

企画部長

土研資料第1458号

土 木 研 究 所 資 料

黄瀬川模型実験報告書

昭和54年 3 月

建設省土木研究所
篠崎試験所

318

本報告書は中部地方建設局の依頼により、土木研究所が昭和52・53年度に行った狩野川右支川・黄瀬川についての模型実験結果をまとめたものである。

主な検討事項は次の通りである。

1. 計画河道における問題点・問題個所の調査・把握およびその対策工法の検討
2. 計画河道に至る過渡的段階の河道（暫定計画河道）における問題点・問題個所の調査・把握およびその対策工法の検討とその後の工事手順の検討
3. 将来計画河道（案）の検討と資料収集

上記の資料が黄瀬川改修計画に役立てば、我々の望外の喜びとするところである。

なお、本模型実験にたずさわった当研究所の要員は下記のとおりである。

河川部長	土屋昭彦
河川研究室長	須賀堯三
篠崎試験所長	藤本成
河川研究室研究員	西田祥文
篠崎試験所	伊藤雄二

<注 釈>

当水理模型実験に着手した時点では、近々のうちに $H.W.L$ を下げる予定であったのが、その後の事情の変化で、現計画の $H.W.L$ をそのまま将来の $H.W.L$ とすることになった。よって、本報告書で計画高水位といっているのは、将来の計画高水位のことであり、暫定計画高水位といっているのは計画高水位のことである。また、計画堤防高といっているのは暫定計画堤防高のことである。

目 次

1. 序 説	1
〔1〕 黄瀬川の概況	1
〔2〕 模型実験に至る経過	3
〔3〕 模型の概要と相似則	4
2. 実 験	15
〔1〕 検討事項	15
〔2〕 実験方法	16
〔3〕 実験の検証	17
〔4〕 実験の概要	23
〔5〕 実験結果の注意事項	25
3. 実験結果	28
〔1〕 水制工に関する検討と実験	28
〔2〕 計画河道実験結果	32
〔3〕 将来計画河道実験結果	43
〔4〕 暫定計画河道実験結果	52
〔5〕 橋脚に関する検討結果	59
4. ま と め	109
〔1〕 計画河道	109
〔2〕 暫定計画河道	110
〔3〕 将来計画河道	110
〔4〕 橋 脚	111
お わ り に	112
参 考 文 献	113
写 真 集	

1. 序 説

(1) 黄瀬川の概況

(i) 黄瀬川流域と降雨

狩野川の右支川・黄瀬川は、流路延長29.9km、流域面積は258.6km²で狩野川水系全流域852km²の1/5弱を占めており、支川最大となっている。

黄瀬川における降水は、富士山、愛鷹山及び箱根山脈の斜面を流出し、黄瀬川を南下する。図-1はその流域を示したものである。

黄瀬川流域への降雨は、表-1における印野観測所の17年間の統計をみると、雨量は梅雨時および台風時となる6月～9月が多く、月平均雨量は300mmを越えている。また、ひと月の降雨日数では梅雨時にあたる6月、7月がやはり多い。年間総降水量は2000～4000mm程度であり、単純に流域面積を乗ずると、その水量は約5～10億m³となる。いっぽう黄瀬川本宿流量観測所における年総水量は、昭和21年～昭和49年までの平均をとると2億652万m³となっている。ちなみに、印野観測所の雨量を基準とした年降水量と本宿における総水量を比較すると、表-2の様になり、黄瀬川総水量は降水量の20～40%程度となる。但し、利水等は考慮していない。

表-1 黄瀬川流域の降雨（印野雨量観測所）

単位：mm

月 年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合 計
31	90	241	388	336	△ 599	427	224	271	○ 701	308	95	4	3,683
32	20	136	50	207	285	△ 470	266	228	○ 620	189	130	101	2,703
33	100	67	86	141	76	39	233	205	○ 413	△ 250	35	144	1,788
34	149	○ 474	124	229	172	178	317	△ 423	415	390	148	274	3,291
36	27	45	168	397	△ 464	○ 825	69	153	171	340	172	37	2,867
39	252	123	136	250	151	△ 280	93	234	○ 284	136	60	21	2,017
40	26	22	73	210	○ 609	344	140	272	△ 379	152	311	119	2,655
41	50	154	324	195	411	○ 553	408	171	△ 489	188	145	19	3,107
42	166	195	278	△ 367	80	196	○ 408	184	158	236	284	60	2,611
43	100	69	355	214	150	312	○ 582	△ 577	40	185	74	272	2,928
44	205	147	23	242	199	○ 559	348	△ 523	197	123	154	69	2,788
45	108	109	154	98	126	○ 398	86	△ 280	212	235	106	143	2,053
46	69	107	285	232	215	196	154	△ 379	○ 432	367	35	118	2,587
47	164	236	460	224	161	△ 500	○ 933	300	301	79	134	191	3,681
48	260	107	46	286	217	211	284	△ 344	340	○ 446	82	2	2,623
49	26	130	221	400	194	347	△ 544	○ 547	515	208	68	95	3,294
50	100	101	165	234	176	227	△ 363	337	267	○ 379	261	127	2,736
合計	1,912	2,463	3,336	4,262	4,285	6,062	5,452	5,428	5,934	4,211	2,294	1,796	47,412
平均	112	145	196	251	252	357	321	319	349	248	135	106	2,789

○印：年中で一番雨の多い月

△印：年中で二番雨の多い月

表-2 降水量と黄瀬川総水量

年	① 降水量(m^3)	②黄瀬川総水量(m^3)	②/①
31	9億2296万	3億5505万	0.38
32	6 # 7737 #	2 # 0426 #	0.30
33	4 # 4807 #	3 # 4888 #	0.78
34	8 # 2472 #	3 # 6903 #	0.45
36	7 # 1847 #	1 # 7868 #	0.25
39	5 # 0546 #	8317 #	0.16
40	6 # 6534 #	1億4900 #	0.22
41	7 # 7861 #	2 # 3716 #	0.30
42	6 # 5432 #	1 # 4325 #	0.22
43	7 # 3376 #	2 # 0641 #	0.28
44	6 # 9867 #	2 # 6558 #	0.38
45	5 # 1448 #	1 # 9917 #	0.39
46	6 # 4830 #	1 # 8313 #	0.28
47	9 # 2246 #	3 # 5006 #	0.38
48	6 # 5732 #	2 # 1660 #	0.33
49	8 # 2548 #	3 # 5338 #	0.43

(2) 黄瀬川流域の地形・地質¹⁾

黄瀬川沿いに上流より、鮎壺の滝(4.4 km 附近)までは、三島熔岩流が地表あるいは地表近くに存在し、また鮎壺の滝、佐野の滝など至る所、遷急点が形成されている。鮎壺の滝の上流は河岸が低く、洪水流は越水しやすい状態を呈している。

三島市以南は半径約1 kmの火山噴出物を主とする扇状地形がみられ、この扇状地形は黄瀬川より西部と東部でその形態をかなり異にする。東部は御殿場川・境川・泉川などにより、深い侵蝕谷がつくられているが、表面形態は著しくなめらかであり、西部は黄瀬川西部・浪人川沿い等に旧河道と思われる侵蝕谷が形成されているが、それは東部のものに比べ、ずっと浅く、かつ表面には起伏がかなり多い。したがって形態的には西部の扇状地形は東部のそれより古いと考えられる。すなわち、北東から南西へ広がっていた古い扇状地が侵蝕をうけたのち、新しい堆積物が主として南東部をおおっていたが西部はあまりおおわれなかったといわれている。

この新しい堆積物の主たるものはスコリヤ^{※)}であって東へゆく程粒径を減ずる。スコリヤ層の下は粘土層である。

黄瀬川は、この扇状地面を深く侵蝕して段丘を形成している。段丘は上下2段からなり、黄瀬川下流の上位段丘は、かなり粒径の大きい三島熔岩のれき(最大径35 cm程度)を含む河成れき層である。このれき層と下部のスコリヤ層との関係は不整合であり、この段丘れき層は上流へ行くに従い、厚さを増し、南小林(4.5 km)附近では2~2.5 mである。段丘上は至る所、旧河道の帯状の凹地がみられるが、この部分は砂れき層が厚く7 m位になっている。

三島熔岩流々出後、火山体が侵蝕されて比較的細かい物質でこの扇状地が形成され、その後の海

1) 「狩野川流域の地形・土地利用と昭和33年水害」1966年 科学技術庁資源局

※) 富士山から噴出した火山砂や火山れきが堆積したもので、大きな粒子や細粒子に乏しく、非常に角ばった多孔質の粘着性のない特殊な土壌

面低下と地盤の隆起によって、この扇状地に黄瀬川が段丘地形を形成し、三島熔岩流を浸蝕して生産した比較的粒径の大きいれきを堆積したものである。

(3) 黄瀬川の河床変動等

黄瀬川河道は、過去にその流路が相当変遷していたことが図-2(a)より判断される。しかし、図-2(b)より現在の河道は明治時代の平面図と対比してもほとんど変化がないことがわかる。

黄瀬川における河川施工令にいう、いわゆる直轄区間は狩野川との合流点を0.0 kmとし、その上流2.8 kmまでである。同区間における河床変動量を河床経年変化より0.2 km区間ごとおよび各年ごとに整理したのが図-3(a)・(b)である。

図-3(a)をみると1.4 km下流は洗掘の傾向を示し、その上流は堆積傾向を示す。また、合流点附近は本川狩野川による影響及び黄瀬川自身の河床勾配が緩和することから土砂は堆積する傾向にある。

図-3(b)より年ごとの河床変動量は、およそ洪水に対応した洗掘量を示しているが、昭和40年の洗掘量は特異であり、この原因は大規模な洪水もなく、また特別に年総水量も多くないことから考えて、砂利採取等の人工的要因によるものと思われる。

この河床変動経年変化によると総堆積量は $96209 m^3$ 、総洗掘量は $91853 m^3$ であり、その差は14年間で $4356 m^3$ の堆積となっており、みかけ上は河床上昇の比較的少ない安定したものとなっている。

河床構成材料の詳細は後述するが、直轄の0.0～2.8 km区間で非常に粒径のばらつきが生じている。

図-4は同区間のボーリング調査結果である。

〔2〕 模型実験に至る経過

(1) 狩野川水系における改修の沿革

狩野川における本格的工事は、直轄河川に編入された昭和2年より行われ、同年に計画高水流量を $1,700 m^3/sec$ とし、修善寺から下流の改修工事に着手した。その後、昭和23年9月の洪水にかんがみ同24年に $1,960 m^3/sec$ に改訂され、新たに放水路開削を含めた改修計画が決定された。さらにその後、昭和33年9月狩野川台風による洪水を契機に、昭和38年に「昭和38年以降総体計画」が策定され、大仁における基本高水のピーク流量を $4,000 m^3/sec$ とする現計画が立案され、同43年2月に「狩野川水系工事实施基本計画」とし、決定され現在に至っている。なお、狩野川放水路は昭和40年7月におおむね竣工した。

上記「基本計画」中には、黄瀬川現行計画も含まれており、計画高水流量を $1,200 m^3/sec$ (昭和16年洪水:本宿観測所 $1,210 m^3/sec$)とするものである(図-5)。しかし、その実施は立遅れた。その後、昭和51年8月に黄瀬川は $1,215 m^3/sec$ の洪水にみまわれ、護岸等に被害をうけるとともに、直轄区間上流で越流した。そのため同洪水を契機に、「緊急5ヶ年計画」として被災箇所を補修する一方、上記計画が昭和52年度より実施されるに至った。

また、黄瀬川には将来計画河道とし、計画高水流量を $2,200 m^3/sec$ 程度の規模に改訂する案が

考えられている(図-5)。

＜黄瀬川改修方式＞

黄瀬川河道は多くの滝を有する急流河川であるため、築堤方式による河道改修はひとたび越水破堤すれば被害を大きくし、沼津市街地への氾濫の恐れもあり危険である。したがって、これらの点を考慮し、改修方式は一部引堤を含め、現状を踏襲した掘込方式が考えられている。

(2) 黄瀬川における諸問題

黄瀬川河道は、現在ほとんど未改修の状態であり、河床勾配が急で蛇行し、下流部沿川が宅地化され河道拡幅が制約されている。このことは、現行計画河道(以下「計画河道」と称す)に改修する場合でも、将来計画河道案(以下「将来計画河道」と称す)に改修する場合でも制約される条件である。

以下に問題点・問題箇所を整理すると

(2)-1 疎通能力の確保と安定河道の設計

黄瀬川の現状河道は平均河床勾配が約 $1/250$ 程度と急であるのに加えて、洪水時には大水深・大流速となる。さらに湾曲部が多く、水衡部が生じポイントバーが形成される。したがって、計画河道に改修した場合における平均流速のてい減・河岸の保護及びポイントバー形成に伴う河積減少対策等を要する。くわえて、これらの構造物は、その安定性および将来の維持・管理の面からも詳細な工法の検討が要求される。さらに、将来計画河道においては、単位巾流量と平均流速から判断して、落差工等の勾配緩和施設が当然必要と予想され、その配置等には特に配慮する必要があるものと思われる。

(2)-2 合流点

黄瀬川は本川狩野川にほぼ直角に合流する形状をとっている。さらに、この両川は河床勾配に差があり、合流点における流速・流下土砂量及び平均粒径等、それらの特性が異っているため合流点の処理にあたっては、これらの要素を配慮し、合理的な設計を要する。

以上の諸問題に加え、現状河道から計画河道へ改修する過渡的段階の河道(以下「暫定計画河道」と称す)が、長期にわたって存続することが予測される。したがって、同河道の問題点・問題箇所の調査・把握とその対策の検討および計画河道に至る工事の手順について検討する必要がある。

模型実験は以上に述べた暫定計画河道・計画河道及び将来計画河道の諸問題の解決と、それぞれの河道における諸水理特性の把握を目的として行った。

〔3〕 模型の概要と相似則

(1) 各河道の概要

模型は製作費及び資料の準備状態等により、計画河道・将来計画河道・暫定計画河道の順で製作及び改造した。図-7に模型の配置(全河道共通)を示す。

(1)-1 各河道に共通する事項

表-3 模型製作概要

項 目	内 容
模型製作範囲	黄瀬川 0.0 km ~ 2.7 km 狩野川 3.2 km ~ 6.0 km
模 型 縮 尺	S=1/60 歪なし
河 床 タ イ プ	黄瀬川、狩野川とも移動床
そ の 他	敷地の都合で裏返し模型

* 模型は、現地断面を縮尺し、ベニヤ合板に形状を落として切り抜き（横断板）、模型製作個所に基準線より決めた当該位置に設置し、断面間（現地60mピッチ）はモルタルで固定し作成する。但し、河床は移動床厚を10cm見込んで低く製作した。

(1)-2 計画河道

計画河道の標準断面は図-6(a)の通りであり、黄瀬川2.0km附近に現在存在する新田川用水堰は撤去し、合流点には落差2mの落差工を設けた。また、鉄道及び道路橋の橋脚は、現状のものを用い河川施設等構造令に基づき配置した。なお、川巾は100m程度となり、河床高はほぼ現状河道の最低河床高程度に設定されている。あわせて狩野川筋も計画河道断面にした。

(1)-3 将来計画河道

将来計画河道の標準断面は図-6(b)の通りであり、将来計画河道は、計画河道の堤防法線を拡巾しないため、疎通能力を確保するには2m程度の河床掘削が必要であるとともに、掃流力の増大に伴い激しくなる河床変動を抑制するため、床止工等の施設が不可欠となろう。また、河床低下に伴い計画河道時の落差工は撤去する計画となっている。

(1)-4 暫定計画河道

暫定計画河道は、昭和51年度までの工事終了後河道（「緊急5ヶ年」の工期が1年延長された）を対象としている。

同河道は、1.4km附近右岸側において一部引堤と河床掘削が終った状態（図-67(a)参照）で、他は現状河道となる。したがって、橋脚位置及び形状さらに狩野川河道についても現状通りとなる。

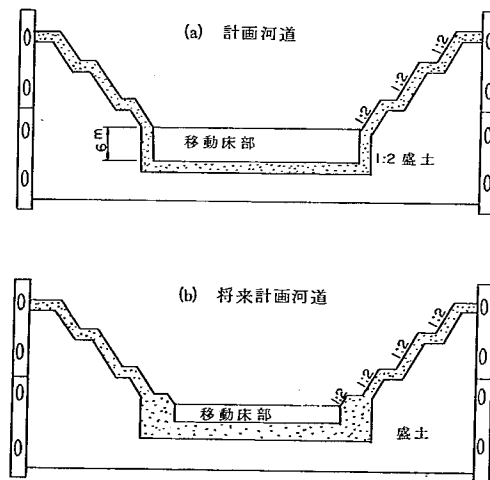


図-6 模型標準横断形状（0.0～0.8 km）

(2) フルードの相似則

模型実験は、現地に生ずる現象の基礎方程式を模型上で解くことによって、知ろうとするものである。その為、模型上の現象を支配する基礎方程式が現地のそれと同一かどうかを検討せねばならない。但し、そのためには諸物理量の縮尺については一定の条件が必要となる。

現地の流れを支配する運動方程式及び連続の式は、その現象を一次元的なものとみなすと

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

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

模型上でも同様の式が成立つ

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

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

ここで記号は慣用記号である。添字の p は prototype (現地), m は model (模型) を示す。

現地の流れと模型上の流れが相似であるためには、(1)式と(3)式の対応する各項の比が一定でなければならない。

$$\text{それ故} \quad \frac{\frac{1}{g} \frac{\partial V_p}{\partial t_p}}{\frac{1}{g} \frac{\partial V_m}{\partial t_m}} = \frac{\frac{\partial h_p}{\partial X_p}}{\frac{\partial h_m}{\partial X_m}} = \frac{-i_p}{-i_m} = \frac{\frac{\partial}{\partial X_p} \left(\frac{V_p^2}{2g} \right)}{\frac{\partial}{\partial X_m} \left(\frac{V_m^2}{2g} \right)} = \frac{\frac{n_p^2 \cdot V_p^2}{h_p^{4/3}}}{\frac{n_m^2 \cdot V_m^2}{h_m^{4/3}}} = \text{const} \quad (5)$$

ここで

$$\frac{V_p}{V_m} = V, \quad \frac{t_p}{t_m} = t, \quad \frac{h_p}{h_m} = h, \quad \frac{X_p}{X_m} = X, \quad \frac{n_p}{n_m} = n, \quad \frac{-i_p}{-i_m} = i$$

とくと、(5)式は

$$\frac{V}{t} = \frac{h}{X} = i = \frac{V^2}{X} = \frac{n^2 \cdot V^2}{h^{4/3}} = \text{const} \quad (6)$$

となり、各辺に X/h を乗ずると次のようになる。

$$\frac{V \cdot X}{t \cdot h} = 1 = \frac{i \cdot X}{h} = \frac{V^2}{h} = \frac{n^2 V^2 \cdot X}{h^{4/3}} = \text{const} \quad (7)$$

(7)式の中で、水平縮尺 X 、鉛直縮尺 h が与えられたとすると、流速縮少は、第2項と第4項より

$$V = \sqrt{h} \quad (8)$$

で与えられる。さらに第2項と第5項より粗度係数の縮尺は

$$n = \frac{\sqrt{h^{4/3}}}{V \cdot \sqrt{X}} = \sqrt{\frac{h^{4/3}}{X}} \quad (9)$$

となる。なお、断面積・流量・時間・エネルギー勾配の縮尺は

$$A = X \cdot h \quad (10)$$

$$Q = V \cdot A = X \cdot h^{3/2} \quad (11)$$

$$t = \frac{V-X}{h} = \frac{X}{\sqrt{h}} \quad (12)$$

$$i = \frac{h}{X} \quad (13)$$

であらわされる。

黄瀬川模型に関する諸物理量の縮尺は(8)~(13)式等により、表-4に示すように求まる。(黄瀬川模型縮尺；水平・鉛直とも1/60)

表-4 フールド則における模型縮尺(黄瀬川)

諸元	次元	縮尺	尺
距離	L	1 : ℓ	1 : 60
面積	L ²	1 : ℓ^2	1 : 3600
体積	L ³	1 : ℓ^3	1 : 216000
時間	T	1 : $\ell^{1/2}$	1 : 7.75
流量係数	L ^{1/2} /T	1 : ℓ^0	1 : 1
流速	L/T	1 : $\ell^{1/2}$	1 : 7.75
加速度	L/T ²	1 : ℓ^0	1 : 1
こう配	L/L	1 : ℓ^0	1 : 1
流量	L ³ /T	1 : $\ell^{3/2}$	1 : 27885
粗度係数	T/L ^{1/2}	1 : $\ell^{1/2}$	1 : 1.98
圧力強度	M/LT ²	1 : ℓ	1 : 60
力	ML/T ²	1 : ℓ^3	1 : 216000
仕事	ML ² /T	1 : ℓ^4	1 : 12960000

(3) 流砂量と時間の相似律

移動床実験における流砂量および時間の相似は、模型実験における河床変動の状況を現地の現象に近づければ良い。そのためには、流砂の輸送形態と移動量を合せればよい。

ここでは、土研・ロールセンおよびブラウン公式の3式をとりあげ、比較する。

$$Q_B = \frac{Bu^{*3}}{(\sigma/\rho-1)g} \cdot \varphi \cdot F \quad \dots\dots (土研公式) \quad (14)$$

$$Q_r = \frac{Q}{265} \cdot \left(\frac{d}{h}\right)^{3/4} \cdot \left\{ \frac{\rho \cdot u^{*2} \cdot d^{1/4}}{(7.66n)^2 \cdot \tau_c \cdot g} - 1 \right\} \cdot f \quad \dots\dots (ロールセン) \quad (15)$$

$$Q_B = \frac{10 \cdot B \cdot \rho^2 u^{*3}}{(\sigma-\rho)^2 \cdot g \cdot d} \cdot R \cdot I_e \quad \dots\dots (ブラウン) \quad (16)$$

ここに、記号は慣用記号とし、説明は略す。

土研公式は掃流砂を対象としており、ブラウン公式は $u^{*2}/(\sigma/\rho-1) \cdot g \cdot d$ の値が大きくなると浮遊砂も含まれ、ロールセン公式は浮遊砂も含めた全流砂を対象としている。

ここでは、各々の諸元をあらわすのに現地と模型の比をとって添字 r を付して表現する。一般に、 $g_r = \rho_r = 1$ であり、また、表-2に示したように $X_r = h_r = \ell$ であるから、河床構成材料の間に次のような関係が成り立つ

$$d_r = \frac{\ell}{(\sigma - \rho)r} \quad (17)$$

さらに(14)~(16)式の現地と模型の比を河床構成材料の平均粒径を用いてあらわせばそれぞれ次のようになる。

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_r \cdot \varphi_r \cdot F_r \quad (18)$$

$$Q_{Tr} = \ell^{3/2} \cdot d_r^{3/2} \cdot f\left(\frac{u^*}{w_0}\right) r \cdot \left(\frac{\tau_0'}{\tau_c} - 1\right) r \quad (19)$$

$$Q_{Br} = \ell^{3/2} \cdot d_r \quad (20)$$

次に時間縮尺は、次式の河床変動の連続式と(14)~(16)式の流砂量公式より求めることができる。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial (B \cdot q_B)}{\partial X} = 0 \quad (21)$$

したがって、時間縮尺は(21)式より次のようにあらわすことができる。

$$t_r = \ell^3 \frac{(1-\lambda)r}{Q_{Tr}} = \ell^3 \frac{(1-\lambda)r}{Q_{Br}} \quad (22)$$

故に、土研・ロールセンおよびブラウン公式による時間縮尺は次式の形で与えられる。

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)r}{d_r \cdot \varphi_r \cdot F_r} \quad (23)$$

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)r}{d_r^{3/2} \cdot f(u^*/w_0) r \cdot (\tau_0'/\tau_c - 1) r} \quad (24)$$

$$t_r = \ell^{3/2} \cdot \frac{(1-\lambda)r}{d_r} \quad (25)$$

黄瀬川河道においては、後述するが、実験対象区間の粗度係数は $n = 0.025$ より大きくなるので $\varphi_r = 1$ （土研公式）となる。また空隙率 λ は、現地・模型ともに 0.4 とし、河床材料の比重も 2.65 で等しいものとする。

以上より $(1-\lambda)r = 1$ 、 $(\sigma/\rho - 1)r = 1$ 、 $\varphi_r = 1$ となる。表-5は計画河道における流砂量と時間の縮尺をあらわしたものである。なお現地の数値としては不等流計算値を用いた。

流砂現象は水と河床の境界における複雑な現象であるため、前述の3式はいずれも厳密な流砂力学に基づいたものでなく、運動機構のモデル化ないしは次元解析の手法と実測値とに基づいており、流砂量式相互にはかなりの相違がある。

特に、河床面に発達する河床形態ないしは河床粗度が流砂におよぼす影響はきわめて大きい。この点に関しては土研・

ロールセン・ブラウンの式のうちブラウン式を除いては粗度係数あるいは掃流力と限界掃流力の比の形で考慮されている。

表-5 流砂量と時間の縮尺

流量(m^3/sec)	項	公 式	流 砂 量	時 間
800		フルード式	—	1/7.75
		土 研 式	1/22308	1/9.68
		ロールセン	1/14523	1/14.87
		ブラウン	1/22308	1/9.68
1200		フルード式	—	1/7.75
		土 研 式	1/22308	1/9.68
		ロールセン	1/15136	1/14.27
		ブラウン	1/22308	1/9.68

また、土研公式は掃流砂に対して適用されるが、粗度をあらわす ϕ を u^*/u_{*0} によって変化する係数として扱うならば、濃度の大きくない範囲で浮遊砂の領域にまで適用でき、ロールセン公式は全流砂量を対象としている。つまり、土研公式とロールセン公式は、同じ構造を有している。そうしたことから、黄瀬川においては土研およびロールセン公式による縮尺が現象を正しく反映しているものと判断される。

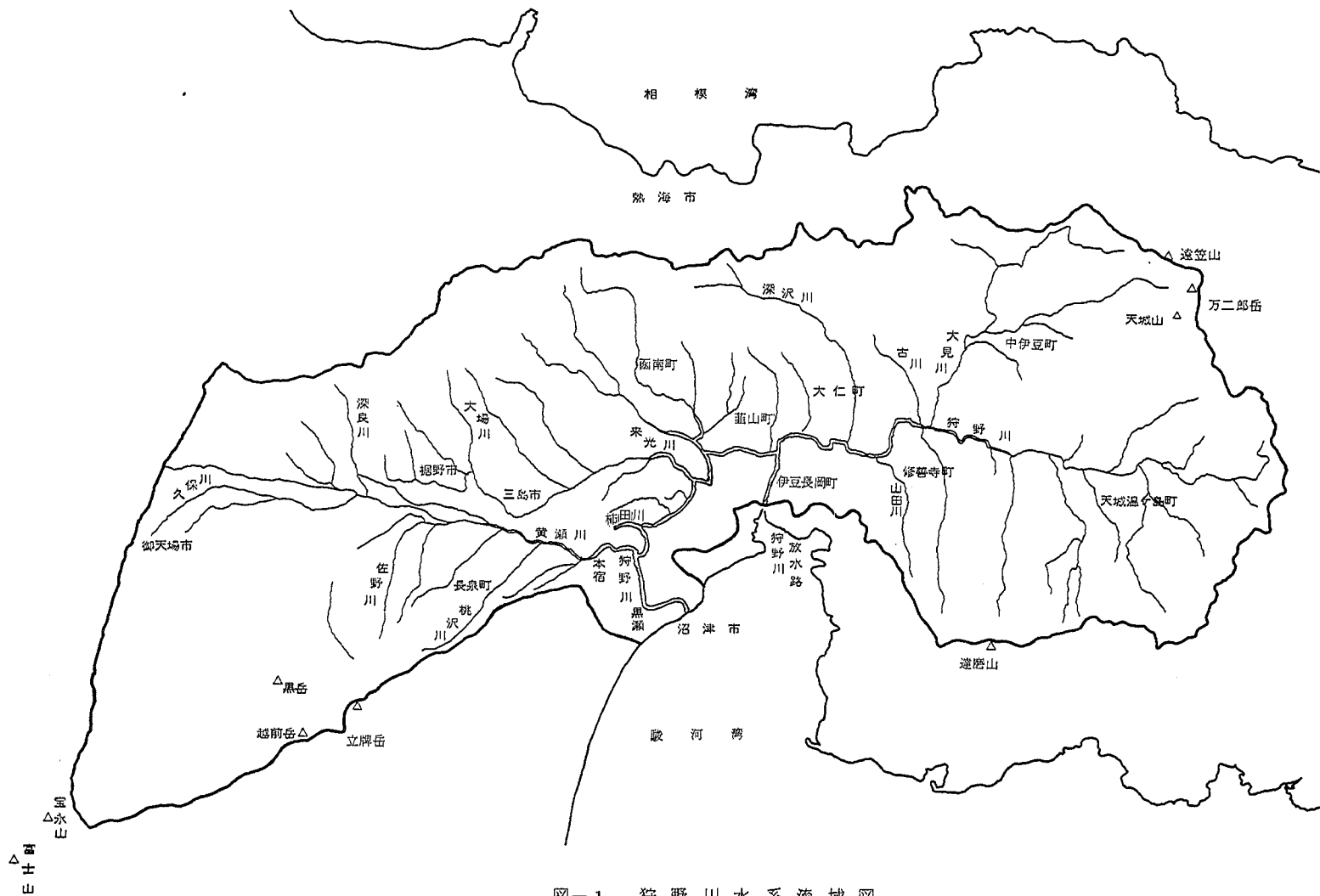


図-1 狩野川水系流域図

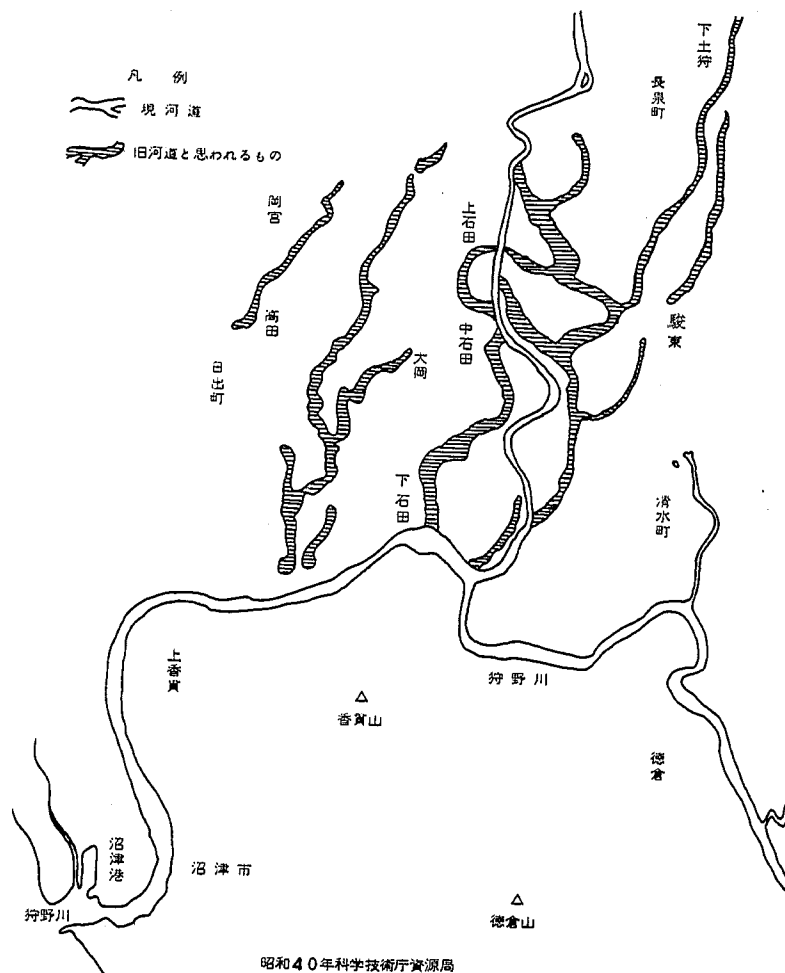


図-2(a) 黄瀬川変遷図

凡 例

明 治 33 年	----
大 正 12 年	-----
昭 和 45 年	————

縮尺 1/10000

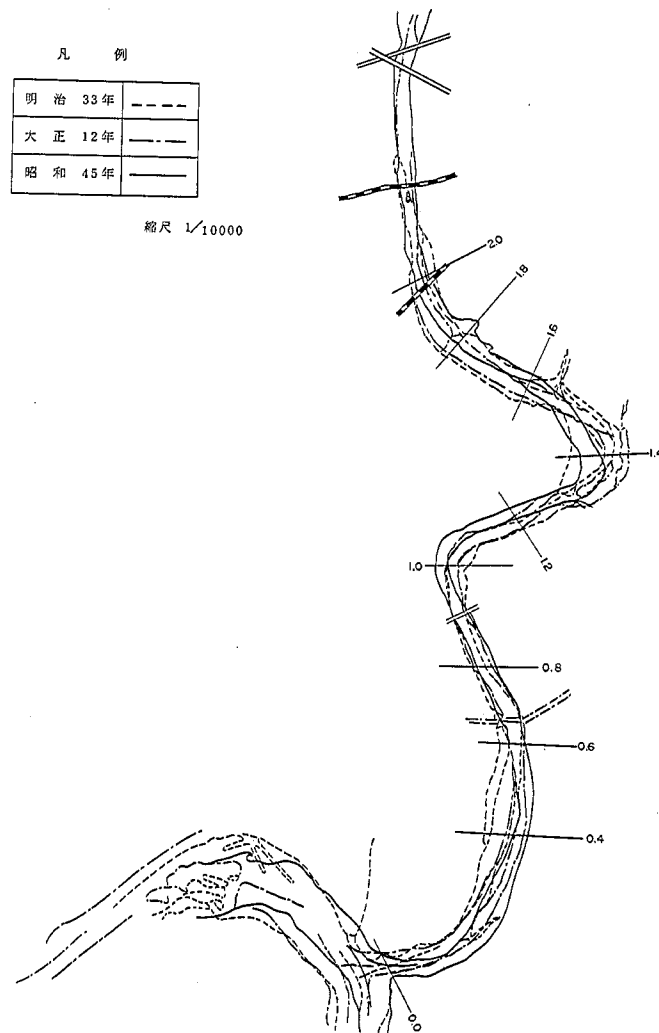
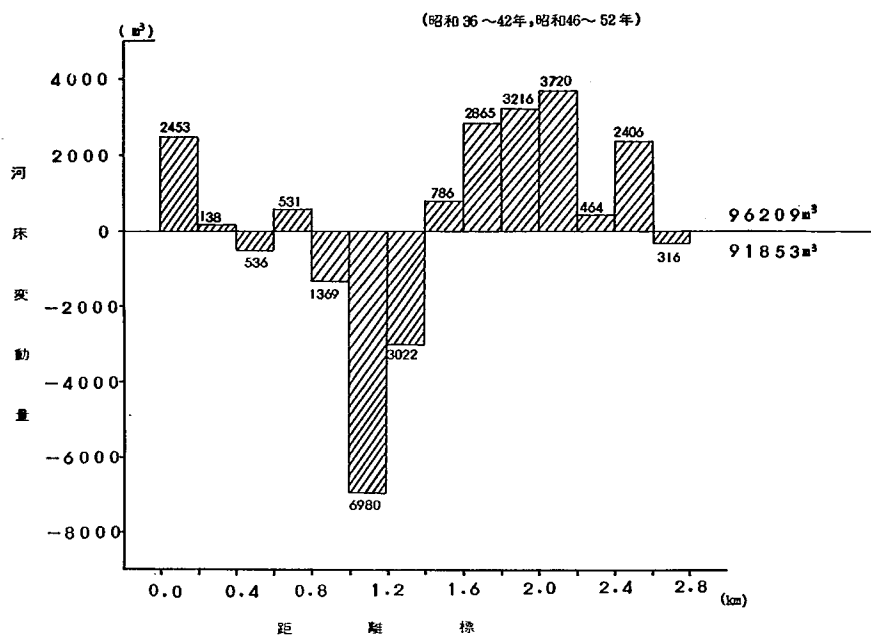


図-2(b) 黄瀬川変遷図



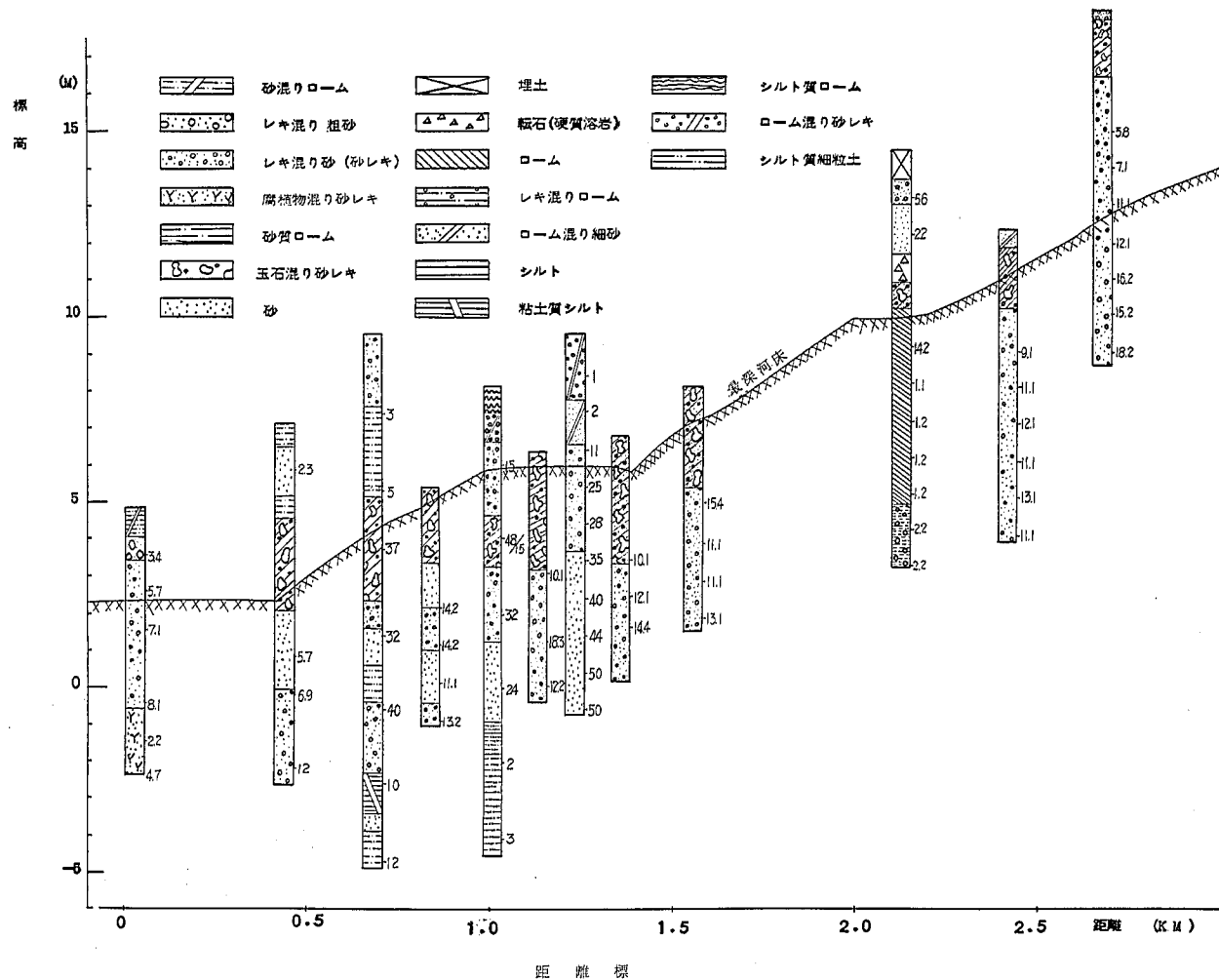


図-4 ボーリング調査図

2. 実 験

〔1〕 検討事項

黄瀬川河道には、1-〔2〕で述べたような問題がある。そのため、模型実験においてはそれらの問題点の確認と処理についての検討を行ってゆく必要がある。この節では、各河道共通の問題点・問題箇所についてふれ、その対策について述べた後、特定河道個有のそれについてふれることとする。

(1) 局所洗掘

黄瀬川は暫定計画河道・計画河道および将来計画河道のいずれの場合にも、地形的な面から急勾配となり、さらに水深が深いため洪水時には河床および左右岸に大きな掃流力が作用する。そのうえ、湾曲部が多いため、流水には遠心力が作用し、湾曲部凹岸側においては流水が集中し深掘れする結果となる。局所洗掘深は計画高水流量を対象とした時はともかく、それ以下の流量でも護岸・根固工の維持に相当困難性を伴うものであると予想される。黄瀬川直轄改修区間においては、このような流況を呈するため、局所洗掘の防止対策がいずれの河道においても必要となる。

洗掘防止対策については、一般に護岸前面の洗掘防止としてよく用いられる根固工、水流の方向規制・流速の減勢などを目的とする水制工、さらに河床維持・勾配緩和などに用いる床止工、等が挙げられる。黄瀬川の場合には急流河川で湾曲部が多いことを考慮して、効果的な工法の選択・配置または施工場所及び範囲等を検討するとともに、対策工自体の維持などを指標に検討することが望まれる。また、これらの対策工が他に及ぼす影響についても調査しなければならない。

(2) 合流点

合流点形状は、前述したように本川狩野川に黄瀬川がほぼ直角に合流する形状をとる。そのため、黄瀬川出水時には狩野川水位を、狩野川出水時には黄瀬川水位を、それぞれ著しく堰上げるものと予想される。また、合流点の本川対岸（左岸）は黄瀬川出水時に水衝部となり、合流点直上流の黄瀬川左岸高水敷上も出水時に流速が大きく、洗掘されることが予想されるため対策を要する。さらに、黄瀬川筋は合流点に平均粒径で本川の3倍程度の土砂を多量に堆積する。狩野川筋の掃流力ではこの堆積土砂の流下は多くは望めず、本川筋の河積をせばめるという現象を生ずる。

(3) 護岸・根固工

本節(1)で記した通り、護岸・根固工の維持は難しいものと予想され、特に護岸の維持の面からは根固工の配置・構造に配慮を要するとともに、他の対策工との効果的な組合せが必要となる。

(4) 疎通能力の確保

各河道時の計画高水流量は暫定計画河道時 $800\text{m}^3/\text{sec}$ 、計画河道時 $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ 、将来計画河道時 $2,200\text{m}^3/\text{sec}$ となる。そのため、それぞれの河道で対象となる計画高水流量を、沿水上支障なく流下できる河積を確保する必要がある。

(5) 将来計画河道の問題

計画河道における流速をはるかに上回る流速が生ずることが予測されるため、床止工あるいは落差工による河床勾配緩和の処置が不可欠となる。故にその構造配置についても検討せねばならない。

(6) 暫定計画河道の問題

暫定計画河道の計画高水流量は $800\text{m}^3/\text{sec}$ とされ、疎通能力の確保という観点からの工事手順の検討を、同河道および計画河道を対象として検討を行なう必要がある。

〔2〕 実験方法

実験は、別に検討・選定された境界条件を設定し、後述の方法で各河道の水力量等を測定し、あわせて改修案の妥当性を検討した。その結果、好ましくない現象を呈する場合は模型を改造し、再び上記作業を繰返し判定した。

(1) 境界条件の設定

黄瀬川および狩野川流量は、模型流頭部に配置した量水槽（四角堰）によりおのおの設定した。

模型下流水位は、狩野川 3.4 km あるいは 3.6 km 地点で不等流計算により作成した水位～流量相関曲線より与えた。それを図-8 に示す。実験はすべて移動床実験としたので河床材料の補給が必要であり、その補給は黄瀬川 2.5 km 附近断面が動的平衡となるように行った。但し、本川においては、河床材料は黄瀬川筋のものをういたため、限界掃流力が現地の 3 倍程度となる他、本川には大きな流量を通水しなかったため、合流点上流側では河床材料の移動はみられなかった。そのため、給砂は行わなかった。

(2) 測定位置および方法

水位・流速・河床高の測定位置・測定方法および流況観察は次の通りである。

水位の測定は、実験目的および模型の河床形態等の要求により位置及び方法とも変えた。不定流実験では、測定場所に測定者を配置し、レベルおよびポイントゲージによって、一斉に測定する方法、また触針型水位計を配置し（5 台連動）、定時に一斉に測定する方法のいずれかとした。また、定流実験では、砂州の安定した状態を目安として、ポイントゲージとレベルを用い、1 断面ずつ測定を行った。したがって、不定流実験では一定時刻の定流実験ではある時間帯の水位となっている。

なお、測定位置は、各断面の水面巾によって、またポイントゲージの数によって、定流実験では 2 点/断面～3 点/断面とし 2 点の場合は兩岸附近、3 点の場合は兩岸および流心部の測定とした。また、不定流実験では湾曲部で 2 点/断面、他では 1 点/断面で測定している。なお測定断面は、それぞれの実験結果を参照されたい。

流速は、小型プロベラ流速計により測定した。測定位置は主に湾曲部の凹岸側とし、最大流速を測定したケースが多い。

河床高は、通水後にレベルとスタッフ（板にものさしを張りつけたもの）を用いて測定した。測定位置は模型製作時の横断板設置断面（6.0 m 間隔）・2 断面につき 1 断面程度の測定で、横断方向に 6 m 間隔（現地換算）で行った。

流況観察は、染料またはアルミ粉を流し、写真撮影と目視によるスケッチで流線を追跡するとともに、水衝部・はく離領域・死水域及び河床変動等の特徴的な水力現象を記録した。

〔3〕実験の検証

一般に、水理模型実験においては1-〔3〕で述べたような相似関係が現地と模型の間に成立せねばならない。その為、相似関係が満足されているかどうかを検討することが重要なこととなる。

移動床実験においては、水位・流速さらに河床変動等を現地の現象と合わせることが必要である。掃流現象を現地に合わせるには、流砂量を相似にすると同時に、輸送形式も同形式としなければならない。加えて、粗度についても現地に対して相似にせねばならない。

黄瀬川模型の実験の検証は、現況河道実験を模型実験としては行わなかったため、ここでは計画河道実験の結果について検討する。但し、暫定計画河道・将来計画河道の相似性については実験結果で述べる。

(1) 河床構成材料の検討

黄瀬川の河床材料は図-9、10に示す通り、模型対象区間でその平均粒径 dm は $15 \sim 40 \text{ mm}$ 程度、全調査断面で $dm = 24 \text{ mm}$ である。また、狩野川 $3.0 \sim 6.0 \text{ km}$ 間は $dm = 8 \text{ mm}$ 程度となり、黄瀬川に比較してその粒径は約 $1/3$ 程度となっている。

模型実験でこれら両川に、それぞれ粒径の異なる河床材料を敷設することは、実験ごとに混合した範囲の河床材料を取り替える必要が生じ、多額の費用と時間を要する。また、黄瀬川の各採取点ごとの粒度分布についてもフルイ分効果が生じており、同様のことがいえよう。

したがって、今回の実験の目的が黄瀬川河道の河床変動に主眼を置いていることから判断して、狩野川筋も含め、黄瀬川の河床材料を平均的に取扱うことにした。

模型の河床材料を決定するには幾何学的に縮める他、流水中の輸送形式についても合わせる必要があり、次のような方法により検討した。

イ. 河道の流水抵抗を表わす、平均流速公式によって検討する方法

ロ. 現地及び模型河道における限界掃流力の比 (τ_0/τ_c) の流砂量の活発性から検討する方法
イの方法として、平均流速公式とし、対数式を用いる。

$$\frac{u}{u_*} = 6.25 + 5.75 \log 10 \frac{R}{ks}, \quad \frac{ks}{d} = f(\tau^*) \quad (26)$$

(26)式は、砂礫流送に関する掃流力の尺度とし τ^* をとりあげ、対数式の相当粗度 ks を τ^* の関数とし表わそうとするものである。

芦田は、次のような式を提案した。

$$\frac{ks}{dm} = f(\tau^*) \cdot Fr^{-2} \cdot (Fr = \frac{v}{\sqrt{gR}}) \quad (27)$$

これは、流れのフルード数を考慮して実測資料を整理することにより、 $f(\tau^*)$ を求めたものである。

$$\frac{u}{u_*} = f(\tau^*) = f\left(\frac{dm}{RI}\right) \quad (28)$$

以上(28)式までより、芦田による $dm/R \cdot I \sim ks/dm$ の関係を用いて dm を仮定し、試算によって模型の平均粒径を求める。黄瀬川計画河道において直線区間の数断面を代表断面とし、あらかじめ求

めた。模型河道における RI , フルード数, u_m/u^* の値と仮定した dm を用い, 試算より模型の平均粒径 $dm \doteq 0.045 \text{ cm}$ を得た。

次に, □の方法により平均粒径を求める。(2)式はシールズの式である。

$$u^*c/(\sigma/\rho-1)gd = f(u^*c \cdot d/\nu) \quad (2)$$

(2)式を用い, 現地限界掃流力より模型上の限界掃流力を求め, 平均粒径を逆算した。現地の平均粒径を $dm = 24 \text{ mm}$ とすれば, 岩垣公式による限界掃流力は

$$u^*cp^2 = 80.9 \cdot d = 80.9 \times 24 = 194.16 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$$

模型の縮尺は $1/60$ であるため, 模型上の限界掃流力は

$$u^*cm^2 = 194.16 \times 1/60 = 3.24 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$$

となる。ここで, シールズ関数の全体的な平均値

$$u^*c^2/(\sigma/\rho-1) \cdot gd \approx 0.5 \quad (3)$$

を用いると, 模型の粒径は $\sigma = 2.65$ とし, (3)式より

$$d = \frac{3.24}{980 \times 1.65 \times 0.05} = 0.040 \text{ cm}$$

と概略の値を得る。さらに岩垣の式で適用式を見だし, $u^*c^2 = 8.41d^{11/32}$ を用い, (3)式により $dm = 0.035 \text{ cm}$ が求められる。

今回の実験では, 以上2つによる方法から模型の dm は $0.35 \sim 0.45 \text{ mm}$ の範囲のものになる。また, フルードの相似則により求めると

$$dr = \frac{\ell}{(\sigma-\rho)r} = \frac{1}{60}$$

となり, 模型の平均粒径は $dm = 0.4 \text{ mm}$ となる。したがって, それぞれの方法で求めた模型平均粒径 dm は 0.4 mm 程度となり, 今回用いた河床材料は図-10に●印で示す。

(2) 粗度係数の検討

黄瀬川の現地粗度係数は, 昭和51年6月及び8月の出水により逆算されている。表-6にそれを示す。

表-6 不等流計算式より逆算した粗度係数(現状河道)

洪水	ピーク流量 (m^3/sec)	区間	粗度係数	備考
S51. 6	415	0.0~1.0 k	0.021	氾濫なし
		1.0~2.2	0.034	
		2.2~2.8	0.036	
S51. 8	1215	2.2~2.8	0.033	下流氾濫

現在, 黄瀬川計画河道における計画粗度係数は $n = 0.035$ と設定されている。この値は表-6の実績粗度係数に比べ, 河道が整正されることを考慮すれば若干大きい傾向にあるといえる。

模型河道の粗度係数は, 図-11に示すよう $n = 0.01 \sim 0.08$ とばらついている。このうちケース10, 11については, 水制工・根固工を配置した実験であり, ケース2, 3と比べ大きい値を示している。また, 流量が $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時の値は, 河床面に写真-2, 3にみられるような Ripples

の形成がみられ、そのため $n = 0.02 \sim 0.08$ と計画粗度より大きくなっている部分がある。流量が $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ と増せば、各湾曲に大きな砂州の発達がみられるが、河床面は $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時より平滑であり、粗度係数は小さく、図-11にみられるように $n = 0.02 \sim 0.05$ 附近に集中している。実験対象区間のケースごとの平均粗度係数は表-7に示す通りで、計画高水流量を対象とした時はケース3及びケース11の値で代表される。その値は計画粗度の0.035より小さ

表-7

Case No.	流量 (m^3/sec)	模型区間の粗度係数
1	800	0.020 (0.0 ~ 0.6 km)
2	300	0.042 (0.6 ~ 1.8 km)
3	1200	0.028 (0.0 ~ 2.4 km)
4	2200	—
10	300	0.061 (0.0 ~ 2.4 km)
11	1200	0.030 (0.0 ~ 2.4 km)

い値となっているが、前述のように計画粗度係数自体が大きすぎるため、実験結果の $n = 0.028 \sim 0.030$ は実際に近い値を示しているものと判断される。

表-8は、昭和51年8月洪水流量を基準に、現状河道及び計画河道における不等流計算結果と実験結果の各水理量を比較したものである。この表によると、境界条件ともいふべき流量、模型精度としての河床勾配・平均粒径及び限界掃流力を除き、非常に現地と模型は相似性の高いものであることがわかる。

表-8 水理量比較 (2.2 k ~ 2.4 k 区間)

項目 \ 河道	現況河道 (S. 51. 8. 9)	計画河道 (不等流計算)	模型河道 (計画河道)
流量 (m^3/sec)	1215	1200	1200
水深 (m)	3.63	3.39	3.60
径深 (m)	3.29	3.12	3.29
流速 (m/sec)	4.86	4.57	4.70
河床勾配	1/200	1/200	1/200
平均粒径 (mm)	24	24	30
限界掃流力 ($\text{t}/\text{m}/\text{sec}^2$)	0.0194	0.0194	0.0243
掃流力 ($\text{t}/\text{m}/\text{sec}^2$)	0.161	0.153	0.161
粗度係数	0.033	0.035	0.033
流砂量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	2.46×10^{-3}	2.28×10^{-3}	2.43×10^{-3}

なお、同表で2.2~2.4 kmを対象としたのは、昭和51年8月の洪水はこの下流で越水しているためである。

(3) 河床材料の輸送形式

河床材料の輸送は、掃流・浮流の2形式に大別できる。模型実験ではこの輸送形式についても現地と模型の間に相似関係が成り立つことが要求される。

一般に、流砂の輸送形式を判別するパラメータとして、 u_* / W_0 が使われる。ここに、 u_* は摩擦速度、 W_0 は粒子の沈降速度である。

土粒子の比重および水の密度をそれぞれ、 $\sigma=2.65$ 、 $\rho=1.0 \text{ g/cm}^3$ 及び水温 25°C における $\nu=0.00897 \text{ cm}^2/\text{sec}$ とすると、 W_0 は鶴見式により次のように与えられる。

$$\begin{aligned} d < 0.015 \text{ cm} & \quad W_0 = 11940 d^2 \\ 0.015 < d < 0.110 \text{ cm} & \quad W_0 = 171.5 d \\ 0.110 < d < 0.580 \text{ cm} & \quad W_0 = 81.5 d^{0.667} \\ 0.580 < d & \quad W_0 = 73.2 d^{0.5} \end{aligned}$$

これらを用いて求めた u^*/W_0 の値が河床粒子の浮遊しやすさを示し、 $u^* \gg W_0$ ならば粒子は流れの方向に強い力を受け浮遊状態で流送される。 $u^* < W_0$ ならば、掃流状態で輸送される。

黄瀬川 300, 800 及び $1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の 3 流量に対する現地不等流計算値と模型実験値を用いて u^*/W_0 を算定し、主要断面ごとに表-9 に示した。同表によれば、 0.6 km 断面を除き現地の u^*/W_0 の方が大きい値を示している。このことは、現地に対し模型における河床材料の輸送形態が浮遊しにくく掃流状態に近いことを示し、その比は平均して $50 \sim 75\%$ 程度となる。しかし、現地においても $u^*/W_0 < 1$ の範囲内にあり、掃流状態に近い輸送形態であることを示している。さらに詳細に考察してみると、摩擦速度 u^* は当然のことながら粗度係数 n の影響を強くうけ、全体的に $n = 0.030$ の場合の方が大きくなっている。流量別及び粗度係数別に現地と模型の u^* を比較すると $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ を除き、他の 2 流量については模型値は $n = 0.035$ の値に近い。また、 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の u^* はいずれの粗度においても模型値の方が大きい理由は、模型粗度が現地のそれよりも大きいため、エネルギー勾配に大差なく、水深が模型の方が大きいところに求められる。一方、模型における河床材料の沈降速度 W_0 はいずれの場所でも一定としているのに対し、現地の場合は採取河床材料平均粒径に対応させているのでかなりの巾を有している。そのため、現地平均粒径と大巾に異なる 0.0 km 、 0.6 km 及び 2.2 km 断面等では、模型値と比較しかなりのバラツキを生じ、結果的に u^*/W_0 の現地と模型値の比も異ってきている。

表-10 の τ_0/τ_c の比較においても、前記同様の粒径の取扱いの差がからむことになる。 τ_0/τ_c の値は河床材料が移動するか否かの指標となり、その値が大きい程、土砂が移動しやすいことを示す。ただし、 τ_c は岩垣の式より求めた。

表-10 によれば模型の河床材料の方が現地のそれよりも移動しにくいことを示している。一般に τ_0 が τ_c の約 3 倍以内ならば河床材料の移動は限界掃流力の影響を強くうけるといわれる。

実際河川でしばしば問題となるのは、前述のような断面平均的な取扱いで表現される現象よりもむしろ局所的な洗掘・堆積あるいは偏流などに大きく支配されることも考えておかねばならない。

表-9 u^*/W_0 の比較

(a) 黄瀬川 $300\text{m}^3/\text{sec}$

測点 (km)	現地不等流計算 T. P.414						模 型				$\frac{(u^*/W_0)_m}{(u^*/W_0)_p}$	
	dm (cm)	W_0 (cm/sec)	① ($n=0.030$)		② ($n=0.035$)		dm (cm)	W_0 (cm/sec)	u^* (cm/sec)	u^*/W_0	①	②
			u^*	u^*/W_0	u^*	u^*/W_0						
0.0	0.35	40.5	14.1	0.348	16.1	0.398	3.06	128.0	28.8	0.225	1/1.547	1/1.769
0.6	4.25	150.9	21.3	0.141	22.3	0.148	"	"	29.5	0.230	1/0.613	1/0.643
1.2	1.38	86.0	22.7	0.264	23.7	0.276	"	"	30.4	0.238	1/1.109	1/1.160
1.8	2.36	112.5	26.4	0.235	27.1	0.241	"	"	30.0	0.234	1/1.004	1/1.030
2.2	0.37	41.9	23.6	0.563	27.0	0.644	"	"	30.3	0.237	1/2.376	1/2.717
2.8	2.17	107.8	—	—	—	—	"	"	—	—	—	—

(b) 黄瀬川 $800\text{m}^3/\text{sec}$

測点 (km)	現地不等流計算 T. P.5285						模 型 T. P.5070				$\frac{(u^*/W_0)_m}{(u^*/W_0)_p}$	
	dm	W_0	①		②		dm	W_0	u^*	u^*/W_0	①	②
			u^*	u^*/W_0	u^*	u^*/W_0						
0.0	0.35	40.5	20.0	0.494	22.9	0.565	3.06	128.0	21.7	0.170	1/2.906	1/3.324
0.6	4.25	150.9	27.9	0.185	29.3	0.194	"	"	25.4	0.198	1/0.934	1/0.980
1.2	1.38	86.0	27.0	0.314	28.7	0.333	"	"	25.9	0.202	1/1.554	1/1.649
1.8	2.36	112.5	30.2	0.268	37.7	0.335	"	"	23.2	0.181	1/1.481	1/1.851
2.2	0.37	41.9	33.1	0.790	36.9	0.881	"	"	—	—	—	—
2.8	2.17	107.8	—	—	—	—	"	"	—	—	—	—

(c) 黄瀬川 $1200\text{m}^3/\text{sec}$

測点 (km)	現地不等流計算 T. P.5625						模 型 T. P.5306				$\frac{(u^*/W_0)_m}{(u^*/W_0)_p}$	
	dm	W_0	①		②		dm	W_0	u^*	u^*/W_0	①	②
			u^*	u^*/W_0	u^*	u^*/W_0						
0.0	0.35	40.5	25.0	0.617	28.5	0.704	3.06	128.0	31.6	0.247	1/2.498	1/2.850
0.6	4.25	150.9	32.7	0.217	34.0	0.225	"	"	33.7	0.263	1/0.825	1/0.856
1.2	1.38	86.0	28.7	0.334	31.3	0.363	"	"	37.6	0.294	1/1.136	1/1.235
1.8	2.36	112.5	31.7	0.282	39.6	0.352	"	"	38.4	0.300	1/0.940	1/1.173
2.2	0.37	41.9	35.3	0.842	41.1	0.981	"	"	—	—	—	—
2.8	2.17	107.8	—	—	—	—	"	"	—	—	—	—

注意：T. P. 414 : 黄瀬川 0.0 km 水位 (m)

$(u^*/W_0)_m$: 模型

$(u^*/W_0)_p$: 現地

表-10 τ_o/τ_c の比較

(a) 黄瀬川 300 m³/sec

測点 (km)	現地不等流計算				模 型			$\frac{(\tau_o/\tau_c)_m}{(\tau_o/\tau_c)_p}$	
	dm (cm)	τ_c (g/cm/sec ²)	① (n=0.030)	② (n=0.035)	dm (cm)	τ_c	τ_o/τ_c	①	②
			τ_o/τ_c	τ_o/τ_c					
0.0	0.35	28.3	7.0	9.2	3.06	242.7	3.4	1/2.059	1/2.706
0.6	4.25	343.8	1.3	1.4	"	"	3.6	1/0.361	1/0.389
1.2	1.38	111.6	4.6	5.0	"	"	3.8	1/1.211	1/1.316
1.8	2.36	190.9	3.7	3.8	"	"	3.7	1/1.000	1/1.027
2.2	0.37	29.9	18.6	24.4	"	"	3.8	1/4.895	1/6.421
2.8	2.17	175.6	—	—	"	"	—	—	—

(b) 黄瀬川 800 m³/sec

測点 (km)	現地不等流計算				模 型			$\frac{(\tau_o/\tau_c)_m}{(\tau_o/\tau_c)_p}$	
	dm	τ_c	①	②	dm	τ_c	τ_o/τ_c	①	②
			τ_o/τ_c	τ_o/τ_c					
0.0	0.35	28.3	14.1	18.5	3.06	242.7	1.9	1/7.421	1/9.737
0.6	4.25	343.8	2.3	2.5	"	"	2.7	1/0.852	1/0.926
1.2	1.38	111.6	6.5	7.4	"	"	2.8	1/2.321	1/2.643
1.8	2.36	190.9	4.8	7.4	"	"	2.2	1/2.182	1/3.364
2.2	0.37	29.9	36.6	45.5	"	"	—	—	—
2.8	2.17	175.6	—	—	"	"	—	—	—

(c) 黄瀬川 1200 m³/sec

測点 (km)	現地不等流計算				模 型			$\frac{(\tau_o/\tau_c)_m}{(\tau_o/\tau_c)_p}$	
	dm	τ_c	①	②	dm	τ_c	τ_o/τ_c	①	②
			τ_o/τ_c	τ_o/τ_c					
0.0	0.35	28.3	22.1	28.7	3.06	242.7	4.1	1/5.390	1/7.000
0.6	4.25	343.8	3.1	3.4	"	"	4.7	1/0.660	1/0.723
1.2	1.38	111.6	7.4	8.8	"	"	5.8	1/1.276	1/1.517
1.8	2.36	190.9	5.3	8.2	"	"	6.1	1/0.869	1/1.344
2.2	0.37	29.9	41.7	9.6	"	"	—	—	—
2.8	2.17	175.6	—	—	"	"	—	—	—

注意 $(\tau_o/\tau_c)_m$: 模 型

$(\tau_o/\tau_c)_p$: 現 地

〔4〕 実験の概要

以上の結果、模型における流れや河床変動等の現地に対する相似性は、かなりの水準で合っていることを確認した。したがって、模型実験により、流れの諸現象を計測・観測し、問題点の把握とその検討を行い、最良河道へ導く方針をとった。

(1) 実験ケースと境界条件

実験ケース一覧を表-11に示し、実験の境界条件に対する考え方について次に示す。

(1)-1 通水時間

不定流実験および実験ケース一覧表の実験目的2、4の実験を除いて、通水時間は砂州が発達・安定するまでとした。したがって、河道に作用する外力としては、実際よりかなり長いために大きいものとなり、現象等も強調されている。

(1)-2 流量

実験対象各流量の根拠は以下のとおりである。

(1)-2-1 狩野川流量

$300\text{ m}^3/\text{sec}$ … 年1回程度の確率の流量

$700\text{ m}^3/\text{sec}$ … 2年に1回程度の確率の流量

(1)-2-2 黄瀬川流量

$300\text{ m}^3/\text{sec}$ … 年1回程度の確率の流量

$800\text{ m}^3/\text{sec}$ … 狩野川本川計画流量（現計画）時の黄瀬川合流量

$1200\text{ m}^3/\text{sec}$ … 黄瀬川計画高水流量（計画河道時）

$2200\text{ m}^3/\text{sec}$ … 将来計画高水流量

(1)-3 下流端水位

堰上げ装置が3.0 km地点に設置されているため、実験初期のケースは、背水の影響を考慮して3.4 km地点、流量によっては3.6 km地点で与えた。但し、いずれにしても黄瀬川筋には何ら影響はない。

(1)-4 給砂量

前述した通り、給砂は模型上流端の整流区間で行っており、給砂の基準地点は2.46 km断面とし、その地点の河床高が常に一定となるように目視により行っている。

なお、狩野川筋は合流点上流の土砂移動が認められなかったため、行わなかった。

(2) 実験河道

実験河道は、前述した計画河道・将来計画河道・暫定計画河道とし、模型改造の費用と入手資料の関係から、上記の順に実験を行った。各河道ごとに対象とした計画流量は、計画河道で $1,200\text{ m}^3/\text{sec}$ 、将来計画河道で $2,200\text{ m}^3/\text{sec}$ 、暫定計画河道で $800\text{ m}^3/\text{sec}$ である。

表-11 実験ケース一覧表

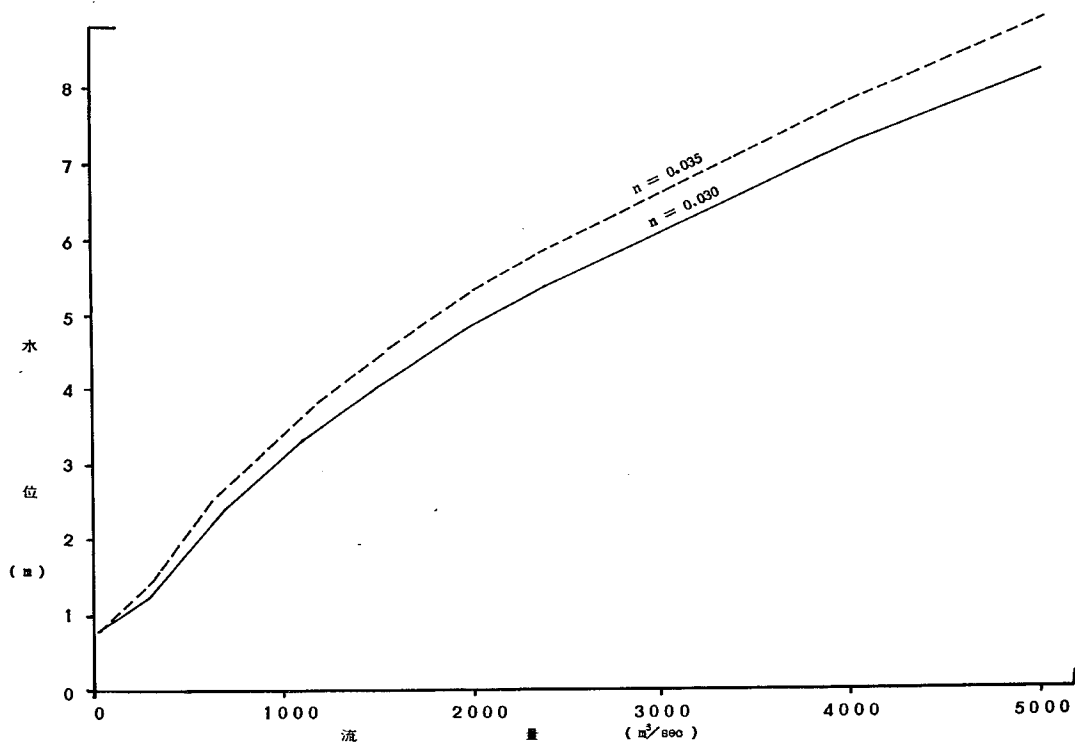
実験 番号	実験 目的	実 験 条 件						測 定 項 目				通水時間 (hour)	給 砂 量 ($m^3/s/m$)	備 考
		河 道		流 量 (m^3/s)			設 置 構造物	水位	流速	流況	河床 高			
		狩野川 河 道	黄瀬川 河 道	狩野川 流 量	黄瀬川 流 量	合流量								
1	1	計 												

- 1: 計画河道における諸水理量調査
 2: 洗掘対策工(水制工)の配置等検討
 3: 洗掘対策工を配置し 定流・不定流実験でその効果の確認・検討
 4: 合流による堰上げ水位量の調査
 5: 落差工の配置の検討および諸水理量調査
 6: 疎通能力の検討と工事手順の検討

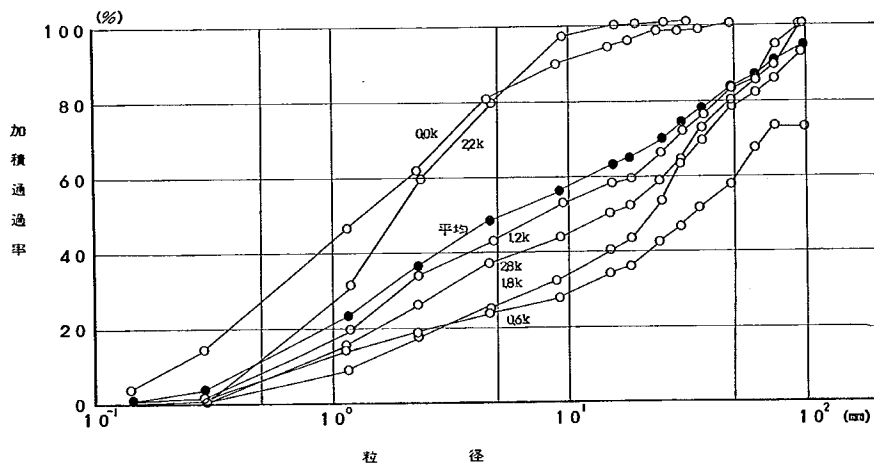
〔5〕 実験結果の注意事項

黄瀬川河道の改修計画を検討するに当り、重要な問題の1つとして砂州の形成と発達、さらに対岸の局所洗掘がある。実験では初期河床を整正断面としたため、砂州の発生までに模型時間で10～20分、十分発達しきるまでに約40～60分の時間を要するのに対し、現地では過去の洪水と砂礫の流送状態に対応した砂州の発達があり、その段階で洪水に見舞われ、さらに流れの状態によっては生じる小規模な河床波が、実験の初期段階では形成されていない等の点があり、これらの要素を考慮して実験結果を判断しなければならない。

なお、実験結果の数値は、時間を除いて特にことわらない限り現地換算量である。



図一 8 水位～流量相関図 (狩野川 3.4 km)



図一 9 黄瀬川各断面粒度分布図 (流心部)

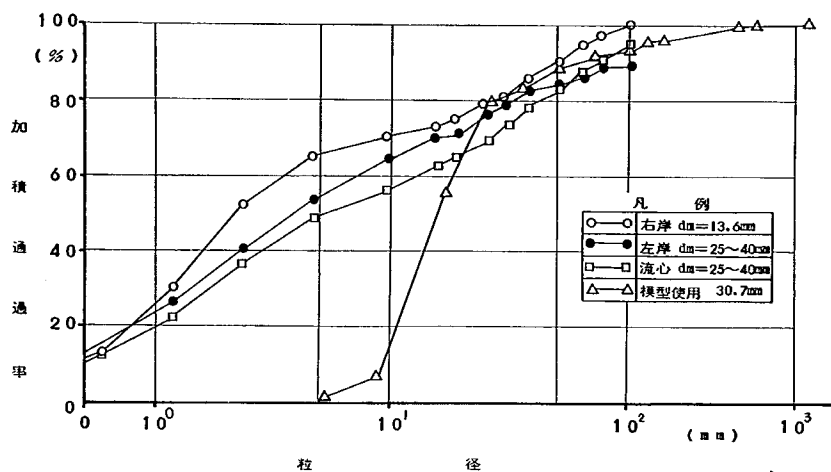


図-10 黄瀬川河床材料粒度分布図

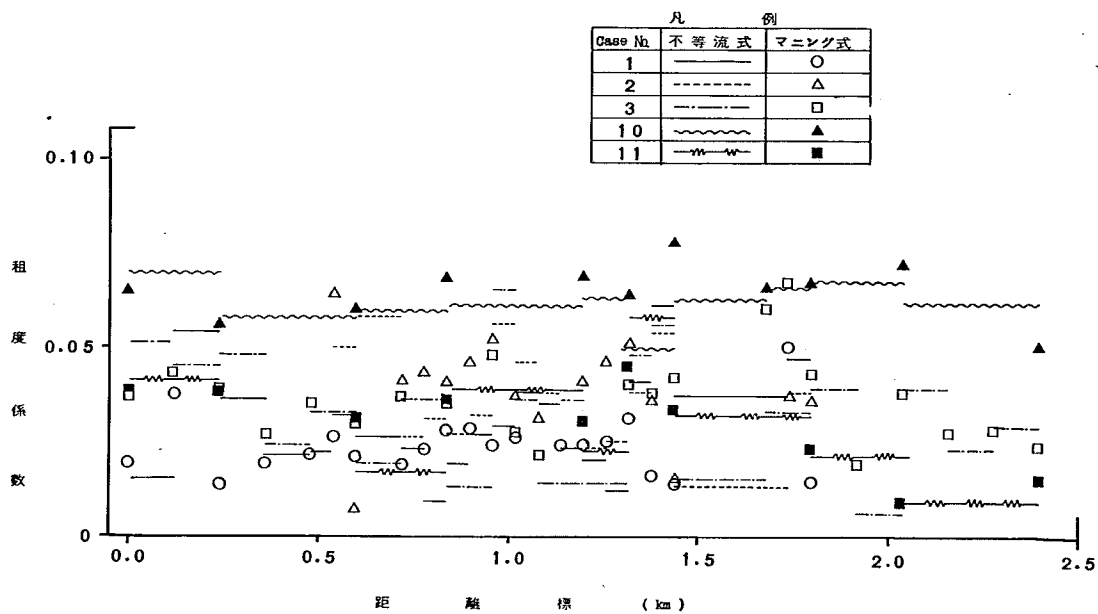


図-11 粗度係数調査図(計画河道)

3. 実験結果

〔1〕水制工に関する検討と実験

黄瀬川河道の特性から生ずる問題点の対策については、本章〔2〕で後述するが、湾曲部におけるポイントバーの形成及び対岸の局所洗掘対策として水制の配置が好ましいと判断した。したがって、本節では水制工に関する従来の調査・研究の成果から得られている一般的な設計基準について述べ、黄瀬川にそれを適用する場合の注意事項についてふれ、水制実験の経過と結果について報告する。なお、この水制実験は計画河道で行ったが、他の暫定及び将来計画河道で水制を配置する場合についても、計画河道と変化する諸条件を考慮し設計すればよい。

(1) 水制工一般

対策工法として選定した水制工法を黄瀬川に導入するにあたり、水制工の一般的な事項を記述しておく。

表－12は、中部地建の行った水制に関する調査結果である。表によれば、杭出しの透過水制は河岸前面の流水の勢を弱め、不透過式の水制は流路を固定し、附近砂州の変動を防ぐなどの効果が期待できることがわかる。このように、水制工の規模及び構造等の特徴を調査することや特定河川の特性及び条件に見合ったものを選択することが当然必要となる。

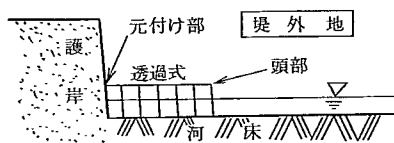
次に、主として透過式水制工の諸元に関する一般事項を記述する。

(1)－1 水制工の位置

水制群の下流端附近で流速が最小となるから、最重要点がその附近にくるように位置を決定する。

(1)－2 水制高

透過水制は高すぎると抵抗が大きくなり、周辺河床の洗掘・水制自体の破壊等の危険性が多くなる。一般に水制頭部における高さは、平水位上0.5～1.0m程度のものが多い。また、元付け部から頭部に向って1/20～1/100の下り勾配とすることが多い。



(1)－3 水制長

透過式水制の水制長はあまり長くしても、透過した流れの流速は一定値以下にならないから、その効果は一般に小さい。

(1)－4 水制間隔と水制長

水制間隔(D)と水制長(ℓ)との比 D/ℓ は1～4のものが多く、富永氏の利根川での調査結果によると次のようである。

直線部 $D/\ell = 1.7 \sim 2.3$

凹岸部 $D/\ell = 1.4 \sim 1.8$

凸岸部 $D/\ell = 2.8 \sim 3.6$

(1)－5 水制の向き

方向は一般に流向に対し、上向き又は直角に配置されている例が多いが、水制の設置目的・河川

表-12 水制に関する調査(1961中部地建)

河川名	目的	計画高水勾配	水制種	効果が見られる事項
天竜川	護岸防護	1/1008	透過水制(坑出)	○△□●
長良川	堤防及び河岸の安全	1/5129	"	○
木曾川	堤防の前面の深掘を防ぎ、土砂を堆積せしめる。	1/3103	"	○□
長良川	堤防及び河岸の安全	1/5129	"	○
"	河岸の深掘の防止、護岸の堤脚の保護		"	○△□●●
木曾川	直接、付近堤防及び河岸の安全	1/3975	"	○□●
"	"	"	"	○□
"	"	1/3672	"	○●
"	"	1/3087	"	○●
矢作川	"	1/2212	"	○□
"	"	1/1817	"	○△
"	"	1/1667	"	○△□
"	"	1/1817	"	○
"	"	1/1000	"	○△
揖斐川	常水路の固定	1/5408	不透水制(石張)	●
長良川	"	1/5129	"()	●
揖斐川	"	1/5408	"()	●
"	"	"	"(捨石)	●
長良川	"	1/5129	"(石張)	●
揖斐川	常水路固定及び水勢緩和	1/5812	"()	○●●
"	"	"	"()	○●●
"	"	"	"()	○●●
木曾川	流路を固定し、流水をはね予定の方向、位置に導く	1/2954	"(玉石張)	○●●
"	流勢を弱め流路固定	1/2954	"()	○●●
揖斐川	流水をはねて堤防、護岸の安全、予定の方向、位置に導く	1/336	"(練績玉石張)	○△□●
長良川	堤防、河岸の安全	1/5129	"(石張)	△
木曾川	河岸の保護及び深掘の防止		"(玉石張)	○△□
木曾川	深掘を防ぐ、砂州を堆積せしめる	1/3152	半不透水制(合掌枠)	△□
長良川	堤防前面の流勢を弱め河床の洗掘を防ぐ	1/1023	改良合掌枠水制	○△●
揖斐川	堤脚護岸の安定及び深掘流勢を弱め土砂堆積を計る	1/344	中聖牛	○△●
長良川	堤防前面の流勢を弱め河床の洗掘を防ぎ、河床の安定をはかる。	1/1023	"	○△●●
木曾川	流水をはね流路を固定する	1/3100	ケレップ	○●●

○; 河岸堤防前面の流水の勢を弱める。

●; 流路を固定し、付近砂州の変動を防ぐ。

△; 洪水の時の河岸堤防付近の深掘水を防ぐ。

●; 特定地点の水位、水深を維持する。

□; 河岸、堤防の前面に砂州を堆積せしめる。

●; 流水をはねて予定の方向、位置に導く。

の状況により個々に定められている。

(2) 黄瀬川水制工

黄瀬川においては、河積に余裕がないため大きなせき上げが生じないこと、また流速が大きいため当然のことながら水制に作用する外力も大きいことを考慮すれば、構造的にその一部が透過式であることが好ましく、さらに工事の面から簡便な工法が望まれる。

(2)－1 構造

黄瀬川水制工の設置目的は、護岸・堤防の保護が主目的となり、二次的に湾曲部内側のポイントバー発達抑制が期待される。護岸及び堤防の保護は湾曲部外側に集中する流水を水制によりハネ、局所洗掘の深さと広範を軽減させ、直接護岸前面を洗う流速を減速させることにより達成される。また、ポイントバーの発達抑制は流れの比重が湾曲部外側から内側に移ることと、砂堆形成に大きく作用しているらせん流の規制により達成される。また、水制自体はその維持と周辺に及ぼす影響から、目的が達成される範囲内でなるべく抵抗の少ない構造が望まれ、さらに洪水疎通能力を低下させない構造が必要とされる。

以上の点から総合的に判断すると、透過式または半透過式の杭出し水制、または牛柵等が好ましい。しかし、牛柵等の構造を有する水制を模型に取入れることは若干面倒であるため、今回実施した実験ではすべて透過式、または半透過式の杭出し水制を用いた。

(2)－2 水制の位置

水制の配置位置は以下に示すような要素を考慮して決定した。

湾曲部における水衡部は砂州の形成・発達により、上流側に移動するため、水制工を配置する最重要点として通水初期の水衡部を設定し、その下流に安全を見込み1基配置した。また、ポイントバーが十分発達した状態を想定し、最重要点より上流区間にも配置した。

(2)－3 水制長

長さについては、前述の一般事項を参考に河巾の1割程度を目安とした。但し、一般に水制に作用する力は同一長の場合、最上流部の水制が最も大きいため、上流ほど短かくする等の配慮を要する。

(2)－4 水制間隔

水制間隔については、 D/ℓ を小さくすると水制数が多くなるため、 $D/\ell=4$ 程度と間隔を広目に配置した。

(2)－5 水制杭間隔

杭の間隔は1 m程度とし、末口30 cm程度(5寸釘を代用したため)の杭を4列配置した。

(2)－6 水制高

一般事項を参考にした場合、水制高は平水位上0.5～1.0 mを目安とすべきであるが、杭の代わりとして5寸釘を用いたため、水制高は平水位上2.0～2.5 mとなっている。

(2)－7 水制の向き

向きは河心に向って直角とした。

(3) 水制に関する実験

水制の機能と効果を十分発揮させるため、計画河道で行った実験ケースの一覧表を表-13に示す。水制実験のケース番号は表-11に示す全ケース一覧表中の5～9に相当する。

以下、水制実験の内容と結果について報告する。

表-13 水制実験一覧表

1.4 km湾曲とは1.4 km附近湾曲部を指す。1.9 km湾曲も同様。

ケースNo.	流量(m^3/sec)		通水時間 (hour)	配置場所	配置数	形式
	黄瀬川	狩野川				
5	1200	300	1.0	1.4 km湾曲	5	透過
6	1200	300	1.0	1.4 km湾曲	5	透過
				1.9 km湾曲	3	透過
7	1200	300	1.0	1.4 km湾曲	6	透過
				1.9 km湾曲	4	透過
8	1200	300	1.0	1.4 km湾曲	6	半透過
				1.9 km湾曲	4	透過
9	1200	300	1.0	1.4 km湾曲	7	半透過
				1.9 km湾曲	4	半透過
				1.0 km湾曲	5	半透過
				0.0 km湾曲	6	半透過

なお、図-12に水制の配置と流れを、またケース8の流況を写真-11に示した。

(3)-1 ケース5における改良点

1.4 km附近湾曲部上流に相当する1.62 km附近の流れが、1.9 km湾曲部の影響で右岸側に片寄っているため、1.4 km湾曲に設置した上流側が意味をもたないこと、また1.9 km湾曲の右岸保護のためにも流れを左岸側にはねる必要がある。そのため、ケース6では1.9 km湾曲右岸に水制を設置した。

(3)-2 ケース6における改良点

1.9 km湾曲に水制を配置したことにより、1.4 km湾曲部の上流水制の効果がみられ始めたが、同湾曲部の局所洗掘の位置が水制のない時と比べ、全体的に下流側に移った。そのため、同湾曲の上流側の水制2基を下流側に移し、更に1基増設した。また、1.9 km湾曲における水制群の水剥ね効果がまだ小さく流れは右岸側に寄る。そのため、この湾曲でも下流側に1基増設した。

(3)-3 ケース7の改良点

このケースで砂州の規模は、前よりずっと小さくなり、洗掘深も目でみてわかるように小さくなった。水制の配置はおよそ理想的なものと判断した。

(3)-4 ケース8について

水制全体が透過式杭打水制では、流れに対する抵抗が小さく、その機能が十分に発揮させられないため、河岸取付側の半分を不透過構造にした。このような構造の水制を半透過式と称すれば、この場合の流れは透過式の時より河心側により、水制不透過部の下流側には土砂の堆積がみられた。しかし、一方では抵抗増加のため、最上流水制の上流側では透過式の場合より洗掘が進行する。し

たがって、その対策として、さらに上流に透過水制を設けることで解消させた。

以上の結果、護岸根入部前面の局所洗掘は透過式より緩和されるため、半透過式構造の水制が望ましい。

(3)ー5 ケース9について

水制をすべて半透過式とし、必要と思われる箇所すべてに配置し、全体的な実験を行った。

その結果、各湾曲部水制群の最上流水制の上流側の洗掘が顕著であるが、最上流部に透過水制を配置すれば緩和できる。さらに、各水制頭部前面は洗掘され、その洗掘はケース5～9を通してすべて同様の傾向を示し、砂州の発達にともなうところであり、その対策は難しい。但し、各湾曲において砂州の規模、洗掘深は相当に小さくなり、水衝部は安定している。湾曲度の小さい合流点附近では、洗掘はほとんどみられなくなった。

以上の結果より、黄瀬川の洗掘対策として、半透過式の杭出し水制工を用いることとした。

〔2〕計画河道実験結果

計画河道模型における全般的な水理及び河床変動の特性と現象を把握するとともに、問題点・問題箇所を確認したうえでその対策の机上検討、改良案の設計・模型改造・実験という手順を踏んだ。但し、流水の相似性は前章で確認されたが、さらに不等流計算結果等と比較し、実験結果の相似性と妥当性を再確認する。

(1) 計算との比較及び実験説明

模型河道の粗度係数については、2-〔3〕で述べた通り、現地の粗度係数に近い値であることが確認されている。

ここでは、黄瀬川流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $800\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ について、水位・流速および河床変動について比較し、現地と模型上の流れの相似性について検討した。

図-13は水位の比較図であり、 $n=0.035$ の場合の不等流計算値と模型実測値をプロットした。図から、流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ の場合は黄瀬川 0.0km における水位の違いがあるため、 0.8km 附近までの背水区間に差異がみられるが、その上流はおよそ計算値と近い値となっている。また、流量 $800\text{m}^3/\text{sec}$ および $1200\text{m}^3/\text{sec}$ でも良く似たものとなっているが、細かく言えば計算上では、湾曲部における偏流およびポイントバーの形成・砂礫堆の移動等の影響を考慮していないのに対し、実測値にはその影響があらわれるため、実測値の方が幾分高くなっている。また、流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ では、模型粗度係数は2-〔3〕で述べたように $n=0.042$ と不等流計算に使用した値より大きく、当然計算水位より実測水位が高くなる場所である。

流速は、図-14に示す通りである。流量 $800\text{m}^3/\text{sec}$ で実測値が不等流計算値より、相当大きな値を示しているのは、実測値は流況から断面中最大と思われる地点での流速であるのに対し、計算値は常に断面平均的な取扱いとなるからである。

流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ における実測値は、横断方向2～3点の断面平均流速をあらわす値であり、流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ においては、図から判るよう計算値と非常に近い流速となり、また、流量 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ においても、下流側を除けばほぼ近い値を示している。下流側の違いは前述したよ

うに不等流計算値と実験上の黄瀬川下流端水位の違いによるところが大きいと考えられる。

次に河床変動について比較する。

黄瀬川の計画河道への改修方式は、前述の通り現状の法線形を尊重し、掘込が主体となること、また河床材料はボーリング調査結果から計画河道に掘削した場合でも、新しい河床の粒度分布特性にはほとんど変化がないことなどから、計画河道への改修が終了した時点でも、河床変動の特性は基本的には現状河道と変わらないものであると考えられる。したがって、砂州のつく位置及び形状・局所洗掘を受ける位置等には大差がないことが予想される。このことを利用して比較したのが図-15であり、図からわかるように、計画河道でも砂州が十分発達した状態では、現状河道の平面形状と酷似してくる。これは、流れ及び河床変動等の現象が河道特性に強く支配されるためである。したがって、換言すれば計画河道に改修されたとしても、諸対策工を施さなければ現状河道に復元する傾向を示す。

以上述べたように、水位・流速・河床変動および粗度係数も現地のそれと相似関係がほぼ満足される状態にあり、模型実験によってかなりの水準まで定量的に現地の現象が予測できるものと思われる。

実験では、黄瀬川と狩野川の一部について、水位・流速および河床高について測定し、河床変動を含む水理特性を調査した。同時に問題点・問題個所の調査を行い、それに対する対策工の検討を行った。

実験ケース1～4は水理特性および問題点・問題個所の調査を主体とし、ケース5～9では対策工法の実験的検討をし、ケース10、11はケース5～9で検討した対策工を施した場合の効果および不十分な点の調査を行った。ケース12、13は、昭和51年8月の実績洪水を流し、対策工及び河道の安定と安全性について検討し、計画河道における最終実験とした。

(2) 水理量と河床変動

実験ケース1～4における水理量と河床変動について次に述べる。

(2)-1 水 位

水位測定は各ケースともに、湾曲部内側に形成されたポイントバーが十分発達し、安定した頃に測定を開始している。したがって、砂州の発達過程段階の時間的な水位変化は把握していないが、砂州の発達・安定した状態における水位が、流積の減少に伴い最も高い値となる。

実験初期の湾曲部における水位は、砂州の発達のため上昇の傾向にあるが、砂州の安定した後はほとんど変わらない。図-16にその縦断水位を示す。図中■・■印を除いてすべて断面平均水位である。狩野川本川による黄瀬川への背水の影響は狩野川流量が $300\text{m}^3/\text{sec}$ の場合ほとんどなく、黄瀬川水面勾配は模型全区間を通じておよそ $1/300$ 程度となっている。なお、狩野川における水位は不等流計算結果が用いられるため、合流点附近を除いて詳細な測定を行っていない。

図-17は黄瀬川の横断水位を示したものであり、横断方向に3点の測定を行っている。図からわかるように、流量 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ の場合の左右両測点の水位差は 1m 以上に達する。この原因は湾曲部凸岸に形成される砂州によって流水が凹岸側に集中すること、さらに遠心力の作用によって凹岸側が高くなるためである。したがって、計画高水位等の縦断水位としては、先に述べた断面最

高水位を対象にする必要があり、それを■印で図-16に示した。図-16によれば、1.4 km 附近湾曲部では計画高水位程度に達し、砂州の発達状況によっては同水位を上回る可能性もある。

なお、狩野川本川の水位については本章本節の(7)-2に記した。

(2)-2 流況

一般に、黄瀬川のような急流河川の流れは河道法線形に強く支配されて流下し、湾曲部では遠心力の作用により、凹岸側が速く凸では遅いものとなる。また、土砂移動も激しく、流れの遅い凸岸側には土砂が堆積し始め、逆に凹岸側は洗掘が進行する。この傾向は時間経過とともに顕著となり、通水後模型値で10~20分で凸岸側には大きな砂州の形成がみられ、砂州の下流側には逆流域・死水域等が発生するようになる。砂州の発達した状態での流れは、写真-1・4・5・6にみるように河岸沿いの流れが通水初期より、相当地強調される。また、湾曲部では河岸沿いに生ずる下降流とそれから派生する河床近くの内側にむかう流れ、さらに下流方向への流れ等によりらせん流が発生する。なお、図-18に流況を示す。

(2)-3 流速

実験ケース1~4の黄瀬川流速を図-19~22に示す。狩野川本川の流速については、同ケースでは測定していないが、ケース10及び11と実験条件に大差がない。したがって、ケース10（黄瀬川 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 、狩野川 $300\text{m}^3/\text{sec}$ ）及びケース11（黄瀬川 $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ 、狩野川 $300\text{m}^3/\text{sec}$ ）の値を用いれば合流点上流において、ケース10で $1\text{m}/\text{sec}$ 程度、ケース11で $0.5\text{m}/\text{sec}$ 前後となり、黄瀬川の合流による影響がみられる。また、黄瀬川の合流後の狩野川流速は、ケース10で最大 $2\text{m}/\text{sec}$ 、ケース11で $3.5\text{m}/\text{sec}$ 程度となっている。

黄瀬川の流速は、ケース3で断面平均流速は $3\sim 4.5\text{m}/\text{sec}$ 程度で、局所的な最大流速は $7\text{m}/\text{sec}$ に達する個所がある。ケース1でもケース3とかわらない最大流速を示す個所が存在する。但し、前述したようにケース1の流速値は、そのほとんどが断面最大流速である。また、ケース4では平均流速は $5\text{m}/\text{sec}$ を越え、その最大値は $8\text{m}/\text{sec}$ を越えている。

(2)-4 河床変動（写真-7~10）

河床変動については、狩野川筋は模型と現地の河床材料の相似関係が満足されないため、詳細な測定は行わなかったが、別のケースで洗掘個所の把握を行ったので後述する。

図-23は黄瀬川の実験終了後の最深河床高を示し、最大洗掘深はケース3の1.4 km 附近湾曲部凹岸側で10mを越え、その他のケースでも大きい値を示している。しかし、実験は設計対象流量を砂州が発達・安定する1時間以上の間通水しているため、このように大きな洗掘深となるものと思われる。したがって、一洪水のピーク継続時間としては長すぎ、後に述べる不定流実験の結果で、局所洗掘については議論することが妥当と思われる。

図-24は、各ケースの平均河床縦断であり、実験初期の断面は、計画河床高に合せ水平に整理された状態であるため、砂州の形成・発達による平均河床高の上昇がみられる。

図-25はケース3の河床横断図であり、各湾曲部の主に洗掘の大きい断面を掲載した。図からわかるように湾曲部では、その洗掘位置がすべて凹岸側の護岸沿いに存在するという非常に好まざる状況を示している。

(3) 問題点および問題箇所

実験ケース1～4の結果から、判断される問題点および問題箇所は次の通りである。

(3)－1 湾曲部凹岸の洗掘

湾曲部では、流れに遠心力が作用し、凹岸側に偏流する傾向が強い。いっぽう、掃流力の小さい凸岸側には砂州が時間の経過とともに形成・発達し、その為に流れは更に凹岸側に片寄り、洗掘を助長し、護岸・堤防の維持を困難にする。洗掘箇所は表－14の通りである。

表－14 ケース1～4における洗掘箇所

項目 ケース	洗掘規模	洗掘幅(平均)	最大洗掘深
1	2.04km～1.74km 右岸	21.0m	5.4m 1.80km 右岸
	1.44 ～1.26 左岸	11.0	13.0 1.38 左岸
	1.20 ～0.84 右岸	17.0	6.0 1.02 右岸
	0.84 ～0.00 左岸	10.0	4.4 0.30 左岸
2	2.04 ～1.80 右岸	35.2	2.2 1.86 右岸
	1.68 ～1.32 左岸	23.2	8.0 1.44 左岸
	1.20 ～0.90 右岸	25.0	2.5 1.08 右岸
	0.96 ～0.00 左岸	37.0	4.6 0.24 左岸
3	2.04 ～1.74 右岸	20.0	3.9 1.92 右岸
	1.68 ～1.32 左岸	18.0	15.0 1.62 左岸
	1.14 ～0.96 右岸	12.0	15.0 1.08 右岸
	0.84 ～0.00 左岸	50.0 (高水敷含む)	5.5 0.42 左岸
	4.80 ～4.70 左岸(本川)	40.0 (")	5.0 4.70 左岸
4	1.92 ～1.74 右岸	34.0	15.0 1.62 右岸
	1.62 ～1.23 左岸	23.0	15.0 1.38 左岸
	1.08 ～0.90 右岸	24.0	15.0 1.02 右岸
	0.36 ～0.00 左岸	50.0 (高水敷含む)	6.0 0.12 左岸
	4.80 ～4.70 左岸(本川)	45.0 (")	6.0 4.70 左岸

(3)－2 黄瀬川の流れによる合流点附近の洗掘

黄瀬川合流点附近の左岸高水敷および黄瀬川の流れがあたる狩野川左岸は洗掘が激しい(表－14参照)。

(3)－3 湾曲部上・下流の洗掘

湾曲部によって生ずる偏流は、そのまま下流に移行し、湾曲部下流においても洗掘を招く。また、黄瀬川河道模型区間は湾曲の連続であるため、湾曲部上流側も同様に洗掘される(表－14参照)。

(3)－4 水位

模型区間で最大湾曲部となる1.4km附近湾曲部における凹岸側水位は、計画高水流量を対象とした時、砂州の発達状況によっては、堤防をおびやかすものとなる。

(3)－5 流速

黄瀬川にあっては、全般に流速が非常に大きいとともに、断面最大流速はいずれかの護岸沿いに存在する。

(3)－6 橋脚及び落差工等の構造物

直轄区間に在る7橋のうち、模型区間には東海道線鉄橋を含め、下流側4脚が設置されている。そのうち、1.0 km附近の黄瀬川大橋においては、同附近湾曲部の影響により、かなり問題を生ずる。すなわち、左岸側のピアは砂州を形成する土砂によって、その高さの半分以上が埋没し、右岸側ピアは基礎部周辺が洗掘されるとともに、水位上昇によりクリアランスがほとんどなくなる。右岸側ピアのこれらの問題点は湾曲流と橋脚自体の影響が重複し、一層助長される傾向にある。なお、橋脚周辺の局所洗掘については本章〔5〕に述べる。合流点附近の落差工は、合流点附近の砂州の発達によって、その大半は埋没する。

以上の様な問題点・問題個所の存在の他、合流点においては、水位の堰上げ・河床変動等の問題がある。

(4) 問題点および問題点对策

前述の問題点および問題個所についての対策工法の検討を以下の内容で行った。

(4)－1 湾曲部の砂州形成と局所洗掘の抑制

大規模なポイントバーの形成と対岸の局所洗掘を抑制する基本的な方策は、湾曲部の半径を大きくし中心角を小さくすることであるが、諸般の事情から現状河道法線形状を大巾に変更することが困難な状況にある。したがって、湾曲部外側に偏流する流れを中心より制御することにより、ポイントバーの発達と局所洗掘の助長を防ぐ方策を基本とし検討した。

その具体的な方法としては、湾曲部外側の有効な場所に水制を配置したり、複断面河道を採用し湾曲部外側に高水敷を設け、内側の低水路に主流を流すことにより偏流を規制する等の案がある。しかし、複断面河道案は当該河川のような急流河川では、砂礫堆の活発な移動があるため、一般に採用されていないことと、ポイントバーの形成のためその断面維持に莫大な経費と労力を要すること等から妥当な方策ではない。したがって、水制工が結論として得られる。

(4)－2 合流点附近の河道安定対策と法線形

黄瀬川左岸の高水敷上はかなりの水深と流速が生ずるため、洗掘されることが判明した。したがって、高水敷の高さを計画高水位以上とし冠水させない方法と洗掘防止工法による処理が考えられる。洗掘防止工法としては、かなりの流速にまで耐えられる植生による被覆・帯工の配置または全面を玉石やコンクリート張り、あるいはそれらの併用等がある。合流点对岸の狩野川左岸も同様に何等かの洗掘防止工を施す必要がある。

黄瀬川のほぼ全区間の法線形状は、現状河道法線形を尊重しなければならず、仮に局部的に多少変えても、ほとんどその効果は期待できないことが予想される。そのため、改修計画河道事務所案の合流点形状で、水位の堰上げ量の調査を主体に行い、合流点の形状が黄瀬川・狩野川両河道に与える影響を把握し、その是非を検討した。

(4)－3 湾曲部上・下流の洗掘

(4)－1に述べた水制工の配置により偏流が緩和できれば、洗掘深は小さいものとなる。また、対策工として根固工を配置すれば洗掘は抑制されるものと予想される。

(4) - 4 水位について

1.4 km 湾曲部の水位対策としては、(4) - 1 と同様に湾曲部曲率半径を大きくすることであり、それによって砂州の発達も抑制される。しかし、法線形状の大巾変更は前述の通り困難である。そのため、対策工としては堤防のかさ上げ、または河床掘削によらざるを得ない。

(4) - 5 流速について

断面平均流速を減少させるためには、一般に落差工等による河床勾配緩和措置とか河巾拡幅による水深あるいは単位巾流量減少措置がとられる。しかし、黄瀬川計画河道では上記の方法は前述のように人家の密集による拡幅の困難性、河床勾配緩和は疎通能力の確保という点で無理があるため、考慮せずに、(4) - 1 で述べた水制工により護岸沿いの大流速を軽減することを目的とし検討した。

(4) - 6 橋脚等の構造物について

黄瀬川筋各橋梁のクリアランスの確保及び橋脚周辺の局所洗掘防止工等の検討を要す。とりわけ、湾曲部附近に位置する黄瀬川大橋は湾曲流との相乗効果があるため、それらを配慮した検討が必要となる。

(5) 定流実験とその結果

ケース 10, 11 は、水制設計のために行ったケース 5 ~ 9 の実験結果に基づき、水制の構造・規模・配置等を決め、定流量を通水した実験である。なお、水制群配置範囲には護岸及び根固工も事務所案の規模で設置している。ここでは実験結果から得られた水理量および現象について述べるとともに、水制工・根固工のない場合と比較検討を行った。図 - 26 に水制・根固工の規模、配置等を示す。

(5) - 1 水位比較

図 - 16 に ●・■ 印で示してあるのがそれぞれ、ケース 10, 11 の断面平均縦断水位であり、■ 印でケース 11 の断面最高水位を示した。また図 - 17 に横断水位を同印 (●・■) で記した。縦断図より、水位は同じ水理条件のケース 2, 3 と比較すると、ケース 10 ではケース 2 より 1.4 km 附近断面で 1 m 程度、ケース 11 では 1.8 km 附近断面で 1 m 程度、1.4 km 附近断面で 0.2 m 程度、それぞれ水制群によると思われるせき上げ量がみられる。また、横断水位差は図 - 17 からわかるように 1.4 km 附近湾曲部で 0.8 m 程度となる。その結果、最高水位は 1.4 km 附近では計画高水位を越え、その他でも計画高水位に近い水位を示す断面が、1.4 km 附近湾曲部の上流区間に存在する。しかし、実験は $1,200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の計画高水流量を模型値で 1.5 時間 (現地時間で 12 ~ 22 時間) も連続通水しており、外力としては実際では生じ得ない条件の結果である。このため、ポイントバーの規模もかなり大きなものになり、上記のような水位差が生じている。この点については次の不定流実験の結果の中でふれるが、もし対策を要するならば、それらの部分の計画堤防高を高くするか、計画河床高や水制天端高を低くする等の配慮を要する。

(5) - 2 流況比較

流況は図 - 27 に示す通りであり、水制の導入より流心は写真 - 11 にみるように河道中心側に寄る。水衝部は水制群配置前は 1.44 km 附近断面が主であったのに対し、水制群配置後は、1.32 km 附近断面と少し下流側に移った。この傾向は 1.0 km 附近湾曲部においても同様である。

流れ自体は、ケース3と変わらず、らせん流の発生等が湾曲部ではみられる。

(5)－3 流速比較

図－21, 22を参照して、ケース10では断面平均流速で1.5～2.0 m/sec, 最大流速で2.0～3.0 m/sec となり、ケース11では最大流速が3.0～5.5 m/sec程度となる。これを同流量の水制工等のないケース2, 3と比較すると表－15のようになり、平均流速にはほとんど差がないが、最大流速は1 m/sec程度減少していることがわかる。また、流況図と併わせてみると、最大流速の生じている位置が河岸より離れることがわかる。

表－15 流 速 比 較

流量 (黄瀬川) (m^3/sec)	平均流速 (m/sec)		最大流速 (m/sec)	
	水 制 無	水 制 有	水 制 無	水 制 有
300	1.5～2.5	1.5～2.5	3.0～4.0	2.0～3.0
1,200	3.0～5.0	3.0～5.0	3.0～6.5	2.0～5.5

(5)－4 河床変動比較

図－28に水制工・根固工を配置した場合の最深河床高を示した。ケース10においては写真－2, 3にもみられるように砂州はまったく形成されず、くわえて局所洗掘も目立って小規模になる。小洪水の集合という点からみれば、通水時間が短いという問題があるかも知れないが、さらに長時間通水したとしても砂州の発達するようすはなかった。また、図－28より、ケース11の最大洗掘深は水制工を配置しても見かけ上はほとんど変わらず、水制工配置に伴い水衝部が変化したため、縦断的に幾分ずれたにすぎない。しかし、同図と図－29, 30を併わせてみると、その深掘水位置が水制工を配置しなかったケースと比べて、河道中心側に寄っていることがわかる。このことは図－25からもいえる。つまり、深掘位置が護岸より離れることは、護岸の根入部が大巾に洗掘されるという事態が回避され、直接的な脅威にさらされることがなくなったといえる。なお、写真－12～14に洗掘状況を示した。

(6) 不定流実験とその結果

ケース10及び11の結果より、水制工の効果は確認されたが、問題点がなくなったわけではない。すなわち、局所洗掘は直接護岸を脅威にさらす位置ではなくなったが、水制工を設けなかった場合と同様の洗掘深が生じているし、また計画高水位を上回るような水位が生じている断面もある。しかし、これらの問題点は計画高水流量 $1,200 m^3/sec$ が、現地時間に換算して約15時間という現地では生じえないような長時間にわたる通水の結果である。したがって、河道条件としては過大な外力の設定であり、極めて強調された現象といえる。一般に、我々は設計の過程でこのような定流実験手法により検討するが、その結果の妥当性については、極力現地条件と一致させ、過小及び過大設計のいずれかに陥らぬよう確認している。このような目的で実験がケース12及び13の不定流実験である。

黄瀬川における洪水はその流域及び河道特性を反映して、降雨がただちに河道に流入し、極めて短時間に狩野川本川に到達するという特徴を有している。このことは図－31及び32に示した洪水

波形にも如実にあらわれている。図-31は過去あった実績の洪水波形を示したものであり、ケース12及び13で対象とした流量は図-32に示す昭和51年8月出水(ピーク流量 $1,215 \text{ m}^3/\text{sec}$)のハイドログラフである。

その場合の河道条件は、ケース12においてはケース11と同様の水制工の配置とし、ケース13においてはケース12の結果から検討し、水制工の配置を多少変えている。図-33はケース13の水制工・根固工の配置図である。

流量条件は、図-32に示した。同図に示す洪水波形はもちろん昭和51年度実績洪水波形を対象としているが、実験技術及び経費上等の点では一致しきれていない。しかし、この波形の差が河床変動等に及ぼす影響はほぼ無視できる。

また、給砂は定流実験と同方法をとっており、下流端水位は上流からの洪水到達時間を予備的に把握していないためあわせなかったが、黄瀬川河道にとっては諸現象を左右するまでには至らない。

(6)-1 水位・流況について

図-34, 35, 36は、ケース12及び13の各断面における水位の時間変化および各断面のピーク水位を示したものである。

ケース12の水位測定方法は、触針型水位計による連続的自動計測であり、ケース13はポイントゲージを用いた測定者による測定である。ケース12の自動計測結果の水面変化は忠実に追跡しているため、水面に生ずる波等の影響が入り、非常に凹凸が激しくピーク時水位も安定していない。いっぽう、ケース13では測定者の目視による水面追跡であるため、各測定時刻における平均的な値となっている。図-36に示した各断面のピーク水位によると、定流実験で生じた計画高水位を上回る 1.4 km 附近の水位は、同湾曲部附近の砂州の規模が小さくなるため解消しているが、ケース12では 0.8 km 附近で上回っている。しかし、ケース13では計画高水位を上回る個所はみられなく、 0.8 km 附近のピーク水位はケース12より 2 m も低いものとなっている。これは前述した測定方法の差によるところが多く、波高が 2 m 以上に達するアンティデューン等による跳水に伴う波が発生することを示している。

一般に、合流点附近の黄瀬川は本川流量が大きい場合は背水区間が長く、小さい場合は短くなり、このせき上げ量が砂州形成とその消長に影響を及ぼす。今まで記述してきた実験は昭和51年実績より、黄瀬川が $1,200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時刻の本川流量は $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ を設定してきたが、流域全体の降雨及び出水状態によれば、両川共計画高水流量の組合せの可能性はほぼないとしても、本川 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の確率は十分考えられる。このようなケースを想定した実験は実施しているので、合流点を中心にせき上げ量及びそれに伴う河床変動等について後述する。

流況は図-33に示し、同図にはケース13における水制工・根固工の配置も併せて記した。通水直後、河道をほぼ一様に流れていた流水は時間経過と流量増加に伴い、砂州が形成され発達し、水制群を設置した側に片寄る。砂州は $2.04 \sim 1.86 \text{ km}$ 左岸側、 $1.68 \sim 1.38 \text{ km}$ 右岸側、 $1.20 \sim 1.02 \text{ km}$ 左岸側に形成されており、水衝部は $2.04 \sim 1.98 \text{ km}$ 右岸側、 $1.62 \sim 1.44 \text{ km}$ 左岸側、 $1.14 \sim 1.02 \text{ km}$ 右岸側にあり、流量増加に伴い下流側に移る傾向にある。また、アンティデューンによる跳水の結果、波高の大きい波が $0.3 \sim 1.0 \text{ km}$ 間及び 2.0 km 附近上流側で流量の大きい時刻に観察された。また、合

流点附近の流れは、黄瀬川の流れと狩野川の流れの境界がかなり下流まで明確であり、黄瀬川筋の流量増加に伴い、狩野川筋の流れは左岸側に片寄り、合流点上流側では死水域の様相を呈してくる。いっぽう、黄瀬川 0.0 km 附近では、落差工右岸側に下流に向って舌状の砂堆が生じ、下流側河床の洗掘は小さく、落差工の機能が十分果されている。

(6) - 2 河床変動

図-37は、ケース12(写真-15, 16)及びケース13(写真-17~19)の最深河床縦断を示したものであり、ケース12の水制間隔は図-26に示すように湾曲形状と上下流の形状により50~80mで設定したのに対し、ケース13ではケース12における護岸前面の洗掘深の軽減を考え、水制間隔を30mとした。前述の富永氏の調査によれば、湾曲部凹岸部では $D/\ell=1.4\sim1.8$ となっており、その意味ではケース13の水制の配置が効果があるものと考えられるのであるが、図-37からわかるように最大洗掘深にはそれ程差がなく、また図-38に示した河岸附近の洗掘深の比較においてもたいしてその優劣は認められない。しかし、合流点附近湾曲部においては、ケース12の配置より間隔をせばめた方が効果があることが、図-38及び目視によって確認された。なお、両ケースとも最大洗掘深の生じている位置は水制先端附近に存在し、護岸が直接に被災するという危険性は小さくなったものと思われるが、水制自体の設計と維持には十分留意しなければならない。

図-39(a), (b)はケース12の河床横断面図である。同図と図-24(a), (b)を比較するとわかるように、不定流実験結果の方が最大洗掘深及び洗掘範囲とも相当少ない。しかし、ケース11とケース12の護岸前面の洗掘は、表-16に示すように、それ程差のないものとなっている。この原因として考えられることは、水制の配置が両ケースとも同様であるため、水制の水裏部もほぼ一致し、表中の0.84, 1.08, 1.32 km断面等を除き大差がない。但し、水制群から離れた個所に存在する0.84 km等には洗掘深に明らかに差がみられる。

表-16 洗掘位置及び洗掘量

ケース別 距離 標 (km)	3			11			12		
	1200m ³ /sec 定流			1200m ³ /sec 定流			不定流(ピーク1215m ³ /sec)		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③
0.0	0	2.45	2.00	0	2.45	2.45	0	2.60	2.60
0.24	0	2.20	2.20	8	1.70	0.20	42	1.20	0.00
0.60	0	2.80	2.80	0	0.50	0.50	0	0.90	0.90
0.84	0	1.90	1.90	14	3.70	3.00	8	0.60	0.20
0.96	0	6.00	6.00	24	4.50	0.00	7	1.80	0.60
1.08	0	8.30	8.30	3	1.40	1.10	22	1.40	0.00
1.20	0	2.30	2.30	0	0.30	0.30	28	1.00	0.00
1.32	0	1.60	1.60	13	11.60	2.70	6	5.00	1.50
1.44	0	11.80	11.80	8	4.30	0.00	22	1.20	0.00
1.80	0	5.50	5.50	16	3.40	0.80	4	2.00	1.00
1.92	0	3.90	3.90	14	1.10	0.40	12	1.60	0.00
2.04	0	2.70	2.70	8	0.60	0.00	3	0.70	0.00

* ケース11, 12は同様の水制工, 根固工配置

①; 最大洗掘を示す個所の護岸よりの距離(m)

②; 最大洗掘深(m)

③; 護岸前面の洗掘深(m)

(7) 問題点・問題個所の対策工のまとめ

以上の様に妥当な外力としての不定流実験の結果、黄瀬川計画河道における問題点対策—とりわけ洗掘対策—は、半透過式杭出し水制工を配置し、水制間およびその上下流に根固工を配置することとかなり効果があることが再確認された。

(7)－1 洗掘対策

杭出し水制工及び根固工をケース13の様に配置することによって、護岸前面の洗掘を抑制することができる。

図－40はケース13の水制の配置により、水制の構造を半透過式および不透過式とした時の護岸前面の洗掘深を1.4km附近湾曲部で比較したものである。但し、実験の境界条件として、流量は黄瀬川 $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ 、狩野川本川 $300\text{m}^3/\text{sec}$ であり、下流端水位の設定による影響は1.4km地点にはあらわれないものとし、下流端水位は特に設定しなかった。また給砂は行っていない。

図をみると通水時間が2倍以上も長い半透過式の方が効果があることがわかる。

黄瀬川においては、ボーリング調査結果から、地盤のN値が大きく、杭打ちの困難な個所がありうる。そのため、杭打と同様の構造のコンクリートブロックあるいは牛枠等による水制が考えられる。計画河道実験では杭打水制以外に取入れなかったが、暫定計画河道実験においては、碎石による水制を配置し行った実験結果からある程度洗掘防止効果のあることが確認されている。それについては〔4〕に述べる。

なお、定流実験および不定流実験より検討した黄瀬川における洗掘対策としての半透過式杭出水制工は、表－17の通りとし、根固工の施工範囲としては図－26、図－33の如くとする。

表－17

項 目	内 容
水 制 種	水制種は杭出し水制とし、その形式は図－33の通り半透過式とする。
水 制 高	流水抵抗を考慮し、水制頭部において、平水位上0.5m程度とし、元付部から $1/20 \sim 1/100$ の下り勾配とする。
水 制 長	川巾の1割程度で良い。
水 制 間 隔	図－33による。 $D/\ell = 1 \sim 4$
水 制 向 き	河心に向けて直角とする。
水 制 配 置	図－33によるが、各湾曲の最上流水制にあっては、その上流側が洗掘をうけるため長さ $\frac{1}{2}$ 程度の透過水制を上流に設置する。
杭とその配列	普通末口12～15cm、長さ3～5m程度の杭木を縦横とも約1m間隔に数列、千鳥に打つ。 実験では、材料の都合で、現地換算すると末口2.4cmのものを1m間隔に4列とした。

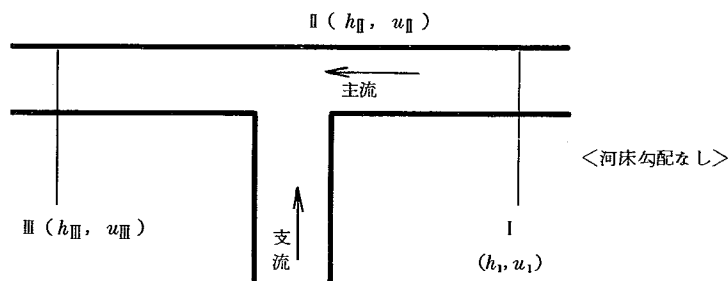
(7)-2 合流点附近の洗掘対策

前述した通り、黄瀬川左岸高水敷は帯工を配置することで洗掘を相当防げるが、芝等の流水に強い植生を繁茂させる方法もある。また、それで不安が残るようであれば、万全を期して表面被覆を施す方法もある。ただし、黄瀬川の流れにより水衝部となる狩野川左岸については被覆する必要がある。なお、黄瀬川の下流部は河巾もかなりあり、高水敷上の維持という点からみれば、計画高水位以上に計画して冠水させない方法も現実的である。

(7)-3 合流点

合流の問題については、合流基礎実験とし別に実験を行ったが、まだ資料が不十分であるため報告するに至らなかった。これについては今後さらに調査し、別の方法で発表したい。

黄瀬川・狩野川合流点においては 3-[2]-(4)-2 で述べたような事由から、事務所案による合流点形状で両川の堰上げ水位量を調査し、図-41 に示した。次の略図において



断面 I : 合流点の充分上流
断面 III : 合流点の充分下流
 h, u : 平均水深及び平均流速

とすれば、比エネルギー (h_T) は

$$h_I + \frac{u_I^2}{2g} = h_T = h_{II} + \frac{u_{II}^2}{2g} = (1 + f_{II}) \frac{u_{III}}{2g} + h_{III}$$

であらわされる。ここに、 f_{II} は合流による主流のエネルギー損失の補正係数である。上式で u_{II} は支流の影響により減速されるため、 h_{II} が大きくなる。つまり $h_{II} - h_I = u_I^2/2g - u_{II}^2/2g$ が支流の影響による水位堰上げ量として得られる。ただし、説明図では河床勾配を level としているが、模型では河床勾配を考慮して、堰上げ量としては同地点での比較が必要である。すなわち $H_{II} - H_{II}'$ が堰上げ量となる。ここに H_{II} は II 断面における水位であり、 H_{II}' は合流を考えない時の II 断面における水位である。

図-41 では、 H_{II} を実測し、 H_{II}' は不等流計算により求め、その差を水位堰上げ量とした。但し、支川からの砂堆の張出しによる影響を相当に含む。

また、本川の影響による黄瀬川における水位堰上げ量は黄瀬川 $325 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時、狩野川 $1,940 \text{ m}^3/\text{sec}$ で 0.8 km 地点で 1.0 m 程度、黄瀬川 $820 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時、狩野川 $2,100 \text{ m}^3/\text{sec}$ で同地点で 1.0 m 程度、黄瀬川 $1,200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の時、狩野川 $1,500 \text{ m}^3/\text{sec}$ で同地点で 0.7 m 程度であり、 0.8 km 附近まで背水

が及ぶ。その時の水位は図-42に示す。

なお、黄瀬川 $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ 、本川 $2,000\text{m}^3/\text{sec}$ を通水した場合、本川 5.2km 附近の越水が観察された。

(7)-4 狩野川の河床変動

狩野川本川における河床変動は、模型内の河床材料が黄瀬川のものであるため、ケースごとに詳細な測定は行なわなかったが、ケース21終了後に行った測定結果を報告する。

実験の通水時間は、ケース14~25を通じて30~60分間であり、黄瀬川・狩野川とも給砂は行なわなかった。また、実験は前ケース終了後、河床整形を行わずに次ケースを通水したものであり、ケース21通水後河床は、同ケースも含め8ケース通水後の河床であるため、河床変動量はそれ程明確なものではないが、ケース21は前の7ケースより流量が大きいため、河床変動の大勢を占めるものと思われる。

図-43は狩野川における8ケース(ケース14~21)通水後の断面である。狩野川における河床材料は黄瀬川筋と同一のものを敷設しているため、その平均粒径は狩野川 8mm と比べ 24mm と3倍に値し、 $\tau_c(u_*^2) = 80.9d$ より τ_c の値も3倍となる。仮にケース21の τ_0 をある区間で一定とすれば $\tau_0/\rho = 539\text{cm}^2/\text{sec}^2$ ($4.1\sim 4.9\text{k}$ 区間) であり、現地では $\tau_c = 65\text{cm}^2/\text{sec}^2$ 、模型では $\tau_c = 194\text{cm}^2/\text{sec}^2$ となり、現地の $\tau_0/\tau_c \div 8.3$ 、模型 $\tau_0/\tau_c \div 2.8$ となる。

また、 u_*/W_0 の値は、現地の $u_*/W_0 \div 0.35$ 、模型 $u_*/W_0 \div 0.20$ となる。つまり河床材料の移動形態は u_*/W_0 の値より判断して、模型、現地ともに掃流状態が卓越することは違いはないが、模型は現地より浮遊しにくい状態である。また、その掃流量は模型上では現地の $1/3$ となる。すなわち、模型の河床材料は、現地のもと比べ限界掃流力の効果が大きいため、移動しにくいものとなっている。したがって、黄瀬川に大出水があり合流点に大規模な砂州が形成されると狩野川の掃流力では、その土砂を流下しきるまでに至らず本川水位をせき上げることになる。

以上のことを考慮し、さらに実験結果から判断すると、 $4.3\text{km}\sim 4.6\text{km}$ 右岸および $4.8\text{km}\sim 4.9\text{km}$ 左岸においては、黄瀬川・狩野川いずれの洪水においても護岸は局所洗掘に対して危険となる。さらに、黄瀬川が出水しない状態で $5.1\sim 5.2\text{km}$ 左岸は本川洪水時に掃流力が増すことが予想され、上記同様に局所洗掘箇所となる。そのため、黄瀬川筋同様に対策工が必要と思われる。

[3] 将来計画河道実験結果

前節でふれた計画河道の設計対象高水流量 $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ は、ピーク流量 $1,215\text{m}^3/\text{sec}$ と推定される昭和51年8月洪水を基本に改訂されたが、沼津工事事務所は降雨特性や沿川流域の今後の開発等を考慮し、将来さらにこの $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ の増加の含みを有している。したがって、実験では $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ の計画河道高水流量が増加された場合の河道—将来計画河道—の概略を設計することにし、設計対象流量としてはほぼ $1,000\text{m}^3/\text{sec}$ 程度増加させた $2,200\text{m}^3/\text{sec}$ に設定した。ちなみに、この $2,200\text{m}^3/\text{sec}$ の確率は150年である。設計対象流量 $2,200\text{m}^3/\text{sec}$ の流量を流下せしめる河道として、①河道法線形は計画河道のそれと一致させることを原則とし、②河積の確保は河床掘削による等を基本に策定された。したがって、前述の計画河道における水深や流速をはるかに上回ることが

予想され、必然的に掃流力が増大し、洗掘・堆積傾向も非常に強調されることが考えられる。それゆえ、同河道における洪水流の流下の安全性を考えたとき、河床勾配を緩和して流速及び掃流力の減少を促す必要が生じる。そのため、勾配緩和施設として落差工を初めのケースより導入して、調査・検討を行った。

(1) 実験説明と流れの相似性

(1)-1 実験説明

実験は3ケースとも、黄瀬川流量 $2,200 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、狩野川 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ の定流状態で行った。給砂位置・下流端水位設定位置及び給砂方法等は計画河道実験と同様とした。

ケース26では沼津工事事務所が設計した落差工配置を含む河道案で実験し、実験結果より問題点と対策工を検討し、改良河道案を設定した。ケース27はケース26河道の湾曲部に水制工を配置し、砂州発達抑制及び洗掘対策としての効果を検討した。ケース28は河床勾配緩和策として落差工、河床安定をはかる目的で帯工を湾曲部に配置してその効果を検討した。

(1)-2 流れの相似性について

模型における流れの相似性を確認するため、ケース26河道で事務所が行った粗度係数 $n=0.035$ を用いた不等流計算値との比較・検討結果を以下に述べる。

(1)-2-1 粗度係数

粗度係数は計画河道と同様に計画粗度係数 $n=0.035$ と設定しているが、洪水の実績がないためその値の適否の判断は難しいものとなっている。

実験から計算した模型河道の粗度係数は図-44に示した。なお、図で20分および50分等と表示しているのは通水以降、水位測定までの経過時間を模型値で示したものである。また、粗度係数計算に用いた流積については通水終了後河床を基準に求めた。したがって、厳密に言えば水位と断面形状の間には時間的な差があるが、通水後の極めて早い段階で砂堆や局所洗掘場所は定まるため、粗度係数に及ぼす影響は大きくない。計算結果の粗度係数は0.02~0.05程度の範囲に分布しているが、大規模砂礫堆及び狩野川背水区間の遷移部を除けば、20及び50分経過時とも0.025~0.040程度となる。表-18は、図-44に示した粗度係数値の単純平均値であり、ケース26の模型河道は、前記観点に基づいて設計された事務所案であり、

表-18 平均粗度係数

ケース	時間	計算区間	粗度係数
26	20分	0.0~2.16 km	0.031
	50分	0.0~2.16 km	0.032
27	20分	0.0~1.68 km	0.044
	50分	—	—
28	20分	0.0~1.68 km	0.037
	45分	0.0~2.16 km	0.035

また事務所が不等流計算を実施した河道でもある。ケース27及び28は、ケース26で生じた諸問題対策のための、河道内構造物の種類とその配置が異なる。各区間ごとの時間経過に伴う粗度係数の変化は若干あるが、表-18に示す河道全体の単純平均によればいずれのケースにおいても大差はない。単純平均値は計画河道実験の値を少し上回るものであるが、河床変化が顕著な点に起因

するものであり、また死水域・逆流域等を除いて厳密に計算すれば、全体はもっと小さくなるものと判断される。いっぽう、河床掘削をした場合における新河床面は、ボーリング結果や上流から供給されてくる河床材料等の点を考えれば、現河道及び計画河道と構成材料の粒径はほとんど変わら

ないといえよう。

なお、ケース27の粗度係数が大きいのは水制工設置の影響であり、ケース28は落差工にくわえて帯工が配置されているためである。もちろん、ケース26にも落差工は配置しているが、他には何もない。50分経過時の粗度は図-44で明らかなように全区間ともかなり同程度の値を示しており、実際の粗度係数が0.030程度になることを示している。したがって、計画粗度より1割程度小さくなる。

(1)-2-2 水理量及び河床変動比較

図-45は不等流計算値とケース26における黄瀬川筋の実測値の断面平均水位比較図である。同図によれば、0.6km附近より下流で計算値との間にはかなりの差が生じているが、これは実験が本川筋の流量を $300\text{m}^3/\text{sec}$ と小さく設定したためであり、上流部分の差は上記の1割程度の粗度係数の違いにより生じた差である。なお、この点については後でも考察する。また、時間経過にともなう河床変動により、全体的に水位は上昇し、とりわけ1.44km附近の最大湾曲部における水位上昇が目立っている。

流速は、図-46に示す通りで実測値は不等流計算値に比べ断面により2倍程度の値を示しているが、実測値はほぼ断面内で最大流速が生じていると思われる位置で測定したためである。同図によれば、不等流計算値の平均流速でも河川砂防技術基準に示されている設計流速の上限目安 $4\text{m}/\text{sec}$ をほぼ全断面で上回り、局部的には $9\text{m}/\text{sec}$ を越える位置も生じている。したがって、流速減速対策として配置した落差工も $4\text{m}/\text{sec}$ 以下に抑制するまでには至っていない。

流況は計画河道の場合と同様の流れを示すが、流速の増大に伴い遠心力による加速度 v^2/r が増大し、湾曲部護岸沿いの流れが強調され、さらに横断面の水位差が大きくなっている。

河床変動については、流れが河道法線形に支配されているため、砂州のつく位置や局所洗掘を受ける位置等は、計画河道時と基本的に変わらない。しかし、その砂州の規模は大きく、また洗掘量は計画河道を上回る結果となっている。

以上、将来計画河道の水理量および河道変動の一般的傾向について簡単に述べた。実測水位に関しては不等流計算値とほぼ一致しているが、粗度係数は計画粗度より平均して1割程度小さい結果を示している。水位がほぼ一致しながら粗度係数が一致しない原因は河床変動の影響に求められる。すなわち、図-52に示した平均河床高を参照すると、通水後の河床は不等流計算で用いた初期河床より高くなっている。例えばマンニングの粗度係数を流速及び水深であらわせれば、 $n = I^{1/2} R^{2/3} / v$ となり、水深と流速が粗度係数をいずれも小さくする方向に変化している。つまり、水深は小さくなり、断面平均流速は流積の縮小に伴い大きいものとなっている。

以下、ケースごとの結果についてふれ、解析及び考察する。

(2) ケース26について

将来計画河道の流勢は計画河道の段階におけるそれをはるかに上回るため、護岸及び堤防の安全を考えた場合、勾配緩和施設が必要となることは前述した通りである。そのため、ケース26では図-47及び48に示す沼津工事事務所が配置した落差工を設けた。なお、川巾は計画河道と変わらない。実験の結果から、河道疎通能力の確認と落差工を設けた。なお、川巾は計画河道と変わらない。

い。実験の結果から、河道疎通能力の確認と落差工による流勢の軽減効果を検討するとともに河道および河道内構造物の安全性の調査を検討する。

水位については本節(1)でも若干述べたが、測定結果を図-49及び50に示す。図-45は平均水位であるため同図ではわからないが、1.4 km附近から2 km附近までの断面内最高水位は計画高水位を越えており、特に1.4 km附近における最高水位は計画高水位を大巾に越え、計画堤防天端まで20~30 cm程度の余裕しかない。したがって、湾曲部における堤防天端高は断面内の水位差を考慮して設計しなければならず、湾曲部外側堤防のかさ上げ、あるいは計画河床高の切下げ等の必要性がある。また、当然のことながら砂州の発達にともない水位はせき上げられ、上昇する傾向にあることは図-45に示されている。なお、図-49に示す1.44 km断面の最高水位は、同断面における砂州高がTP: 10.4 m程度の時にあらわれた。

流速は図-51に示す通り、流況から判断して断面中の最大流速が発生すると思われる地点の鉛直方向3点の平均値であらわした。図からわかるように、断面最大流速は1.8 km地点で8 m/secを越え、1.0 kmより上流の最大流速の平均は6 m/secとなる。また、表-19に示すように流積より計算した断面平均流速は3 m/sec~7 m/sec程度であり、この値をもって不等流計算値と比較しても前述したように模型上の流速の方が大きい結果となっている。

表-19 断面平均流速等

断面 (km)	ケース26(50分)				ケース27(20分)				ケース28(50分)			
	H(m)	A(m ²)	R(m)	V(m/sec)	H	A	R	V	H	A	R	V
0.00	6.94	754.2	4.786	2.92	6.75	829.8	5.219	2.65	6.88	855.4	5.394	2.57
0.12	6.79	430.1	3.178	5.12					6.94	690.4	5.007	3.19
0.24	6.99	452.0	3.790	4.87					7.00			
0.36	7.43	438.2	2.851	5.02					7.06	502.8	4.468	4.38
0.54	7.86	446.2	4.151	4.93	7.42	482.5	4.551	4.56	7.00	466.2	4.429	4.72
0.66	8.32	471.5	4.426	4.67	7.65	483.3	4.825	4.55	7.31	500.0	5.047	4.40
0.90	8.49	386.3	4.307	5.70	7.97	487.2	5.362	4.52	7.79	455.5	5.052	4.83
1.08	9.56	475.2	4.108	4.63	9.50	551.2	4.906	3.99	8.39			
1.20	10.12	439.3	4.032	5.01	9.94				8.89			
1.32	10.20	369.0	3.653	5.96	10.63	485.6	4.560	4.53	9.83	500.5	4.711	4.40
1.38	11.10	414.4	3.522	5.31					10.33	437.6	3.292	5.03
1.44	12.05	624.6	4.490	3.52	12.27	722.3	5.150	3.05	10.82	590.2	4.418	3.73
1.68	11.87	480.8	4.592	4.58	12.15	462.8	4.582	4.75	11.32	420.4	4.141	5.23
1.80	12.39	396.3	4.000	5.55					11.60	327.0	3.425	6.73
1.92	12.91	383.3	4.060	5.74	13.10	388.9	4.197	5.66	12.15			
2.04	13.41	383.9	3.876	5.73					12.75			
2.16	13.39	331.3	3.707	6.64					12.86			
2.28	13.96	336.7	3.853	6.53					13.54			
2.40	14.78	357.2	4.095	6.16					14.13			

流況は、水衝部・砂州等は図-47に示した通りである。流れは前述の通り、湾曲部外側の河岸側に寄る流れが計画河道より強調され、断面最大流速はそのほとんどが湾曲部外側の堤防沿いに存在する。また、砂州高は2.0km附近湾曲部1.98km附近断面で平均河床より最大4m程度上昇し、T.P10m程度となる。1.4km附近及びその下流湾曲の砂州高においても平均河床より同程度上昇している。なお、流況に関するものを写真-20~25に示し、通水後河床状態を写真-26~30に示した。

図-52及び53は通水後の平均河床高および最深河床高を示したものであるが、平均河床高は初期河床より平均1.0~1.5m程度上昇し、計画河道においても同様の傾向にあった。この河床上昇傾向の原因は模型上流端の補給砂、すなわち上流からの流入土砂量に関する相似性の関係もある。逆に、直轄区間の掃流力以下の流入土砂量しか見込まれない場合には河床全体が低下し、護岸及び根固工・水制・橋脚等の構造物の維持に労力を要することになる。したがって、河道設計にあたっては極力、この流入土砂量の実測または予測等を行うことが望ましい。さらに直轄区間の上流端より上流の河床は落差工等を設けたとしても、現状河道よりも低下傾向の方向に作用するものと推測されるので、この点についても考慮しておかなければならない。もっとも、洪水の規模と継続時間にもよるが、一洪水だけで大巾な河床上昇及び低下はまず考えられない。

最深河床高は、図-53からわかるようにその洗掘深は長時間に及ぶ定流実験ということも作用して、最大1.2mにも及ぶとともに、局所洗掘場所の河道全体の平均でも3~4mに達する。以上のことより、沼津工事事務所案河道の落差工の構造・配置では河道内構造物の維持・管理が困難であるものと推察される。

(3) ケース27について

ケース26の結果から、事務所案による落差工の配置では設計対象流量 $2200\text{m}^3/\text{sec}$ を流下させることは極めて危険であると考えられる。しかし、湾曲部凹岸側の洗掘がその主因をなすため、それを抑制することが可能であれば、問題は少なくなる。そのため、ケース27としては予備的性格をもたせた実験とし、その主眼を湾曲部凹岸の洗掘防止においた。

実験は、黄瀬川河道で最も大きく諸現象を呈する1.4km附近湾曲部を中心とし、その上下流湾曲部に水制を配置し、他はケース26と同様とした。また、水制は河積確保と設置場所の河床低下量を考慮して、その天端は計画河床面と一致させた。なお、詳細は図-54に示す。

実験結果は図-51に示した流速にみられるようにケース26より減速され、また図-54に示した流況にみられるように砂州の規模は小さくなった。しかし、図-53にみるように最深河床高は1.4km附近湾曲部においてはほとんどケース26のものと変らなく、水制による局所洗掘防止効果はほぼ期待できないことがわかった。なお、実験ケース一覧表に示すように給砂量はケース26の5倍程度に相当するが、図-52より平均河床高は1.8km上流ではケース26より上昇し、1.8km下流では低下している。そのため、縦断水位も低いものとなっている。

このように、水制が一定の範囲内である程度の効果を発揮することはわかったが、目的とした護岸沿いの洗掘を防ぐことはできず、計画河道のように有効でないことが判明した。そのため、洗掘防止対策としては次の方法によることとした。

(4) ケース 28 について

ケース 26, 27 の結果から判断すると、設計対象流量 $2200\text{m}^3/\text{sec}$ に対して落差工による勾配緩和効果が少なすぎる。つまり、掃流力を大きく支配する河床勾配を更に緩くすることがひとつの方法と考えられ、さらにポイントバーの形成個所における流路の固定と流積確保効果を期した。しかし、河床勾配を緩くするためには落差工の落差を大きくし、埋戻し効果を抑止するためその数を増やす必要がある。もし、落差工を大きくするとすれば落下水の減勢と直下流の河床の保護を要し、数を増やすとすればそれ自体の維持・管理が改めて問題となるし、工費も増すことは当然である。また、河床勾配が緩和された分だけ疎通能力が低下するため河積を大きくしなければならぬ。さらに、直轄区間上流端と県の管理区間下流端との間に大きな落差が生じ、それを解消するためには県の管理区間においても同様の工事を行う必要がある。

それらの事情を考慮し、ケース 28 では河床勾配は事務所案と大巾にかえないことを原則とし、落差の小さい帯工によることにした。

一般に、砂礫堆の形成・発達を抑制するための床止工は川巾の 1.5～2.0 倍程度の間隔がよいとされているので、湾曲部を中心に川巾の 2 倍を基準に配置し、方向は流水に直角とし、図-55 にその結果を示した。なお、床止工の設計に際してその設置によって河状を乱さないようにするとともに、落差工の維持を十分考慮し、さらに橋脚等の他の構造物に及ぼす影響を配慮しなければならない。図-55 の配置図についてはこれらの点も考慮してあり、縦断形状は図-48 の通りである。

実験結果の水位は図-49 の通りとなり、河床を切り下げた分だけ低下したが大勢はケース 26 と同様である。流速も図-51 に示した様にケース 26 と比べてほとんど変わらないものであり、 $6 \sim 8\text{m}/\text{sec}$ の流速がところどころにみられる。また、帯工による流路の規制効果に関しても越流水深が比較的大きいため、湾曲部外側への流れの集中緩和はそれほど期待できなかった。このため、河床変動においても図-56 にみるように最大 11m もの洗掘深となり、河道内構造物（特に護岸）の維持の面からは、ケース 26, 27 と変らず結果的に帯工を設置して改善された点は特にないことがわかった。

(5) 実験結果のまとめと将来計画河道

以上 3 ケースの実験結果をまとめると、表-19 および 20 の通りとなる。

将来計画河道における実験 3 ケースの相互比較をすれば次のようになる。なお、ケース 26 を事務所案・ケース 27 を水制案・ケース 28 を帯工案とここでは称することにする。水位に関してはいくつかの区間で計画高水位を上回っているが、これはポイントバーの発達によるせき上げの影響であり、河床変動等で新たな問題を生ずる可能性はあるものの、実験結果を参考にして計画河床高を下げれば解決する。次に、流速に関しては水制案が比較的小さく、帯工案・事務所案の順となっているが、いずれの案においても河川砂防技術基準等で示されている河道設計上の断面平均流速 $4\text{m}/\text{sec}$ という一応の目安を上回っており、河道の維持上流速でい減工法を必要とする。さらに、集中する湾曲部外側の局所洗掘深は 3 案ともほぼ変わらず、局所洗掘軽減工法として配置した水制及び帯工ともほぼ効果が発揮されないことがわかった。また、流況に関しては基本的に 3 案とも一致し、湾曲河道特有のポイントバーの形成と発達がみられ、湾曲部における有効通水巾は水制及び帯

表-20 洗掘深

ケース/流量 距離標 (km)	26				27				38			
	2200m ³ /sec				2200m ³ /sec				2200m ³ /sec			
	①	②	③	④	①	②	③	④	①	②	③	④
0.0	5.37	0	2.90	2.90		0	5.60	5.60		18	4.90	1.90
0.12	5.03	6	3.10	3.00		0	3.00	3.00		6	3.20	3.10
0.24		7	3.50	2.90								
0.36		0	2.30	2.30		0	3.00	3.00		8	3.30	3.20
0.54		0	0.80	0.80		0	0.80	0.80		0	1.90	1.90
0.66		0	1.40	1.40	4.83	0	2.20	2.20		9	2.20	1.80
0.90		0	0.20	0.20	4.39	18	3.50	3.30		0	2.20	2.20
1.08	6.20	0	8.60	8.60	3.98	0	8.20	8.20	5.07			
1.20	6.30	0	3.00	3.00					5.50			
1.32	6.76	2	2.70	2.50	4.85	0	6.10	6.10		4	6.10	5.60
1.38	6.02	2	7.70	7.60						0	11.50	11.50
1.44	6.04	0	12.20	12.20	2.94	0	12.20	12.20	6.87	0	10.80	10.80
1.68	7.95	0	3.50	3.50	5.40	0	0.80	0.80	7.63	0	2.00	2.00
1.80	9.30	0	2.50	2.50					7.02	0	2.80	2.80
1.92	6.69	0	2.40	2.40	6.76	0	3.50	3.50	7.75			
2.04	6.74	0	2.10	2.10	4.88	0	0.20	0.20				
2.16			0	0			0	0			0	0
2.28			0	0			0	0			0	0
2.40												

①：測定中最大流速（断面最大流速附近）（m/sec）

②：最大洗掘を示す個所の護岸よりの距離（m）

③：最大洗掘深（m）

④：護岸前面の洗掘深

工等の工作物を配置したとしても初期通水巾の $\frac{1}{3}$ 程度にまで縮小させられる。このことが、計画高水位を上回る水位と断面平均流速の増加、さらに局所洗掘の助長等をもたらしている。

図-57は「全国河川粗度係数資料集」（建設省技術研究会編）より、我国直轄河川の主要基準点における計画高水流量・計画高水勾配および河床材料の65 ϕ 粒径（ d_{65} ）の相関を示したものである。規模や性格の異なる河川を一まとめにしたため明確な相関は見出せないが、一般に出水によく見舞われる西日本河川は東日本河川に比べ小単位巾流量といえる。また、同一粒径のもとでは水面勾配が急になると単位巾流量が小さくなる傾向を示している。黄瀬川の平均河床材料粒径 $d_m = 24mm$ を65 ϕ 粒径とすれば、黄瀬川の上記相関は図-57の●印であらわされる。黄瀬川の単位巾流量は計画高水勾配が1/1000附近で平均20m³/sec/m程度であるが、砂礫堆の形成に伴う有効通水巾等の要素を考慮すれば、実質的に40m³/sec/m程度となる。さらに、黄瀬川の単位巾流量について、実験結果から詳細に検討してみる。

表-21は断面平均流速（ Q/A ）に最大及び最小水深を乗じて求めた単位巾流量の最大・最小値である。ただし、最大単位巾流量値はそのほとんどが湾曲の局所洗掘の影響で外側護岸沿いに存在するが、湾曲部外側は断面平均流速より大きいので、表の単位巾流量の最大値はもっと大きいものと判断される。表の値を図-57に示してわかるように●印の範囲を越えた所にそのほとんどが

表-21 実験からの単位巾流量

断面 (km)	最大単位巾流量 ($m^3/sec/m$)	最小単位巾流量 ($m^3/sec/m$)
0.0	30.5	13.5
0.12	52.9	6.3
0.24	51.6	6.9
0.36	47.4	8.7
0.54	41.2	12.3
0.66	33.6	19.1
0.90	35.6	27.0
1.08	69.8	4.2
1.20	51.2	23.0
1.32	46.8	7.2
1.38	72.9	4.3
1.44	67.7	6.0
1.68	45.2	22.1
1.80	58.5	9.6
1.92	48.5	11.4
2.04	46.2	21.4
2.16	37.2	25.9
2.28	34.4	29.8
2.46	39.7	35.0

存在する。もちろん最大値をプロットしたためではあるが、図-58の河床横断と各ケースの流況からみて推察されるように、湾曲部における単位巾流量は最小値より最大値附近で代表されるものと判断する。

将来計画河道の河巾を計画河道のそれと一致させたまま、 $2,200m^3/sec$ の対象流量を流下させるには今まで述べてきたように、水位・流量・流況及び河床変動等のすべての面で好ましくない現象を呈し、それらに対処するため水制及び床止工等の構造物等を配置しても総合的処理できる範囲内でないことがわかった。例えば、水位を計画高水位以下に低下させ流速をてい減させることは現実的に可能であるが、その結果は平均水深を大きくし、従って掃流力を増大させるため、河床変動が強調され砂礫堆の発達と局所洗掘現象を一層顕著にする。したがって、黄瀬川河道及び流域特性等を考慮すれば、基本的には次に示す諸方策を対象に、単独にあるいはその程度と必要性に応じ組合せて検討する必要がある。

なお、これらの方法については、時間と経費の点で実験的に検討することができなかった。

① 河巾の拡大

一般に、全国的な傾向として各河川の沿川は開発され引堤がしにくくなっているにもかかわらず、流出係数の増加と対象降雨確率年の引上げ等により流量は増えている。その結果、疎通能力の確保は高水敷の縮巾や河床低下によるため、単位巾計画高水流量は増加する傾向にある。これらの作業は不等流計算を基本に行われるため、計算上は流れることになる。しかし、例えば黄瀬川のような湾曲河道ではポイントバー等の影響があらわれるし、仮にそのような影響がない河川でも当該河道の各断面における流水エネルギーは膨大なものになり、エネルギー増加分に見合う安定した治水施設を要する。

黄瀬川の単位巾流量は中部地建内の他の直轄河川や黄瀬川自体の河道特性を考慮すれば、最大限 $15m^3/sec/m$ 程度とし、それ以下におさえることが不可欠の要件となる。前節でふれた計画河道の単位巾流量はおおむね $12m^3/sec/m$ であり、護岸及び水制工で諸問題に対処してきたが、それでも問題点のすべてが解決したわけではない。将来計画河道における最大限 $15m^3/sec/m$ という単位巾流量はそれよりも25%増であり、もしその程度の拡大にとどめるならば、当然のことながら②以降に触れる方針や工法との併用は欠くことができない。なお、計画河道の平均河巾を $100m$ とすれば、 $15m^3/sec/m$ の単位巾流量におさえるための拡大率は約5割となる。

② 1.4km附近湾曲部のショートカット

黄瀬川直轄区間で治水上最も好ましくない場所は1.4km附近の湾曲部である。この場所は仮に計画河道なみの単位巾流量になるように拡大されたとしても、湾曲部外側の流れの集中と局所洗掘なら

びに内側のポイントバーの形成は、左右岸の湾曲半径差の増大によりさらに強調されることになる。したがって、拡巾したとしても計画河道のような水制等の構造物だけで対処するには、かなり大規模で構造的に強いものを多く配置しなければならない。このような対策を施したとしても問題点が基本的に解決されるわけではなく、治水上の危険性は潜在している。

これらの経済性と危険性を考えれば、最上流湾曲部・上流端2.0km附近から3番目の湾曲部下流端の1.0km附近にかけてショートカットすることが、流況を非常に好ましくする。ショートカットすることにより、文字通りネックとなっていた1.4km附近湾曲部の諸問題は基本的に解決されるばかりでなく、その上下流の2箇所の湾曲部の湾曲角及び曲率とも大巾に緩和されるため、黄瀬川河道そのものと治水対策の基本方針が根本的に異ってくる。したがって、黄瀬川の長期的な治水方針の根幹にはこのショートカット案が考慮されておれば非常に好ましかった。もっとも、ショートカットすれば流路の短縮・従って河床勾配の増大に伴う流速及び掃流力の増加等とそれに対する対策工の検討等は、副次的な問題として生ずることはいうまでもない。

③ ポイントバー及び局所洗掘抑制対策

一般に、湾曲部における流れは遠心力の作用により、河川横断方向に水面勾配と流速の差を生ずる。この水位差は平均流速の2乗と河巾に比例し、曲率半径に反比例する。また、流速は曲率半径の1/2乗に比例するため、外側ほど速くなる。いっぽう、湾曲部外側の河岸沿いには下降流が発生し、下降流は河岸法尻で河床面にあたって後内側に流れようとし、河川下流方向の流れと合成され、らせん流を生ずる。この下降流は曲率半径が小さいほど、外側流速が大きい程顕著になる。湾曲部内側のポイントバーと外側の局所洗掘の発達は、上記の性格の異なる2つの流れに支配される。それらの形成・発達機構は次のようになる。すなわち、湾曲部の偏流は上流断面における掃流力と比較し、内側で小さく外側で大きいため、内側で堆積・外側で洗掘現象を呈する。くわえて、下降流は水面近くの含砂率の小さい流れにより生じるため、河床面では給砂量が少なく、法尻附近で下降流により巻上げられた河床材料のうち、河床面附近のものは掃流状態で湾曲部内側に運搬され、砂州の発達を助長し、河床面から十分離れているものは浮遊状態で下流に輸送される。ポイントバーの巾と高さは定流量の場合、極めて早い段階でほぼ決まってしまう、洗掘孔が平衡状態に達するまでポイントバーは下流に発達する。ただし、上流からの給砂状態によっては局所洗掘現象が安定せず、水面が低下し、相対的に砂州の一部が水面上あるいは水面近くにまで達する。

湾曲部外側の河岸法面は護岸及び根固工を要し、法尻沿いに発生する局所洗掘からこれらの構造物を保護するためには、上記らせん流と偏流の抑止と洗掘位置を河心方向に移動させなければならない。その方法としては計画河道で採用した水制工法が最適と判断する。つまり、水制工の配置に伴い外側法面沿いに発生する下降流、従ってらせん流を乱し、くわえて法面前面に生ずる最大流速位置を遠ざけることにより、最大洗掘部を河道内側に移す。そして、二次的にポイントバーの発達を抑制することになる。将来計画河道で前記②項までの工法が採用され、1.4km附近の最大湾曲部がなくなったとしても水制工の配置は必要と判断する。

④ 河床勾配緩和対策

黄瀬川のような湾曲河道においては、湾曲部及び直線部の掃流力の連続性を保障することが河道

設計上とりわけ重要になってくる。その意味で掃流力を支配する一要素としての河床勾配の設定は重視せねばならない。

表-22 はその検討を行ったものである。表によると河床高縦断は図-59 の①線のようになる。

表-22 掃流力からの河床勾配

区 間	計 画 河 道			将 来 計 画 河 道			掃流力、径深を同一*	
	径 深 (<i>m</i>)	エネルギー 勾 配	掃 流 力 (<i>t/m/sec</i>)	径 深 (<i>m</i>)	エネルギー 勾 配	掃 流 力 (<i>t/m/sec</i>)	エネルギー 勾 配	河 床 勾 配
0.0 ~ 0.2km	2.907	1/455	0.081	5.575	1/685	0.080	1/675	1/698
0.2 ~ 0.4	3.017	1/365	0.094	5.396	1/585	0.090	1/563	1/390
0.4 ~ 0.6	2.871	1/264	0.116	5.661	1/660	0.084	1/478	1/274
0.6 ~ 0.8	2.826	1/197	0.146	4.652	1/226	0.202	1/312	1/256
0.8 ~ 1.0	3.083	1/239	0.136	5.010	1/278	0.177	1/312	1/247
1.0 ~ 1.2	3.250	1/387	0.098	5.141	1/411	0.123	1/514	1/996
1.2 ~ 1.4	2.956	1/330	0.097	5.172	1/383	0.132	1/524	1/806
1.4 ~ 1.6	2.735	1/287	0.100	4.861	1/629	0.076	1/476	1/991
1.6 ~ 1.8	2.648	1/549	0.154	4.999	1/275	0.178	1/318	1/312
1.8 ~ 2.0	2.781	1/188	0.184	5.100	1/359	0.139	1/271	1/227
2.0 ~ 2.2	2.856	1/235	0.169	4.735	1/230	0.202	1/275	1/305
2.2 ~ 2.4	2.947	1/199	0.172	4.956	1/290	0.167	1/282	1/326
2.4 ~ 2.6	3.037	1/235	0.146	4.819	1/162	0.292	1/323	1/845
2.6 ~ 2.8								

* 計画河道時に動く掃流力と等しい値となるように径深を固定した場合の将来河道エネルギー勾配

図からみると0.0km~0.2kmまでは事務所案の河床高と変わらず、1.0km~1.6km区間及び2.4km上流区間も河床勾配を緩和する必要がある。したがって、1.0kmより上流の全区間で河床勾配を緩和するために、事務所案縦断形との間に差の生ずる位置に落差工を配置しなければならず、それを②線に示す。但し、落差工高等は特に検討したものではない。

⑤ 設計対象流量のてい減

今回の実験で設計の対象とした最大流量 $2200\text{m}^3/\text{sec}$ は150年確率であるが、もし上記④項までにふれた疎通能力の確保と治水工法が諸般の事情で完全にできない場合は雨水の流出抑制、あるいはダムカット等の方法により、計画高水流量を大巾にてい減させる必要がある。

〔4〕 暫定計画河道実験結果

1-〔2〕-(1)で述べたように、現在黄瀬川は昭和51年8月洪水の際の被災箇所を補修する一方、計画河道への改修計画が「緊急5ヶ年計画」とし、昭和52年度より開始された。しかし、同計画は直轄区間全体についての改修計画でなく、部分的に改修された河道（「暫定計画河道」と称する）が緊急5ヶ年終了後何年間は存在する。なお、途中で「緊急5ヶ年計画」が1年延長となったため、昭和57年度工事終了予定河道が模型実験で対象とした暫定計画河道である。

暫定計画河道の設計対象流量は $800\text{m}^3/\text{sec}$ とし、実績ハイドログラフを基本とした洪水波形で実験した。同河道における実験の検討事項は、対象流量 $800\text{m}^3/\text{sec}$ が沿水上問題なく流下可能か、また、問題点があった場合の対処策、さらに計画河道に至る工事の手順の検討等である。

(i) 実験説明と流れの相似性

暫定計画河道実験は本実験3ケース、予備実験1ケースの計4ケース行った。ここでは各ケースの実験条件等についてふれるとともに、模型実験における諸水理量、現象等の現地との相似性について確認を行った。

(i)-1 実験説明

第一段階として、ケース29では暫定計画河道における水理量把握と流下能力の検討を行い、ケース30ではケース29の結果を参考に、問題点・問題箇所対策の検討、ケース31では計画河道における計画高水流量である $1200m^3/sec$ を対象に、計画河道へ至る改修の手順について実験・検討した。

ケース29の実験河道は、沼津工事事務所の昭和57年度工事終了予定河道とした。但し、水制・根固工等は設置していない。ケース30河道は1.4km附近湾曲部で事務所案河道に手を加え、事務所計画案の水制を配置した。ケース31では2.0km附近の新田川用水堰を撤去し、他はケース30河道と同じとした。但し、新田川用水堰の撤去にあたっては、実験 $\#0$ として流下能力のうえから最も支障となる箇所であることを確認した結果である。

実験流量は、ケース29では黄瀬川筋は図-60に示すピーク $834m^3/sec$ の昭和36年6月実績洪水、狩野川筋は $300m^3/sec$ 定流とした。ケース30では図-60に示すように黄瀬川・狩野川とも昭和36年6月実績洪水とした。なお狩野川ピーク流量は $2400m^3/sec$ である。ケース31では黄瀬川筋は、昭和51年8月実績洪水、狩野川 $300m^3/sec$ 定流とした。図-61にそれを示す。また、予備実験を $\#0$ として黄瀬川 $1200m^3/sec$ 、狩野川 $300m^3/sec$ の定流でケース30河道と同じ河道条件で行った。

給砂量及び下流端水位の設定方法は、計画河道実験と同様の方法によった。

(i)-2 流れの相似性について

(i)-2-1 粗度係数について

暫定計画河道は今回行った3河道の実験中現状河道に最も近い河道である。その粗度係数は現状河道と大きくかわらないものであろうと推定されるため、現状河道での実績洪水を対象に比較検討を行った。図-62はケース29、30、31の粗度係数である。但し、3ケースとも前述の通り実験条件に違いがあり、特にケース30では本川流量が大きいため、黄瀬川筋を堰上げ、合流点附近の粗度係数を大きくしている。但し、死水域、逆流域が存在するため、図ではところどころに大きい値が存在する。そのため、河道の全体的な平均値としてはその影響の少ない断面を選定して計算し、表-23に示した。表中、ケース31の値は昭和51年8月の実績洪水（ピーク流量 $1215m^3/sec$ ）を流した実験のピーク水位及び流量から計算した粗度係数である。現地のこの時の実績粗度係数は2.2～2.8km区間で不等流式により0.033と計算されており、下流区間では河床勾配が緩くなること等から、粗度係数は小さくなる。このことは2-[3]-(2)の表-6の昭和51年6月洪水（ピーク流量 $415m^3/sec$ ）

表-23 不等流式による各ケース平均粗度係数

ケース $\#$	計算範囲（区間距離）	粗度係数
29	0～2.4km(300m)	0.033
30	0～2.4km(300m)	0.033
31	0～2.4km(400m)	0.026

sec)の実績粗度に実証されている。なお、昭和51年8月洪水は2.4km地点下流側で左岸側に、2.0km地点下流で右岸側に氾濫し、特に2.2km下流区間はその下流流量が確かでないため、粗度係数は計算されていない。

ケース31河道は、初期河床設定が計画河道実験において砂州が湾曲内側に発生・発達した河道に非常に似ている。さらに、河床構成材料はもちろん、河床勾配もほとんど変わらないため、その粗度係数についても当然近い値であると推定される。それ故、計画河道実験ケース3(黄瀬川 $1,200\text{ m}^3/\text{sec}$ 、狩野川 $300\text{ m}^3/\text{sec}$)の値と比較してみる。ケース31では $n=0.026$ に対し、ケース3では $n=0.028$ となっており、ケース3の値が少し大きい。ケース31におけるピーク流量は図-61にみるように、実験設定流量 $1215\text{ m}^3/\text{sec}$ に対し、実験上は $1300\text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の流量であった。つまり31と3の間には $100\text{ m}^3/\text{sec}$ の流量差がある。そこで流量の大小による粗度係数を、表-6および7の計画河道実験の粗度係数および実績洪水から逆算された粗度係数についてみると、 $1,200\text{ m}^3/\text{sec}$ 前後までの流量範囲においては、流量の増加に伴い粗度係数は小さくなる傾向にあり、当然のことながら主として河床波による相当粗度が水深の増加に伴い相対的に小さくなる。このことを考慮すれば、ケース31における粗度係数 $n=0.026$ は適当な値と判断される。

(1)-2-2 水理量および河床変動について

図-63、64および65は、実験の実測水位縦断面図であり、それぞれケース29、30および31のものを示している。ケース29では、図中の痕跡は本川 $2400\text{ m}^3/\text{sec}$ 、黄瀬川 $834\text{ m}^3/\text{sec}$ をピークとする洪水のものであるのに対し、本川流量を $300\text{ m}^3/\text{sec}$ としたため、本川による黄瀬川水位の堰上げ量の差が、痕跡と実測値の差となって黄瀬川下流区間の水位にあらわれている。しかし、図-64のケース30の水位は上記の流量条件を満たすので黄瀬川模型区間全体を通じ、痕跡に近いものである。また、図-65においても、実験ケース31における実測水位及び昭和51年8月洪水：現地痕跡水位の比較をすれば、それも近いものとなっている。もちろん、模型河道は例えばケース29の一部引堤・河床掘削、また、ケース30、31ではさらに河床掘削範囲の拡大等、出水当時の現地河道との相違点があることなどから、現地洪水時との初期河床条件の違いは否めない。

流速は比較のための現地資料がなく、模型上の流速については後述したい。

河床変動についても、比較資料は乏しいが1-[1]-(3)に述べた河床経年変化から平均河床高に着目してみる。計画河道のように整正された河道のもとでは、前述したように、特に湾曲部の平均河床高は砂州の発達により初期河床より上昇し、補給砂条件のせいもあって全体的に上昇している。しかし、河床経年変化からみると、砂州の発達している状態に洪水があった場合、湾曲部に相当する0.8~1.4kmは平均河床高が低下しており、出水前の河床状態・洪水規模及び補給状態等によってはこのようなことも十分ありうる。また、1.4km上流は堆積が卓越する傾向が強い。

図-66は、ケース29、30および31の模型移動床部の平均河床高を示したものである。同図によると、0.8~1.2km区間は洗掘による平均河床高の低下がみられ、上述の河床経年変化にみられる傾向に等しい。しかし、その上流1.6km附近までについては、引堤および河床掘削を行った断面であるため、砂州の発達による河床上昇がみられる。このことは1.4km附近湾曲部の引堤及び砂州の除去をはかったため、上流から流下してくる河床材料が堆積し、その下流では補給量が減少する

ため河床低下を来すことを示している。但し、給砂量の影響は黄瀬川河道のみならず、狩野川本川においても、合流点における砂堆の形成等の点で大きいものとなる。

(2) ケース 29 について

同ケースは事務所計画による昭和 57 年度「緊急 5 ヶ年」工事終了河道における実験であり、流量条件等については前述したとおりである。

「緊急 5 ヶ年」で行われる護岸の捕修・改築工事等は、これらの部分をモルタルにより作製しているため、模型における流れには影響を及ぼさない。しかし、図-67 (a) のように 1.4 km 附近湾曲部で一部引堤及び河床掘削が行われ、この周辺の流れ及び河床変動に影響を与えるものと思われる。そのため、ケース 29 河道としては 1.4 km 附近の改修を含め、他はすべて現況河道とした。

実験結果のうち、水位は図-63 に断面平均縦断水位として示した。同図によれば、ピーク流量時は 0.9~2.2 km 左岸の現況河道堤防高を最高 1.5 m 程越え、また 1.0~1.9 km 左岸でも越えているが、図にも示しているように暫定計画河道の計画高水位と比較すれば、模型上の実測値はすべてそれ以下に収まる。但し、1.0 km より上流の計画河道堤防高は、暫定計画高水位と暫定的に一致させる計画となっているため、特に 1.0 km 地点上流および 2.0 km 地点上流の水位には留意する必要がある。なお、横断水位は同ケースで詳細な測定をしていないため、条件的に近いケース 30 の図-68 を参照しみることにする。横断水位差は 1.38 km, 1.44 km, 1.62 km の各断面においては、0.7 m 程度、0.9 km 断面で 0.5 m 程度である。また、2.1 km 附近は 0.1 m 弱である。つまり、上記の縦断水位差を考慮しても、暫定計画高水位を越える箇所はみられないが、1.0 km 上流と 2.0 km 附近上流の水位には問題が残る。この両地点についてみると、1.0 km 附近には元バチンコ屋の敷地が河道内に突出しており、2.0 km 附近には新田川用水堰が存在し、いずれも上流水位を堰上げており、その下流では水面勾配が大きく大流速が生じる。

流速は図-69 に示すように、断面中 2~3 点の平均値で示している。図でピーク流量は模型時間でほぼ 38 分経過頃であり、当然のことながら流速も大きく 4 m/sec~6 m/sec となっている。この値は計画河道における 1200 m³/sec の計画高水流量を流した状態の値に近いものである。

図-70 は通水終了後の最深河床高を示したものであり、通水後最深河床は 0 km 附近で 2.0 m, 1.4 km 附近で 3.0 m 程度の洗掘深を示している。但し、図にみるようにその上下流も洗掘をうけている。また、図-71 (a)(b) は通水前および通水終了後の主要断面における河床横断図である。図中、1.08 km 断面に着目すると、左岸の元バチンコ屋の敷地は 3 m 程度洗掘されることが示されている。但し、法面保護の処置は施していない。また、1.44 km 断面では一部河床掘削した効果がほとんどなくなるような土砂堆積が右岸側にみられるが、掘削によって河心に向っての砂州の張出しは少なくなるということが明らかであり、左岸側の洗掘深はそれ程大きくない。2.04 km 断面についてみると、右岸側は新田川用水堰の影響により、土砂は堆積している。左岸側も同堰の影響を主とする水位上昇により現況堤防上に流水がのり、高水敷が洗掘をうける結果となっている。

流況は、図-72 に示した。通水直後の流量 151 m³/sec では、流れは低水路内を流下し、1.74 km 右岸附近より砂堆が発達し始める。この砂堆の先端は 10 分経過後には、1.44 km 近傍にまで到達し、

時間経過とともにその規模が増大しつつ下流側に延びる。流量 $307 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる18分経過後も流れは低水路内のみで流下され、 1.44 km 湾曲部附近の砂堆は右岸より最大巾約 40 m の巾でその先端は 1.44 km に達する。また、新田川用水堰の下流 1.86 km 左岸側、 1.14 km の高水敷（元パチンコ屋の敷地）下流側の低水路内にも砂堆が発達し始める。流量 $530 \text{ m}^3/\text{sec}$ になると、用水堰上流側 1.98 km 附近より流れが高水敷に乗り上げ、用水堰左岸の擁壁の右側を流れ始める。流量 $700 \text{ m}^3/\text{sec}$ になると高水敷上を流れる流水が増し、用水堰上流～ 1.92 km 間、また 0.72 km 附近より下流右岸側にゆっくりとした流れが生ずる。 $1.20 \sim 1.02 \text{ km}$ の元パチンコ屋の敷地上はかなり速い流れが生じ、この下流側の砂堆の発達を助長する。ピーク流量になると、ほとんどの高水敷上に流水が乗り上げる。主流線は低水路内にあるが、低流量と異なる現象として、砂堆の影響によって死水域が $1.38 \sim 1.26 \text{ km}$ 左岸側に約 15 m 巾で、また逆流域が 1.80 km 左岸側に形成される。さらに $1.20 \sim 1.14 \text{ km}$ 右岸側においては、死水域または逆流域という不安定な流れを生じる。なお、水衝部は図に示す通りである。

以上の結果、水位は横断水位差を考慮しても、すべて暫定計画高水位以下に収まり、その意味では $834 \text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水流下能力が期待できるが、前述の2箇所断面急変部の上流側水位には注意を要する。河床変動からみた場合、問題となるのは、断面急変部となる元パチンコ屋敷地下流の 1.0 km 附近右岸側であり、計画河道と同様に洗掘対策を要する。また、 1.4 km 附近凸岸の砂州の河道内への張出しが大きい。この箇所については一部河床掘削が行われているのであるが、実験結果から判断すれば河床掘削範囲を拡大する必要がある。

(3) ケース30について

ケース29の結果から、 1.4 km 附近湾曲部内側の砂州の発達に対し、せまいと思われる河床掘削範囲を拡大し、低水路への砂州の張出しを抑制し、対岸の洗掘減少を期待した。なお、掘削範囲は図-67(b)に示すが、 $1.68 \sim 1.38 \text{ km}$ 右岸側を計画堤防法尻まで約 $\text{T.P.} + 7.00 \text{ m}$ で掘削し、また $1.02 \sim 0.9 \text{ km}$ 右岸側の低水路法線形状が流況を悪くするので、掘削して法線形を滑らかに改良した。さらに、洗掘対策として 1.4 km 附近湾曲部の事務所計画案による根固ブロック水制を模型上に碎石で代用して配置した。

実験結果の断面平均縦断水位は図-64に示した通り、ケース29同様にすべて暫定計画高水位以下である。また、図-68に示した湾曲部横断水位差を考慮してもそのことはかわらない。なお、ケース29より本川流量が大きいため、その水位上昇を記述すると、実験設定波形による本川 $2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、黄瀬川 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度で水位は 0 km で $\text{T.P.} + 8.6 \text{ m}$ 、 0.36 km で $\text{T.P.} + 8.7 \text{ m}$ 、 0.66 km で $\text{T.P.} + 9.4 \text{ m}$ 、 0.9 km で $\text{T.P.} + 9.7 \text{ m}$ であり、ケース29のピーク流量の同断面水位よりそれぞれ 2.4 m 、 0.9 m 、 1.3 m 、 0.5 m の上昇を示している。

流速は図-73に示す74分が黄瀬川ピーク流量 $834 \text{ m}^3/\text{sec}$ のものであり、その値はケース29と比較すると本川流量が増加したため、合流点附近では小さくなっている。また、 1.0 km 上流でも掘削による河積の増加により多少小さいものとなり $3 \sim 5 \text{ m}/\text{sec}$ を示している。

洗掘については図-70に示したように、最大洗掘深にそれ程変化のないものとなっているが、図-71の 1.44 km の河床横断からわかるように、碎石による水制の効果が護岸沿いの洗掘深よりうかがわれる。なお、洗掘深は図-70からみて、 0.8 km で 1.5 m 、 1.0 km 附近で $2 \sim 3 \text{ m}$ 、 1.4 km 附近で

4 m 程度、1.9 km 附近で 2 m 程度を示している。そのため、これらの個所においては水制工あるいは根固工、さらにそれらを併用した洗掘対策工を要するものである。

1.4 km 附近湾曲部における砂州の規模は、前ケースと比較しそれ程変わらないが、河床掘削範囲を拡げた分だけ低水路内への張出しが少なくなり、河積確保および対岸の洗掘等の面から好ましい状態を呈する。

流況についてみると、通水直後の流量 $151\text{m}^3/\text{sec}$ の流れは低水路内を流下しているが、本川流量が時間経過に伴ない増加し、本川流量が $2000\text{m}^3/\text{sec}$ になると、黄瀬川 $151\text{m}^3/\text{sec}$ でも本川の影響でせき上げられ、黄瀬川 0.6 km 右岸より下流高水敷が冠水する。なお実験では本川 $2000\text{m}^3/\text{sec}$ のピーク流量が黄瀬川ピーク流量終了時まで継続されることになる。そのため、黄瀬川流量が $300\text{m}^3/\text{sec}$ になると、0.36 km 附近より下流側の高水敷上を流水が流下し始める。また、1.74 km 右岸側では砂堆が発達し、その先端が 1.44 km に達する。流量 $500\text{m}^3/\text{sec}$ になると、これまで低水路内を流下していた新田川用水堰上流の流れが、堰上流より左岸高水敷上に乗り上げ、擁壁の右側を流れ始める。また、1.20~1.02 km の左岸高水敷部（元パチンコ屋の敷地）に流水が乗り上げ、その下流側に生じていた砂堆の発達を助長する。また、ケース 29 同様 1.20~1.14 km 右岸側に逆流域が形成される。一方、1.44 km 湾曲部附近の砂堆は 1.38 km 附近にまで進行し、そのため砂堆と右岸高水敷の間に死水域が形成される。黄瀬川がピーク流量時になると、黄瀬川高水敷はほぼ全川のわたり冠水する。なお、砂堆の移動はピーク流量頃から小さくなり、河床はほぼ安定し始める。水衝部は図-74 に示す通りである。

(4) ケース 31 について

このケースは、暫定計画河道より計画河道に至る工事手順の検討をするため、計画河道の計画高水流量を対象とし、疎通能力の面から行ったケースである。暫定計画河道で水位的に最も支障となるのは新田川用水堰附近であり、用水堰による堰あげ量が流量 $834\text{m}^3/\text{sec}$ の時、2.0 km 断面で 1.0 m 程度となる。ケース 30 では同地点水位は T.P.+15.08 m であり、2.0 km 附近計画堤防高 T.P.+15.30 m に近い危険な水位となる。それ故、計画高水流量 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ を対象とした場合は新田川用水堰を撤去し、河積を確保する必要がある。このことは写真-34~37 の $1200\text{m}^3/\text{sec}$ の定流通水実験にもみられる。

以上のことから、ケース 31 河道は新田川用水堰を撤去し、その上下流法線を滑らかに接続した。

実験の結果、図-65 に示すように断面平均縦断水位は一応暫定計画高水位以下にあるが、1.2 km 地点下流は非常に危険な状態を呈している。ケース 31 における横断水位差は最大湾曲部にあたる 1.44 km 地点で 1.0 m 程度あり、その下流湾曲部の 1.08 地点で 0.7 m 程度となる。この横断水位差を図-65 の横断水位に考慮すると、1.0 m 断面では計画堤防高 T.P.+11.361 m を上回る T.P.+11.500 m 程度の水位となる。また、1.4 km 断面では計画堤防高 T.P.+13.171 に対し、約 50 cm 程度の余裕しかなくなる。

流速は、横断方向に 3 点程度測定している。1.74 km 断面では最大 $7.1\text{m}/\text{sec}$ 、1.44 km 断面では $3.4\text{m}/\text{sec}$ 、1.26 km・1.08 km 断面では $4.8\text{m}/\text{sec}$ 程度の断面最大流速が観測されている。

河床変動は、図-71 の河床横断にみるようにケース 29、30 に比べて、流量増加に伴う洗掘量

の増加がみられる。また、新田川用水堰撤去の影響で2.04km断面では流速が大きくなり、右岸沿いの洗掘深が4m以上増加し、逆に1.92km断面では、堰による落下流がなくなるため洗掘深は減少している。なお、通水終了後の河床を写真-39~43に示した。

流れは、低流量時は低水路内を流下するが、前2ケース同様、1.74~1.44km右岸側に砂堆が発達し始める。その先端は5分程度で1.44kmに達する。流量が500m³/secになると、用水堰があった場合に高水敷に乗り上げていた流れは、堰によるせき上げがなくなるため低水路内を流下する。この時点で1.44km附近の砂堆は1.38km附近まで発達し、砂堆と高水敷間には死水域が形成される。ピーク流量1215m³/secでは、流れは写真-38のようにほとんど全域で高水敷に乗り上げる。水衝部は1.44~1.38km左岸側、1.08~1.02km右岸側と認められる。なお、砂堆は流量ピーク時頃から安定し、減水時には河床砂の移動が少なくなる。

(5) 実験結果のまとめ

暫定計画河道における実験の目的は①：水理的な問題点及び問題個所の把握と対策、②：800m³/secを対象とした流下能力の検討、そして③：計画河道に至る工事手順の検討である。

実験では、ケース29、30で①および②について、ケース31で③についての検討を行った。

(5)-1 流下能力及び問題個所対策について

流下能力については、水位からみると一部分を除き800m³/secを流下させることは可能である。しかし、新田川用水堰上流の2.0km附近では計画堤防天端まで余裕が約50cmしかない。このことは実験の精度及び誤差、模型上流端の給砂量の設定の問題等、さらに、実験結果より上昇する可能性もある。くわえて、水位縦断面図に示した実績洪水の痕跡水位が計画堤防を越えていることなどの点を考えれば、この附近に関して用水堰の撤去等の有効な対策を要する。

次に問題となるのは、800m³/secが出水した場合の局所洗掘である。これについては計画河道と同様の対策工を施すことが理想的と思われるが、ケース30にみるように800m³/sec程度をピークとする洪水では、同ケースにブロック水制として碎石で代用し配置した水制によっても護岸保護効果があることが確認されている。但し、事務所案の配置範囲では狭いため、その下流に深掘位置が移る結果となった。このことは配置範囲を計画河道の水制工程度に拡大すれば、800m³/sec程度以下をピークとする洪水時には深掘を抑制することが期待できるものと思われる。但し、実験に使用した碎石の単体の重さは現地5ton以上のブロックに相当し、ピーク時の800m³/secにおいても単体で掃流されなかった。ケース31河道においても上記同様の水制工を配置しており、図-71の河床横断に示す1.44km断面の河床についてみると、ピーク流量の増加によってケース30より洗掘されているが、水制のない場合はピーク流量834m³/secのケース29にみるように3m洗掘されているのに対し、ケース31では0.7m程度と洗掘深は小さくなっている。但し、ケース31河道では1.4km附近湾曲部の河床掘削効果をも考慮せねばならない。以上述べたように、ブロックによる水制の洗掘防止が実験から確認された。しかし、ブロックによる水制が通用するのは、湾曲部の河床変動、ブロック周辺の洗掘等を考慮すれば、その対象は一洪水程度と思われ、将来の維持・管理等の手間及び安全性を考えれば杭出し水制工が望ましいものと判断される。しかし、暫定から計画河道に移行する際、水制群の新たな設置を要するような場合は、ブロック水制の洗掘防止効果が確

認されているから、暫定期間の洗掘対策として有効である。

また、護岸および根固工の必要と思われる箇所は計画河道時とほとんど差がなく0.0~0.6km左岸、0.84~1.20km 右岸、1.20~1.62km 左岸、1.62~1.92km 右岸がケース29、30における第一優先順位箇所となり、用水堰を撤去した場合のケース31では上記の他、1.92km 上流右岸側においても護岸・根固工を要する。

なお、水理量については各ケースの図・表に示す通りである。

(5)-2 工事手順について

暫定計画河道から計画高水流量 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ を対象とした計画河道への工事手順としては、疎通能力という点で支障となる新田川用水堰を撤去する必要がある。しかし、同用水堰撤去後も $1200\text{m}^3/\text{sec}$ の流下においては1.2km 地点下流左岸側の突出部の存在により、その上流地点の水位が本節(4)で述べたように堤防を越える。そのため、当刻箇所についても拡巾・掘削する必要がある。

つまり、用水堰を撤去した場合、上流側は $1200\text{m}^3/\text{sec}$ の疎通能力を確保できることになるが、当刻断面より下流側は蛇行部が多く、またポイントバーの発達により水位及び洗掘の点から危険箇所が何箇所もあり、沿岸には民家が多い。これらのことから考えると下流側の河積の確保及び河道整正ができない状態で、上流側の疎通能力を拡大することは、 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ 規模の大出水があれば下流部は危険にさらされる。したがって、河道特性・土地利用状況・想定氾濫における人的損失及び被災額等の要素を勘案し、検討しなければならないことはいうまでもない。なお、現在の新田川用水堰の地点で流下能力は、実験から判断すると $800\text{m}^3/\text{sec}$ 程度と推定される。

〔5〕橋脚に関する検討結果

黄瀬川直轄区間には、道路・鉄道橋等7橋梁が架橋されており、現況河道から計画河道、さらに将来計画河道と改修された際の問題は少なくない。そのため、本節では水理的側面から橋脚のかけかえの注意事項を記した。

なお、問題点の把握の対象は事務所案による計画河道想定橋脚の配置及び規模とした。

(1) 橋脚周辺の洗掘

流れに平行に置かれた橋脚周辺の流れの特性は、橋脚上流面に沿った下降流による水深方向の渦と平面的な橋脚によって分割される流れからなる。下降流により生じる縦渦は河床につき当り河床材料をまき上げるが、この流れは比較的含砂濃度が小さく、衝突場所の河床にとっては河床材料の補給が相対的に少なくなる。一方、橋脚によって分割される流れは橋脚壁面に沿った湾曲流となり、橋脚側面で局所的な流れの集中を呈する。一般に、同一水理量ならば橋脚巾の厚いほど流れが集中する。これらの現象や最大洗掘深位置は橋脚の規模・形状・水理量ならびに河床材料の特性に支配される。

黄瀬川の橋脚周辺の洗掘も上記の現象に支配されている。計画河道橋脚の配置と将来計画河道橋脚の配置は等しいので、洗掘現象が顕著にあらわれる将来計画河道実験の橋脚周辺の洗掘について写真-43~46に示した。写真からみると全体的に洗掘が激しく、特に黄瀬川大橋における右岸側の橋脚は、上流蛇行部の影響と橋脚自体の前記の局所的流れの集中を強くうけ、その洗掘深は計画河床面から5~6mに達する。また、黄瀬川橋における右岸橋脚は護岸近くに位置し、護岸と同橋脚による流れの集中により洗掘が激しい。このことは2.4km 附近の御殿場線鉄橋右岸橋脚でも洗掘

規模は小さいが同様の傾向にある。写真は将来計画河道で計画高水流量 $2200\text{m}^3/\text{sec}$ の定流実験終了後のものであるが、洗掘規模は別としても定性的な傾向は、計画河道または暫定計画河道でも変わらないものである。

図-75 は局所洗掘深の予測として次式の様にパラメータをとり、土木研究所で行った橋脚抽出

$$\frac{Zse}{D} = f\left(\frac{ho}{D}, \frac{ho}{dm}, Fr\right)$$

Zse : 局所洗掘深

D : 橋脚巾

ho : 平均水深

dm : 平均粒径

Fr : フルード数

実験と「従来の研究」等で発表されているデーターをあわせて示してある。上式は洗掘支配要素を大中に整理し、 Zse/D を含め4要素となる。そのため、 ho/D を一定の範囲に分括し、他の3要素の相関を一枚の図で表わした。同図は主に小規模の水理実験成果より作成しており、実際河川への適用に際しては ho/D 及び ho/dm 等の範囲に不十分さがある。したがって、実際河川への適用に際しては、大型の水理実験や現地観測資料等で図の範囲の拡大と補足整備を今後行う必要がある。このように不備な面はあるものの、概略的な値は把握できるものと思われる。表-24は図を参照して、計画河道における模型実測値及び不等流計算値を用いて局所洗掘深の計算を行ったものである。同表に示した洗掘深と全体模型実験結果との量的比較は、河床材料の相似性の問題もあり直接的にはできない。また、表からみれば流量増加に伴う洗掘深の増加は特に感じられないものとなっている。これは、図中で最大洗掘深は左側より2番目の点線上に存在し、同点線左側の領域は橋脚上流はclear waterであり、橋脚周辺は洗掘のみで洗掘孔への上流からの土砂の補給がない。それに対し、同点線右側では流れは土砂を運搬し、橋脚周辺では洗掘力は大きくなるが、洗掘孔への土砂補給がある。

表-24 局所洗掘深概略値(図-75による)

橋 名			新 寿 橋	寿 橋	沼津高架橋	御殿場線鉄橋	東海道本線	黄瀬川大橋	黄瀬川橋
橋 脚 幅 (m)			3	1.2	3.2	2.5	3	1.1	1.8
実 測 値	測 量 (m^3/sec)	300	—	—	—	3.8	4.2	1.9	3.0
		800	—	—	—	—	—	1.4	3.2
		1,200	—	—	—	4.0	4.8	1.8	2.9
計 算 値	流 量 (m^3/sec)	300	3.9	1.6	3.6	3.0	4.2	1.9	3.0
		800	3.9	1.6	3.6	3.5	3.9	1.5	2.3
		1,200	3.9	1.9	5.1	3.5	3.9	1.7	2.9

(2) 橋脚の配置について

黄瀬川河道は、川巾は狭くそのうえ蛇行が多い。模型上に再現した橋脚は、事務所によって検討

* 土木研究所資料「江戸川橋脚水理模型実験報告書」昭和53年3月

された計画河道想定 of 橋脚であり、設置断面及び橋脚の規模・形状も現状河道同様とし、径間長のみを変えたものである。その為、橋脚周辺の局所洗掘・橋脚によるせき上げ及び河岸に対する影響、さらには河床変動に及ぼす影響等様々な問題を生じている。これらの問題点を考えると、極力長径間にすることと橋脚巾をせまく設計し、流れの抵抗を小さくするような配慮が必要なことはいうまでもない。しかし、一方では経済的な設計という制約もあり、解消しきれない問題点については洗掘防止工・護岸工等の対策工で処理しなければならない。橋脚自体の安全性という点では、最も注意を要するのは黄瀬川大橋の右岸側橋脚であり、表-24で予測された最大洗掘深をはるかに上回る洗掘深がみられ、湾曲流との相乗作用により極めて安全性がおびやかされる。そのため、同橋脚においてはそれ自体の維持管理に必要以上の労力と経費を要すると予測される。したがって、そのつけかえにおいては、①湾曲部及びその近辺を避ける、②左岸側橋脚は土砂で埋設するため、両橋脚間には通水後も通水前河床高を維持できる個所があることから、その地点に橋脚を設定する等の配慮を要する。また、川巾が狭いために黄瀬川橋・御殿場線鉄橋の橋脚は、河岸近くに存在し、写真にみるように、橋脚と護岸の間に深掘を生じせしめる。それ故、径間長の設定には特別の配慮を要するものと思われる。

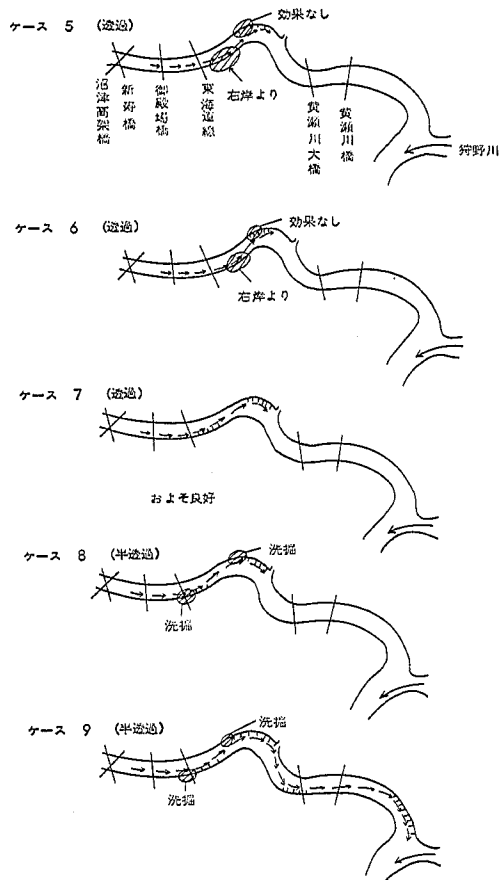
(3) 橋脚の桁下高について

図-76は、全体模型実験ケース3(計画河道実験 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ 定流)、ケース13(計画河道実験ピーク $1215\text{m}^3/\text{sec}$ 不定流)、ケース26(将来計画河道実験 $2200\text{m}^3/\text{sec}$ 定流)、ケース29(暫定計画河道実験ピーク $834\text{m}^3/\text{sec}$ 不定流)の4ケースの断面平均水位をプロットし、桁下高との比較を行ったものである。同図から判断して、黄瀬川大橋における余裕が最も少ない。図は断面平均水位で示しているため、各ケースの横断水位差を考慮した湾曲凹岸側最高水位をとれば、なおさら余裕のないものになる。したがって、同橋においては桁下高を増加しなければならない。なお、河川管理施設等構造令によると、橋の桁下クリアランスは、洪水の際の流下物の浮上高等を考慮し、堤防の余裕高より大きくとるとされている。その意味では黄瀬川大橋、御殿場線鉄橋、さらに寿橋においても桁下高に配慮を要する。

(4) 橋脚の周辺の局所洗掘対策

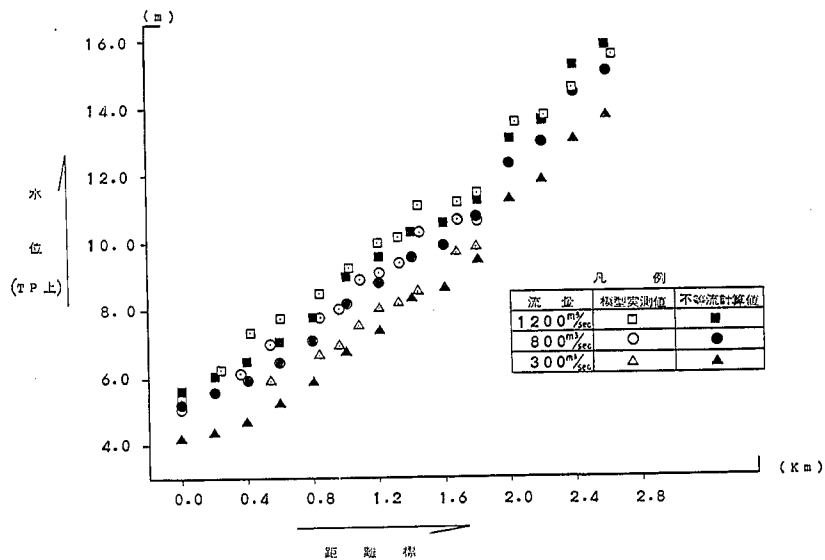
最近の橋梁水害事例調査によれば、橋脚の倒壊・流失によるものが多く、橋脚の被災は流木等の流下物に原因するものの他、大出水や長期間にわたる水筋の変化や極端な河床低下に起因する例が多い。しかし、このような事態は、当該橋梁の役割と機能から、あってはならない。そのため、当該橋梁においてより一層の安全度を高めるためには、前記(1)、(2)の他、すべての橋脚について、その周辺の局所洗掘防止対策が要求される。

低水路に配置された橋脚周辺の局所洗掘は、耐荷性に問題はなくとも耐震性を劣化させる。したがって、洗掘防止工を施すことが望ましく、その範囲は最大洗掘深が生ずる橋脚上流側で表-24に示す数値を目安として水平距離をとると望ましいとされており、ほとんど洗掘されない橋脚下流部及び洗掘深の小さい側面下流側の洗掘防止工は、上記範囲より縮少することができる。しかし、黄瀬川大橋等の前述した個所の配置を変更できない場合はこの限りでない。



※ 水制頭部は全ケースある程度洗掘

図一12 概略流況図



図一13 水位比較図

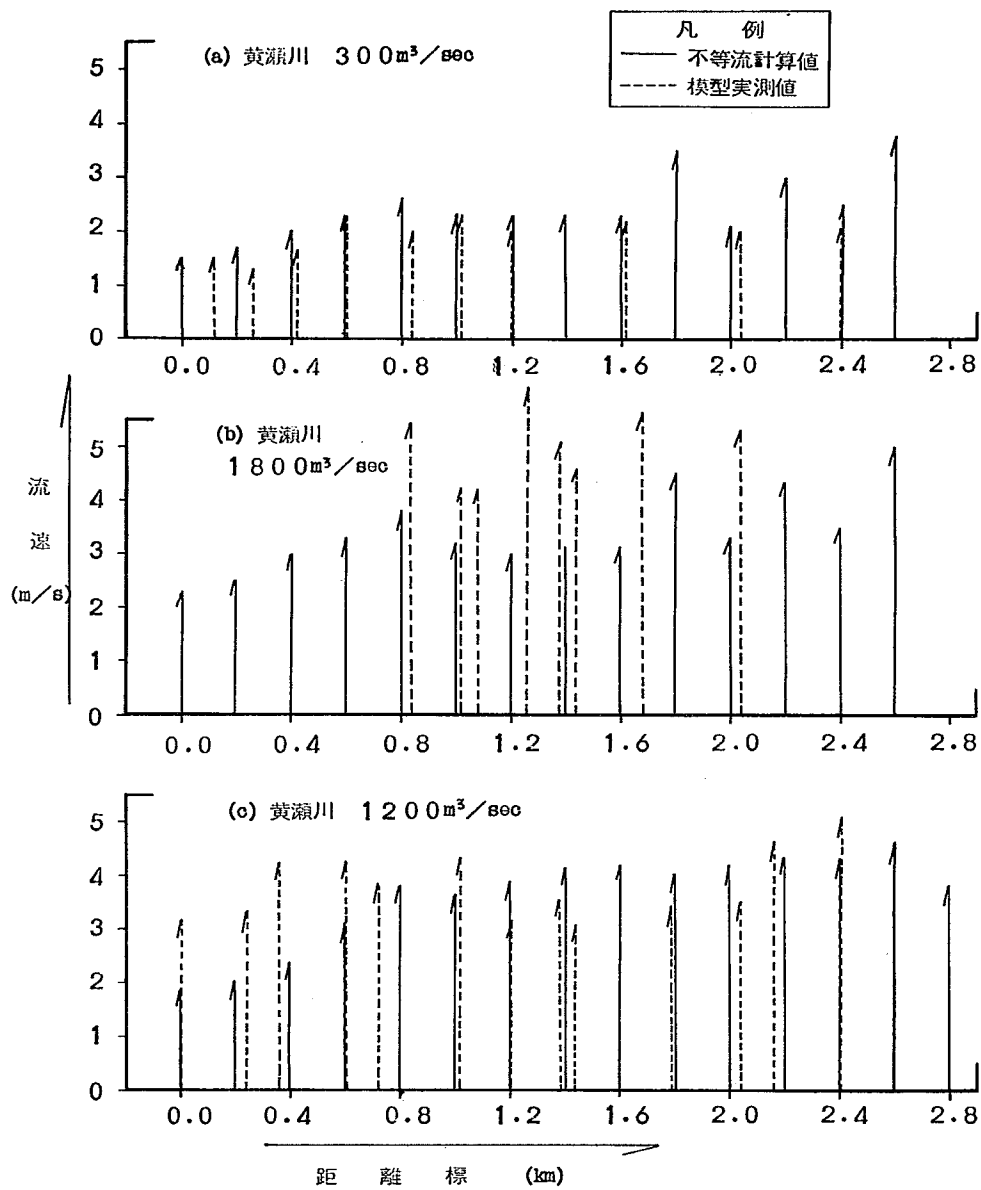


図-14 流速比較図

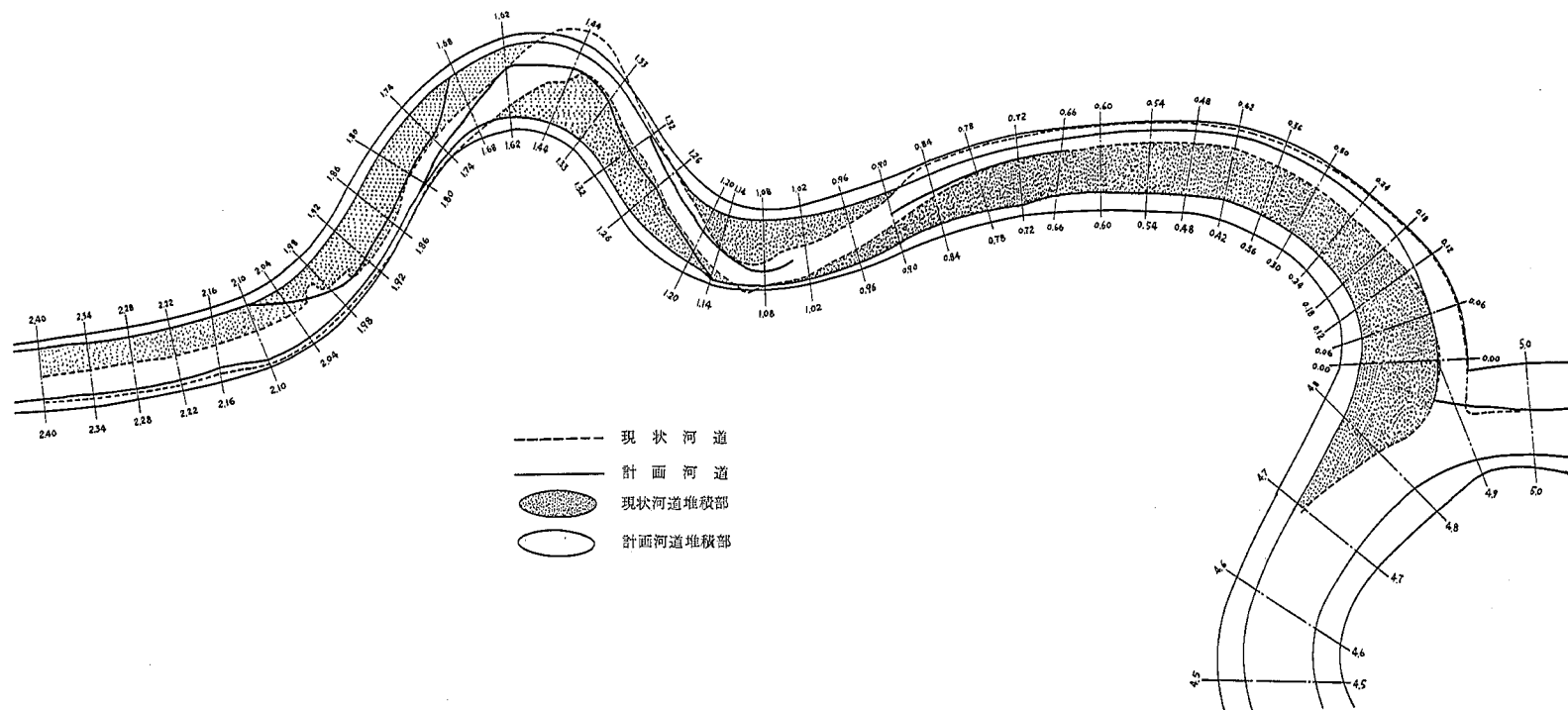


圖-15 河床變動比較圖

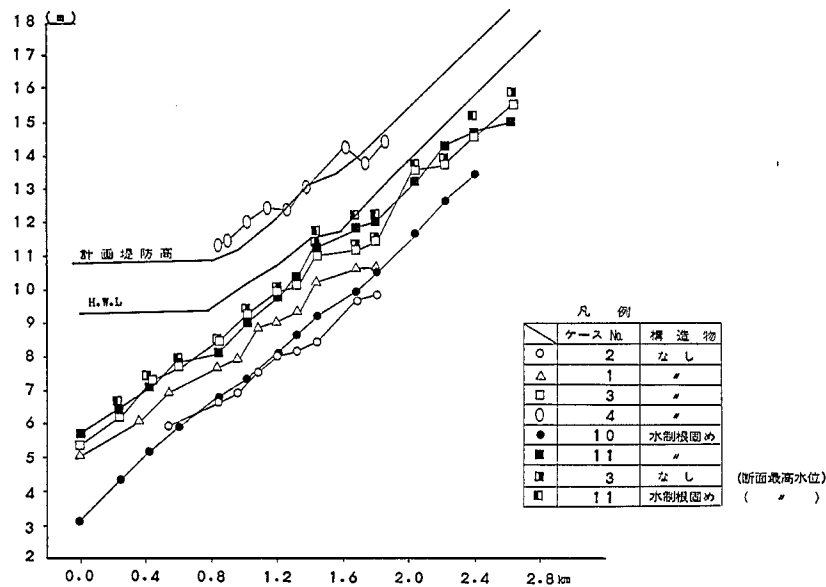


図-16 黄瀬川縦断水位図

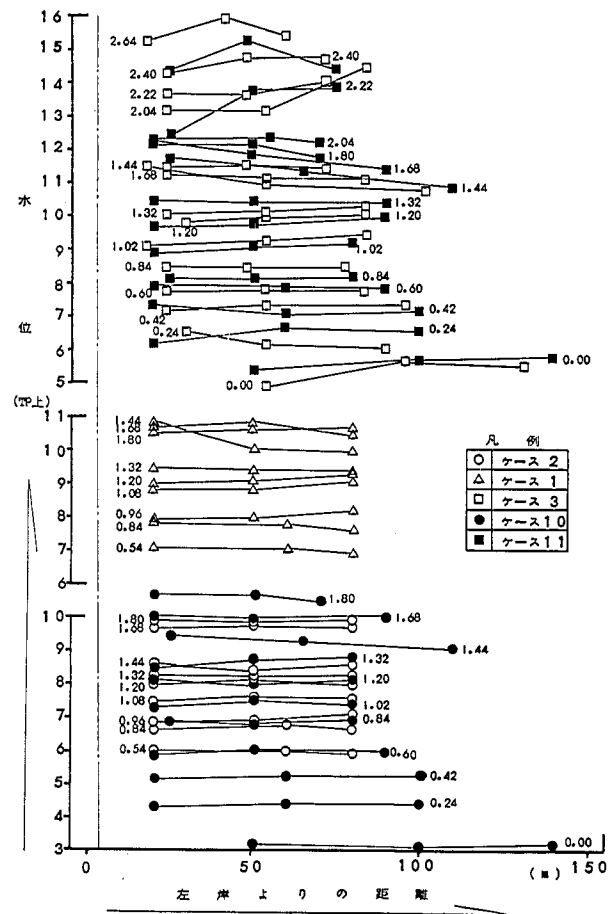


図-17 黄瀬川横断水位図

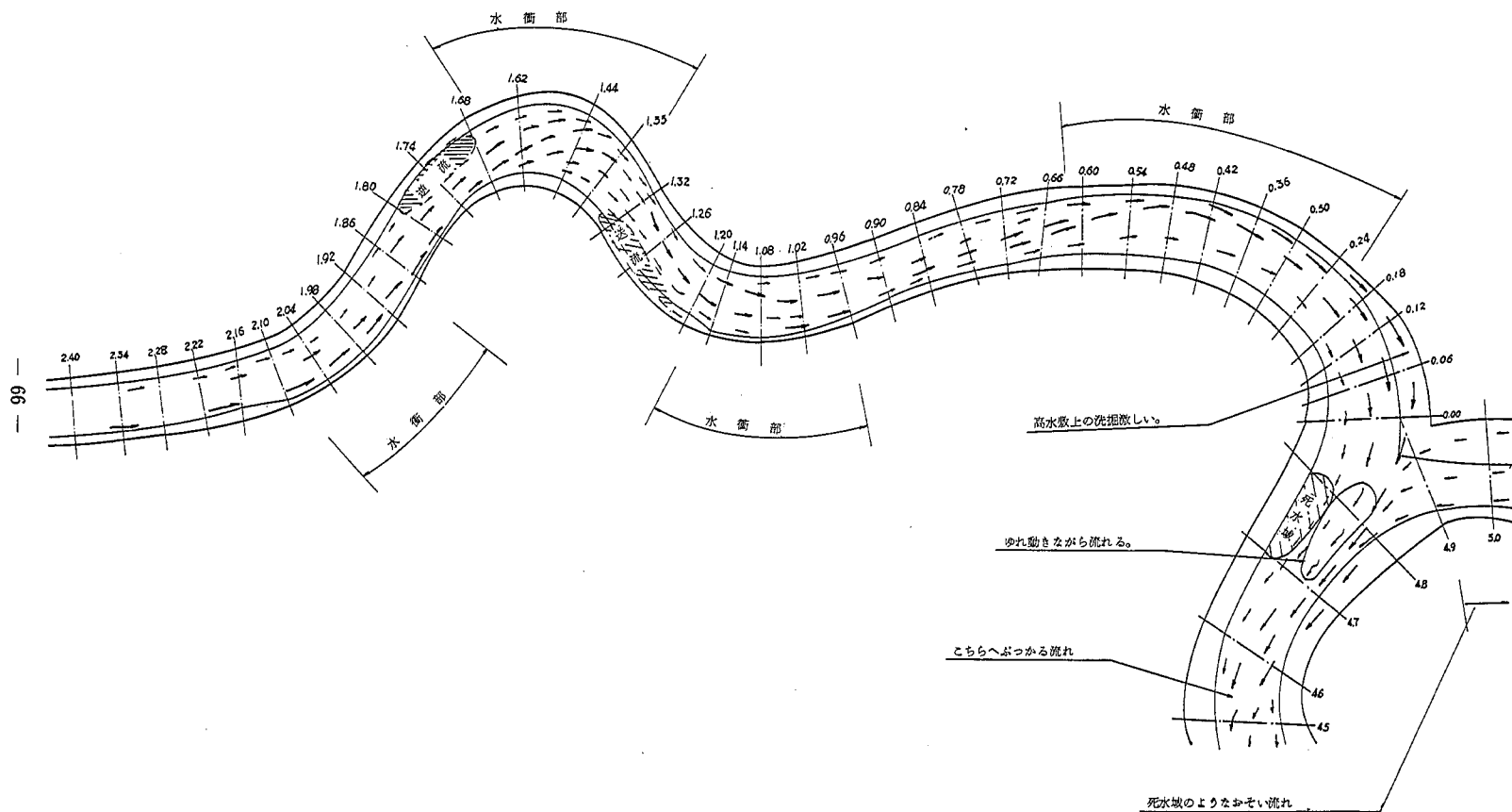


図-18 流況図 (ケース1)

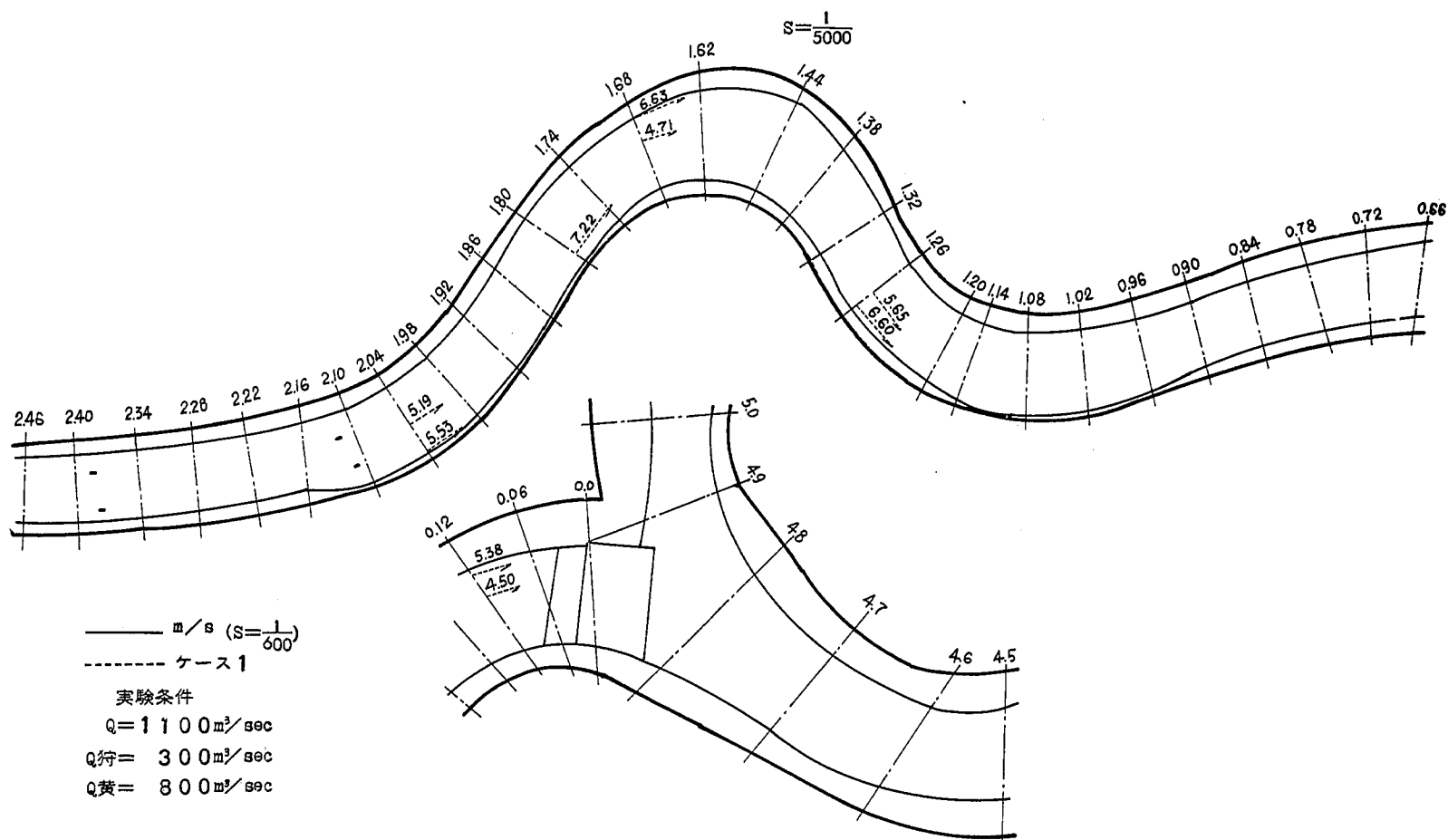


図-19 流速分布図

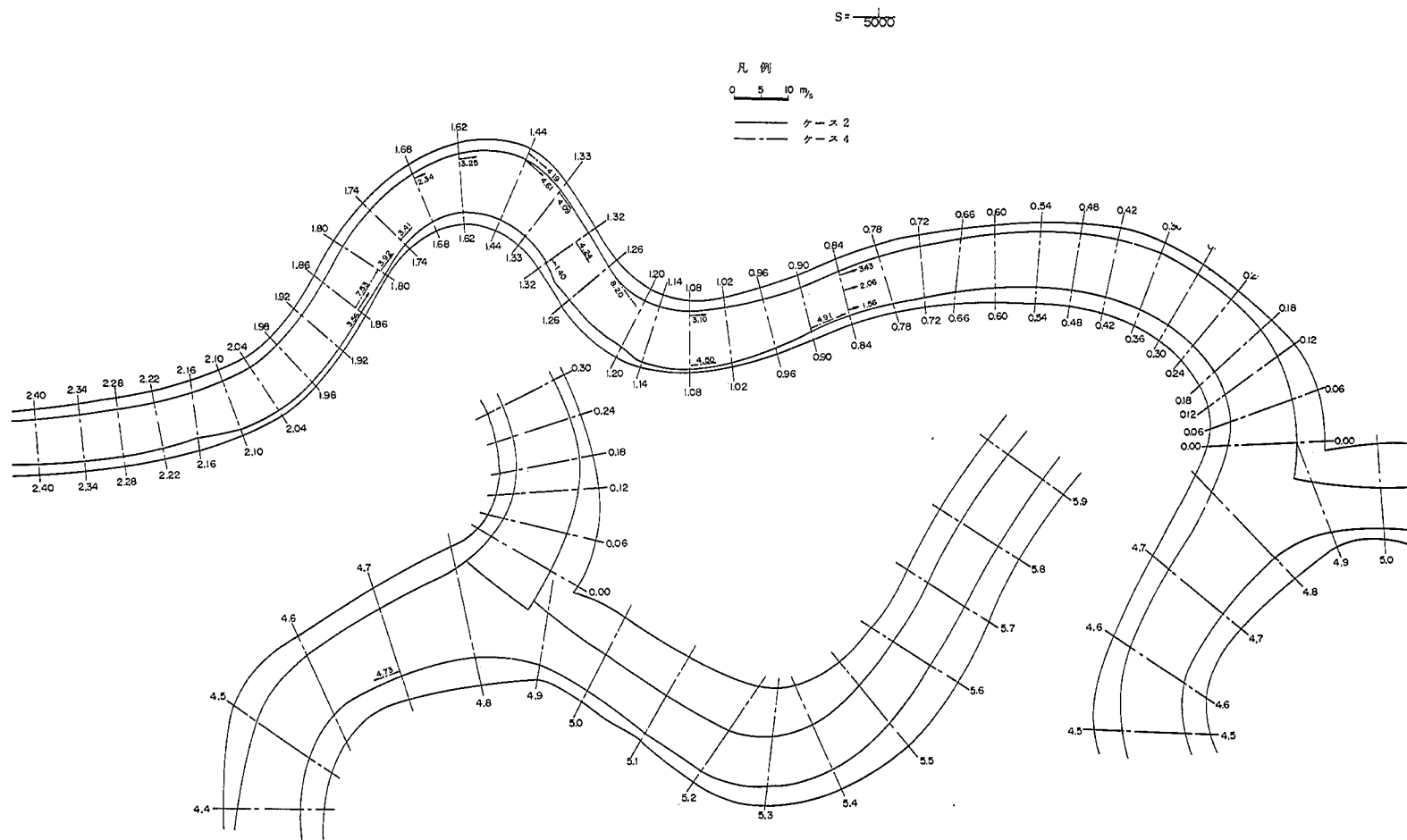


図-20 流速分布図

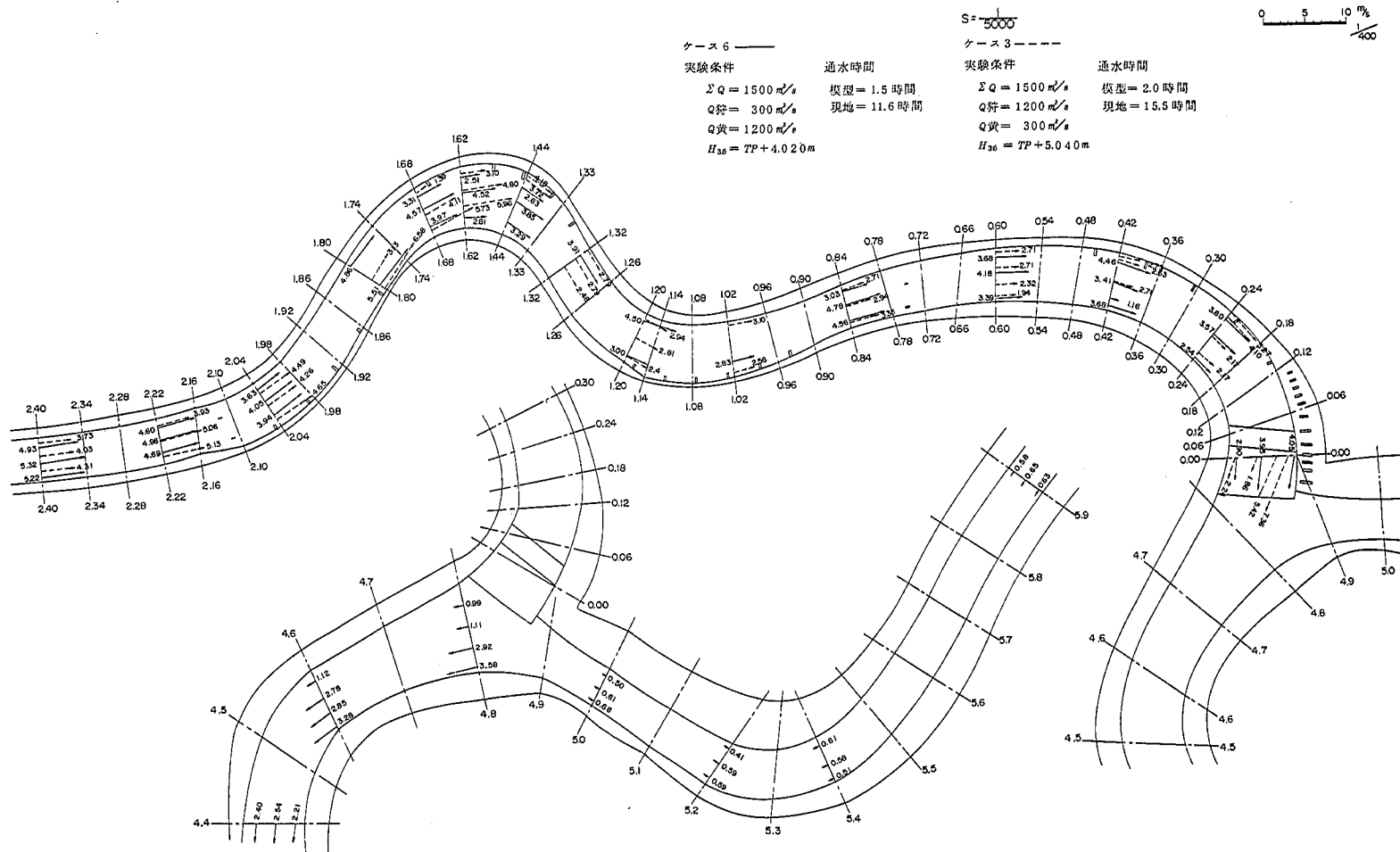


図-21 流速分布図

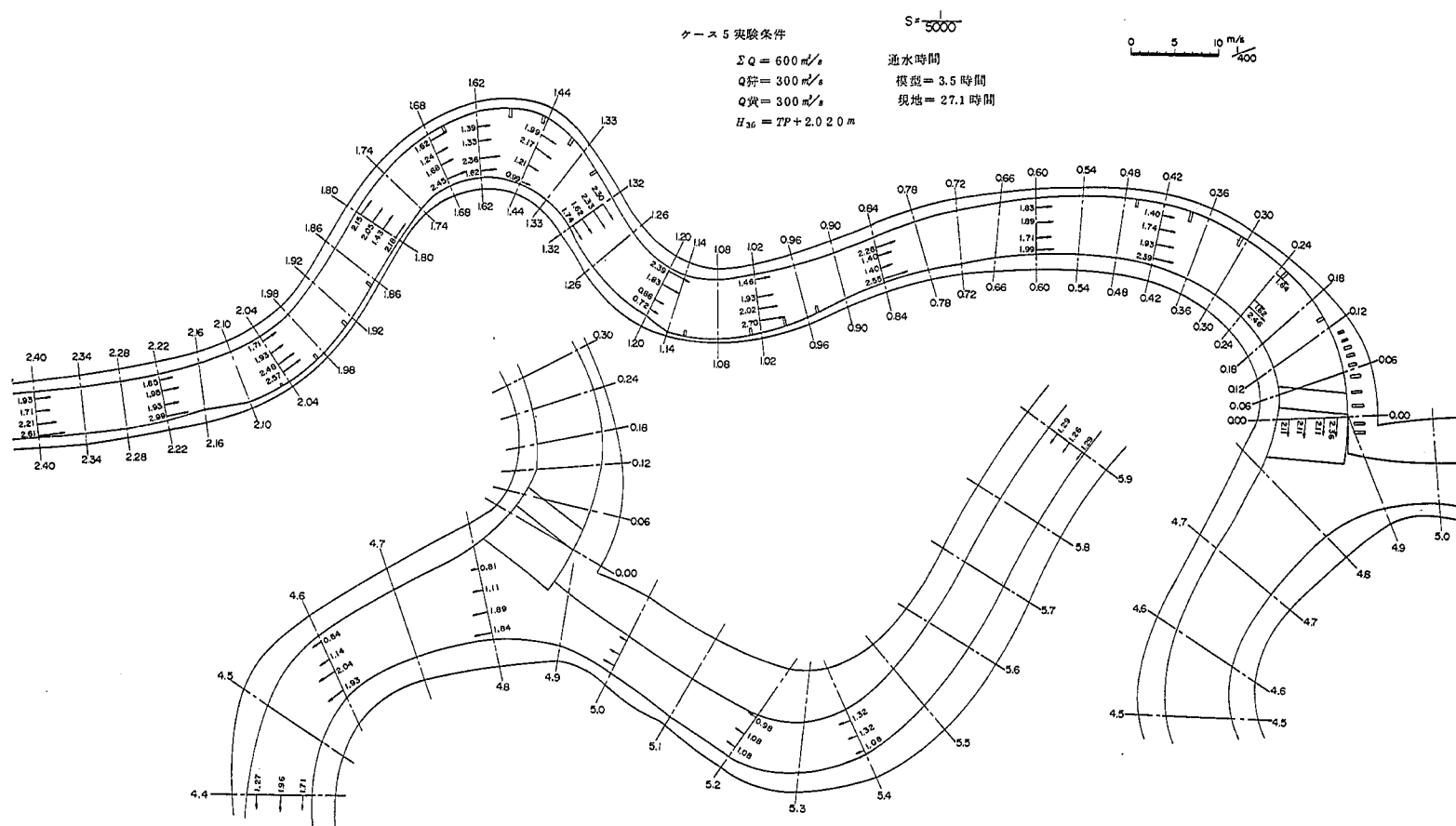
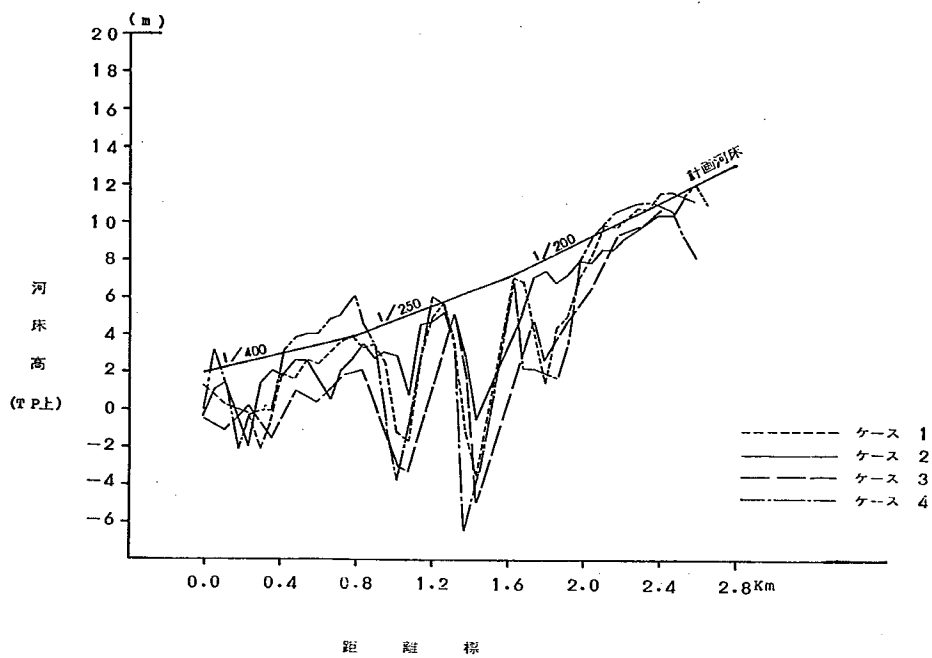
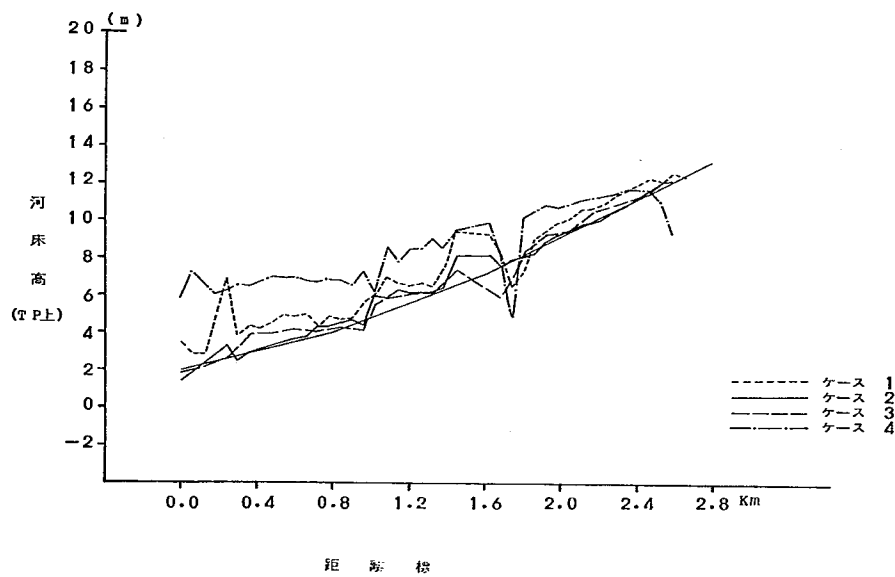


図-22 流速分布図



図一 23 黄瀬川模型実験最深河床縦断面図



図一 24 黄瀬川模型実験平均河床縦断面図

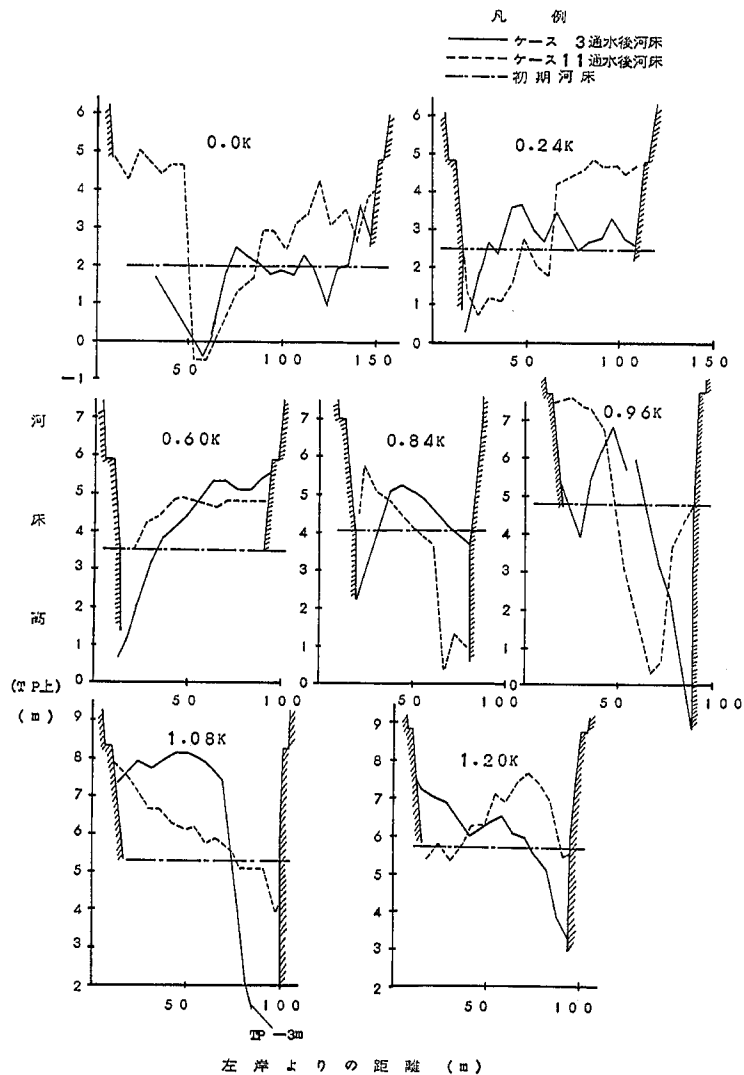


図-25(a) 河床横断面図

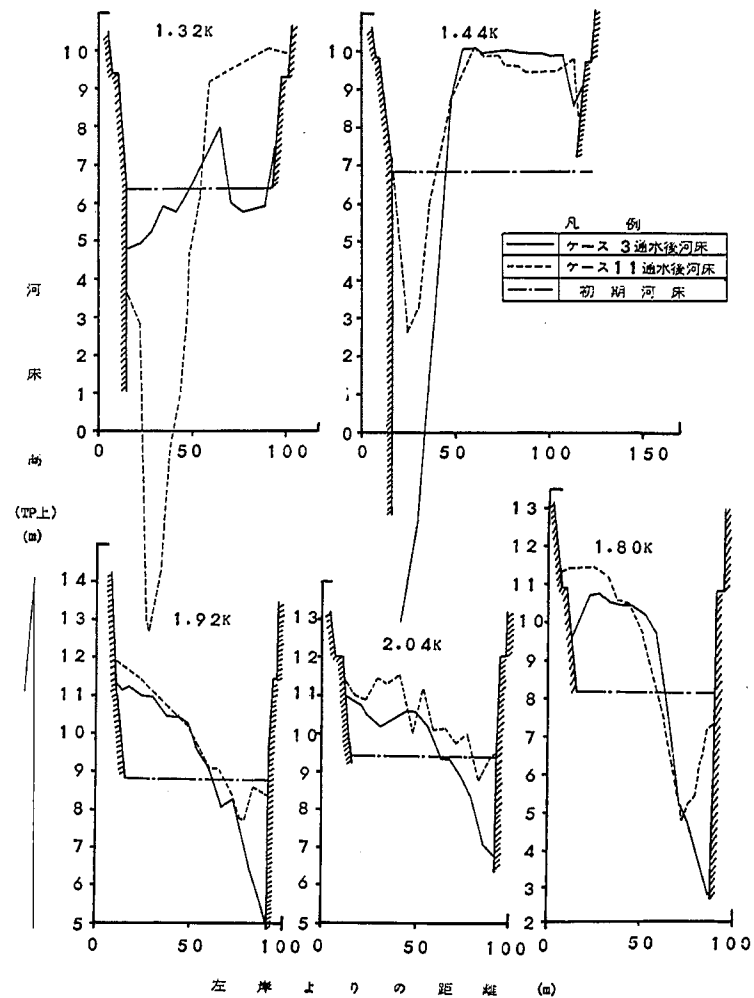
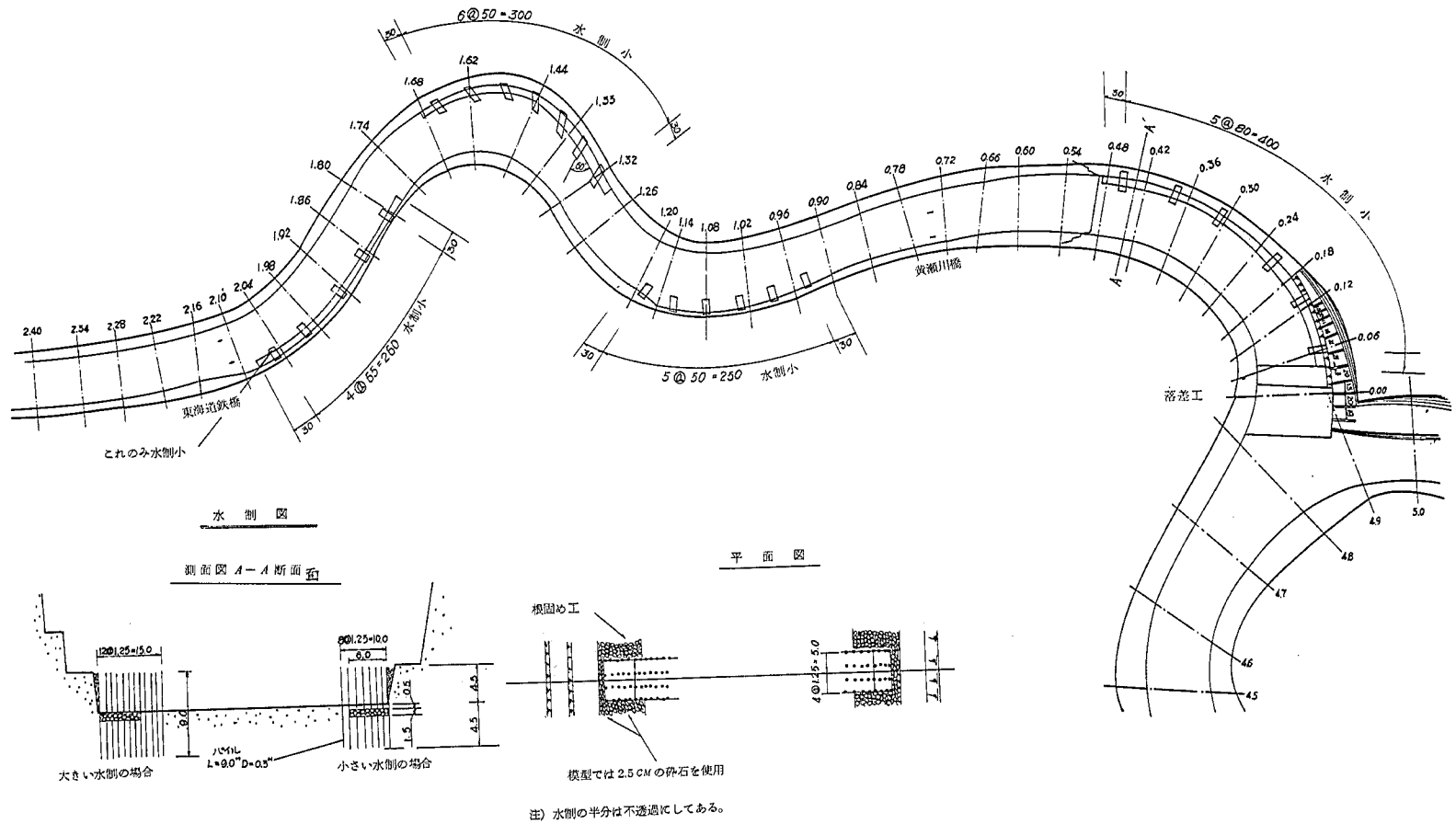


図-25(b) 河床横断面図



図一 26 水制・根固め配置図

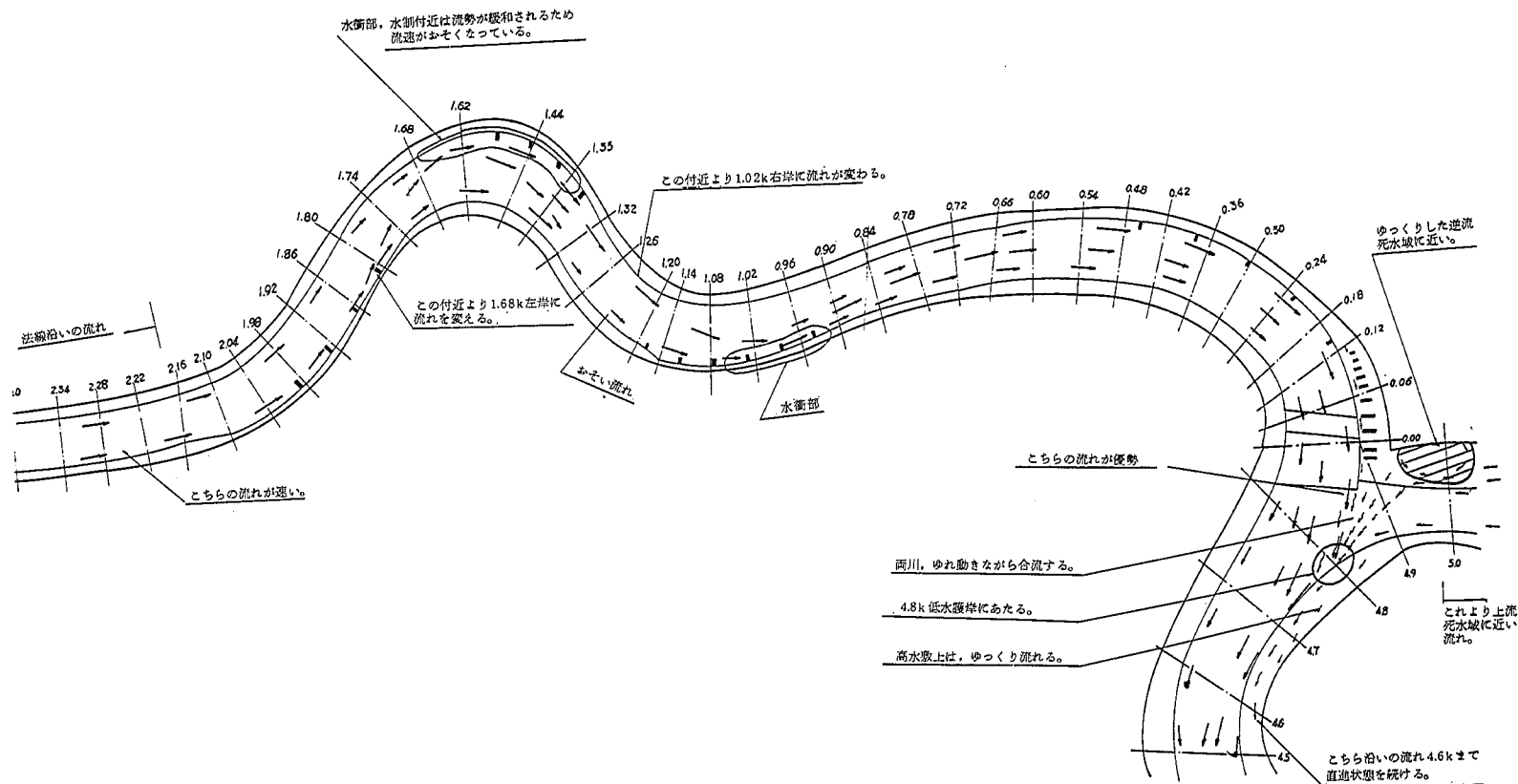
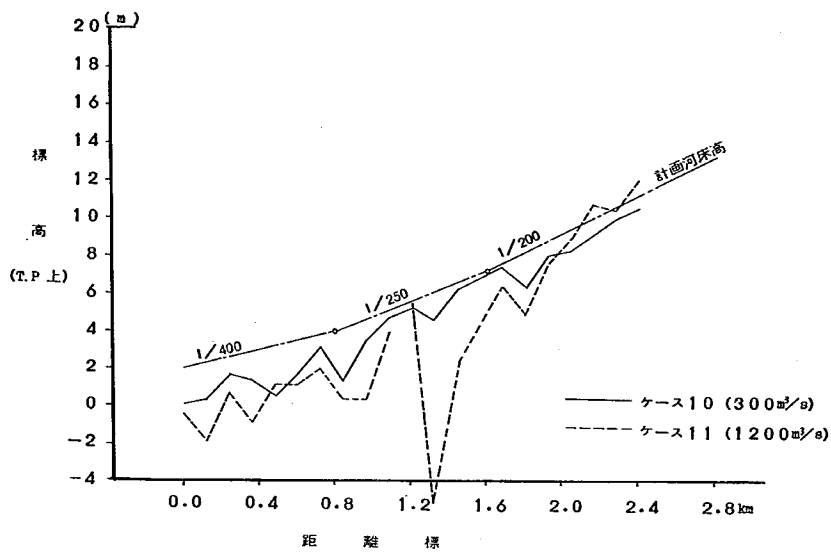
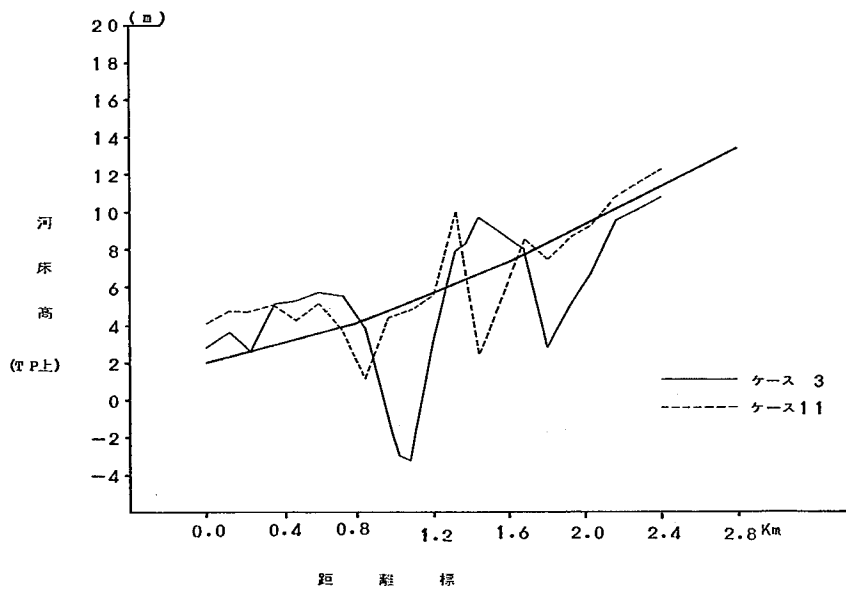


図-27 流況図（ケース入）



図一 28 最深河床縦断面図 (水制・根固め有)



図一 29 黄瀬川右岸河床縦断面図 (流量 $1,200 \text{ m}^3/\text{sec}$)

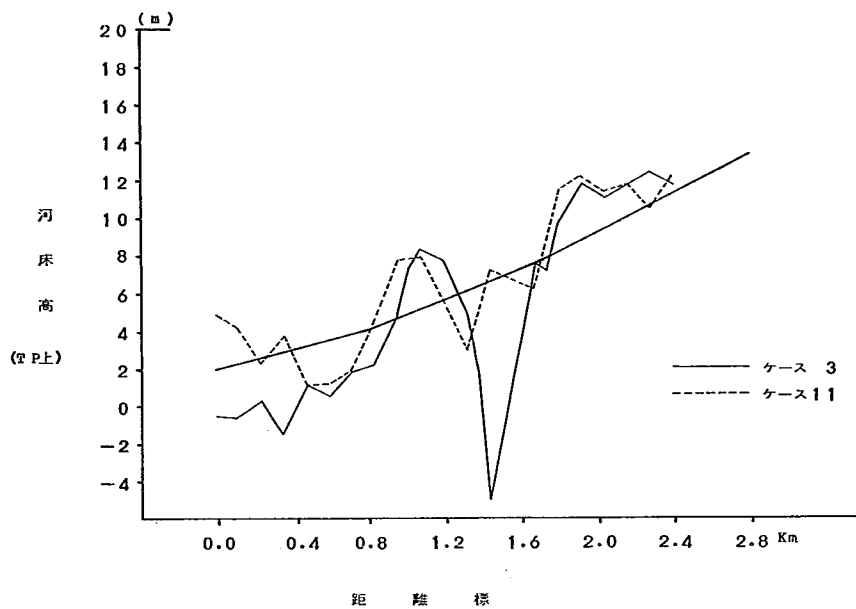


図-30 黄瀬川左岸河床縦断面図 (流量 $1,200 \text{ m}^3/\text{sec}$)

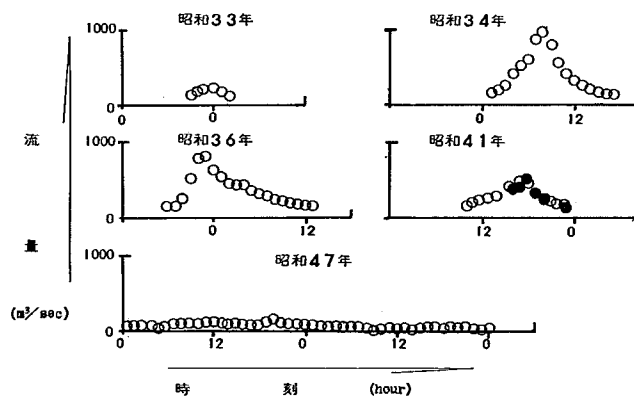


図-31 洪水特性

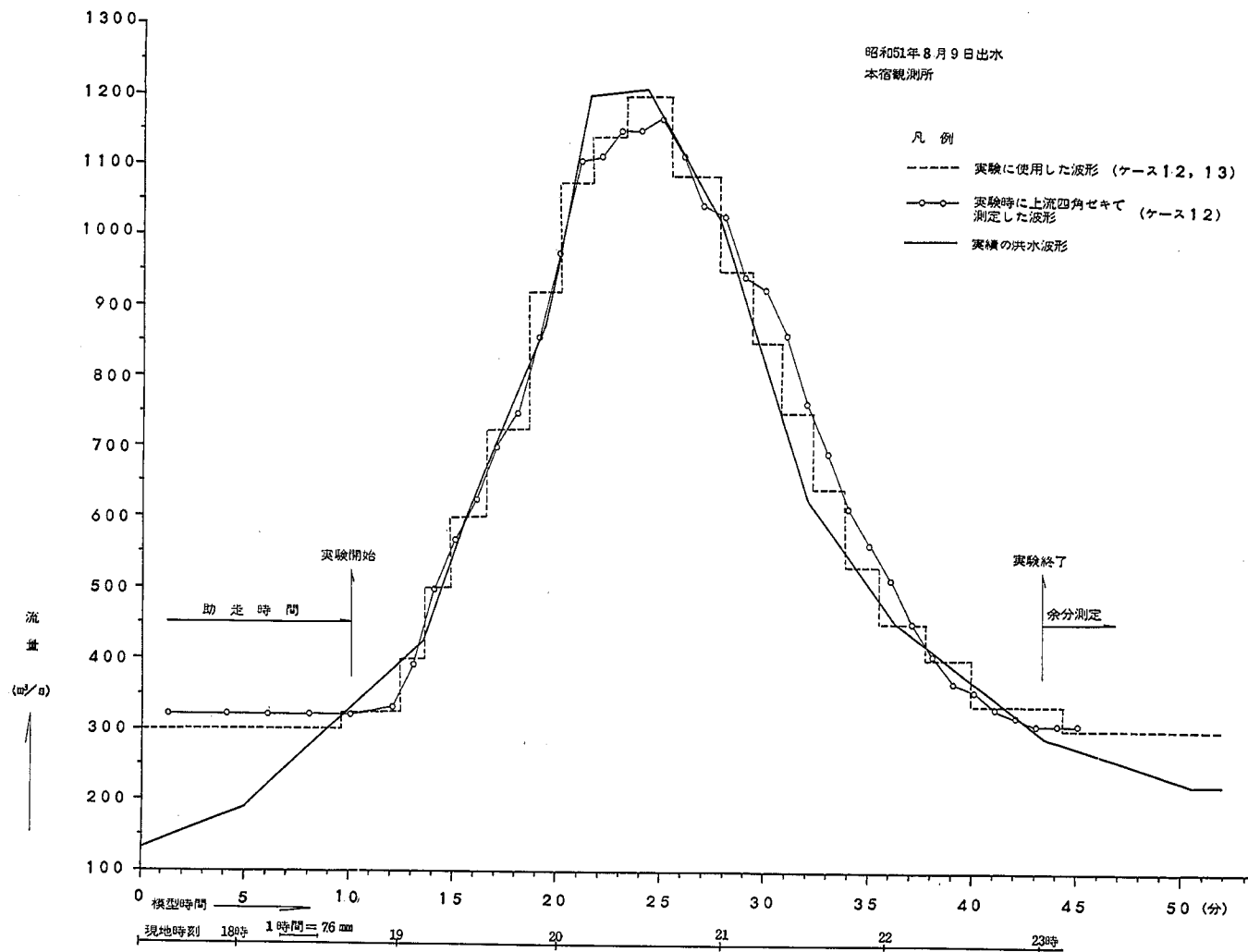


図-32 実験洪水波形図

水制の番号は流速測定番号と一致する。

● 通水開始 35 分水面上に河床露出

○ 通水後砂堆形状

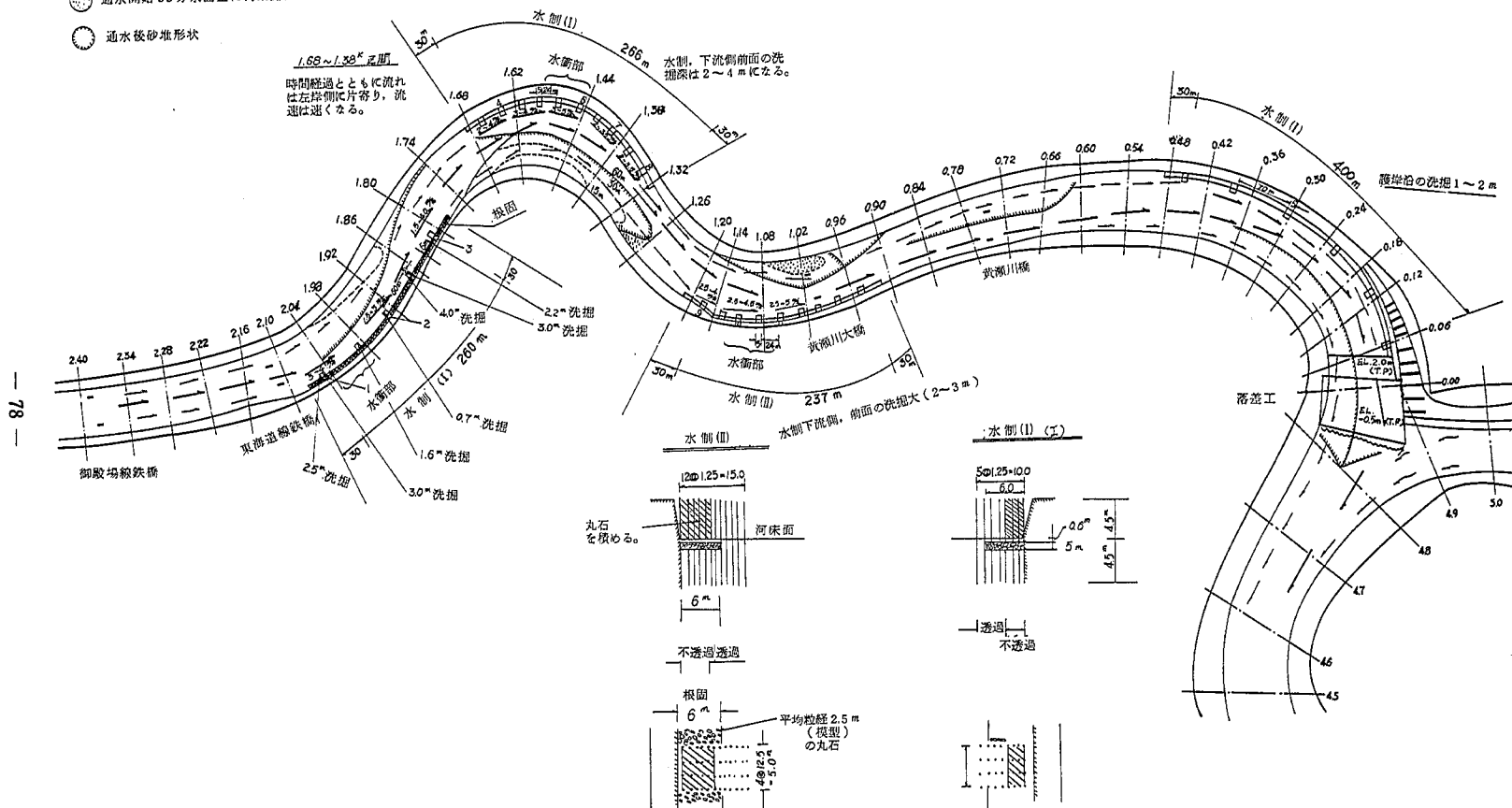


図-33 水制・根固め配置図及び流況図 (ケース 13)

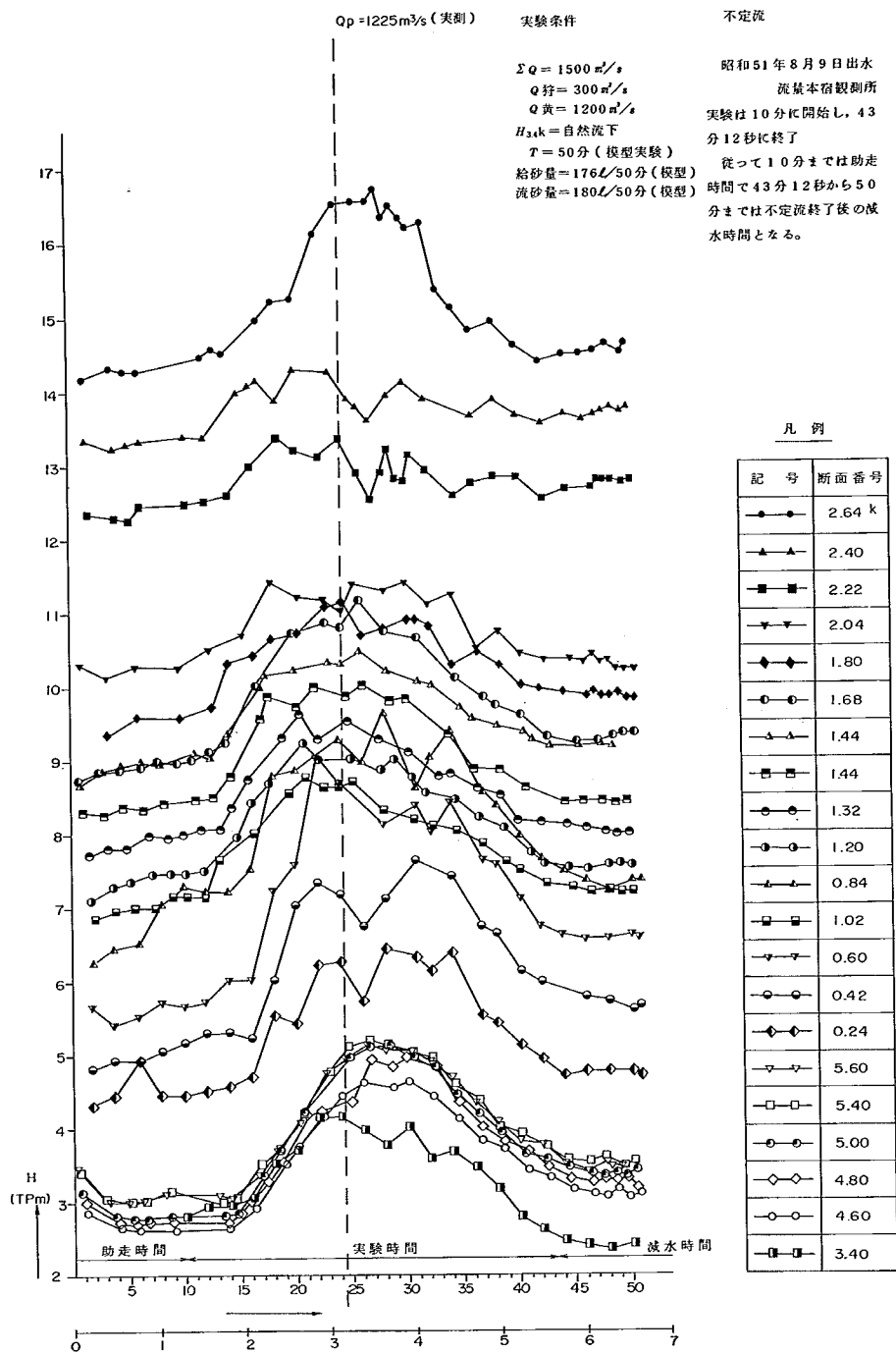


図-34 水位の時間変化(ケース12)

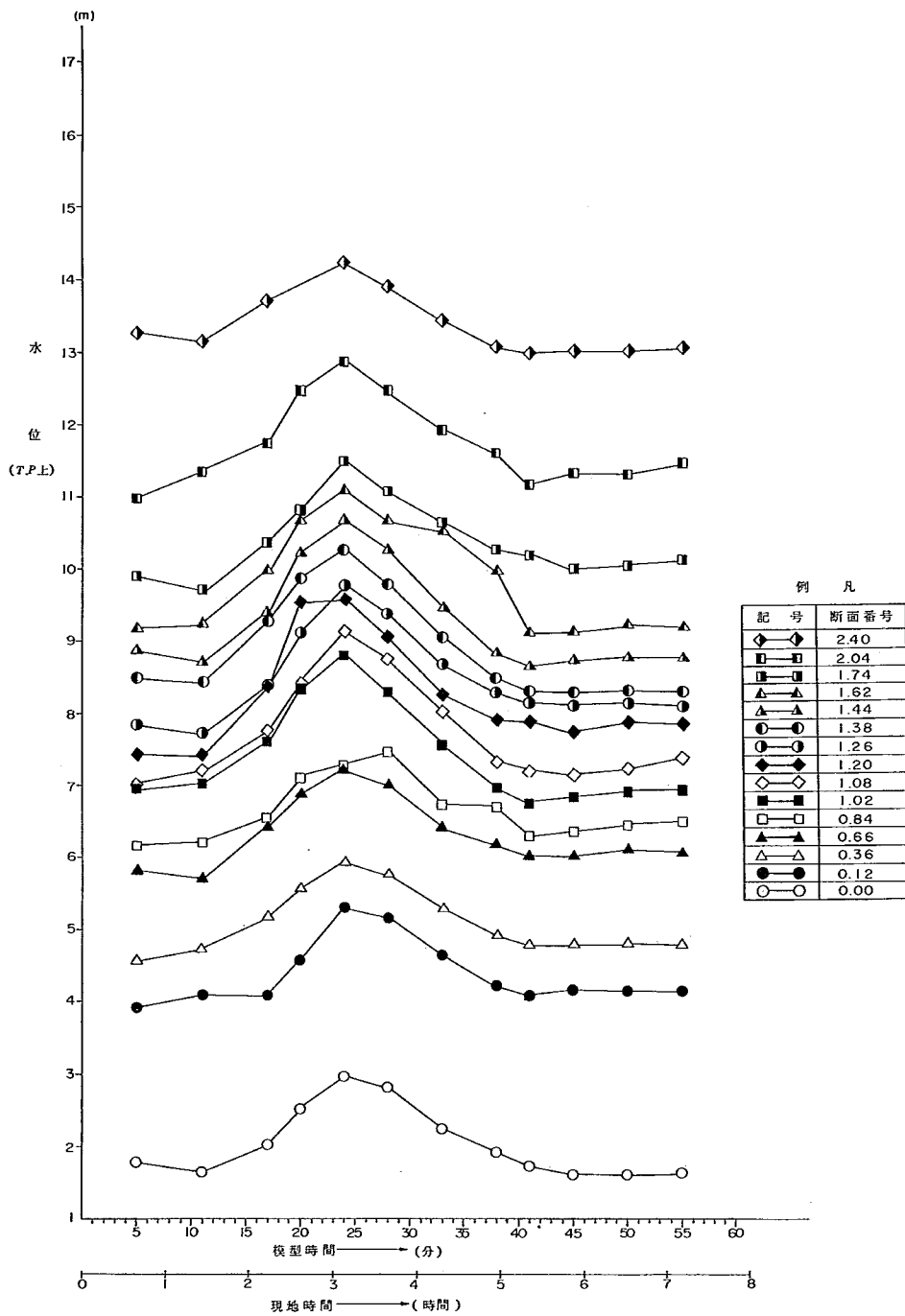


図-35 水位の時間変化(ケースB)

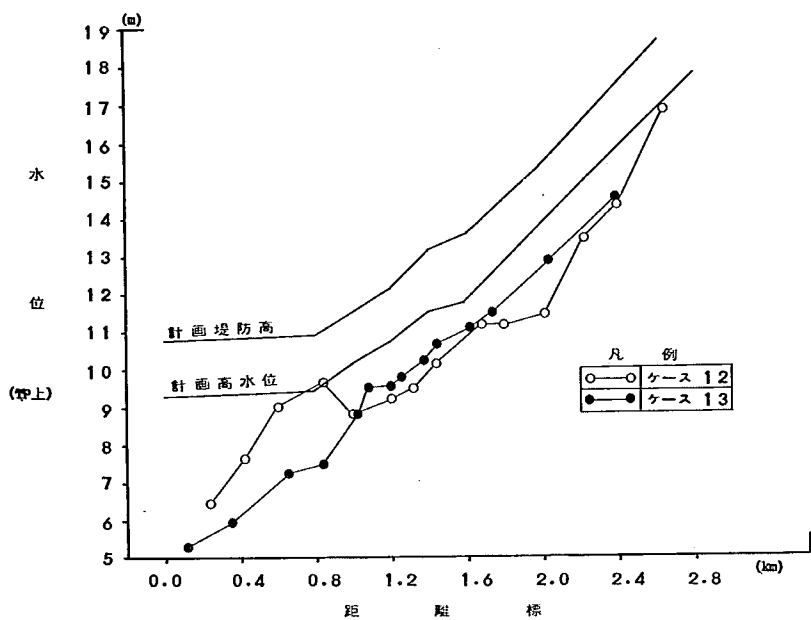


図-36 最高水位縦断図

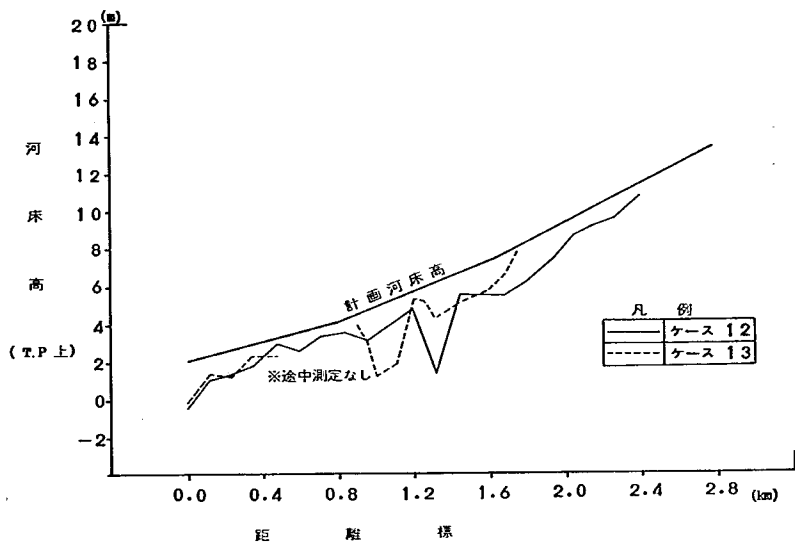


図-37 最深河床縦断図

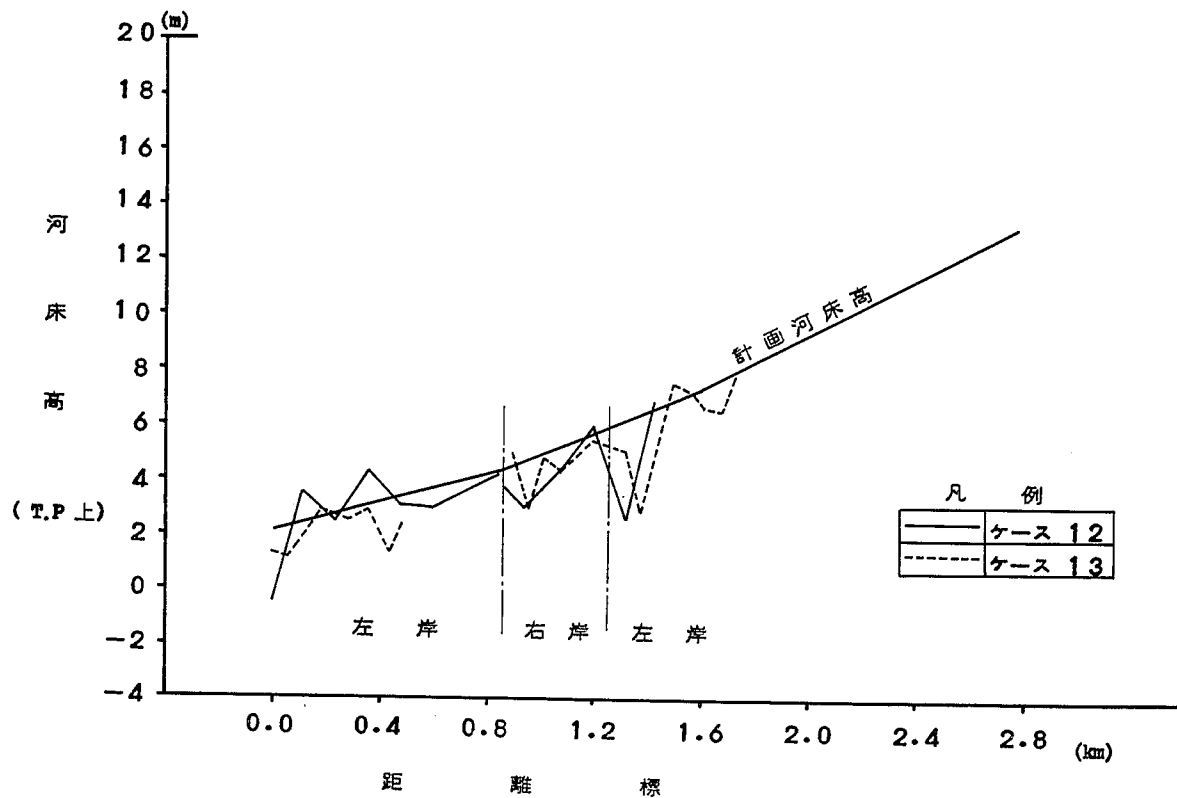


図-38 河岸より6m附近の河床縦断面図

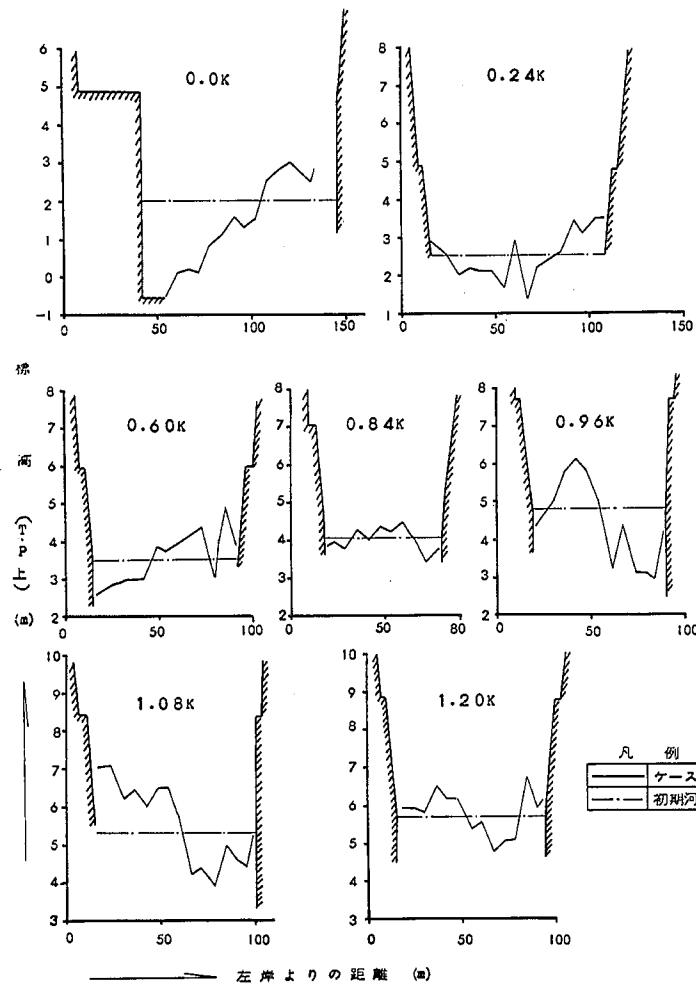


図-39(b) 河床横断面図

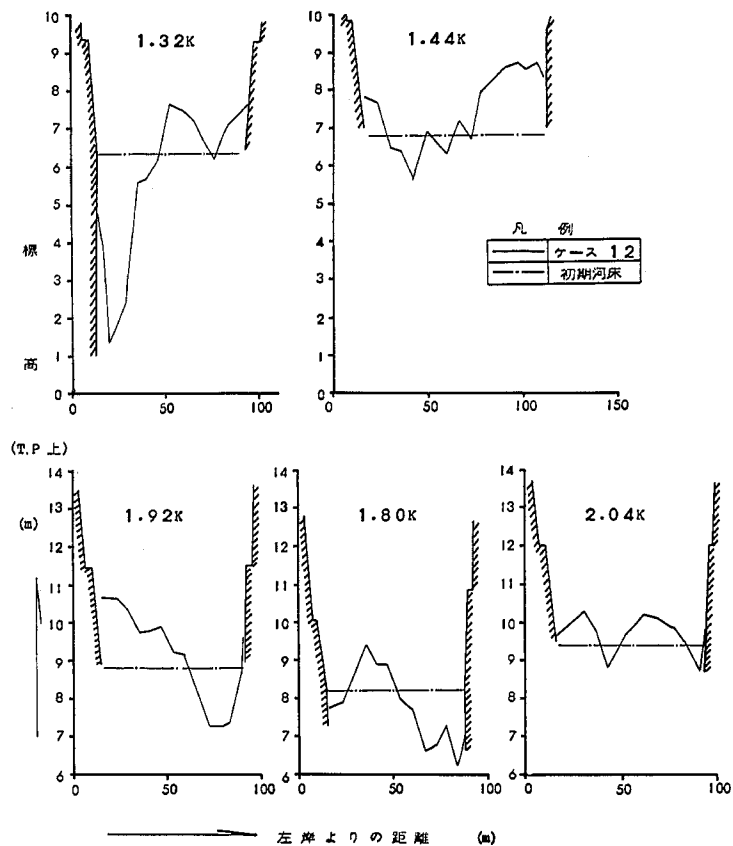


図-39(a) 河床横断面図

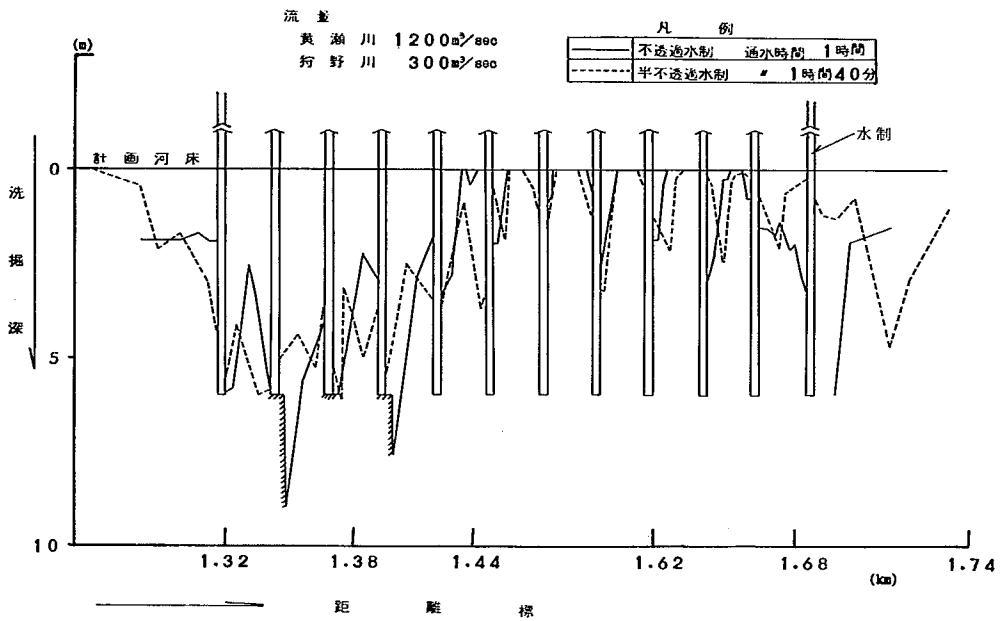


図-40 水制間隔24m 1.4km附近凹岸前面の洗掘

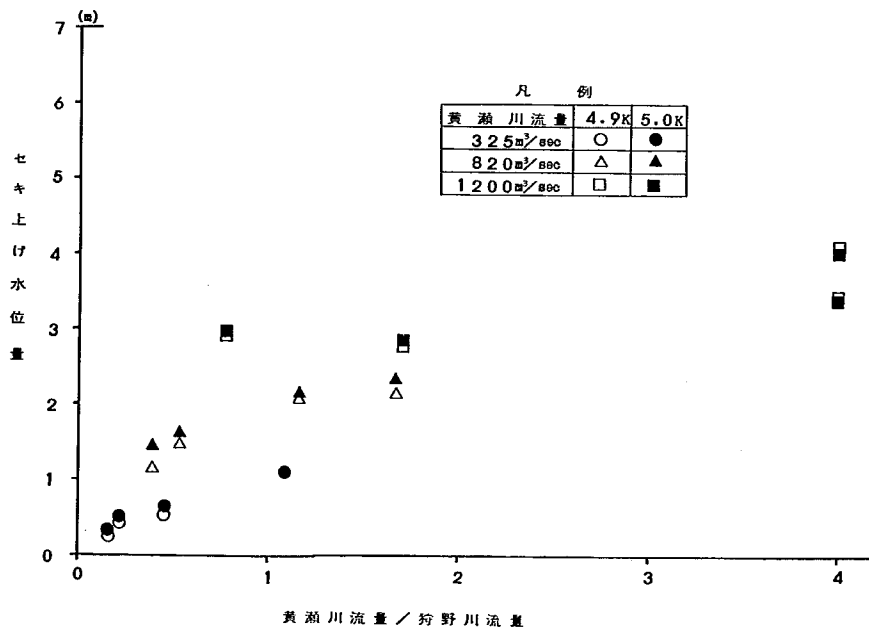
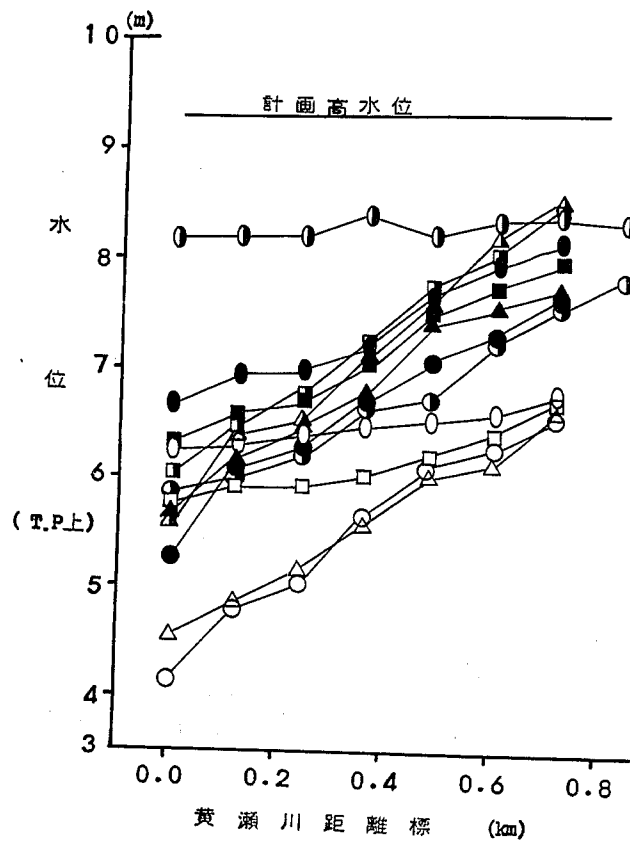


図-41 黄瀬川による本川セキ上げ水位
(実測値-本川合流前流量不等流計算値)



凡		例	
記号	流量 m/sec	記号	流量 m/sec
○	325	●	820
△	700	▲	720
□	1500	■	1510
○	1940	●	2100

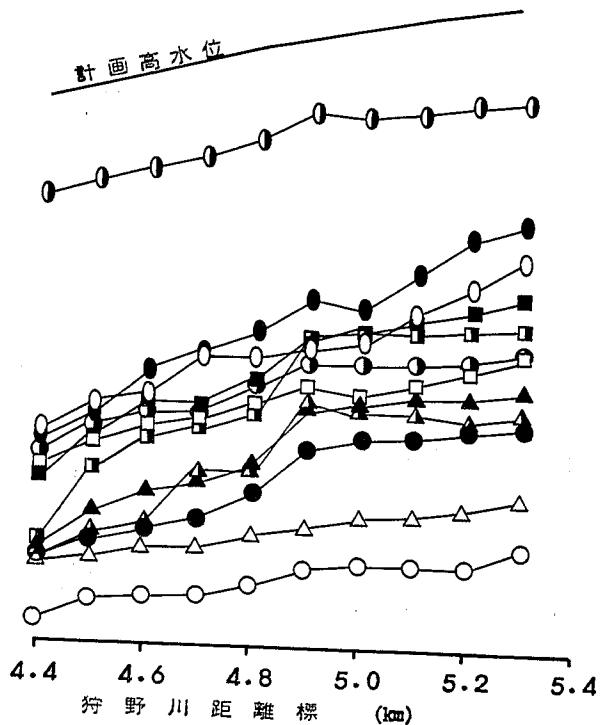


図-42 合流点附近水位

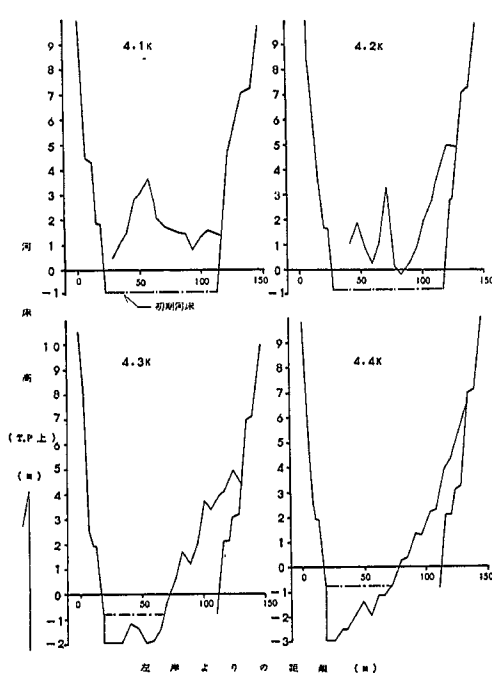


図-4 3 (a) 狩野川河床変動図
(8CASE通水後)

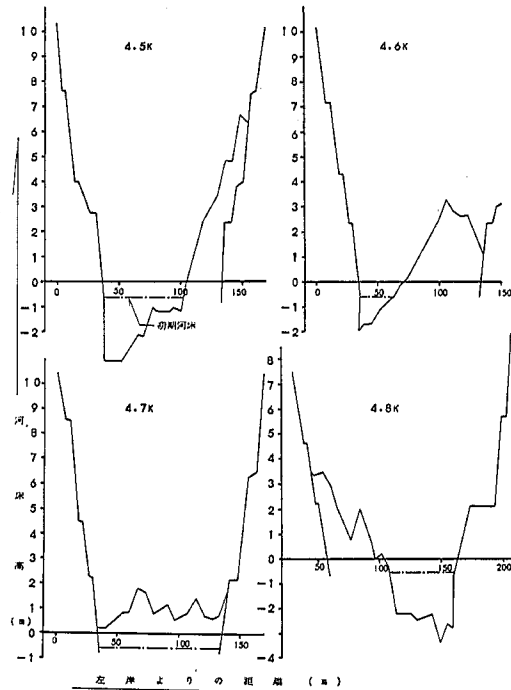


図-4 3 (b) 狩野川河床変動図
(8CASE通水後)

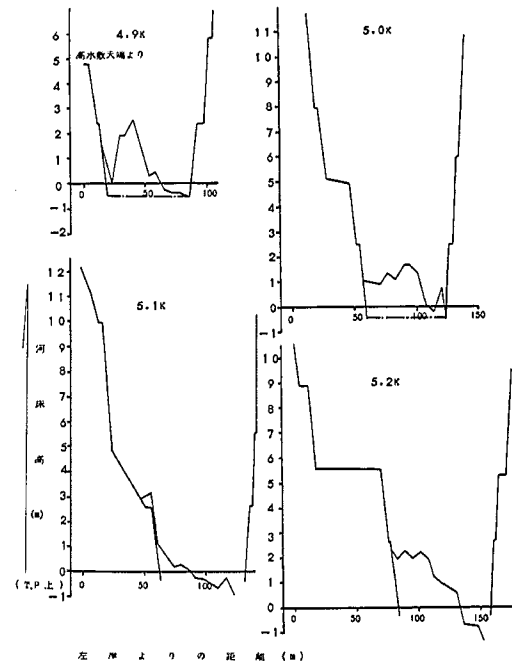


図-4 3 (c) 狩野川河床変動図
(8CASE通水後)

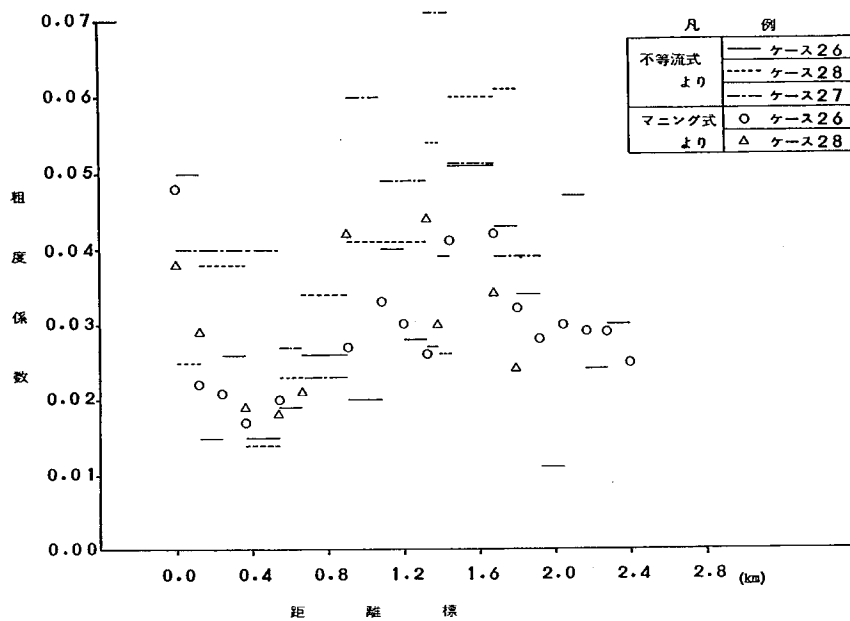


図-44(a) 粗度係数調査図 (20分後)

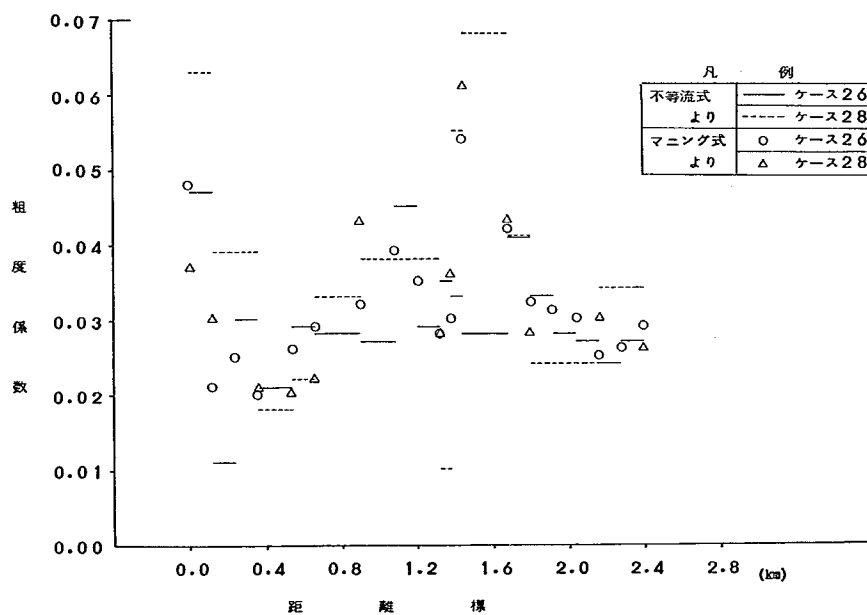


図-44(b) 粗度係数調査図 (50分後)

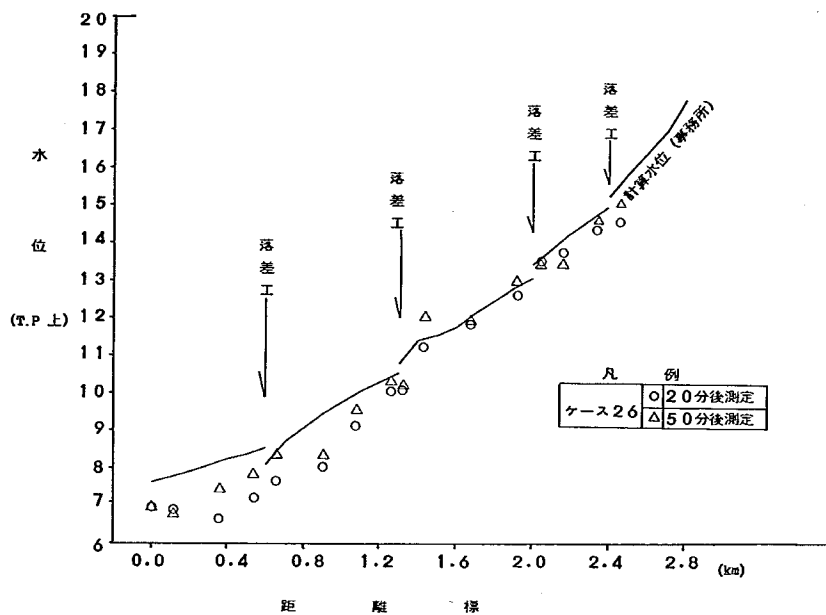


図-45 水位比較図

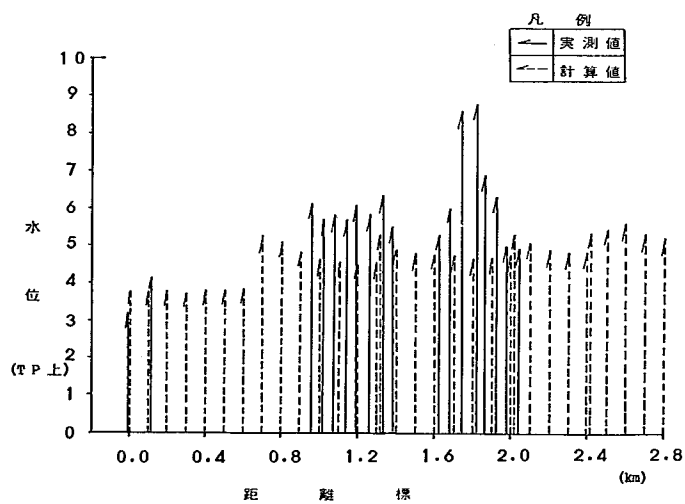


図-46 流速比較図 (ケース26)

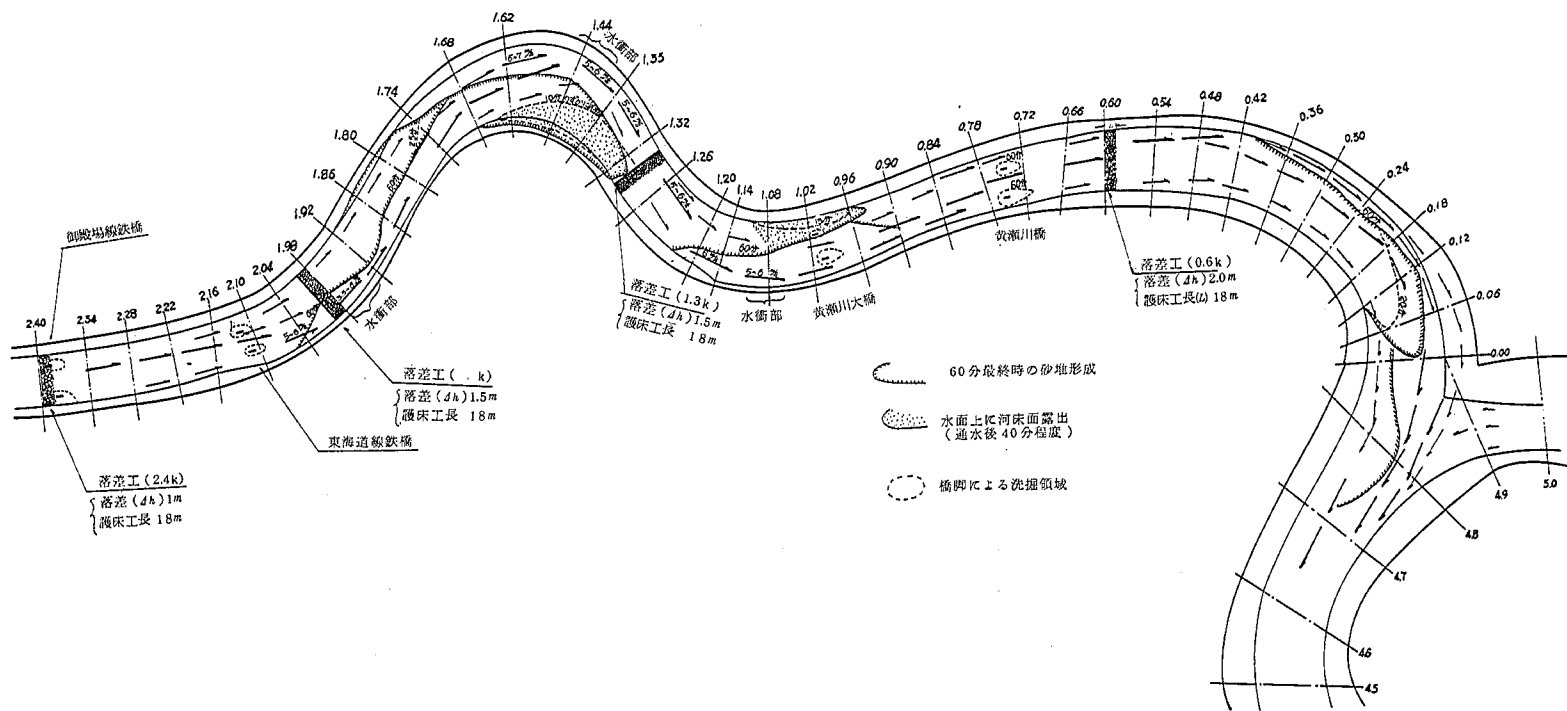


図-47 ケース26 流況図及び落差工配置図

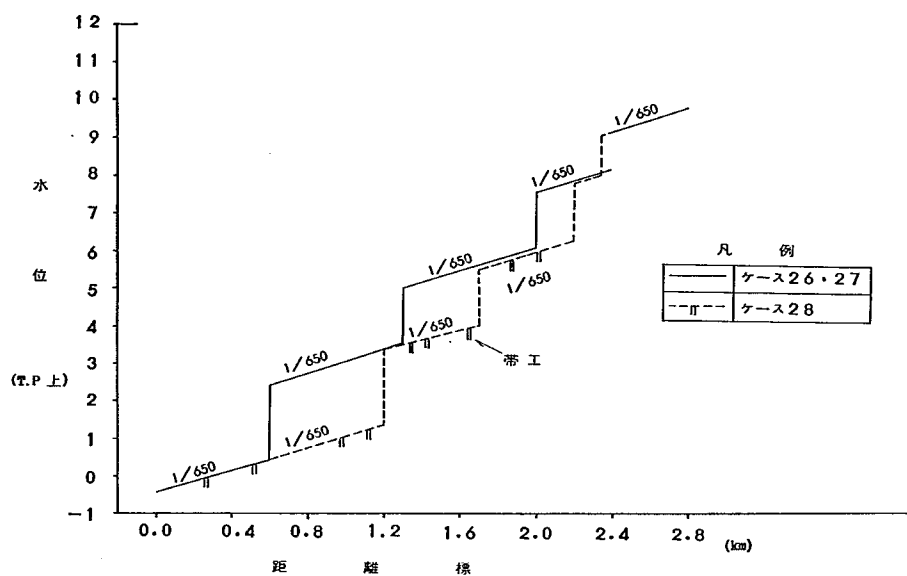


図-48 ケース 26・27・28 の落差工配置縦断面図

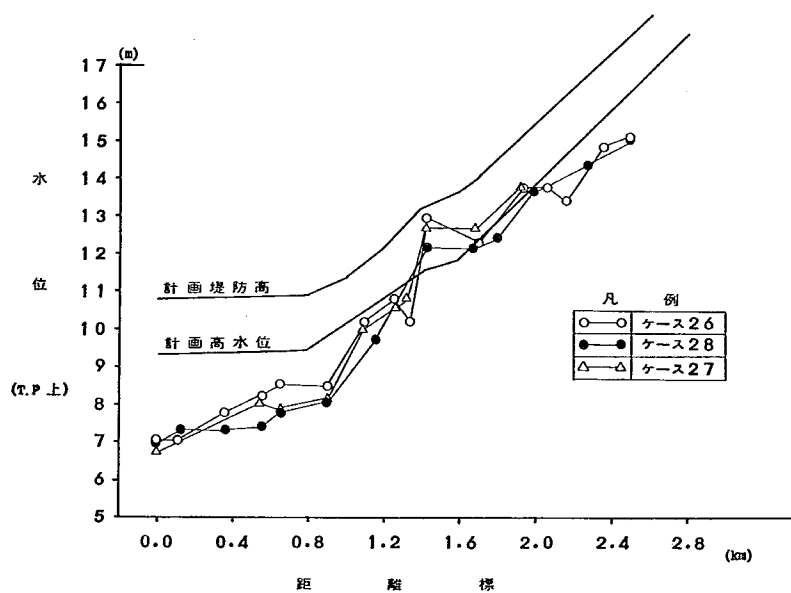


図-49 縦断ピーク水位図

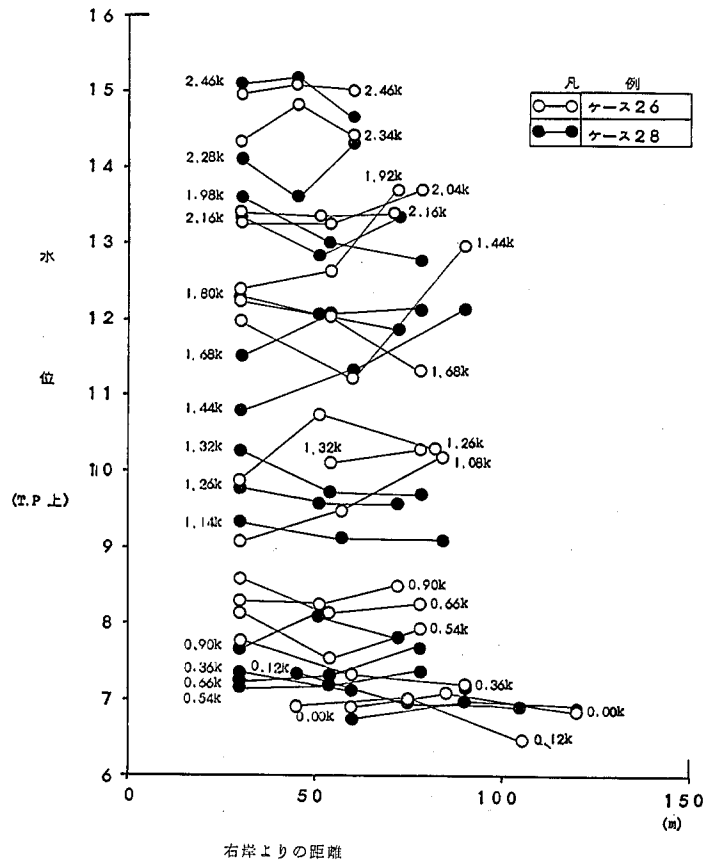


図-50 横断水位図

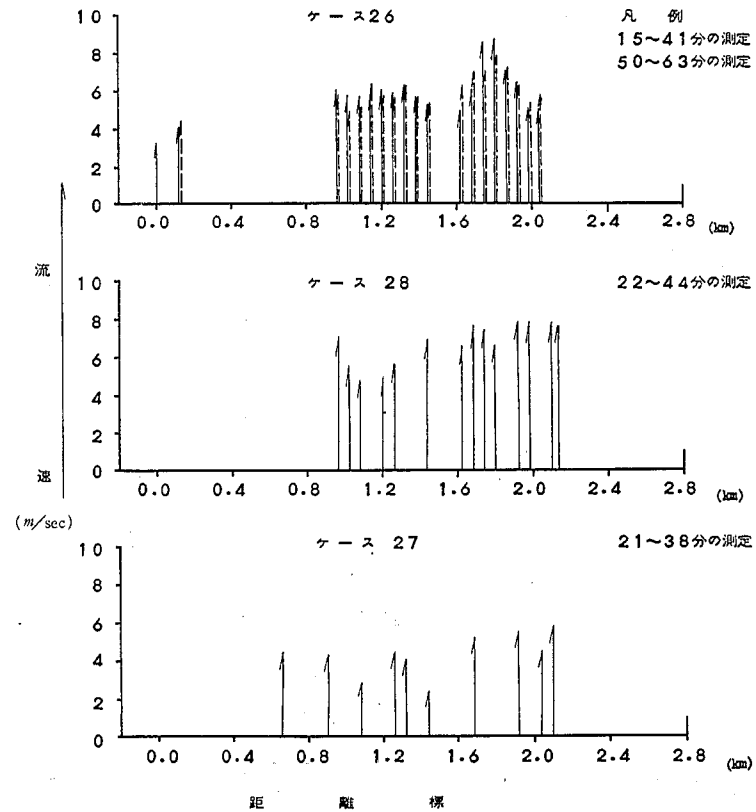


図-51 流速図

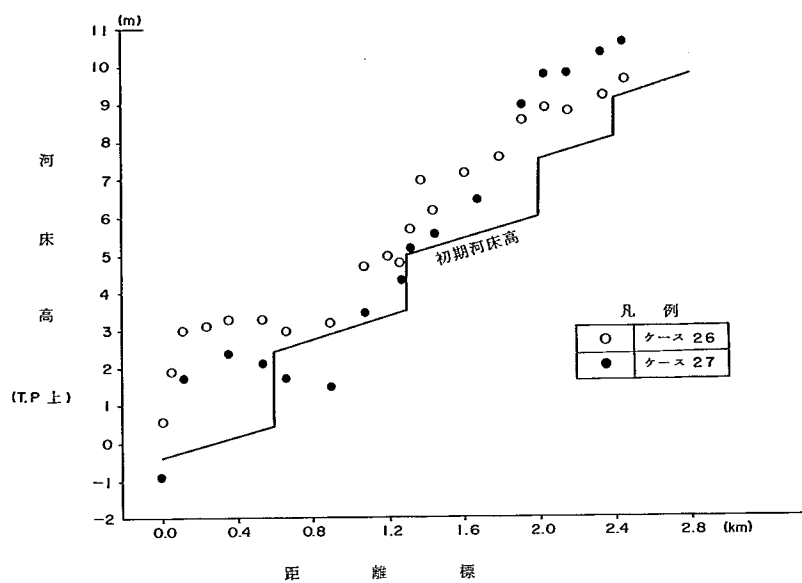


図-52 平均河床高

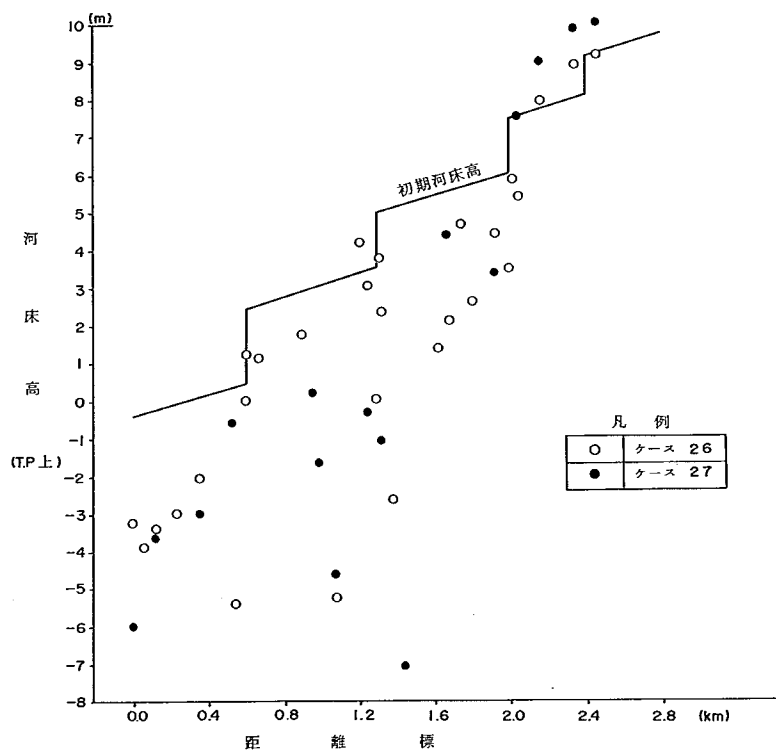
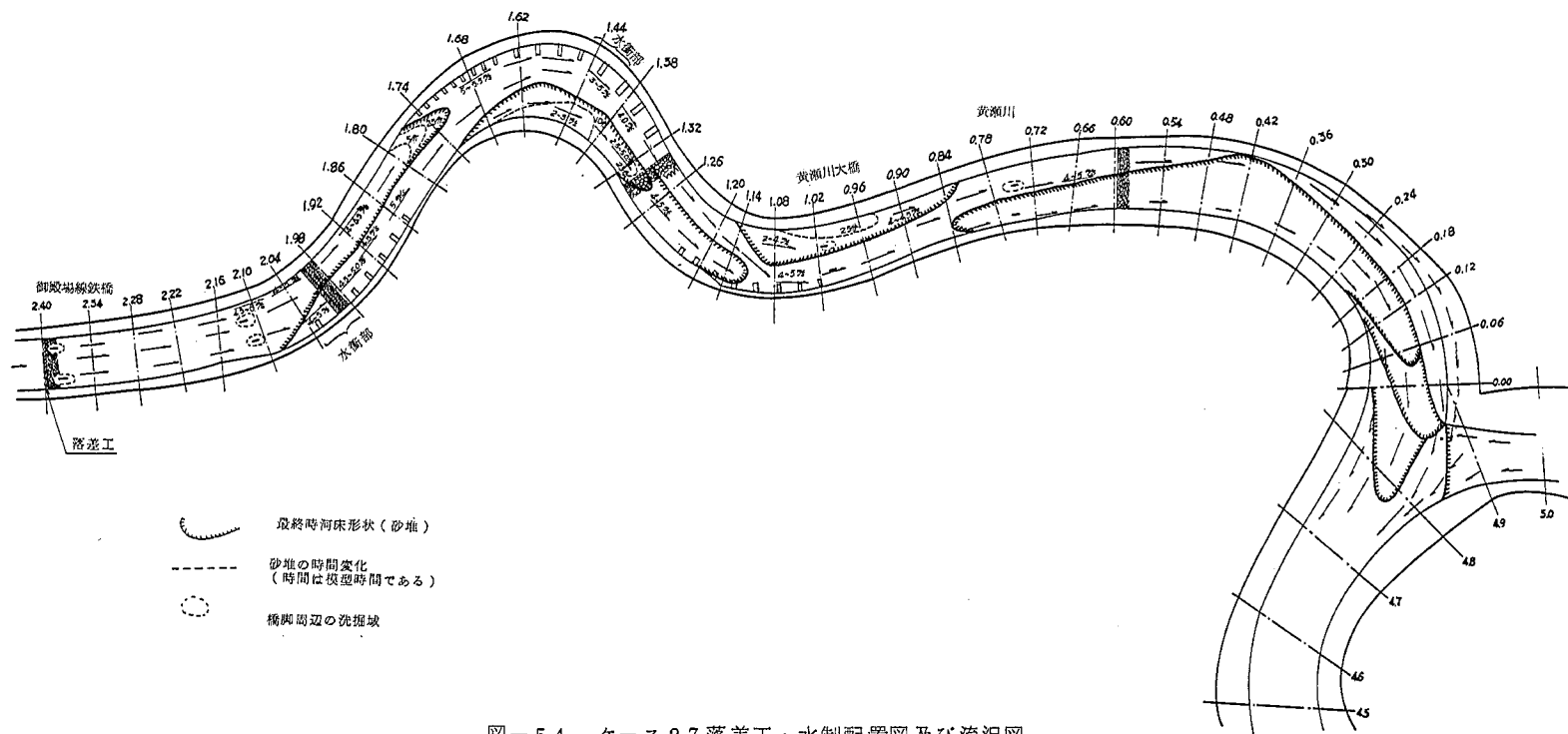
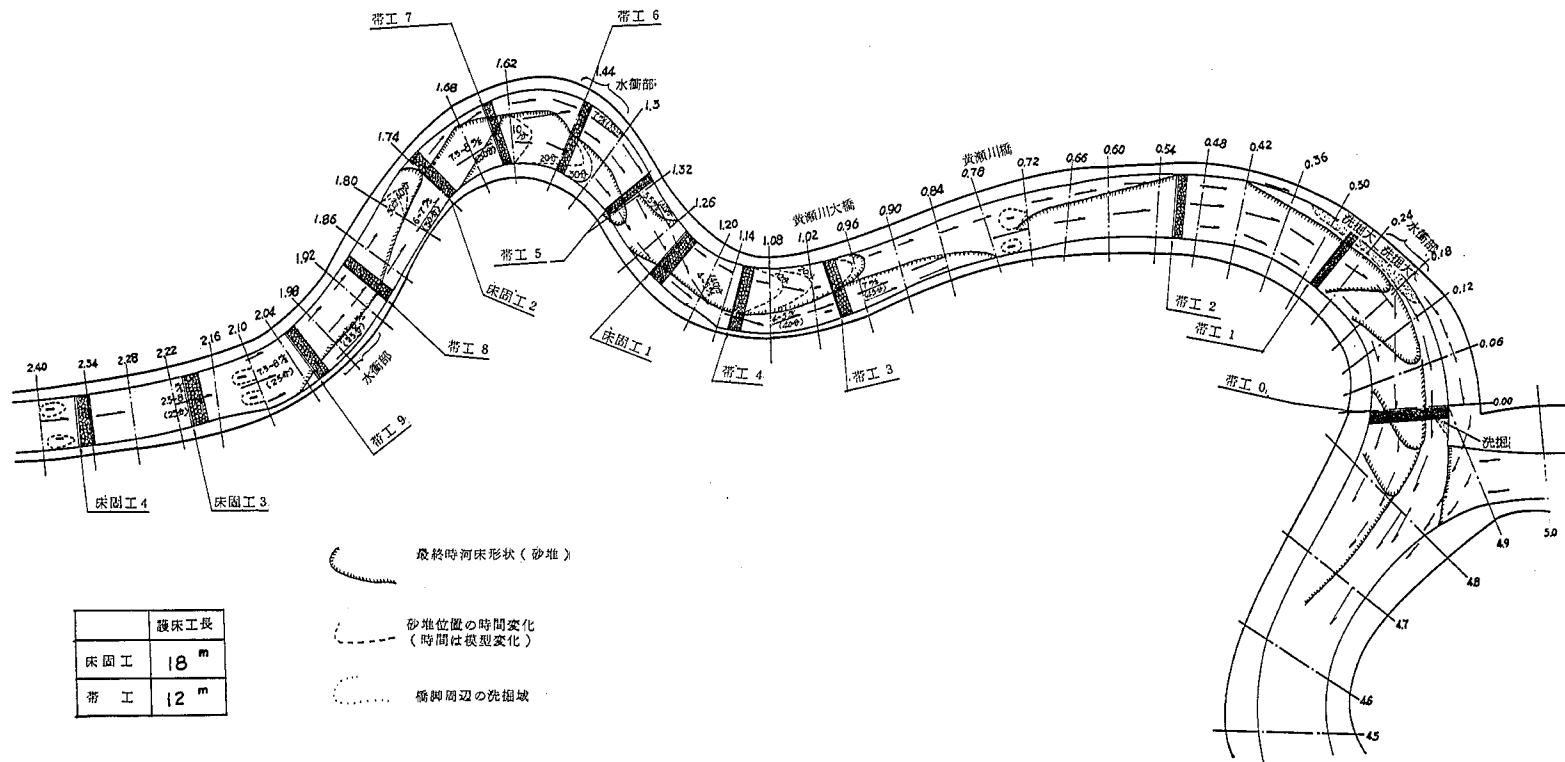


図-53 最深河床高



図—54 ケース27 落差工・水制配置図及び流況図



図一 55 ケース 28 流況図及び落差工・帯工配置図

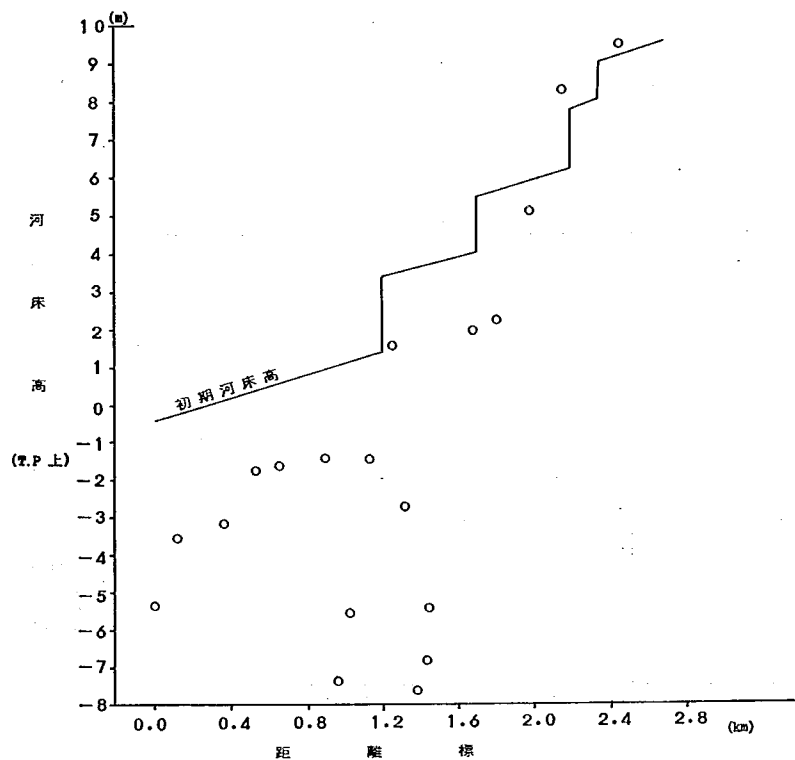


図-56 最深河床高 (ケース28)

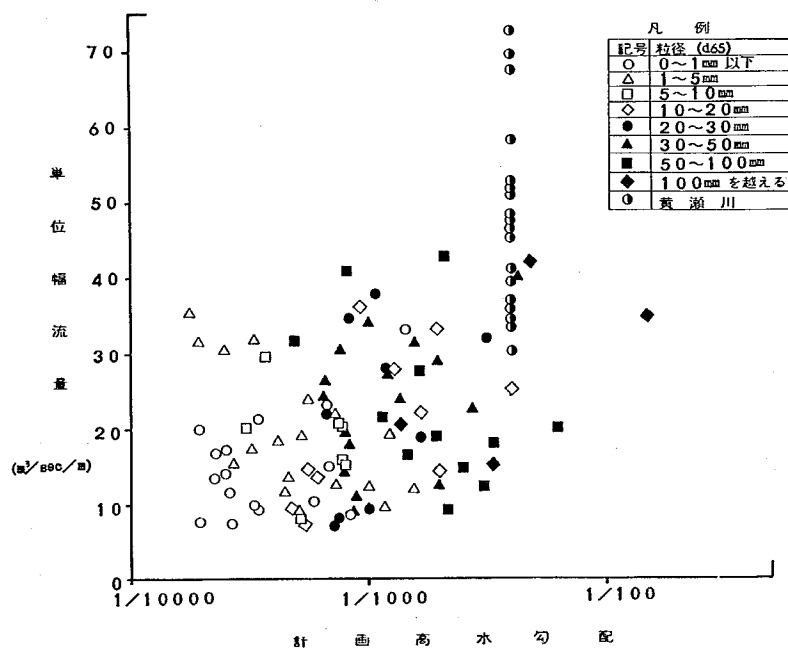


図-57 単位幅流量について

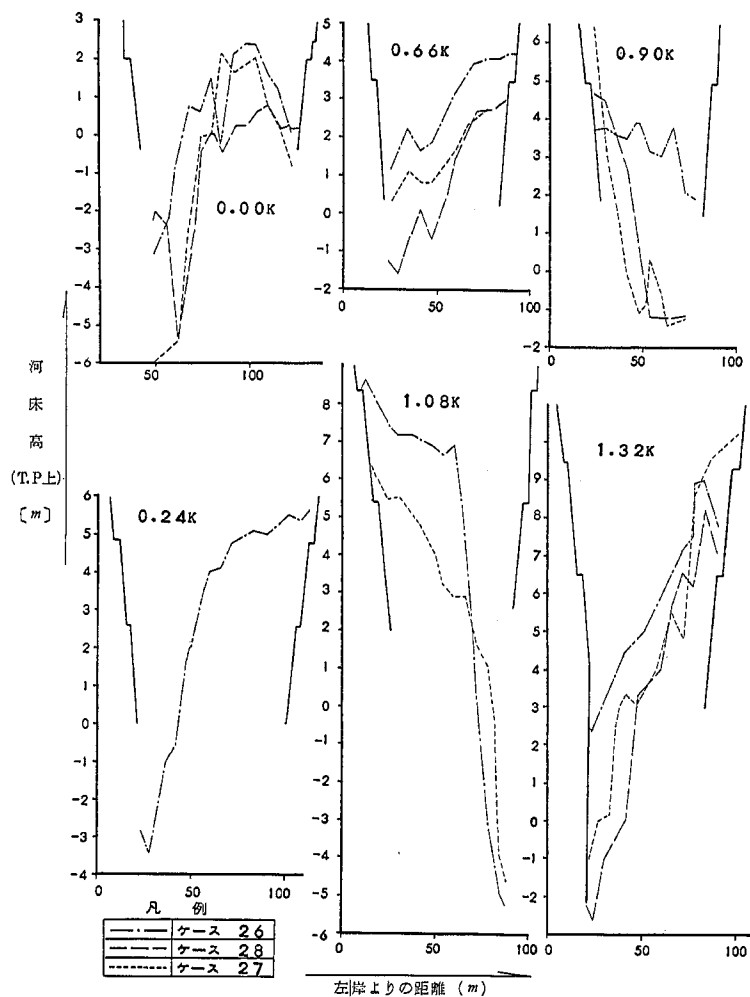


図-58(a) 河床横断面図

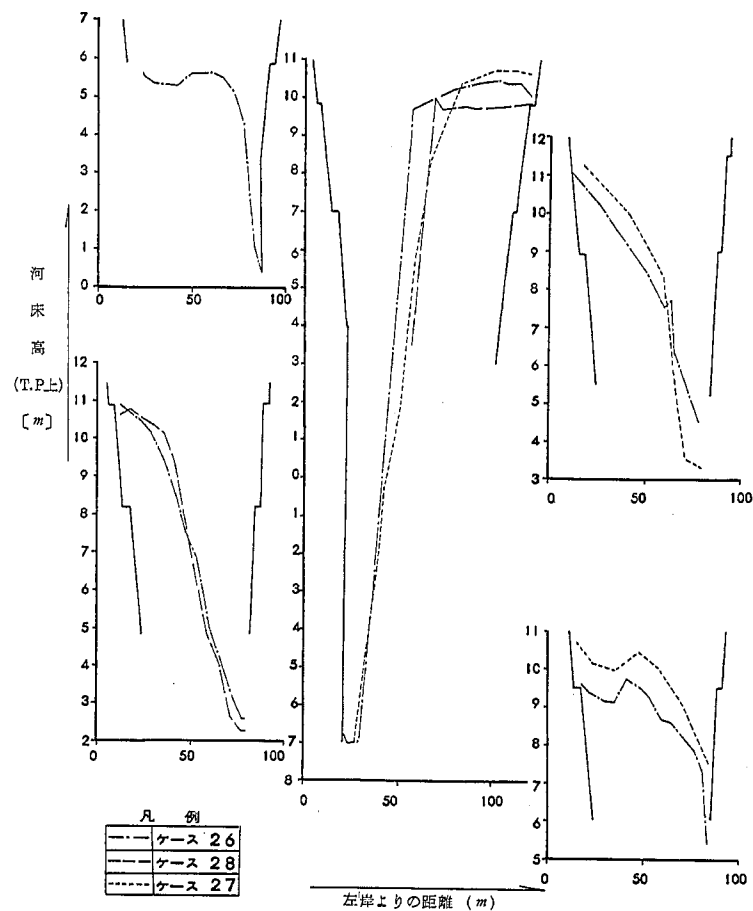


図-58(b) 河床横断面図

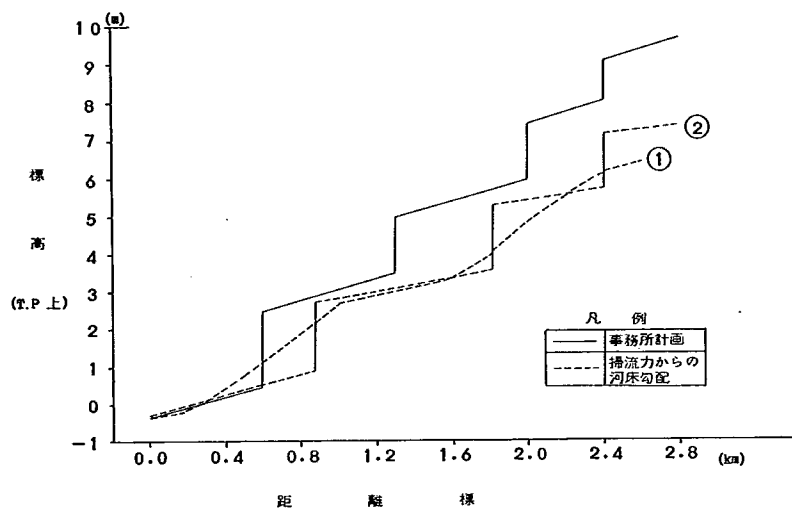


図-59 掃流力からの河床勾配

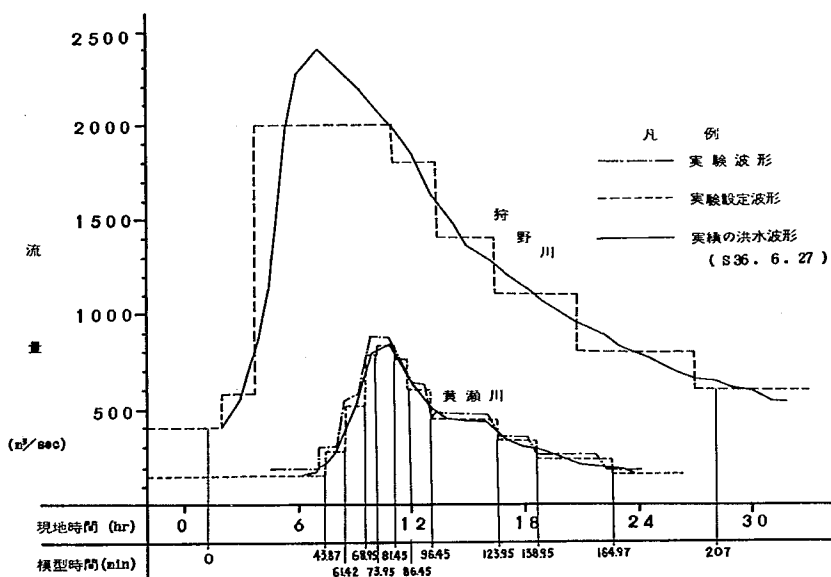


図-60 ケース 30 実験洪水波形図

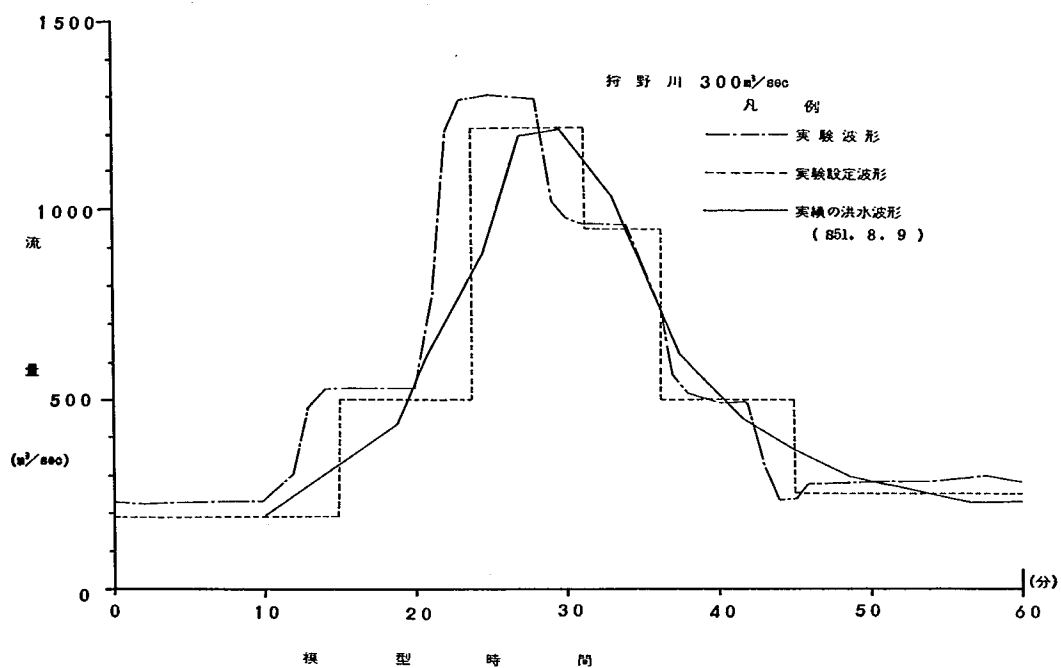


図-61 ケース31 実験洪水波形図

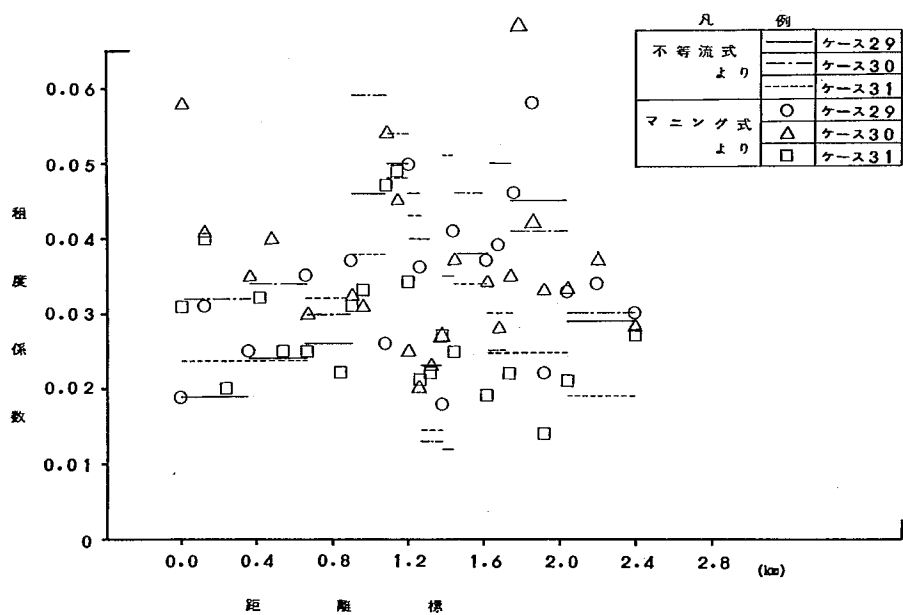


図-62 粗度係数調査図

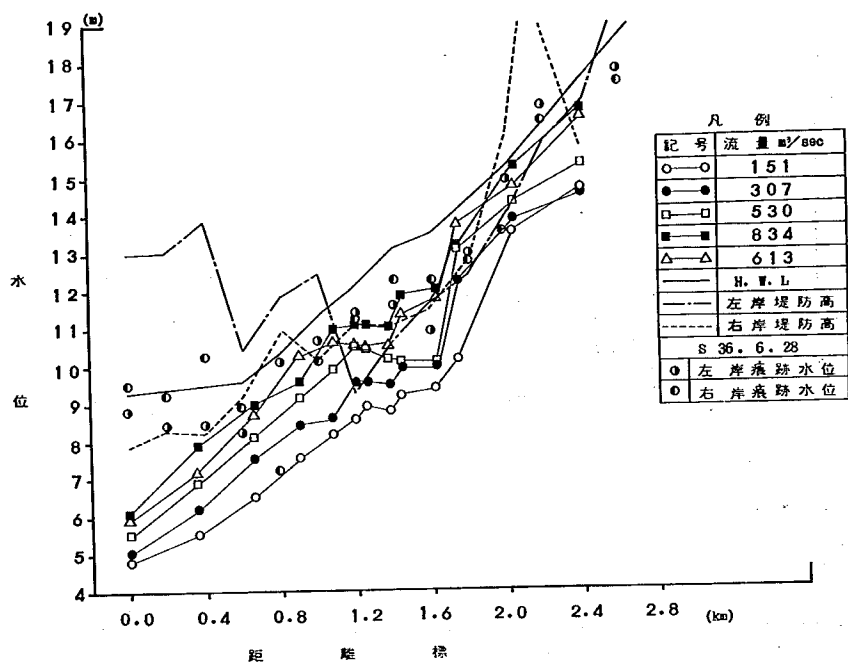


図-63 ケース29水位縦断面図(断面平均)

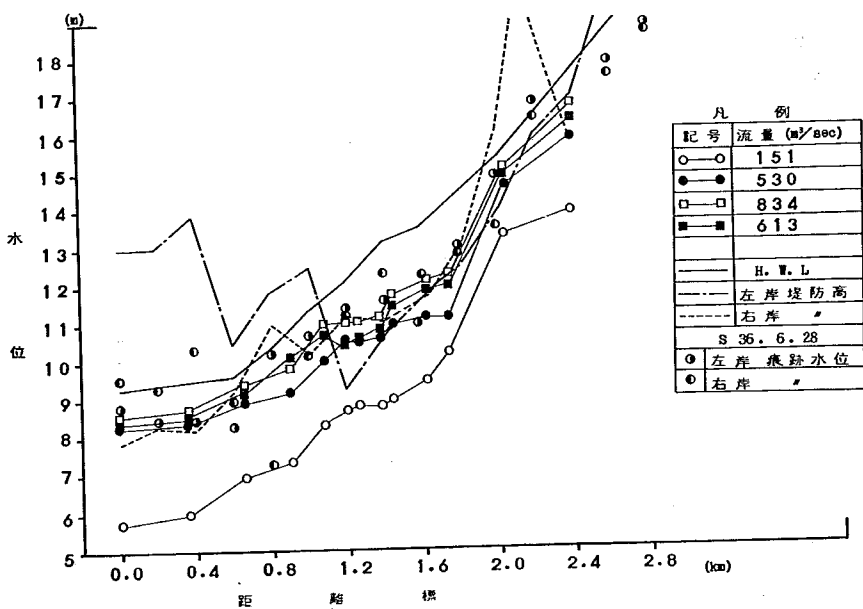


図-64 ケース30水位縦断面図(断面平均)

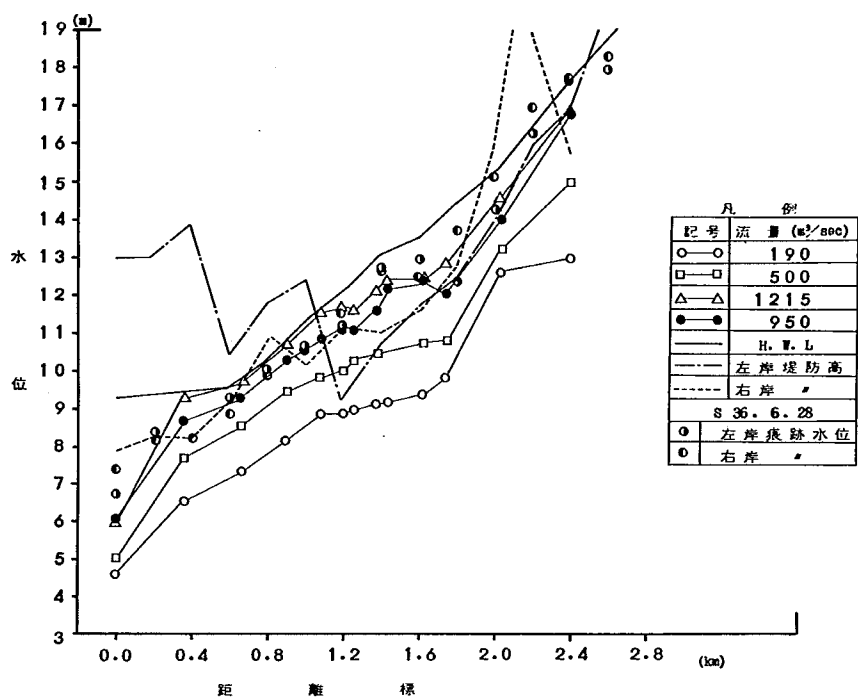


図-65 ケース31水位縦断図(断面平均)

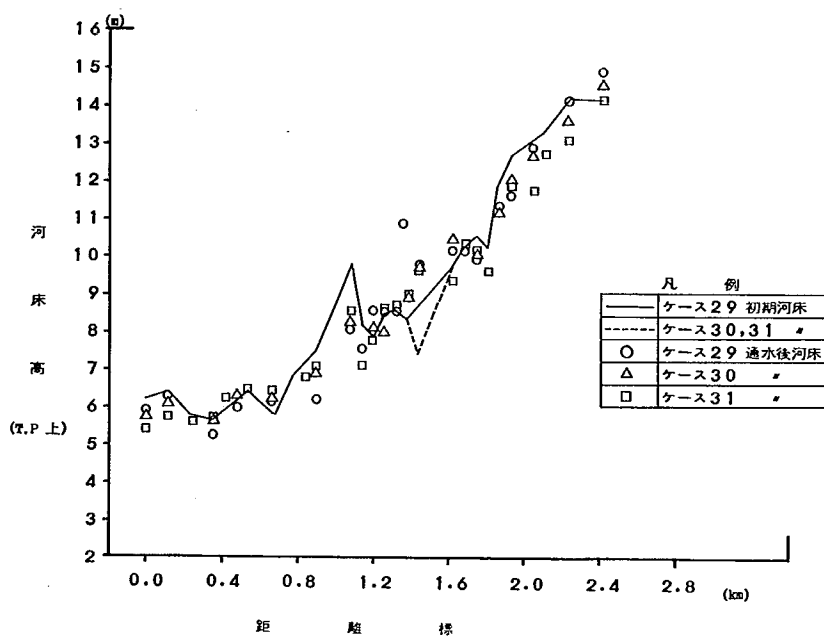


図-66 平均河床高(堤外全体の平均)

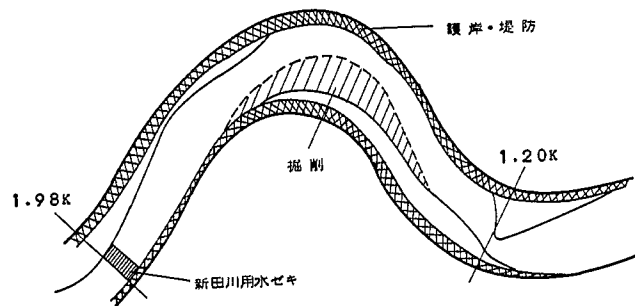


図-67(a) ケース 29

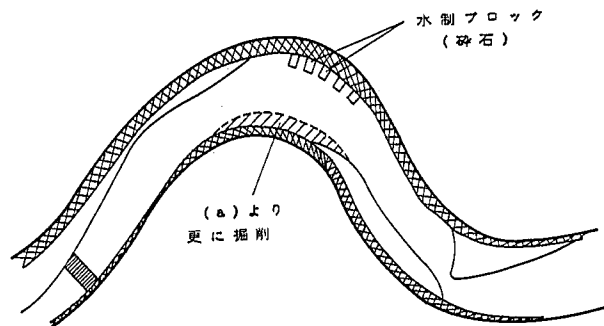


図-67(b) ケース 30, 31

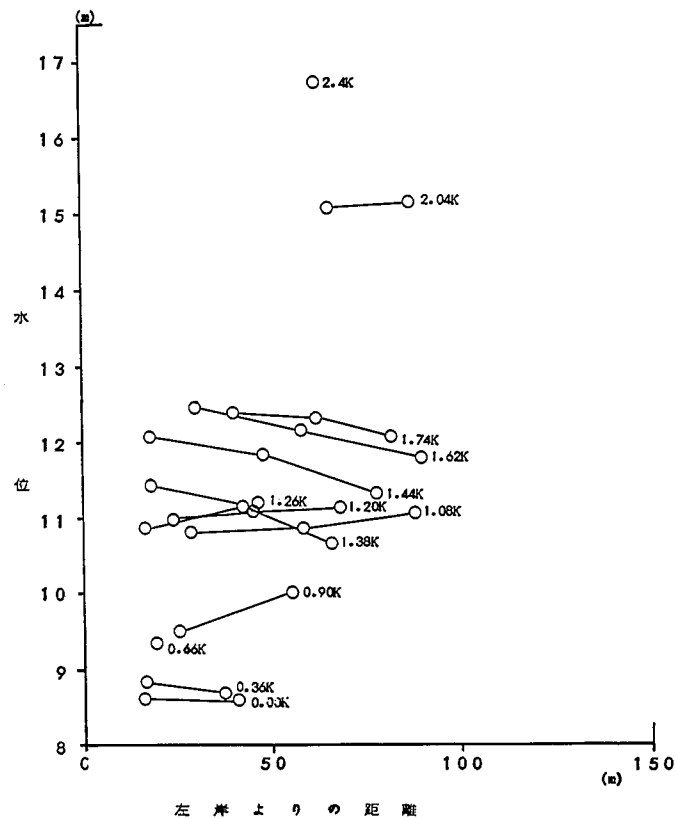


図-68 ケース 30 横断水位図

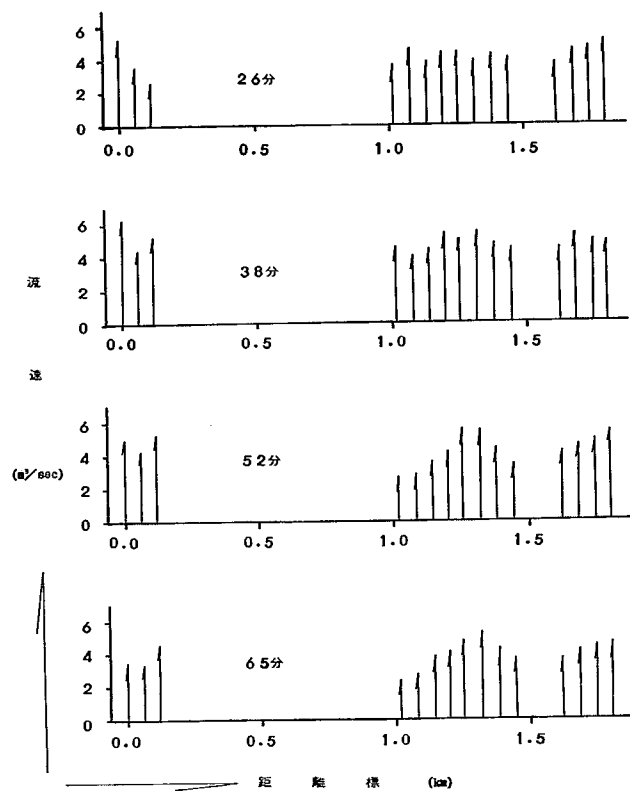


図-69 ケース29 流速図

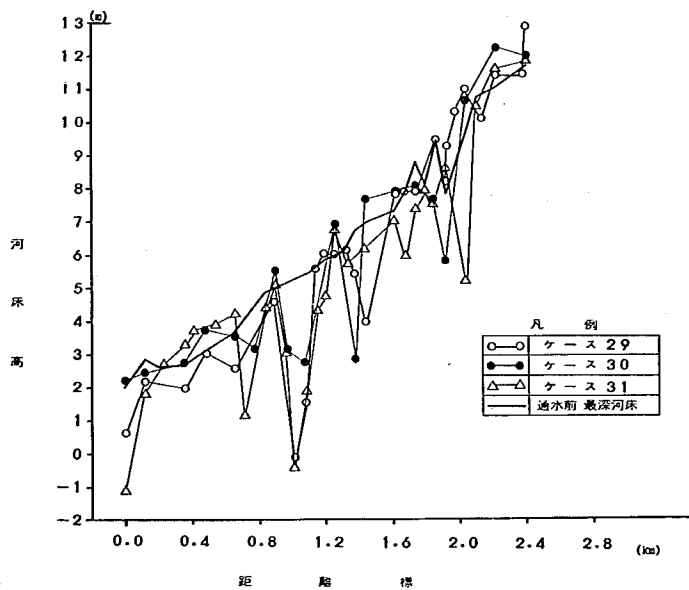


図-70 最深河床高図

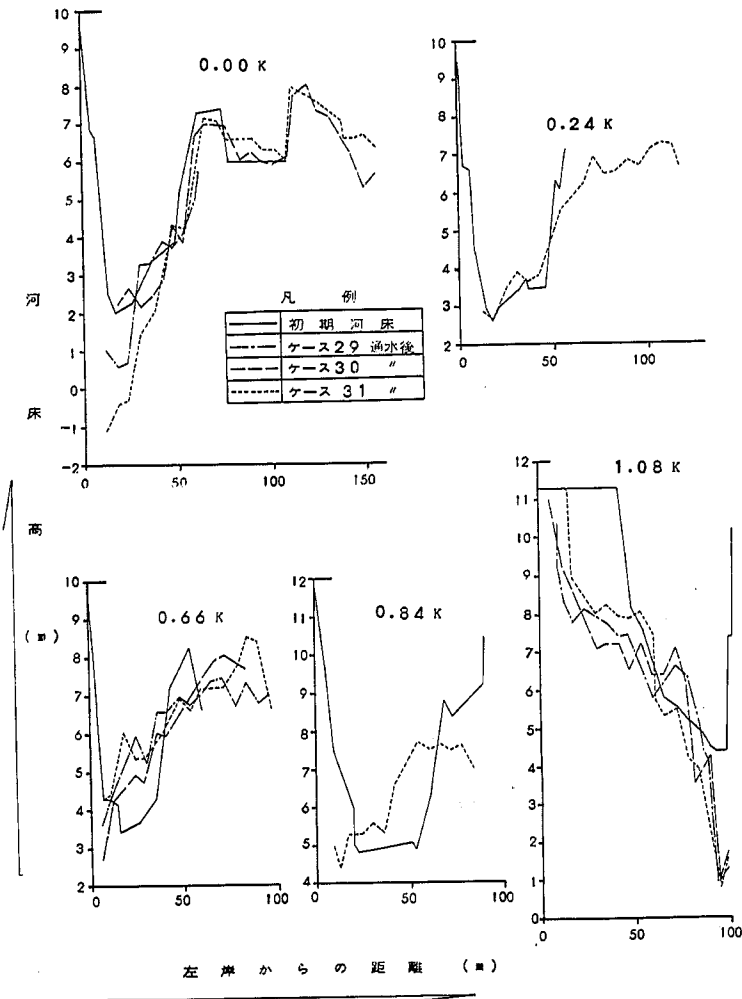


図-71(a) 河床横断面図

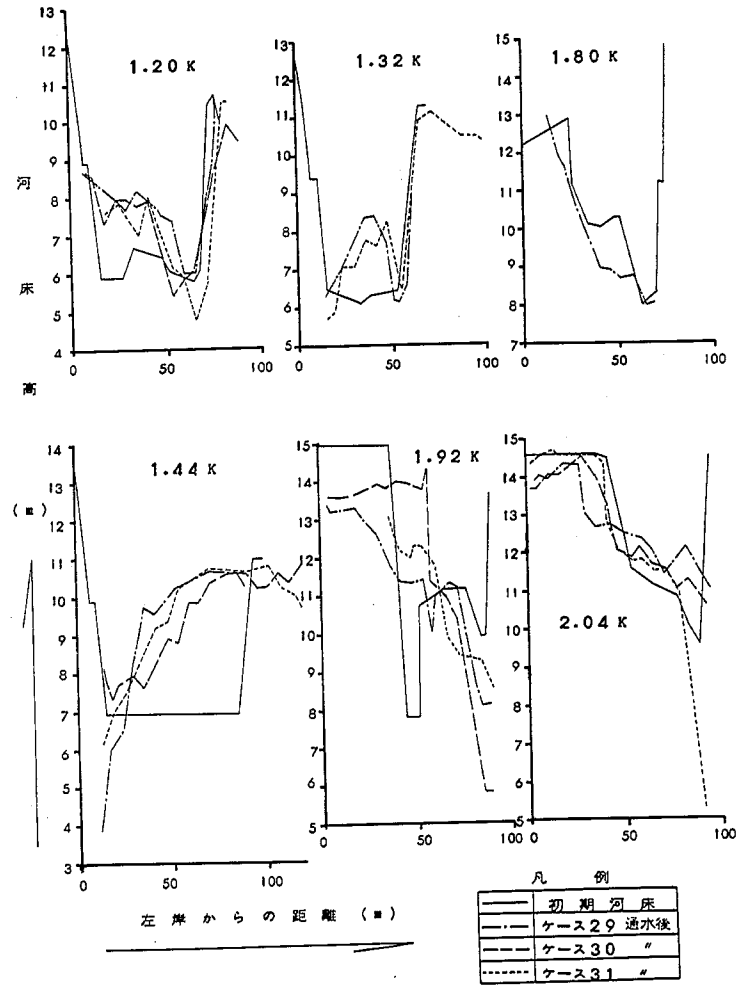


図-71(b) 河床横断面図 (断面洗掘)

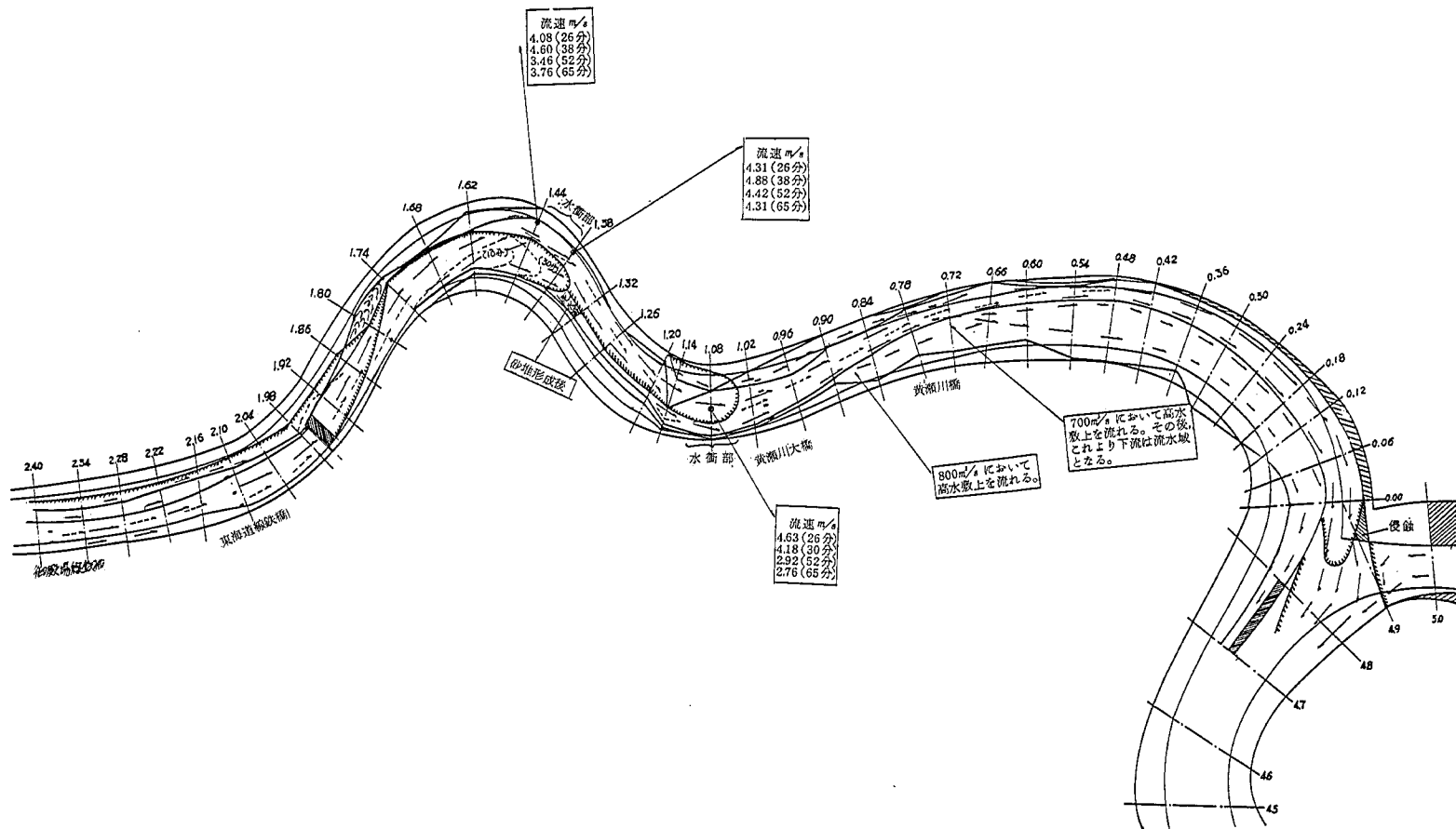


図-72 ケース29 流況図

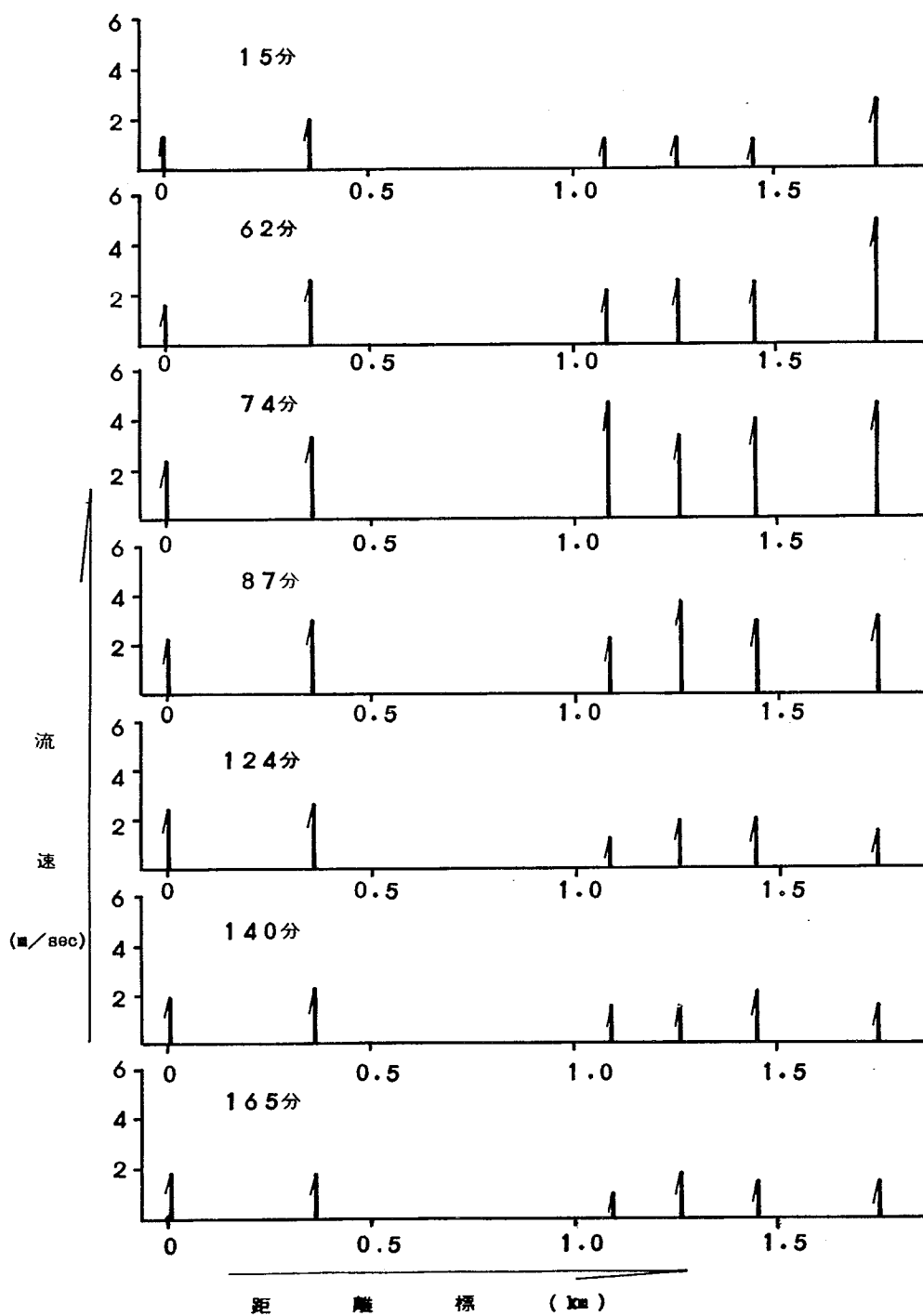


図-73 ケース30 流況図

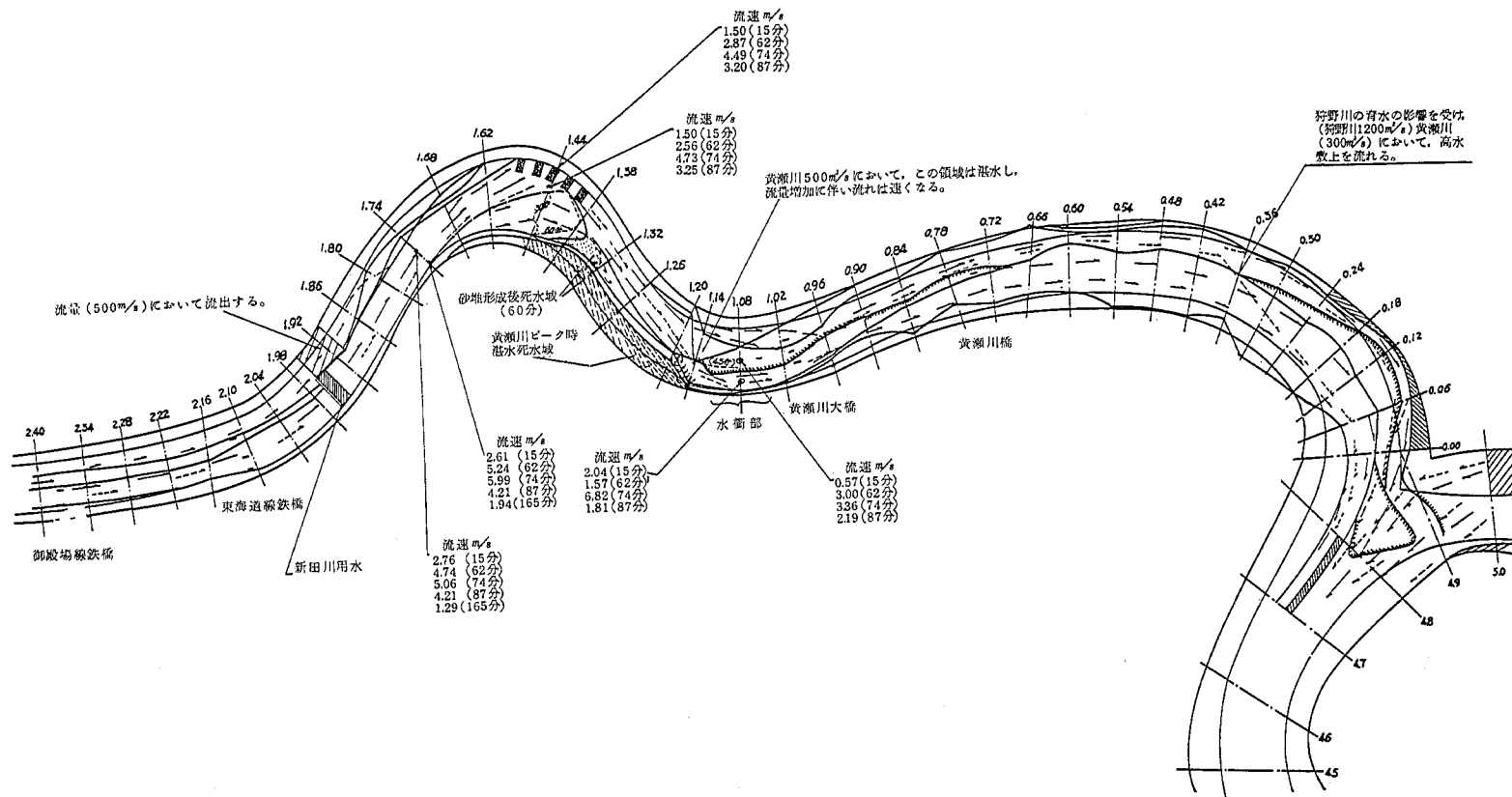


図-74 ケース 30 流況図

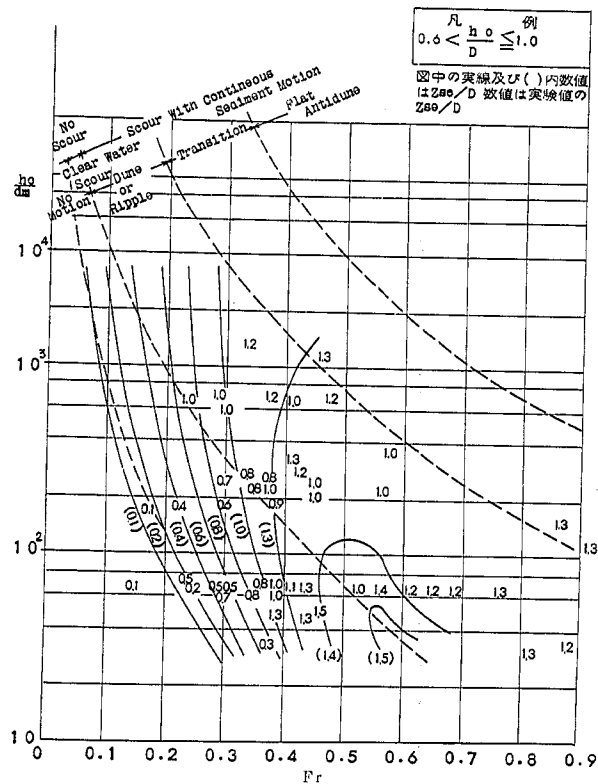


図-75(a) 局所洗掘深予測図

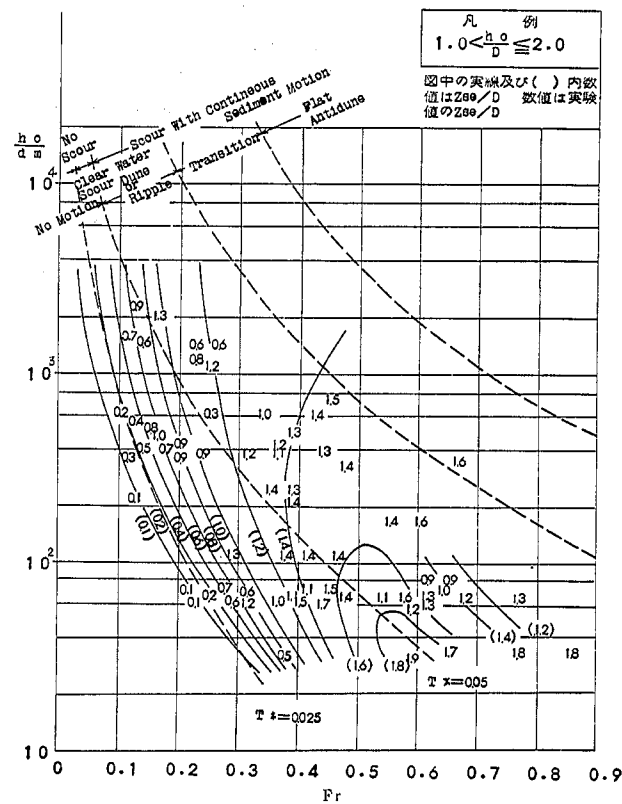


図-75(b) 局所洗掘深予測図

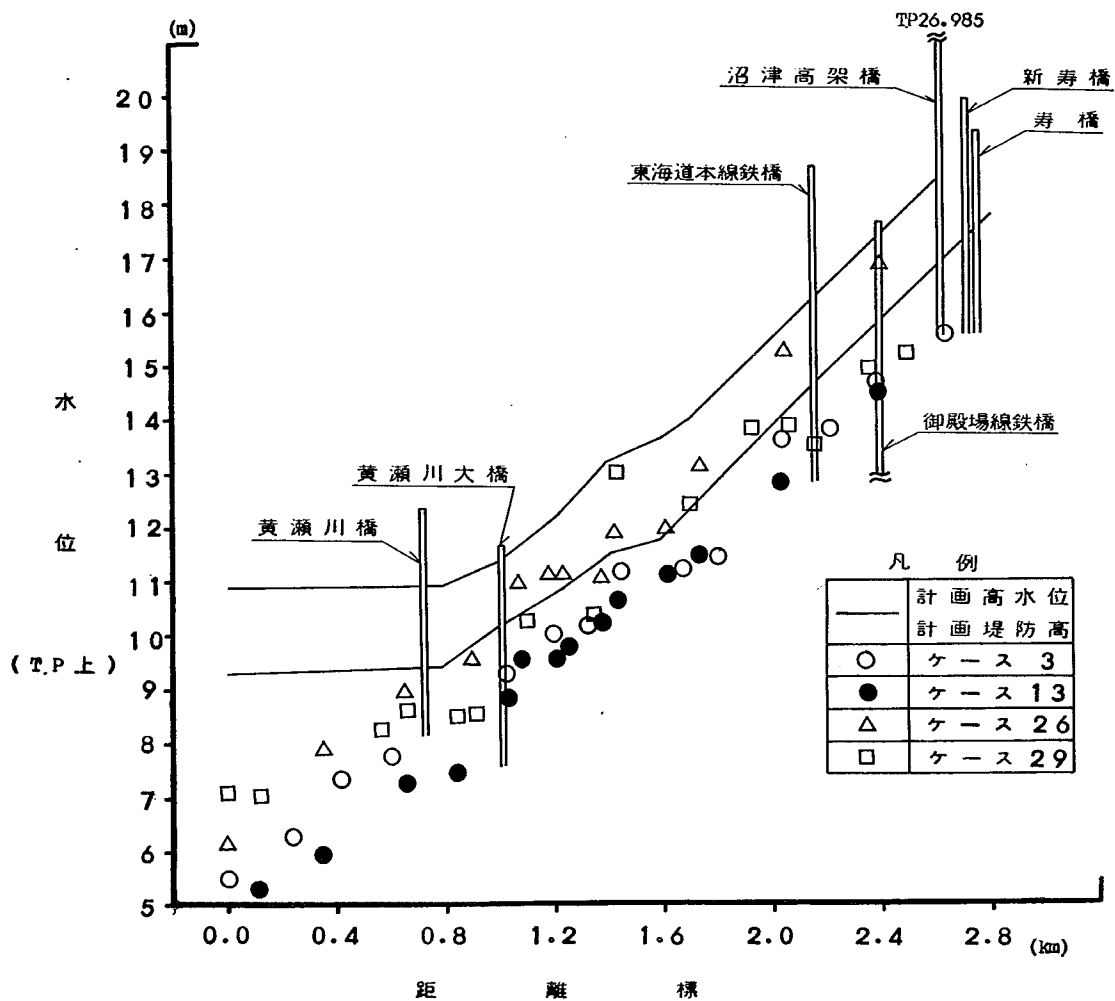


図-76 桁下高検討図

4. ま と め

本章では、前述の計画河道・暫定計画河道・将来計画河道の結果を一部各論と重複する部分もあるが、“まとめ”という観点で主要部分のみをとりまとめた。なお、計画河道に至る橋脚のつけかえの問題についてふれる。

〔1〕 計画河道

(1) 湾曲部外側における局所洗掘対策

湾曲部外側の局所洗掘対策としては、半透過式の杭出し水制工が有効である。その概要は表-17の通りであり、配置は図-33に示した通りである。但し、1.26~1.32km間に1基追加する。

(2) 護岸根固工の範囲

根固工の第一優先順位という点で、きわめて早い段階における必要箇所は図-33に示すが、0.0~0.6km左岸、0.7~1.20km右岸、1.20~1.70km左岸、1.70~2.1km右岸とその上流直線区間の右岸側である。また、狩野川4.3~4.6km右岸、4.8~5.2km左岸も必要となる。

その他の範囲については、実験結果及び現地の河床変動の実態に対応して決めていけばよいが、場所によっては全く必要としない部分もあるから、全体計画の策定に当っては十分な検討を要する。

(3) 黄瀬川左岸高水敷の保護対策

対策工法として、高水敷高を計画高水位以上とする方法、また洗掘防止工法による方法がある。

洗掘防止工法としては、植生による被覆、帯工の設置、また全面を玉石・コンクリート張り、さらにこれらを併用する等の手段がある。

黄瀬川河道中比較的余裕がある範囲という点と維持管理のわずらわしさ等から判断すれば、計画高水位以上の高さに計画することが望ましい。

(4) 合流点附近狩野川左岸の保護対策

(3)と同様の洗掘防止工法が必要である。

(5) 合流点の法線形状

合流形状は若干の変更しか諸事情により許されなく、若干の変更は大勢に影響を与えず効果はほとんど皆無である。

(6) 1.4km附近湾曲部の水位対策

湾曲部外側の水位対策としては、法線形状の大巾変更が困難であるため、堤防のかさ上げ、または計画河床低下のいずれかによる。但し、局部的な計画河床低下は出水による埋戻しがあり、効果を発揮しない。

(7) 狩野川5.2km附近水位

堰上げ実験で確認された狩野川5.2km附近水位についても(6)同様の対策が望まれる。

〔2〕 暫定計画河道

(1) 湾曲部外側における局所洗掘対策

理想的には計画河道同様の洗掘対策が望まれるが、一洪水程度を対象とするならば、事務所計画案のブロックによる水制でもその効果は確認されている。但し、その配置は計画河道のものを参考にするものとしても、ブロックの規模・施工基面高については検討の余地を残す。

(2) 護岸根固工の範囲

計画河道の場合とほとんど変わらず 0.00~0.60km 左岸, 0.84~1.20km 右岸, 1.20~1.62km 左岸, 0.62~1.92km 右岸となり、他の範囲についても計画河道に準ずる。また、新田川用水堰撤去の場合は 1.92km 上流区間の右岸でも必要となる。本川狩野川は計画河道に準ずる。

(3) 暫定計画河道の流下能力

暫定計画河道の流下能力は、暫定計画高水位（1.0km より上流で計画堤防高と一致）を対象とした場合は、2.0km より上流で $800\text{m}^3/\text{sec}$ 程度、2.0km 下流では $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ 程度の疎通能力をもっている。しかし、現状の堤防高の範囲内で余裕高を全く見込まなかった場合の疎通能力は、図-63 から表-25 の通りとなる。

表-25 現状堤防高（余裕高を見込まない）基準の疎通能力

断面 (km)	2.4	2.04	1.74	1.62	1.44	1.26	1.20	1.08	0.90	0.66	0.36	0.00
疎通能力 (m^3/sec)	650	500	300	600	650	350	300	800	800強	800強	800強	800強

同表の流下能力は断面平均水位を基準に求めている。そのため、河岸の堤防高と横断の水位差と考慮すれば、1.20km, 1.26km, 等ではもっと大きい疎通能力となる。

(4) 工事手順の検討

黄瀬川暫定計画河道において、断面急縮部となる 2.0km 附近の新田川用水堰及び 1.20km 地点の突出部の河道整備が何年度かにまたがって施工されるような場合は、越水等の危険場所が固定されるから慎重な検討を要する。実験結果及び現地の状況から判断した場合、上流側急縮部の河道整備を先行させると、洪水流量によっては下流側の疎通能力を確保できない状況も生じる。なお、疎通能力は(3)に述べたが、暫定計画高水位を基準にすれば、新田川用水堰で $800\text{m}^3/\text{sec}$ 程度、1.2km 附近突出部では、図-65 によれば $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ 程度となるが、暫定計画高水位はこの附近では計画堤防高と一致しているため、1.0m の余裕を考慮すれば安全に流下できるのは $800\text{m}^3/\text{sec}$ 程度と推定される。そして、1.2km 地点が整備された場合は、用水堰下流に $1,200\text{m}^3/\text{sec}$ 程度の流下能力が確保される。なお、ここで述べた流下能力はあくまで計画堤防が完成している場合であり、現状堤防が基準となる場合は、表-25 及び図-63, 64, 65 等を参照されたい。

〔3〕 将来計画河道

将来計画河道は、事務所案河道、局所洗掘対策としての水制案河道、さらに帯工案河道といずれの場合においても、断面平均流速は大きく、局所洗掘が激しい。したがって、設計対象流量の縮少、1.4km 湾曲部のショートカット、河巾の拡巾と引堤、河床勾配の緩和等を計画に組入れなければ河

道の安全性は保障しがたい。

なお、将来計画河道の諸水理量については3-〔2〕を参照されたい。

〔4〕 橋 脚

4-〔5〕に述べたように、計画河道時黄瀬川大橋においては架橋位置を1.0 km 附近湾曲部を避けるか、また橋脚を1脚として、河床変動の少ない河道中心より配置する等の配慮を要する。また、事務所計画の橋脚すべてに言えるが、特に黄瀬川橋及び御殿場線鉄橋においては、近接護岸の影響で洗掘が激しいので、護岸及び橋脚保護の為、橋脚の配置を護岸より離す必要がある。なお、すべての橋梁は橋脚周辺の洗掘防止対策として、橋脚周辺の保護を要する。

黄瀬川大橋及び御殿場線鉄橋においては、桁下クリアランスが、湾曲による横断水位差、橋脚による堰上げ水位量（資料によると流量 $1,200 m^3/sec$ で $20 \sim 50 cm$ ）、等を図-76の縦断平均水位に考慮すれば不足と考えられる。計画高水位・計画堤防高と橋脚天端高の比較からすれば寿橋も問題ではないかと考えられるが、同地点は模型区間外となり、実験からは判定できなかった。

お わ り に

以上のように、黄瀬川暫定計画河道、計画河道、将来計画河道(案)における水理量問題点・問題個所の把握とその対策、さらに計画河道に至る工事手順等について検討を行ってきたが、同模型実験は昭和52年度及び53年度の2年の間に3河道について行う必要があったため、諸分野にわたり突込んだ詳細な実験及び検討が出来なかった。また、当初の目的のひとつであった合流点の基礎実験等のやり残した課題もいくつかある。これらの課題については今後とも調査検討を進める予定である。なお、当模型実験は建設技術研究所の手をわずらわした。

参 考 文 献

1. 黄瀬川改修計画資料 中部地建沼津工事事務所
2. 狩野川流域の地形・土地利用と昭和33年水害 昭和41年4月 科学技術庁資源局
3. 河川関係法令例規集 第4法規
4. 狩野川低水流量調査報告書 昭和51年3月 中部地建沼津工事事務所
5. 狩野川本川支川河床材料調査報告書 昭和50年 中部地建沼津工事事務所
6. 雨量年長 建設省河川局
7. 水理公式集昭和46年度改訂版 土木学会
8. 水理学 本間仁著 丸 善
9. 河川砂防技術基準(案) 日本河川協会編 山海堂
10. 河川工学解説 岡本芳美著 工学出版
11. 河川工事ポケットブック 畠山伸一・岡崎忠郎著 山海堂
12. 山地防災工学 矢野義男著 山海堂
13. 実際に役立つ水理計算例 土木施工設計計算例委員会編 山海堂
14. 全国河川粗度係数資料集 日本河川協会
15. 秋草・吉川・坂上・芦田・土屋：水制に関する研究 昭和36年10月 土木研究所報告
16. 水制に関する調査 中部地建
17. 利根川下流部における土砂堆積と水理の特異性 富永正義 昭和42年12月 土木学会誌
18. 江戸川橋脚水理模型実験報告書 昭和53年3月 土木研究所資料
19. 解説・河川管理施設等構造令 日本河川協会 山海堂

写 真 集

計画河道実験 (ケース10 $Q=300\text{m}^3/\text{sec}$)

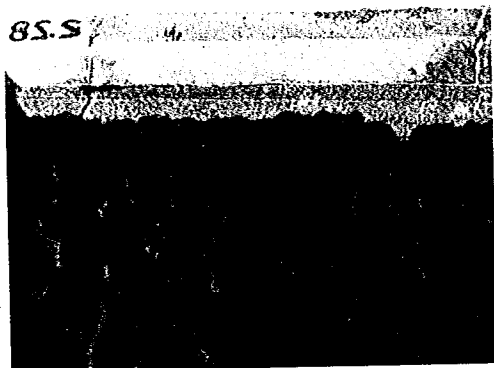


写真-2 <流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 時の黄瀬川河床状態、粗度係数が大きい因をなす>



写真-3 <流量 $300\text{m}^3/\text{sec}$ 時の黄瀬川河床状態、粗度係数が大きい因をなす>

計画河道実験 (ケース3 $Q=1200\text{m}^3/\text{sec}$)



写真-4 1.4km附近湾曲部における砂州の発達状況
<砂州は河中の $\frac{1}{2}$ 以上に達し、縦断方向には1.26~1.32km間にその先端を置く>

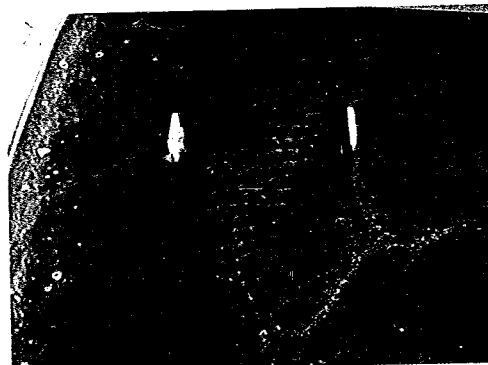


写真-5 1.0km附近湾曲部における砂州の発達
<砂州は河中の $\frac{1}{2}$ 以上に達し、その発達により黄瀬川大橋左岸側橋脚は埋没し始め、右岸側橋脚は洗掘が助長される>



写真-6 <本川の流量は、この時 $300\text{m}^3/\text{sec}$ であり、写真では本川の流は停滞し、黄瀬川流は黄瀬川左岸高水敷に乗り上げ、高水敷を洗掘して、さらに流れは狩野川左岸に衝突する>

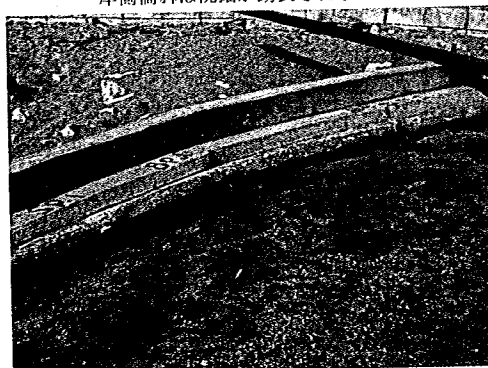


写真-7 2.0km附近湾曲部の洗掘
<護岸沿いの洗掘が2.0~1.7km附近まで非常に大きい>

計画河道実験 (ケース3 $Q=1200\text{m}^3/\text{sec}$)

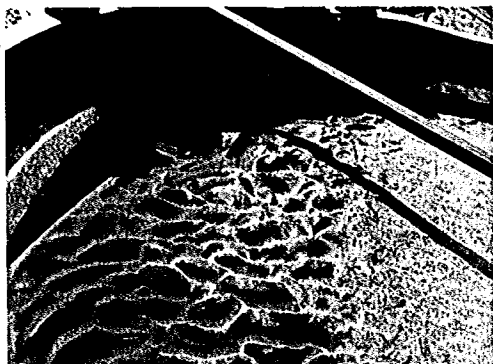


写真-8 1.4km附近湾曲部の洗掘
 <1.44km断面においては、その護岸沿いの洗掘が十数mにも達する>



写真-9 1.0km附近湾曲部の洗掘
 <1.08km附近の最大十m程度の洗掘を示す>

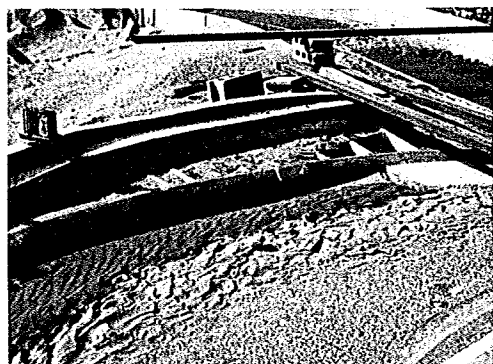


写真-10 合流点附近洗掘
 <合流点上流護岸沿いの洗掘深は2~5mでその範囲は0.6km附近にまで及ぶ>

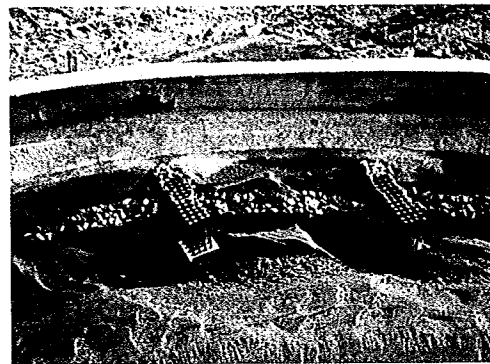


写真-12 1.4km附近湾曲部の洗掘
 <水制工頭部の洗掘が非常に目立つとともに各水制上流側も掘られる>

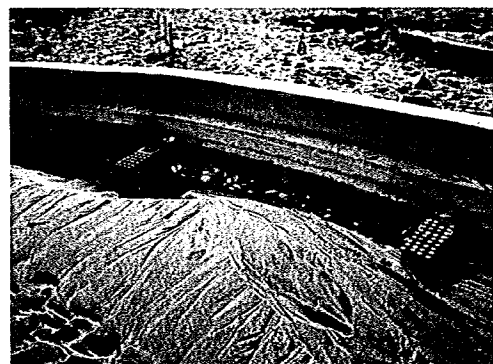


写真-13 2.0km附近湾曲部の流掘洗
 <護岸沿いの洗掘は水制、根固工の効果により少なくなり、護岸の維持はしやすい状態である。またケース10と比べて河床面は滑らかである。>



写真-14 合流点附近の洗掘
 <帯工により高水敷の洗掘をある程度防いでいるが完全なものにするためには表面処理(表面を玉石に置き換える等)の必要がある。また護岸沿いの洗掘においては水制、根固の効果がよくあらわれる>

計画河道実験 (ケース12 $Q=1215\text{m}^3/\text{sec}$)

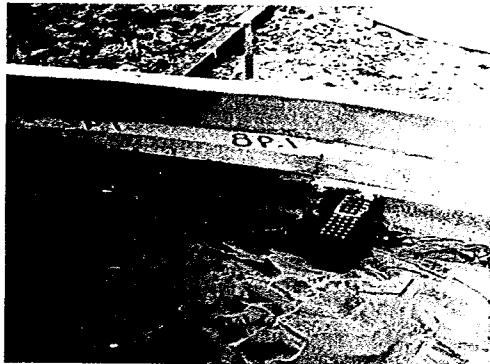


写真-15 2.0km附近湾曲部の洗掘
 <写真が示すように護岸沿いの洗掘深は写真
 -7 及び写真-13と比べて更に小さくなる>

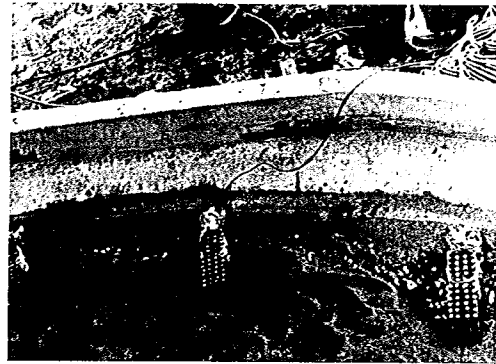


写真-16 1.4km附近湾曲部の洗掘
 <写真-8 及び写真-12と比べ洗掘深は相当
 小さい>

計画河道 (ケース13ピーク $Q=1215\text{m}^3/\text{sec}$)

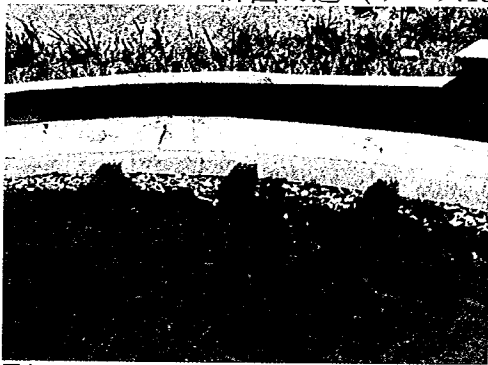


写真-17 1.4km附近湾曲部の状況
 <水制間隔が狭いため水制間の洗掘はケース
 12よりも小さいものとなり、土砂移動も流速
 減少により少なくなる>

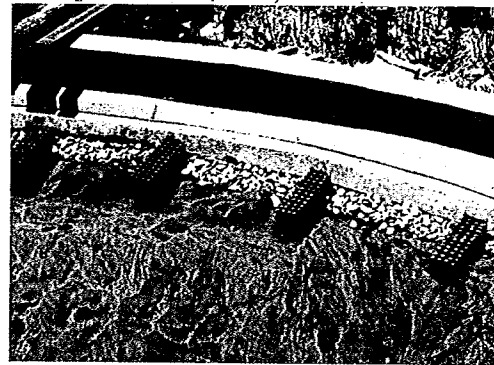


写真-18 1km附近湾曲部の状況
 <写真-17と同様のことがいえる>

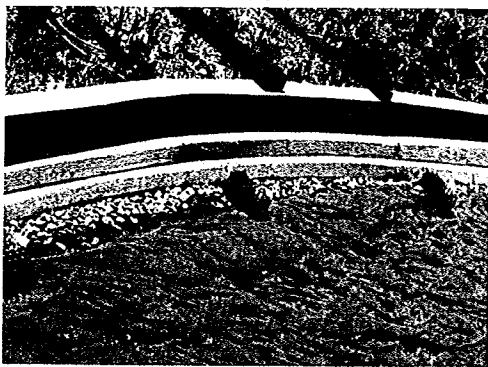


写真-19 2.0km附近湾曲部の状況
 <ほとんど問題は少ない>

将来計画河道実験 (ケース26 $Q=2200\text{m}^3/\text{sec}$)



写真-21 1.4km附近砂州の発達

〈砂州は計画河道時にまして発達し、幅及び砂州高はより大きくなる。砂州の先端は1.32～1.26km 間にある〉

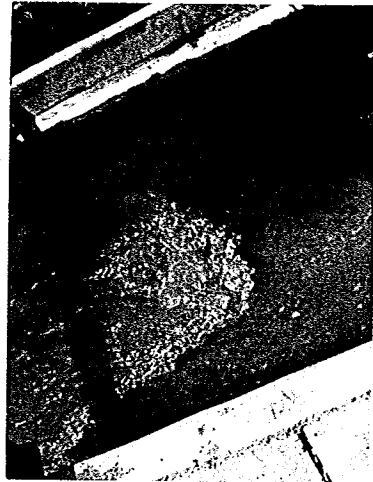


写真-22 1.3kmの落差工上の流れ

〈左岸側においては多少落差工の効果がみられるが、特に右岸側は土砂により埋没し、効果がほとんどみられない〉

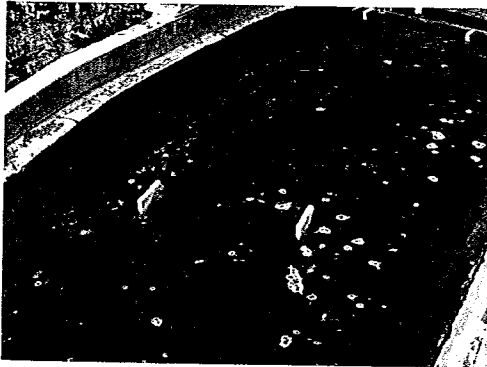


写真-23 1.0km附近湾曲部の流れ

〈右岸側には上流の砂州上から落ちこむ流れが護岸にそって上昇する。また、護岸沿を流れる流れと前記の流れにより、らせん流を形成することは1.4km附近湾曲部と同様である。〉

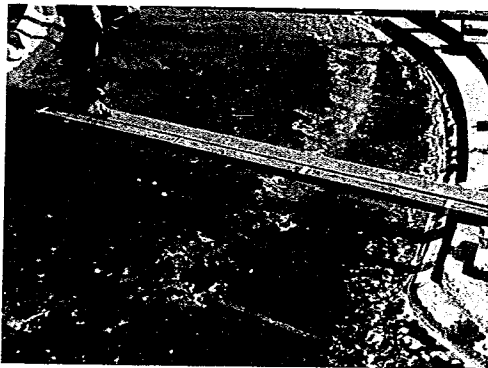


写真-24 合流点附近の流れ

〈高水敷上の流れが非常に速く、洗掘が進行する。但し対策工として帯工が入っている〉

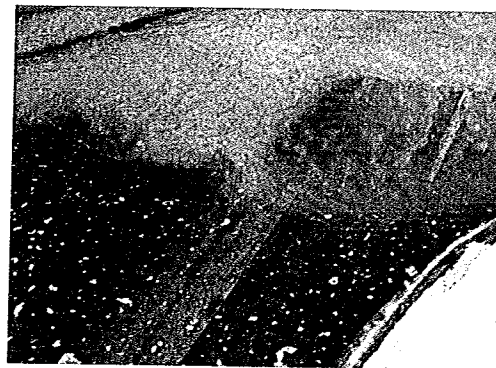


写真-25 合流点上流狩野川の流れ

〈黄瀬川流の影響で狩野川の流れは停滞し、水位は上昇する〉



写真-26 合流点の通水後河床状態
 <渦の発生により、深掘れ(円形状)が生じている>

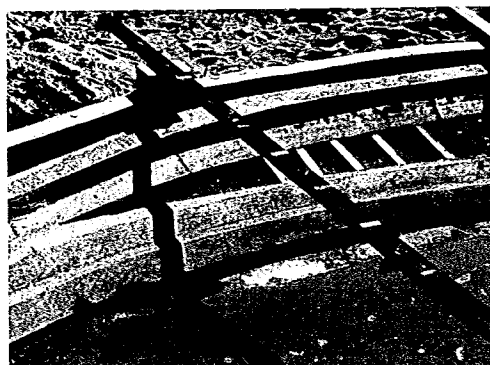


写真-27 合流点上流(黄瀬川)
 <護岸沿いにはモルタル河床が露出し(6m洗掘)また高水敷上の洗掘も大きい。但し、水制、根固等の洗掘対策工はなし>



写真-28 1.3km落差工
 <右岸側は土砂で埋没し効果なし>



写真-29 2.0km落差工
 <左岸側は土砂で埋没、効果なし>



写真-30 0.6km落差工
 <ほとんど土砂で埋没し、効果がない>

暫定計画河道実験(ケース29ピーク $Q=83\text{km}^3/\text{sec}$)



写真-32 2 km上流の状況
 <流線はほとんどまっすぐである。水位は本文に示す通りである>

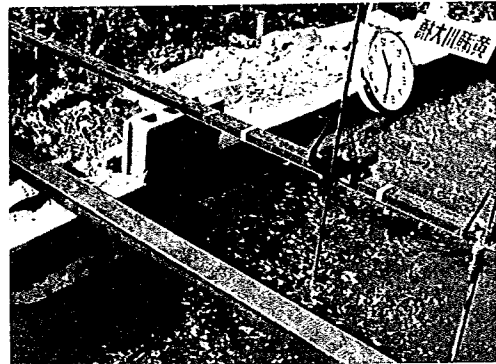


写真-33 1.0km湾曲部下流側の状況
 <写真でみるように0.84km右岸側の法線形は、上流水位を堰上げる形状をとっている>

暫定計画河道実験(ケースNo.0 $Q=1200\text{m}^3/\text{sec}$)

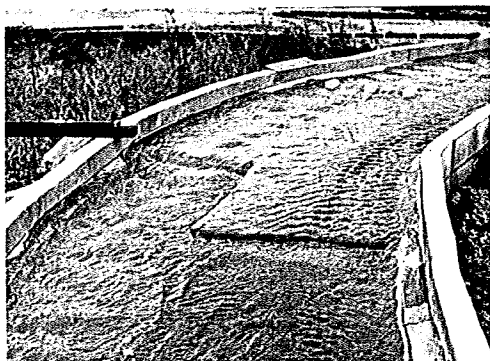


写真-34 新田川用水堰
 <流量 $1200\text{m}^3/\text{sec}$ では用水堰直下流で水位は堤防を越水する。用水堰の上流では特に水位は高い>



写真-35 1.4km附近湾曲部
 <砂州の発達により水位は上昇し、横断水位差は大きい>

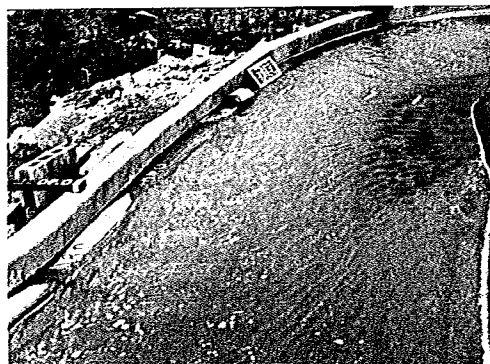


写真-36 1.0km附近湾曲部とその下流

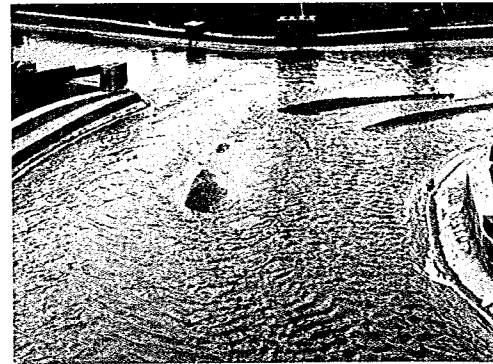


写真-37 合流点の状況
 <現況河道の高水敷上を流下>

暫定計画河道実験 (ケースNo. 31、ピーク流量 $1215\text{m}^3/\text{sec}$)



写真-39 2.0km附近状況

〈左岸側は堆積傾向にあり、右岸側は洗掘傾向となる〉



写真-40 1.4km附近状況

〈砂州は規模の大きいものであるが、1.4km附近右岸側の計画堤までの掘削により張出しは少なくなる〉



写真-41 1.0km附近状況

〈下流0.7km附近の砂州は発達する傾向にある〉

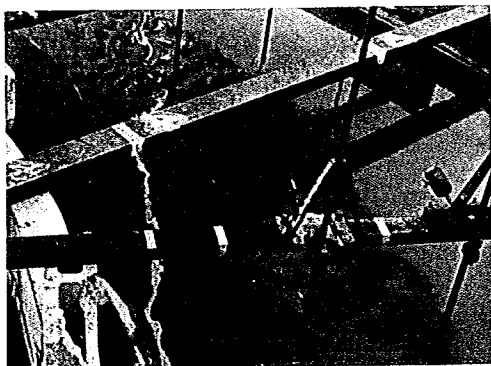


写真-42 1.0km附近状況

〈突出部(元パチンコ屋)の天端は掘られる傾向にあるが中は下流で増す傾向にある〉



写真-43 合流点附近状況

〈本川への砂州の張出しが目立つ〉

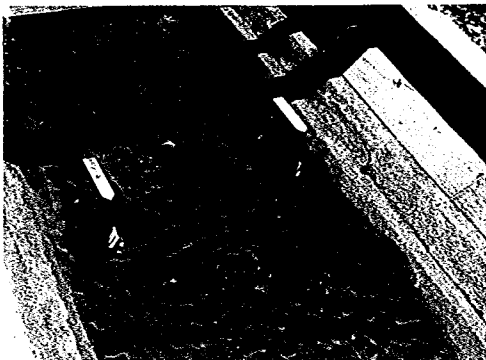


写真-44 御殿場線鉄橋
 <右岸側ピアの右側は護岸と同ピアの影響を
 うけ深掘れされる>



写真-45 東海道線鉄橋

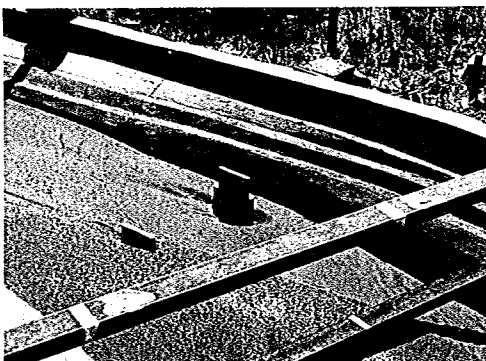
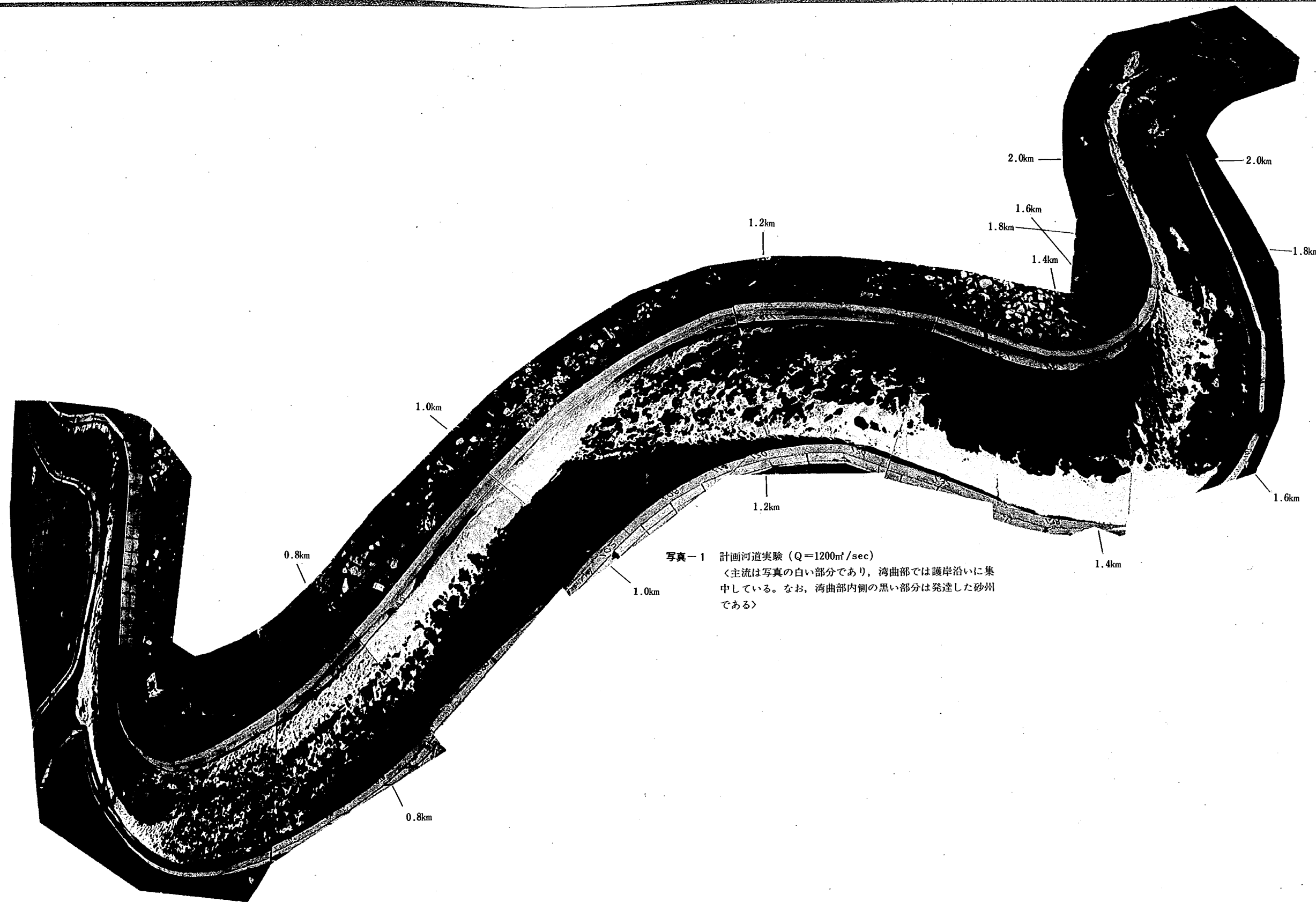


写真-46 黄瀬川大橋
 <右岸側ピアは湾曲流の影響を強く受け深掘れされる>



写真-47 黄瀬川橋
 <右岸側ピアは写真-44と同様好ましくない
 位置に配置されていると思われる>



写真一 計画河道実験 ($Q=1200\text{m}^3/\text{sec}$)

〈主流は写真の白い部分であり、湾曲部では護岸沿いに集中している。なお、湾曲部内側の黒い部分は発達した砂州である〉

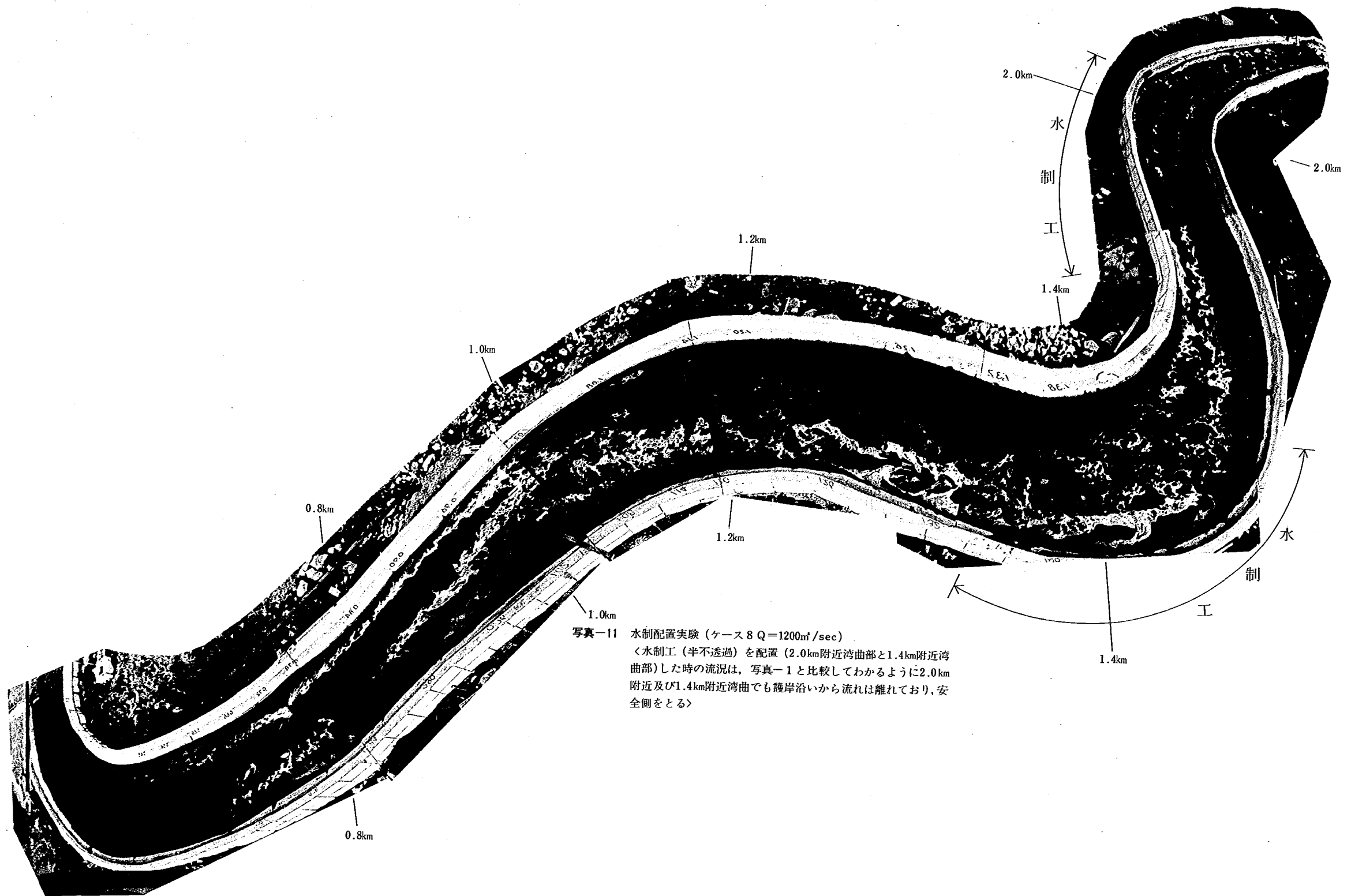


写真-11 水制配置実験 (ケース 8 $Q=1200\text{m}^3/\text{sec}$)
 <水制工 (半不透過) を配置 (2.0km附近湾曲部と1.4km附近湾曲部) した時の流況は、写真-1と比較してわかるように2.0km附近及び1.4km附近湾曲部でも護岸沿いから流れは離れており、安全側をとる>

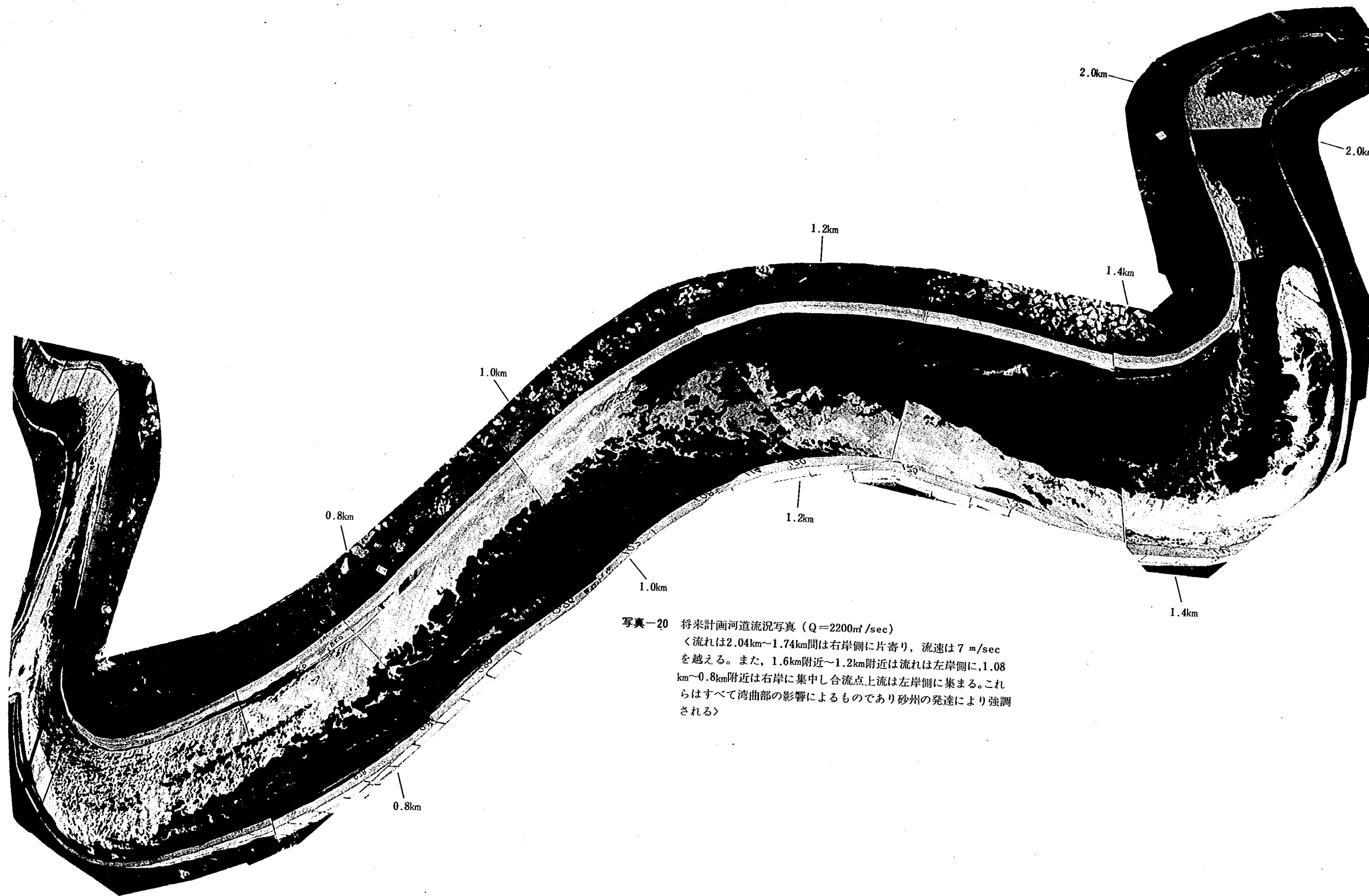


写真-20 将来計画河道流況写真 ($Q=2200\text{m}^3/\text{sec}$)

＜流れは2.04km～1.74km間は右岸側に片寄り、流速は7 m/secを越える。また、1.6km附近～1.2km附近は流れは左岸側に、1.08km～0.8km附近は右岸に集中し合流点上流は左岸側に集まる。これらはすべて湾曲部の影響によるものであり砂州の発達により強調される＞

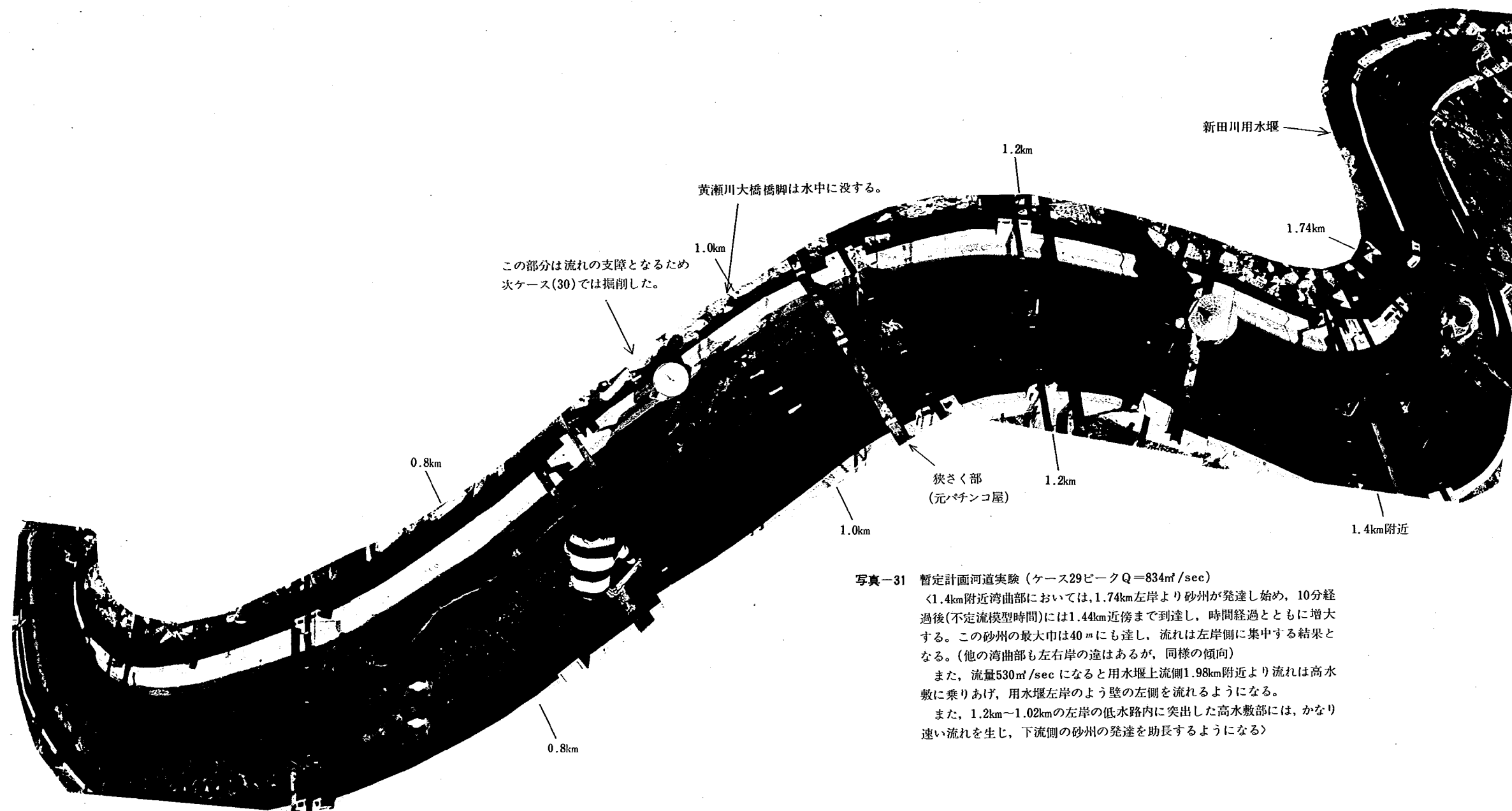
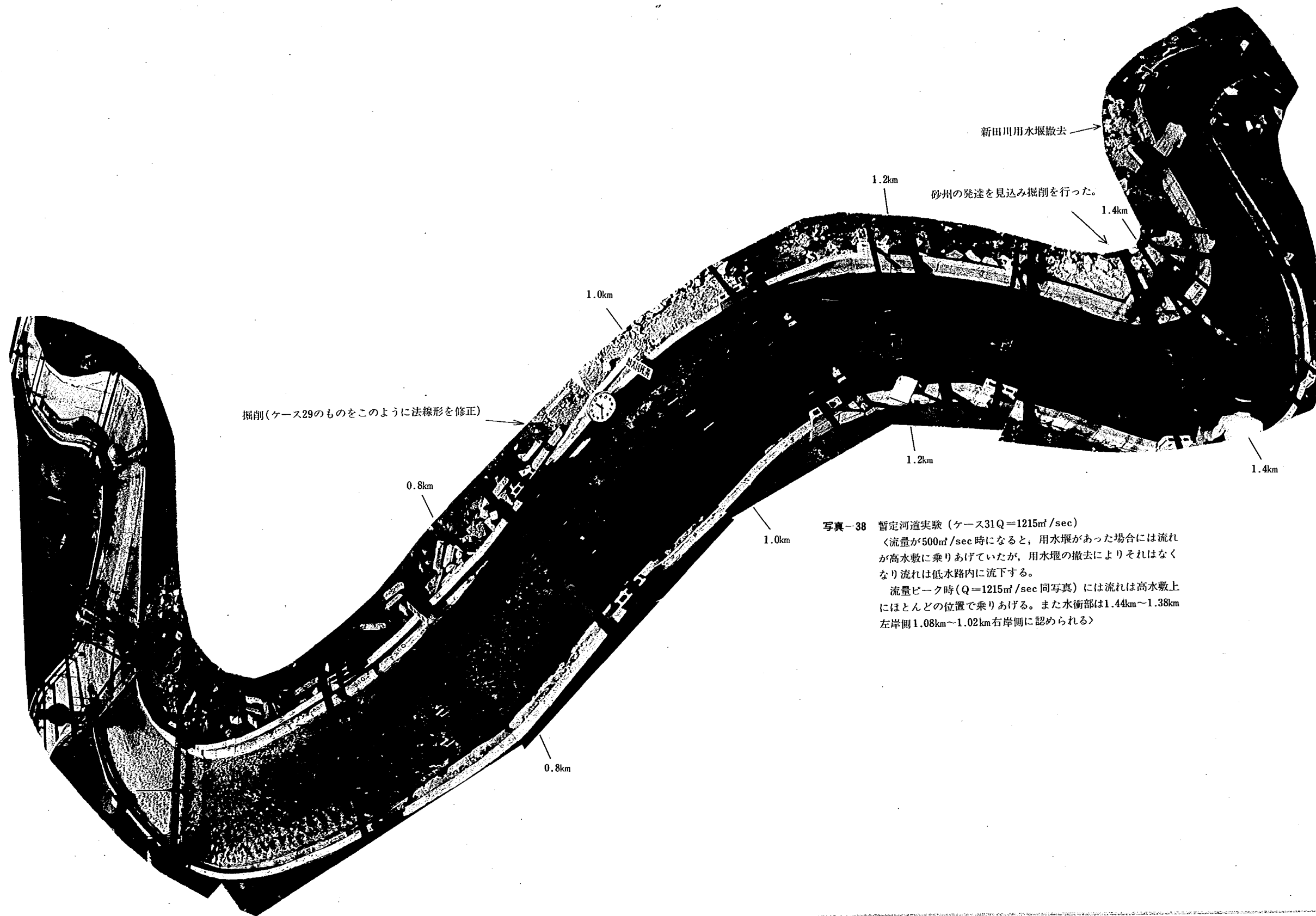


写真-31 暫定計画河道実験 (ケース29ピーク $Q=834\text{m}^3/\text{sec}$)

＜1.4km附近湾曲部においては、1.74km左岸より砂州が発達し始め、10分経過後(不定流模型時間)には1.44km近傍まで到達し、時間経過とともに増大する。この砂州の最大巾は40 mにも達し、流れは左岸側に集中する結果となる。(他の湾曲部も左右岸の違はあるが、同様の傾向)

また、流量 $530\text{m}^3/\text{sec}$ になると用水堰上流側1.98km附近より流れは高水敷に乗りあげ、用水堰左岸のよう壁の左側を流れるようになる。

また、1.2km～1.02kmの左岸の低水路内に突出した高水敷部には、かなり速い流れを生じ、下流側の砂州の発達を助長するようになる。



新田川用水堰撤去

砂州の発達を見込み掘削を行った。

掘削(ケース29のものをこのように法線形を修正)

写真-38 暫定河道実験(ケース31 $Q=1215\text{m}^3/\text{sec}$)

〈流量が $500\text{m}^3/\text{sec}$ 時になると、用水堰があった場合には流れが高水敷に乗りあげていたが、用水堰の撤去によりそれとはなくなり流れは低水路内に流下する。

流量ピーク時($Q=1215\text{m}^3/\text{sec}$ 同写真)には流れは高水敷上にほとんどの位置で乗りあげる。また水衝部は $1.44\text{km}\sim 1.38\text{km}$ 左岸側 $1.08\text{km}\sim 1.02\text{km}$ 右岸側に認められる〉