

### 5-3 第二回水理模型実験概要書

# 水 理 模 型 実 験 概 要 書

(その2)

平成8年度実施

# 目 次

	頁
第1章 業務の背景 .....	1
第2章 平成7年度の実験結果の概要と課題 .....	3
2.1 施設の選定理由 .....	3
2.2 実験結果の概要 .....	6
2.3 残された課題と対応策 .....	7
第3章 実験目的と検討内容 .....	8
第4章 実験概要 .....	10
4.1 概念モデルの考え方 .....	10
4.1.1 概念モデルの考え方について .....	10
4.1.2 歪み模型について .....	10
4.2 流砂量式の検討実験 .....	13
4.2.1 流砂量式の検討の必要性 .....	13
4.2.2 実験概要 .....	14
4.2.3 実験ケースと条件 .....	16
4.3 3次元歪み模型実験 .....	17
4.3.1 実験概要 .....	17
4.3.2 水路幅の検討 .....	17
4.3.3 模型概要 .....	24
4.3.4 実験条件と実験ケース .....	27
4.3.5 河床変動の時間縮尺 .....	31
4.4 抽出実験 .....	33
4.4.1 実験概要 .....	33
4.4.2 実験条件と実験ケース .....	34
第5章 実験結果 .....	37
5.1 流砂量式の検討実験（ケース1） .....	37
5.2 3次元歪み模型実験 .....	40
5.2.1 平衡河床再現実験（ケース2） .....	40
5.2.2 分流構造物設置実験（1）（ケース3） .....	45

	頁
5.2.3 分流構造物設置実験（Ⅱ）（ケース4） .....	54
5.2.4 分流構造物設置実験（Ⅲ）（ケース5） .....	58
5.3 抽出実験 .....	62
第6章 考 察 .....	64
6.1 歪み模型に適用する流砂量式に関する考察 .....	64
6.2 河床変動（流路幅）に関する考察 .....	67
6.3 1次元河床変動計算による考察 .....	70
6.4 分流施設の効果と分流量に関する考察 .....	73
6.5 各水路の河床低下量の予測 .....	79
6.6 分流施設周辺の洗掘対策に関する考察 .....	81
第7章 ま と め .....	85
7.1 歪み模型上の流砂量式 .....	85
7.2 分流施設の機能比較 .....	85
7.3 分流堰上下流の護床工 .....	89
7.4 導流堤沿いの根固工 .....	91
< 巻末資料 >	
3次元歪み模型実験流況写真 .....	D-1
抽出実験流況写真 .....	D-11

## 第1章 業務の背景

ミクワンパチャド地域は、ミクワンヒルトレントから供給される大量の土砂によって形成された東西約20km、南北約20kmにも及ぶ扇状地である。年間の降雨量は300mm以下であるが、降雨は雨期の7～9月に集中するためその時期に洪水が発生する。

扇状地は、北側の2/3が水利権を持つ灌漑地区であり、南側の1/3は水利権を持たない区域となっている。水利権を持たない区域の水路はエスケープと呼ばれており、扇状地の扇端にはD. G. Khan灌漑水路（カナル）がある。

（図-1.1参照）

ミクワン地区では、この洪水により灌漑用水を確保する洪水灌漑が伝統的に行われており、洪水が重要な水資源となっている。一方、この地区では洪水を制御するための施設が完成しておらず、毎年のように洪水による農業の被害が発生しており、地域住民にとって洪水被害は深刻な問題となっている。このため、この広い範囲で洪水を安全に、かつ効率よく分流・導流するための構造物が必要になっており、机上検討では説明が難しい土砂の移動現象を踏まえた構造物の機能と効果を評価することを目的に、平成7年度に水理模型実験による検討を行った。しかし、平成7年度に実施した移動床実験では、現地の河床材料が平均粒径で0.3mmと非常に細かく、実験に使用した入手可能な最も細かい砂（平均粒径0.16mm）では現地の河床材料を模型縮尺1/50に縮小した大きさ（0.006mm）に一致させることができなかった。

その結果、現地では平坦～砂堆の河床形態であるのに対して、実験では流れが集中する（水深が大きくなる）一部の範囲で平坦～砂堆の河床形態を示すものの、全体的には砂れんの河床形態となり、現地と実験とで河床形態が一致しないことが確認された。河床形態が一致しないということは土砂の移動現象の相似が成り立たないことであり、移動床実験で得られた河床変動結果やミクワン堰の分流量と堰周辺の河床洗掘深をそのまま判断基準とするのには問題があることがわかった。このため、実験と現地の河床形態を同じにするためには、流砂現象の相似を実現できる水平方向と鉛直方向の縮尺が異なる歪み模型での検討が必要であり、その検討結果と平成7年度の検討結果を踏まえた上で分流施設に関する総合評価を行うこととなった。

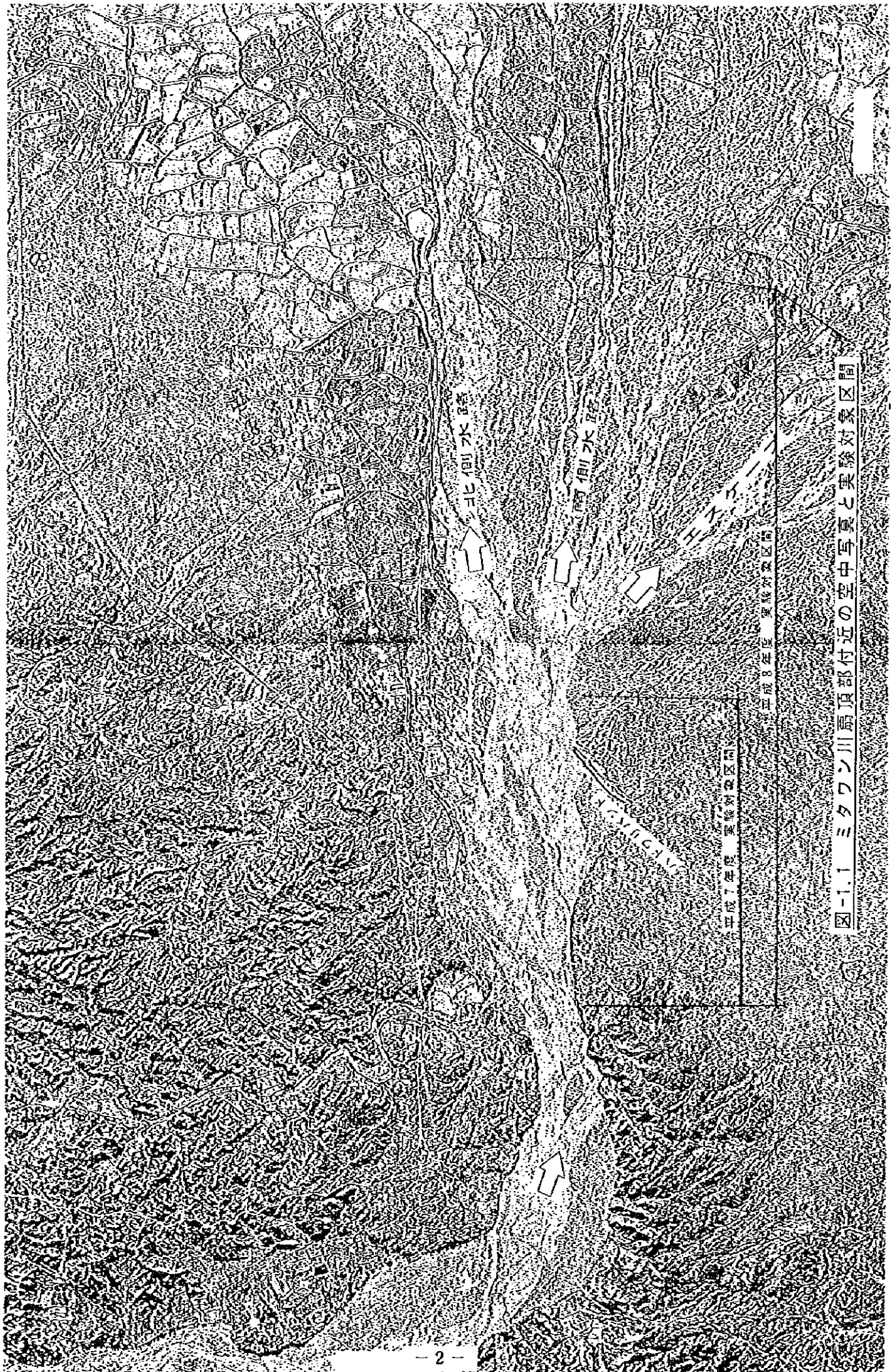


図-1.1 ミタワン川扇頂部付近の空中写真と実験対象区間

## 第2章 平成7年度の実験結果の概要と課題

### 2.1 施設の選定理由

#### (1) 分流堰の設置位置の選定理由

河床勾配の変化点や流路の分岐点は、土砂の堆積や河床洗掘が生じやすく、河床変動の起点になる可能性が高い。このため、これらの地点で流れを制御すれば分流堰上下流の河床変動は比較的容易に制御することができる。候補地としては①河床勾配の変化点であるM2+100地点と②流路の分岐点であるM2+800地点があげられるが、ここでは3本の各水路へ導流堤の長さが短くて済むM2+800地点を第一候補、M2+100地点を第二候補に選定した（図-2.1, 2.2, 2.3参照）。

#### (2) ハドワリバンドの撤去理由

上記で選定した分流堰の位置から考えると、既設のハドワリバンドはいずれも流れを阻害することになり、分流堰を設置しても最適な分流効果が得られない恐れがあるため撤去すべきである（図-2.1, 2.2参照）。

#### (3) 横断構造物が縦断構造物のみに比べて有効な理由

3本の各流路は、今回の対象範囲よりも下流ににおいて河床縦断勾配が変化していることから現河床が平衡状態であるとは考えられず、今後下流からの土砂堆積溯上による河床上昇や洗掘による河床低下等の河床変動が生じる可能性がある。そのような各流路で発生すると予想される河床変動を、3本の流路が分岐する地点(M2+800)で制御することは各流路の安定化につながる。

今回提案した横断構造物と分流堤は水理的に見て3本の流路を完全に独立させる働きを持っており、各流路の河床の安定化を促すためには効果的であると考えられる。一方、導流堤のような縦断構造物のみでは導流堤上流部まで河床変動が進行した場合、横断方向の河床変動に対する制御効果は期待できないため、流れが1本の流路に集中する恐れがあり、また導流堤によって土砂と流水の横断方向の変化（扇頂部での首振り現象）を規制してしまう恐れがあることから、横断構造物は有効であると考えられる。

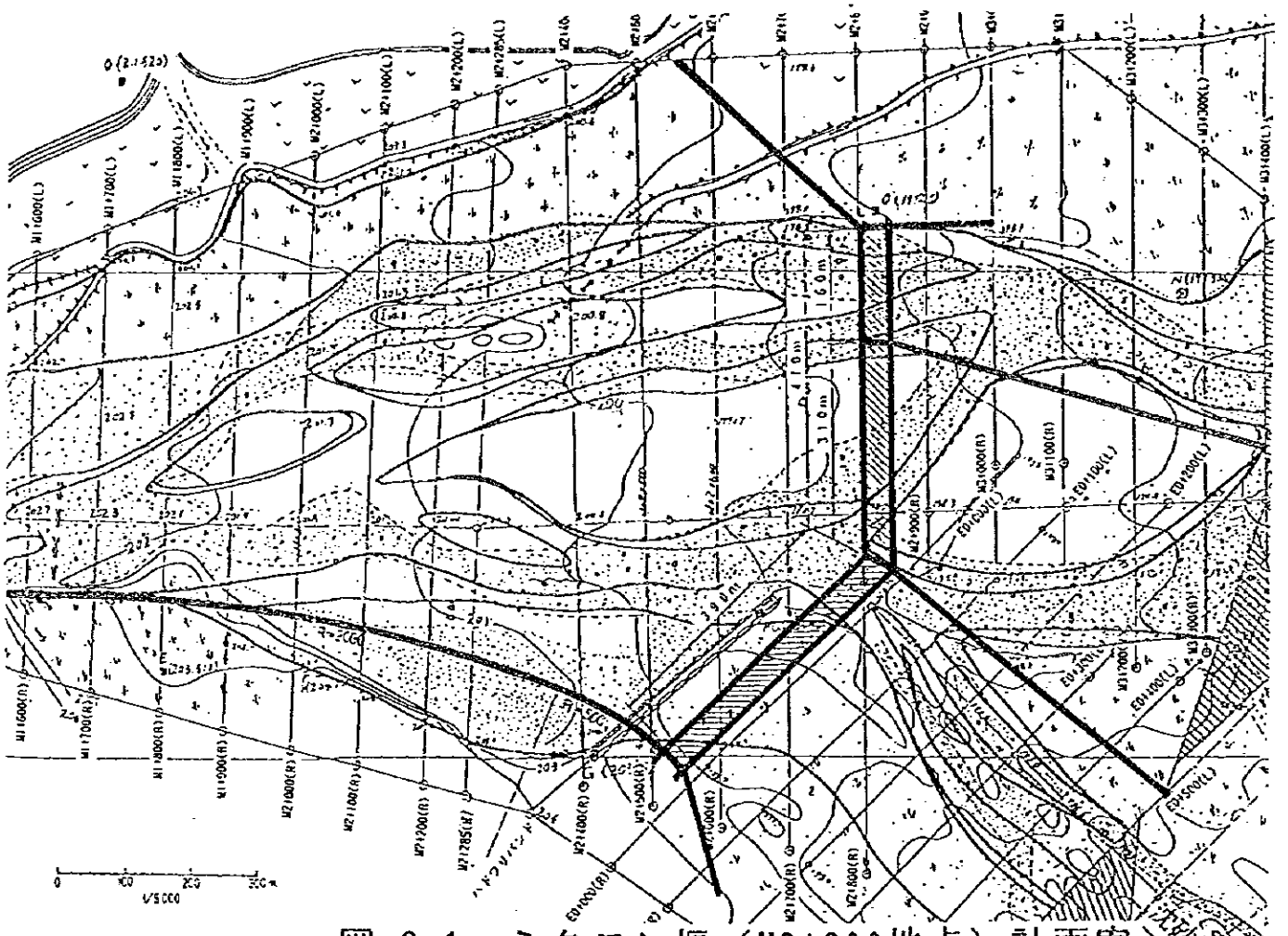


図-2.1 ミタワン堰 (M2+800地点) 計画案

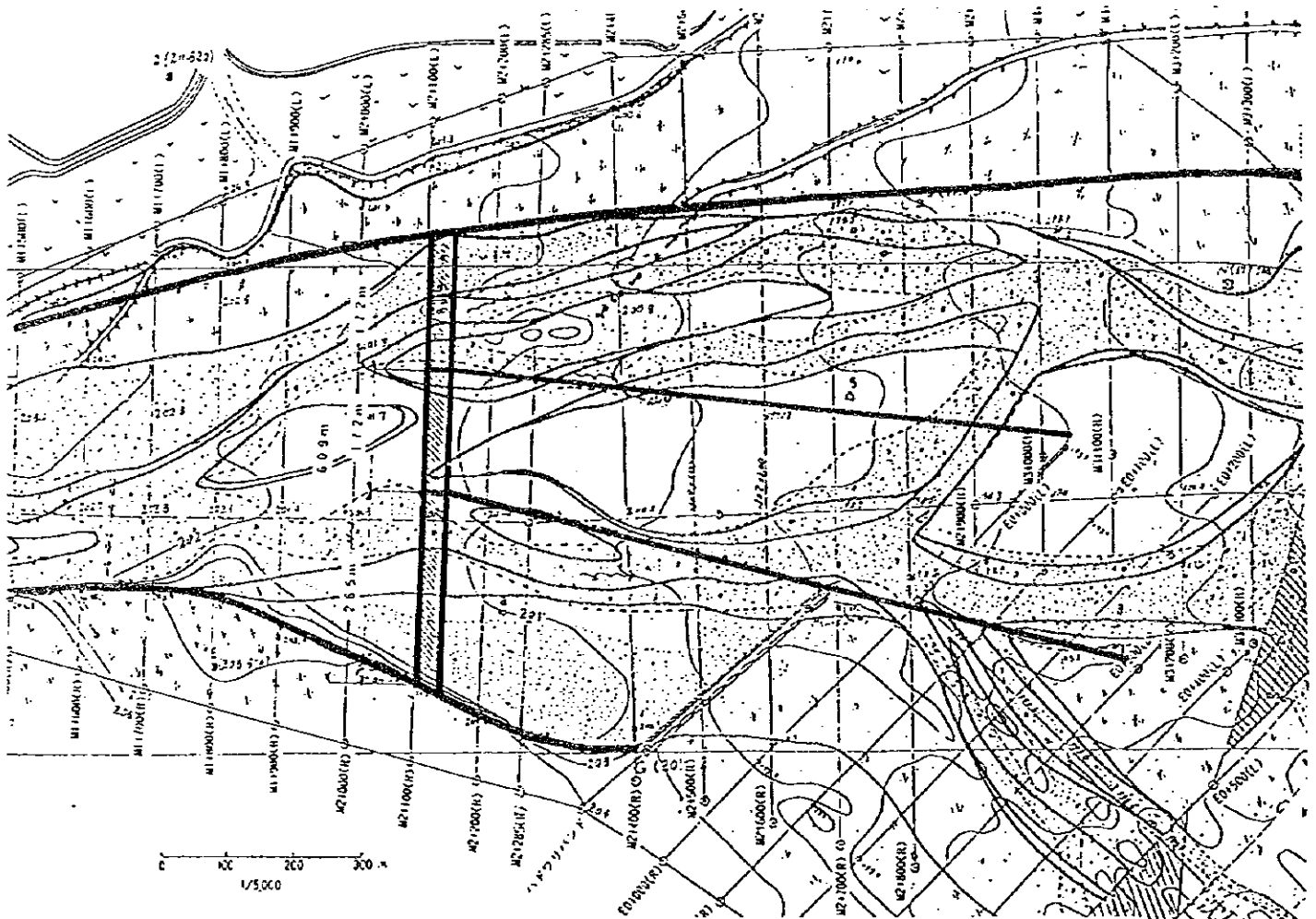


図-2.2 ミタワン堰 (M2+100地点) 計画案



凡	例
ミクワンズ川	北御水路
エスケープ	南御水路
	Escape
	.....

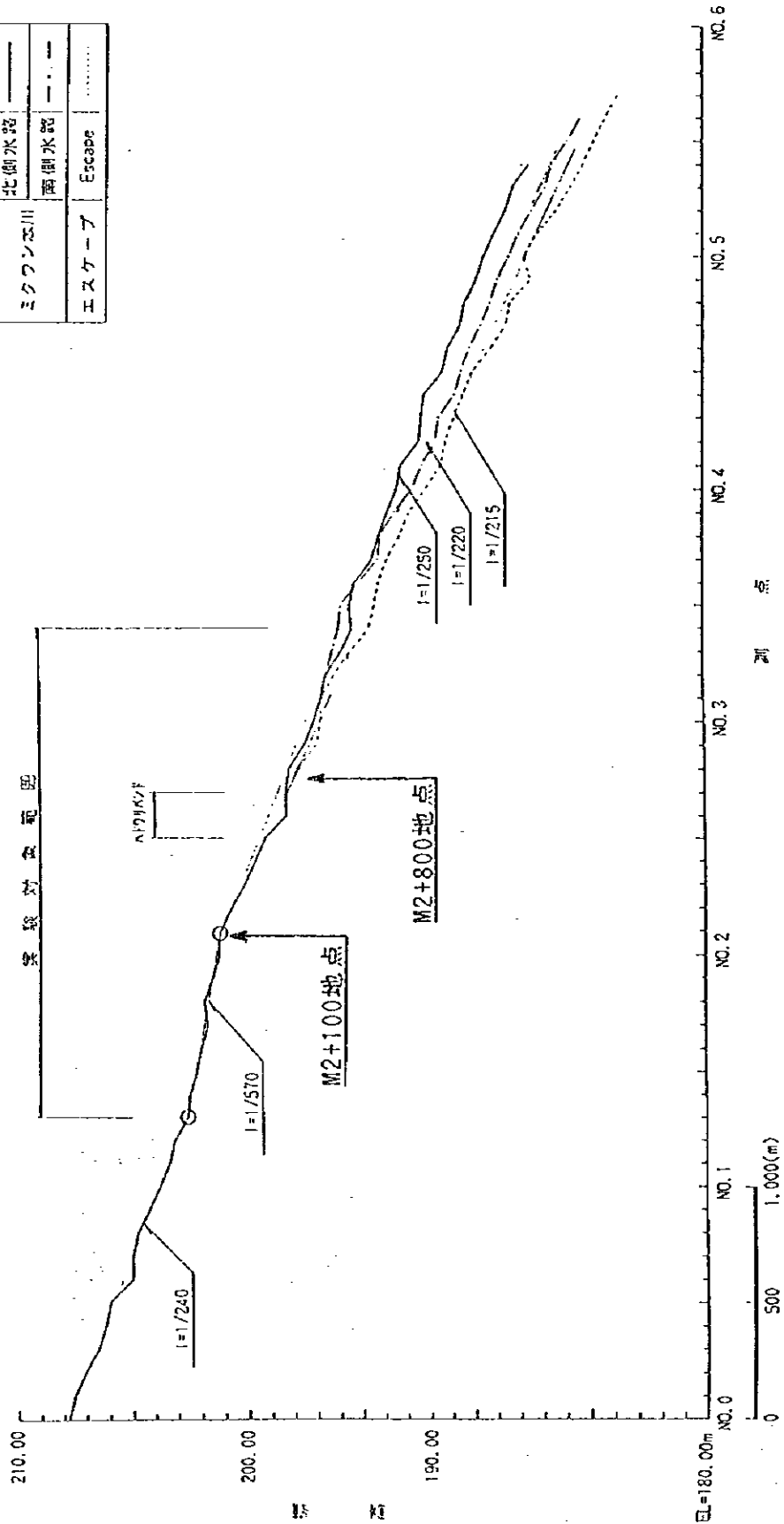


図-2.3 ミタワン川の最深河床高縦断面図とミタワン堰の計画地点



残された課題	今後の対応策																									
<p>(1) 現地では平坦～砂堆の河床形態であるのに対して、実験では流れが集中する（水深が大きくなる）一部の範囲で平坦～砂堆の河床形態を示すものの、全体的には砂れんの河床形態となり、現地と実験とで河床形態が一致しないことが確認された。</p> <p>現地と実験の河床形態が異なるということは、流砂現象の相図が成立しないことであり、移動床実験で得られた河床変動結果やミタワン堤の分流量と堤周辺の河床洗掘深をそのまま判断基準とするのには問題が残る。</p> <p>(2) 河床縦断勾配の変化点では土砂の堆積や洗掘が起やすく、河床変動の支配断面となる可能性が高い。このような位置は堰を建設したとき、その上下流の河床変動を制御しやすい点から分流量位置として適当である。また、流れが分岐する位置では分岐後の下流流路の方向を制御しやすいため、流れの分岐点は分流量の設置位置として適当である。このような条件を満たす位置としてM2+100地点とM2+800地点の2地点が候補にあげられた。</p> <p>この2つの候補地の特徴は次のとおりである。</p>	<p>今回実施した移動床実験の結果の妥当性を確認するために、高床内の各流路の平衡河床、ならびに堰設置後の各流路の河床変動を把握することが必要となる。このためには現在まで行ってきた実験とは異なる見地からの移動床実験である。</p> <p>実験に使用する河床材料をこれ以上細かい砂に変えることは難しいことから、河床形態を相似に保つためには模型の縮尺が水平方向と鉛直方向で異なる歪み模型による実験が有効な手段としてあげられる。また、堰の下流側に設置される導流堤の掘入れ深を定める上でも河床変動の把握が必要であることから、下流河道の掘り入れ範囲を延長する必要があると考えられる。</p>																									
<table border="1" data-bbox="614 1120 821 1982"> <thead> <tr> <th>場 所</th> <th>M2+100</th> <th>評 価</th> <th>M2+800</th> <th>評 価</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>河川縦断勾配変化点</td> <td>勾配変化点</td> <td>○</td> <td>ハドクリバンドの直下流</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>現在の主流路の分岐点</td> <td>短い</td> <td></td> <td>近い</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>導流堤の長さ</td> <td>長い</td> <td></td> <td>短い</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>川幅</td> <td>狭い</td> <td>○</td> <td>広い</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	場 所	M2+100	評 価	M2+800	評 価	河川縦断勾配変化点	勾配変化点	○	ハドクリバンドの直下流	○	現在の主流路の分岐点	短い		近い	○	導流堤の長さ	長い		短い	○	川幅	狭い	○	広い		
場 所	M2+100	評 価	M2+800	評 価																						
河川縦断勾配変化点	勾配変化点	○	ハドクリバンドの直下流	○																						
現在の主流路の分岐点	短い		近い	○																						
導流堤の長さ	長い		短い	○																						
川幅	狭い	○	広い																							
<p>以上のような選定基準により、第一候補をM2+800地点、第二候補をM2+100地点とした。ケース4では導流水路の減勢池において土砂堆積による洪水の消滅（堰の上下流の河床が連続する）が確認され、堰の機能が低下する恐れがあった。ケース5では、予定通水時間に到達する前に堰上流側で右岸沿いの河床低下が進んで流れがエクスコース側に集中し、堰の分流機能が保持できなくなる恐れがあることがわかった。この結果、この地点で堰を設置するには堰の上流側に補助的な施設が必要になることが予測される。</p> <p>上記の結果、川幅が狭く堰による分流の確保度が高い、第二候補地点のM2+100地点に堰を設置した場合についても合流機能の比較検討が必要である。</p>																										
<p>(3) 今回の模型取り入れ範囲では、堰下流の分流後の各流路の長さが十分でないため、堰設置後の河床変動について論ずることができない。</p> <p>河床変動が把握できなければ、堰や導流堤の掘入れ深が決まらなれないため、堰設置後の河床変動を予測することが堰の設計に必要となる。また、局状地の管理の観点からも将来の局状地の変化を定性的に把握しておく必要がある。現況の平衡河床および堰設置による河床変動を予測するためには、下流河道の延長が必要となる。</p>																										

### 第3章 実験目的と検討内容

平成7年度に実施した移動床実験では、現地（平坦～砂堆形成）と実験（砂れん形成）とで河床形態を一致させることができなかった。さらに、現地における洪水時の流砂量に比べて実験の流砂量が少ないのではないかという疑問が生じた。この原因の一つは、現地の河床材料が平均粒径 0.3mmの細砂であるため、縮尺模型(S=1/50)で粒径を相似させることができなかったことがあげられる。河床形態が異なるということは、流砂現象の相似が成立しないことであり、移動床実験で得られた河床移動の結果をそのまま構造物設計の判断材料とするには問題がある。

移動床実験を考えると、実験砂を現在使用している平均粒径0.16mmの砂よりも小さくすることは困難であることから、河床形態の相似を近似させて流砂現象を一致させるためには、水平縮尺に比べて鉛直縮尺が大きい歪み模型とする必要がある。歪み模型の場合には、局所洗掘のような局所的な現象が極端に現れることが予想されるが、現象としては危険側であり、それに対処するための設計は構造物としては安全側となる。

構造物を計画・設計する場合、扇状地における河床移動の特性を十分に把握し、将来起こるであろう現象を予測した上で計画・設計することは、長期に渡って構造物の安全性と機能を維持する点で有効である。このため、本実験は構造物の設計諸元の基準となるデータを測定するため、河床変動の相似が期待できる歪み模型を用いて検討することとした。

本実験の主な検討内容は次のとおりである。

#### (1) 流砂量式の検討実験

現地の流砂現象との整合を図り、歪み模型の検討に適した給砂量を求めるため、2次元水路を用いた予備実験から流砂量式を求める。

#### (2) 3次元歪み模型実験

河床高の変化や水路幅の変化を平均化した概念模型を用いて構造物の設置と分流量の関係及び河床変動の状況を把握する。

##### ①無施設時の検討

##### ②分流構造物（分流堰＋導流堤）の検討

③分流構造物（導流堤のみ）の検討

④分流堰の設置位置の検討

### (3) 分流堰の抽出実験

歪み模型実験で観察された分流堰周辺の洗掘規模について定量的に把握するため、水平縮尺と鉛直縮尺が同じ分流堰を2次元水路に設置し、構造物の根入れ深や護床工の設置範囲を求める。

## 第4章 実験概要

### 4.1 概念モデルの考え方

#### 4.1.1 概念モデルの考え方について

平成7年度に実施した移動床実験の結果、現地の河床材料の平均粒径が $d_{50}=0.3\text{mm}$ の細砂であるため、縮尺模型( $S=1/50$ )で粒径を相似させることができず、河床形態を現地と模型とで一致させることができなかつた。このため、河床形態の相似をある程度近似させるためには、水平方向と鉛直方向の縮尺が同じ模型では定量的な把握や解釈に限界があり、水平方向に比べて鉛直方向の縮尺が大きい歪み模型とする必要がある。

しかし、歪み模型の場合には流れの集中による局所洗掘等の河床変動量については一致しないと考えられるため、今回の歪み模型による移動床実験は扇状地形に形成された各流路のマクロ的な河床変動の概要を把握するという観点から、今回実施する3次元模型は概念モデルとして位置づけることとする。

#### 4.1.2 歪み模型について

ここでは歪み度（水平縮尺 $X_r$ と鉛直縮尺 $h_r$ の比 $\alpha = X_r/h_r$ ） $\alpha$ の違いによる河床抵抗の変化を比較検討し、現地との河床形態の相似の成立が見込まれる歪み度 $\alpha$ を求めた。

##### (1) 歪み度と流量の関係

歪み度 $\alpha$ の検討は、模型取り入れ範囲の延長と実験施設の給水能力を考慮して $\alpha=4, 5, 6$ の3種類とした。歪み度と水平縮尺・鉛直縮尺ならびに流量の関係を表-4.1に示す。ただし、水平縮尺 $X_r=X_p/X_m$ 、鉛直縮尺 $h_r=h_p/h_m$ であり、添字の $p$ は現地の値、 $m$ は実験の値である。

表-4.1 歪み度と縮尺・流量の関係

水平縮尺： $X_r$	鉛直縮尺： $h_r$	歪み度： $\alpha$ $\alpha = X_r/h_r$	現地流量 $Q_p(\text{m}^3/\text{sec})$	実験流量* $Q_m(\ell/\text{sec})$
150	25	6	400~2500	21.3~133
150	30	5	400~2500	16.2~101
150	37.5	4	400~2500	11.6~72.6

\* $Q_r=Q_p/Q_m$ は、 $Q_r=h_r^{3/2} \cdot X_r=\alpha \cdot h_r^{5/2}$  である。

(2) 歪み度と水理量の縮率

各歪み度と水理量(水深、粗度係数、無次元掃流力)の縮率を表-4.2, 4.3に示す。各歪み度のときの水理量について検討する。検討項目は粗度係数、水深、無次元掃流力である。それらの縮率を以下に表す。

・粗度係数： $n_r = n_p / \alpha^{1/2}$

・無次元掃流力： $\tau_{*r} = \tau_{*p} / (\alpha \cdot dr)$

ここに、 $dr$ は砂の粒径の縮率であり今回の実験でも平成7年度の実験と同様の砂を使用することから $dr = dp/dm = 0.3\text{mm}/0.16\text{mm} = 1.875$ となる。

対象とする流路は、実験における河床形態が最も現地と近似しにくいと考えられる河床勾配が最も緩い模型取り入れ範囲の上流部分とした(河床勾配 $i_p = 1/570$ 、流路幅 $B_p = 375\text{m}$ )。ただし、水深は $R = h$ として Manningの式を使用した。粗度係数 $n_p = 0.03\text{sec}/\text{m}^{1/3}$ である。

表-4.2 各歪み度における縮率

項目	歪み度 $\alpha$		
	$\alpha = 4$	$\alpha = 5$	$\alpha = 6$
水平距離： $X_r = X_p / X_m$	150	150	150
水深： $h_r = h_p / h_m$	37.5	30	25
勾配： $i_r = i_p / i_m$	0.25	0.2	0.167
流量： $Q_r = Q_p / Q_m$	34446	24648	18750
粗度係数： $n_r = n_p / n_m$	0.91	0.79	0.70
無次元掃流力： $\tau_{*r} = \tau_{*p} / \tau_{*m}$	5.0	3.2	2.22

表-4.3 歪み度による粗度係数、水深、無次元掃流力の変化

項目		歪み度 $\alpha$		
		$\alpha = 4$	$\alpha = 5$	$\alpha = 6$
粗度係数	$n_p$	0.030sec/m <sup>1/3</sup>		
	$n_m$	0.033	0.038	0.043
水深	$h_p$	1.47m~2.24m		
	$h_m$	3.9cm~6.0cm	4.9cm~7.5cm	5.9cm~9.0cm
無次元掃流力	$\tau_{*p}$	5.23 ~ 7.92		
	$\tau_{*m}$	1.05~1.58	1.63~2.48	2.66~3.56
フルード数 $Fr$		0.48 ~ 0.51		
粒度水深比 $h_m/d_m$		243~375	306~469	369~563

\*流量は現地量で1000 m<sup>3</sup>/sec~2000 m<sup>3</sup>/secの範囲とした。

### (3) 歪み度 $\alpha$ の選定

表-4.3の結果をもとに、実験において平坦～反砂堆の河床形態が得られると予想される歪み度について検討した。

ここでは、無次元掃流力と流速係数、粒径水深比の関係から河床形態が分かる図-4.1 (山本晃一著：沖積河川学, pp. 396)を用いて実験水路での河床形態について考えてみた。図の適用範囲としては砂の粒径が0.02cmの場合であり、実験で使用する砂の粒径は  $d_m=0.16\text{mm}$  であることから得られる結果には若干の違いが生じると考えられるが、実験水路での概略の河床形態を知ることが目的であるので、ここではこの図を使用することとした。粒径水深比は表-4.3に示す通りである。

その結果、 $\alpha = 4$  の場合が平坦～反砂堆の領域にあり、 $\alpha = 5, 6$  は完全に反砂堆の領域に達していることがわかる。また、粗度係数の縮率を考えると歪み率  $\alpha$  は  $\alpha = 4$  とすることで現地での粗度係数をほぼ近似できる。

したがって、現地との粗度係数と河床形態の相似の成立が見込まれる歪み度  $\alpha$  としては  $\alpha = 4$  が適当であると考えられ、今回のミタワン堰水理模型実験の歪み模型の歪み度は  $\alpha = 4$  として実験を実施することとした。

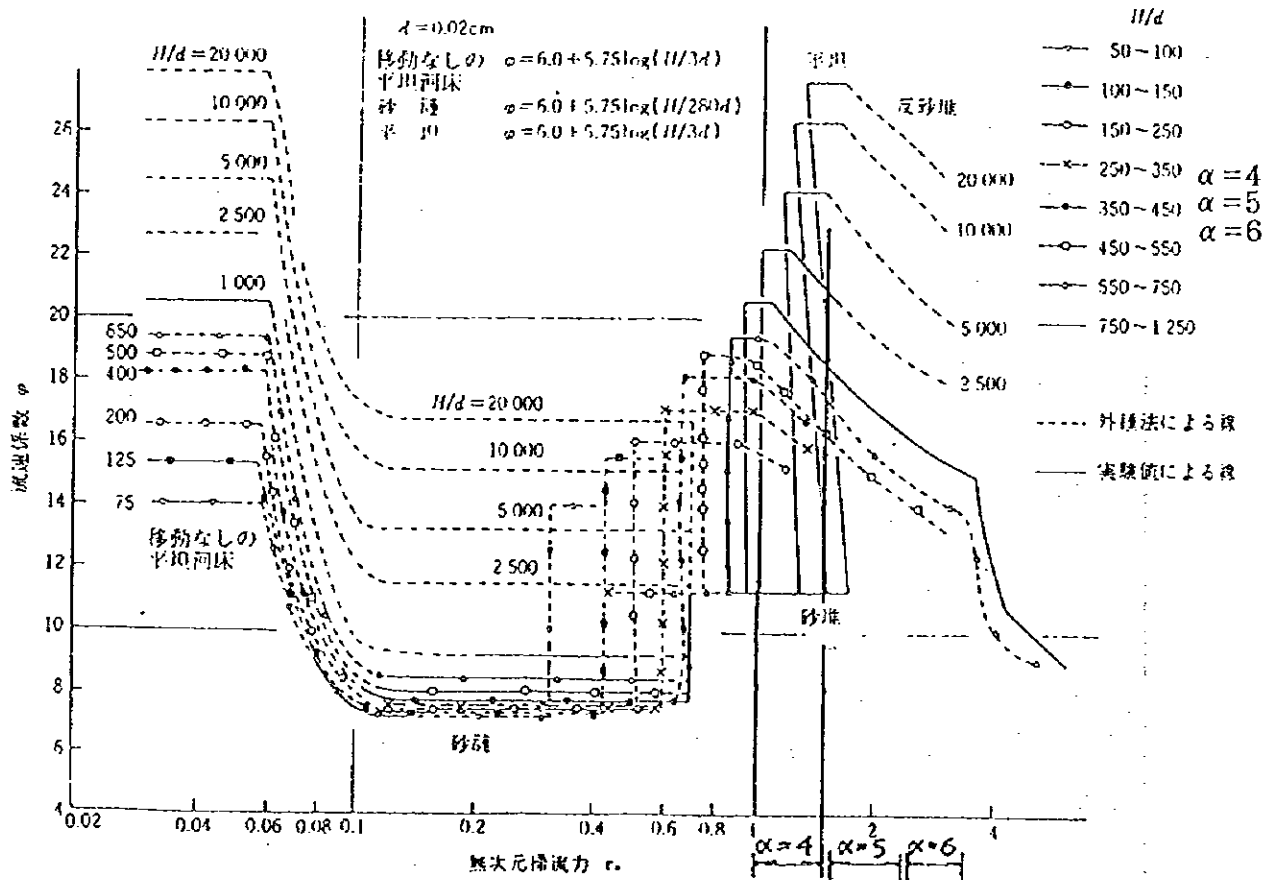


図-4.1  $\psi$  と  $\tau^*$  の関係 ( $d=0.02\text{cm}$  の場合)



## 4.2 流砂量式の検討実験

### 4.2.1 流砂量式の検討の必要性

流砂量式の検討の必要性については巻末資料-1の現地調査報告書に記述しているため、ここではその概要について記述する。

平成7年度の移動床実験では浮遊砂を含む流砂量式として Brown式から求めた流砂量で供給を行ったが、現地の状況に比べて実験の方が流砂量が少ないような結果であったことから、その原因を究明するために現地調査を行った。

調査の結果、洪水時の水はシルトや粘土分が多量に含まれているため単位体積重量は $1.0\text{g/cm}^3$ よりも大きくなっており、その結果摩擦速度も大きくなり、流砂量の増加につながっていることが明らかとなった。

しかし、現地の洪水時の状態に近い流体（濁水）の比重を知ることは現時点ではむずかしく、また実験で水以外の流体を使用することは、経済的また給水施設の管理上からも極めて困難である。したがって、ミタワン扇状地の入り口に相当する狭窄部周辺は平衡河床であると仮定して、予備実験から得られる平衡河床となるとき流砂量と掃流力の関係を把握しておく必要がある。すなわち、土砂を輸送する流体（濁水）の比重は異なるが、流砂量が一致するような実験を行い、河床変動の状況を把握した上で構造物の設計に生かすことが必要となる。

4.1.2 項の検討では、歪み度が4程度であれば無次元掃流力と水深粒径比などの関係から、模型上での河床形態は平坦から反砂堆の領域になることが予想される。

しかし、移動床実験の際に給砂する砂の量については、平成7年度の実験でも見られたように使用砂の粒径が細かく浮遊砂分をかなり含むことから既存の流砂量式では実際の流砂量を把握しきれない懸念があり、全体実験の前に検討しておく必要がある。

そのため、3次元全体模型を製作する前に、予定している歪み度で現地の河床形態がほぼ近似できるのかを確認し、さらに、河床高を動的平衡状態に維持できる流砂量を把握するため、流砂量式の検討実験が必要となる。

## 4.2.2 実験概要

### (1) 実験目的

移動床実験では、模型と現地との流砂現象の相似性を保つためには河床形態を一致させることが必要である。本実験は、今回計画されている歪み度4（水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5）の歪み模型と現地の河床形態が相似とみなせるような流量と流砂現象が現地と一致するような供給土砂量を求めることが目的である。

本実験の検討内容は以下のとおりである。

#### ①河床形態の相似の確認実験

無給砂で同一流量の時に実験対象区間内の掃流力が最も低い区間を選び、実験と現地との河床形態がほぼ相似になるような流量を決定する。

#### ②供給砂量と検討実験

模型取り入れ範囲の上流橋であるミタワン堰設置予定箇所の上流狭窄部の河床は平衡状態であると仮定して、歪み模型上で狭窄部の河床高が平衡状態になるような給砂量を決定する。

### (2) 実験概要

実験に使用した水路は、平成7年度の実験で抽出実験に使用した長さ15.0m、幅1.0m、高さ0.45mの直線水路である。移動床の厚さは20cmとし、使用砂は前回と同様の平均粒径0.16mmの細砂を用いた。

対象とする流路は現地との河床形態が近似しにくいと考えられる流路とし、最も河床勾配が緩やかな範囲である模型取り入れ範囲の上流側（現況の河床勾配 $i=1/570$ 、現地流路幅 $B=375\text{m}$ ）とした。

流量は、水が流路全幅を均一に流下するものとして、単位幅当たりの流量を使用した。対象流量は、洪水波形実験の各流量とし、河床形態が一致する流量を選定することとした。

### (3) 実験縮尺

実験縮尺は、4.1.2項の検討結果から現地の河床形態と一致させることが可能と思われる歪み度 $\alpha=4$ となる水平縮尺1/150、鉛直縮尺1/37.5とする。こ

の結果、現地の河床勾配と流路幅は次のようになる。

	現 地	模 型
河床勾配 (I)	1/570	1/143
流路幅 (B)	375m	2.5m

#### (4) フルードの相似則による諸量の縮率

実験は、重力と遠心力が卓越している流れの場での運動学的相似律として、フルードの相似則を用いた。フルードの相似則を用いた場合の模型と現地との間には表-4.4に示す関係が成立する。

表-4.4 フルードの相似則による諸量の縮率

諸 量	次 元 (L-F-T)	縮 率		
		比	縮 尺	
幾学的な量	水平成分 (X)	L	$X_r$	1:150
	鉛直成分 (h)	L	$H_r$	1:37.5
	勾 配 (h/X)	—	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1:4
	面 積 (A)	$L^2$	$X_r \cdot X_r$	1:22,500
	体 積 ( $V_0$ )	$L^3$	$H_r \cdot X_r^2$	1:843,750
水理学的な諸量	フルード数 (Fr)	—	1	1:1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1:6.12
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1:34,445.9
	時 間 (T)	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1:24.5

#### (5) 実験手法

- ① 無給砂の条件で各流量ごとの河床形態の確認と水路末端からの流出土砂量を測定する。
- ② 河床形態が現地と一致する流量条件を設定し、①で測定した流出土砂量と同じ量を上流から供給し、動的安定河床が形成されるかを確認する。
- ③ 上流からの供給土砂量を調整して、動的安定河床が形成され且つ流出土砂量が一致する給砂条件が求まるまで繰り返し行う。

#### 4. 2. 3 実験ケースと条件

##### (1) 河床形態の相似性の確認実験

ケース	流量 (m <sup>3</sup> /sec)	川幅 (m)	河床 勾配	流量 (lit/s)	川幅 (m)	河床 勾配	単位幅流量 (l/s/m)	給砂濃度 (%)
1	400	375m	1/570	11.6	2.5m	1/143	4.64	0
2	1,000	375m	1/570	29.0	2.5m	1/143	11.60	0
3	1,500	375m	1/570	43.5	2.5m	1/143	17.40	0
4	2,000	375m	1/570	58.1	2.5m	1/143	23.24	0

##### (2) 供給砂量と検討実験

ケース	現地			模 型				実験条件	
	流量 (m <sup>3</sup> /sec)	川幅 (m)	河床 勾配	流量 (lit/s)	川幅 (m)	河床 勾配	単位幅流量 (l/s/m)	給砂濃度 (%)	流出濃度 (%)
1	1,500	375m	1/570	43.5	2.5m	1/143	17.40	0.765	0.846
2	2,000	375m	1/570	58.1	2.5m	1/143	23.24	0.872	0.951
3	1,500	375m	1/570	43.5	2.5m	1/143	17.40	0.846	1.087
4	2,000	375m	1/570	58.1	2.5m	1/143	23.24	0.951	1.104
4'	1,500	375m	1/570	43.5	2.5m	1/143	17.40	1.235	1.348
5	1,200	300m	1/240	34.8	2.0m	1/60	17.40	2.2	2.975
6	1,200	300m	1/240	34.8	2.0m	1/60	17.40	3.5	4.076
7	1,000	300m	1/240	29.0	2.0m	1/60	14.50	6.0	4.59
8	1,000	300m	1/240	29.0	2.0m	1/60	14.50	6.0	3.94

注) ケース1~4'は、模型取り入り区間の上流部の地形条件での検討である。

ケース5~8は、模型取り入り区間より上流の地形条件での検討である。

### 4.3 3次元歪み模型実験

#### 4.3.1 実験概要

##### (1) 実験目的

平成7年度の実験では、河床形態を現地の河床形態に相似させることができなかった。今年度は、河床形態と流砂現象も相似させるため歪み模型を使用して、分流に適した構造物の配置や形状（横断構造物のみ、導流堤のみ、横断構造物+導流堤）について比較検討するために実施するものである。

本実験の主な検討内容は以下のとおりである。

- ① 無施設時の河床変動特性の把握及び分流量の変化の把握。
- ② 分流堰の設置位置と分流効果の比較検討。
- ③ 導流堤のみを設置した場合の分流効果の検討。
- ④ 分流量と各水路の河床変動量の検討。

##### (2) 実験概要

先の流砂量式の検討実験で河床形態の相似が確認された、歪み度4（水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5）の歪み模型を製作して検討を行った。模型は、河床の凸凹を横断方向、縦断方向に平均化した概念模型水路であり、水路幅と水路勾配は4.3.2項（水路幅の検討）の検討に基づいて設定した。実験砂は、平成7年度の移動床実験と同様の平均粒径0.16mmの細砂を用いた。

##### (3) 相似則

相似則は、流砂量式の検討実験と同様にフルードの相似則を用いた。

フルードの相似則による諸量の縮率は表-4.4のとおりである。

#### 4.3.2 水路幅の検討

##### (1) 検討項目

流砂量式の検討実験の結果、歪み度4（水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5）の模型では、流量が1,000m<sup>3</sup>/sec以上の条件で現地の河床形態に相似させることができることが確認された。この歪み度を用いた3次元歪み模型実験の結果が、定性的ではあるが扇状地の河床変動特性を表す指標として妥当であること

を示すためには、河床勾配と流路幅の関係が現地と模型とで整合がとれていることが必要である。本検討は、3次元歪み模型の各水路の幅を設定するため、現在の現地の河床が平衡状態にあると仮定して、流砂量式を用いて流路幅を検討するものである。

## (2) 流路幅の検討

流砂量式の検討実験では、図-4.1に示す模型上流部の流路(河床勾配1/570区間)が平衡河床となるような給砂量を求め、歪み模型に適用する流砂量式(4.1)式が得られた。

$$q_s / u_* d = 8.37 \tau_*^{1.78} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 $d$  ; 河床の平均粒径(m)、 $u_*$  ; 摩擦速度(m/sec)、 $q_s$  ; 単位幅当たりの流砂量 ( $m^3/sec/m$ )、 $\tau_*$  ; 無次元掃流力である。

(4.1) 式を用いて、図-4.1に示す流路①から流出する流砂量によって、北側水路、南側水路、エスケープの各流路の河床が平衡状態で維持できるような流路幅について検討する。計算条件及び計算手順は次のとおりである。

### <計算条件>

- ① 流量は、歪み模型で砂れんが発生しないことが確認された  $1,000 m^3/sec$  (模型で  $29 l/sec$ ) 以上を対象とする。
- ② 河床粒径は、実験砂の平均粒径  $0.16mm$  とする。

### <計算手順>

- ① 流路①からの流出土砂量を上記の条件と (4.1)式を用いて求める。
- ② その流砂量に従って(4.1)式から対応する摩擦速度  $u_*$  (無次元掃流力  $\tau_*$ ) を計算する。
- ③ Manning の式と先に計算された摩擦速度 ( $u_* = \sqrt{g h I}$ ) から河床勾配 ( $I$ ) と流路幅 ( $B$ ) の関係式を求める。尚、粗度係数  $n$  の縮率 (現地量 / 模型量) は、歪み度が4の場合で 0.9となることから、現地で想定されている粗度係数  $n = 0.025 sec/m^{1/3}$  を模型値に換算した  $n = 0.03 sec/m^{1/3}$  を用いる。
- ④ 計算に用いる数値は全て模型値であり、単位を  $m$  とすると、 $0.029 m^3/sec$  ( $1,000 m^3/sec$ ) の場合の川幅 ( $B$ ) と勾配 ( $I$ ) の関係式は(4.2) 式の

ようになる。

$$B = 20,856 \times Q \times I^{1/6} \dots\dots\dots (4.2)$$

河床縦断勾配は現況の最深河床高縦断をもとにした。流路幅が縦断方向に広がる流路については流路上流と下流の幅の相加平均とした。表-4.5に各流路の水路幅、河床縦断勾配の計算結果を示す。

表-4.5 流路の平衡河床状態の時の水路幅と河床縦断勾配(Q=1,000 m<sup>3</sup>/sec)

流路No	模 型 値		現 地 量		備 考
	流 路 幅 B (m)	河 床 縦 断 勾 配 i	流 路 幅 B (m)	河 床 縦 断 i	
①	1.83	1/143	275	1/570	模型上流部
②	3.44	1/84	516	1/336	①) 参照
③	1.61	1/63	241	1/250	流量は 1,000 m <sup>3</sup> /secが各流路に均等に流入した場合の流量である 333 m <sup>3</sup> /secを使用した。
④	1.89	1/55	283	1/220	
⑤	1.92 <sup>②</sup>	1/54	288	1/215	
③	1.61	1/89	241	1/356	北側水路と南側水路のみ通水した場合 (流量は 500 m <sup>3</sup> /sec)
④	1.89	1/77	283	1/310	
③	1.61	1/161	241	1/644	北側水路のみ通水

①) 流路②の河床縦断勾配は、ハドワリバンド撤去により現況から変化すると考えられる。そこで、流路幅を流路①と流路②の接続断面の幅(300m)と流路②と流路③～⑤の接続断面の幅(241m+283m+207m=731m)の平均値として決定し、(4.2)式を用いて河床勾配を計算した。

②) エスケープ(流路⑤)の流路幅は、(4.2)式を用いると1.92m(現地換算値で288m)となる。この流路幅は現況河道の幅よりも広く、計算値と異なる。そこで3次元模型上では現況の流路幅を尊重して、エスケープの流路幅は1.38m(現地換算値207m)とした。

計算の結果、エスケープを除いて北側水路と南側水路の流路幅は現況の幅とほぼ一致することが分かった。そこで、北側水路と南側水路の流路幅は計算結果の幅とし、エスケープについては現況の流路幅を使用する。

同様にして、流量が1,500 m<sup>3</sup>/secと2,000 m<sup>3</sup>/secの場合の水路幅と河床勾配の関係式を(4.3)式、(4.4)式に、各流路の水路幅と河床縦断勾配の計算結果を表-4.6, 4.7に示す。

•  $Q=1,500\text{ m}^3/\text{sec}$

$B=13,532 \times Q \times I^{7/6}$  (m単位) ..... (4.3)

•  $Q=2,000\text{ m}^3/\text{sec}$

$B=9,992 \times Q \times I^{7/6}$  (m単位) ..... (4.4)

表-4.6 流路の平衡河床状態の時の水路幅と河床縦断勾配( $Q=1,500\text{ m}^3/\text{sec}$ )

流路No	模 型 値		現 地 量		備 考
	流 路 幅 B (m)	河床縦断勾配 i	流 路 幅 B (m)	河床縦断 i	
①	1.85	1/143	275	1/570	模型上流部
②	3.37	1/84	505	1/336	
③	1.56	1/63	234	1/250	流量は $1,500\text{ m}^3/\text{sec}$ が各流路に均等に流入した場合の流量である $500\text{ m}^3/\text{sec}$ を使用した。
④	1.83	1/55	275	1/220	
⑤	1.87	1/54	280	1/215	
③	1.56	1/89	234	1/356	北側水路と南側水路のみ通水した場合 (流量は $750\text{ m}^3/\text{sec}$ )
④	1.83	1/77	275	1/310	
③	1.56	1/161	234	1/644	北側水路のみ通水

表-4.7 流路の平衡河床状態の時の水路幅と河床縦断勾配( $Q=2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ )

流路No	模 型 値		現 地 量		備 考
	流 路 幅 B (m)	河床縦断勾配 i	流 路 幅 B (m)	河床縦断 i	
①	1.85	1/143	275	1/570	模型上流部
②	3.33	1/84	500	1/336	
③	1.54	1/63	231	1/250	流量は $2,000\text{ m}^3/\text{sec}$ が各流路に均等に流入した場合の流量である $667\text{ m}^3/\text{sec}$ を使用した。
④	1.80	1/55	270	1/220	
⑤	1.84	1/54	276	1/215	
③	1.54	1/89	231	1/356	北側水路と南側水路のみ通水した場合 (流量は $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ )
④	1.80	1/77	270	1/310	
③	1.54	1/161	231	1/644	北側水路のみ通水



### (3) 無次元掃流力と砂の沈降速度/摩擦速度の比

浮遊砂による河床変動や堆積の現象についての相似性を確認するため沈降速度  $w_s$  と摩擦速度  $u_*$  の比  $w_s/u_*$  について検討した。その結果、本モデルには幾何学的歪み ( $\alpha = 4$ ) の他に粒径歪み (現地砂の粒径/実験砂の粒径 =  $0.3\text{mm}/0.16\text{mm} = 1.875$ ) も含まれているために、模型値と現地量の  $w_s/u_*$  には差が表れている。したがって、浮遊砂による堆積現象については無視する方向で考える。表-4.8に無次元掃流力  $\tau_*$  ならびに砂の沈降速度  $w_s$  と摩擦速度  $u_*$  を示す。

表-4.8 各流量ごとの  $\tau_*$ 、 $w_s/u_*$

模 型 値			現 地 量		
流 量	$\tau_*$	$w_s/u_*$	流 量	$\tau_*$	$w_s/u_*$
29.0 l/sec	1.21	0.352	1,000 m <sup>3</sup> /sec	6.05	0.245
43.5 l/sec	1.55	0.313	1,500 m <sup>3</sup> /sec	7.75	0.214
58.0 l/sec	1.85	0.286	2,000 m <sup>3</sup> /sec	9.25	0.196

### (4) 3本流路の扇状地部分での河床縦断勾配の検討

3本の流路が流れる扇状地部分の大局的な河床縦断勾配について検討する。すなわち、3本あるいは2本の流路幅を合計した1本の流路を想定して、その流路の河床勾配について検討し、扇状地全体としての変化を見る。計算結果を表-4.9に示す。

この結果より、3本流路の合計幅による1本の流路の勾配は、流量が均等に3本の流路に流入した場合の北側流路の勾配に等しくなることが分かる。また、2本流路の合計による1本の流路の勾配は、流量が均等に2本の流路に流入した場合の各流路の平均にほぼ等しくなることが示された。

表-4.9 扇状地部分の河床勾配の検討

流路No	模 型 値		現 地 量		備 考
	流 路 幅 B (m)	河床縦断 勾 配 i	流 路 幅 B (m)	河床縦断 勾 配 i	
③+④+⑤	4.87	1/62	731	1/250	流量は 1,000 m <sup>3</sup> /sec
③+④	3.50	1/83	525	1/332	
③+④+⑤	4.73	1/62	710	1/250	流量は 1,500 m <sup>3</sup> /sec
③+④	3.39	1/83	509	1/332	
③+④+⑤	4.66	1/62	699	1/250	流量は 2,000 m <sup>3</sup> /sec
③+④	3.34	1/83	501	1/332	

(5) 3次元歪み模型の各水路幅

先の検討結果から、北側水路と南側水路の流路幅は計算値と現地（平均）とで近似していることから、計算値を用いることとする。エスケープについては、現地の流路幅が計算値よりも狭いことから、現地を尊重して現地の流路幅を用いることとする。したがって、3次元歪み模型の各水路幅は表-4.10 に示す値とする。

表-4.10 3次元歪み模型の各水路幅

水路名	模型値		現地	
	流路幅 B (m)	河床勾配 I	流路幅 B (m)	河床勾配 I
北側水路	1.61	1/63	241	1/250
南側水路	1.89	1/55	283	1/220
エスケープ	1.38	1/54	207	1/215

凡	例
③	北側水路
④	南側水路
⑤	Escape
	ミタワシ川
	エスケープ

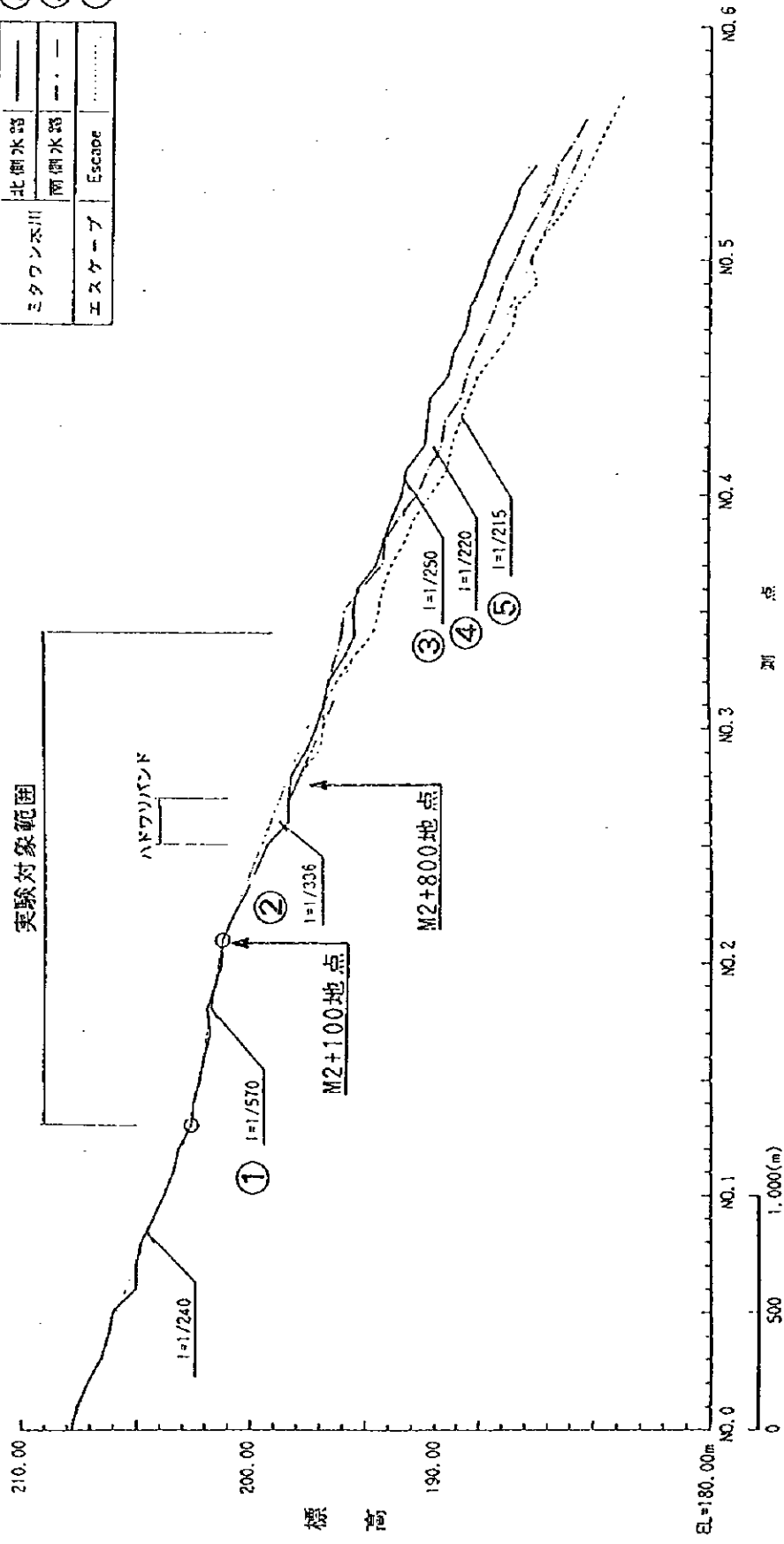


図-4.1 計算上の流路NO. 位置図

#### 4.3.3 模型概要

模型は、河床形態と流砂現象を相似させるため歪み度4（水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5）の歪み模型とした。模型は、流路幅と河床勾配の変化による河床変動に着目した概念モデルとして位置付けられた木製水路である。模型の取り入れ範囲は、平成7年度の模型（水平縮尺=1/50）に比べて水平縮尺が1/150になったため、下流水路の取り入れ範囲を2.5km程度延長した（図-4.2, 4.3参照）。

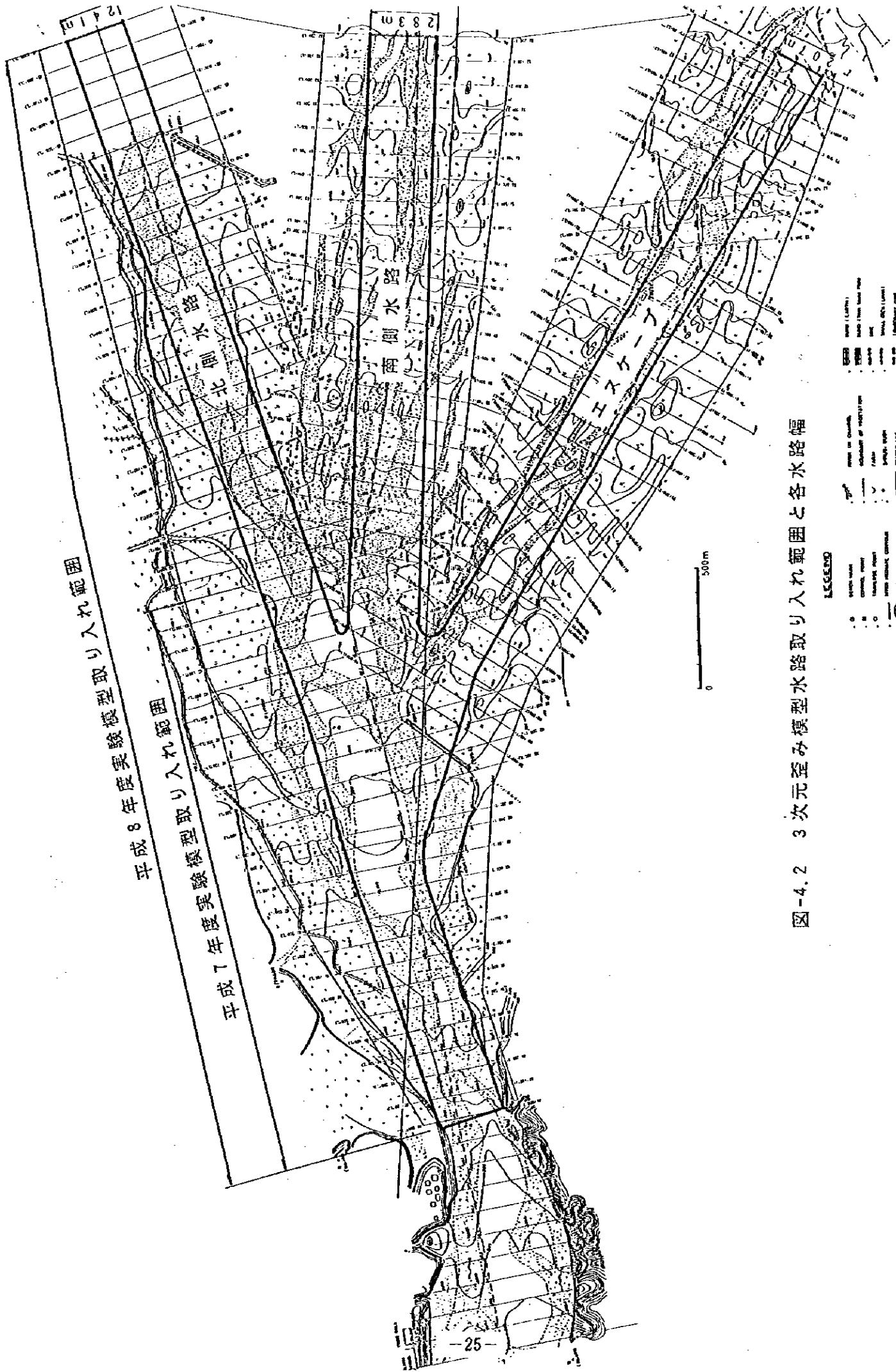


図-4.2 3次元歪み模型水路取り入れ範囲と各水路幅

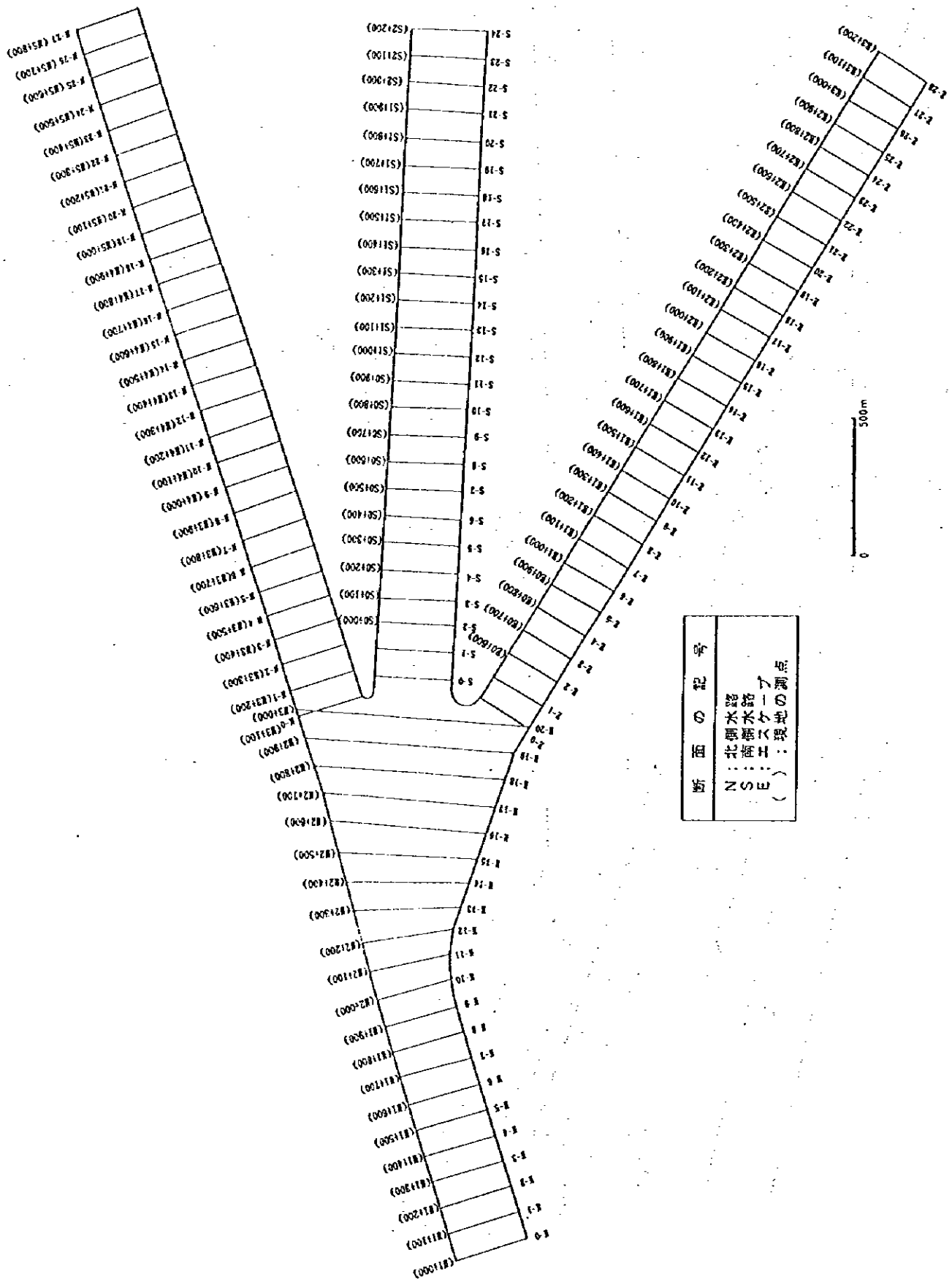


図-4.3 3次元歪み模型の断面と現地の測点との位置関係

#### 4.3.4 実験条件と実験ケース

##### (1) 実験対象流量

実験対象流量は、流砂量式の検討実験（ケース1）で河床形態の相似が確認された  $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ 以上の流量が対象となる。対象流量としては発生頻度の高い  $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ （2年超過確率）か計画流量の  $2,500\text{ m}^3/\text{sec}$ （25年超過確率）が考えられるが、河床変動の時間的な変化を観察するには発生頻度の高い洪水を数回分（長時間）流した方がより現実的であると思われる。したがって、3次元歪み模型の実験対象流量は  $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ とし、模型（水路）を概念モデルとして位置づけていることから、河床変動の定性的な把握を主目的として定流で与えることとする。表-4.4の歪み模型の縮率より、実験流量は次のようになる。

$$1,000\text{ m}^3/\text{sec} / 34.446 = 0029\text{ m}^3/\text{sec} = \underline{29\ell / \text{sec}}$$

##### (2) 実験時間

$2,500\text{ m}^3/\text{sec}$ をピーク流量とする25年超過確率一洪水の総流量は表-4.11に示すように  $59,335,209\text{ m}^3$ となっている。このハイドログラフに基づき、実験対象流量の  $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ をピーク流量とする2年超過確率一洪水の総流量を求めると表-4.12に示すように  $23,738,800\text{ m}^3$ となる。

したがって、 $59,335,209\text{ m}^3 / 23,738,800\text{ m}^3 = 2.5$ 倍となり、計画の25年超過確率洪水の総流量は2年超過確率洪水の約2.5回分に相当することになる。

また、25年超過確率洪水の総流量  $59,335,209\text{ m}^3$ を実験対象流量の  $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ で除すと  $59,335,209\text{ m}^3 / 1,000\text{ m}^3/\text{sec} = 59,335\text{ sec} = 16.5\text{ hr}$ となる。これを表-4.4の歪み模型の縮率を用いて実験時間に換算すると  $59,335\text{ sec} / 24.5 = 2,422\text{ sec} = \underline{40\text{ min}}$ となる。この時間は、河床変動に対応した時間縮尺（4.3.5項で検討）で考えると、 $59,335\text{ sec} / 64.1 = 926\text{ sec} = 16\text{ min}$ となることから、河床変動から見た40分の洪水時間は、洪水2.5回分に相当することになる。

##### (3) 給砂濃度の給砂量

給砂濃度は、歪み模型の流砂量式検討実験（ケース1）で求められた次式を用いて換算し、予備通水で河床変動を確認して1.1%（空隙は含まない）とした。

$$\begin{cases} q_s / u_* d = 8.37 \tau_*^{1.78} \\ \tau_* = hI / sd \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{ここに } q_s; \text{ 単位幅当たりの流砂量} \\ u_*; \text{ 摩擦速度 } (\approx \sqrt{gHI}) \\ \tau_*; \text{ 無次元掃流力} \\ d; \text{ 河床粒径 } (\approx 0.16\text{mm}) \end{array}$$

(単位; cm)

マニング式で  $R \approx h$  と仮定すると、

$$h = \left( \frac{n \cdot Q}{B I^{1/2}} \right)^{0.6} = \left( \frac{0.03 \times 0.029}{1.83 \times (1/143)^{0.5}} \right)^{0.6} = 0.045\text{m}$$

ここに、 $n$  ; 実験粗度係数 0.03

$Q$  ; 実験流量 29.0  $\ell$  / sec ( $\approx 1,000 \text{ m}^3$  / sec に相当)

$B$  ; 実験水路幅 1.83m ( $\approx 275\text{m}$  に相当)

$I$  ; 水路勾配 1/143 ( $\approx 1/570$  に相当)

$h$  ; 水深

$$\tau_* = \frac{hI}{sd} = \frac{0.045 \times (1/143)}{1.65 \times 0.00016} = 1.19$$

$$\begin{aligned} q_s &= 8.73 \tau_*^{1.78} \times u_* d \\ &= 8.73 \times 1.19^{1.78} \times (9.8 \times 0.045 \times 1/143)^{0.5} \times 0.00016 \\ &= 0.000101 \text{ m}^3 / \text{sec} \end{aligned}$$

$$Q_s = q_s \times B = 0.000101 \times 1.83 = 0.000185 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

$$\text{土砂濃度 (P)} = Q_s / Q \times 100 = 0.000185 / 0.029 \times 100 = 0.64\%$$

空隙 ( $\lambda = 0.4$ ) を含む見かけ上の土砂濃度は  $0.64 \div 0.6 = 1.07 \approx 1.1\%$  となる。

1回の実験での見かけ上の総給砂量は  $0.029 \text{ m}^3 / \text{sec} \times 1.1/100 \times 40 \text{ min} \times 60 \text{ sec}$   
 $= 0.766 \text{ m}^3$  となり、現地換算すると  $0.766 \times 843,750 \approx 646,000 \text{ m}^3$  となる。これは、  
 2.5回分の洪水総量であるため、1洪水あたりは  $258,400 \text{ m}^3$  となる。



表-4.11 25年超過確率(2,500 $\text{m}^3/\text{sec}$ )のハイドログラフ

時間 T (hr)	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{sec}$ )	区間洪水量 V ( $\text{m}^3$ )	1洪水累積量 $\Sigma V$ ( $\text{m}^3$ )
0	0	0	0
1	224	403,200	403,200
2	373	1,074,600	1,477,800
3	1,567	3,492,000	4,969,800
4	2,238	6,849,000	11,818,800
5	2,500	8,528,400	20,347,200
6	2,388	8,798,400	29,145,600
7	1,940	7,790,400	36,936,000
8	1,436	6,076,800	43,012,800
9	1,045	4,465,800	47,478,600
10	765	3,258,000	50,736,600
11	560	2,385,000	53,121,600
12	410	1,746,000	54,867,600
13	298	1,274,400	56,142,000
14	216	925,200	57,067,200
15	149	657,000	57,724,200
16	104	455,400	58,179,600
17	75	322,200	58,501,800
18	63	248,400	58,750,200
19	41	187,200	58,937,400
20	34	135,000	59,072,400
21	22	100,800	59,173,200
22	15	66,600	59,239,800
23	11	46,800	59,286,600
24	7	21,609	59,308,209
25	4	19,800	59,328,009
26	0	7,200	59,335,209

表-4.12 2年超過確率(1,000 $\text{m}^3/\text{sec}$ )のハイドログラフ

時間 T (hr)	流量 Q ( $\text{m}^3/\text{sec}$ )	区間洪水量 V ( $\text{m}^3$ )	1洪水累積量 $\Sigma V$ ( $\text{m}^3$ )
0	0	0	0
1	90	162,000	162,000
2	149	430,200	592,600
3	627	1,396,800	1,989,400
4	895	2,739,600	4,729,000
5	1,000	3,411,000	814,000
6	955	3,519,000	11,659,000
7	776	3,155,800	14,774,800
8	574	2,430,000	17,204,800
9	418	1,785,600	18,990,400
10	306	1,303,200	20,293,600
11	224	954,000	21,247,600
12	164	698,400	21,946,000
13	119	509,400	22,455,400
14	86	369,000	22,824,400
15	60	262,800	23,087,200
16	42	183,600	23,270,800
17	30	129,600	23,400,400
18	25	99,000	23,499,400
19	16	73,800	23,573,200
20	14	54,000	23,627,200
21	9	41,400	23,668,600
22	6	27,000	23,695,600
23	4	18,000	23,713,600
24	3	12,600	23,726,200
25	2	9,000	23,735,200
26	0	3,000	23,738,800

(4) 実験ケースと条件一覧表

3次元歪み模型実験は、表-4.13 に示す4ケースについて行う。

表-4.13 実験ケースと条件一覧表

実験 ケース	実験名	施設の形状	実験条件		
			対象流量	実験時間	給砂濃度
2	平衡河床再現 実験	無施設	29 l/sec  (現地で 1,000 m <sup>3</sup> /sec に相当)	40min	1.1%  (空隙を 含む)
3	分流構造物設 置実験 (I)	3本の水路は開放状態			
	堰 + 導流堤 (M-11地点)	エスケープを閉鎖 2本の水路は開放状態			
		エスケープと南側水路 を閉鎖			
4	分流構造物設 置実験 (II)	導流堤のみ設置			
5	分流構造物設 置実験 (III)	堰を各水路の分流地点 まで下げて設置			
	堰 + 導流堤 (M-20地点)				

#### 4.3.5 河床変動の時間縮尺

移動床実験の場合は、河床形状が時間の経過とともに変形していく。この変形の過程において、河床形状と変形速度が実物と模型とで同一でなければならない。

この河床変形の時間縮尺は、フルード則により求めた水流の時間縮尺と異なり、その両方を同時に満足できないのが普通である。すなわち、両者の現象の時間スケールが異なる。しかし、流れの不定流効果があまり大きくなれば、河床変化の相似性より求めた時間縮尺を模型に使ったほうが、より実物の現象にあった結果を得ることが期待される。

この場合、1次元の河床流砂の連続条件

$$\frac{\partial z}{\partial t_r} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B} \frac{\partial Q_T}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

より、流水に関する相似則を求めたのと同様な方法で、

$$t_{r,r} = (1-\lambda)_r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{T,r}^{-1} \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

を得る。ここに、 $\lambda$ は空隙率、 $Q_T$ は全流砂量(容積)、 $q_T$ は単位幅あたりの流砂量及び $t_r$ は流砂に対応する時間とし、流水に対応時間 $t$ と区別する。 $q_T$ は浮遊砂及び掃流砂を含んだ総流砂量としているが、細かい粒径の流砂よりなる浮遊流砂が(4.5)式のような形で模型範囲の河床変動に直接関与するか否かについてはなお議論のあるところである。しかし、ここではこのような議論は避けて、数ある流砂量公式の中で掃流砂量に浮遊流砂量をも考慮した公式としてBrown型公式とを対象にして検討してみる。

Brown型公式は、掃流砂量 $q_T$ を与えるもので、

$$q_T = \alpha \frac{u_*^B}{g^2(\sigma_s/\rho - 1)^2 \cdot d_m} \quad \text{である。} \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに、 $u_*$ は摩擦係数、 $\sigma$ は土砂の比重、 $\rho$ は水の比重、 $d_m$ は平均粒径、 $\alpha$ 及び $\beta$ は定数であり、Brown公式では $\alpha=10$ 、 $\beta=5$ である。本来ならば、掃流砂と浮遊流砂を同一の平均粒径で表すことは困難であろう。

Brown型公式の場合も同様にして、

$$q_{T,r} = \frac{1}{(\sigma_s/\rho - 1)_r^2 d_{m,r}} \cdot \frac{h_r^B}{x_r^{B/2}} \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

を得る。以上の結果、河床変動に対応する時間縮尺は  $t_{s,r}$  は(4.6) 式の  $q_{\tau,r}$  に、(4.8) 式の  $q_{\tau,r}$  を代入することにより得られる。

ここで、歪み模型における流砂量対応時間について検討してみる。

3次元歪み模型の水平縮尺 ( $h_r$ ) は1/150、鉛直縮尺 ( $x_r$ ) は1/37.5であることから、(4.6) 式と(4.8) 式を用いて

$$\begin{aligned}
 t_{s,r} &= (1 - \lambda)_r \cdot x_r \cdot h_r \cdot q_{\tau,r}^{-1} \\
 &= (1 - \lambda)_r \cdot x_r^{1+\beta/2} \cdot h_r^{1-\beta} (\sigma_s/\rho - 1)_r^2 \cdot d_{m,r} \\
 &= x_r^{3.28} \cdot h_r^{-3.56} \cdot d_{m,r} \\
 &= 150^{3.28} \cdot 37.5^{-3.56} \cdot 1.875 \\
 &= 64.1 \dots\dots\dots \text{(河床変動の縮尺率)}
 \end{aligned}$$

ここに、係数  $\beta$  は修正流砂量式  $q_s/u_* \cdot d = 8.37 \tau_*^{1.78}$  より

$$\beta = 2 \times 1.78 + 1 = 4.56 \text{ とする。}$$

$$(\sigma_s/\rho - 1)_r = 1.0、d_{m,r} = 1.875、h_r = 37.5、x_r = 150$$

## 4.4 抽出実験

### 4.4.1 実験概要

#### (1) 実験目的

歪み模型の場合には、構造物前庭部の局所洗掘や水衝部の局所洗掘等の局所的な現象は過大に現れることがある。このため、3次元歪み模型で観察された分流構造物周辺の洗掘深をそのまま構造物設計の判断基準にするには問題がある。

本実験は、構造物を設計する際の根入れ深や護床工・根固工の設置範囲を決めるため、水平縮尺と鉛直縮尺が同じ無歪み模型を用いて洗掘規模の定量的な把握を行うものである。

#### (2) 実験概要

流砂量式の検討実験で使用した幅1.0m、長さ15.0m、高さ0.45mの直線水路（両面アクリルガラス）を用いて実験を行った。実験は、無歪み模型（縮尺1/75）で行い、分流堰上流の河床勾配は1/570、下流の河床勾配は1/215（河床低下が最も大きいと予測されるエスケープを対象とした）で検討した。河床材料は3次元歪み模型と同様の平均粒径0.16mmの細砂である。無歪み模型の場合には、一般的な流砂量式から求めた。給砂量では河床形態が相似しないことが平成7年度の実験で確認されていることから、本実験では流砂量式の検討実験から得られた歪み模型上の修正流砂量式から給砂量を決めた。実験では、分流堰より下流の河床変動（ここでは河床低下の方向）と分流堰前庭部の洗掘規模の変化を把握し、洗掘対策工についての検討を行った。

(3) 相似則

相似則は、3次元歪み模型と同様にフルードの相似則を用いた。

フルードの相似則による諸量の縮率は表-4.14のとおりである。

表-4.14 フルードの相似則による諸量の縮率

諸 量	次 元 (L-F-T)	縮 率		
		比	縮 尺	
幾学的な量	水平成分 (X)	L	$X_r$	1:75
	鉛直成分 (h)	L	$H_r$	1:75
	勾 配 (h/X)	——	$H_r \cdot X_r^{-1}$	1:1
	面 積 (A)	$L^2$	$H_r \cdot X_r$	1:5,625
	体 積 ( $V_0$ )	$L^3$	$H_r \cdot X_r^2$	1:421,875
水理的な諸量	フルード数 (Fr)	——	1	1:1
	流 速 (V)	$L \cdot T^{-1}$	$H_r^{1/2}$	1:8.66
	流 量 (Q)	$L^3 \cdot T^{-1}$	$X_r \cdot H_r^{3/2}$	1:48,713
	時 間 (T)	T	$X_r \cdot H_r^{-1/2}$	1:8.66
	圧力の強さ (P)	$E \cdot L^{-2}$	$H_r$	1:75
	粗度係数 (n)	$L^{-3/4} \cdot T$	$H_r^{2/3} \cdot X_r^{-1/2}$	1:2.05
	流量係数 (C)	$L^{1/2} \cdot T^{-1}$	$X_r^{-1/2} \cdot H_r^{1/2}$	1:1
	掃流力 (r)	$E \cdot L^{-2}$	$H_r$	1:75
	エネルギー (E)	$E \cdot L$	$H_r^4$	1:31,640,625
	運動量 ( $m \cdot V$ )	$F \cdot T$	$H_r^{7/2}$	1:3,653,544

4.4.2 実験条件と実験ケース

(1) 実験対象流量

3次元歪み模型実験の分流効果(ケース3-1とケース5)から、分流堰と導流堤を設置すると、河床変動が生じて各水路への最大流入量は対象流量(1,000 $m^3/sec$ )の70%程度(700 $m^3/sec$ )に抑えられることが確認された。ミタワン地区の計画流量は2,500 $m^3/sec$ であるが、平成7年度の3次元模型(縮尺1/50)の結果からも分流比は大きく変化しないものと考えられる。したがって、計画流量の2,500 $m^3/sec$ の流下時にも1水路への最大流入比は70%であると仮定して、抽出実験の対象流量を1,750 $m^3/sec$ とした。

実験流量は、実験水路幅が1.0mなので次のようになる。

	現 地	模型値	実験値
流 量 (Q)	1,750 m <sup>3</sup> /sec	35.9 ℓ/sec	14.7 ℓ/sec
水路幅 (B)	183m	2.44m	1.00m

注) 水路幅は分流堰設置地点(M2+100)の流路幅550mの1/3の183mを対象とした。

## (2) 実験時間

本実験は、分流構造物を設計する上での根入れ深や護床工の長さを決めるため、分流堰周辺の洗掘規模を把握することを目的としている。このため、実験時間は河床形態が安定し、洗掘深や洗掘長が安定する時間までとする。目安は30～60分である。

## (3) 給砂濃度と給砂量

無歪み模型の場合には、一般的な流砂量式から求めた給砂量では河床形態が相似しないことが平成7年度の実験で確認されていることから、本実験では、3次元歪み模型で用いた修正流砂量式から土砂濃度を求め、その量を無歪み模型で給砂することとした。実験流量は無歪み換算しているため、長時間給砂を続けると河床が上昇して河床勾配が急になることが予測される。

土砂濃度は以下の修正流砂量式を用いた。計算条件は以下のとおりである。

$$q_s/u_*d=8.37\tau_*^{1.78}$$

### <計算条件>

流 量 ;  $Q=0.0508\text{ m}^3/\text{sec}$  ( $Q_p=1,750\text{ m}^3/\text{sec}\rightarrow Q_m=0.0508\text{ m}^3/\text{sec}$ )

流路幅 ;  $B=1.85\text{ m}$  (現地で275m)

河床勾配 ;  $I=1/143$  (現地で1/570)

水 深 ;  $h=0.0625\text{ m}$

摩擦速度 ;  $u_* = 0.0655\text{ m}/\text{sec}$

無次元掃流力 ;  $\tau_* = 1.656$

上記の条件から、単位幅当たりの流砂量 ( $q_s$ )は  $q_s=2.15\times 10^{-4}\text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$  となり、全流砂量 ( $Q_s$ )は  $Q_s=q_s\times 1.85=3.98\times 10^{-4}\text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}$  となる。

したがって、給砂濃度は $3.98 \times 10^{-1} / 0.0508 \text{ m}^3/\text{sec} \times 100 = 0.783\%$ となる。この濃度を実験に適用すると給砂量は表-4.15のようになる。

表-4.15 給砂濃度と給砂量

実験流量 (Q)	給砂濃度 (P)	給砂量 (V)	空隙 ( $\lambda=0.4$ ) を 含む給砂量
14.7 ℓ/sec	0.783%	11.51cc/sec	19.1cc/sec

(4) 実験ケースと条件一覧表

分流堰の抽出実験は、表-4.16に示す8ケースについて行う。

表-4.16 実験ケースと条件一覧表

実験 ケース	実験名	堰下流の 河床勾配	堰下流の 河床低下量	対象流量	給砂濃度
1	予備実験	1/215	0m	400, 1,530 2,500 m <sup>3</sup> /s	無給砂
2	横断構造物周辺の 洗掘特性把握実験	1/215 エスケープ 対象	0m	1,750 m <sup>3</sup> /s (14.7 ℓ/sec)	0.783%
3			3.75m(5cm)		
4			7.5m(10cm)		
5	洗掘対策工の検討 実験	1/215 エスケープ 対象	0m	1,750 m <sup>3</sup> /s (14.7 ℓ/sec)	0.783%
6	横断構造物の形状 検討実験	1/215 エスケープ 対象	0m	1,750 m <sup>3</sup> /s (14.7 ℓ/sec)	0.783%
7	横断構造物周辺の 洗掘特性把握実験	1/215 エスケープ 対象	0m	1,750 m <sup>3</sup> /s (14.7 ℓ/sec)	無給砂
8			3.75m(5cm)		無給砂

注) ( ) 内は模型値を示す。



## 第5章 実験結果

### 5.1 流砂量式の検討実験（ケース1）

#### (1) 実験内容

本実験は、模型の河床形態を現地の河床形態に相似させることが可能であると予測される歪み度4（水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5）の条件で、直線水路を用いて以下の検討を行った。

##### ① 河床形態の相似の確認実験

流量と河床形態の関係を確認するため、流量を400 m<sup>3</sup>/sec、1,000 m<sup>3</sup>/sec、1,500 m<sup>3</sup>/sec、2,000 m<sup>3</sup>/secの4段階に変化させた。また、河床が動的に平衡となる流砂量を測定するため、上流からの給砂は行わないで水路下流端から流出する土砂量を一定間隔に採取した。実験は、無給砂であり、時間の経過とともに河床が低下（河床勾配が緩くなる）するため、実験時間は15～30分とした。

##### ② 給砂量の検討実験

①の実験で河床形態の相似が確認された1,000 m<sup>3</sup>/sec以上の流量を対象に、河床高が動的平衡状態になる給砂量（給砂濃度）の検討を行った。最初の給砂濃度は、①の実験の流出土砂濃度から始め、給砂濃度と流出土砂量が釣り合う量を求め、歪み模型実験に適用する流砂量式を求めた。

#### (2) 実験結果

##### ① 河床形態の相似の確認実験

- ・河床勾配  $I = 1/143$ （現地の  $I = 1/570$  区間を対象）
- ・水路幅  $B = 1.0\text{m}$ （現地の  $I = 1/570$  区間の平均幅375mを対象）  
（流量は単位幅流量で合わせた）

表-5.1 流量と河床形態の関係

実験ケース	対象流量 $Q(\text{m}^3/\text{sec})$	河床形態の状況	給砂濃度 $P_0(\%)$	流出土砂平均濃度 $P_1(\%)$
1	400	河床全体に砂れんができる。	0	——
2	1,000	河床は平坦河床となる。 水路壁沿いで部分的な砂れん ができる。	0	——
3	1,500	河床全体は平坦河床となる。	0	0.765
4	2,000	河床全体は平坦河床となる。	0	0.872

< 考 察 >

歪み度 4 の模型で河床形態の相似を合わせるためには、対象流量を 1,000 m<sup>3</sup>/sec 以上に設定する必要がある。

② 給砂量の検討実験

・河床勾配 I = 1/143

(模型取り入れ範囲の上流部 I = 1/570 区間を対象とした。)  
(流路幅は平均の 375m を用いた)

I = 1/60

(模型取り入れ範囲の上流部 I = 1/570 区間を対象とした。)  
(流路幅は狭窄部の 300m を用いた。)

表-5.2 給砂濃度と流出土砂濃度の関係

実験 ケース	対象流量 Q (m <sup>3</sup> /sec)	河床勾配 I	給砂濃度 P <sub>0</sub> (%)	流出土砂平均 濃度 P <sub>1</sub> (%)	河床の状況
1	1,500	1/143	0.765	0.846	河床低下
2	2,000	1/143	0.872	0.951	河床低下
3	1,500	1/143	0.846	1.087	河床低下
4	2,000	1/143	0.951	1.104	河床低下
5	1,500	1/60	2.2	2.975	河床低下
6	1,500	1/60	3.5	4.076	河床低下
7	1,000	1/60	6.0	4.59	上流部は堆積 下流部はほぼ平衡
8	1,000	1/60	5.0	3.94	上流部は堆積 下流部はほぼ平衡

< 考 察 >

給砂濃度と流出土砂濃度の関係を図にまとめると、図-5.1 のようになる。図より、ケース 7, 8 の条件を除いては流出土砂濃度が給砂濃度に比べて大きく、河床が低下傾向になっていることがわかる。

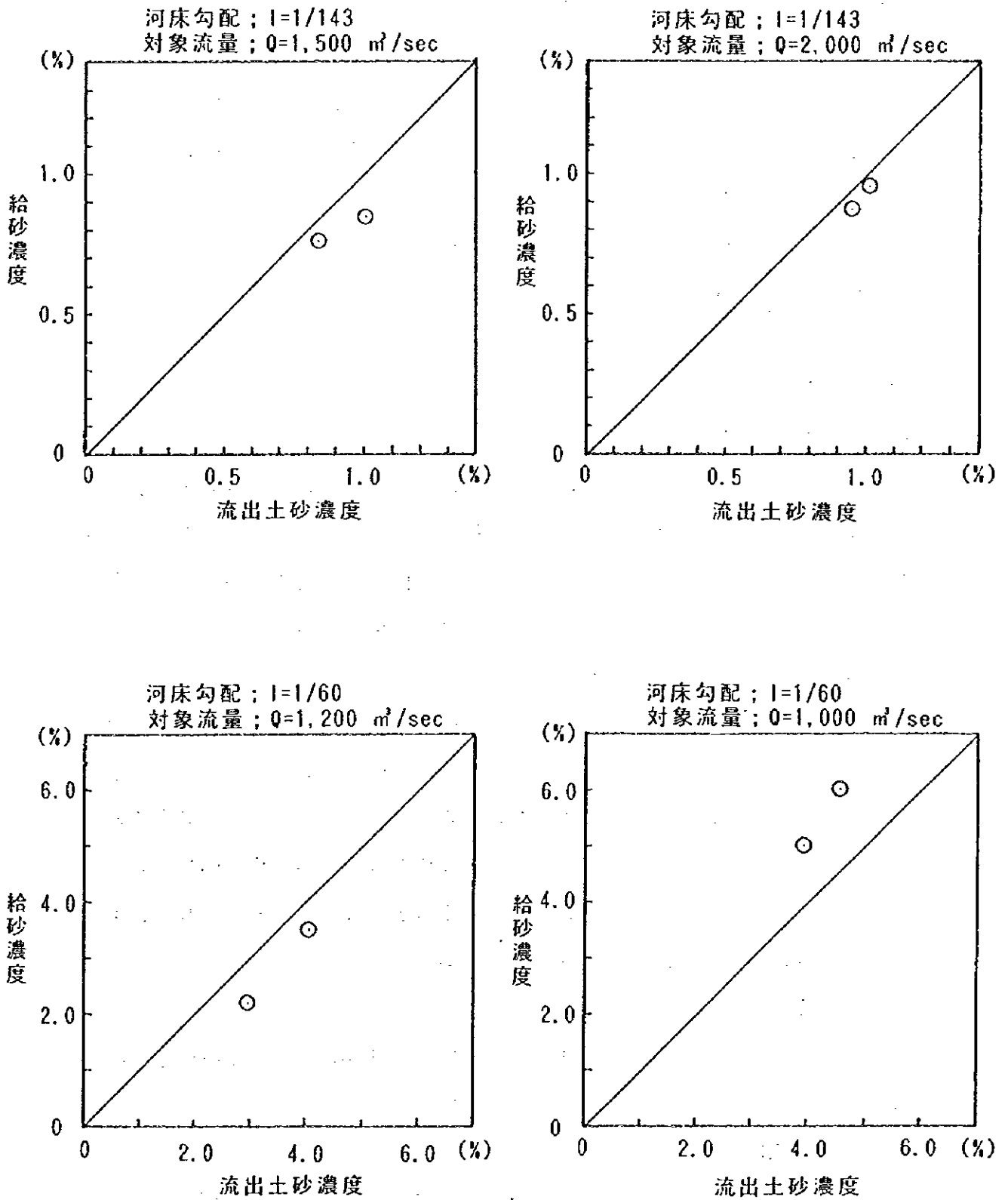


図-5.1 給砂濃度と流出土砂濃度の関係

## 5.2 3次元歪み模型実験

### 5.2.1 平衡河床再現実験（ケース2）

#### (1) 実験内容

本実験は、ケース1で河床形態の相似が確認された歪み度4(水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5)の3次元歪み模型を用いて無施設時(ハドワリバンドは無い状態)の各水路への分流量と河床変動について検討した。実験対象流量は、発生頻度が高く且つ河床形態の相似が確認された $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ (約2年超過確率)とした。図-5.2に模型形状を示す。

#### (2) 実験結果

##### 1) 流況

巻末に流況写真を示す。流れは、流路拡幅部の河床変動によって北側水路とエスケープの間を変化する、いわゆる扇状地形特有の首振り現象が生じる。流れは、一つの水路に集中し続けることはなく、拡幅部の河床変動によって変化する。導流堤の水衝部では、最大4m程度の洗掘が生じる。

##### 2) 分流量と流出土砂濃度の変化

図-5.3に分流量の時間的変化を、図-5.4に流出土砂濃度の時間的変化を示す。

主流は、北側水路と南側水路の間を周期的に往復していたが、実験の後半にはエスケープに流れが集中する現象が認められた。一つの水路への最大流入量は、全流量の80%程度である。土砂濃度の変化も分流量の変化と同様に周期性があるが、分流量の変化よりも遅れて追従する形になっている。これは、土砂の移動速度が流水の速度よりも遅いためである。

##### 3) 河床変動

図-5.5に実験終了時の最深河床高縦断図を、図-5.6に実験終了時の平均河床高縦断図を示す。

##### ① 北側水路

実験を通じての平均流入量が全流量の1/3程度であった北側水路では、洪水後の河床勾配は初期河床勾配とほぼ一致することが確認された。

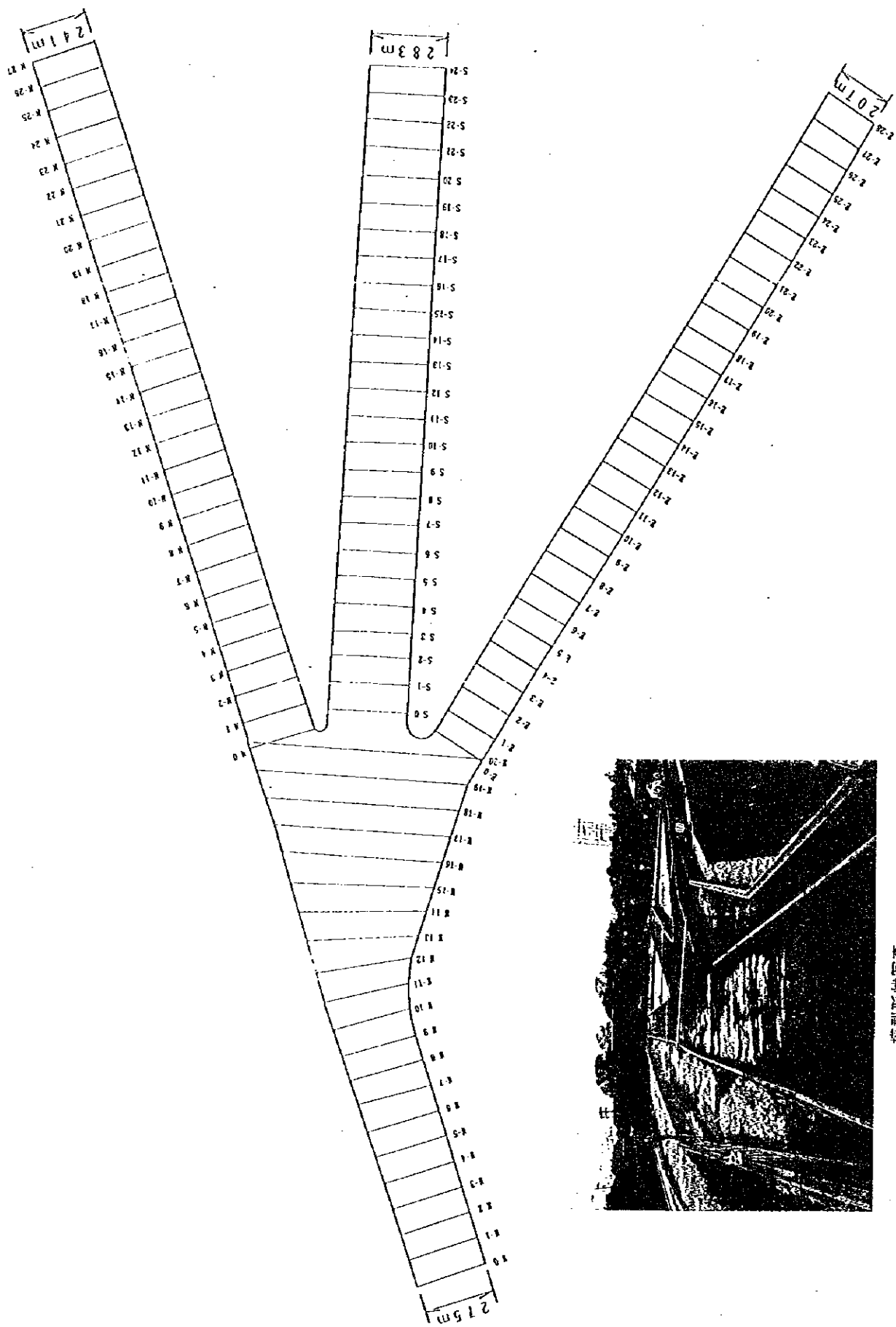
## ② 南側水路

流入量が全流量の  $2/3$ 程度となった南側水路では、洪水後の河床勾配は初期河床勾配よりも緩くなっていることが確認された。この原因は、流れの集中と主流路の幅が予め設定した流路幅よりも狭い幅で流下したため、上流側から河床低下が進行したものと考えられる。

## ③ エスケープ

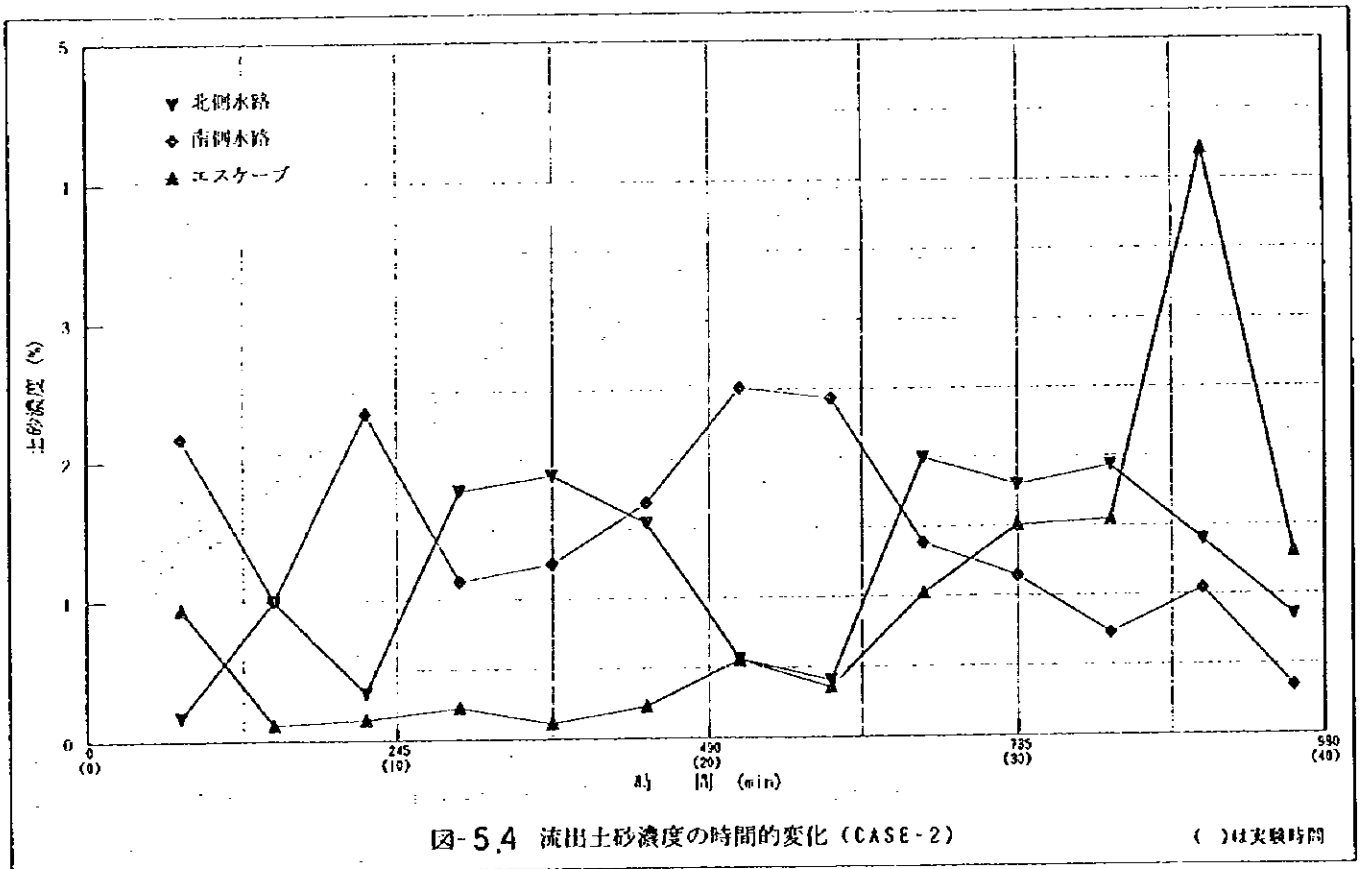
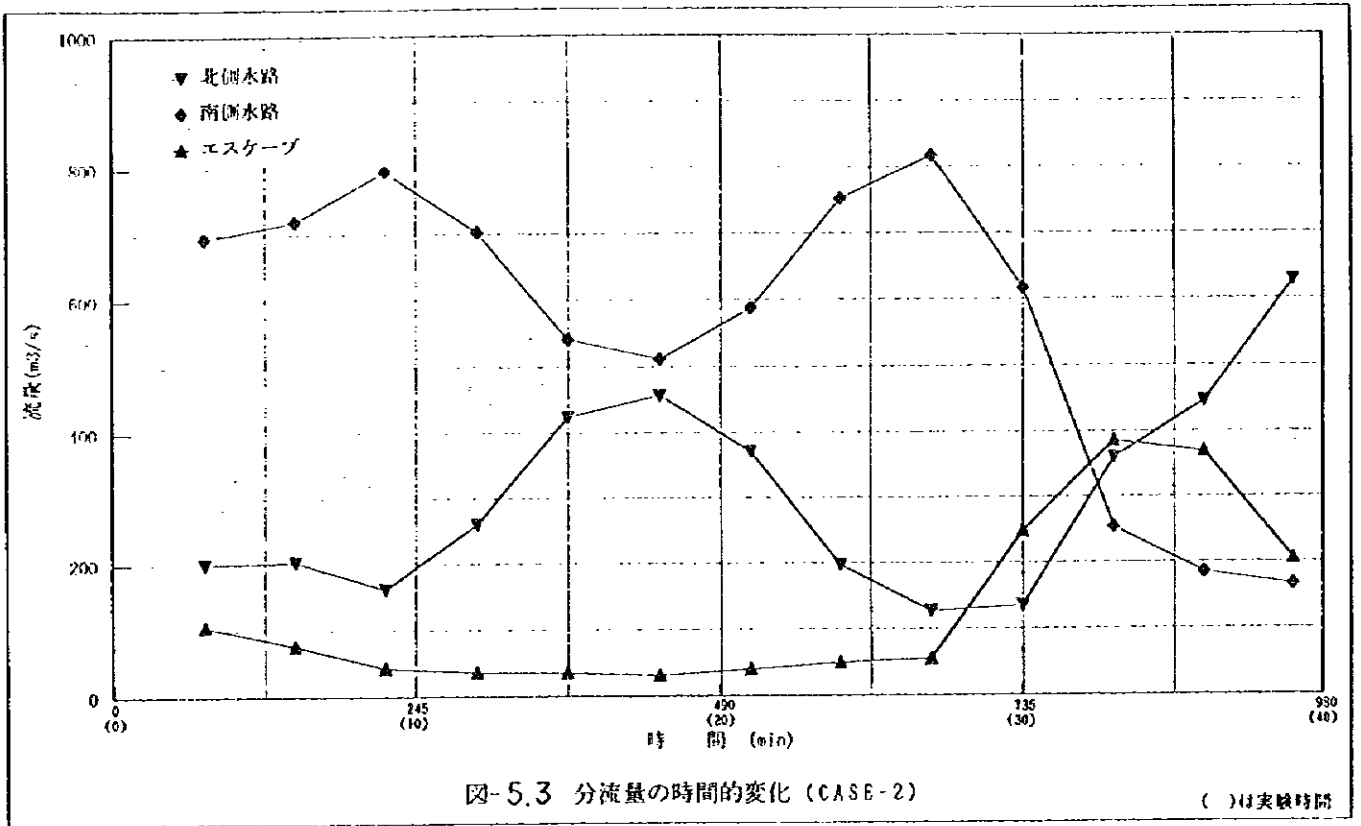
実験の後半（33～36分）に一時的に流入量が全流量の  $3/1$ 程度に増加したため、主流路では河床が低下したが、最深河床高は初期河床勾配とほぼ一致することが確認された。

以上の結果から、流砂量式の検討実験（ケース1）から得られた流砂量式は、本実験において概ね適用が可能であり、河床変動の定性的な説明が可能であることが確認された。



模型形状写真

図一五. 2 平衡河床再現実験 (ケース2) 模型形状



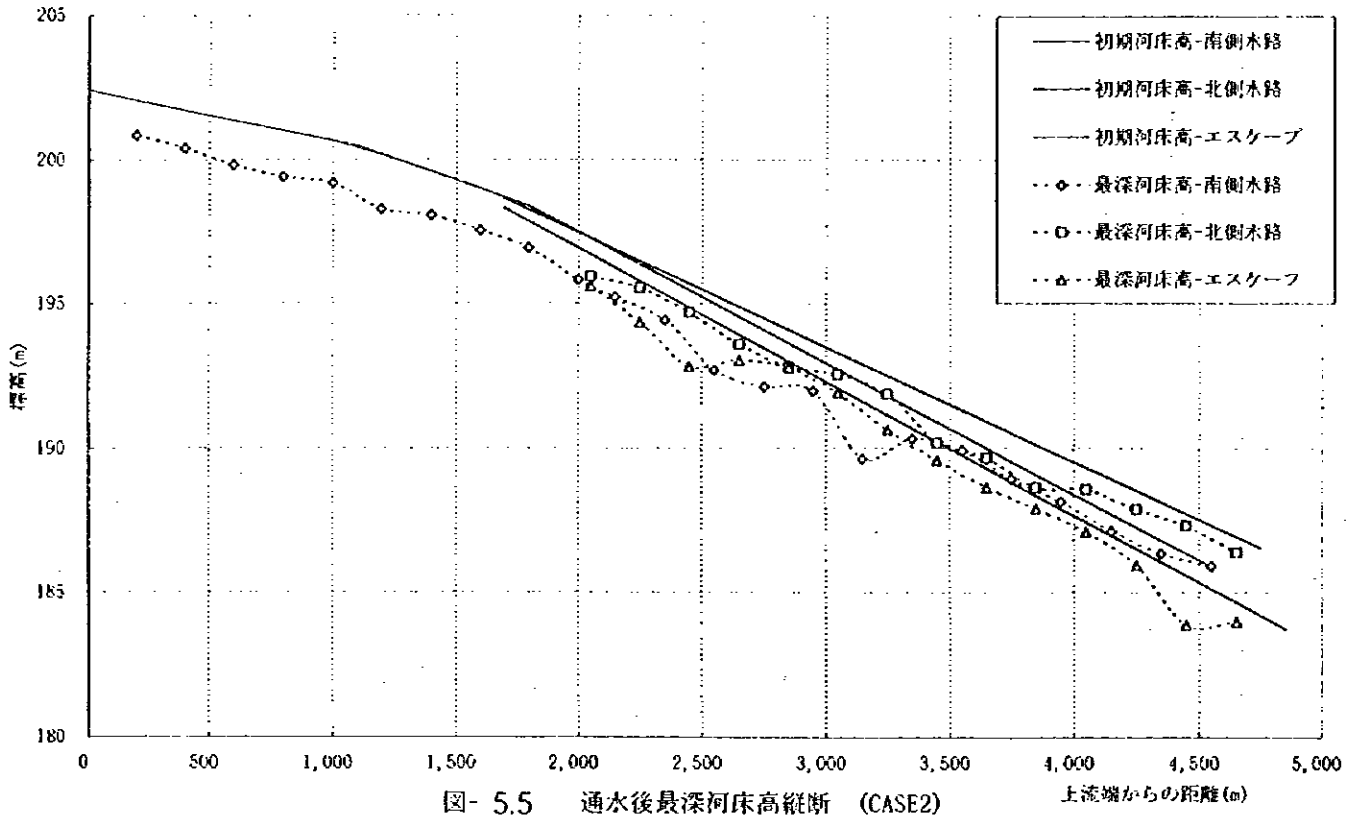


図- 5.5 通水後最深河床高縦断 (CASE2)

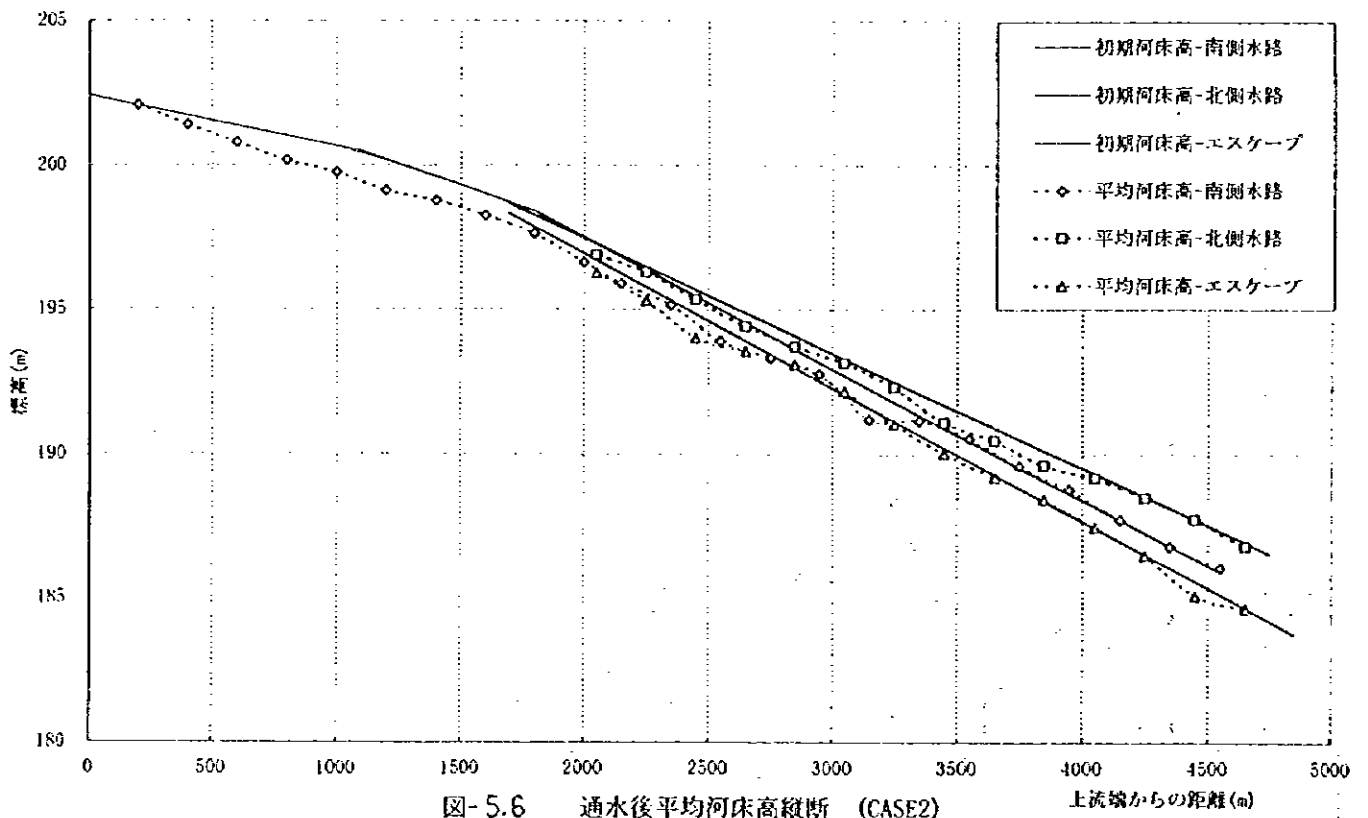


図- 5.6 通水後平均河床高縦断 (CASE2)



## 5.2.2 分流構造物設置実験（1）（ケース3）

### （1）実験内容

分流堰を流路幅が拡幅（ $I=1/570$ 区間）する直上流（M-10地点）に設置し、分流堰から各水路の分岐点まで導流堤を設置した（図-5.7参照）。分流堰地点では、各水路の幅を均等に  $1/3$ に振り分けた。

本実験は、分流構造物を設置した場合の各水路への分流量と河床変動への影響を確認するため、次の3条件で検討した。ただし、ケース3-1以降は重ね実験である。

- ①ケース3-1；分流構造物を設置したことによる各水路への分流量と河床変動の影響を把握する。
- ②ケース3-2；エスケープを閉鎖させて、2本の水路に流れが集中した場合の河床変動と分流構造物周辺の局所洗掘の状況を把握する。
- ③ケース3-3；エスケープと南側水路を閉鎖し、北側水路に流れが集中した場合の河床変動と分流構造物周辺の局所洗掘の状況を把握する。

### （2）実験結果

#### 1) 流況

巻末に流況写真を示す。

##### ① ケース3-1

実験開始初期は、3本の水路にはほぼ均等に分流されていたが、次第に北側水路へ流れが集中するようになる。河床変動による首振り現象は無施設（ケース2）に比べて緩やかであり、実験の後半には北側水路への流入量は減少し、南側水路とエスケープへの流入量が増加する。北側水路とエスケープの分流堰直下流の洗掘深は約7mで、土砂の流入が多かった南側水路の分流堰直下流の洗掘深は約3mである。

##### ② ケース3-2

実験開始から20分頃までは、分流量はほぼ均等であり、その後一時的に流れが南側に集中するが、再び均等に流れるようになる。北側水路の分流

堰直下流の洗掘深は約6m、南側水路の分流堰直下流の洗掘深は約10mである。

③ ケース3-3

時間の経過とともに偏流が顕著になり、主流路では次第に河床が低下（初期河床高から4～5m低下）する。分流堰直下流の洗掘深は約8mである。

2) 分流量と流出土砂濃度の変化

図-5.8, 5.10 に分流量の時間的变化を、図-5.9, 5.11, 5.12 に流出土砂濃度の時間的变化を示す。

M-10地点に分流堰を設置すると、河床変動による流れの首振り現象の周期が長くなる。一つの水路への最大流入量は、全流量の70%程度であり、無施設に比べて振幅が小さい。

土砂濃度は分流量の変化に関係なく周期的に変化している。

3) 河床変動

図-5.13, 5.15, 5.17 に実験終了後の最深河床高縦断図を、図-5.14, 5.16, 5.18 に実験終了後の平均河床高縦断図を示す。

① ケース3-1（3本の水路に流した場合）

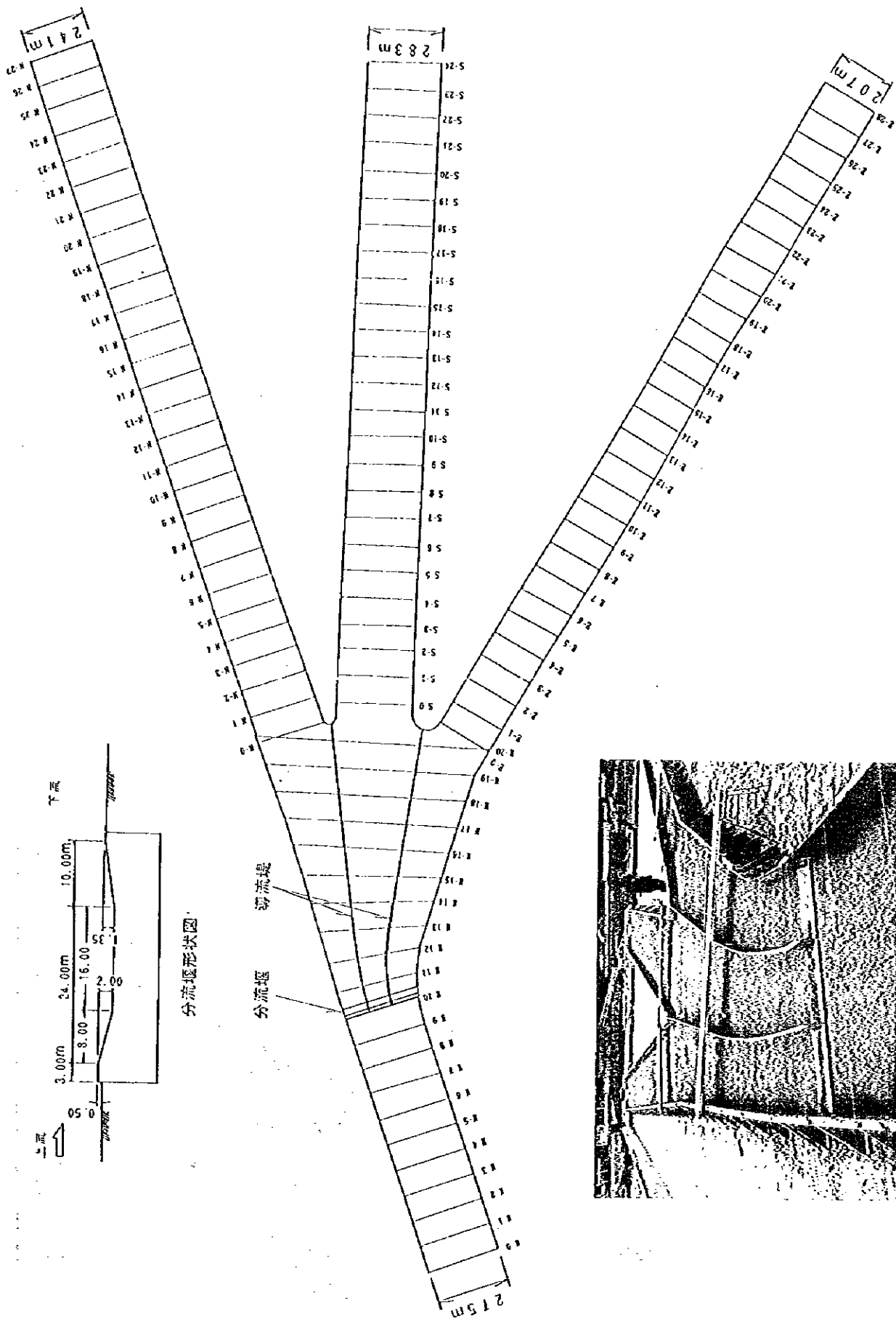
北側水路と南側水路は初期河床勾配よりも緩くなっている。これは、両方の水路を流れる主流路の幅が、設定流路幅よりも狭い幅で流れたため、掃流力が増加して河床が低下したものと考えられる。一方、エスケープは初期河床勾配とほぼ一致している。

② ケース3-2（2本の水路に流れが集中した場合）

北側水路の河床勾配は、初期河床勾配とほぼ同じであるが、南側水路は河床勾配が緩くなっている。この原因としては、横断構造物下流の洗掘による河床低下と、エスケープを閉鎖したことによる横断構造物上流の堰上げによる流出土砂量の減少が考えられる。

③ ケース3-3（1本の水路に流れが集中した場合）

北側水路は河床勾配が緩くなっている。この原因としては、横断構造物下流の洗掘による河床低下と、エスケープならびに南側水路を閉鎖したことによる横断構造物上流の堰上げによる流出土砂量の減少が考えられる。



模型形状写真

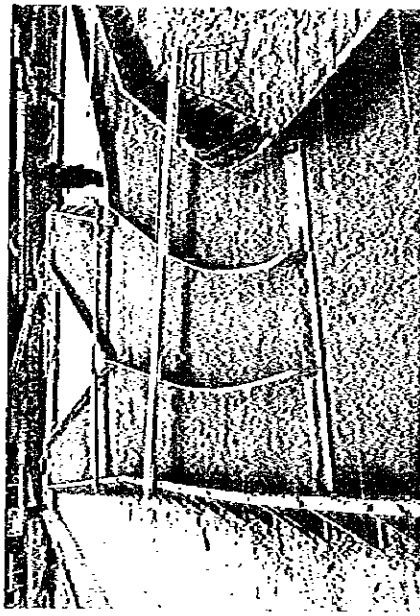
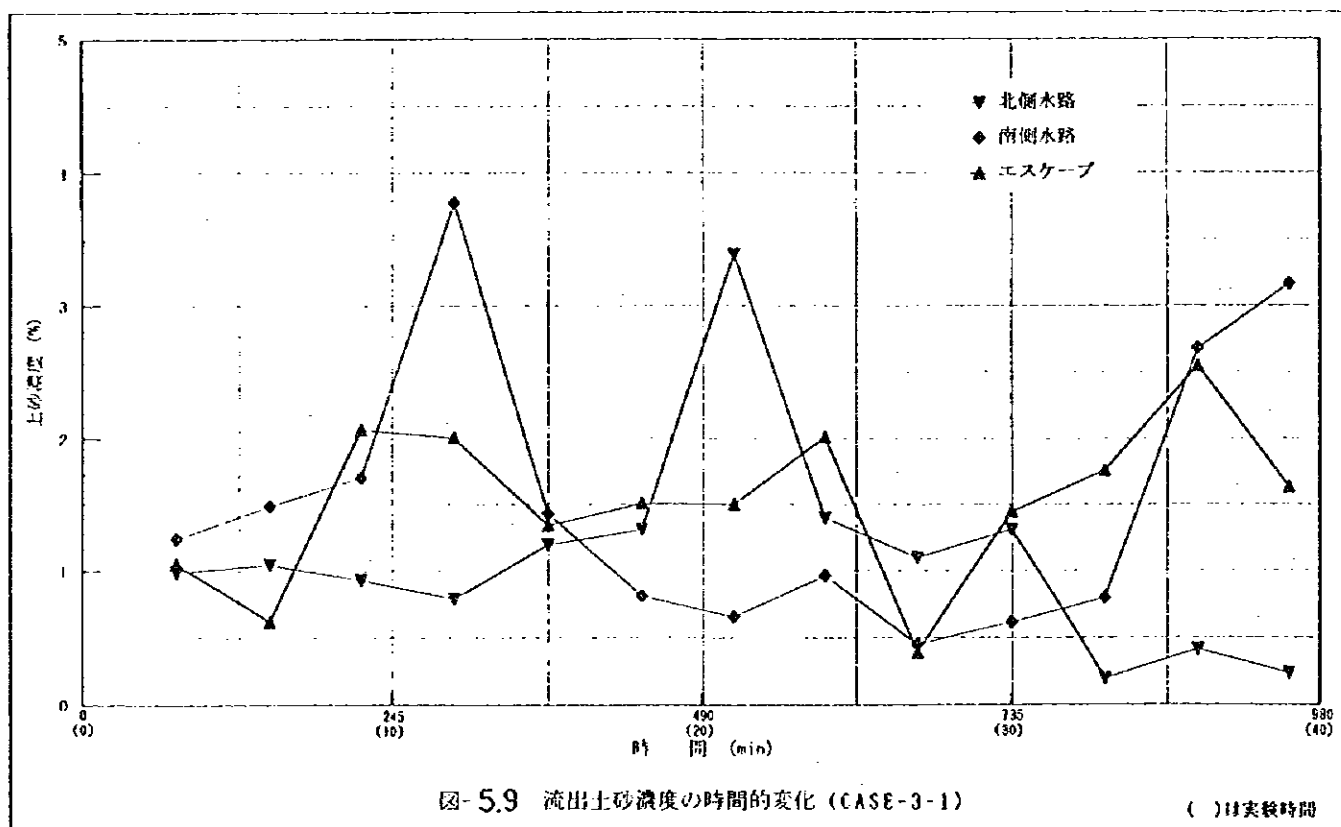
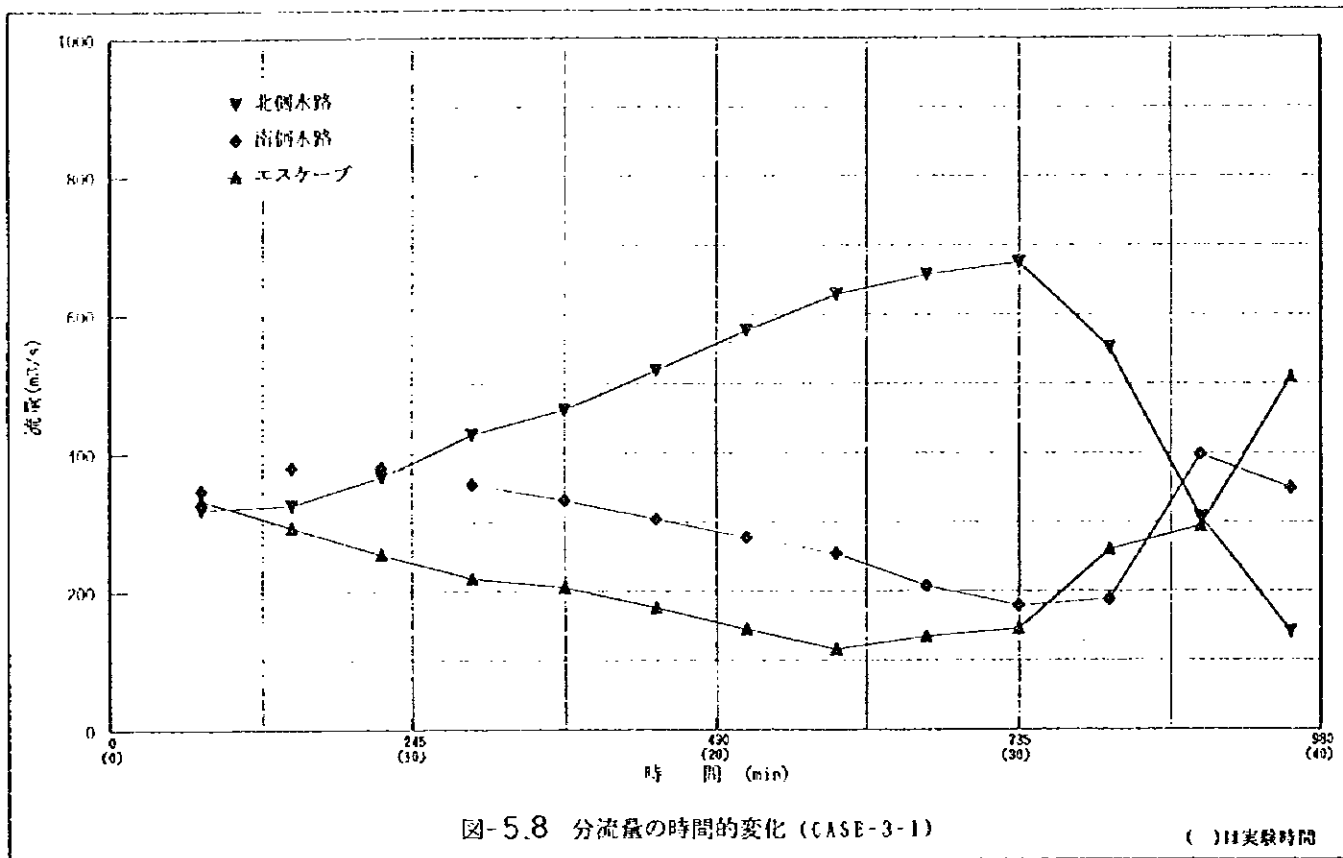
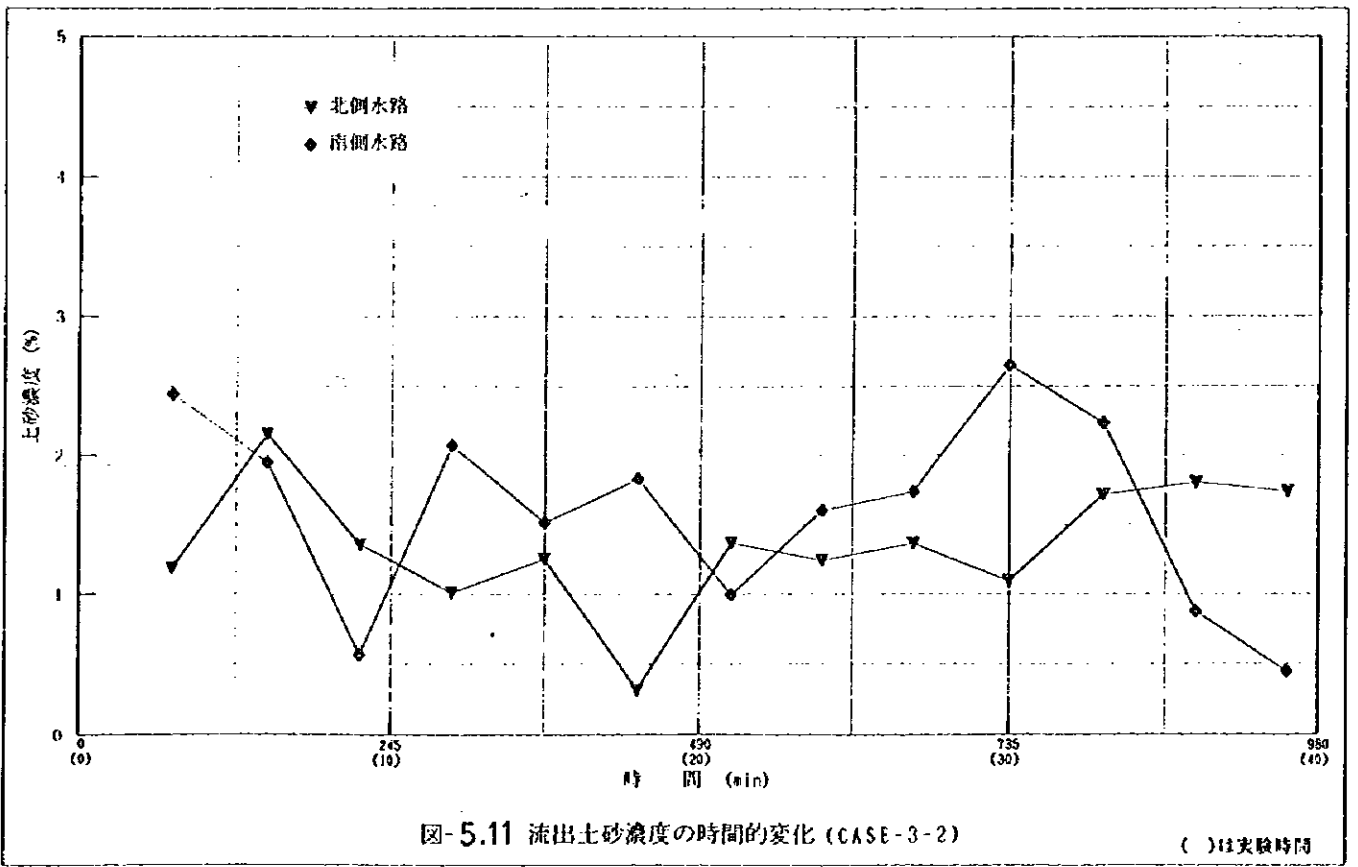
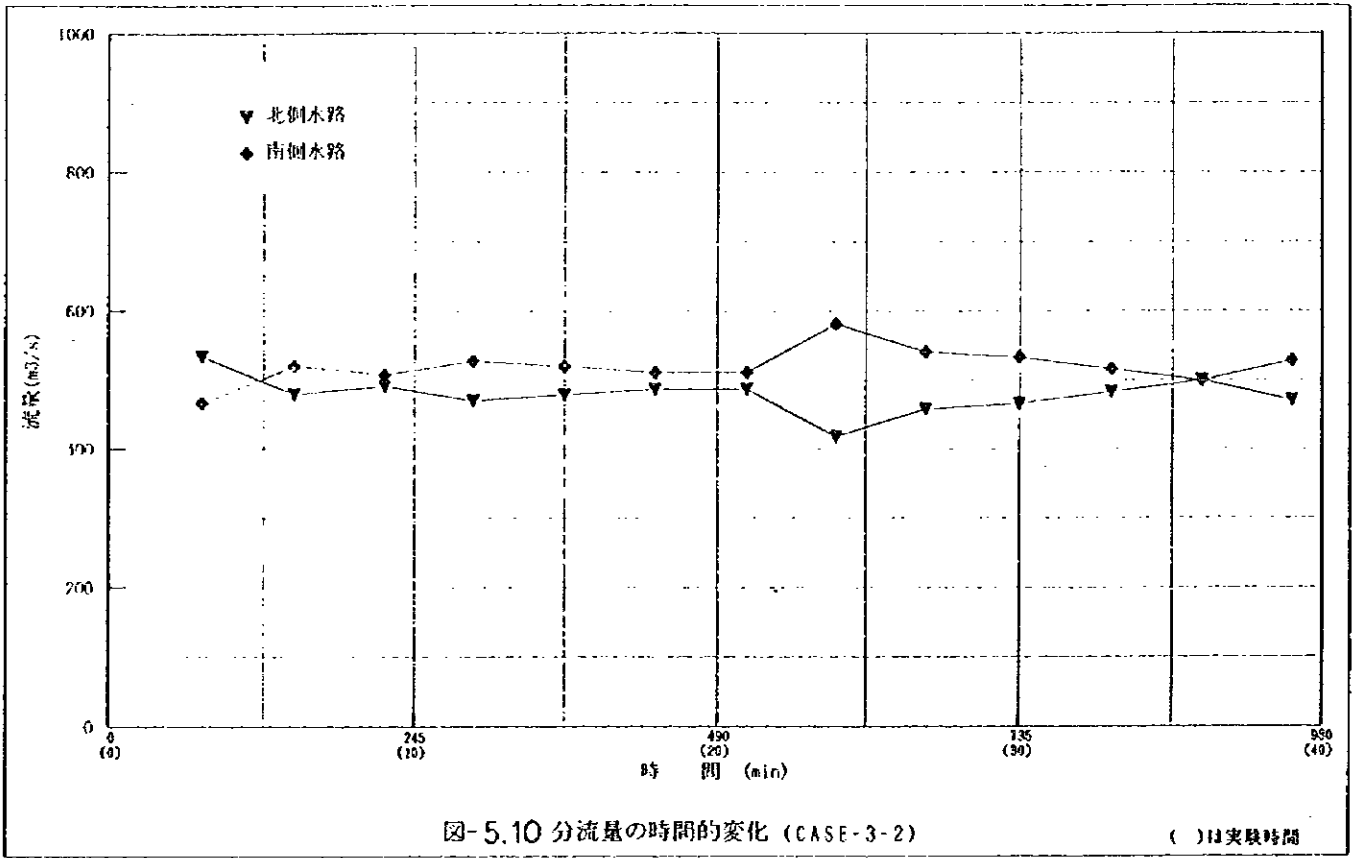
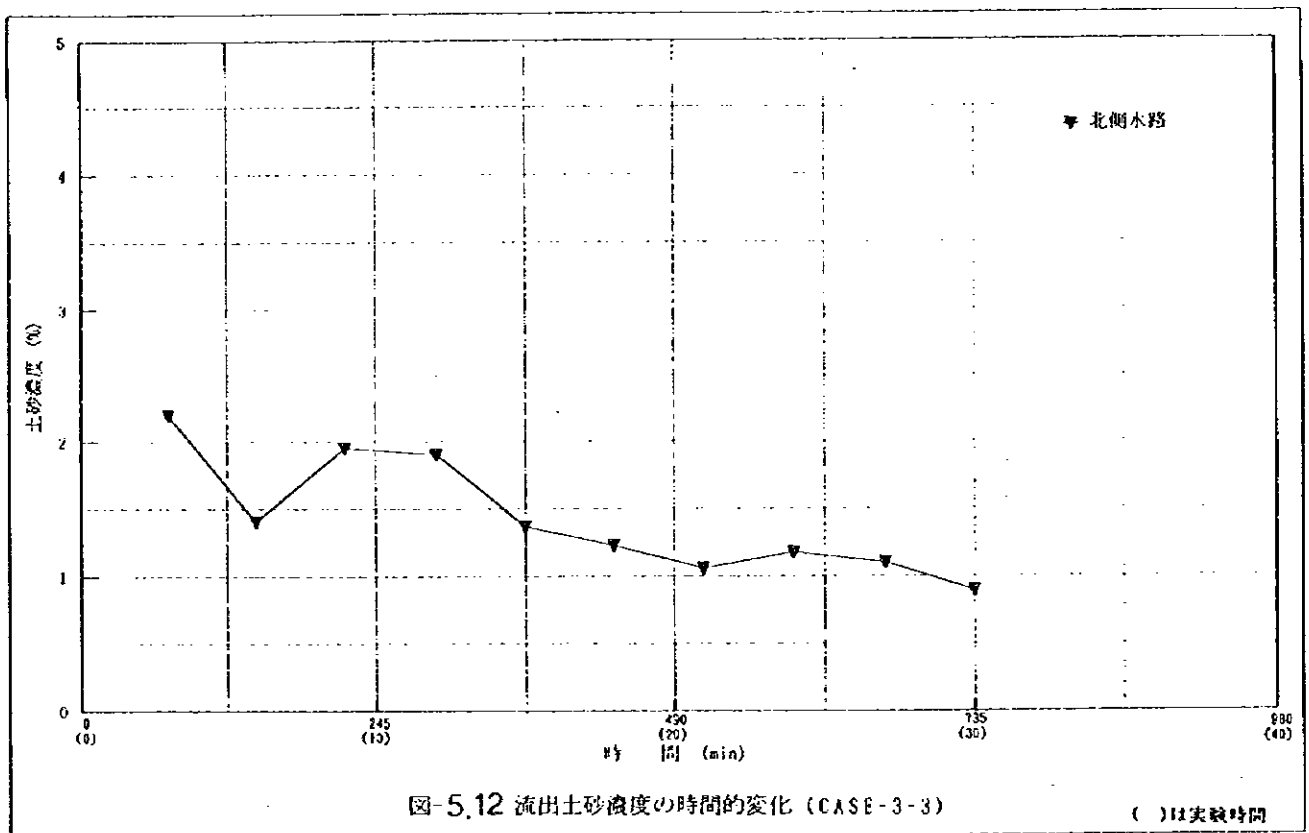


図-5.7 分流構造物設置実験 (I) (ケース3) 模型形状







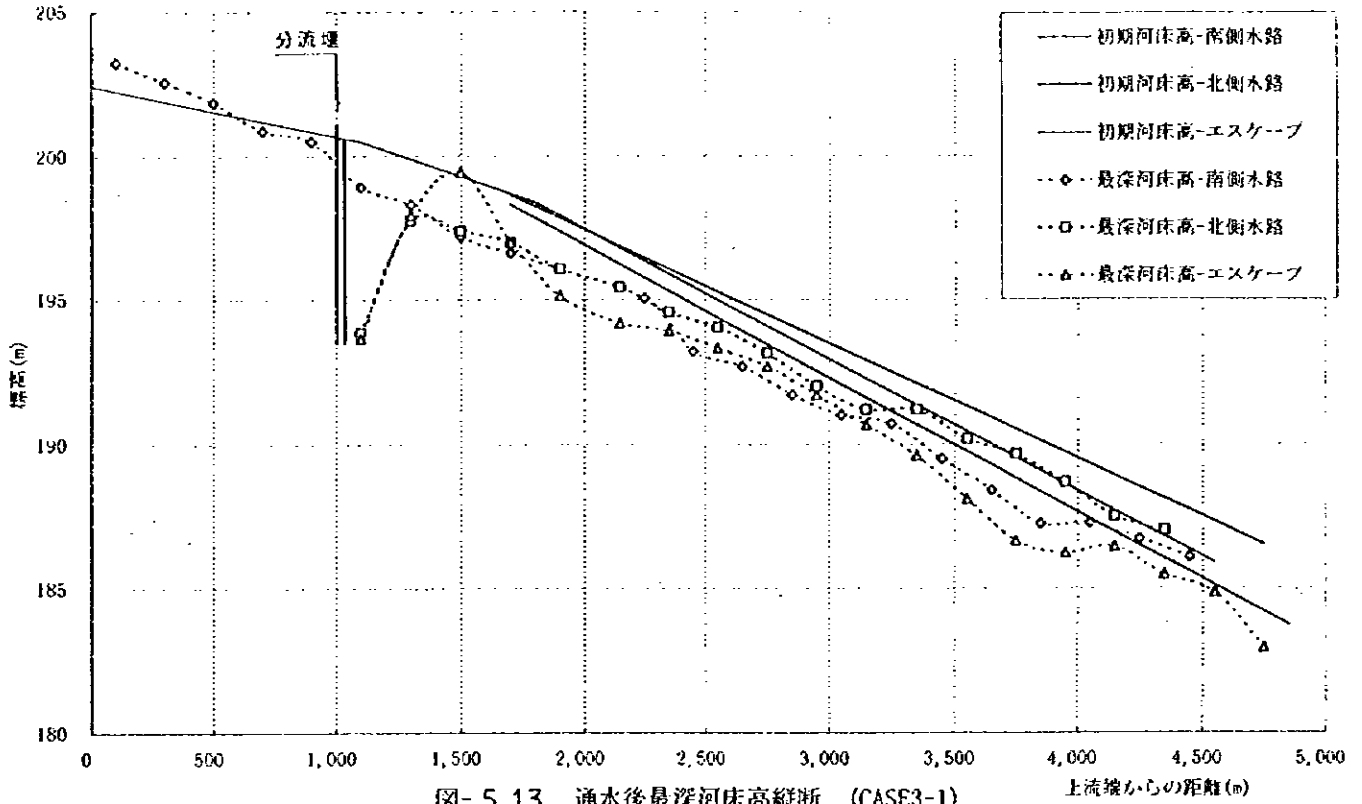


図-5.13 通水後最深河床高縦断 (CASE3-1)

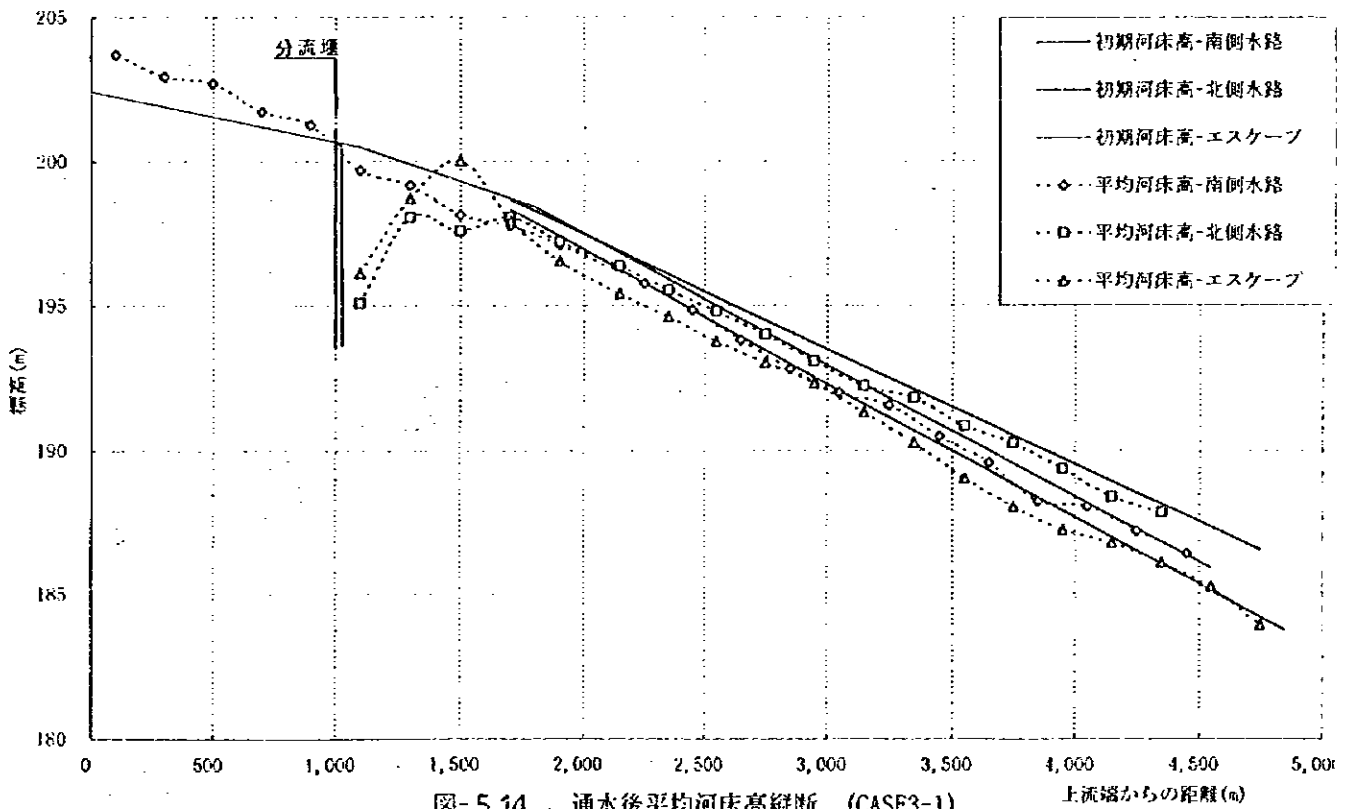
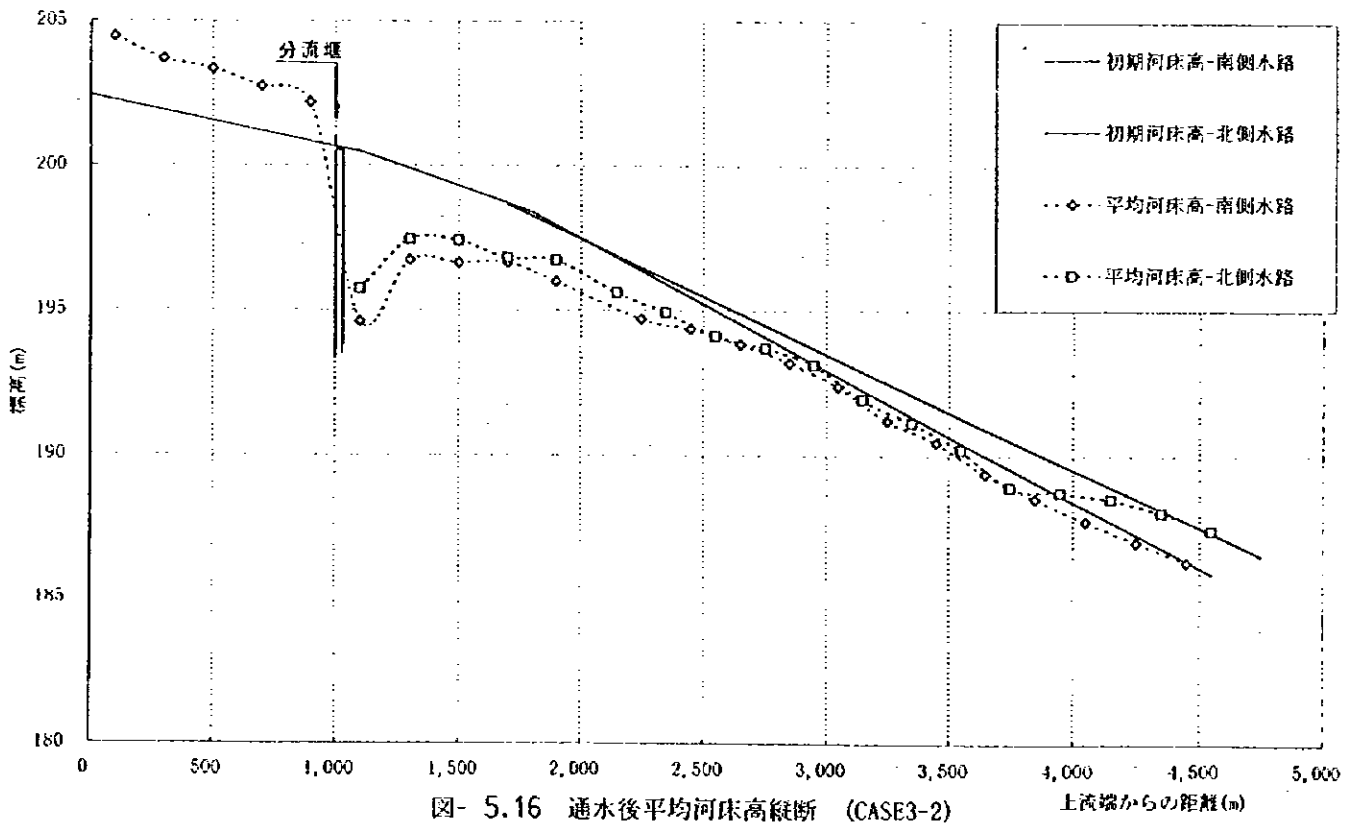
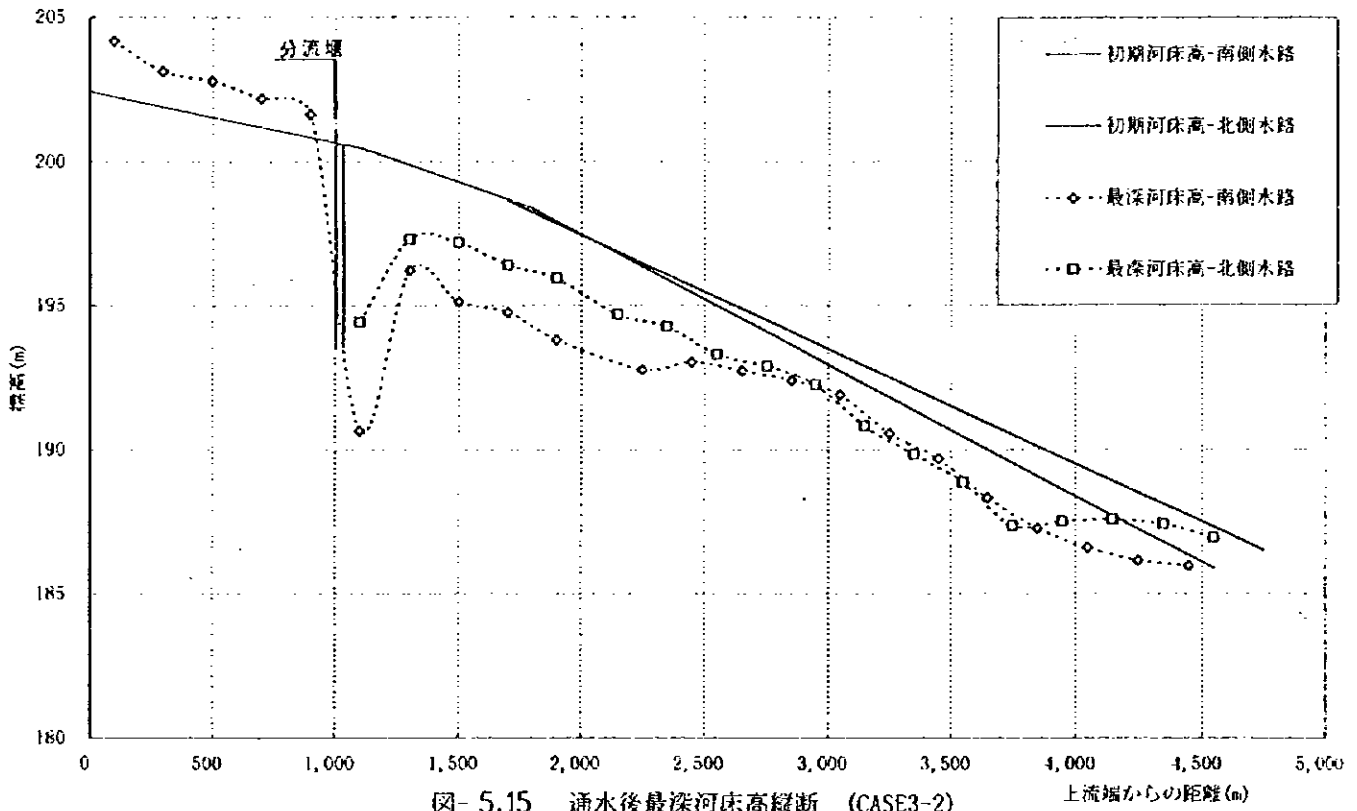


図-5.14 通水後平均河床高縦断 (CASE3-1)





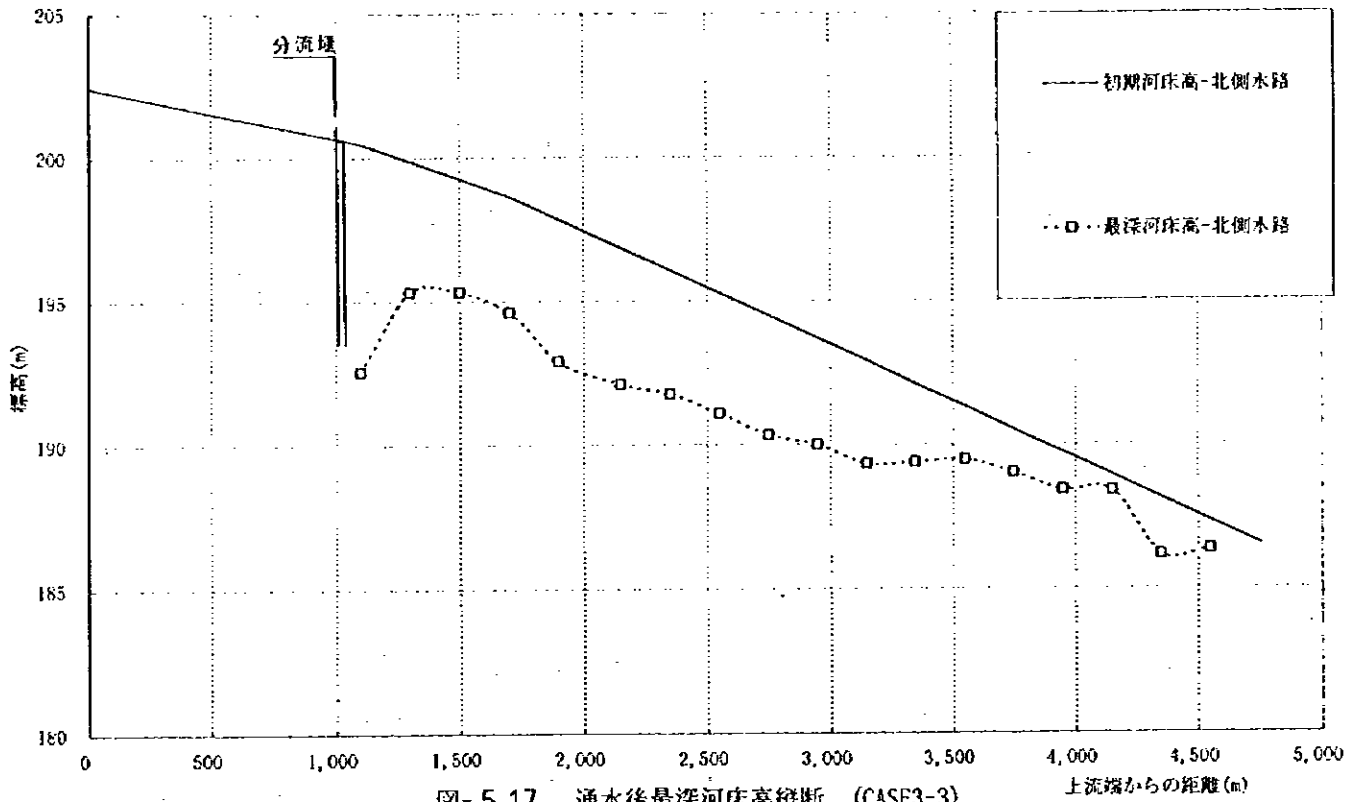


図-5.17 通水後最深河床高縦断 (CASE3-3)

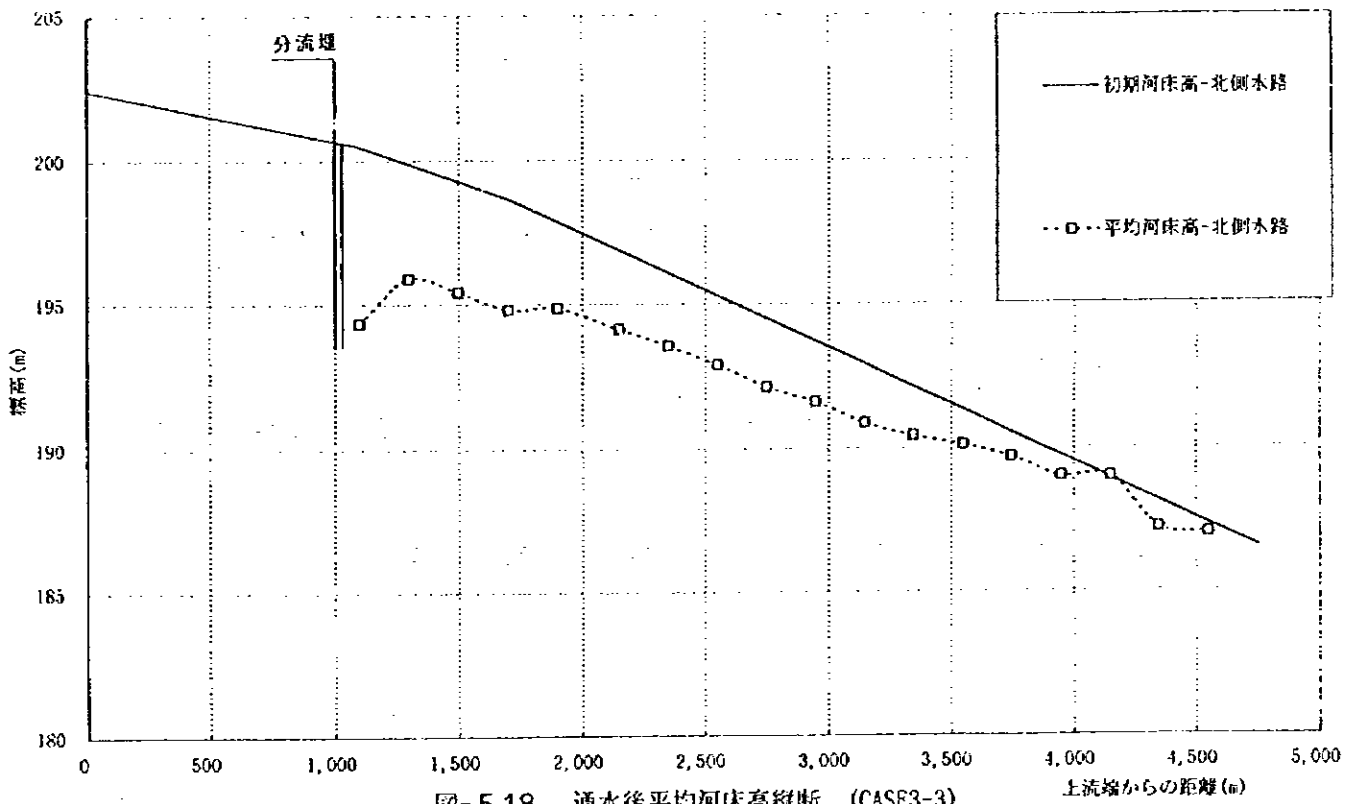


図-5.18 通水後平均河床高縦断 (CASE3-3)

### 5.2.3 分流構造物設置実験（Ⅱ）（ケース4）

#### （1）実験内容

ケース3の模型形状から分流堰を撤去し、導流堤だけを設置した場合の各水路への分流量と河床変動、導流堤沿いの局所洗掘状況を把握するために実施した（図-5.19 参照）。本実験では、特に一つの水路の河床変動の影響が他の水路にどのように影響するかに着目した。

#### （2）実験結果

##### 1) 流況

巻末に流況写真を示す。

分流堰を撤去したため、河床変動による流れの首振り周期はケース3-1に比べて短い。流れは北側水路とエスケープ間を周期的に移動し、南側水路への流入量は比較的安定している。北側水路と南側水路を分ける導流堤の先端部では深さ約4mの局所洗掘が生じる。

##### 2) 分流量と流出土砂濃度

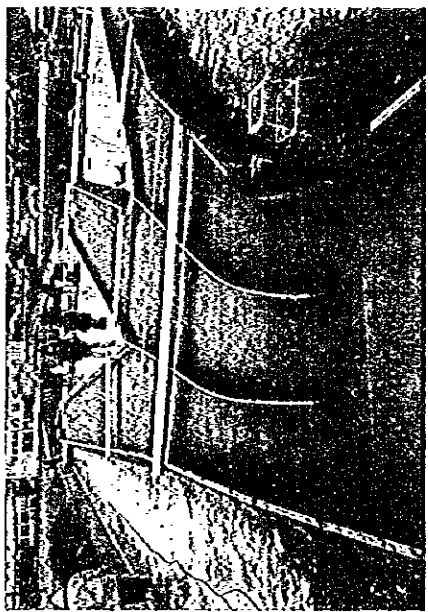
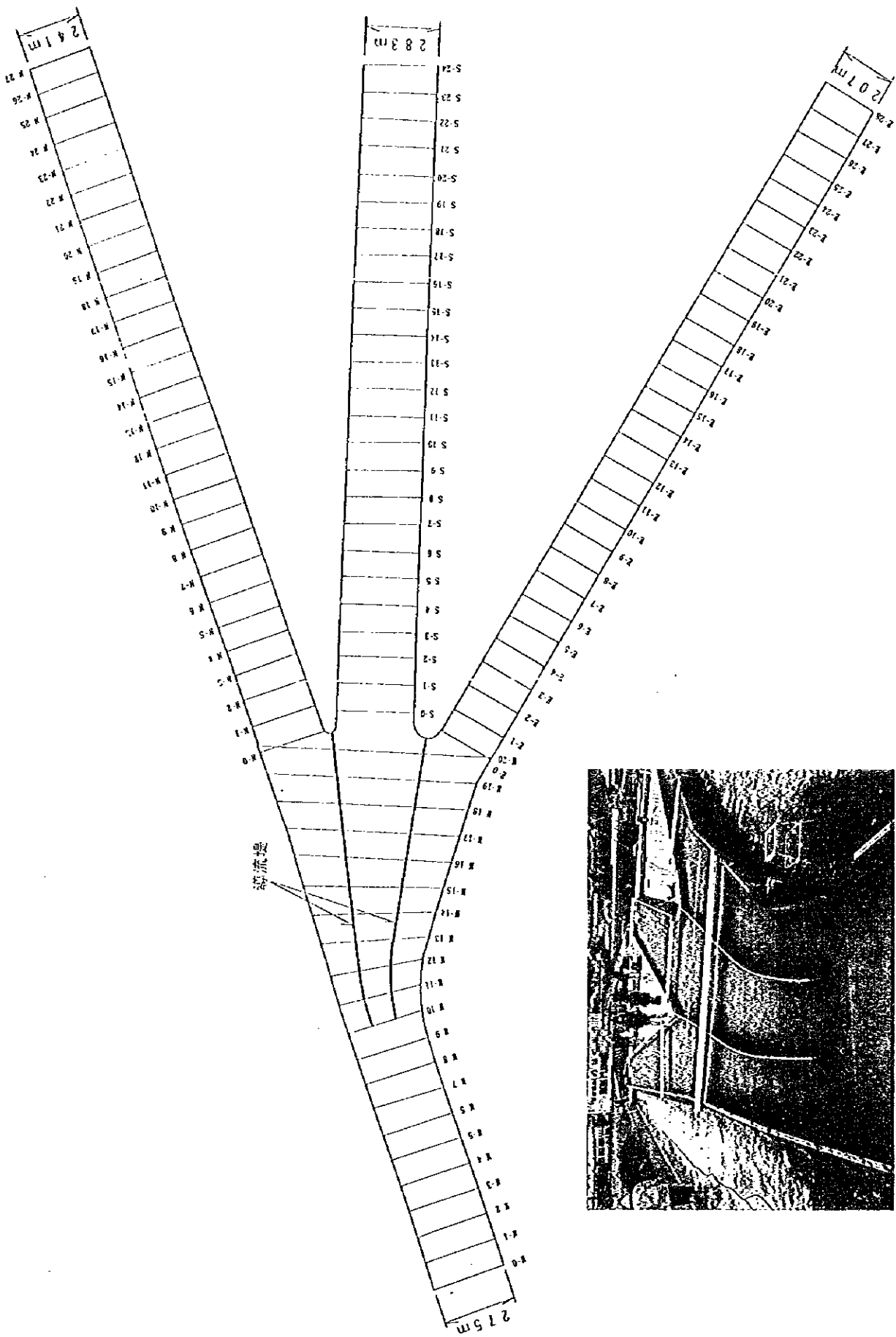
図-5.20に分流量の時間的変化を、図-5.21に流出土砂濃度の時間的変化を示す。

分流量は北側水路とエスケープ間で周期的に変化するが、南側水路の変動幅は比較的小さい。流れの首振りの周期は無施設（ケース2）時とほぼ同じで約20分程度である。一つの水路への最大流入量は、全流量の約70%弱である。

##### 3) 河床変動

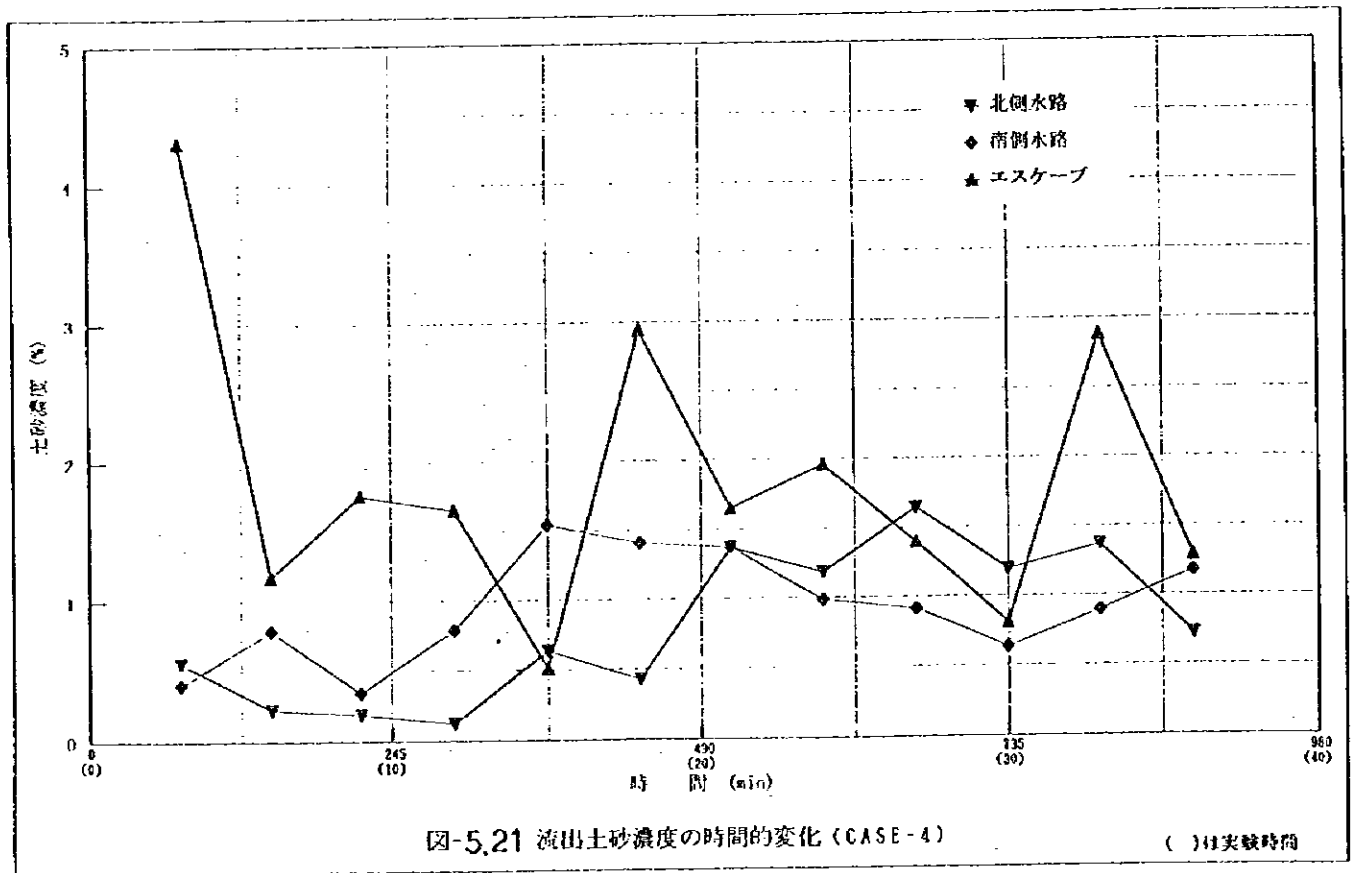
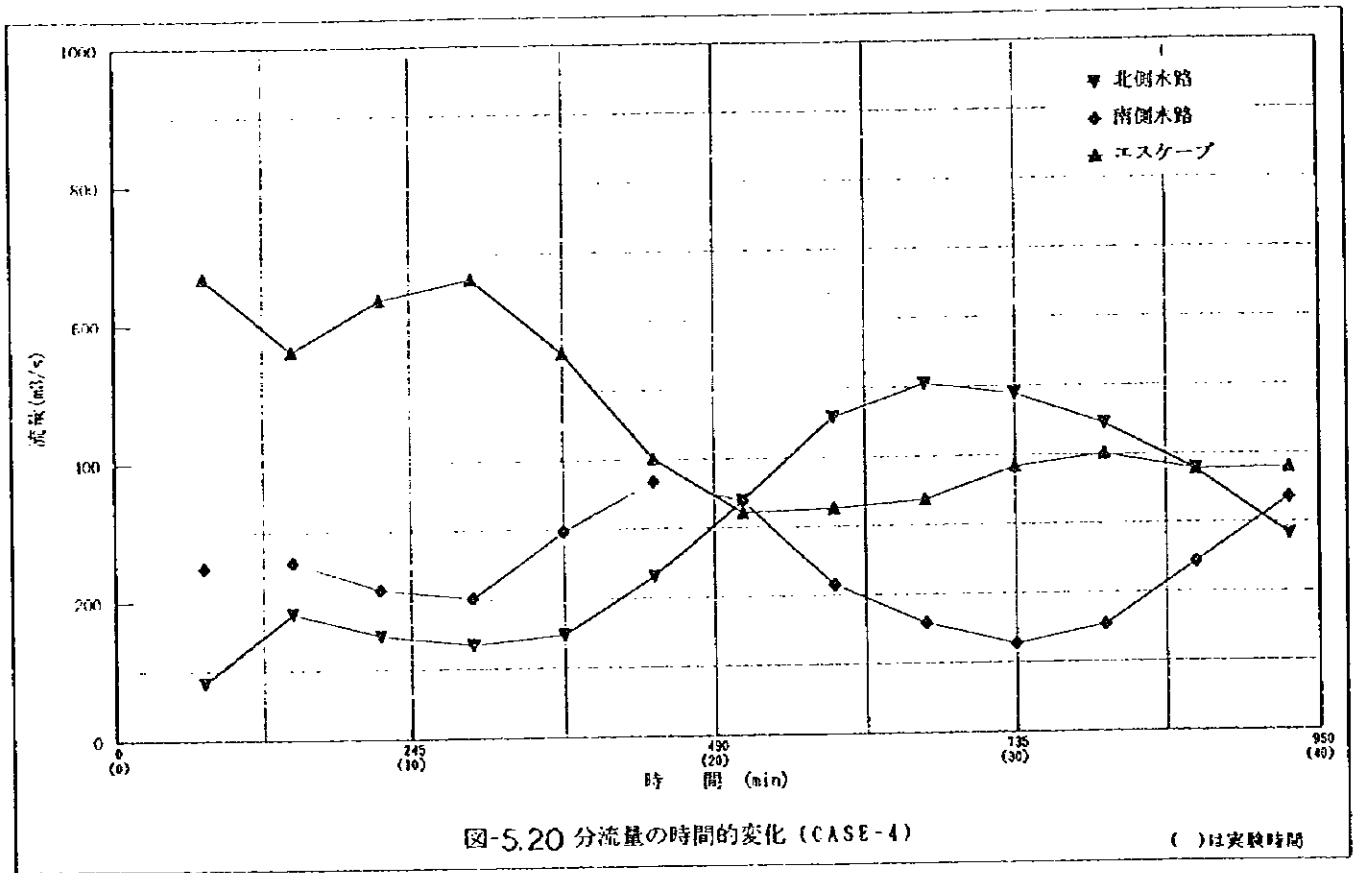
図-5.22に実験終了後の最深河床高縦断図を、図-5.23に実験終了後の平均河床高縦断図を示す。

3本の水路とも、洪水後の河床勾配は初期河床勾配とほぼ一致している。



模型形状写真

図一5. 19 分流構造物設置実験 (II) (ケース4) 模型形状



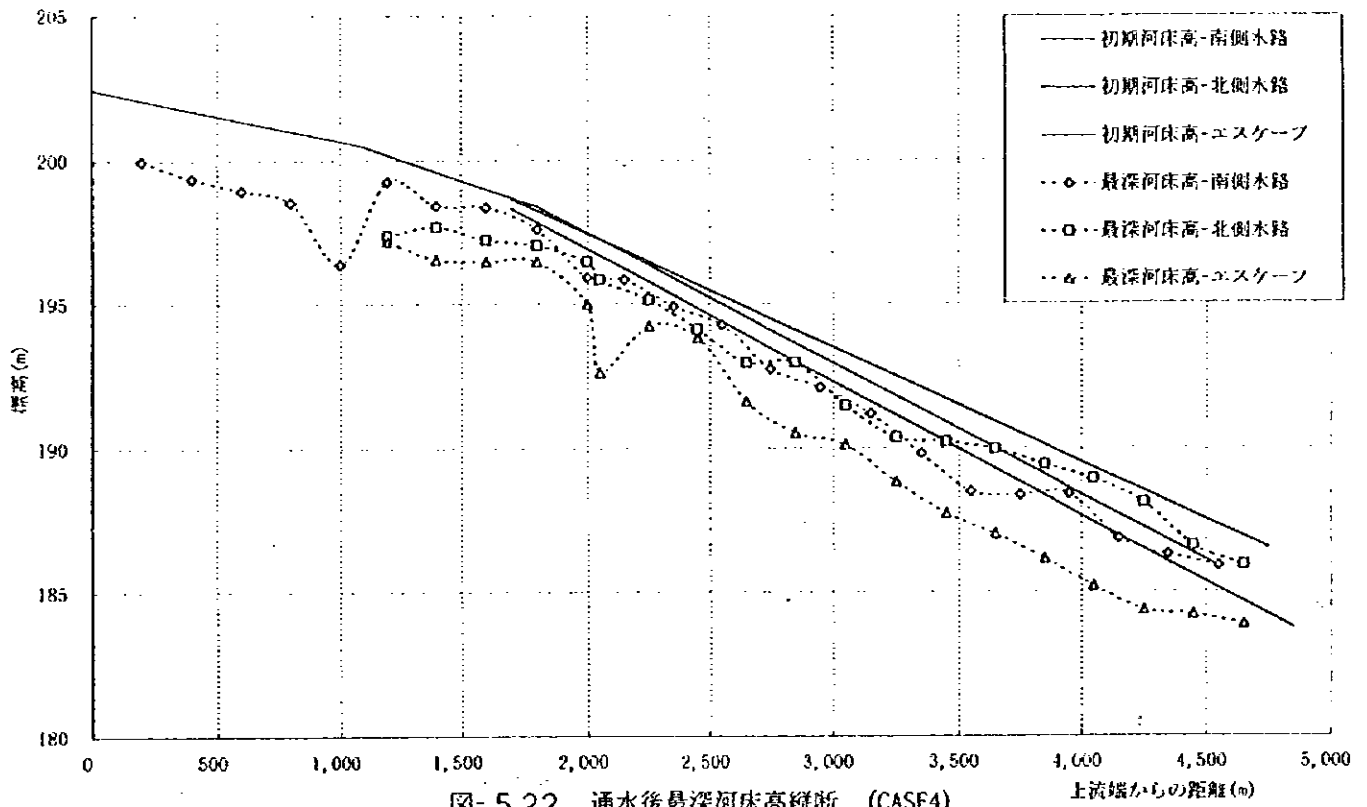


図- 5.22 通水後最深河床高縦断 (CASE4)

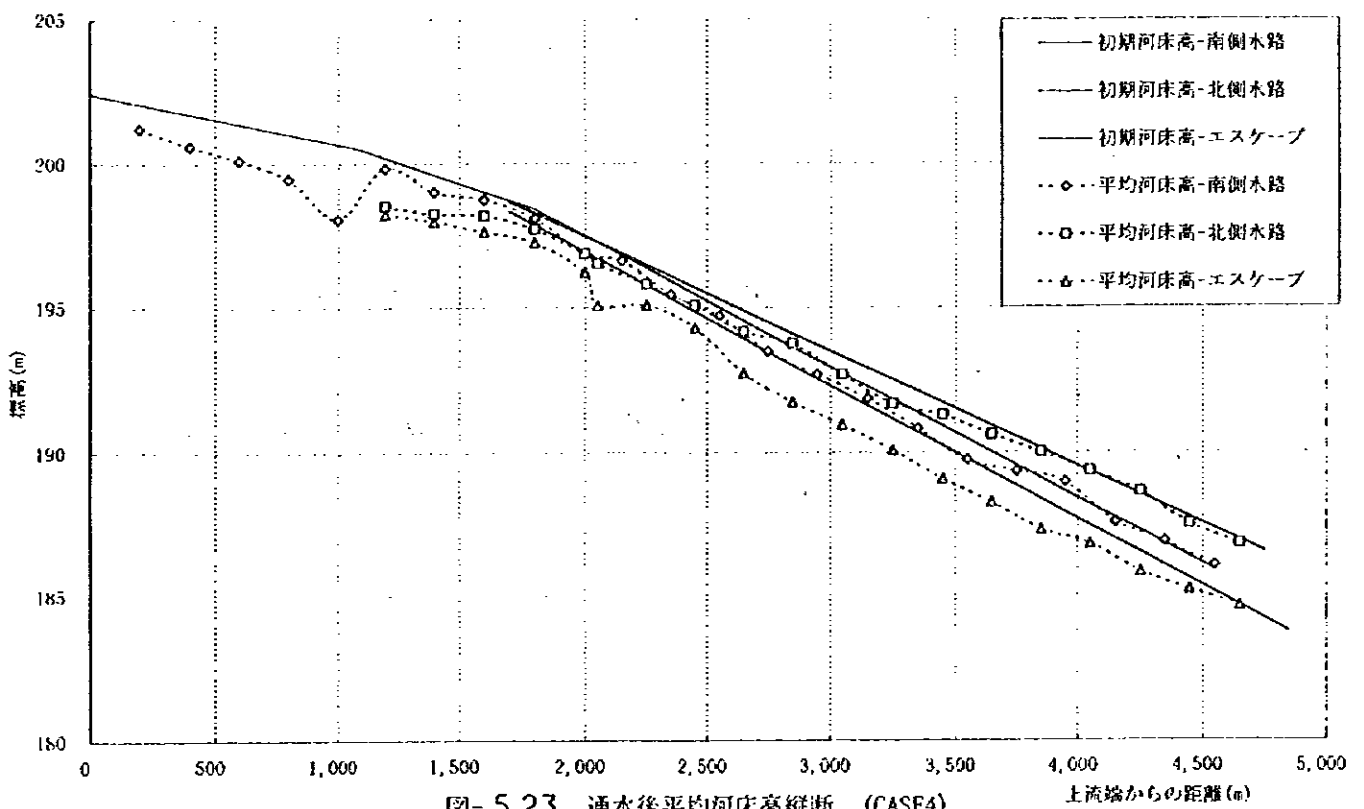


図- 5.23 通水後平均河床高縦断 (CASE4)

## 5.2.4 分流構造物設置実験（Ⅲ）（ケース5）

### （1）実験内容

分流堰を3本の水路の分岐点に設置し、分流量と河床変動、分流堰及び導流堤周辺の洗掘状況を把握するために実施した（図-5.24 参照）。

### （2）実験結果

#### 1) 流況

巻末に流況写真を示す。

分流堰上流側の拡幅部で生じる河道変動は、この地点の分流堰では制御することができない。したがって、流れの首振りの周期は無施設（ケース2）に近い。分流堰の直下流では深さ3～5mの局所洗掘を生じる。

#### 2) 分流量と流出土砂濃度

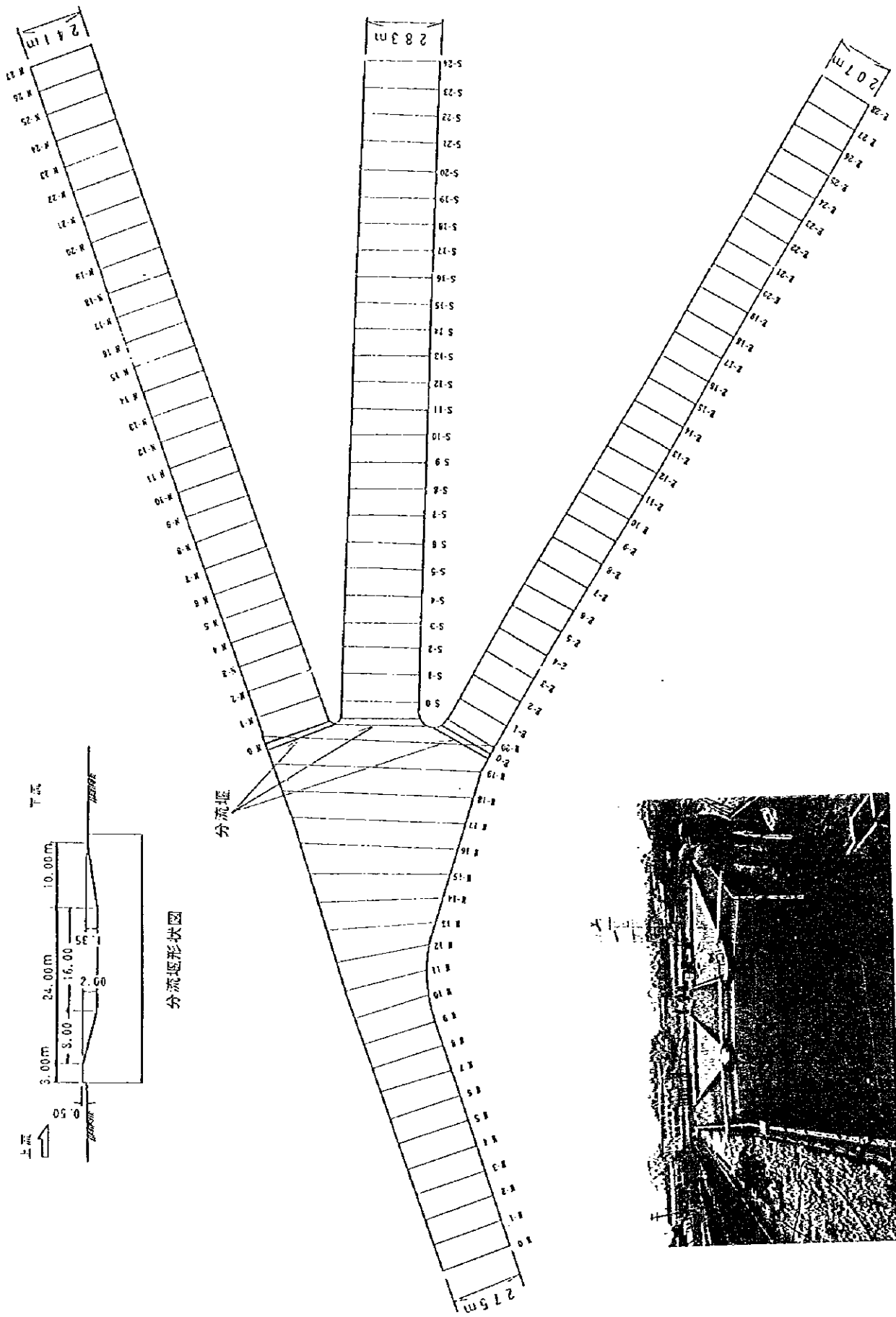
図-5.25に分流量の時間的変化を、図-5.26に流出土砂濃度の時間的変化を示す。

一つの水路への最大流入量は、全流量の約80%弱であり、無施設（ケース2）の状態に近い。12分前後でエスケープへの流入量が一時的に増加しているが、これを除けば実験の後半にエスケープの流入量が増加するパターンは無施設時と類似している。

#### 3) 河床変動

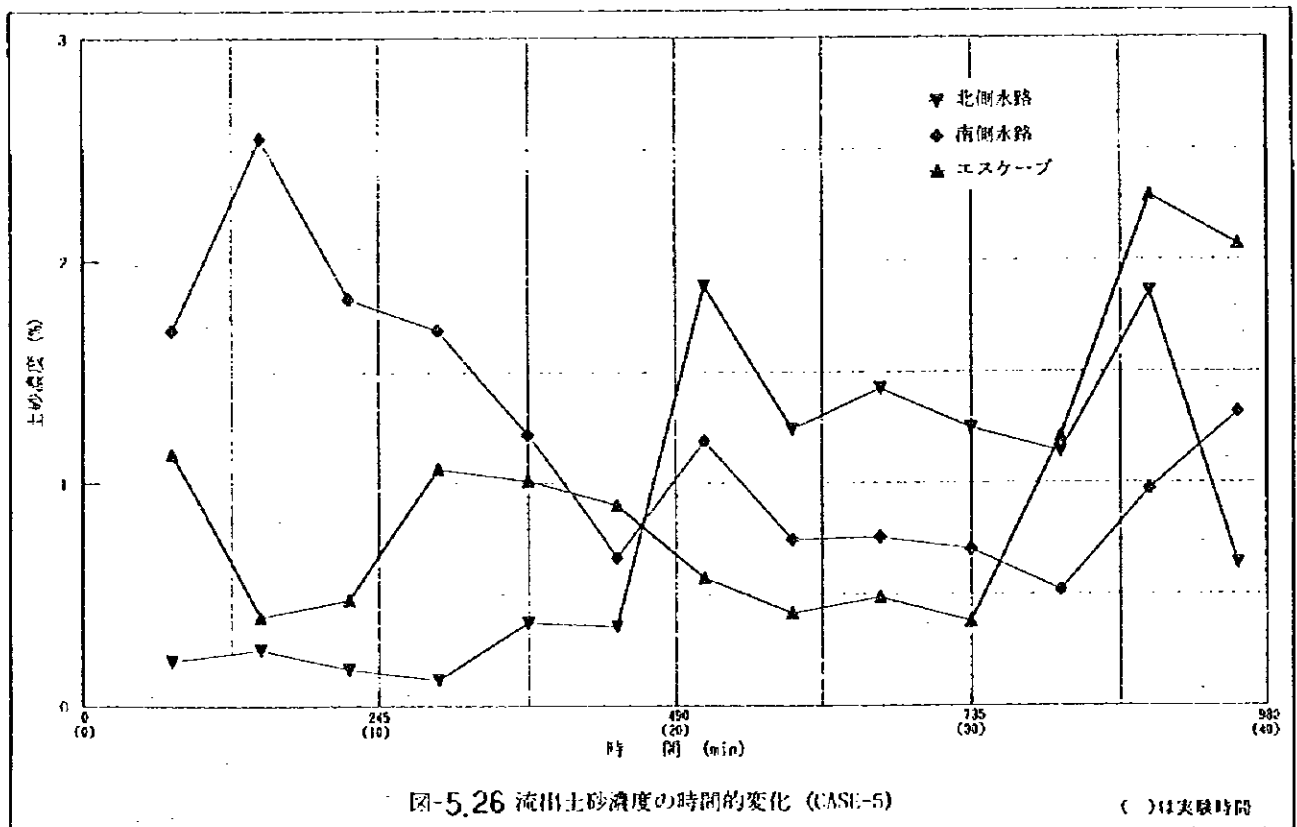
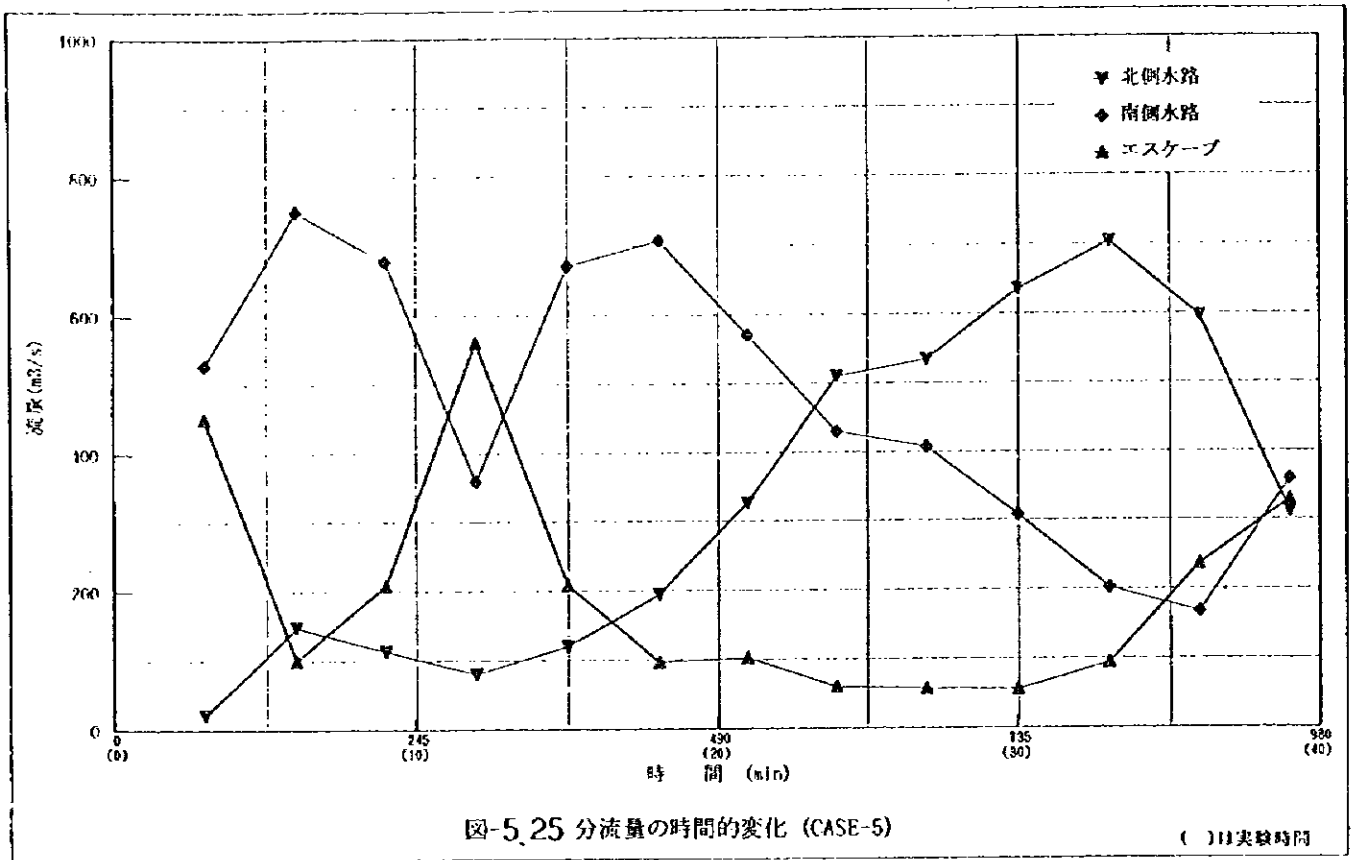
図-5.27に実験終了後の最深河床高縦断面図を、図-5.28に実験終了後の平均河床高縦断面図を示す。

北側水路の洪水後の河床勾配は初期河床勾配とほぼ一致しているが、南側水路とエスケープは初期河床勾配よりも緩くなっている。



分流堰形状図

図一五. 2.4 分流構造物設置実験(Ⅲ)(ケース5) 模型形状





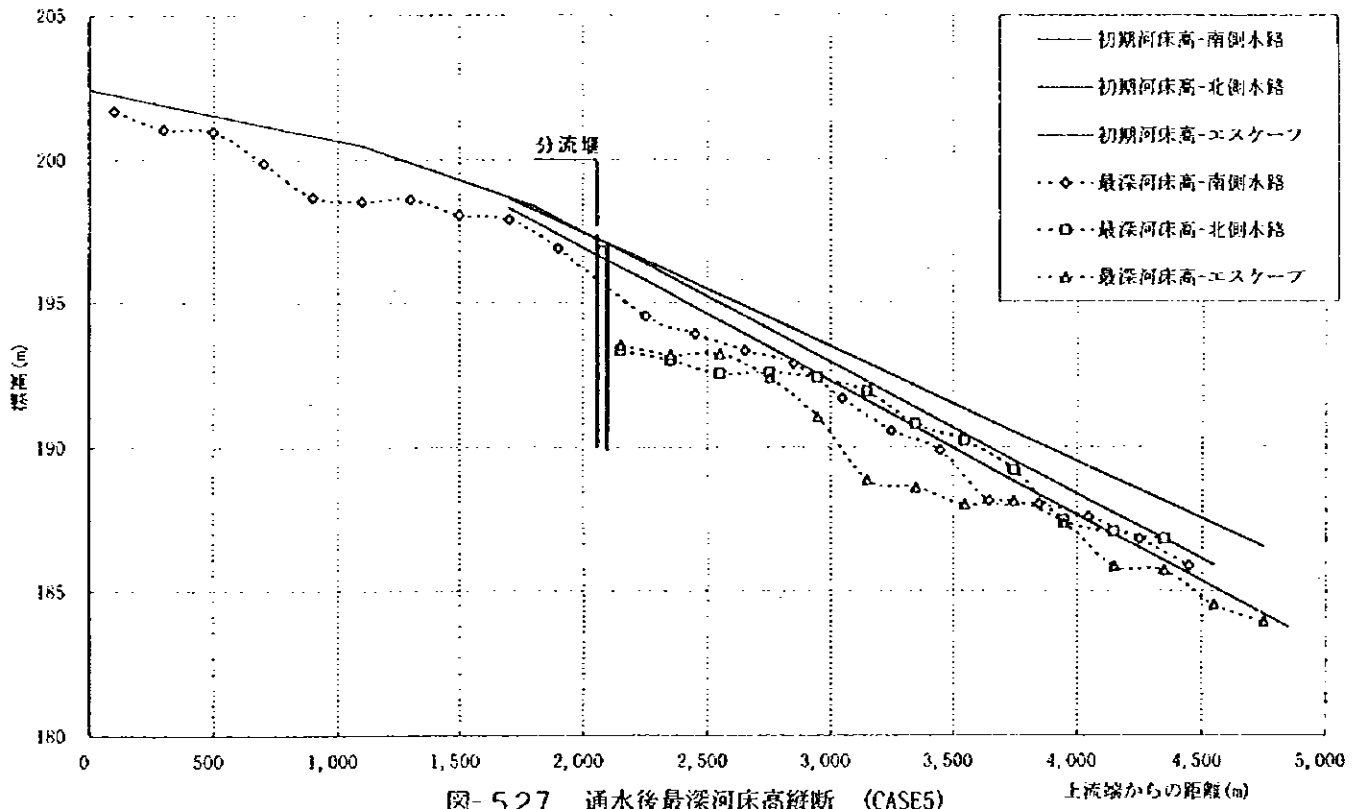


図- 5.27 通水後最深河床高縦断 (CASE5)

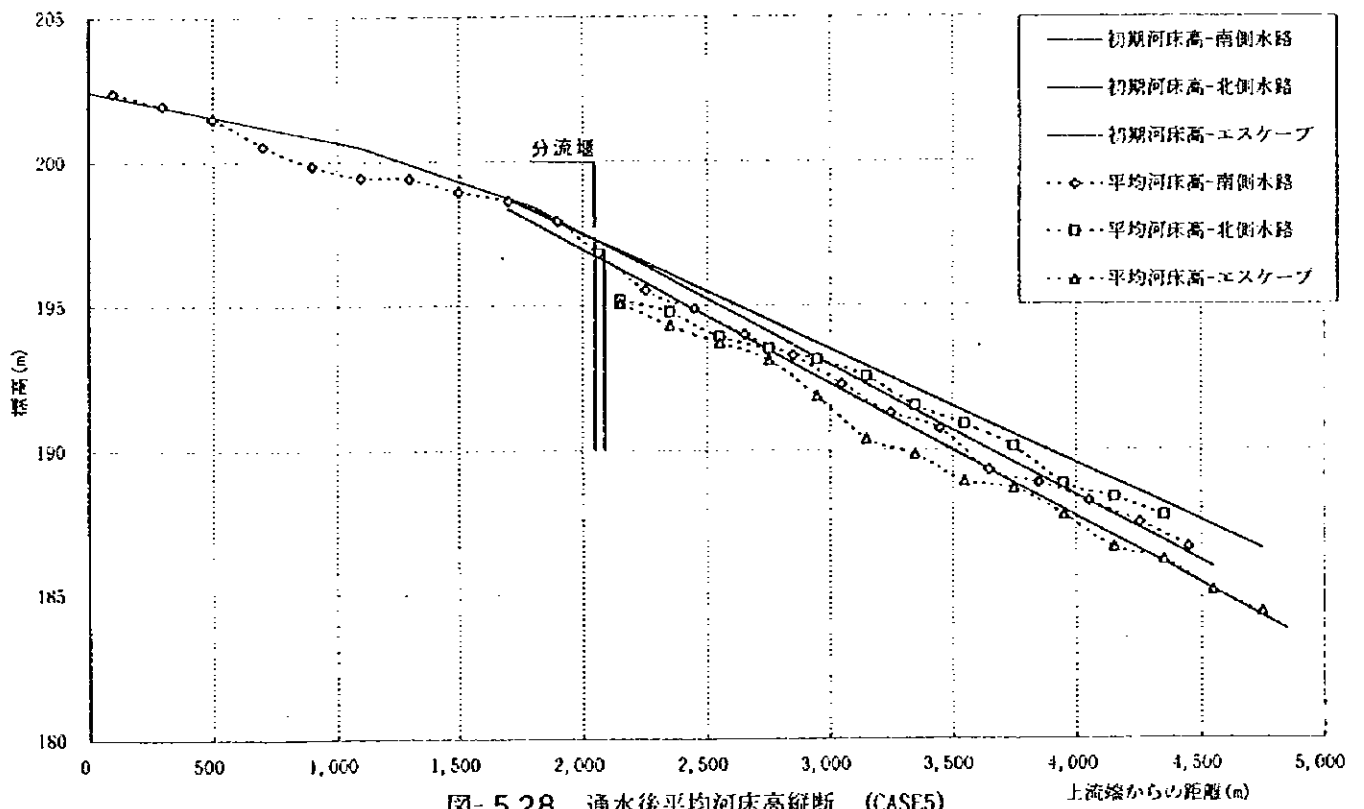


図- 5.28 通水後平均河床高縦断 (CASE5)

### 5.3 抽出実験

#### (1) 実験内容

本実験は、3次元歪み模型実験で観察された分流堰周辺の洗掘規模を定量的に把握し、構造物を設計する際の根入れ深や護床工の長さを決める際の検討資料とするため、縮尺1/75の無歪み模型で検討した。実験は、分流堰上下流の最大洗掘深と洗掘長の時間的变化と分流堰下流の河床が低下した場合の洗掘規模の変化の確認を行った。

#### (2) 実験結果

各ケースの実験結果は表-5.3のとおりである。

表-5.3

分流堰の抽出実験結果

ケース番号	実験名	検討形状	実験結果
1	予備実験		無給砂時の 400 m <sup>3</sup> /secでは堰上下流とも顕著な洗掘は発生しなかった。徐々に流量を増加させたところ、1,500 m <sup>3</sup> /secで堰の上下流に 1.5~2.25m の洗掘が見られた。ピーク流量相当時(2,500 m <sup>3</sup> /sec)には堰上流側の洗掘深は最大で約 6.25m、洗掘長は約 15m、堰下流側では洗掘深は最大で約 2.25m、洗掘長は約 30mとなった。その後、給砂を開始したところ、堰上流側の河床上昇に伴って堰上下流の洗掘は減少する状況が観察された。この結果から、対象流量は当初の手定通り設計ピーク流量の70%の流量 1,750 m <sup>3</sup> /secとし、現地の状況と洗掘深が安定するまでの時間を考慮してすべて給砂実験とした。
2			通水開始直後、堰下流では1.5mの洗掘が観察され、通水開始10分後(現地換算で1.44時間に相当)には堰上流側の洗掘深は最大で約 2.25m、洗掘長は約 2.25m、堰下流側では洗掘深は最大で約 2.25m、洗掘長 13mとなった。その後、堰上流側の河床上昇に伴って堰上下流の洗掘は減少する傾向となり、通水開始20分後(現地換算で2.88時間に相当)には堰内部に砂が堆積する状況が確認された。
3	横断構造物周辺の洗掘特性把握実験		通水開始直後から堰下流での洗掘深の発達が悪しく、通水開始5分後(現地換算で43分に相当)には堰下流では初期河床面から約 11.25mの洗掘が生じていた。その後も洗掘深は増加し、通水開始25分後(現地換算で3.6時間に相当)には最大で約 16.5m、洗掘長は約 41mとなった。その後の堰下流の洗掘深は多少の増減を繰り返しながら減少傾向となり、通水後1時間(現地換算で8.66時間に相当)ではほぼ安定となった。そのときの堰下流の洗掘深は初期河床面から約 9.75m、洗掘長約 37.5mであった。
4			通水開始直後から堰下流での洗掘深の発達が著しく、通水開始2~3分後(現地換算で17~26分に相当)には堰下流は初期河床面から約 10~15mの洗掘が生じていた。その後も洗掘深は増加し、通水開始5分後(現地換算で43分に相当)には水床底面まで洗掘が達し、洗掘深の測定に不応となった。その後の堰下流の洗掘深は発達し、通水後20分(現地換算で2.88時間に相当)では洗掘長は約 45m(最長)となった。その後は堰下流の洗掘深は減少傾向となり、通水後1時間(現地換算で10.11時間に相当)ではほぼ安定となった。そのときの堰下流の洗掘長は約 37.5mであった。
5	洗掘対策工の検討実験		通水開始直後から堰下流に設置した蛇籠堰下流端での洗掘深の発達が悪く、通水開始2~3分(現地換算で17~26分に相当)には初期河床面から約 3.75mの洗掘が生じており、蛇籠の下も同程度に洗掘されていた。最下流端の蛇籠が傾斜した後に、沈下した蛇籠の直上流の蛇籠が沈下し始める様子も観察され、蛇籠の沈下にしたがって蛇籠下の砂が移動し洗掘は上流へと拡大していく。しかし、洗掘深は増加せず、洗掘対策工としての蛇籠の設置は良好であると考えられる。
6	横断構造物の形状検討実験		堰の内部に砂が著しく堆積した場合は横断構造物としての安定した流量の配分効果が薄れると思われることから、堰の形状を変更して堰内の砂の堆積を軽減効果について観察した。堰上流側の河床上昇にともななって、堰下流の河床も上昇し、堰内には砂の堆積が見られた。堰下流の河床が上昇傾向にある場合は堰内に砂が堆積することは予想されるが、そのような状況下では堰の形状を定めるだけでは堰内の砂を排除することは困難であることが分かった。
7			本ケースでは上流からの給砂を無くして堰下流の河床が低下傾向にある場合を想定した堰内の砂の堆積状況把握実験を実施した。堰上流からの砂の流入が減少したために、堰内の砂の堆積は見られなくなったが堰の上流下流で洗掘が発生する様子が観察された。洗掘深の最大値は、堰上流で約 3.75m、堰下流で約 1.8mであった。したがって、堰内の砂の堆積が減少しない状況では堰周辺の洗掘が発達することが観察され、洗掘対策工の必要性が改めて確認された。
8	横断構造物周辺の洗掘特性把握実験		本ケースでは上流からの給砂を無くして堰下流の河床が低くある状態での洗掘実験を実施した。河床低下は実験No.3と同様に初期河床から 3.75mである。堰下流での初期河床面からの洗掘深は実験終了時約 13.5m、洗掘長は約 53mであり、河床が低下した状態で給砂量が減少した場合の堰下流の洗掘はかなり大規模になると予想される。

## 第 6 章 考 察

### 6.1 歪み模型に適用する流砂量式に関する考察

流砂量式の検討実験（ケース）結果から、河床が動的平衡状態になる給砂濃度は表-6.1に示す値をとるものと推察される。

表-6.1 河床が動的平衡状態になる給砂濃度

河 床 勾 配		流 量		河床が動的平衡状態になると推察される給砂濃度（模型値）
現地	模型値	現地	模型値	
			単位幅流量	
1/570	1/143	1,500 m <sup>3</sup> /sec	17.41 lit/s	1.3%
1/240	1/60	1,000 m <sup>3</sup> /sec	14.5 lit/s	5.0%

この結果に基づいて、歪み度4（水平縮尺=1/50、鉛直縮尺=1/37.5）、粒径歪み1.875（0.3 mm / 0.16mm）に適用する流砂量式を検討してみる。

ミタワン実験では、浮遊砂を含む流砂量式として Brown 式を基本にしていることから、基本式は (6.1) 式のようになる。

$$q_s / (u_* \cdot d) = a \cdot \tau_*^\beta \dots\dots\dots (6.1)$$

① I=1/143、Q=17.39 lit/s、 $\rho=1.3\%$ の場合

$$\begin{aligned} \text{土砂量は、} q_s &= 0.01739 \times 0.013 &= 0.000226 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (空隙含む； } \lambda=0.45) \\ & &= 0.000124 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (実体積)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{等流水深は} h &= \{ n \cdot Q / (B \cdot I^{0.5}) \}^{0.6} = \{ 0.03 \times 0.0174 / (1.0 \times (1/143)^{0.5}) \}^{0.6} \\ &= 0.049 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{摩擦速度は} u_* = (g \cdot h \cdot I)^{0.5} = (9.8 \times 0.049 \times 1/143)^{0.5} = 0.0581 \text{ m/sec}$$

$$\text{無次元掃流力は} \tau_* = h \cdot I / (\sigma_s / \rho - 1) = (0.049 \times 1/143) / (1.65 \times 0.00016) = 1.30$$

$$q_s / (u_* \cdot d) = 0.000124 / (0.0581 \times 0.00016) = 13.37$$

空隙率 $\lambda$ は、対象粒径が小さい場合には幅があるので、次の式で求めた。

$$\lambda = 0.245 + 0.0864 \cdot d_{50}^{-0.21} = 0.245 + 0.0864 \times 0.016^{-0.21}$$

土砂水理学 1、森北出版、河村三郎 (1982) p15

②  $I=1/60$ 、 $Q=14.5 \text{ lit/s}$ 、 $\rho=5.0\%$ の場合

$$\begin{aligned} \text{土砂量は、} q_s &= 0.0145 \times 0.050 &= 0.000725 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (空隙含む； } \lambda=0.45) \\ & &= 0.000399 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (実体積)} \end{aligned}$$

$$\text{等流水深は } h = \left\{ (0.03 \times 0.0145) / (1.0 \times (1/60)^{0.5}) \right\}^{0.6} = 0.034 \text{ m}$$

$$\text{摩擦速度は } u_* = (9.8 \times 0.034 \times 1/60)^{0.5} = 0.075 \text{ m/sec}$$

$$\text{無次元掃流力は } \tau_* = ((0.034 \times 1/60) / (1.65 \times 0.00016)) = 2.17$$

$$q_s / (u_* \cdot d) = 0.000399 / (0.075 \times 0.00016) = 33.25$$

したがって、上記の2点の  $q_s / (u_* \cdot d)$  と  $\tau_*$  の関係から係数  $\alpha$  と  $\beta$  を求めると、

$$\beta = (\log 33.25 - \log 13.37) / (\log 2.17 - \log 1.30) = 1.78, \quad \alpha = 8.37$$

となり、修正流砂量式 (6.2) 式を得る。

$$q_s / (u_* \cdot d) = 8.37 \cdot \tau_*^{1.78} \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

この修正流砂量式 (6.2) 式を用いて、各条件における実験の土砂濃度との比較を行つてみる。

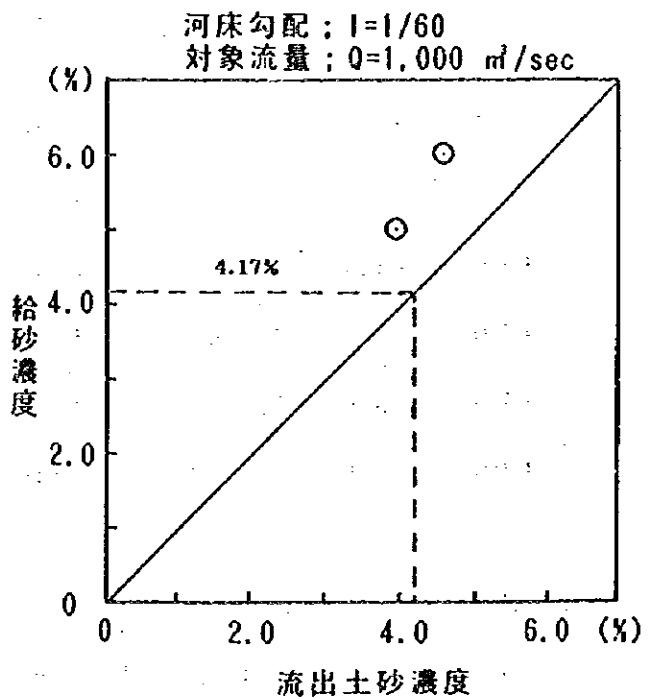
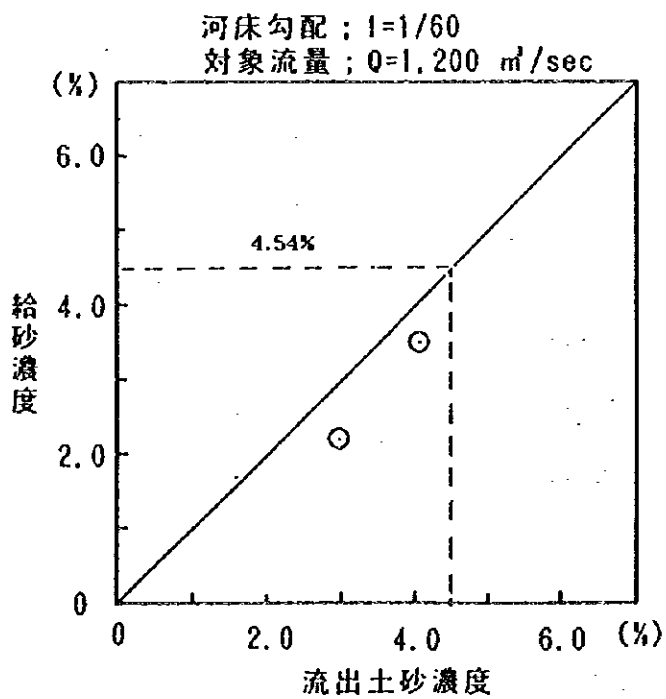
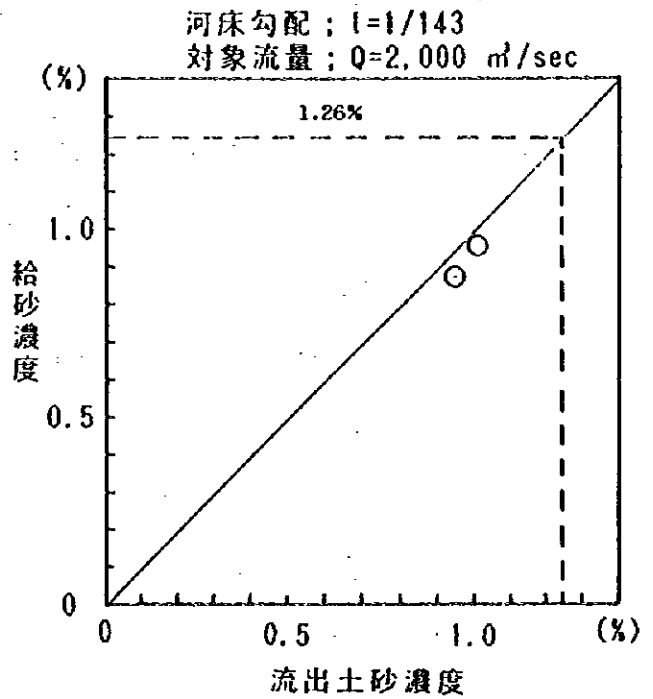
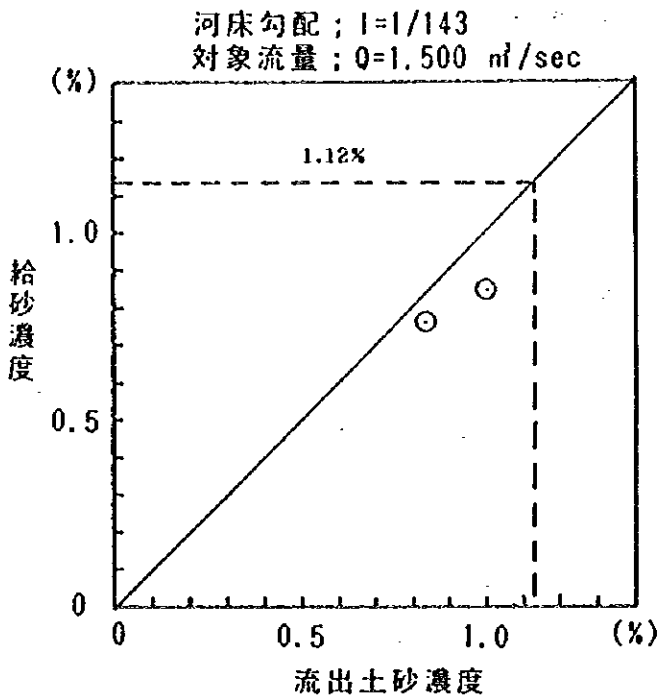
計算結果は表-6.2のとおりである。

表-6.2 修正流砂量式を用いた各条件における土砂濃度の比較

河床勾配		流量		流路幅		土砂濃度	
現地	模型値	現地	模型値	現地	模型値	空隙率	実体積
			単位幅流量			$\lambda = 0.45$	
1/570	1/143	1500 m <sup>3</sup> /sec	17.4 lit/s	375 m	2.5 m	1.30 %	0.71 %
1/570	1/143	2000 m <sup>3</sup> /sec	23.2 lit/s	375 m	2.5 m	1.47 %	0.80 %
1/240	1/60	1200 m <sup>3</sup> /sec	17.4 lit/s	300 m	2.0 m	5.10 %	2.80 %
1/240	1/60	1000 m <sup>3</sup> /sec	14.5 lit/s	300 m	2.0 m	5.00 %	2.70 %

図-6.1に修正流砂量式から求めた土砂濃度と実験の土砂濃度の比較を示す。

図より、修正流砂量式から求めた土砂濃度は実験値との対応がよく、歪み模型への適用が可能であると考えられる。



図一6.1 修正流砂量式による土砂濃度と実験値の比較

## 6.2 河床変動（流路幅）に関する考察

3次元歪み模型上で再現される河床変動の現象を説明するため、修正流砂量式を用いた簡易的な手法で考察を行う。対象とする流路は北側水路、南側水路、エスケープの3本の流路とする。

検討の手順は、実験終了後の平均河床低下量と河床勾配、平均分流量を用いて各流路の主流路幅を検討する。その結果、計算値と実験値とが一致すれば本検討は妥当であると考えられ、ミタワン流域の河床変動の概略の予測が、修正流砂量式を用いた簡易的な手法によって可能となる。流路幅の検討のフローを図-6.2、計算条件を表-6.3に示す。

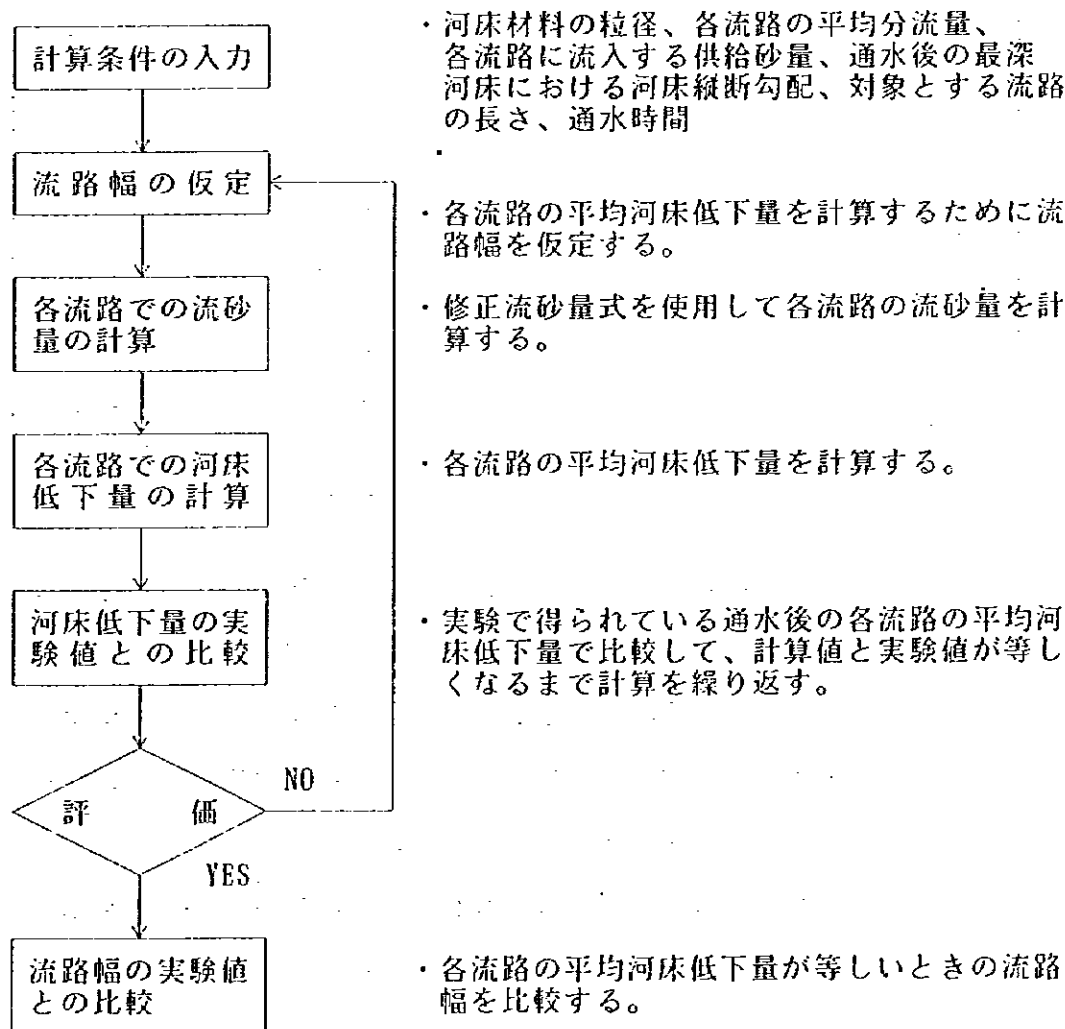


図-6.2 流路幅の検討のフロー

表-6.3 流路幅の検討計算条件

項 目		ケース 2 無 施 設	ケース 3 - 1 横断構造物 + 縦断構造物	ケース 4 縦断構造物
河床材料の平均粒径		0.00016m	0.00016m	0.00016m
通 水 時 間		2,400 sec	2,400 sec	2,400 sec
平 均 分 流 量	北側流路	0.00886 m <sup>3</sup> /s	0.0133 m <sup>3</sup> /s	0.00853 m <sup>3</sup> /s
	南側流路	0.0164 m <sup>3</sup> /s	0.00882 m <sup>3</sup> /s	0.00705 m <sup>3</sup> /s
	エスケーフ	0.00375 m <sup>3</sup> /s	0.00688 m <sup>3</sup> /s	0.0134 m <sup>3</sup> /s
流 路 長	北側流路	17.33 m	14.67 m	17.33 m
	南側流路	14.67 m	14.67 m	14.67 m
	エスケーフ	17.33 m	16.00 m	17.33 m
実験終了後 の最深部で の河床縦断 勾配	北側流路	1/68	1/65	1/66
	南側流路	1/62	1/61	1/58
	エスケーフ	1/56	1/64	1/74
実験終了後 の最深部で の平均河床 低下量	北側流路	-0.038 m	-0.034 m	-0.033 m
	南側流路	-0.033 m	-0.037 m	-0.027 m
	エスケーフ	-0.022 m	-0.031 m	-0.056 m

各流路に流入する土砂量は水路上流端の河床が平衡状態となる給砂量（修正流砂量式より計算した値）を分流量の比にしたがって配分した値である。また、通水後の河床縦断勾配と平均河床低下量には実験の最深河床の値を使用している。これは、横断方向には水が流れていない部分（最高河床高）も含まれていることから流路としては最深河床の値を使用した。

図-6.3、表-6.4に流路幅の検討結果（計算値）と実験値との比較を示す。図より、ケース2の南側流路とケース3-1の北側流路で計算値と実験値との違いが示されている。これらのケースの共通点は、分流量の時間的変化が大きいケースに相当していることが図-6.4からわかる。今回検討した流路幅は分流量の平均値を使用しており、流量によって流路幅は影響される。これらのことを考えると、流路幅の計算値が実験値よりも大きくなった原因として、今回の検討では①流量の変化を無視している、②通水後の河床縦断勾配を使用している、



の2点が考えられる。

しかし、それ以外のケースについては計算値と実験値はほぼ一致しており、本検討の妥当性が示されたと考えられる。したがって、流量の変化が著しくない場合は、修正流砂量式を用いた簡易的な手法によりミタワン流域の河床変動の大まかな予測が可能であると考えられる。

表-6.4 流路幅の計算値と実験値の比較

対象流路		ケース2 無施設	ケース3-1 横断構造物 + 縦断構造物	ケース4 縦断構造物
北側流路	実験値	0.79 m	0.90 m	0.92 m
	計算値	0.71 m	1.33 m	0.77 m
南側流路	実験値	1.16 m	1.00 m	0.99 m
	計算値	1.82 m	0.93 m	0.98 m
エスケープ	実験値	0.66 m	0.79 m	0.79 m
	計算値	0.57 m	0.72 m	0.72 m

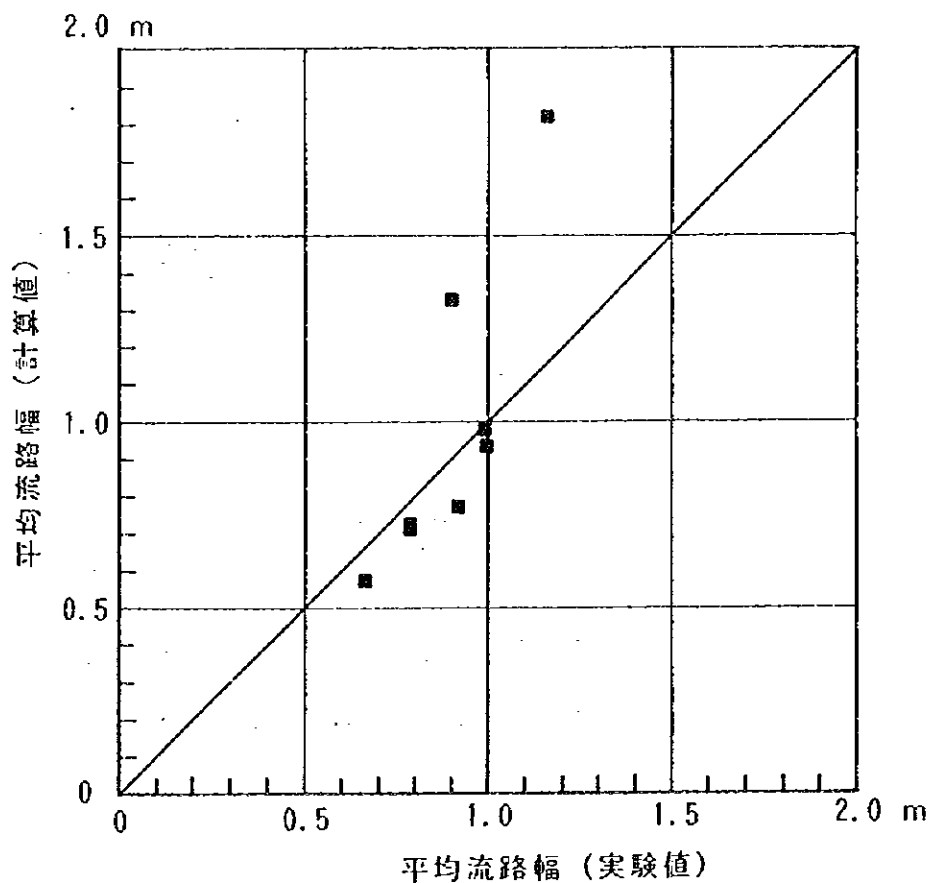


図-6.3 流路幅の計算値と実験値の比較

### 6.3 1次元河床変動計算による考察

ここでは、3次元歪み模型実験の結果から、現地の河床変動の予測を簡易的な手法（1次元河床変動計算）によって予測が可能か否かの検討を行った。

検討の対象は、CASE-2（無施設）である。1次元河床変動計算の検討フローを図-6.4に示す。

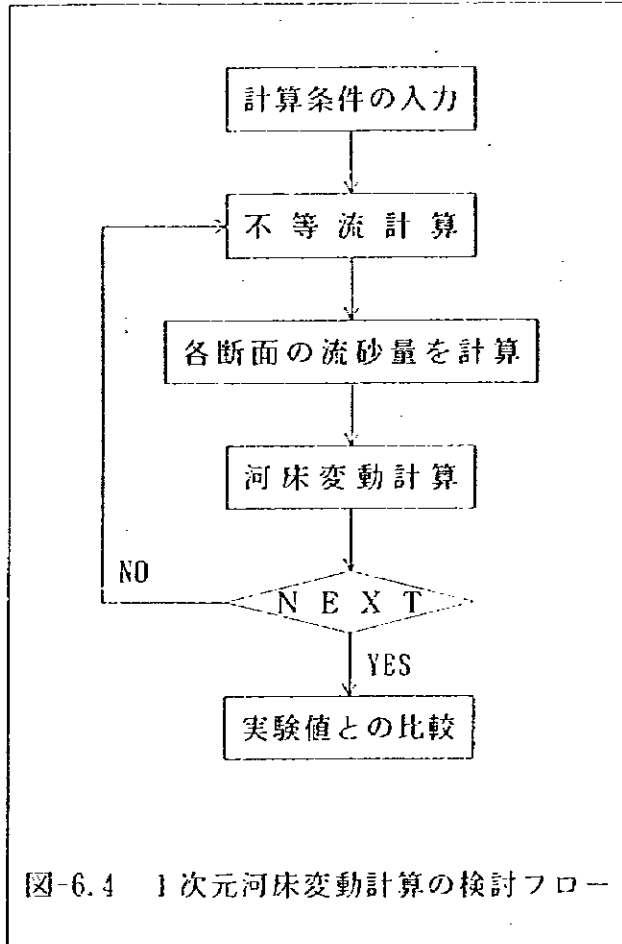


図-6.4 1次元河床変動計算の検討フロー

#### <計算条件>

- ①流砂量式；修正流砂量式(6.2)式を使用する。
- ②水路幅；実験の主流路幅の平均値を使用する（表-6.4参照）。
- ④縦断距離の計算間隔； $\Delta x = 1m$
- ⑤計算間隔； $\Delta t = 5sec$
- ⑥粗度係数； $n = 0.025$
- ⑦河床勾配；歪み模型上の各水路勾配を使用する。
- ⑧換算方法；歪み模型上の値で1次元河床変動計算を行い、その値を現地に換算する。
- ③流 量；全実験時間の各水路の平均流量を用いる（図-6.6参照）。

以上の手順に従って各水路の1次元河床変動計算を行った。検討結果を表-6.5、図-6.5に示す。

これより、実験値と1次元河床変動計算とはほぼ一致しており、計算条件が妥当であればミタワン流域の河床変動の概略予測は可能であると考えられる。

表-6.5 1次元河床変動計算結果(CASE-2対象)

北側水路

現地量 追加距離 m	現地量 初期河床高 m	計算値 河床低下量 m	現地換算値 河床低下量 m	現地換算値 河床高 m
2200	196.7	0.05	1.875	194.825
2350	196.10476	0.044	1.65	194.45476
2500	195.50952	0.039	1.4625	194.04702
2650	194.91429	0.034	1.275	193.63929
2800	194.31905	0.03	1.125	193.19405
2950	193.72381	0.026	0.975	192.74881
3100	193.12857	0.023	0.8625	192.26607
3250	192.53333	0.02	0.75	191.78333
3400	191.9381	0.017	0.6375	191.3006
3550	191.34286	0.014	0.525	190.81786
3700	190.74762	0.012	0.45	190.29762
3850	190.15238	0.01	0.375	189.77738
4000	189.55714	0.009	0.3375	189.21964
4150	188.9619	0.007	0.2625	188.6994
4300	188.36667	0.006	0.225	188.14167
4450	187.77143	0.004	0.15	187.62143
4600	187.17619	0.003	0.1125	187.06369
4750	186.58095	0	0	186.58095

南側水路

現地量 追加距離 m	現地量 初期河床高 m	計算値 河床低下量 m	現地換算値 河床低下量 m	現地換算値 河床高 m
2300	196.14818	0.087	3.2625	192.88568
2450	195.46636	0.079	2.9625	192.50386
2600	194.78455	0.071	2.6625	192.12205
2750	194.10273	0.063	2.3625	191.74023
2900	193.42091	0.056	2.1	191.32091
3050	192.73909	0.05	1.875	190.86409
3200	192.05727	0.044	1.65	190.40727
3350	191.37545	0.038	1.425	189.95045
3500	190.69364	0.033	1.2375	189.45614
3650	190.01182	0.028	1.05	188.96182
3800	189.33	0.023	0.8625	188.4675
3950	188.64818	0.018	0.675	187.97318
4100	187.96636	0.014	0.525	187.44136
4250	187.28455	0.01	0.375	196.90955
4400	186.60273	0.006	0.225	186.37773
4550	185.92091	0	0	185.92091

エスケープ

現地量 追加距離 m	現地量 初期河床高 m	計算値 河床低下量 m	現地換算値 河床低下量 m	現地換算値 河床高 m
2200	196.05	0.04	1.5	194.55
2350	195.35223	0.033	1.2375	194.11483
2500	194.65465	0.028	1.0875	193.56715
2650	193.95698	0.023	0.8625	193.09448
2800	193.2593	0.021	0.7875	192.4718
2950	192.6163	0.016	0.6	191.96163
3100	191.86395	0.015	0.5625	191.30145
3250	191.16628	0.01	0.375	190.79128
3400	190.4686	0.01	0.375	190.0936
3550	189.77093	0.006	0.225	189.54593
3700	189.07326	0.08	0.3	188.77326
3850	188.37558	0.002	0.075	188.30058
4000	187.67791	0.005	1.875	187.49041
4150	186.98023	0.001	0.0375	186.94273
4300	186.28256	0.004	0.15	186.13256
4450	185.58488	-0.001	-0.0375	185.62238
4600	184.88721	0.002	0.075	184.81221
4750	184.18953	0	0	184.18953

注) 河床低下量のり(-)は堆積を示す。

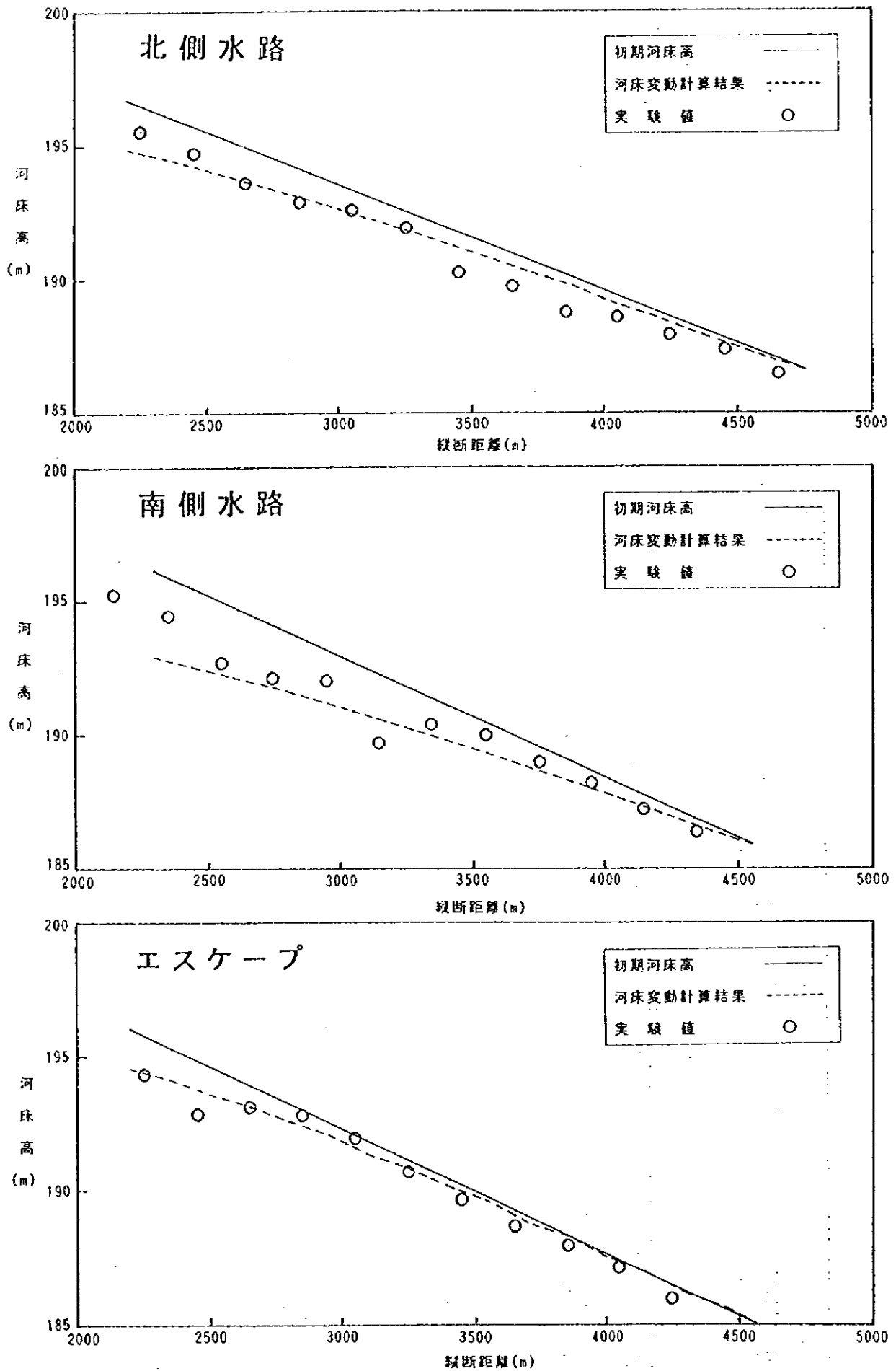


図-6.5 1次元河床変動計算結果と実験値の河床縦断形状の比較

#### 6.4 分流施設の効果と分流量に関する考察

図-6.6に分流量の時間的変化の比較を、図-6.7に分流施設の平面形状比較図を示す。

分流施設は、洪水を一つの水路に集中させることなく、北側水路と南側水路の灌漑に必要な水量を安定的に供給するために設置するものである。平成7年度の実験においては、河床変動が緩やかな条件下では各水路の分流量は、机上検討された計算値に近い値をとることが確認された。しかし、この実験で現れた河床形態、河床変動、流砂現象が現地と異なることが明らかになった。この原因は、現地ではシルト分が多いため、洪水時にはシルト分が濁水となって浮遊しながら流下するため、砂の水中比重が相対的に小さくなり、土砂が流れやすくなっているものと思われる。

今年度は、実験上の河床形態と流砂現象を現地と相似させるため、歪み模型を製作し、河床変動が分流量に及ぼす影響の確認を行った。

##### (1) 分流堰の設置位置の比較

分流堰を設置する候補地としては、①河床変動の首振り地点（ケース3）と②流路が3本に分かれる地点（ケース5）があげられている。図-6.6より、ケース3（分流堰+導流堤）は初期の段階では比較的均等に分流されており、分流量の変化の周期が長いのが特徴である。しかし、ケース5（分流堰）はケース2（無施設）と同じような変化を示し、分流量の変動幅も大きい。

このことから、各水路への分流量は、M-10地点付近を首振り地点とする河道拡幅部の河床変動に左右されるため、ケース5で検討した位置では十分な分流量の制御ができないようである。この結果、ケース3とケース5を比較した場合、分流堰を設置する位置はケース3で検討した扇頂部に設置するが、機能性、経済性からみて効果的といえる。ただ、無施設の状態ではM-10付近が首振り地点となっているが、分流堰を設置することによって上流側では河床が0.5m程度上昇するため、首振り地点はさらに上流側に移ることになる（図-6.8参照）。

したがって、M-10地点に分流堰を設置しても流れを完全に平均化することは難しいが、この地点より約1km上流の狭窄部（川幅約300m）で流れは集約されて流下してくることが予測されることから、下流側（河道拡幅部）の河床変動に比べると変化は小さいと考えられ、比較的流向が制御しやすい位置といえる。

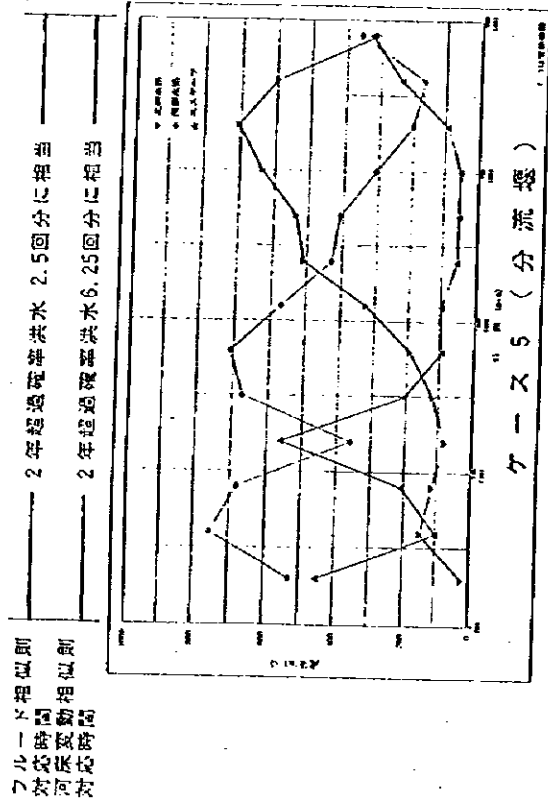
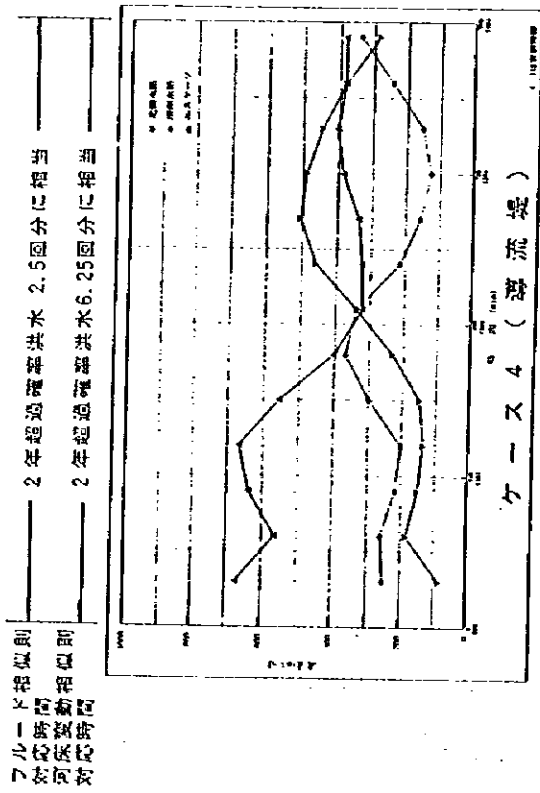
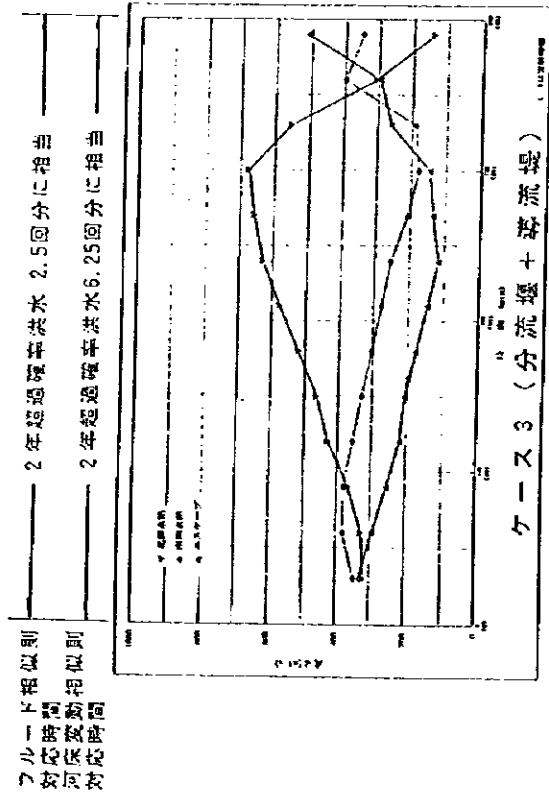
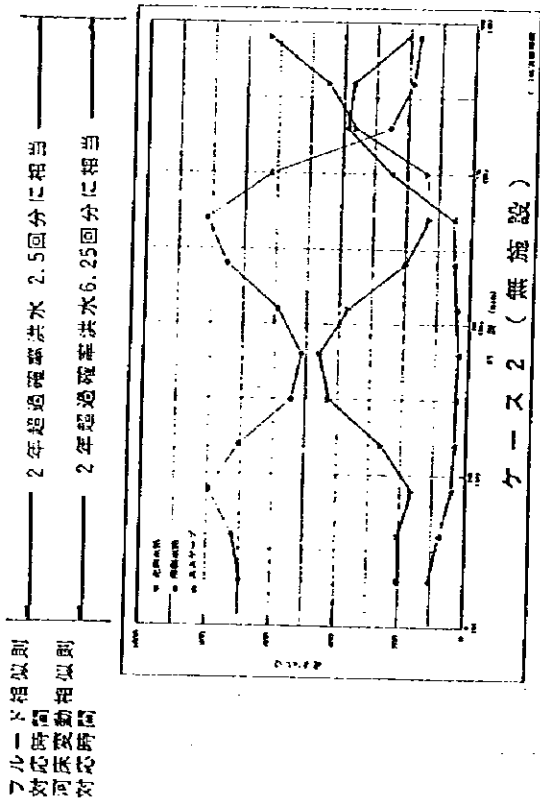
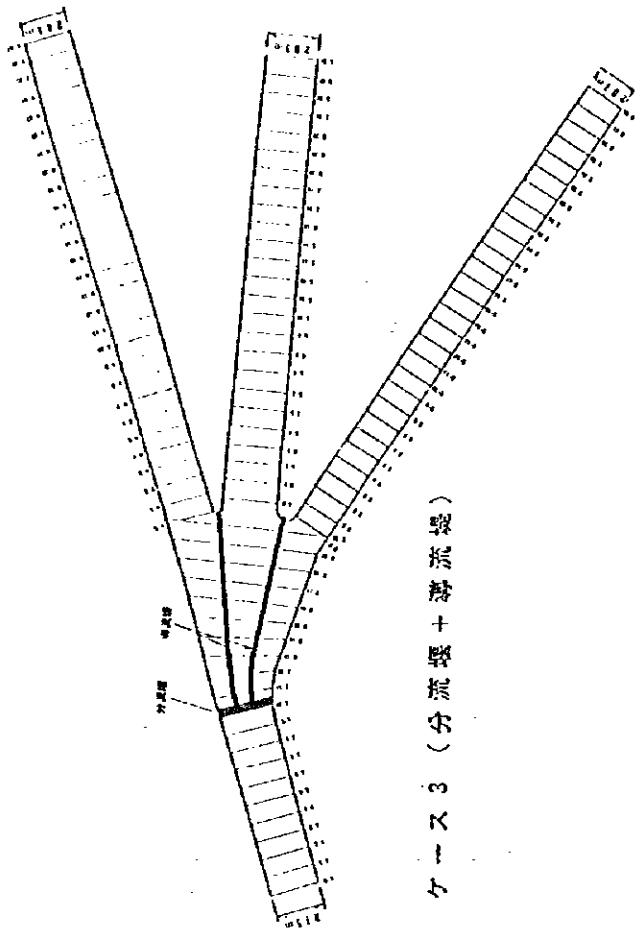
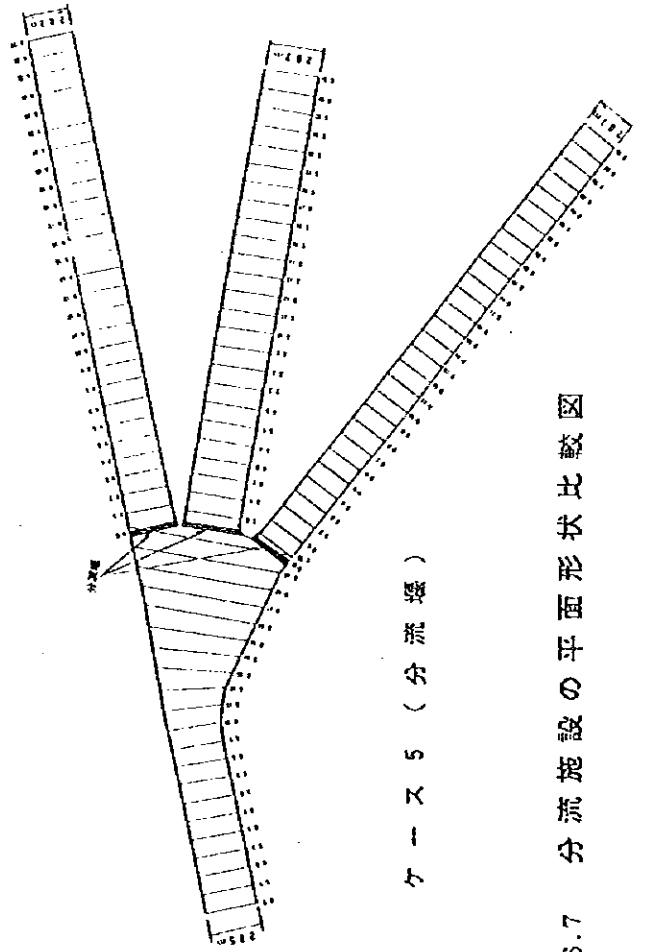


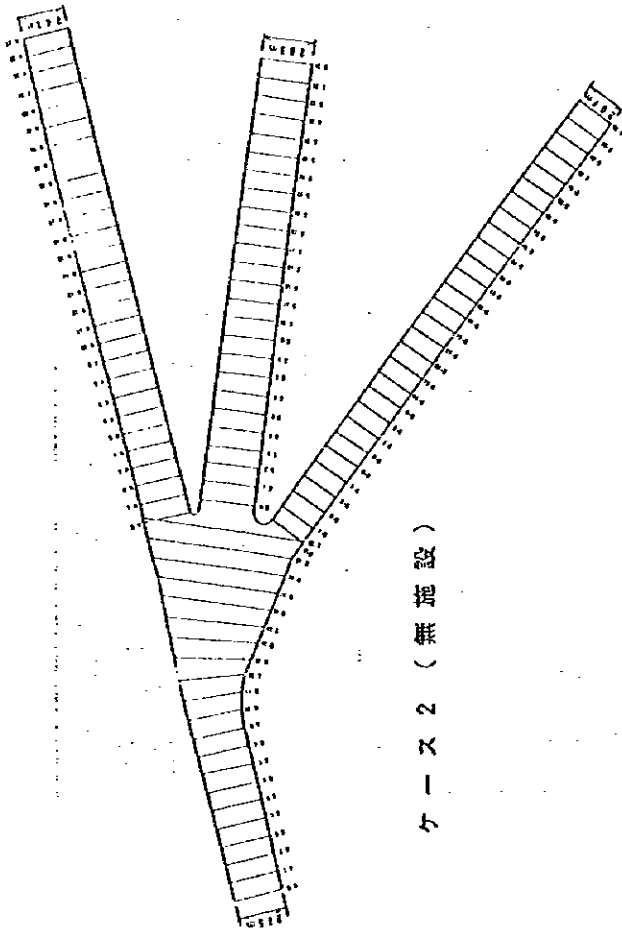
図-6.6 分流量の時間的変化の比較 (1,000 m<sup>3</sup>/sec定流実験)



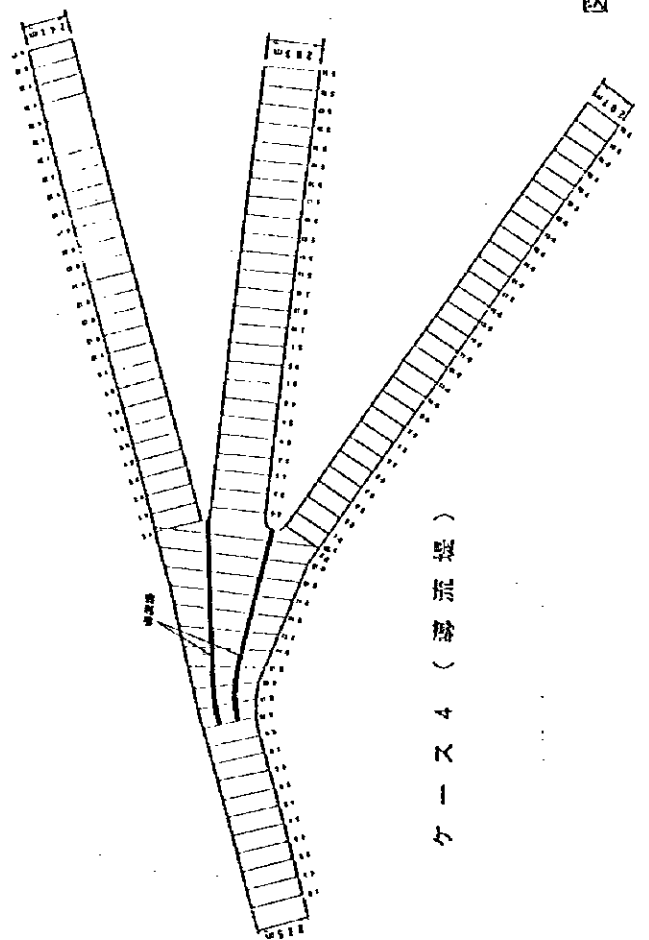
ケース 3 (分流堰場)



ケース 5 (分流堰)



ケース 2 (無施設)



ケース 4 (堰)

図-6.7 分流施設の平面形状比較図

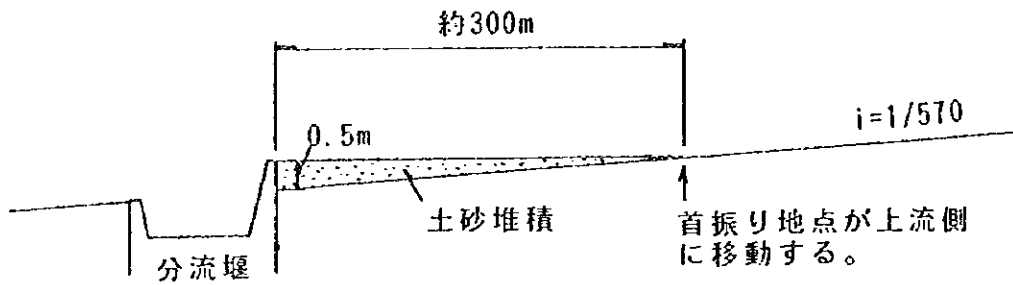


図-6.8 分流堰上流側の堆砂形状の模式図

(2) 洪水時間及び河床変動対応時間からみた分流量の比較

ミタワンの計画流量は  $2,500 \text{ m}^3/\text{sec}$  (25年超過確率流量) であるが、本検討では灌漑を考えた場合発生頻度の高い  $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  (2年超過確率流量) 程度を対象とした方が現実的であると考えて検討を行った。

表-6.6より、 $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ をピーク流量とする一洪水の総流量は、計画洪水の約  $1/2.5$ に相当する。実験は、河床変動を定性的に把握するため、流量を  $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の定流とした。実験時間は計画洪水の総流量を基準に決めており、フルードの相似則を用いると40分となる。これは、2年超過確率流量の洪水2.5回分に相当する。一方、歪み模型として河床変動や土砂の移動現象を合わせた河床変動対応の相似則で考えると、この実験時間は2年超過確率流量の洪水6.25回分に相当することになる。このような状況を踏まえて分流量について検討してみた。表-6.6に洪水別の平均分流割合の変化を示す。

表-6.6 歪み模型 (水平縮尺=1/150、鉛直縮尺=1/37.5)の時間比較

対象流量	一洪水の総流量	洪水時間	模型時間	相似則
$2,500 \text{ m}^3/\text{s}$ をピーク流量とするハイドログラフ	(A) $59,335,209 \text{ m}^3$	26 hr	64 min	フルード相似則
$1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ をピーク流量とするハイドログラフ	(B) $23,738,800 \text{ m}^3$	26 hr	64 min	フルード相似則
(C) $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ の定流	—————	$A/C=59,335\text{sec}$ $\approx 16.5\text{hr}$	40 min 16 min	フルード相似則 (縮尺=1/24.5) 河床変動対応 (縮尺=1/64.1)



表-6.7 洪水別平均分流割合の変化

ケース	フルード相似則				河床変動相似則			
	洪水	北側水路	南側水路	エスケープ	洪水	北側水路	南側水路	エスケープ
2	1回	25%	69%	6%	1回	20%	71%	9%
					2回	21%	74%	5%
					3回	38%	59%	3%
	2回	27%	59%	14%	4回	34%	62%	4%
					5回	15%	74%	11%
					6回	31%	35%	34%
3	1回	38%	36%	26%	1回	32%	36%	32%
					2回	37%	37%	26%
					3回	47%	33%	20%
	2回	60%	24%	16%	4回	57%	28%	15%
					5回	65%	21%	14%
					6回	51%	25%	24%
4	1回	14%	24%	62%	1回	13%	25%	62%
					2回	15%	22%	63%
					3回	17%	29%	54%
	2回	41%	23%	36%	4回	34%	31%	35%
					5回	48%	17%	35%
					6回	44%	17%	39%
5	1回	10%	60%	30%	1回	8%	64%	28%
					2回	11%	60%	29%
					3回	13%	58%	29%
	2回	48%	44%	8%	4回	34%	57%	9%
					5回	56%	38%	6%
					6回	65%	23%	12%

分流量は河床変動の影響を受けて絶えず変化するため、表-6.7の分流量の割合は洪水発生時の河床状態によって、どの水路に流れが集中するかを予測する

ことは難しい。この点では、ケース3は初期の洪水段階の分流量は他のケースに比べて安定しており、また河床変動の周期が長いことため洪水時の分流量を把握する（どの水路への流入量が多いかを調べる）ことによって、将来の分流量の予測が他のケースに比べて容易であると考えられる。したがって、分流施設完成時において効果を発揮する位置はケース3で検討した位置が適切であると思われる。

### (3) 下流水路の現況の流下能力と分流計画からみた分流量の比較

ミタワン地区の分流計画は、下流水路の流下能力と灌漑の利用度に応じて表-6.8のように計画されている。

表-6.8 ミタワン地区の分流計画

計画流量	2,500 m <sup>3</sup> /sec (25年超過確率流量)		
設計流量	1,000 m <sup>3</sup> /sec (5年超過確率流量)		
	北側水路	南側水路	エスケープ
下流水路の流下能力	500 m <sup>3</sup> /sec	550 m <sup>3</sup> /sec	480 m <sup>3</sup> /sec
分流計画	450 m <sup>3</sup> /sec (30%)	600 m <sup>3</sup> /sec (40%)	450 m <sup>3</sup> /sec (30%)

表-6.7は 1,000 m<sup>3</sup>/sec (2年超過確率流量) 時の各洪水別の分流量の割合を示しているが、フルード相似則と河床変動相似則の各々の1回目の洪水で比較すると、ケース3を除く全てのケースで3本の水路のいずれかの流入割合が60%を超えており、2年超過確率規模の洪水が発生すると、3本の水路のいずれかで氾濫が生じる恐れがあると言える。この点では、ケース3の分流施設は他のケースに比べて安定していると考えられる。