

国際協力事業団

パキスタン・イスラム共和国

ミタワン堰建設計画基本設計調査  
水理模型実験業務報告書  
(その2)

平成9年3月

JICA LIBRARY



J1140439(9)

ミタワン堰建設計画基本設計調査共同企業体

日本技研 株式会社

株式会社 建設技術研究所

調無一
CR(3)



# ミタワン堰洪水分流施設水理模型実験業務

(その2)

実 験 編



# 目 次

	頁
第1章 業務の背景 .....	1-1
第2章 平成7年度の実験結果の概要と課題 .....	2-1
2.1 施設の選定理由 .....	2-1
2.2 実験結果の概要 .....	2-4
2.3 残された課題と対応策 .....	2-5
第3章 実験目的と検討内容 .....	3-1
第4章 実験概要 .....	4-1
4.1 概念モデルの考え方 .....	4-1
4.1.1 概念モデルの考え方について .....	4-1
4.1.2 歪み模型について .....	4-1
4.2 流砂量式の検討実験 .....	4-4
4.2.1 流砂量式の検討の必要性 .....	4-4
4.2.2 実験概要 .....	4-5
4.2.3 実験ケースと条件 .....	4-7
4.3 3次元歪み模型実験 .....	4-8
4.3.1 実験概要 .....	4-8
4.3.2 水路幅の検討 .....	4-8
4.3.3 模型概要 .....	4-16
4.3.4 実験条件と実験ケース .....	4-19
4.3.5 河床変動の時間縮尺 .....	4-23
4.4 抽出実験 .....	4-25
4.4.1 実験概要 .....	4-25
4.4.2 実験条件と実験ケース .....	4-26
第5章 実験結果 .....	5-1
5.1 流砂量式の検討実験（ケース1） .....	5-1
5.2 3次元歪み模型実験 .....	5-7
5.2.1 平衡河床再現実験（ケース2） .....	5-7
5.2.2 分流構造物設置実験（I）（ケース3） .....	5-14

	頁
5.2.3 分流構造物設置実験（Ⅱ）（ケース4） .....	5-27
5.2.4 分流構造物設置実験（Ⅲ）（ケース5） .....	5-33
5.3 抽出実験 .....	5-39
第6章 考 察 .....	6-1
6.1 歪み模型に適用する流砂量式に関する考察 .....	6-1
6.2 河床変動（流路幅）に関する考察 .....	6-4
6.3 1次元河床変動計算による考察 .....	6-7
6.4 分流施設の効果と分流量に関する考察 .....	6-10
6.5 各水路の河床低下量の予測 .....	6-16
6.6 分流施設周辺の洗掘対策に関する考察 .....	6-18
第7章 ま と め .....	7-1
7.1 歪み模型上の流砂量式 .....	7-1
7.2 分流施設の機能比較 .....	7-1
7.3 分流堰上下流の護床工 .....	7-5
7.4 導流堤沿いの根固工 .....	7-7

< 巻 末 資 料 >

	頁
1. 現地調査から考えられる第2段階の水力模型実験	
における留意事項 .....	D-1
2. 模型設計・製作資料 .....	D-6
3. 流砂量式の検討実験データ .....	D-71
① 流出土砂量の時間的変化図表 .....	D-71
4. 3次元歪み模型実験データ .....	D-75
① 分流量の時間的変化図表 .....	D-75
② 流出土砂濃度の時間的変化図表 .....	D-85
③ 主流路幅の縦断変化表 .....	D-97
④ 通水後河床高計算結果図表 .....	D-103
⑤ 通水中河床高計算結果図表 .....	D-127
⑥ 洗掘堆積平面図 .....	D-190
⑦ 主流路の時間的変化平面図 .....	D-196
5. 抽出実験データ .....	D-202
① 分流堰渦流の洗掘規模の時間的変化図表 .....	D-202

## 第1章 業務の背景

ミタワンパチャド地域は、ミタ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。

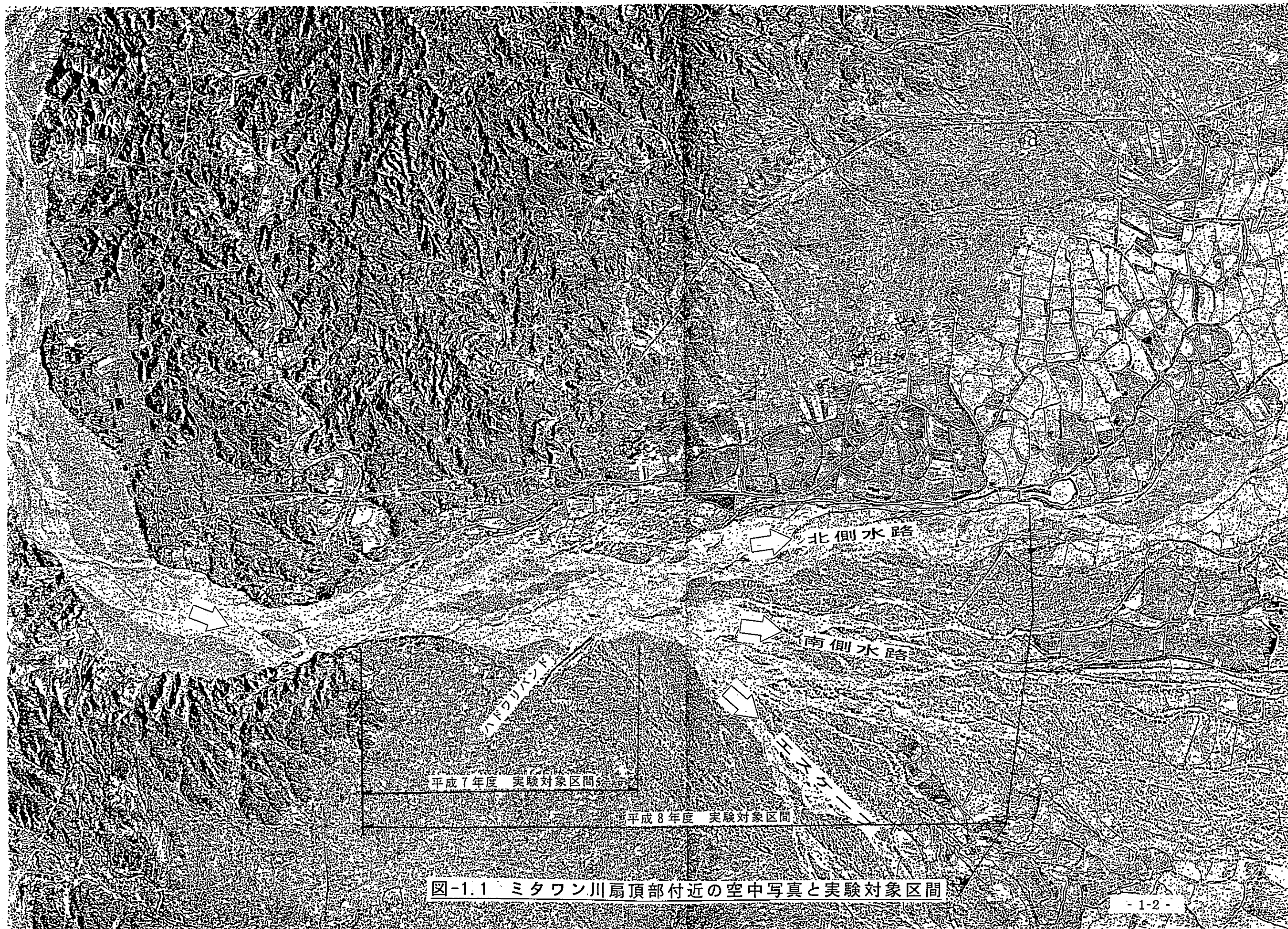
（図-1.1参照）

ミタワン地区では、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タ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。









## 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。



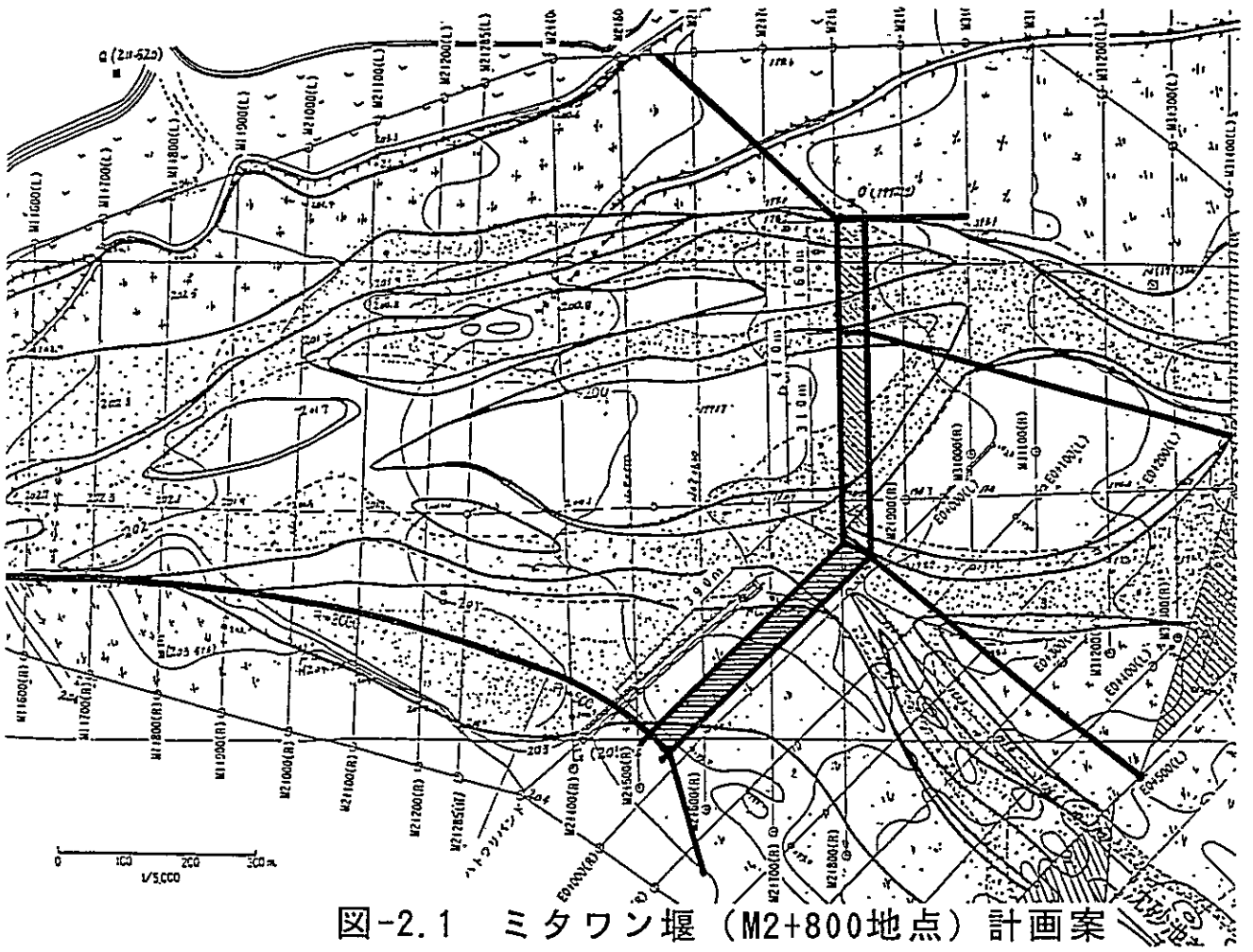


図-2.1 ミタワン堰 (M2+800地点) 計画案

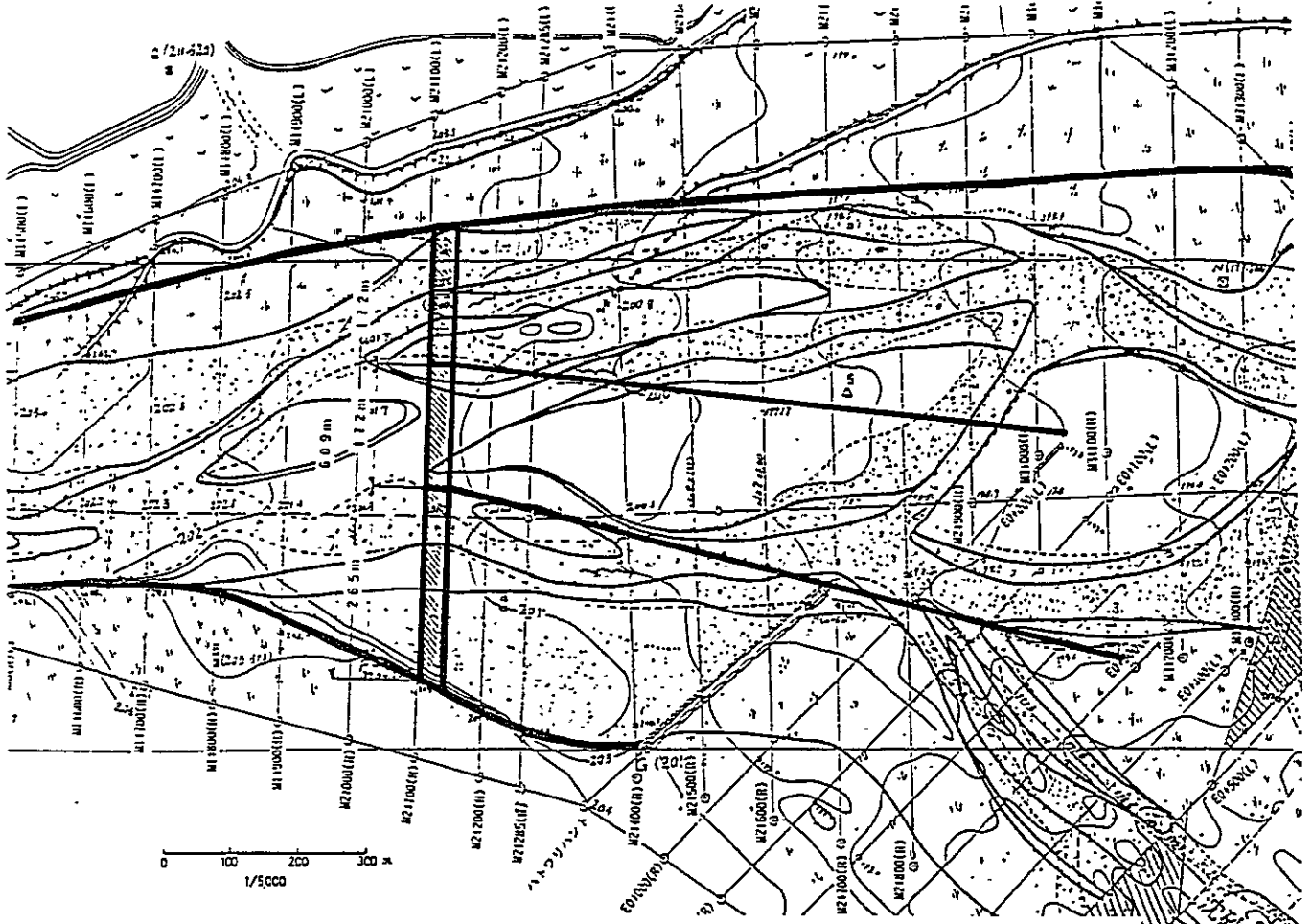


図-2.2 ミタワン堰 (M2+100地点) 計画案

凡 例	
ミタワン本川	——
北側水路	——
南側水路	-.-.-
エスケープ	Escape
	.....

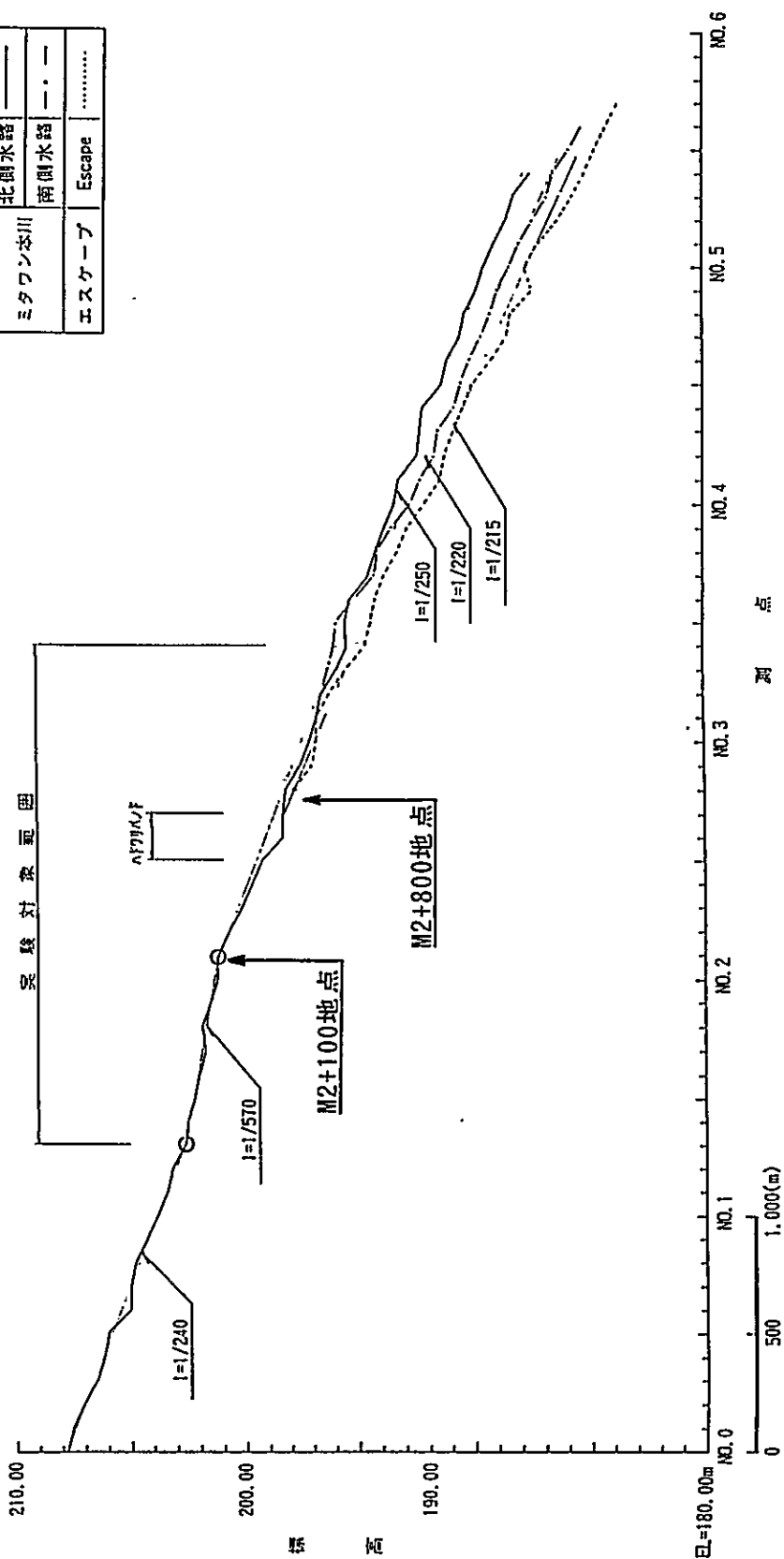


図-2.3 ミタワン川の最深河床高縦断面図とミタワン堰の計画地点

2.2 実験結果の概要

衛星写真を利用し、耕地面積の確認および各水路（ワー）の流下能力より分流比を1,500m<sup>3</sup>/sec(5年確率洪水)で北側水路：南側水路：エスケープ=3：4：3に決定して分流比確認実験を行った。エスケープへの流入開始時の流量を毎年発生すると思われる洪水量(400m<sup>3</sup>/sec)として、その水量以上の出水があった場合はエスケープの流入が開始するように計画を行った。実験結果の概要を以下に示す。

実験検討内容	実験目的	実験結果	実験考察
(1) 分流施設の設置位置の検討 (2) 設計流量時に計画分流比（北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30%）得られるような分流施設の検討	I. 2次元水路抽出実験（予備検討） 下流からの堆積遡上現象を遮断するための堰の機能と確認と、堰の安全性のための堰周辺の局所的な流況状況を把握する。また、現地と河床形態の相似性を検証する。	堰の減勢池の堆砂は、堰の機能を著しく阻害するほどではないことが確認された。堰周辺の上下流では洗掘が発生し、洗掘深は2,500m <sup>3</sup> /secのときで1.5m~2.0m（現地換算値）であった。河床状態は全流量を通じて水路全面で砂れんの発生が認められた。 <u>現地調査から平坦～堆砂が発生しているとの報告があり、実験で得られた河床形態とは異なることが分かった。</u>	
(3) エスケープへの流入開始流量の確認 (4) 河床変動による分流量の変化と施設の妥当性の検討 (5) 既設の水制（ハドワリバンド）の要否の検討 (6) 分流堰から各既存水路への導流方法の検討 (7) 机上検討による河床変動に関する基礎的検討	II. 固定床実験（ケース1） 既成水制（ハドワリバンド）の要否の検討のため、ハドワリバンドがある場合と撤去した場合の分流割合を確認し、効果的な分流堰の設置位置を決定するために流れの分岐点を把握する。	(1) 計画値；北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30% に対する分流割合 ①ハドワリバンドがある場合 北側水路：南側水路：エスケープ=54%：33%：13% ②ハドワリバンドを撤去した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=52%：32%：16% (2) 流れが分岐する位置 ①ハドワリバンドがある場合 流入してから最初に大きく流れが分岐する地点はM2+100~M2+400付近であり、北側水路と南側水路に分岐する地点はM2+100~M3+200付近、南側水路とエスケープに分岐する地点はM2+500~E0+300付近である。 ②ハドワリバンドを撤去した場合 流入してから最初に大きく流れが分岐する地点はM1+900~M2+285付近であり、北側水路と南側水路に分岐する地点はM2+400~M3+300付近、南側水路とエスケープに分岐する地点はE0+000~E0+300付近である。	①現況の河床地形では、ハドワリバンドを撤去することによりエスケープへの流入量が多くなることが分かった。計画では分流割合は、北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30% であることから現況よりも多くの流量をエスケープに流入させる必要がある。そのためにも、ハドワリバンドは撤去するほうが望ましい。  ②流れが分岐する断面は、分岐後の流れの方向を制御しやすいため分流堰の設置断面として適当である。また、実験結果から流れが分岐する断面は河床縦断勾配の変化点に位置している。河床縦断勾配の変化点では土砂の堆積や洗掘が発生しやすく、河床変動の支配断面となる可能性が高い。そのため堰の上下流での河床変動を制御しやすく分流堰の設置断面として適当であると考えられる。従って、分流堰を設置する候補地としてM2+100とM2+800付近の2箇所が有力である。
	III. 固定床実験（ケース2, 3） 固定床実験の結果を受けて分流堰を設置し、各流路への分流量を確認する。また、エスケープへの流入開始時の流量を確認する。	(1) 各水路への分流割合 ①M2+100に堰を設置した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=35%：33%：32% ②M2+800に堰を設置した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=45%：39%：16% ③M2+800に堰を設置し、水通し幅を変更した場合 北側水路：南側水路：エスケープ=32%：41%：27%	①各流量への分流割合は計画値（北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30%）にほぼ一致することが確認された。  ②エスケープへの流入開始流量はどの場合も通常発生する洪水(300m <sup>3</sup> /sec~400m <sup>3</sup> /sec)程度であり、計画値とほぼ一致した。
	IV. 移動床実験（ケース4） 計画洪水波形に対する堰の機能を把握するため、分流量の時間的変化と堰の減勢池への土砂の堆積状況を把握する。また、実験における河床形態についても検討する。	(1) 各水路への分流割合 分流割合は計画値（北側水路：南側水路：エスケープ=30%:40%:30%）にほぼ一致することが確認された。 (2) 堰周辺の状況 堰の減勢池への土砂の堆積状況は、ピーク流量前後に南側水路の堰において土砂の堆積による跳水の消滅が確認された。 (3) 河床形態 一洪水の流下では顕著な流水の集中が見られず、河床形態は河道全面において抽出実験と同様に砂れんが発生した。	①ケース3の実験結果をうけて、M2+800に堰を設置した場合について移動床実験を行った。場所の選定理由としては、この位置が現況の各主水路の分岐点の近くであることと、上流部(M2+100)に設置した場合に比べ各水路の指導壁を短くできることである。実験では、一洪水で北側水路まで土砂が到達していないため、ほぼ計画値に分流量できることが確認されたが、今後河床変動が進んだ場合の分流施設の機能についての確認も必要と考えられる。
	V. 移動床実験（ケース5） 現地において一洪水で流送可能な土砂量を供給し、堰の効果と河床形状の変化を把握するため、一定流量を長時間通水し、各流路への分流量と河床形状の変化について検討する。実験は、ケース4の実験終了時の河床に洪水を重ねた。	(1) 分流割合の変化 時間の経過とともに徐々にエスケープへの流入量が増加し、通水後約3時間（実験時間）後には全流量の87%がエスケープへ流入する。エスケープの主流路内は平坦河床であり現地と同じ状態であった。	①エスケープに流れが集中した原因は、局所的な河床低下から始まった河床変動が侵食路の形成につながり、幅50~75m、深さ4~5mの流路が固定されたためである。現地でも深さ10m規模の侵食路が形成されていることから、現実に起こりうる可能性がある現象と考えられる。状況的には、侵食路の形成が明確になる上流側で分流する方が容易と考えられる。

2.3 残された課題と対応策

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、流砂現象の相似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きやすく、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堰設置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堰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> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <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>ハドワリバンドの直下流</td> <td>○</td> </tr> <tr> <td>現在の主流路の分岐点</td> <td>遠い</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> <p>以上のような選択基準により、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では南側水路の減勢池において土砂堆積による跳水の消滅（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ることがわかった。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スケープ側に集中し、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実度が高い、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) 今回のモデル取り入れ範囲では、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、堰や導流堤の根入れ深が決められないため、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、扇状地の管理の観点からも将来の扇状地の変化を定性的に把握しておく必要があり、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>	場 所	M2+100	評 価	M2+800	評 価	河川縦断勾配変化点	勾配変化点	○	ハドワリバンドの直下流	○	現在の主流路の分岐点	遠い		近い	○	導流堤の長さ	長い		短い	○	川幅	狭い	○	広い		<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、扇状地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根入れ深を決める上でも河床変動の把握が必要であることから、下流河道の取り入れ範囲を延長する必要があると考えられる。</p>
場 所	M2+100	評 価	M2+800	評 価																						
河川縦断勾配変化点	勾配変化点	○	ハドワリバンドの直下流	○																						
現在の主流路の分岐点	遠い		近い	○																						
導流堤の長さ	長い		短い	○																						
川幅	狭い	○	広い																							





### 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 $d_m=0.3\text{mm}$ 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* $Q_m(\text{l}/\text{sec})$
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： $n_r = hr^{1/6} / \alpha^{1/2}$

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

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	$n_p$	$0.030\text{sec}/\text{m}^{1/3}$		
	$n_m$	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 $1000\text{m}^3/\text{sec} \sim 2000\text{m}^3/\text{sec}$ 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。

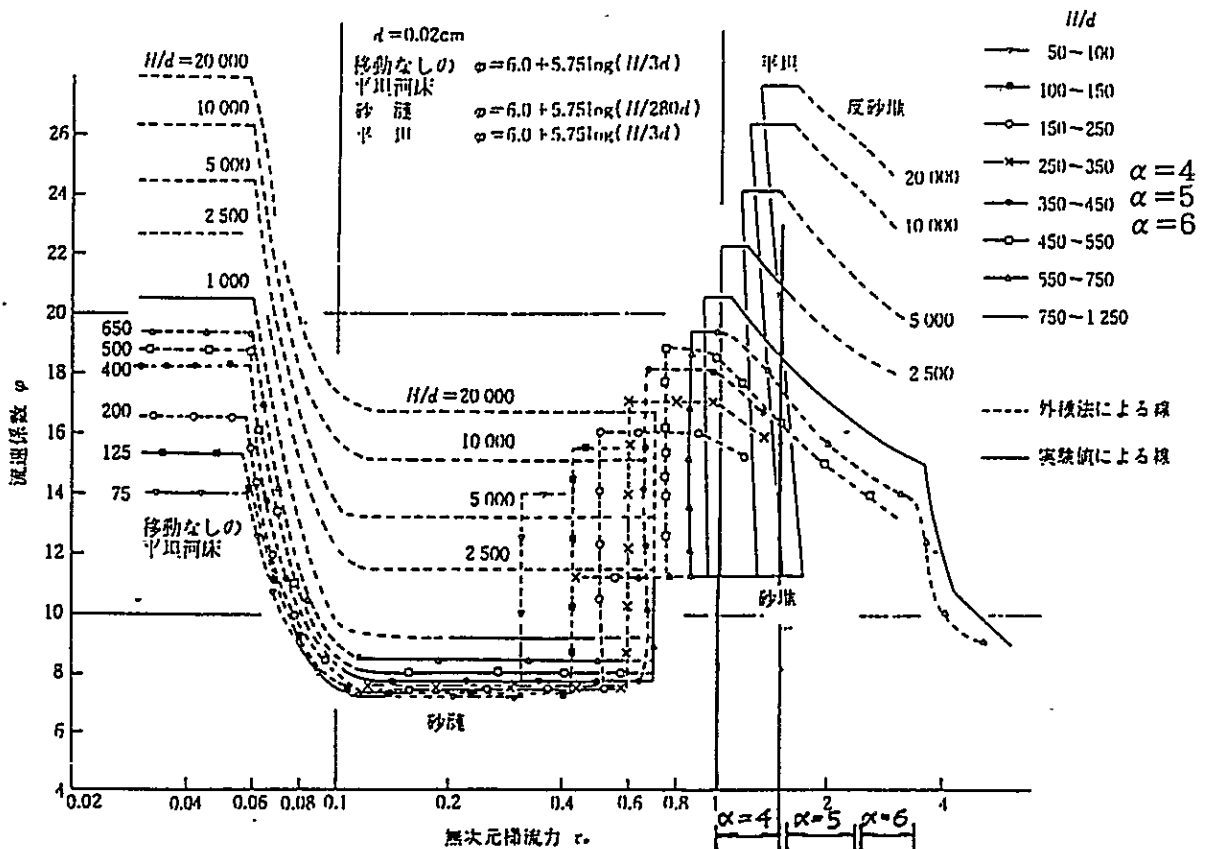


図-4.1  $\psi$  と  $\tau^*$  の関係 ( $d=0.02\text{cm}$ の場合)

## 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ので、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 $1.0\text{g}/\text{cm}^3$ 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1,000 m<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。

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

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。

$$B = 20.856 \times Q \times I^{7/6} \dots\dots\dots (4.2)$$

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=1,000m<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	註1) 参照
③	1.61	1/63	241	1/250	流量は 1,000m <sup>3</sup> /secが各流路に均等に流入した場合の流量である 333m <sup>3</sup> /secを使用した。
④	1.89	1/55	283	1/220	
⑤	1.92註2)	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 500m <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

註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。

註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1,500m<sup>3</sup>/secと2,000m<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 勾 配 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 勾 配 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  $w_0$  と摩擦速度  $u_*$  の比  $w_0/u_*$  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  $w_0/u_*$  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  $w_0$  と摩擦速度  $u_*$  を示す。

表-4.8 各流量ごとの  $\tau_*$ 、 $w_0/u_*$

模 型 値			現 地 量		
流 量	$\tau_*$	$w_0/u_*$	流 量	$\tau_*$	$w_0/u_*$
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	
ミタウン本川	北側水路
エスケープ	南側水路
	Escape

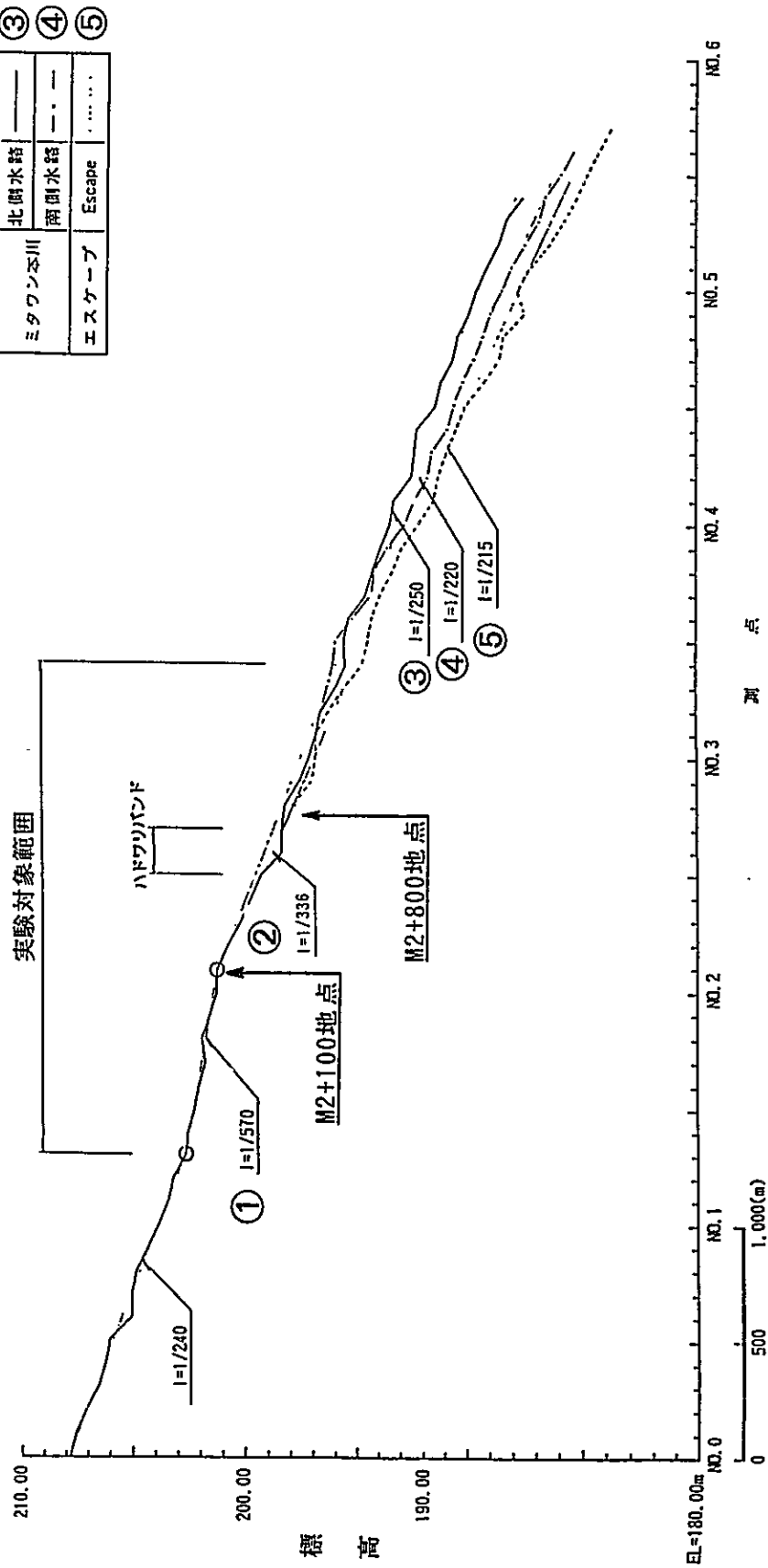


図-4.1 計算上の流路NO. 位置図



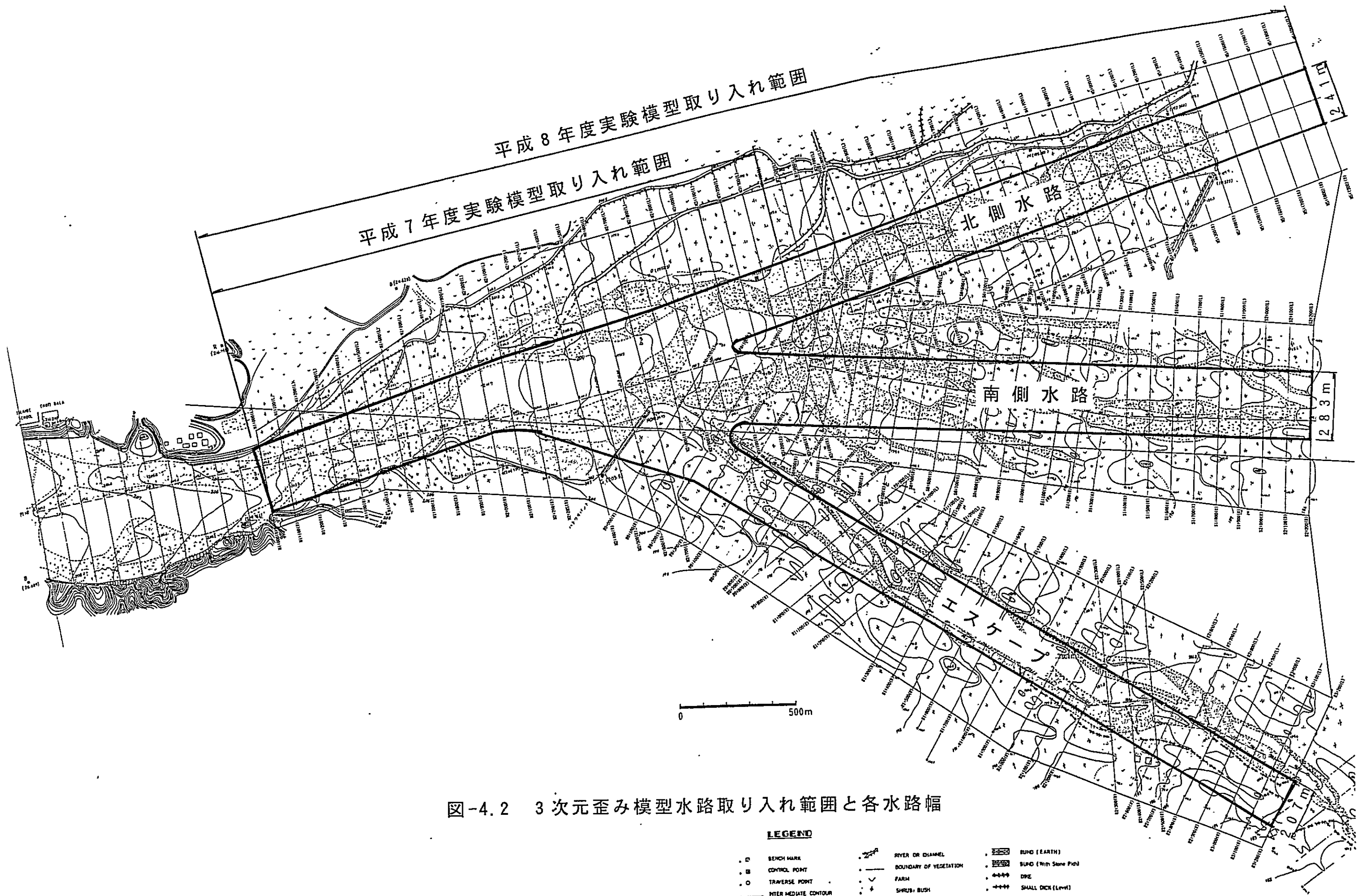


図-4.2 3次元歪み模型水路取り入れ範囲と各水路幅

- LEGEND**
- BENCH MARK
  - CONTROL POINT
  - TRAVERSE POINT
  - INTERMEDIATE CONTOUR
  - CLIFF OF OUTCROP
  - CLIFF
  - SLOPES
  - RIVER OR CHANNEL
  - BOUNDARY OF VEGETATION
  - FARM
  - SHRUBS BUSH
  - CENTER LINE
  - TRACE OF WATER COURSE
  - (SAND) BARS
  - BUND (EARTH)
  - BUND (With Stone Pile)
  - DIKE
  - SMALL DIKE (Level)
  - TEMPORARY DIKE
  - HOUSE
  - WATER FLOW

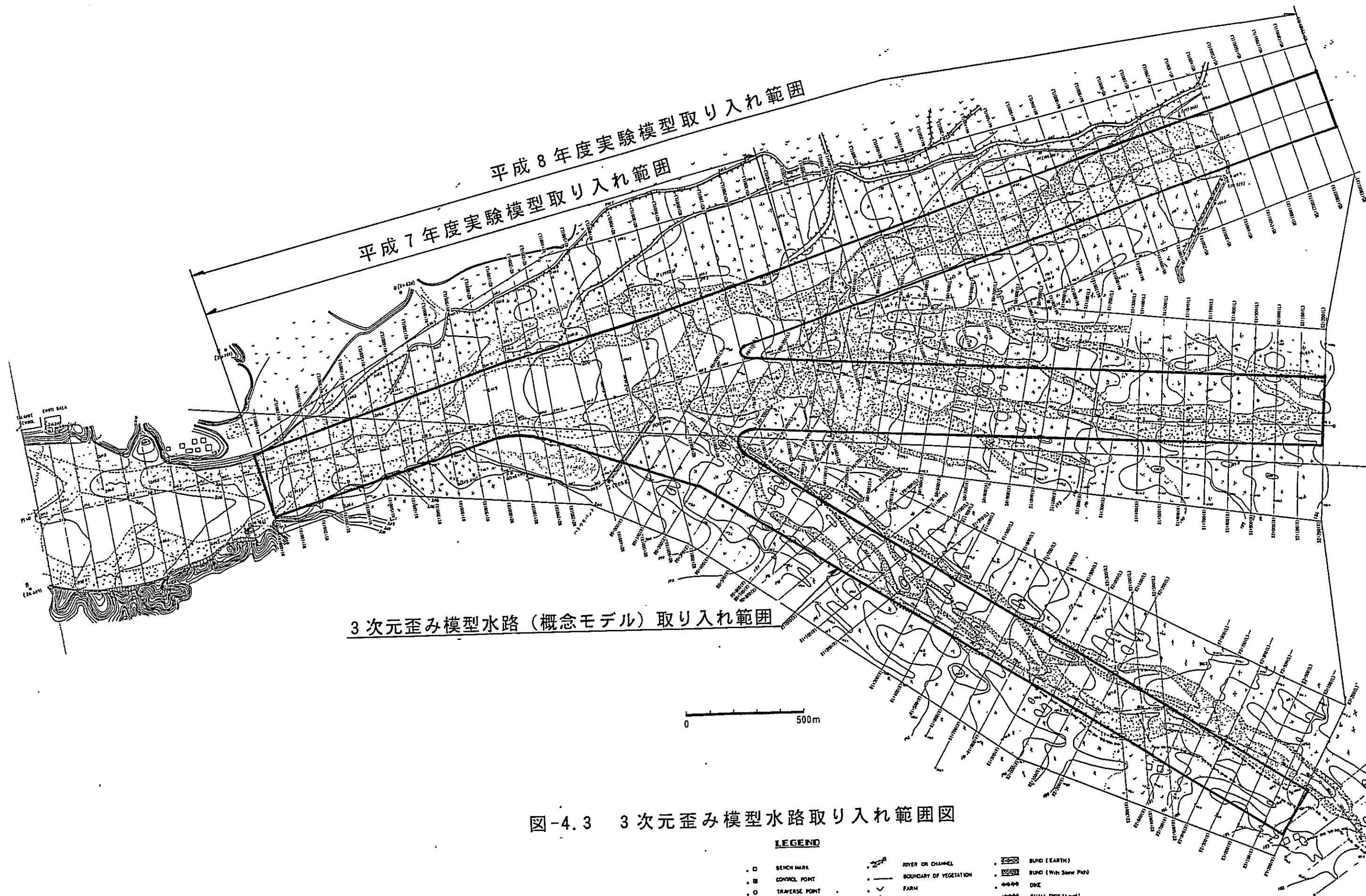
#### 4.3.3 模型概要

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-4.3、4.4参照、写真-4.1参照）。

写真-4.1  
3次元歪み模型の  
全景







3次元歪み模型水路 (概念モデル) 取り入れ範囲

平成7年度実験模型取り入れ範囲  
平成8年度実験模型取り入れ範囲

図-4.3 3次元歪み模型水路取り入れ範囲図

**LEGEND**

□	BENCH MARK	—	RYER OR CHANNEL	▨	BUND (EARTH)
■	CONTROL POINT	—	BOUNDARY OF VEGETATION	▨	BUND (With Stone Pin)
○	TRAVERSE POINT	—	FARM	—	DIKE
○	INTER-MEDIATE CONTOUR	—	SHRUB-BUSH	—	SMALL DIKE (Low)
—	CLIFF OF OUTCROP	—	CENTER LINE	—	TEMPORARY DIKE
—	CLIFF	—	TRACE OF WATER COURSE	□	HOUSE
—	SLOPES	—	(SAND) BARS	—	WATER FLOW

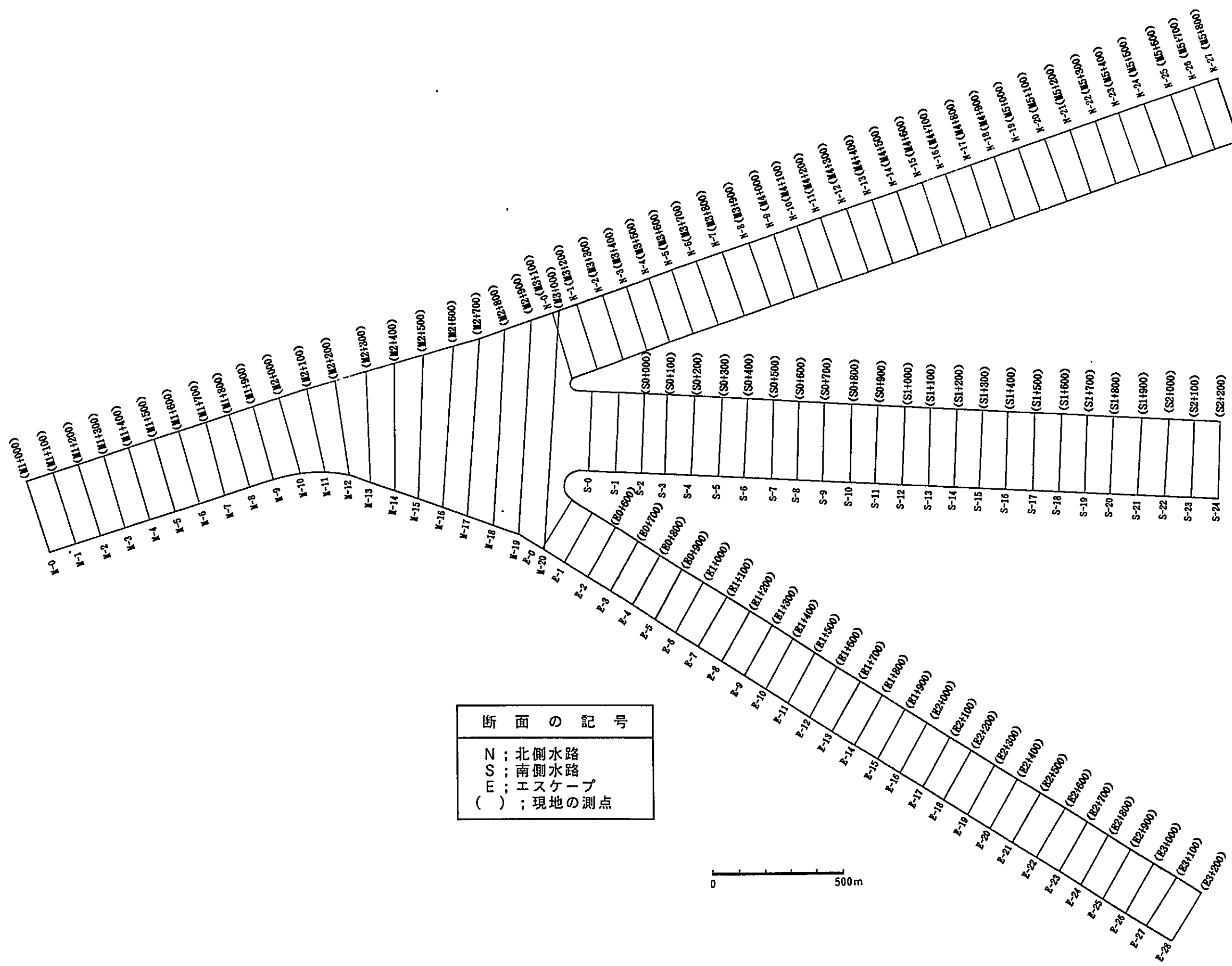


図-4.4 3次元歪み模型の断面と現地の測点との位置関係





#### 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。

$$1,000 \text{ m}^3/\text{sec} / 34,446 = 0.029 \text{ m}^3/\text{sec} = \underline{29 \text{ l} / \text{sec}}$$

##### (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、 $59,335,209 \text{ m}^3 / 23,738,800 \text{ m}^3 \approx 2.5$ 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  $59,335,209 \text{ m}^3 / 1,000 \text{ m}^3/\text{sec} = 59,335 \text{ sec} \approx 16.5 \text{ hr}$ 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  $59,335 \text{ sec} / 24.5 = 2,422 \text{ sec} \approx \underline{40 \text{ min}}$ 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、 $59,335 \text{ sec} / 64.1 = 926 \text{ sec} \approx 16 \text{ min}$ 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。

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

(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 l/sec ( $\approx 1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$  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

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

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

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

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

空隙 ( $\lambda = 0.4$ ) を含む見かけ上の土砂濃度は  $0.64 \div 0.6 = 1.07 \approx \underline{1.1\%}$  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 洪水当たりは  $258,400 \text{ m}^3$  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	29ℓ/sec  (現地で 1,000m <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			
	堰 + 導流堤 (M-20地点)	まで下げて設置			

#### 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

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

より、流水に関する相似則を求めたのと同様な方法で、

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

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 $t_s$ 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  $q_{T,r}$  に、(4.8) 式の  $q_{T,r}$  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

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

ここに、係数  $\beta$  は修正流砂量式  $q_0/u_{*d} = 8.37 \tau_*^{1.78}$  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·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<sup>3</sup>/sec）の70%程度（700 m<sup>3</sup>/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<sup>3</sup>/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<sup>3</sup>/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<sup>3</sup>/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 ;  $u_* = 0.0655 \text{ m/sec}$

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  $q_s = 2.15 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec/m}$  となり、全流砂量 ( $Q_s$ ) は  $Q_s = q_s \times 1.85 = 3.98 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec/m}$  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	0.783%
3			3.75m(5cm)	(14.7 ℓ/sec)	
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	無給砂
8			3.75m(5cm)	(14.7 ℓ/sec)	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 = 1.0m（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 (m <sup>3</sup> /sec)	河床形態の状況	給砂濃度 P <sub>0</sub> (%)	流出土砂平均濃度 P <sub>1</sub> (%)
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

注) 写真-5.1参照。

< 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。)

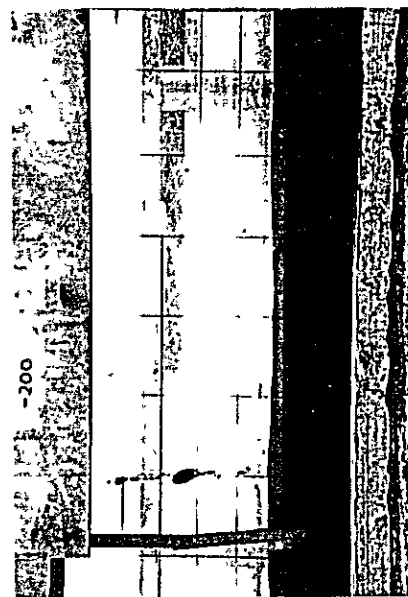
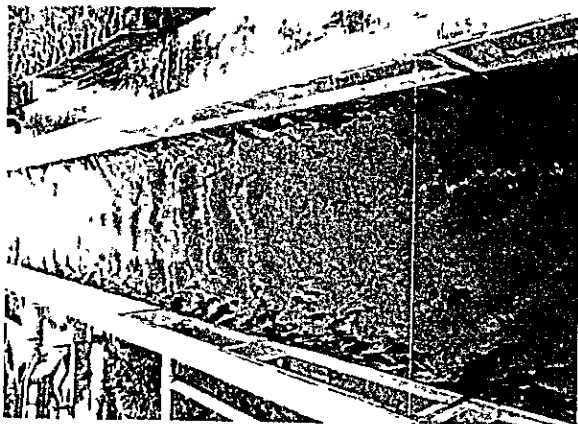
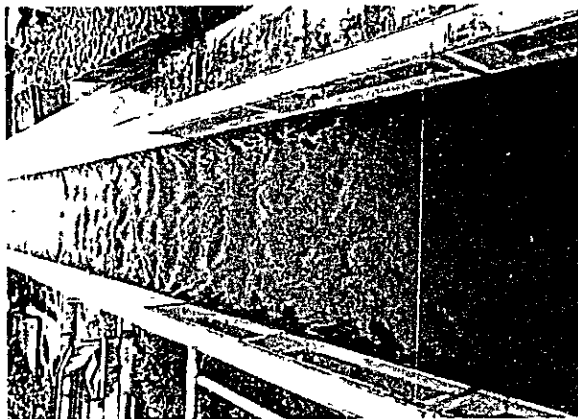
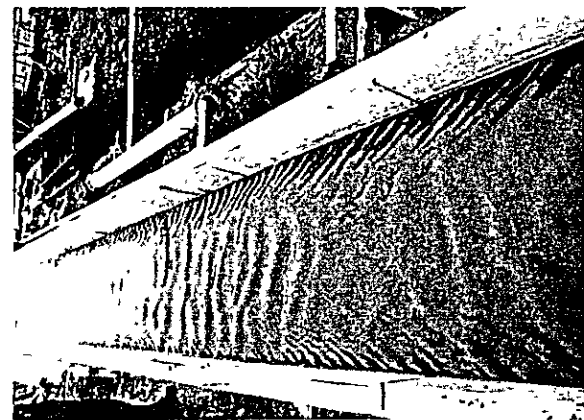
表-5.2 給砂濃度と流出土砂濃度の関係

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

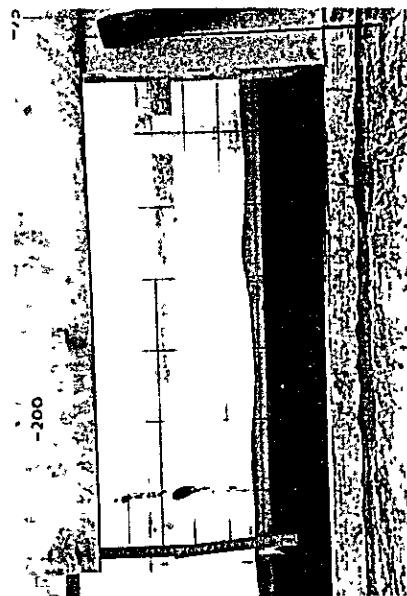
注) 写真-5.2、5-3 参照。

< 考 察 >

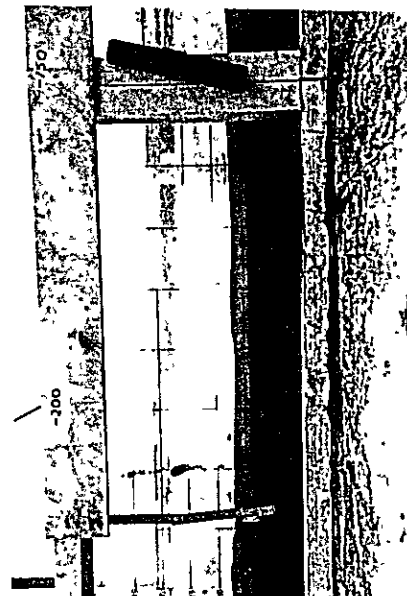
給砂濃度と流出土砂濃度の関係を図にまとめると、図-5.1のようになる。図より、ケース7、8の条件を除いては流出土砂濃度が給砂濃度に比べて大きく、河床が低下傾向になっていることがわかる。



ケース2:  $Q=1, 000 \text{ m}^3/\text{sec}$

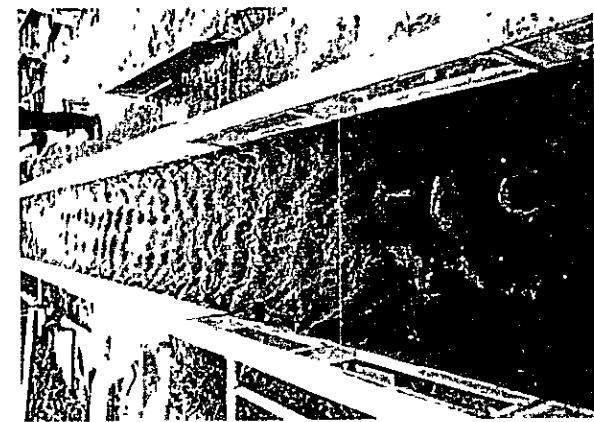


ケース3:  $Q=1, 500 \text{ m}^3/\text{sec}$

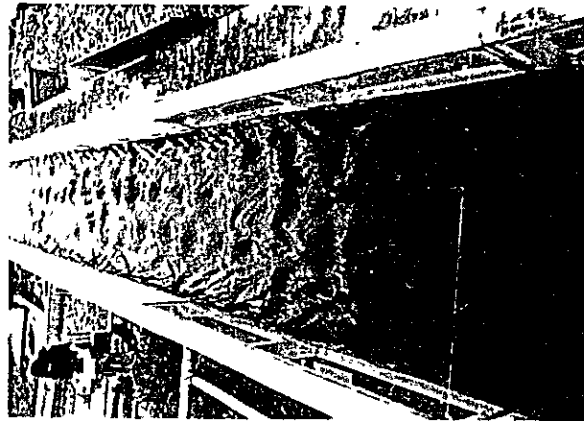


ケース4:  $Q=2, 000 \text{ m}^3/\text{sec}$

写真 - 5.1 河床形態の相似の確認実験流況写真



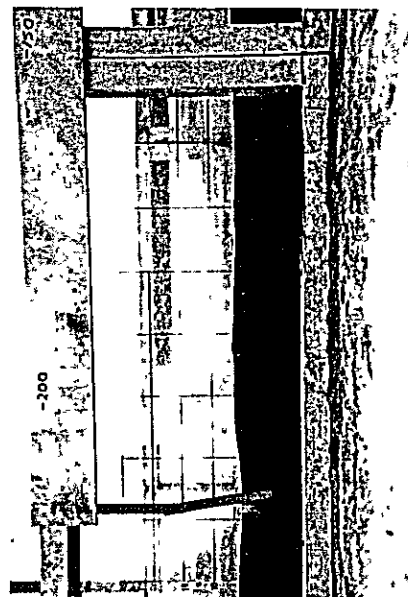
ケース1 ;  $Q=1, 500 \text{ m}^3/\text{sec}$



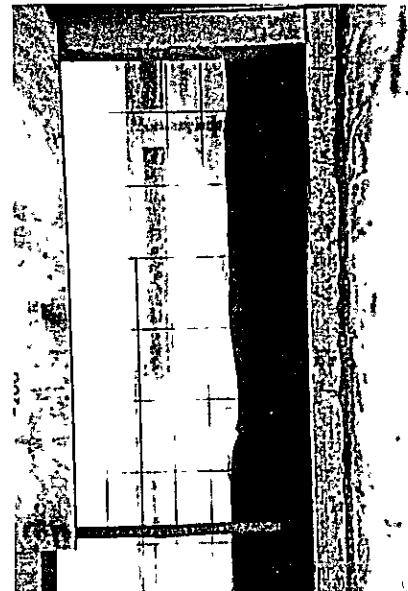
ケース2 ;  $Q=2, 000 \text{ m}^3/\text{sec}$



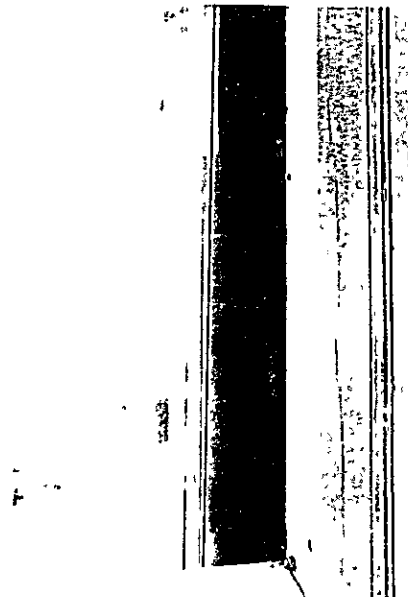
ケース5 ;  $Q=1, 200 \text{ m}^3/\text{sec}$



ケース1 ;  $Q=1, 500 \text{ m}^3/\text{sec}$

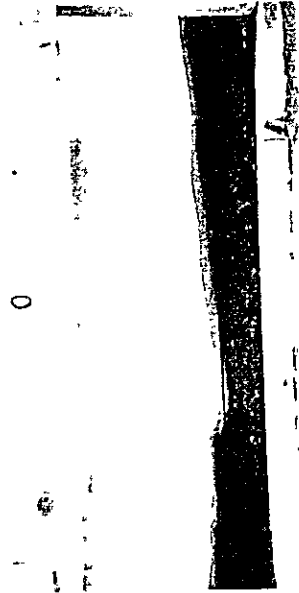
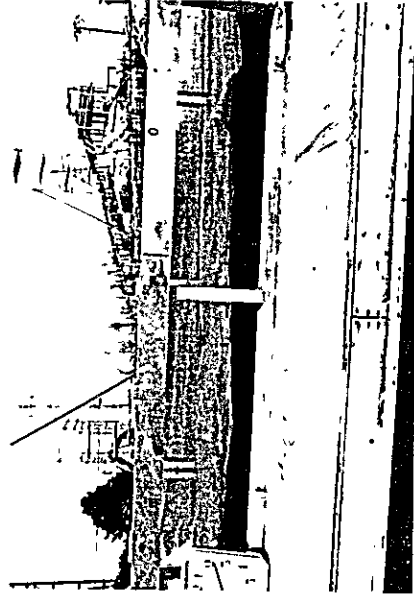
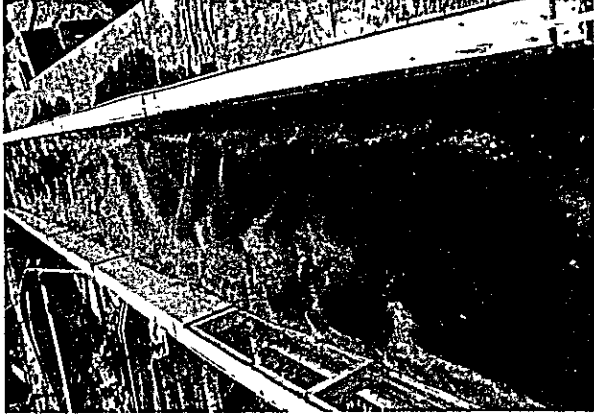
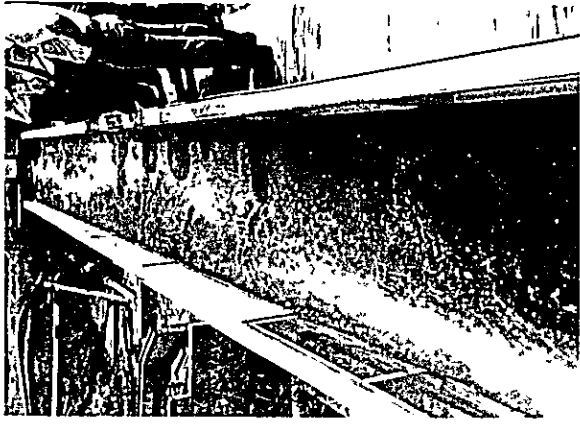


ケース2 ;  $Q=2, 000 \text{ m}^3/\text{sec}$



ケース5 ;  $Q=1, 200 \text{ m}^3/\text{sec}$

写真-5.2 給砂量の検討実験流況写真



ケース8 ;  $Q=1, 000 \text{ m}^3/\text{sec}$

ケース7 ;  $Q=1, 000 \text{ m}^3/\text{sec}$

ケース6 ;  $Q=1, 200 \text{ m}^3/\text{sec}$

写真-5.3 給砂量の検討実験流況写真

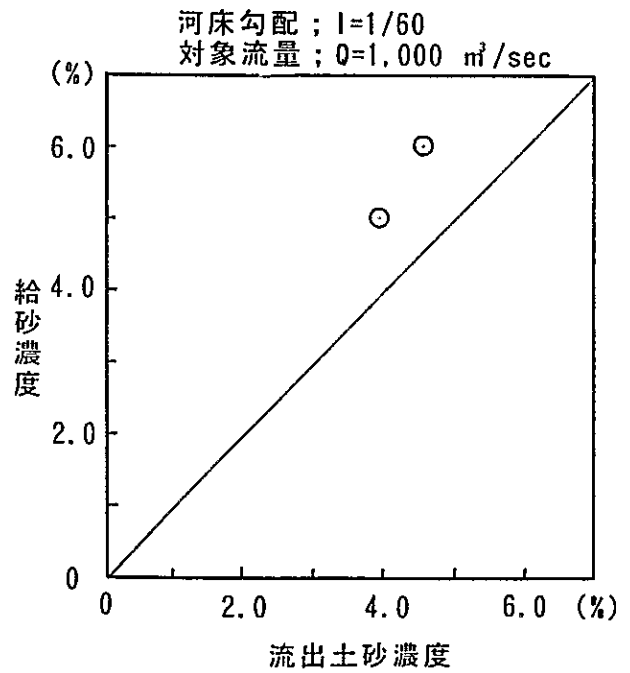
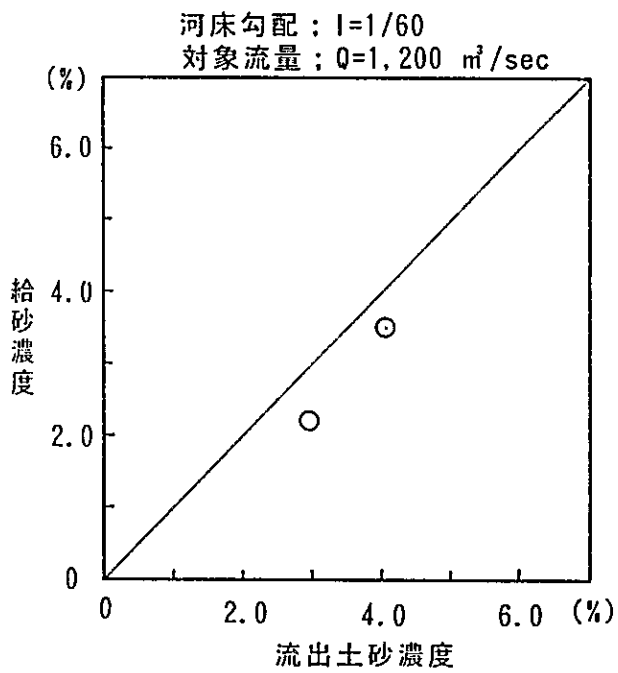
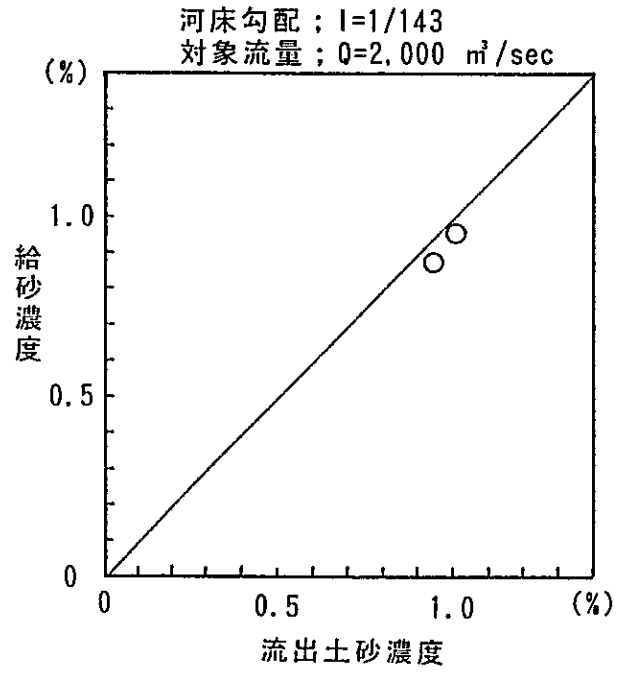
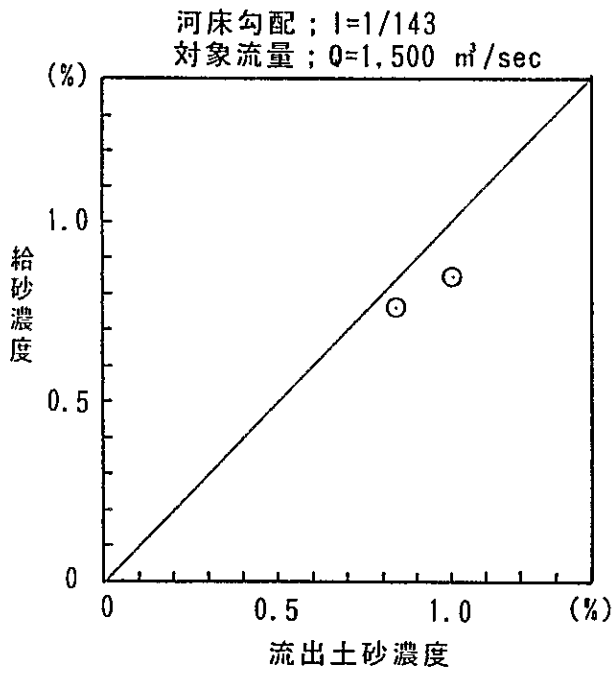


図-5.1 給砂濃度と流出土砂濃度の関係



## 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1,000m<sup>3</sup>/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

写真-5.3, 5.4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

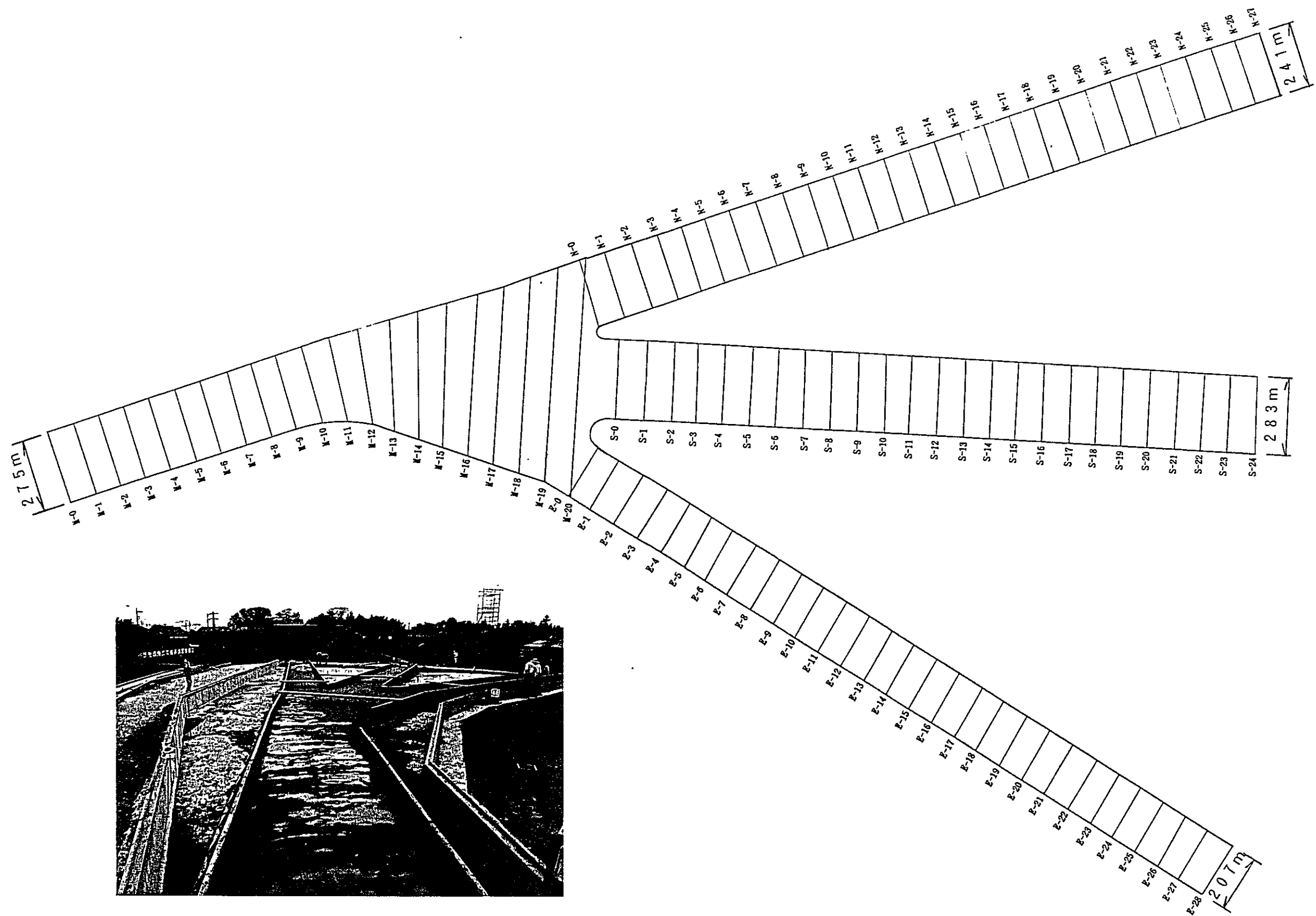
流入量が全流量の  $2/3$ 程度となった南側水路では、洪水後の河床勾配は初期河床勾配よりも緩くなっていることが確認された。この原因は、流れの集中と主流路の幅が予め設定した流路幅よりも狭い幅で流下したため、上流側から河床低下が進行したものと考えられる。

## 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。

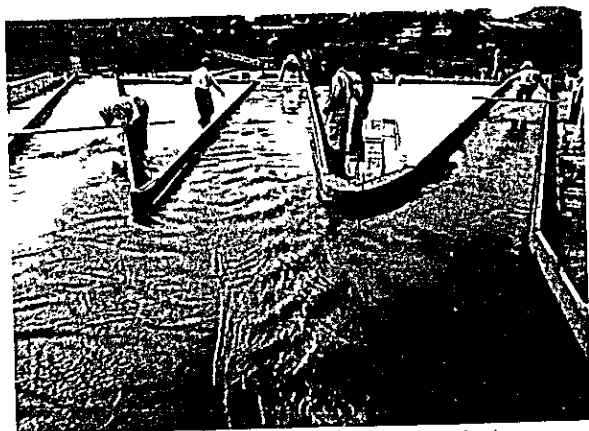




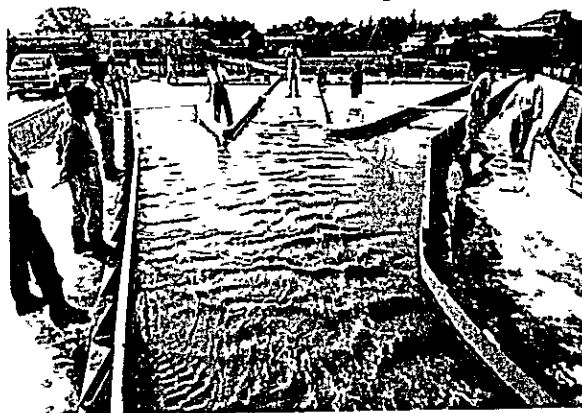
模型形状写真

図-5. 2 平衡河床再現実験(ケース2) 模型形状

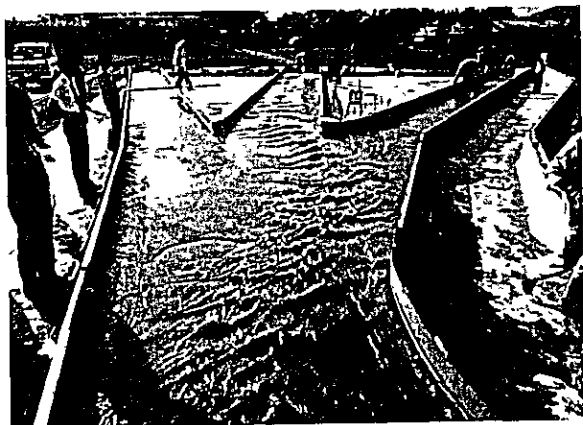




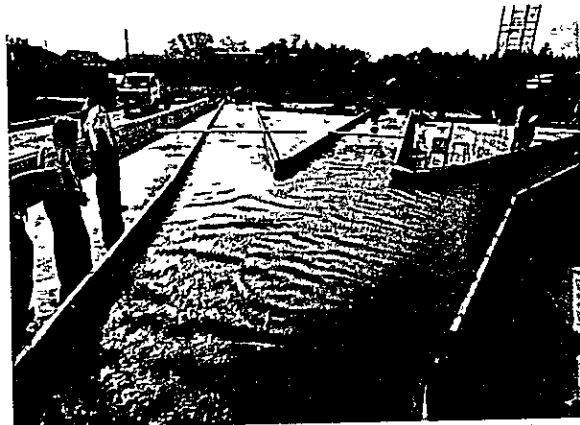
① 9分、南側水路に流れが集中する。



② 19分、北側水路と南側水路に流れが分かれる。



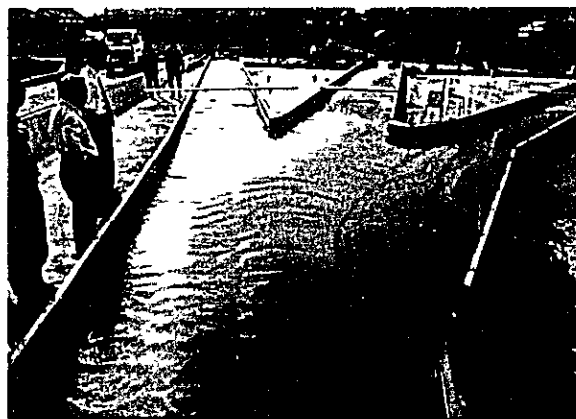
③ 27分、南側水路に流れが集中する。



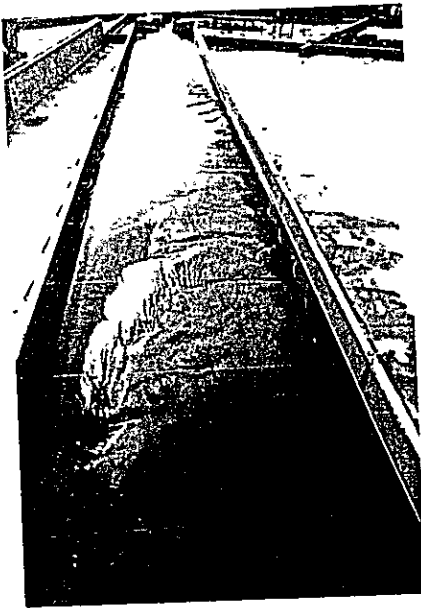
④ 35分、3本の水路にほぼ均等に流れる。



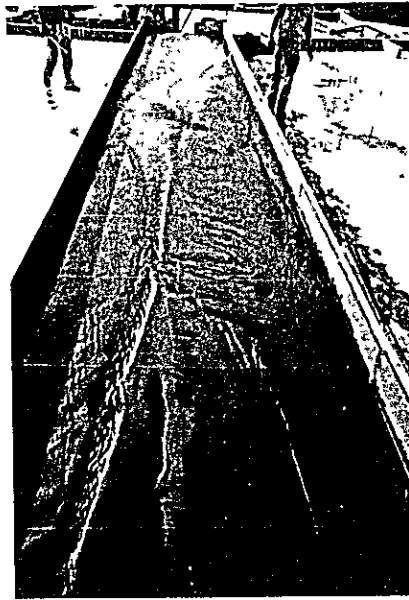
⑤ 38分、北側水路に流れが集中する。



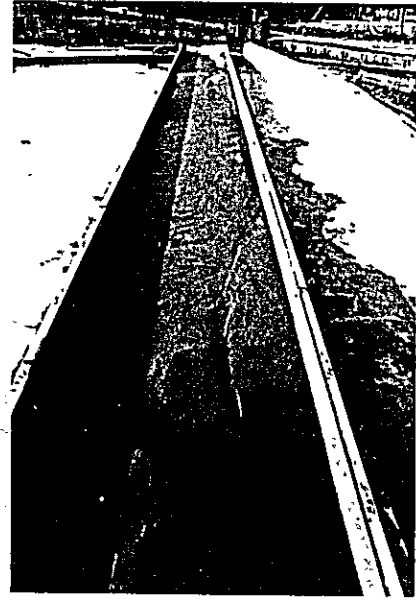
⑥ 実験終了後



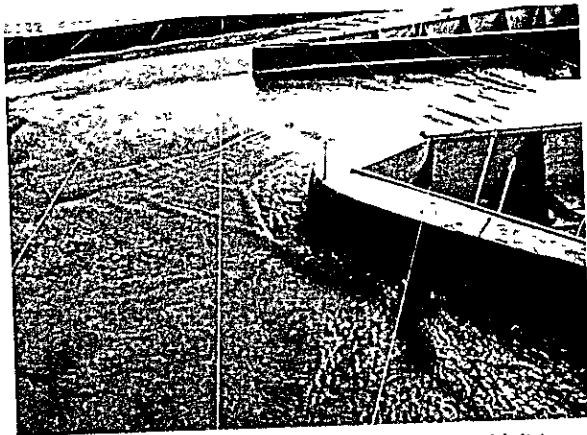
⑦実験終了後、北側水路の河床状況。



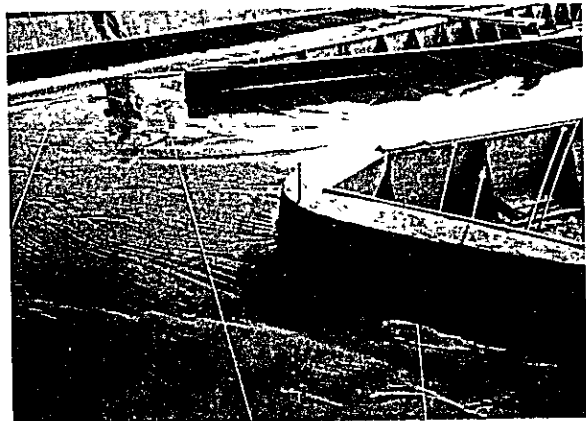
⑧実験終了後、南側水路の河床状況。



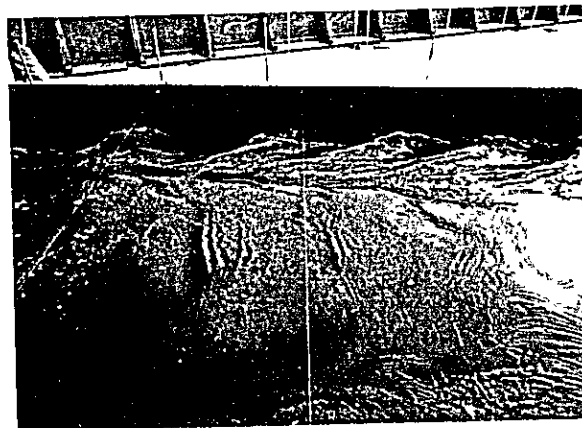
⑨実験終了後、エスケープの河床状況。



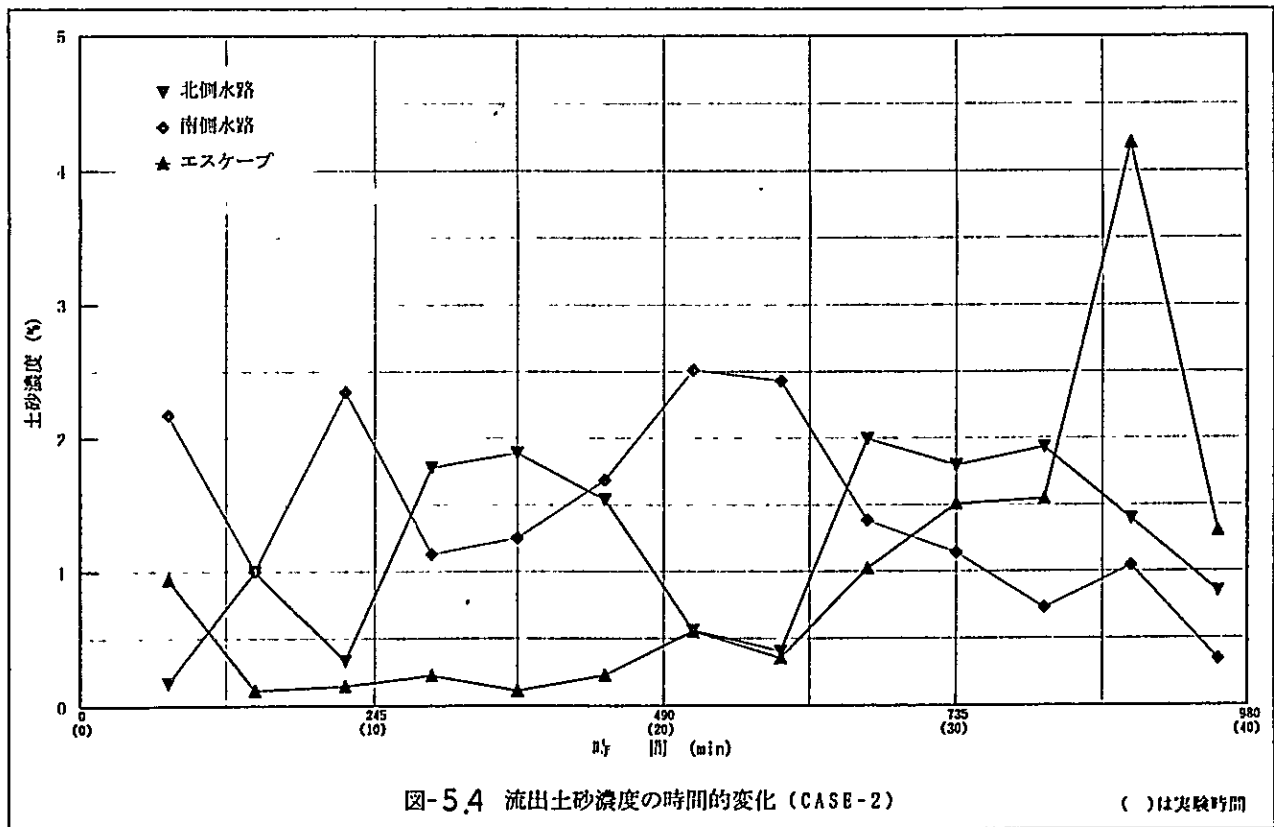
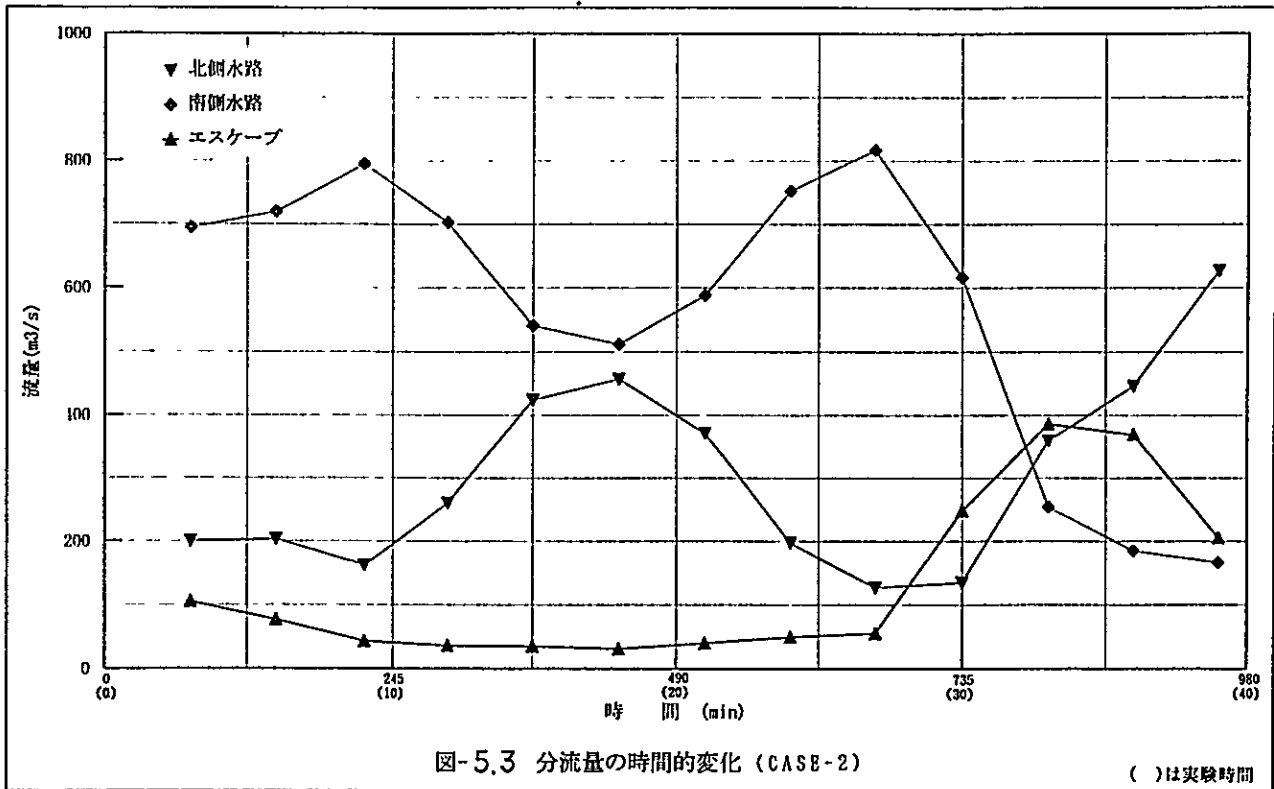
⑩導流堤の先端部では最大7 mの洗掘が生じる。



⑪実験終了後には洗掘箇所は埋め戻される。



⑫導流堤沿いでは最大4 mの洗掘が生じる。





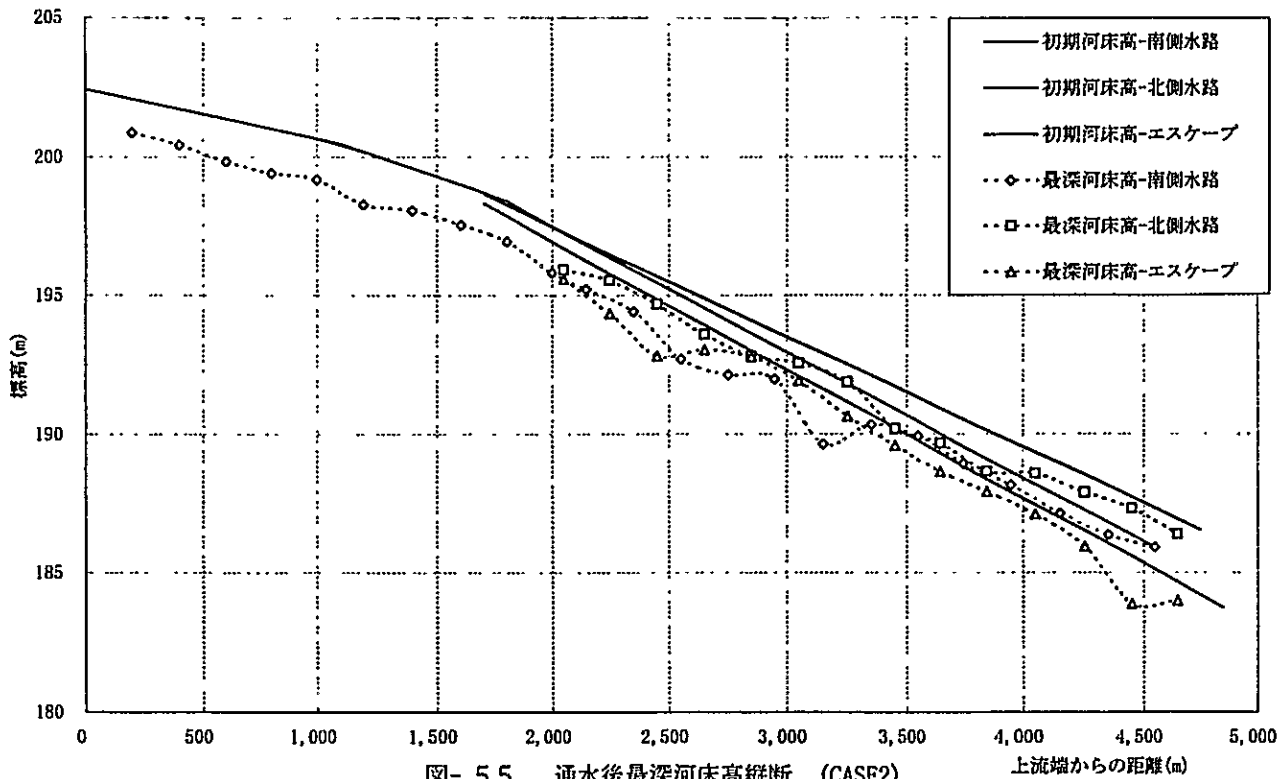


図- 5.5 通水後最深河床高縦断 (CASE2)

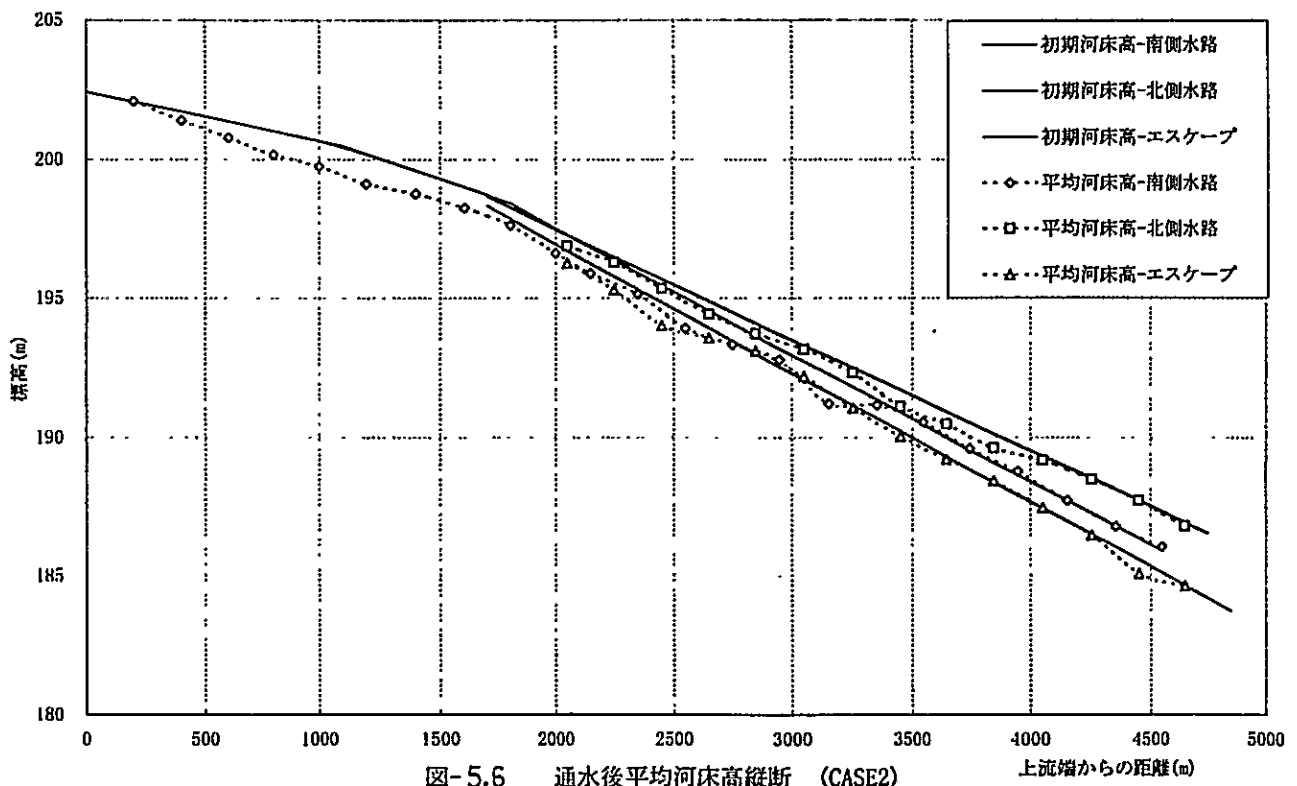


図- 5.6 通水後平均河床高縦断 (CASE2)