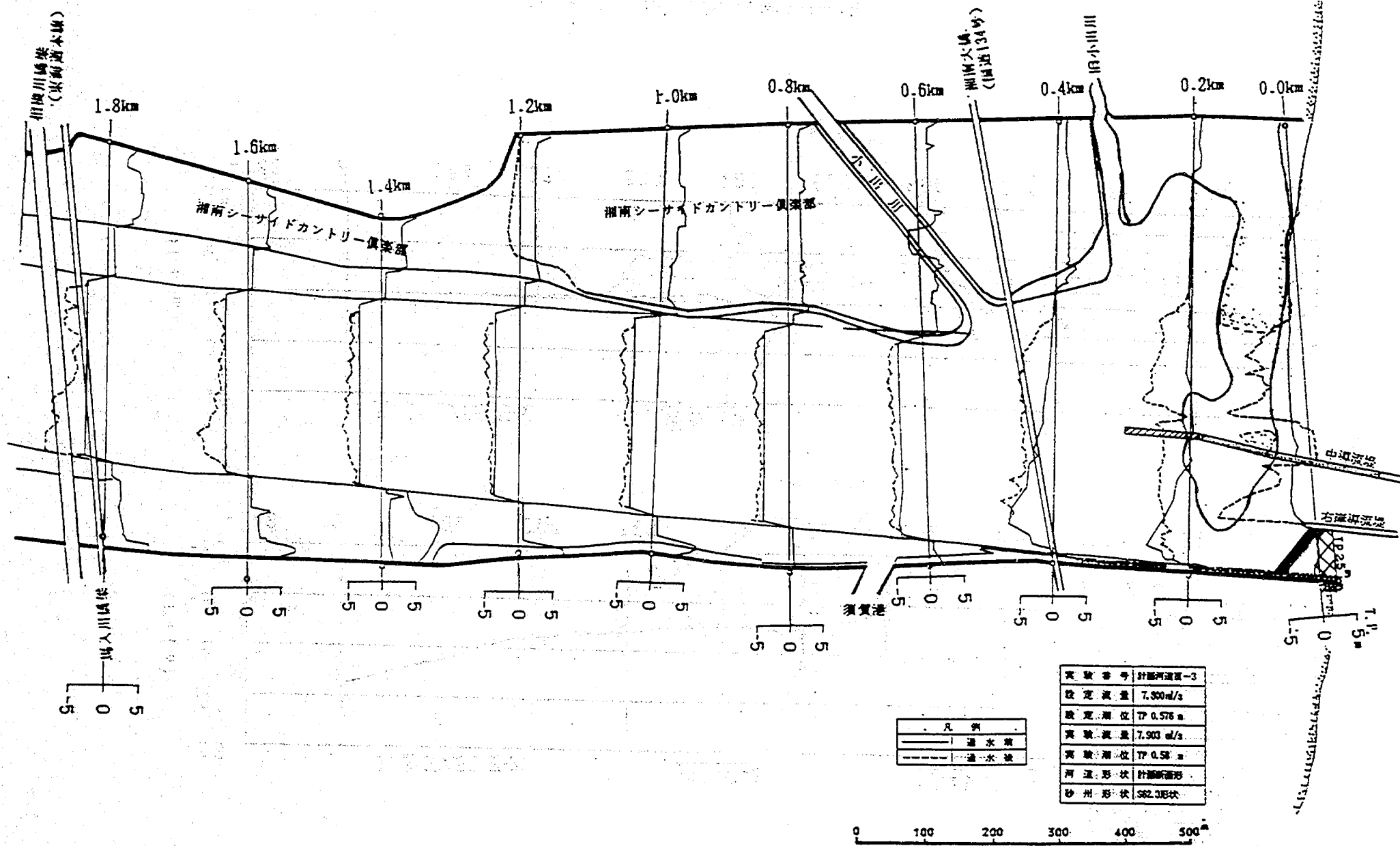


図-6.16.1 河床変動平面図

實驗番号	計測河段Ⅲ-3
設置流量	7.800 m ³ /s
設置水位	TP 0.576 m
實驗流量	7.803 m ³ /s
實驗水位	TP 0.58 m
河道形狀	計測河段Ⅲ
砂洲形狀	382.385 狀

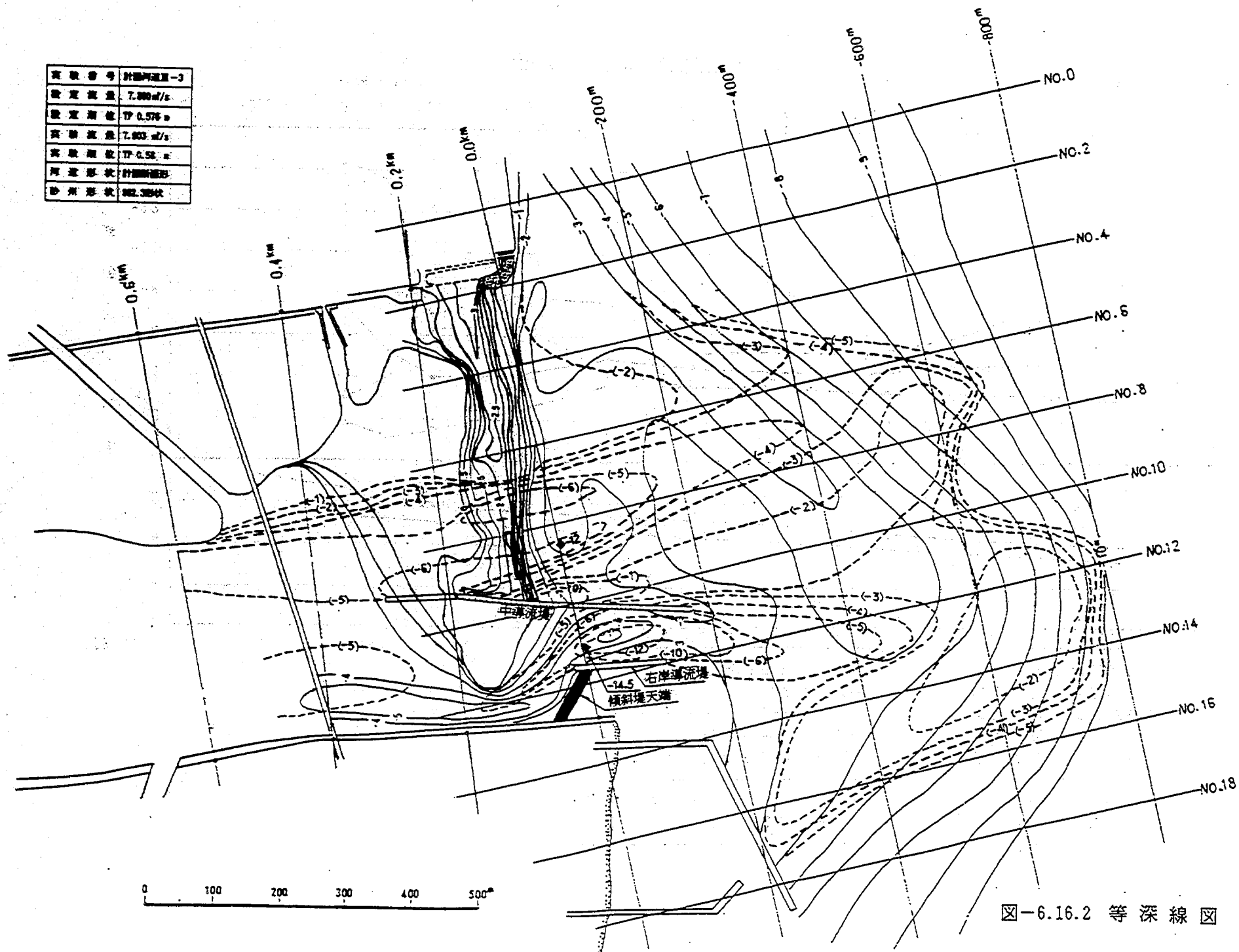


圖-6.16.2 等深線圖

凡	計 画 高 水 位		——
	最 高 水 位		- - - -
例	通水前	平均河床高	○ —
		最深河床高	△ - -
	通水後	平均河床高	● —
		最深河床高	▲ - -

計 画 河 道 Ⅲ - 3	
設定流量	7.800 m ³ /s
設定潮位	TP 0.576m
実験流量	7.903 m ³ /s
実験潮位	TP 0.580m
河道形状	計画断面形
砂州形状	S62.3 形状

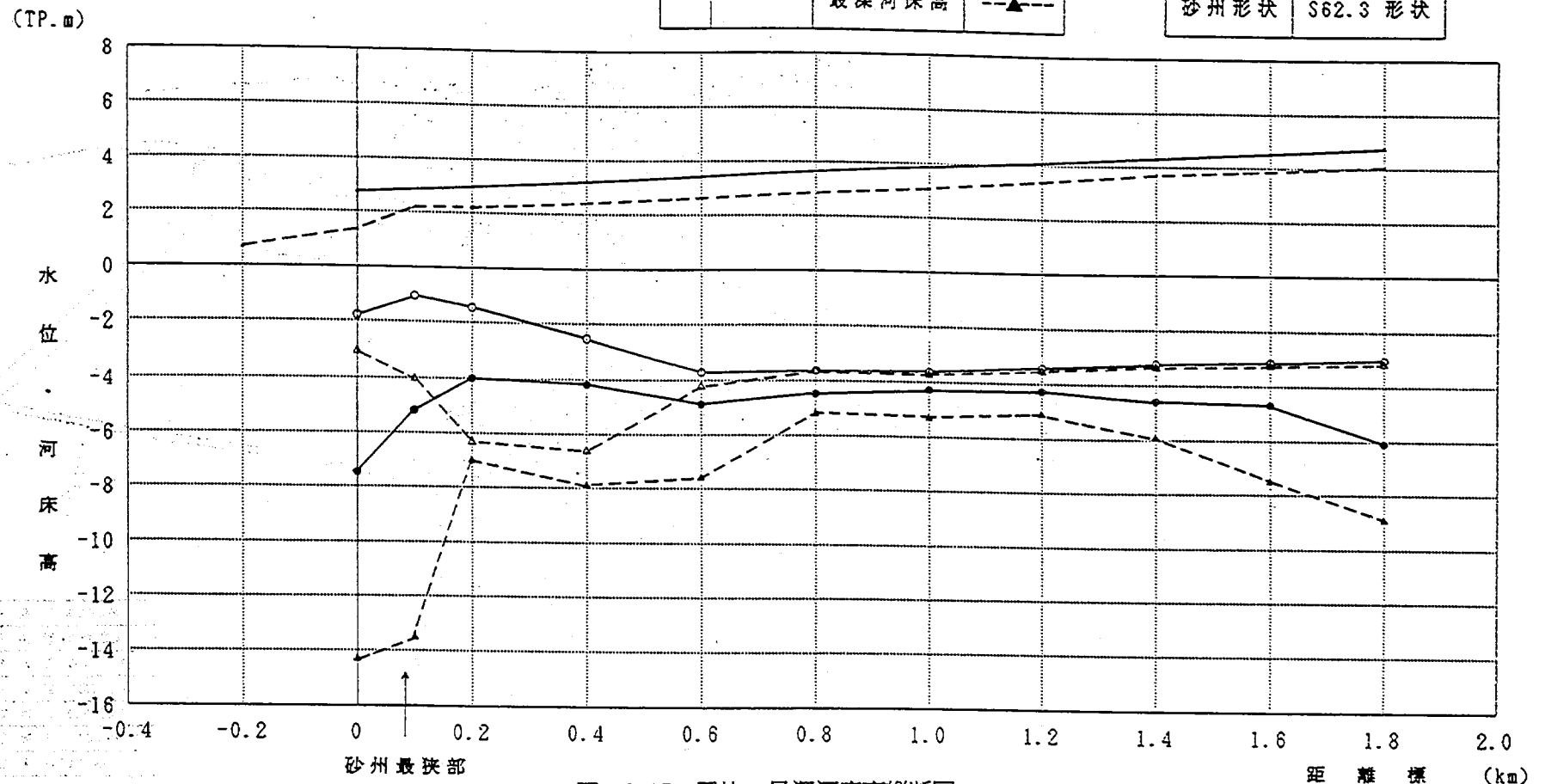


図-6.17 平均・最深河床高縦断面図

第7章 全体のまとめ

02-03-1974

第7章 全体のまとめ

各章において、すでに個々の問題についての検討結果をこれまでに述べた。ここでは重複するが、全体のまとめとして実験等によって得られた主要な結果と問題点を以下に述べることにする。

7.1 現況河道の水理特性について

- (1) 河口砂州上流部の水位は、流量の増加に伴う砂州部開口河積の拡大が追いつかないため急激に上昇し、流量ピーク以前の砂州越流直後付近に水位ピークが生ずる。したがって、流量ピーク時には砂州のフラッシュが進行してしまうため、水位はむしろ低下する。
- (2) 河口砂州の影響によって、流量ピーク以前に水位ピークが生ずる範囲は約 0.6km 付近までである。このため砂州による堰上げ背水の影響が少なくなる 1.0km 付近から上流河道は、流量ピーク時に水位ピークとなることが明らかとなった。
- (3) 昭和57年 8月洪水および61年 9月洪水を通水した検討結果では、右岸導流堤周辺とその背後の洗掘が非常に大きかった。ただし、このような洗掘は、出水後の波浪や小洪水によって短期間に埋め戻されてしまうため、そのまま残ることはないと考えられる。
- (4) 砂州上流のピーク水位は、砂州の開口する領域の平均砂州高より約0.35mの高さ以下で、いずれも砂州フラッシュが進行してしまう。したがって、これ以上の水位上昇は生じない結果が得られた。
- (5) ピーク水位発生時の流量は、右岸導流堤背後の地形、河口砂州形状および流量ハイドログラフ等の違いによっても異なる。とくに右岸導流堤背後が傾斜堤によって埋設された状態の方が早くピーク水位が発生する。昭和62年 3月の砂州形状のとき、計画ハイドログラフの通水で約 4,000m³/s 時、昭和57年 8月洪水ハイドログラフで約 2,600m³/s の流量時付近に水位ピークとなる結果が得られた。
- (6) 河道内における高水数への冠水は、1.8km 付近右岸で約2,500m³/s から、1.2km 付近の左岸側が約 4,000m³/s 付近で生ずる。また、河口砂州のフラッシュが進行するまでは、とくに 0.2km～ 0.0km 間付近右岸側に流れが集中する。しかし、中導流から左岸側の砂州フラッシュの進行とともに、流れが直進する傾向となり、これによって 0.6km 付近の左岸側が水衝部となる。
- (7) 流量ピーク時付近における主流部の流速は、計画流量規模で河道内が約 3.3m/s、開口後の、砂州部付近で約 3.0m/s となる。昭和57年 8月洪水規模では、河道内、開口部の砂州部付近とも約2.5m/s 前後の流速が発生する。
- (8) 右岸導流堤背後が埋設されている場合は、0.2km～ 0.0km 付近右岸側に集中した流れが中導流堤先端付近に向かい、ここでさらに海部の右岸側方向に広がる傾向となる。
- (9) 河床変動は、流量が約 5,500m³/s になると河道内の土砂移動が急増し、全体に河床低下傾向となる。ただし、以前の相模川河道の河床は、砂利で構成されていたものが河床掘削等による掃流力の低下によって、表層の河床粒径が小さくなっている。したがって、実際はこのような砂利層や表層のアーマ化によって、実験結果ほどの洗掘は生じないものと考えられる。しかしながら、1.0km～ 0.6km 間付近左岸側および 0.2km～ 0.0km 間付近右岸側の局所洗掘は、いずれにしても大きいことから根固工等の対

策に留意する必要がある。

- (10) 中導流から左岸側の砂州開口幅は、昭和62年 3月測量の砂州規模程度であれば、計画ハイドログラフおよび昭和57年 8月洪水とも上流左岸側の高水敷の延長線上付近まで開口する。なお、このとき右岸導流堤背後は、埋設状態の方が砂州フラッシュの進行が早い。
- (11) 河口砂州開口部の河床高は、計画ハイドログラフの通水で約T.P. -5.0m、昭和57年 8月洪水の通水ではほぼ半分の約T.P. -2.5mまで洗掘される結果が得られた。

7.2 計画河道の水理特性について

- (1) 計画河道時においても、河口部の砂州形状、砂州高が現況河道と同一なため、河口部でピーク水位の発生する流量は、同様に約 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 付近となる結果が得られた。
- (2) 砂州上流のピーク水位は、砂州の開口する領域の平均砂州高より 0.3mの高さ以下で砂州のフラッシュが進行してしまい、それ以上の水位上昇は生じないことが明らかとなった。
- (3) 計画河道時の河道内における高水敷の冠水は、1.2km付近左岸側で約 $4,500\text{m}^3/\text{s}$ から、1.8km付近右岸側で約 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ から生ずる。
- (4) 河道内の流況は、中導流堤から左岸側の砂州フラッシュの進行とともに、流れが直進する傾向となる。計画断面形の場合、低水路内をほぼ一様に流下し、現況河道で水衝部となっていた0.6km 付近左岸の洗掘が緩和される。なお、流量ピーク時付近（約 $Q_F = 7,800\text{m}^3/\text{s}$ ）における主流部の流速は、約 3.0m/s となる結果が得られた。
- (5) 右岸導流堤背後が埋設されている場合、現況河道時と同様に 0.2km～0.0km間付近右岸側に集中した流れが中導流堤先端付近に向かい、ここでさらに海部の右岸側へ広がる傾向となる。
- (6) 河床変動は、現況と同様に流量が約 $5,500\text{m}^3/\text{s}$ 以上になると河道内の土砂移動が急増して河床低下傾向となる。しかし、現況河道に比して河積が増大するため、河床変動はかなり軽減する結果が得られた。
- (7) 中導流堤から左岸側の砂州開口幅も現況河道と同様に、ほぼ上流左岸側高水敷の延長線上付近まで開口（約 175m）する。

7.3 現況および計画河道時における河口部の流下能力

- (1) 河口部の水位は、中導流堤左岸側の砂州を越流した直後付近にピーク水位となる。したがって、河口部の流下能力は、現況および計画河道時とも河口砂州の形状とその砂州高によって決まるようである。
- (2) 河口部のピーク水位は、現況および計画河道時とも砂州の開口領域の平均砂州高より約0.35mの高さ以上にはならない結果が得られた。ただし、実験では河床整形時の締め固めが河口砂州天端付近で不足している場合もある。このようなことから河口砂州開口領域の平均砂州高に 0.5mを加えた高さ程度まで上昇する可能性のあることを考慮した判断が必要と考えられる。
- (3) よって、河口砂州が約 0.1km付近に形成されているとした場合、中導流堤から左岸側の砂州フラッシュによる開口領域（約 175m）の平均砂州高が T.P. 2.3m以下であれば、現況および計画河道時とも

計画高水位以下で疎通可能であると判断される。これ以上の砂州高となった場合は維持掘削が必要である。

- (4) 相模川河口部の流下能力は、河口砂州によって支配されており、現況河道時においても計画高水流量が疎通可能であると判断される。計画河道に掘削を行うと海部への土砂供給がより減少し、現在の河口砂州が河道内に入り込み、さらに海岸侵食がより顕著となろう。よって、河口部河道の掘削はできるだけ行わない方が得策と考えられる。

7.4 河口部地形、構造物等が洪水に及ぼす影響について

- (1) 中導流堤は、先端が右岸方向に向いているため、導流堤間幅が沖に向かって狭くなっている。このため砂州フラッシュに伴う流向と中導流堤方向が一致せず、流れが中導流堤先端付近の右岸側に集中するのがより助長されている。
- (2) 右岸導流堤背後は、開口している場合より埋設されている状態の方が、中導流堤から左岸側の砂州フラッシュがやや小さい流量時から進行する。
- (3) 右岸導流堤背後が埋設されている場合は、0.2km～0.0km間付近右岸側に集中した流れがここで中導流堤先端付近に向かい、さらにこの中導流堤先端付近に集中した流れが右岸方向に向けられる。しかし、いずれもその流れは外洋分港まで到達しておらず、外洋分港建設による流れへの影響はほとんどないと考えられる。
- (4) 中導流堤を河道内へ延長した場合、河口砂州開口幅はむしろ狭くなり、また河口部のピーク水位とそのときの流量変化等の効果は得られないようである。よって、流下能力を促すような効果は少ないことから、中導流堤の長さは現況のままでとくに延長する必要はないと考えられる。ただし、河口砂州が中導流堤を乗り越えて導流堤間河道に張り出すこともあることから、この導流堤天端を高くすることによってそれらを防止すれば、航路維持は容易となろう。
- (5) なお、近年は河川からの流出土砂の減少や海岸構造物等によって沿岸漂砂が阻止され、河口部付近の汀線後退とともに、河口砂州が河道内に入り込み、かつその規模が小さくなる現象が多く見られる。このような現象によって治水上の障害は解消されるが、今度は河道内への波浪侵入や塩水遡上、支川合流部の閉塞等の問題を引起す可能性も生ずる。相模川河口部においてもこのような現象が顕在化しているので、それらを踏まえた河口計画の配慮が必要であろう。

あとがき

相模川河口模型実験は、平成元年度から平成3年度の3ヵ年にわたり検討を実施してきた。

本報告書は、洪水流に関する実験データおよびその水理的検討結果についてとりまとめたものである。

本模型実験の実施に当っては、以下の方々が関係した。

現、東京工業大学工学部

渡辺明英（平成元年～2年：研究員）

現、中部地方建設局越美山系砂防工事事務所

大森徹治（平成元年～2年：技官）

なお、実験においては建設技術研究所古賀興一氏に多くの労をかけた。

さらに、本実験の遂行に当っては、関東地方建設局京浜工事事務所の関係各位に多くの労があった。

ここに記して深く感謝するものである。

1992年11月

参考文献

- 1) 関東地方建設局京浜工事事務所：相模川河口調査報告書，昭和60年 3月
- 2) 関東地方建設局京浜工事事務所：相模川河口部の地形変化実態，昭和63年 3月
- 3) 山本晃一，高橋 晃：河川水理模型実験の手引，土木研究所資料第2803号，1989年10月

相模川河口処理に関する検討
報告書

ISSN 0386-5873
土木研究所資料 第3140号
平成4年11月(1992年)
山本 晃一, 高橋 晃
林 正男

要旨

本報告書は、相模川河口部における河道計画案や外洋分港の
建設計画に伴う河口部の水理特性と対策案等について、水理模
型実験による検討結果をとりまとめたものである。

キーワード：河口処理，砂州フラッシュ，砂州形成，河道計画，河床変動，
波浪侵入

郵便はがき

305-□□

41円切手
をはって
下さい

建設省土木研究所

河川研究室 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 3140 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第3140号

