

5.5 ミタワン堰の形状と分流量の検討区（移動床実験；ケース4）

5.5.1 実験目的

- (1) 河床を固定床から移動床に変えて、河床変動と分流量の関係を把握する。
- (2) ミタワン堰上流の土砂移動の状況を把握する。
- (3) ミタワン堰の減勢池への土砂の堆積状況と減勢機能を把握する。
- (4) 河道内に形成される河床形態を把握する。
- (5) 堰や導流堤周辺の洗掘状況を把握する。

5.5.2 実験条件

(1) ミタワン堰の形状

ケース3のⅢ案を基本に検討された図-6.8～6.10に示す形状で検討を行った。ミタワン堰の位置はケース3と同じM2+800地点である。

(2) 実験条件

① 流 量

2,500 m³/secをピーク流量とする計画洪水波形（実験洪水波形）で実施した。

（第4章 図-4.1参照）

② 河床材料

実験に使用した河床材料は、自然砂として入手可能な最小粒径0～0.2mm（平均粒径0.16mm）を用いた。ちなみに、現地の河床材料の平均粒径は0.3mmである。

③ 給 砂 量

給砂量は、実験砂の粒径（現地換算で平均粒径 8mm）を用いて Brown式による一洪水の流送土砂量を算出した。一洪水の総給砂量は現地換算で40,388 m³である。ちなみに、現地の河床粒径（平均粒径 0.3mm）を用いた場合の一洪水の総流砂量は689,080 m³となるが、実験砂の方が粒径が大きいため、一洪水では対象土砂量（689,080 m³）を流すことができない。

5.5.3 実験結果

(1) 北側水路、南側水路、エスケープの分流量

表-5.9に一洪水（各流量ごと）の分流量と分流割合を、図-5.5に各水路への分流量の時間的变化を、図-5.6に各水路への分流量割合の時間的变化を示す。

表-5.9 一洪水（各流量ごと）の分流量と分流割合の変化

流 量 Q m ³ /sec	北側水路		南側水路		エスケープ	
	流量(Q)	分流割合	流量(Q)	分流割合	流量(Q)	分流割合
400	120	30%	185	46%	95	24%
1,000	321	32%	428	43%	251	25%
1,500	418	28%	711	47%	371	25%
2,000	522	26%	846	42%	632	32%
2,500	550	22%	1,236	49%	714	29%
設計流量 1,500 m ³ /s	450 m ³ /s	30%	600 m ³ /s	40%	450 m ³ /s	30%

分流量は南側水路、北側水路、エスケープの順に多く流れており、各水路への分流割合は計画値に近い割合で分流されることがわかった。しかし、一洪水では上流からの供給土砂がミタワン堰まで完全に到達しておらず、今後の河床変動しだいでは分流量が変わる可能性がある。

(2) 流出土砂濃度の時間的变化

図-5.7に各水路の流出土砂濃度の時間的变化を示す。

図より、エスケープの流出土砂濃度は北側水路と南側水路に比べて高い値を示している。これは、エスケープの河床勾配が北側水路と南側水路に比べて急勾配であり、さらに明確な流路が形成されているため流水が集中しやすいためと考えられる。

また、上流からの供給土砂はエスケープと南側水路の一部で堰まで到達しているが、北側水路では堰まで到達していない。実験で採取した流出土砂量の大部分はミタワン堰より下流側の土砂であるため、上流からの供給土砂が到達しない限り堰の下流側の河床は低下する。

(3) ミタワン堰周辺の河床の変化

- ① 一洪水では顕著な流水の集中が見られず、河道全体に2次元水路抽出実験と同様の砂れんが形成された（写真-⑩～⑭参照）。
- ② ミタワン堰の減勢効果は十分に発揮されており、前庭部の洗掘深は1 m以下である。北側水路と南側水路の境の導流堤沿いでは局所的に1.5～2.0 mの洗掘が生じる（写真-⑫～⑭参照）。
- ③ 一洪水（供給土砂量40,388 m³）では北側水路まで土砂は到達しない。南側水路の一部とエスケープには土砂が到達し、減勢池内に土砂が堆積する（写真-⑫～⑭参照）。

<実験考察>

現地の河床材料は平均粒径が0.3mmの細砂であり、実験では自然砂を用いて1/50の縮尺で粒径を一致させることはできない。このため、第3章では入手可能な細砂（平均粒径0.16mm）を実験砂に使用した場合の河床形態について検討を行った。その結果、流量400～2,500 m³/secの範囲では砂れんが形成される領域であることがわかり、2次元水路抽出実験でも砂れんの形成が確認された。ケース4の全体実験を実施する上では、抽出実験のように側壁による幅の制限がなく、河床地形も変化しているため流水の集中や蛇行現象が発生することを予想していたが、予想していたよりも流れは均等に流下し、河道全体に砂れんが形成される結果となった。ただし、エスケープ側の主流路の一部では平坦～砂堆が形成されていることも確認された。現地の河床形態は平坦～砂堆領域であることから、現地と模型との河床形態についての相似は成り立っていないと考えられる。

ミタワン堰による分流は、一洪水では計画値に近い割合で分流されているが、実験で流すことができる土砂量は現地よりも少なく、供給土砂がミタワン堰まで十分に到達していないため、今後土砂の供給が続いて河床が変化した場合には分流量も変わる可能性がある。このため、河床変動と分流量の変化についての検討が必要と考えられる。

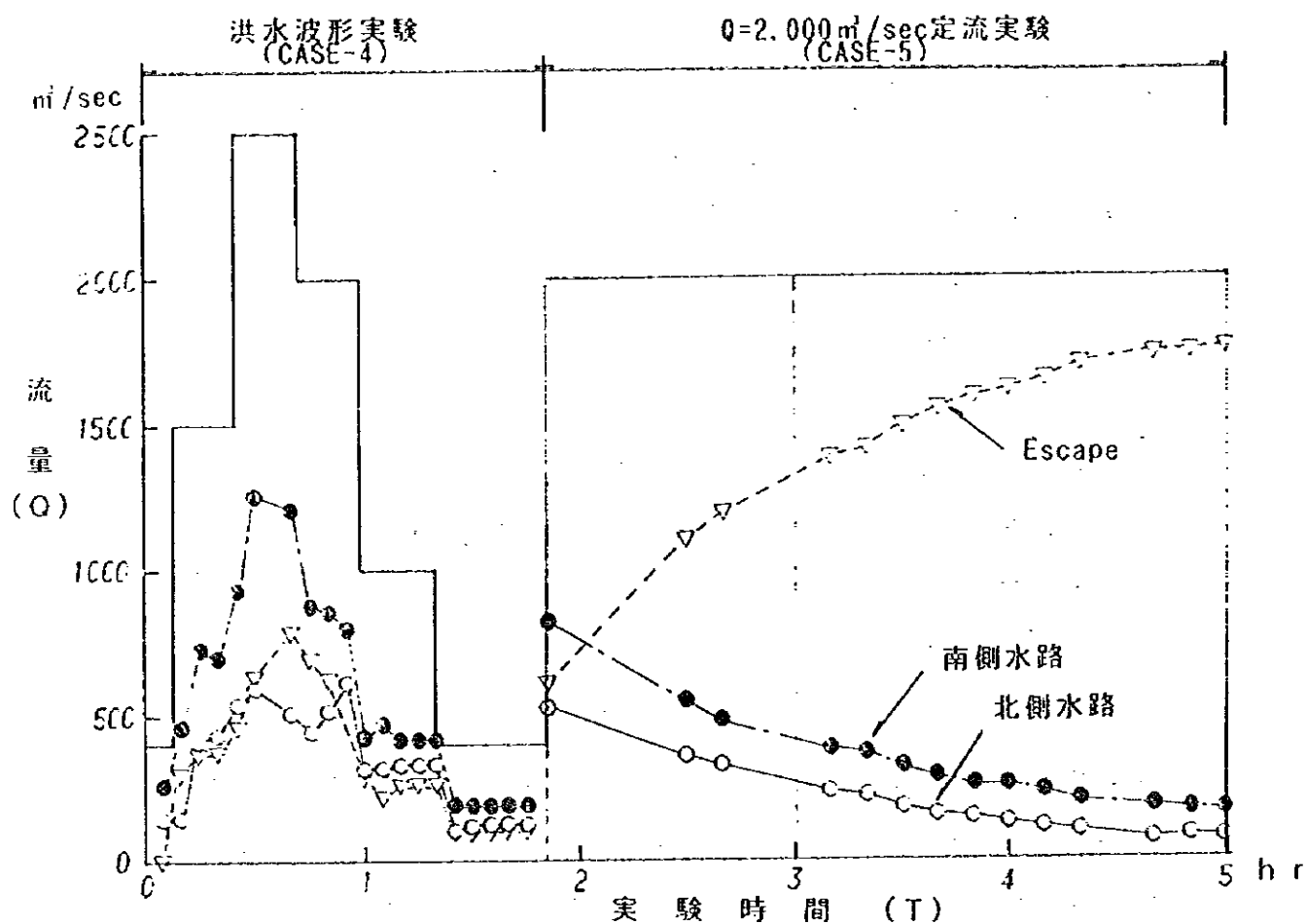


図-5.5 各水路への分流量の時間的変化 (CASE-4~5)

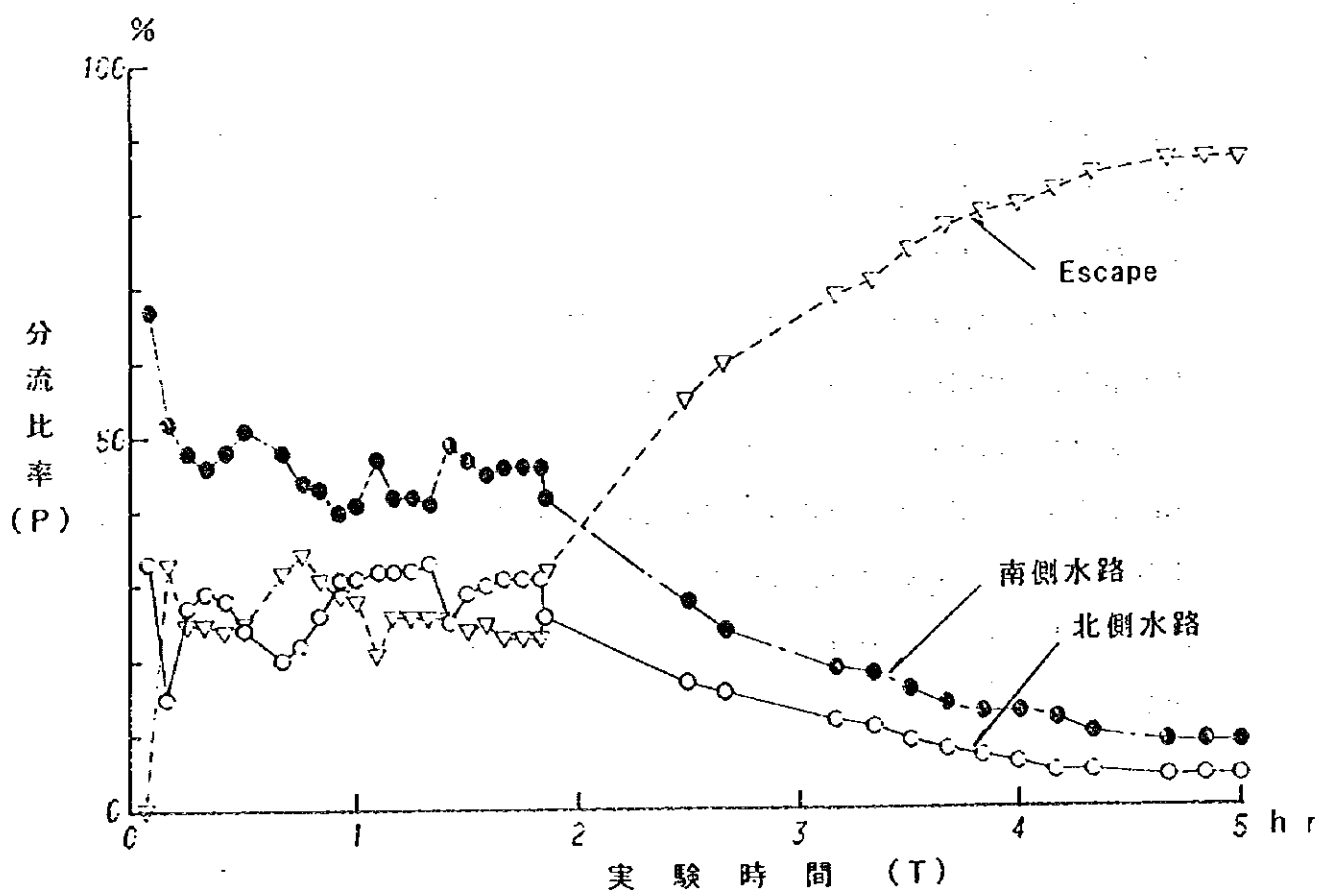
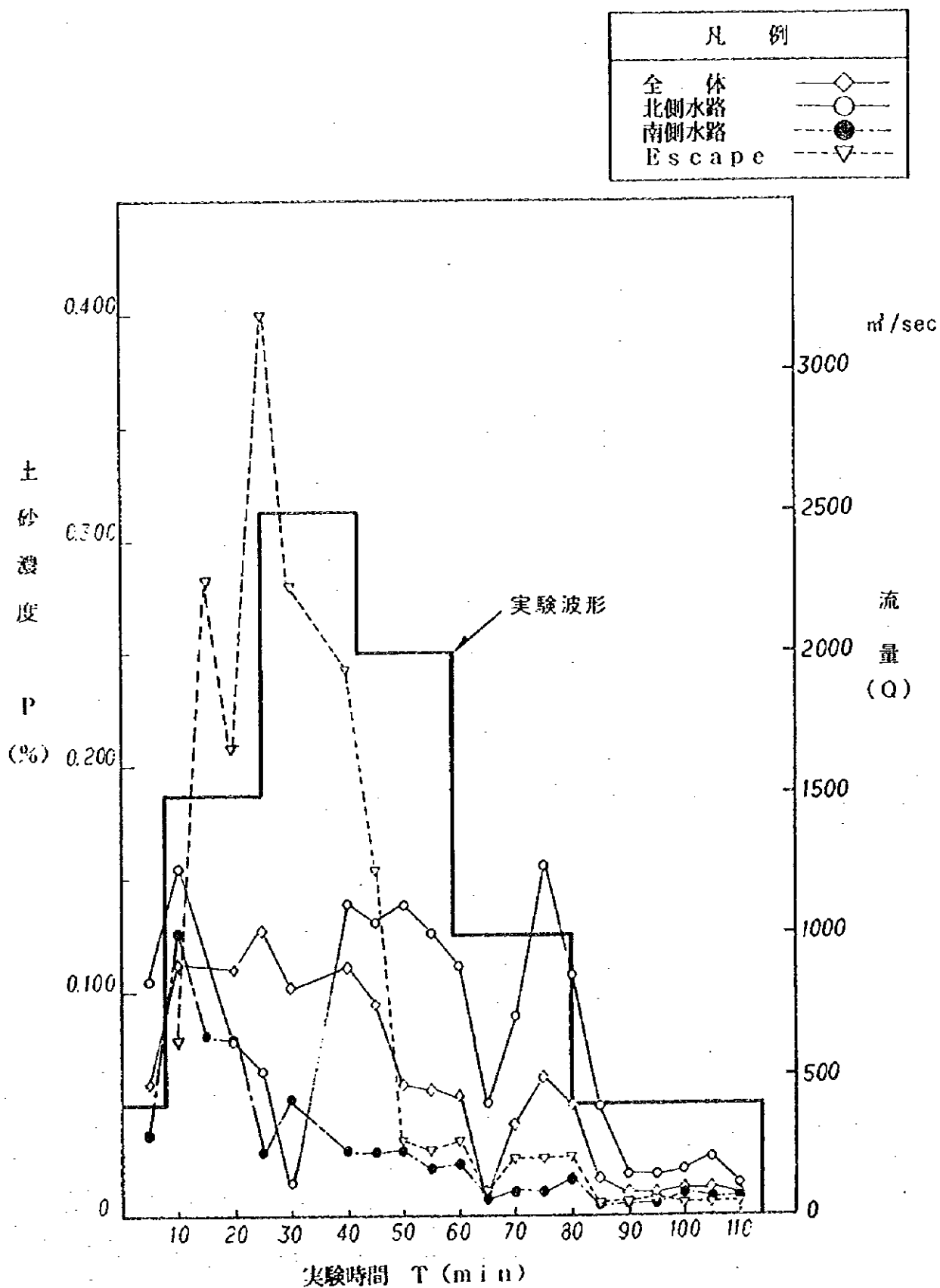


図-5.6 各水路への分流量の比率の時間的変化 (CASE-4~5)



図－5.7 各水路の流出土砂濃度の時間的变化 (CASE-4)

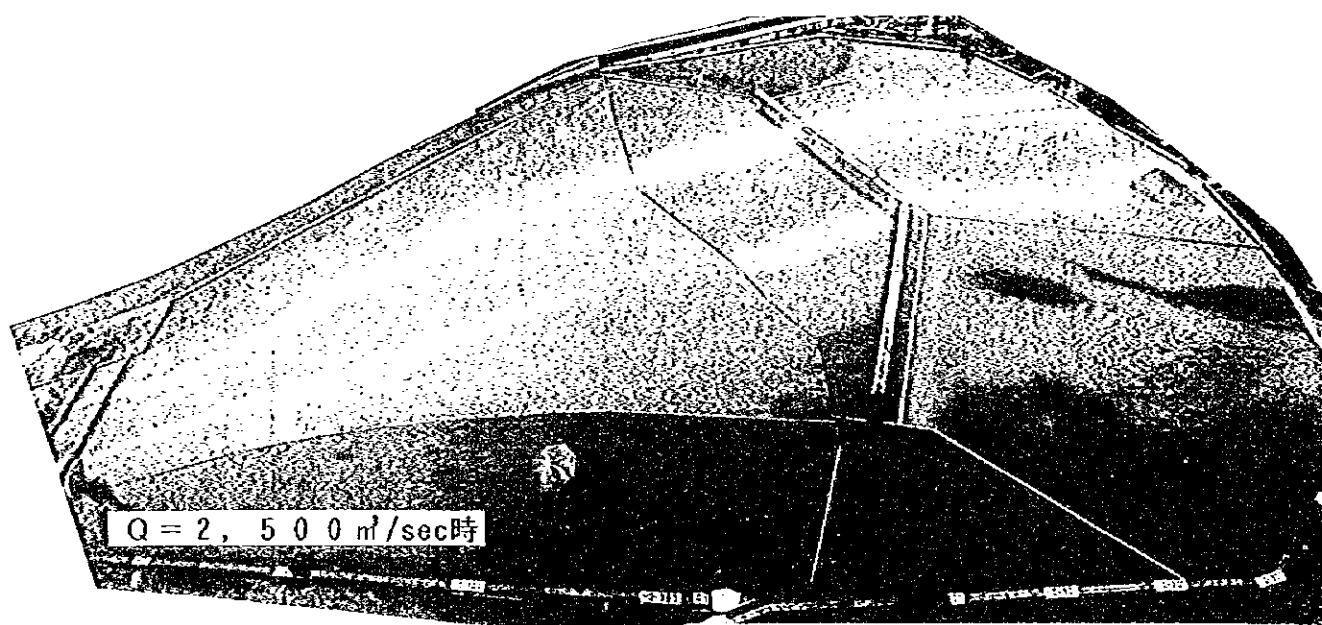
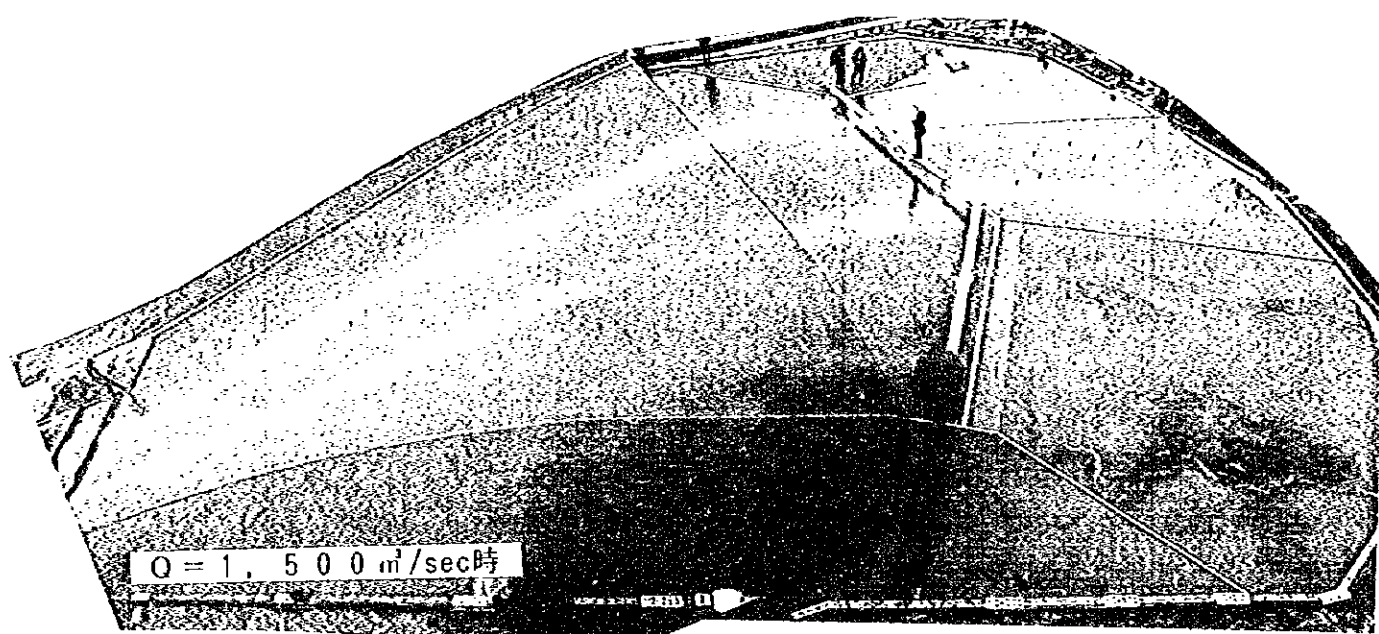
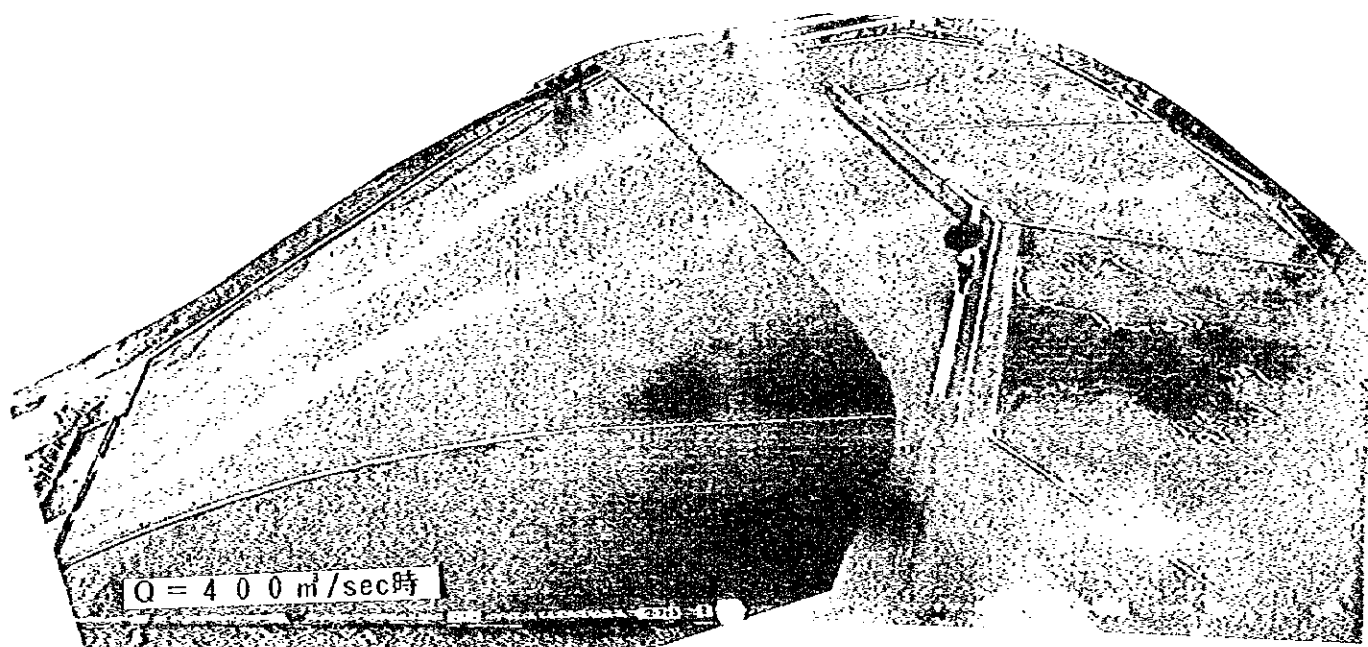


写真-⑩ 流向平面写真（ケース4）

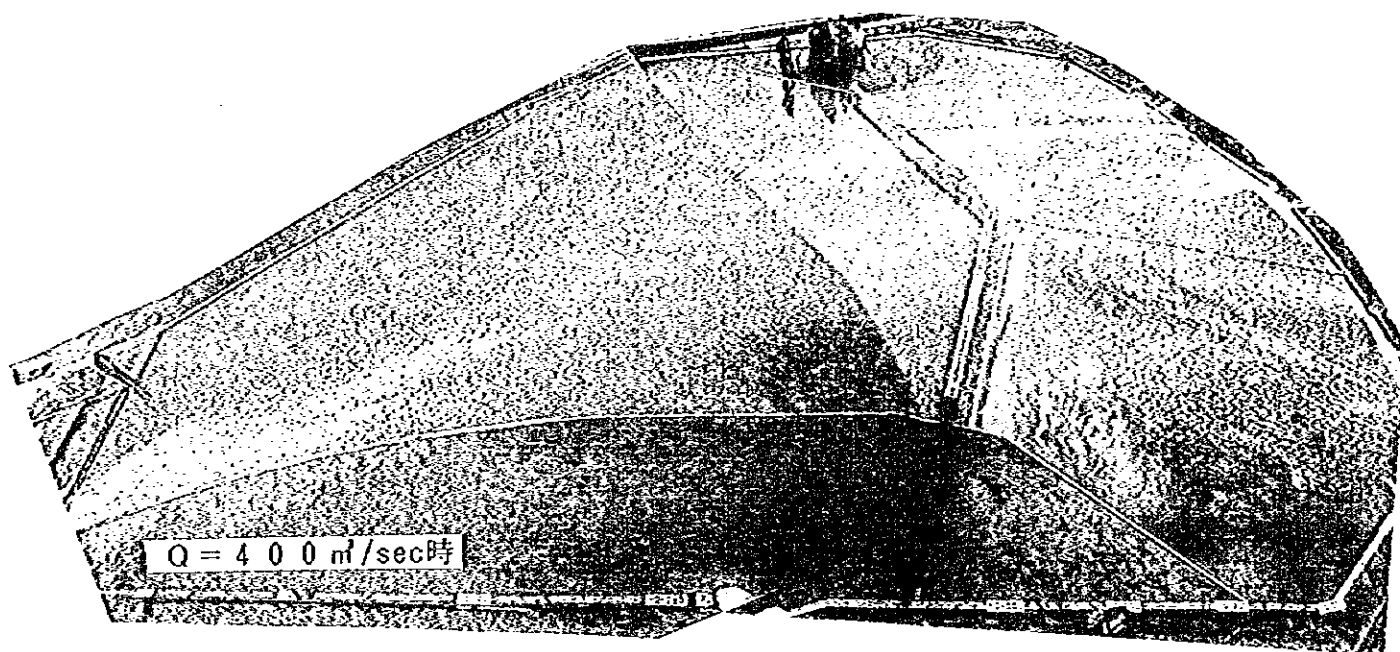
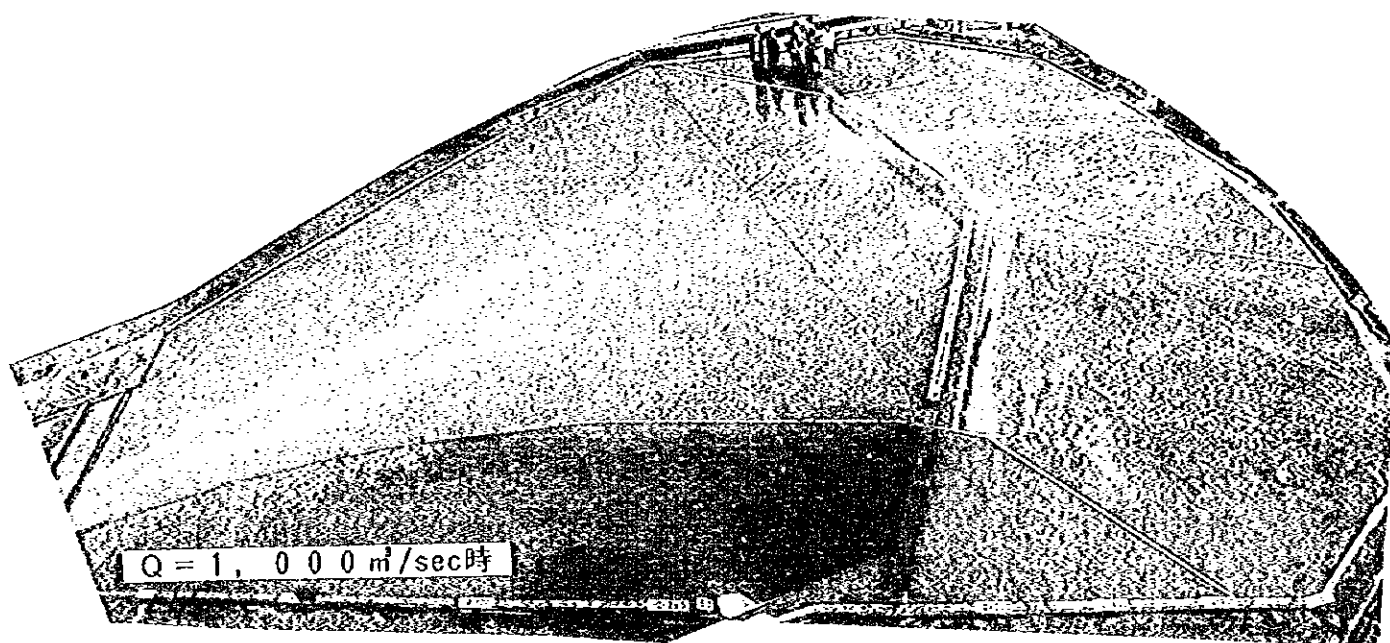
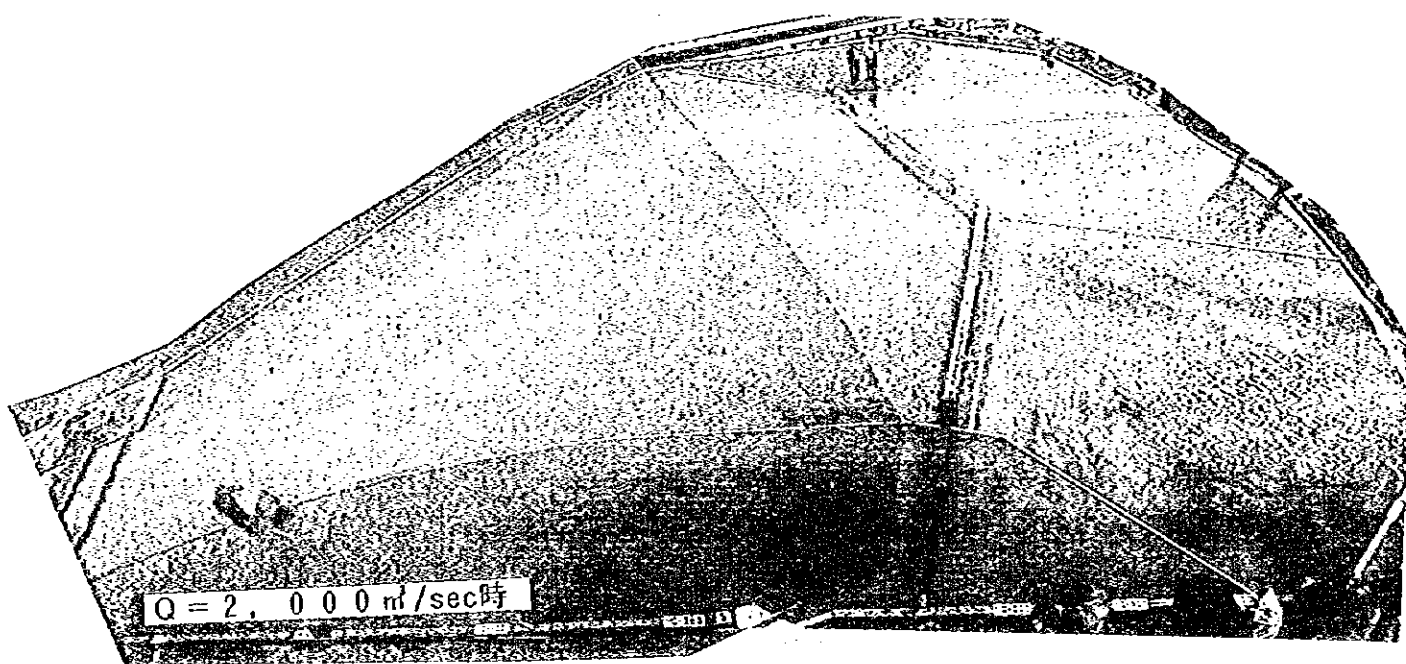


写真 - ⑪ 流向平面写真 (ケース 4)

ケース 4

写真-⑫

一洪水終了後

北側水路側には土砂が到達していないため、減勢池内の土砂堆積はほとんどない。堰の前庭部の洗掘はほとんどない。

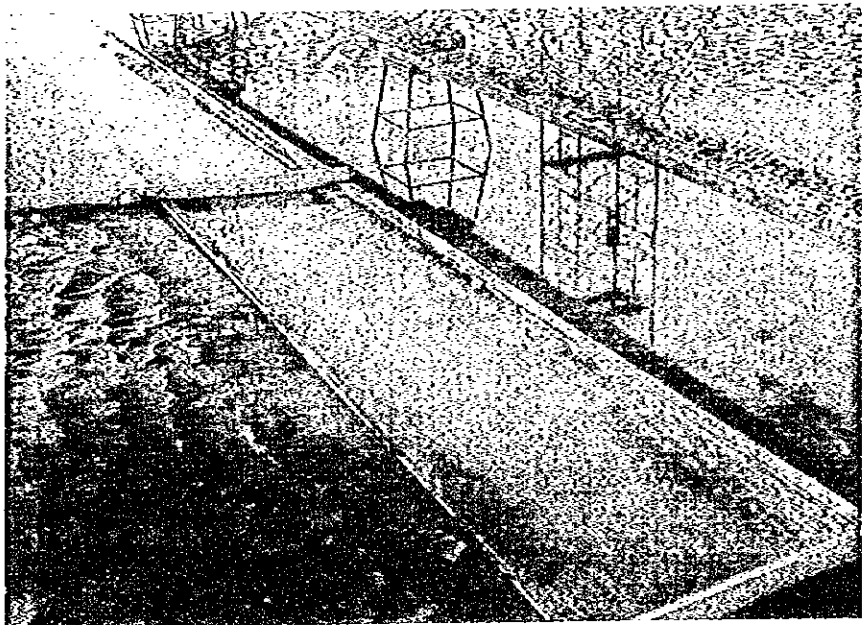


写真-⑬

一洪水終了後

南側水路側では減勢池内に少し土砂が堆積する。堰の前庭部の洗掘は認められない。

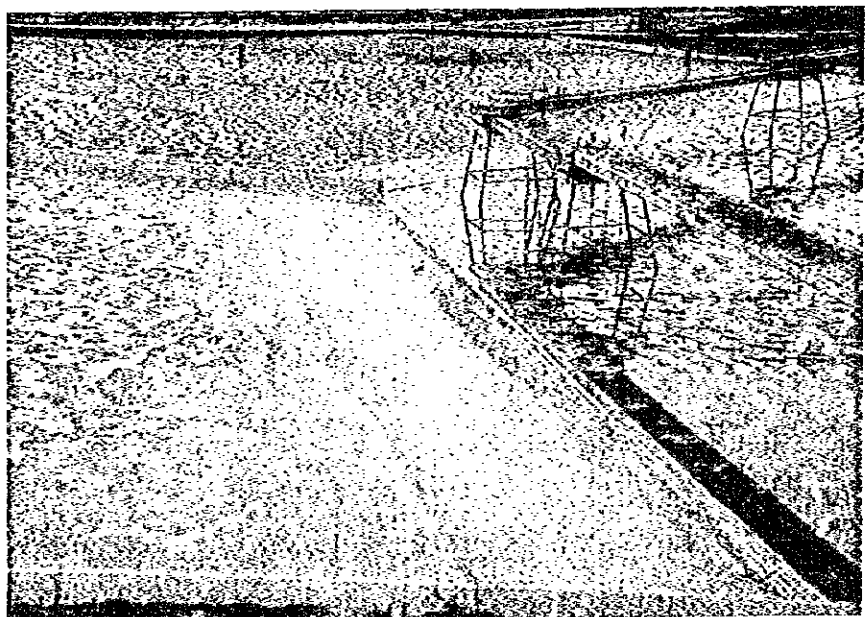
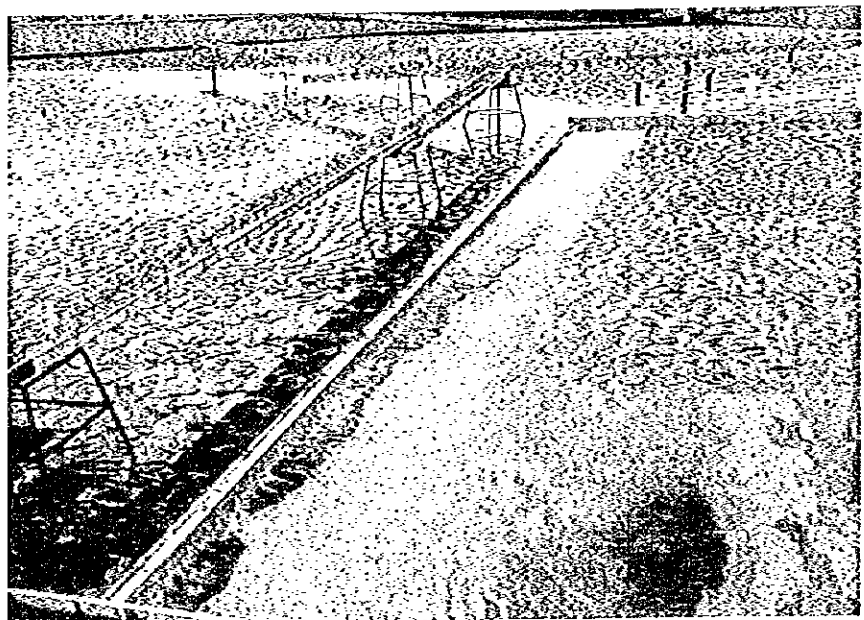


写真-⑭

エスケープ側は最も速く供給土砂が到達するため減勢池内の土砂堆積も多い。堰の前庭部の洗掘は認められないが、南側水路との境の導流堤沿いで局所的に洗掘が生じる。



5.6 分流施設の機能評価の検討（移動床実験；ケース5）

5.6.1 実験目的

ケース4の実験結果から、河床変動が生じた場合の分流施設の機能についての検討が必要となった。このため、現地において一洪水で流送可能な土砂量を一定の流量で長時間供給し、河床変動が分流量に及ぼす影響や平衡状態の河床形状を把握するために実施する。

5.6.2 実験条件

(1) 模型の形状

ミタワン堰の形状はケース4と同様であり、ケース4の実験終了時の河床状態に洪水を重ねた。

(2) 実験条件

① 流 量

土砂の移動現象や河床変動の変化をわかりやすくするため、 $Q=2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ を定流で流した。

② 給砂量及び給砂濃度

現地の河床材料の平均粒径が 0.3mm であるのに対して、実験砂は現地換算で 8.0mm と大きく、一洪水を対象とした計算上の流送土砂量 ($689,080 \text{ m}^3$) に対してケース4では $40,388 \text{ m}^3$ しか供給されていない。このため、残りの $648,692 \text{ m}^3$ を流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ で流送可能な土砂濃度 (0.043%)で長時間供給した。

5.6.3 実験結果

(1) 各水路への分流量の変化

5.5項の図-5.5、5.6 に示すように、定流実験を開始してから間もなく、北側水路と南側水路への分流量は減少し始め、逆にエスケープは増加する結果となり、定流実験を開始してから約3時間（ケース4からの累積時間で約5時間）でほぼ一定となる。最終的な分流割合は北側水路：南側水路：エスケープ＝4%：9%：87%となり、エスケープに集中する形となった。この原因は、写真-⑩、⑪に示すようにミタワン堰上流の右岸導流堤に沿って幅50～75mの侵食路が形成され、エスケープに流れが集中したためである。

(2) 主流路の河床形状

図-5.8に各水路に向かう主流路の河床縦断面図を示す。図より、エスケープの主流路はケース4の洪水終了後よりもさらに2～3 m低下し、北側水路と南側水路の河床高に比べて4～5 m低下している。北側水路と南側水路の河床勾配は初期河床勾配(1/250) とほとんど同じであるが、エスケープは1/140 と急勾配になっている。

また、流量 2,000 m³/secの定流実験は、実験開始から約3時間で分流量が安定したことや、エスケープ側への侵食路が完全に固定されて下流からの堆積遡上の兆しや侵食路の回復の兆しが認められないことから、実験はケース4からの累計時間5時間で終了した。これまでの総給砂量は155,900 m³である。

<実験考察>

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化が侵食路の形成につながり、幅50～75m、深さ 4～5 m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、現実に取り組む可能性がある現象と考えられる。エスケープ側は、上流の河道地形から見ても流れが集中しやすいことが容易に判断できる。侵食路が完全に固定されてしまうと元河床への回復が難しいため、侵食路が完全に固定しない上流側（例えばケース2で検討したM2+100地点）に分流堰を設けた方が分流が容易と思われる。

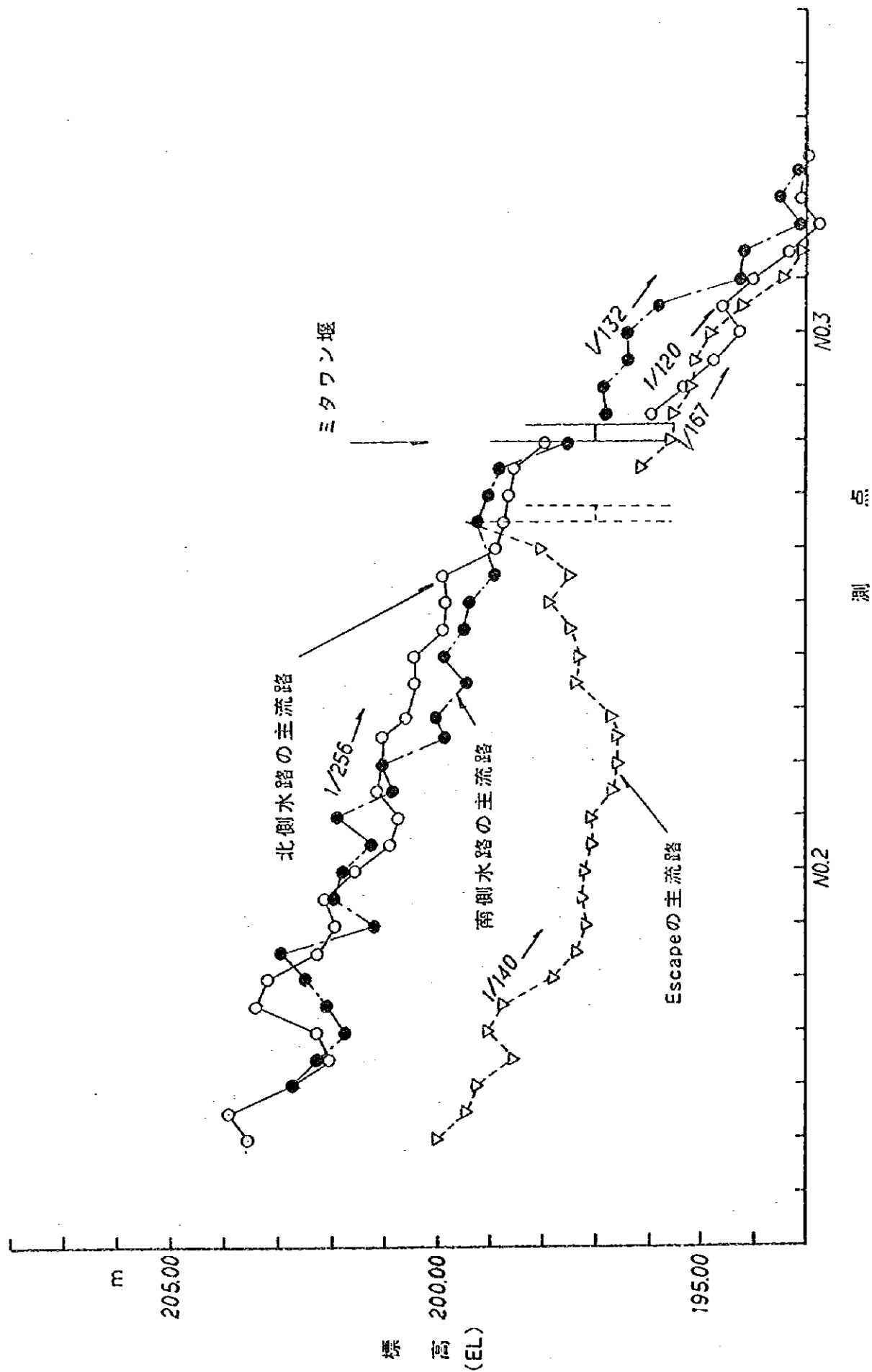


図-5.8 各水路に向かう主流路の河床縦断面図 (CASE-5)

写真-⑮

実験終了時

模型上流端からエスケープに向かって、幅50～75mの侵食路が形成される。

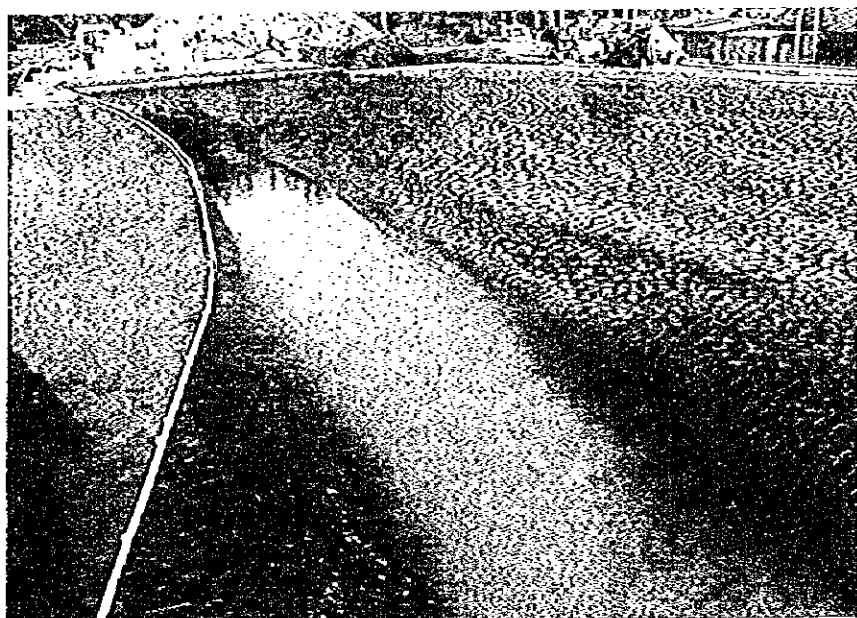
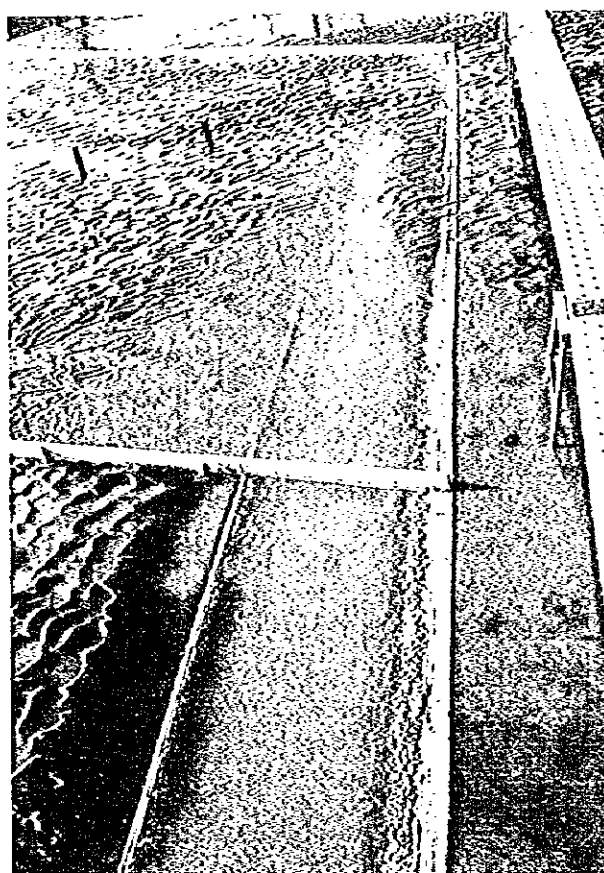


写真-⑯

実験終了時

堰の前庭部の洗掘は1m以下と小さいが、導流堤沿いでは2m程度の洗掘が生じる。



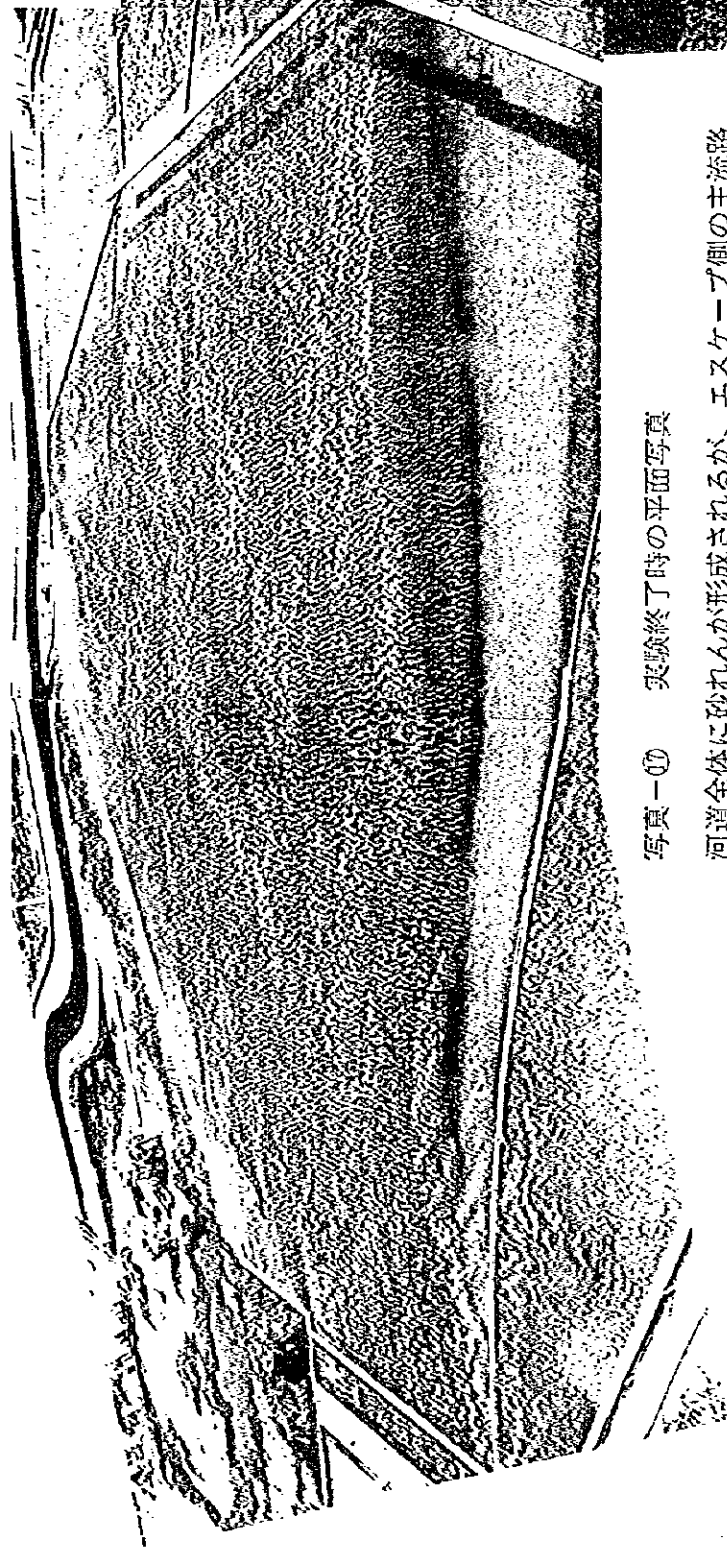


写真-⑩ 実験終了時の平面写真

河道全体に砂れんが形成されるが、エスケープ側の主流路は平坦河床となっている。

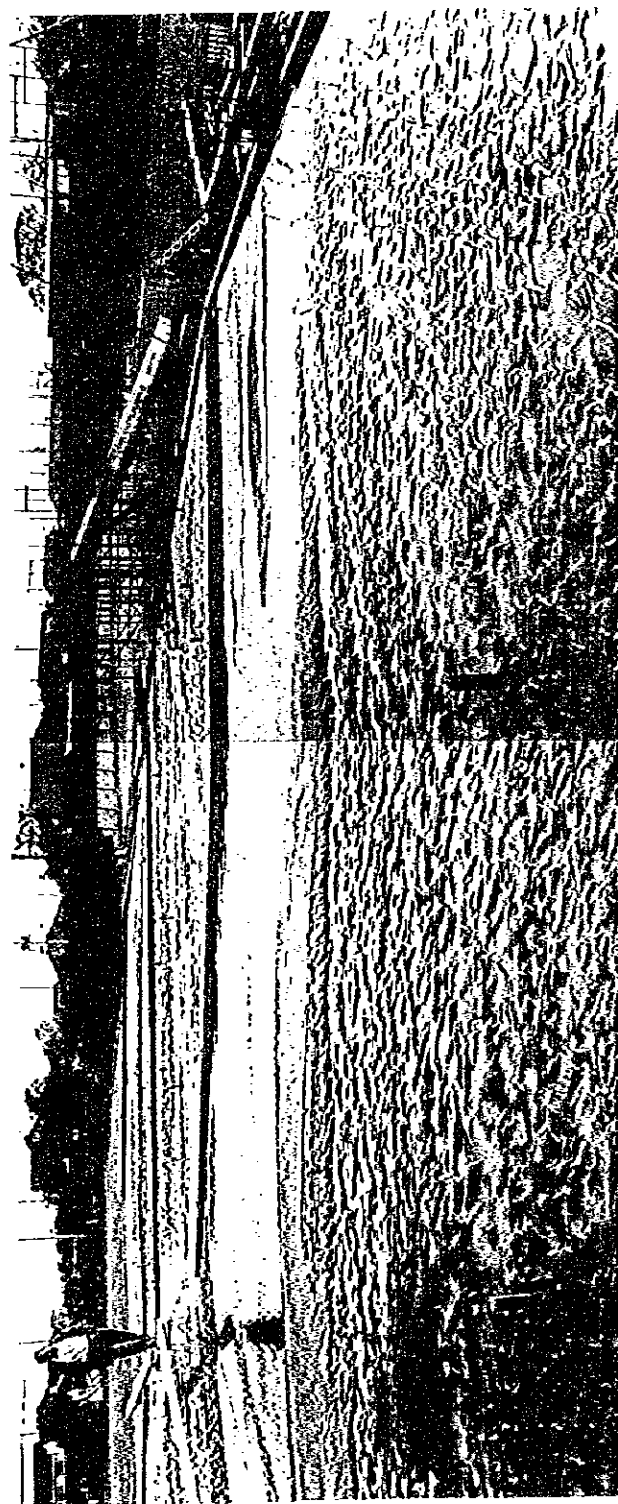


写真-⑪

分流後のエスケープ側の河床の状況。

第6章 ミタワン堰及び分流施設の検討

6.1 ミタワン堰の構造の基本検討

(1) 検討目的

ミタワン堰の建設にともない、堰下流部の洗掘は堰の沈下・崩壊などの被害を発生させる原因の一つである。洗掘は、堰下流の河床保護が適切でなかったり、堰を流下する射流が完全に減勢されないなどの場合に著しく進行する。そこで、堰の安全性を高めるためには堰下流部分の河床保護や、射流の減勢について検討する必要がある。

ここでは、下流斜路上で発生する跳水に着目し、射流の減勢が可能な堰の形状について検討した。

(2) 跳水形状の計算条件とミタワン堰の基本構造

ここで対象とする跳水は、順傾斜の水路上で発生する跳水である。河道幅については、堰の設置計画予定地であるハドワリバンドにおいて、ハドワリバンドを撤去しない場合（河道幅500m）と撤去した場合（河道幅800m）の2種類を対象とした。

計算条件を表-6.1に、計算から求められた基本構造を図-6.1に示す。

表-6.1 計 算 条 件

項 目	記 号	条 件
堰上流の河床勾配	i	1/200, 1/250, 1/300
堰下流斜路の勾配		1 : 4
河 道 幅	B	500m, 800m
流 量	Q	1,500m ³ /sec, 2,000m ³ /sec, 2,500m ³ /sec
粗 度 係 数	n	Manningの粗度係数 0.025sec/m ^{1/3}

側 面 図

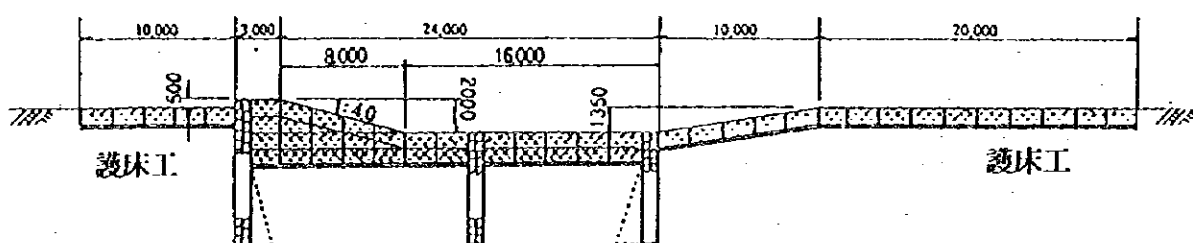


図-6.1 ミタワン堰の基本構造図

6.2 ミタワン堰の断面形状と分流量の検討（ケース2，3）

ミタワン堰は、各水路に安定した流量を効率よく供給するため、堰の水通し天端高を河床高よりも平均で0.5m程度高く設定し、せき上げを生じさせて流れを均等化する計画である。

計画では、ミタワン堰を設置したことによる分流割合は、流量 $1,500\text{m}^3/\text{sec}$ で、北側水路：南側水路：エスケープ＝30％：40％：30％となっている。これを水利権のある耕作地（北側水路と南側水路）と水利権のない耕作地に分けると、その割合は70％：30％となる。すなわち、

$$\begin{aligned} \text{北側水路と南側水路：エスケープ} &= 1,050\text{m}^3/\text{sec} : 450\text{m}^3/\text{sec} \\ &= 70\% : 30\% \end{aligned}$$

となる。

(1) ミタワン堰水通し部の越流水深と流量の計算

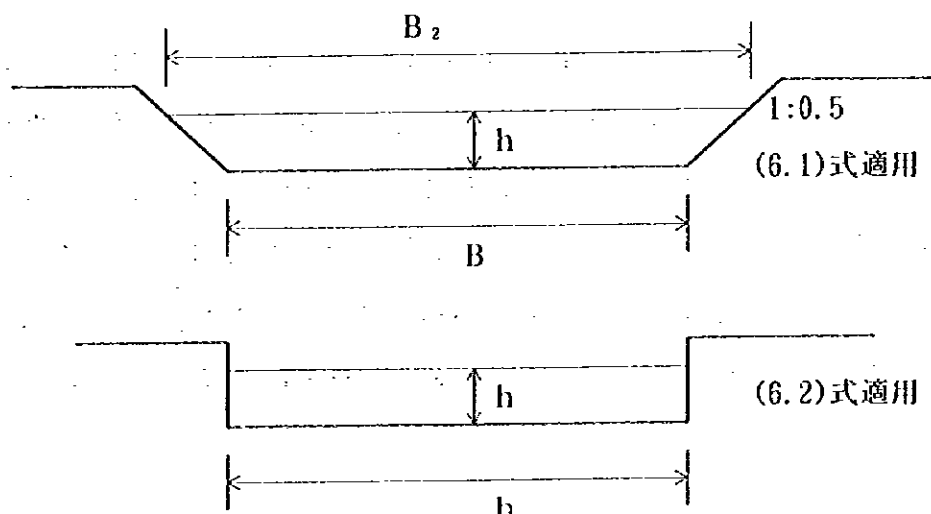
ミタワン堰水通し部の越流水深と流量は、堰のせき上げ背水によって堰上流の接近流速が0になると仮定して、通常砂防ダムの場合と同様に逆台形堰の越流公式を用いた。逆台形堰の越流公式は、袖小口の勾配が1：0.5の場合には(6.1)式で表すことができる。

$$Q = 2/15 \cdot C \cdot \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h^{3/2} \quad \text{..... (6.1)}$$

しかし、ミタワンの場合には越流水深（h）に比べて水通し幅（B）が十分に大きい（ $B/h = 170 \sim 180$ ）ため、簡易計算方法として袖小口勾配を垂直と仮定して、これ以降は(6.2)式を用いて計算することとする。

$$Q = 2/3 \cdot C \cdot b \sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \quad \text{..... (6.2)}$$

ここに、C；流量係数（＝0.60）、g；重力の加速度、 B_1 ；水通し底幅、 B_2 ；越流水深幅、h；越流水深、b；水通し幅



(2) ミタワン堰水通し部の基本形状の考え方

ミタワン堰の設置によって、流水は北側水路、南側水路、エスケープの3つの水路に分流される。エスケープには水利権が設定されていないため、発生頻度の高い洪水は水利権が設定されている北側水路と南側水路に優先的に配分することになる。

このため、エスケープ側の水通し高を北側水路と南側水路よりも高く設定し、小規模洪水時は北側と南側水路に、中～大規模洪水時はエスケープ水路に越流するように計画する。エスケープ側の水通し高は、施工材料（蛇籠工を想定）や河床変動などの地形変化を考慮して0.50m嵩上げし、設計流量の1,500 m³/sec時に所定の分流割合になるように水通し幅で分流量を調整する。

(3) ミタワン堰水通し形状（ケース2；Ⅰ案）

図-6.2に堰と導流堤の配置を、図-6.3に堰の横断面図と側面図を示す。

ミタワン堰は、現況実験結果から流れの分岐点（河床勾配の変化点でもある）であるM2+100地点に設置した。

計算の上では、設計流量 1,500 m³/sec時の分流割合は北側水路と南側水路：エスケープ＝70%：30%に分流される。さらに、北側水路：南側水路の分流割合は計画上43%：57%となるため、南側水路の水通し幅を北側水路よりも広くとることが考えられるが、上流の河道地形の影響で主流が右岸側になっていることから、分流割合で水通し幅を決めると南側水路により多くの流量が流れ込む恐れがある。このため、北側水路と南側水路の水通し幅を同じ幅(172m)に設定して実験で分流量を確認することとした。

(4) ミタワン堰水通し形状（ケース3；Ⅱ案）

図-6.4に堰と導流堤の配置を、図-6.6、6-7に堰の横断面図と側面図を示す。

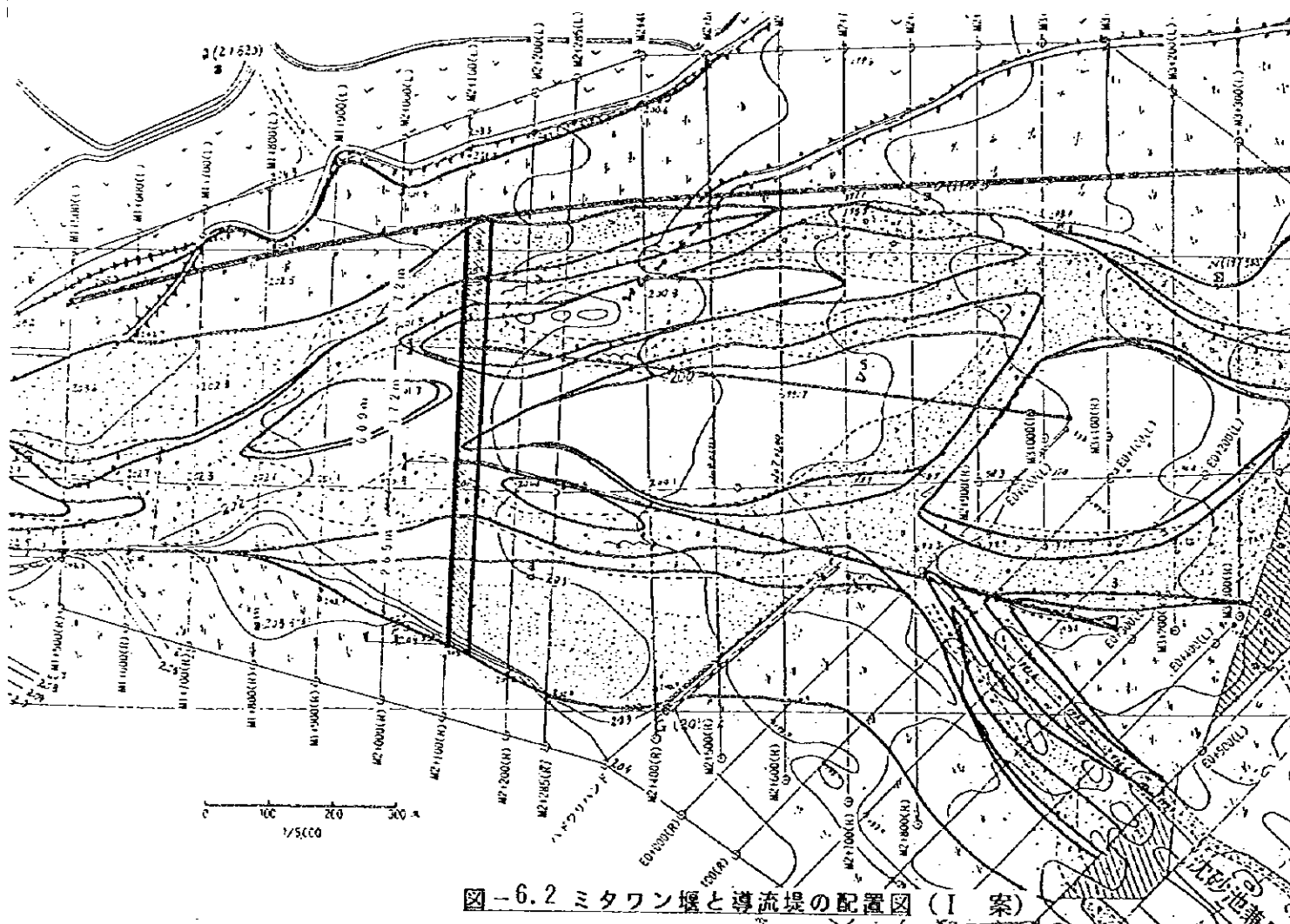
ミタワン堰は、もう一つの流れの分岐点であるハドワリバンド付近のM2+800地点に設置した。Ⅰ案の実験結果から、設計流量時のエスケープ側の分流量は計算結果よりも2%程度多くなることがわかった。また、堰をM2+800地点に設置することによって、平面計画上エスケープ側は上流側に折れる形となり、その分エスケープ側に流れが流入しやすくなることが予測される。このため、計算上はエスケープ側の分流量を少なめに計画した。

北側水路と南側水路の分流量は、Ⅰ案実験の結果ほぼ均等であったことから、分流量の割合で水通し幅を分割することとした。

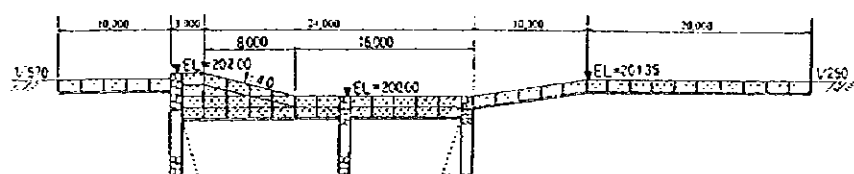
(5) ミタウン堰水通し形状（ケース 3；Ⅲ案）

図-6.5に堰と導流堤の配置を示す。

Ⅱ案の実験結果から、エスケープと南側水路は予想していたよりも流入量が少ないことがわかった。このため、設計流量時に所定の分流割合になるように、水通し幅の修正を行った。修正に当たっては、流入量の少ないエスケープ側の水通し幅を広げた分、北側水路の水通し幅が狭くなるように、分流壁の位置を左岸方向にスライドさせた。



側面圖



横断図

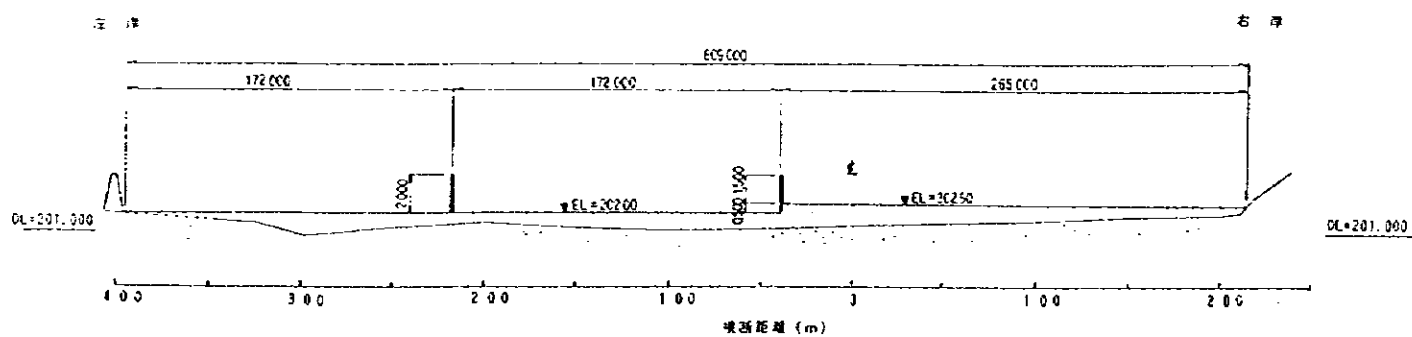


図-6.3 ミタワン堰横断面図及び側面図 (I 案)

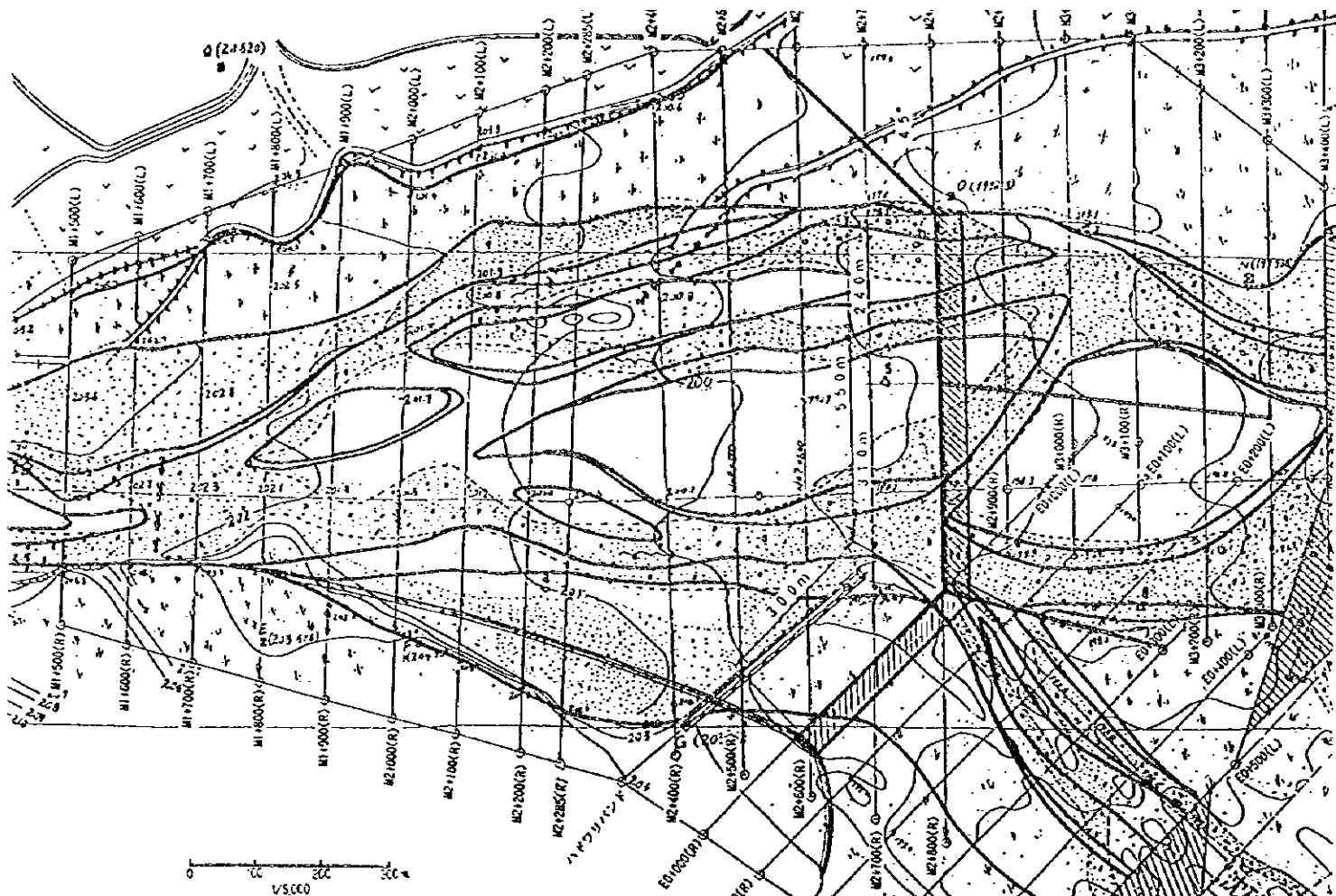


図-6.4 ミタワン堰と導流堰の配置図(Ⅱ案)

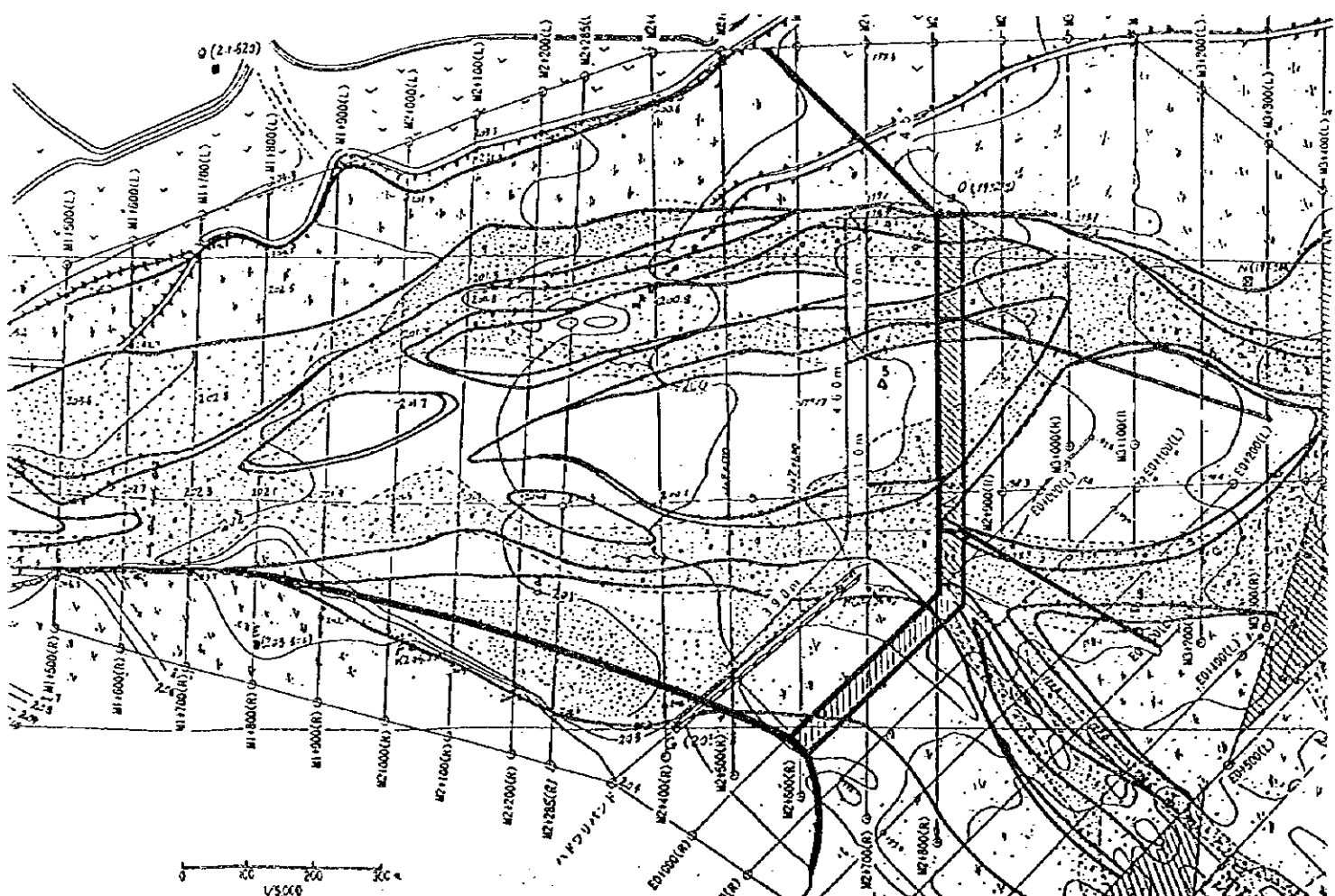
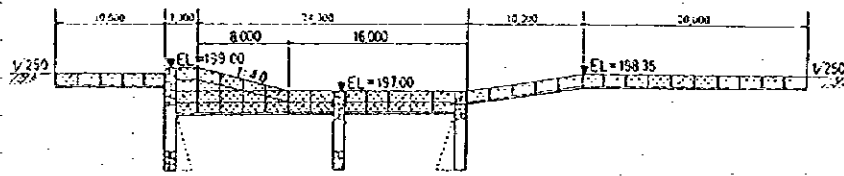


図-6.5 ミタワン堰と導流堰の配置図(Ⅲ案)

側面図



横断図

1/2:800

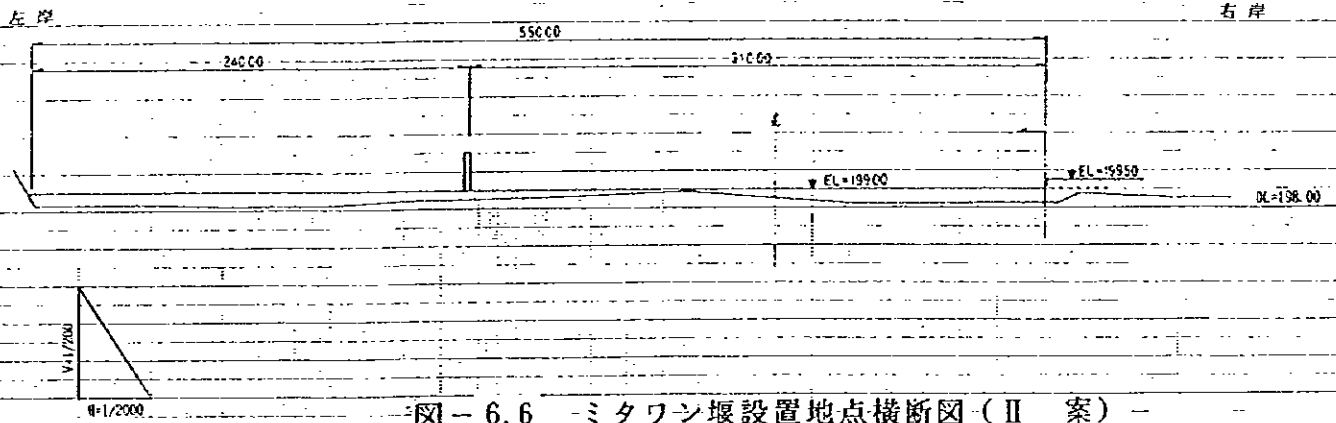
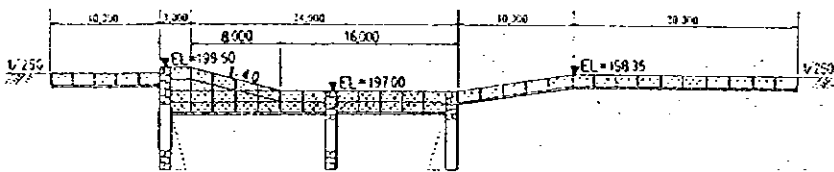


図-6.6 ミタワン堰設置地点横断図(Ⅱ案)

側面図



横断図

1/2:1000

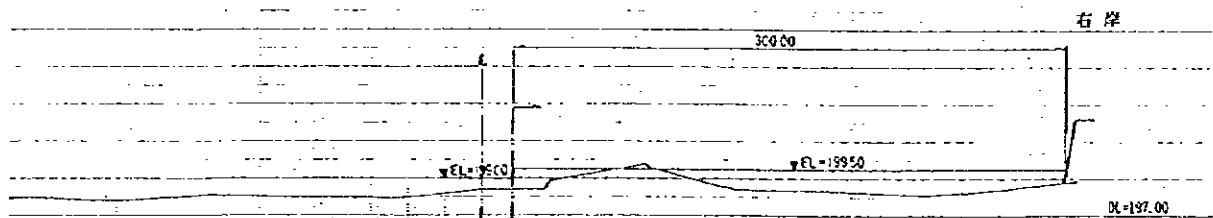
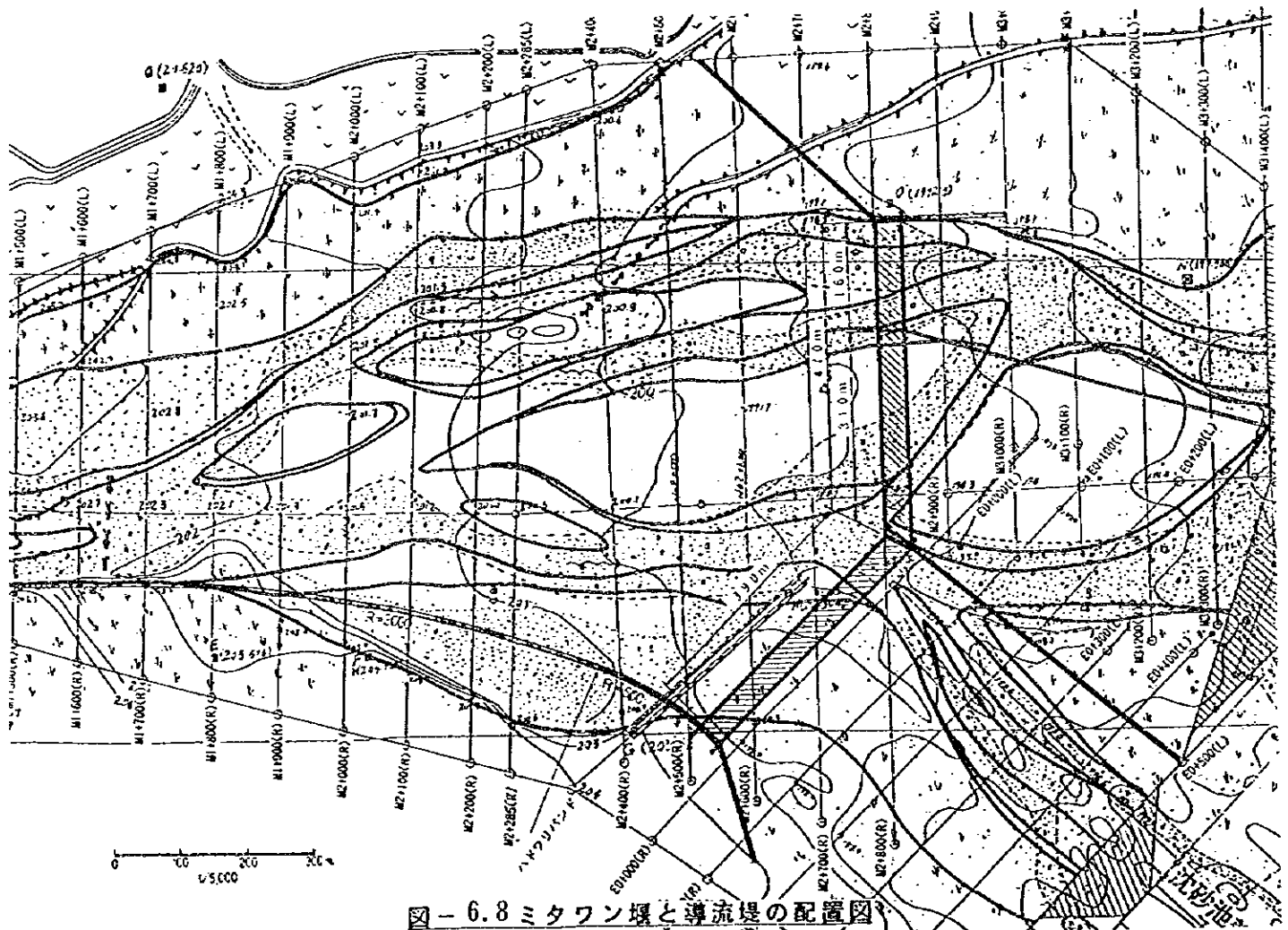


図-6.7 ミタワン堰設置地点横断図(Ⅱ案)

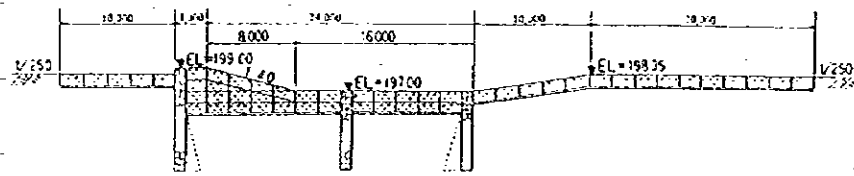
6.3 ミタワン堰の断面形状と分流量の検討（ケース4）

ケース3のⅢ案の実験結果から、設計流量時に所定の分流割合に分流するための水通し幅の目安を立てることができた。ケース4ではこの結果に基づき形状検討を行った。

図-6.8に堰と導流堤の配置を、図-6.9、6.11に堰の横断面図と側面図を示す。



側面図



横 断 图

12-800

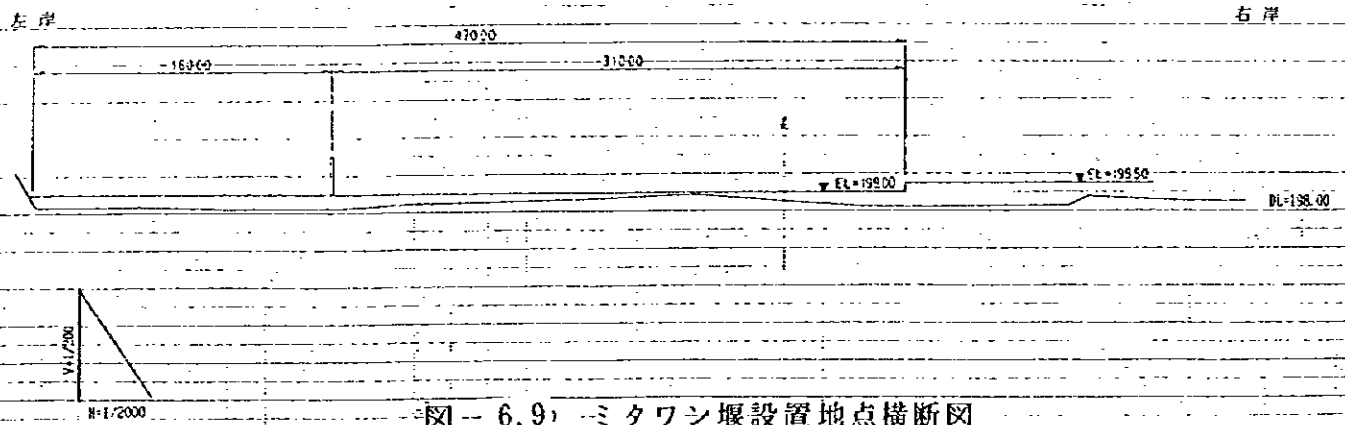
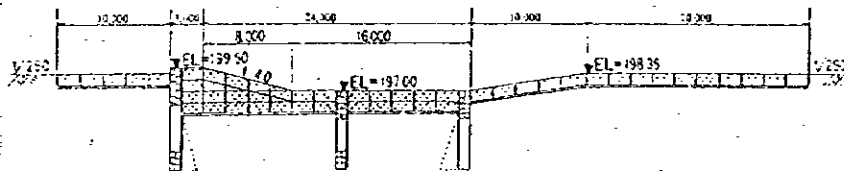


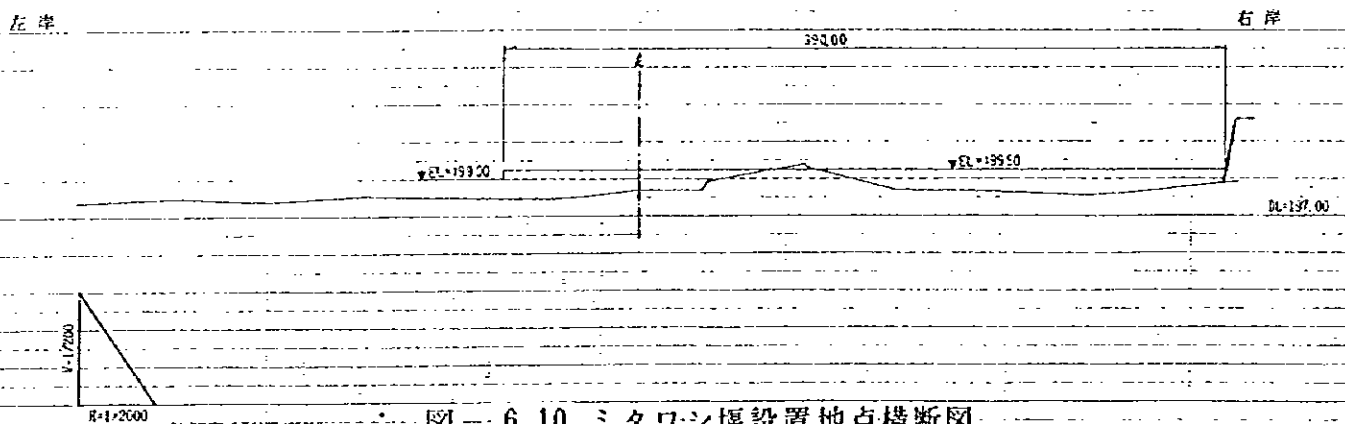
図-6.9 ミタワン堰設置地点横断面図

二、側面図



横 断 图

E. J. - 50



図一 6.10 ミタワシ堰設置地点横断図

第7章 実験結果のまとめ

7.1 実験結果の解釈と今後の課題について

今回実施した机上検討、2次元水路抽出実験、全体実験の結果を総合的に評価し、実験結果の解釈と今後の課題を以下にまとめてみた。

(1) 現地と実験の河床形態の相違

現地は平坦～砂堆の河床形態であるが、実験では砂れんの河床形態を示し、現地と実験とは異なる河床形態になることが確認された。これは、机上検討によってある程度予想されていたことであるが、現地では上流部（模型流入部）の河道地形が湾曲しているため偏流や蛇行現象が生じる可能性があり、その現象によっては河床形態は砂堆領域に入る条件であったことから、全体実験を実施して河床形態の確認を行った。

結果は前述のとおりであるが、流れが集中する範囲では平坦～砂堆の河床形態を示すことも確認され、今後の河床形態については机上検討で予測できることが確認された。

現地と実験との河床形態が異なるということは、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の結果をそのまま判断材料とするのには疑問がある。現時点では、これ以上細かい砂を入手することは不可能であり、河床形態の相似を保つためには流れが集中した状況（すなわち、水深を大きくして河床粒径との関係を相似させる）をつくりだすことが必要である。この手法としては、模型の縦と横の縮尺を変えた歪み模型での検討が有効である。

(2) 扇状地における河道特性の把握の必要性

ミタワン本川のM2+100地点は、河床勾配が1/570 から1/250 に変わる勾配変化点になっている。この変化点がハドワリバンドが設置される以前からのものなのか、ハドワリバンドの設置後に形成されたものかは不明である。このため、ハドワリバンドを利用するか撤去するかも含めて、ミタワン堰の位置を決めるに当たっては扇状地における河道特性を十分に把握した上で長期的な視野に立って決定するのが施設の安全性、維持管理、分流機能の面で効果的と考えられる。今回の実験は、延長約20kmの広い扇状地の中の一部（約 2.1km区間）の現象であり、この条件下での分流堰の機能や施設の安全性についてはある程度把握することができたが、マクロ的に見ると十分とはいえない面があり、その判断は今後の課題である。

7.2 ハドワリバンドの影響と今後の取扱いについて

ハドワリバンドは、水利権が設定されていないエスケープに水が流入するのを是正し、水利権が設定されている北側水路と南側水路に水を流入させるために設けられたものである。しかし、北側水路と南側水路の流下能力はそれぞれ $500\text{ m}^3/\text{sec}$ と $550\text{ m}^3/\text{sec}$ (合計 $1,050\text{ m}^3/\text{sec}$) であり、 $1,000\text{ m}^3/\text{sec}$ (2年確率流量) 以上の洪水が流入すると耕作地一帯に氾濫することになる。現地では、ハドワリバンド設置後北側水路と南側水路に洪水が集中したため耕作地に氾濫し、農業に被害を受ける状況が続いている。

エスケープに流れが偏る現象は、現地の地形条件（上流の河道地形が湾曲しており、エスケープが外湾側に位置している）やケース5の実験結果（侵食路が形成されて流れが集中する）から容易に予測することができる。ハドワリバンドの有無による各水路への分流割合の変化についてはケース1の固定床実験で検討を行い、表-7.1に示すような結果が得られた。表より、ハドワリバンドがある状態ではエスケープへの分流割合は13%程度であったが、ハドワリバンドを撤去することによって16%に増加することが確認された。しかし、固定床実験ではハドワリバンドの設置後に堆積したと考えられる上流側の堆積土砂は、ハドワリバンドを撤去した後も残るため、北側水路と南側水路に流れが向かうような河床地形となっている。このため、ハドワリバンド撤去の前後で3%程度しか流入量に差がでない結果になっているようである。これが移動床実験になると、侵食路などの形成により河床地形が変化することによって流量の87%がエスケープに流入する可能性があることが確認された。

この結果、ハドワリバンドの要否は分流堰をどの位置に設置するかによって決まるものと考えられ、M2+800地点であればハドワリバンドを利用して長さで流入量の調節を図ることが可能と思われる。また、上流のM2+100地点に分流堰を設置した移動床実験は実施していないため、M2+800地点の場合と比較することはできないが、状況的にはM2+800地点に比べて流向制御は容易であると考えられ、この場合にはハドワリバンドは必要なくなるものと考えられる。この結論を導くためには、M2+100地点に分流堰を設置した移動床実験による検討が必要と思われる。

表-7.1 ハドワリバンドの有無による分流割合の比較

		各水路への分流量の割合		
		北側水路	南側水路	エスケープ
固定床実験	ハドワリバンド有り	54%	33%	13%
	ハドワリバンド無し	52%	32%	16%
移動床実験	ハドワリバンド無し	4%	9%	87%

7.3 分流堰の設置位置と形状

実験で検討した分流堰の位置は、M2+100地点とM2+800地点の2箇所である。設計流量(1,500 m^3/sec)時に所定の分流割合(北側水路:南側水路:エスケープ=30%:40%:30%)で分流するための水通し幅は表-7.2のとおりである。ただし、この水通し形状による分流機能は、堰上流側の河床変動が小さい場合に有効であり、著しい河床変動が生じた場合には分流量が大きく変わる可能性があることがケース5の実験結果からわかった。これらの実験結果から考えられる効果的な分流堰の位置と形状について、以下に提案する。

表-7.2 設計流量(1,500 m^3/sec)時に所定の分流割合にするための水通し幅
(ハドワリバンドを撤去した状態)

分流堰の位置	堰の水通し幅(B)			
	北側水路	南側水路	エスケープ	全体の幅
M2+100地点	157m	209m	248m	614m
M2+800地点	150m	310m	390m	850m
計画分流割合	30%	40%	30%	

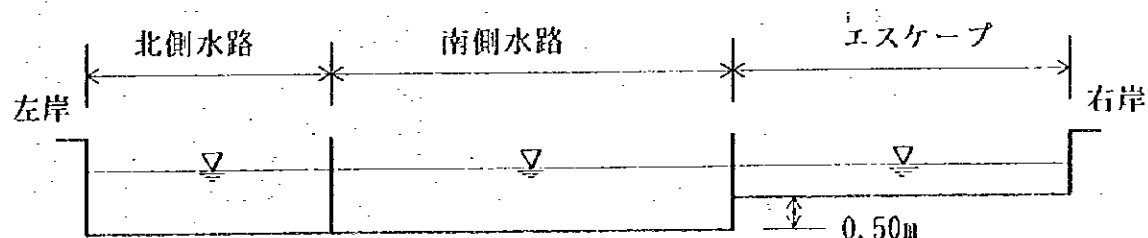


図-7.1 分流堰の水通し断面の基本形状

<分流堰の位置と形状についての提案>

① I 案 (図-7.2参照)

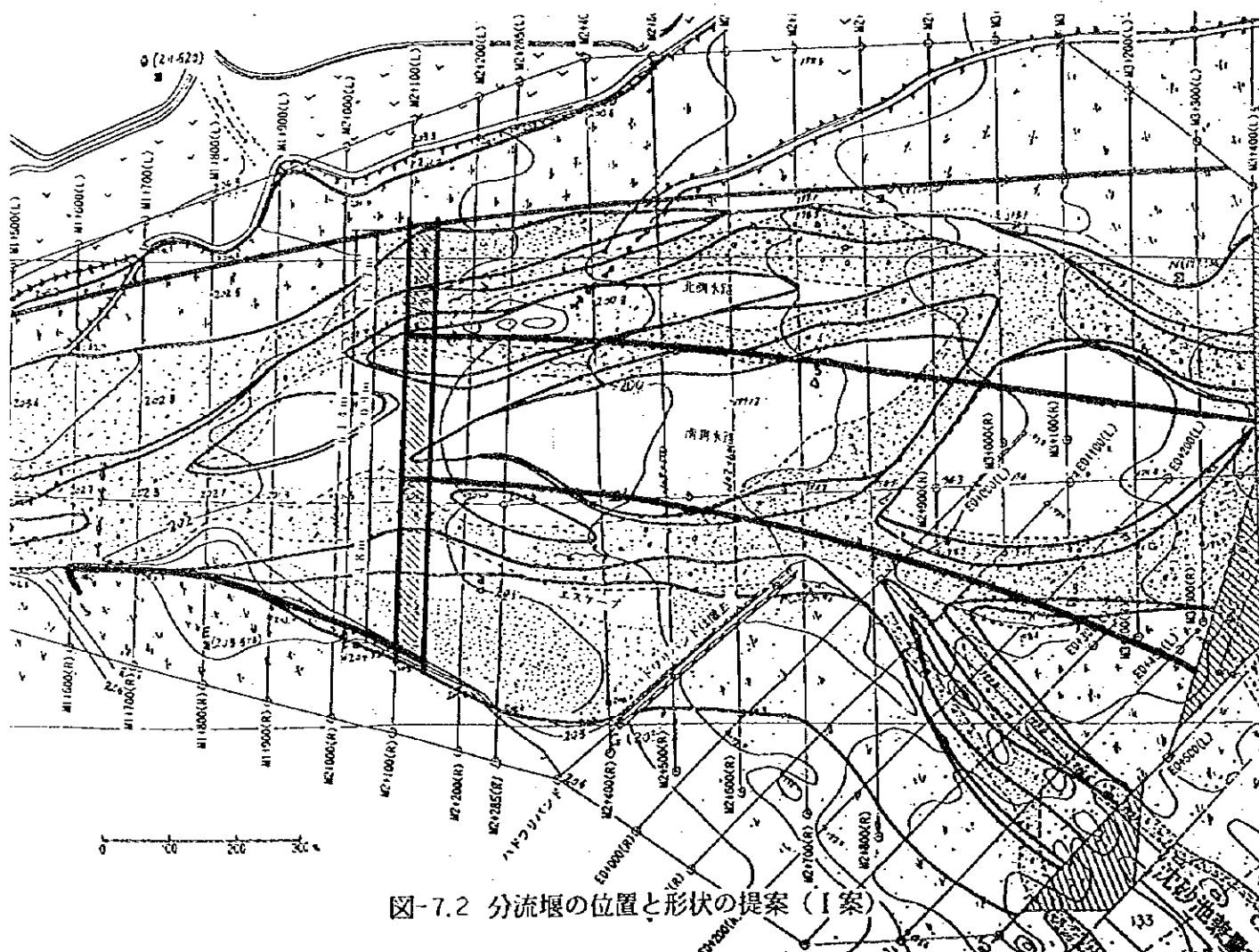
エスケープ側に偏る流れを制御するためには、M2+800地点よりも上流側で対処する方が容易と考えられるため、河床勾配の変化点であるM2+100地点 (ケース2の形状) に分流堰を設置する。

② II 案 (図-7.3参照)

河床勾配の変化点であるM2+100地点に分流堰を設置して、ミタワン本川とエスケープの分流割合を70% : 30%に分ける。さらに、ミタワン本川に流入した流量を北側水路と南側水路に43% : 57%に分流し、全体として北側水路 : 南側水路 : エスケープ = 30% : 40% : 30%の割合になるようにする。

③ III 案 (図-7.4参照)

分流堰の位置はM2+800地点とし、既設のハドワリバンドを利用して (長さを調節する) 分流量を調節する。



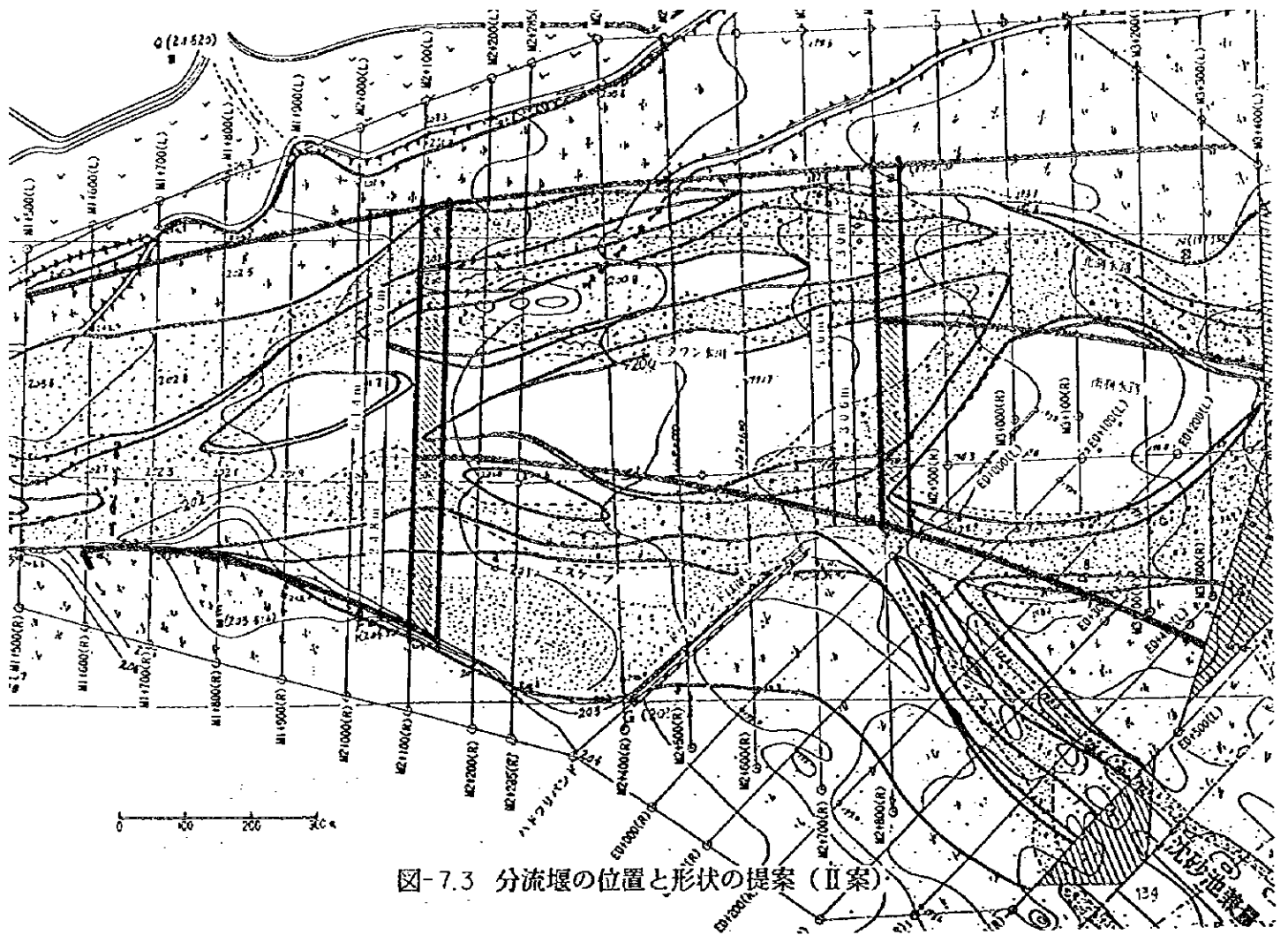


図-7.3 分流堰の位置と形状の提案 (Ⅱ案)

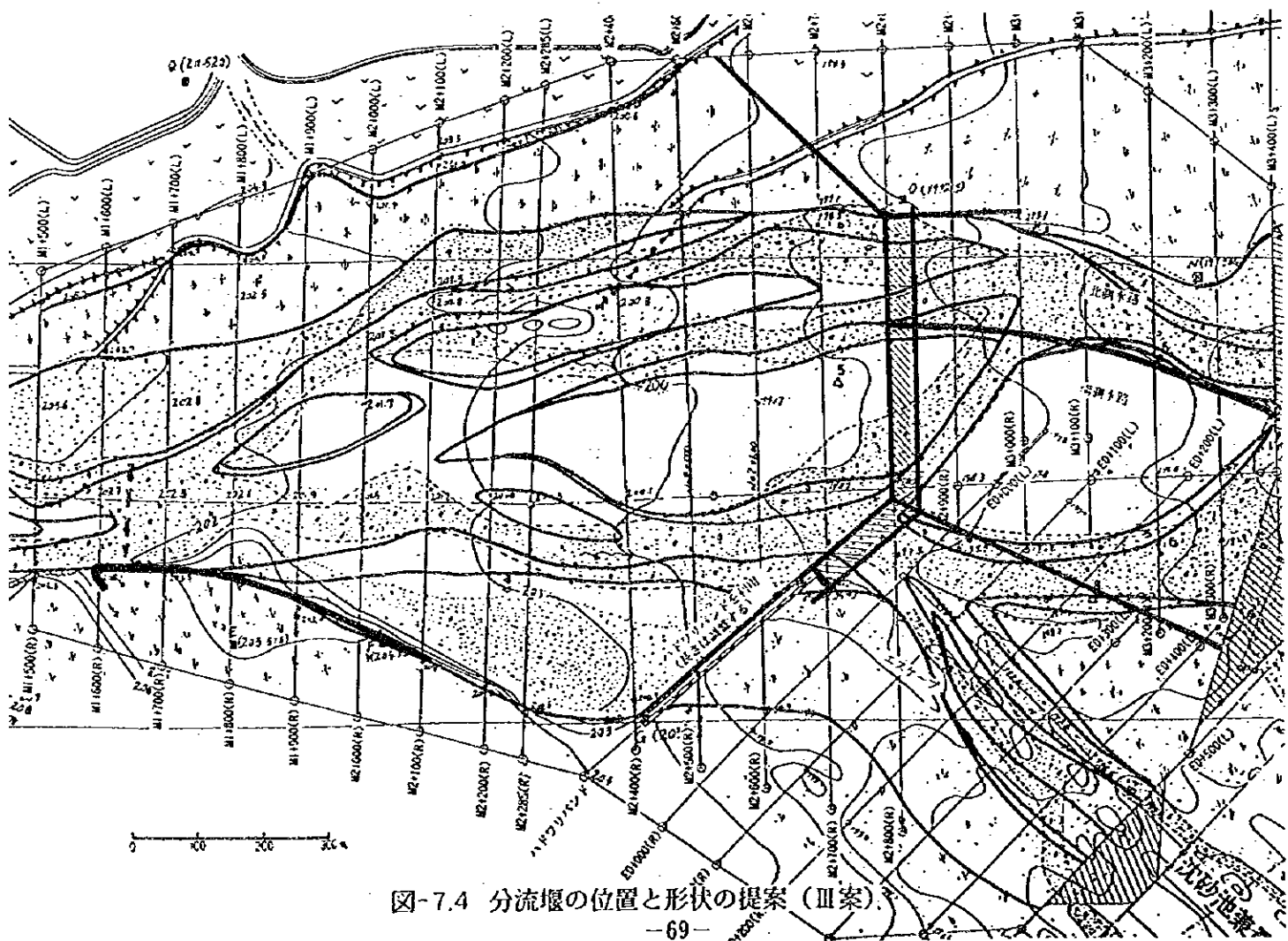


図-7.4 分流堰の位置と形状の提案 (Ⅲ案)

7.4 分流施設の安全性

7.1 項でも述べたが、河床形態については現地と実験とで相似が成り立っていないため、実験値をそのまま判断材料にすることはできない。それを念頭においた上で、実験の状況から予測される現象について述べることにする。

- (1) 分流堰の水通し天端は、分流効果を高めるため流水のせき上げが生じるように河床高よりも50cm程度高くしている。このため、流れが強い箇所では堰の直上流側で2次流が発生し、堰の天端から約2mの深さまで局所洗掘を受けることが予想される。
- (2) 洪水流は分流堰の減勢池で十分に減勢されており、堰の直下流側の洗掘深は全体的に1m以下と小さいため、護床工を設置することを考えれば特に問題はないものと思われる。
- (3) 構造物周辺の洗掘に関しては、分流堰よりも導流堤沿いの方が洗掘深が大きくなる可能性がある。分流堰の方向と下流側の導流堤の設置方向からみると、北側水路と南側水路間の導流堤や南側水路とエスケープの間導流堤はそれぞれ右岸側に流水が集中するため、導流堤沿いで2m程度の洗掘が生じる恐れがある。
- (4) 分流堰上流の右岸側（エスケープ側）は、流水の集中によって5m程度の洗掘が生じる恐れがあり、導流堤などの構造物で対処することは難しい。対策としては、既存の河岸段丘を利用して地盤が低い区間のみ嵩上げを行うことで対応の方がよいと思われる。このような現象は各水路においても起こりうる現象であり、分流堰の設置によって洪水時の流入量が過大にならないように調節することが必要である。

以上のことから、構造物の安全性を保つためには、流れの集中や偏りを起こさせない対策が必要であり、状況によっては縦侵食の発達を抑制するための横工の設置が必要になるものと考えられる。これらの対策が可能になれば、施設は2m程度の洗掘深に対応できるものであれば安全であると予測される。

第8章 各水路の河床変動の予測検討

8.1 検討目的

ミタワン地区に設置が予定されている分流堰を効果的に活用するための検討として、ミタワン地区の河床変動の特性を把握することは堰の設置位置などの決定に際して有効である。河床変動をとらえるためには扇状地全体を視野に入れた検討が必要であり、現在の模型取り入れ範囲内でその状況を判断することは難しい。このため、机上検討によって、現状のミタワン地区の河床特性を把握し、各水路の現況河道の勾配の違いなどを説明できる流砂量式について検討し、得られた流砂量式を用いて扇状地部を流れる3本の水路（北側・南側・エスケープ）に対する河床の変動状況の概略を水と土砂の流入条件を変化させて、今後予測される扇状地の河床変動特性を把握することとした。

8.2 既存流砂量式を用いての流砂特性の検討

実験対象範囲では、図-8.1に示すように河床勾配が変化している。そこで河床勾配がほぼ等しい範囲をひとつの区間として考え、それらの区間において1/25年超過確率のハイドロ（ピーク流量2,500m³/sec）が流出したときの流量Qと水深H、流砂量Q_sの関係を求める。また、扇状地では各々の流路（流路③～⑤）の他に3本の流路幅を合計した場合（流路⑥：河床勾配は3本の流路の平均値）についても検討した。なお、各流路幅はそれぞれの区間の平均値であり、水深は等流水深(Manningの粗度係数はn=0.03sec/m^{1/3})、流砂量の計算には下に示すBrownの式を使用した。

$$\frac{q_s}{u_* d} = 10 \tau_*^2 \quad \text{..... (1)}$$

計算結果の一覧を表-8.1に示す。表中のdは平均粒径であり、0.03cm、u_{*}は摩擦速度、τ_{*}は無次元掃流力、q_sは単位幅当たりの流砂量、Frはフルード数である。これらより、1/1年超過確率流量である400m³/sec以上では、2.91 ≤ τ_{*} ≤ 21.8、1093 ≤ H/d ≤ 8517である。したがって400m³/sec以上ではすべての流路でupper regimeの領域であることが分かり、毎年発生すると推測される流量では活発な河床変動が予想される。

これらの結果を踏まえて流砂量が多いupper regimeとなる限界の流量について検討する。

凡	例
ミタワン本川	——
北側水路	——
南側水路	-.-.-
余水吐水路	Escalade

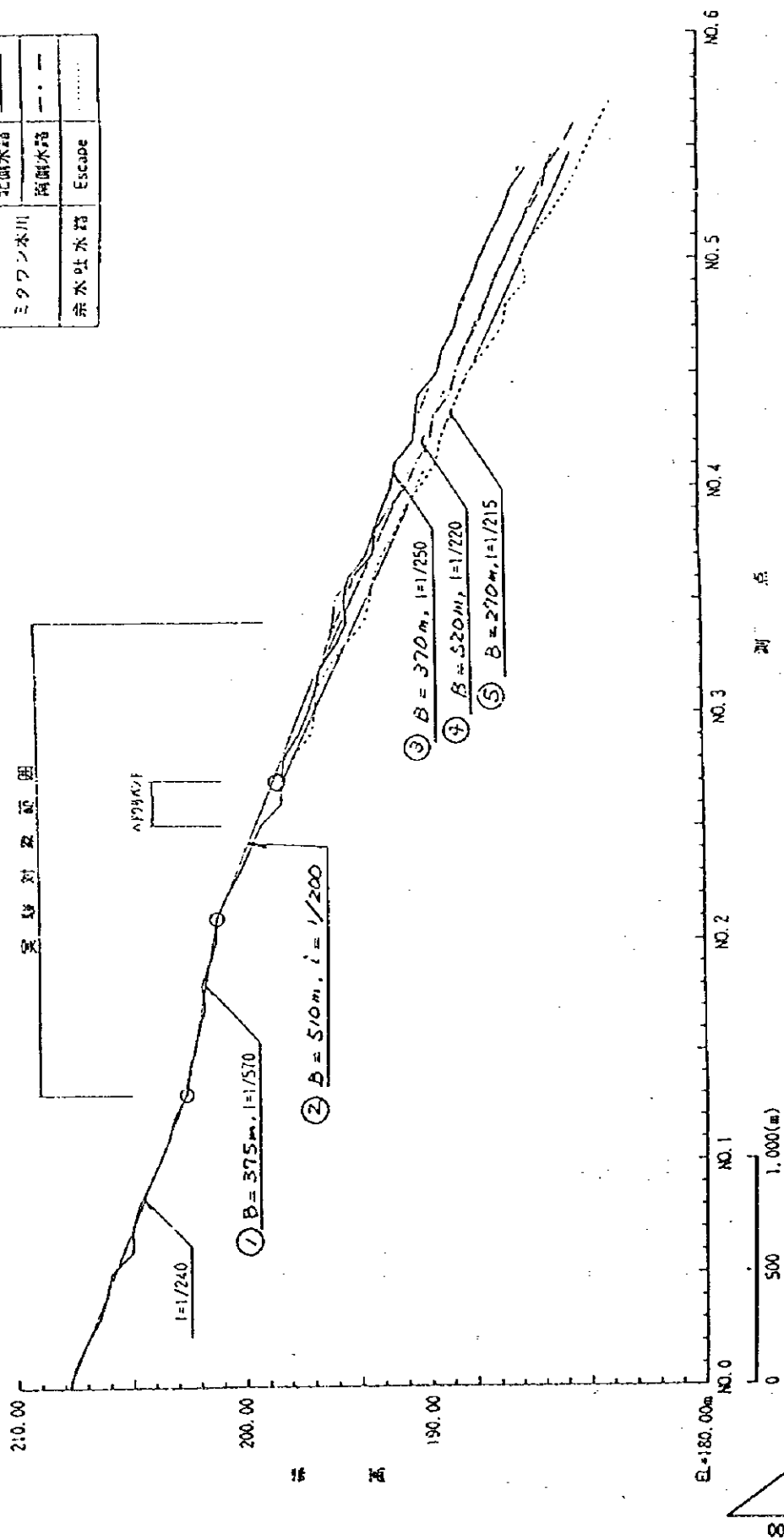


図-8.1 ミタワン本川とEscapeの最深河床高縦断面図

表 - 8 . 1 計 算 結 果 一 覽 表

① m-sec unit !!!
 $n = .03$
 $i (1/i) = 370$
 $3 = 375$
 $d = .0003$

Q	h	u*	τ^*	qs	Qs	H/d	Fr
60	0.273	0.063	0.98811	0.0001317	0.0713	309	0.36
400	0.351	0.121	3.01559	0.0032997	1.2374	2335	0.43
1000	1.474	0.159	5.22560	0.0130430	4.8911	4915	0.43
1800	2.098	0.190	7.43532	0.0314983	11.3119	6993	0.50
2000	2.235	0.196	7.92053	0.0368912	13.8342	7449	0.51
2500	2.555	0.210	9.05525	0.0515570	19.3339	3516	0.52

② m-sec unit !!!
 $n = .03$
 $i (1/i) = 200$
 $3 = 510$
 $d = .0003$

Q	h	u*	τ^*	qs	Qs	H/d	Fr
60	0.166	0.090	1.67223	0.0007556	0.3853	552	0.56
400	0.517	0.159	5.21954	0.0130058	6.6330	1722	0.67
1000	0.895	0.209	9.04491	0.0514101	26.2191	2985	0.74
1800	1.274	0.250	12.86988	0.1241528	63.3179	4247	0.73
2000	1.357	0.253	13.70953	0.1454096	74.1539	4524	0.73
2500	1.552	0.276	15.67359	0.2032150	103.6402	5172	0.81

③ m-sec unit !!!
 $n = .03$
 $i (1/i) = 250$
 $3 = 370$
 $d = .0003$

Q	h	u*	τ^*	qs	Qs	H/d	Fr
60	0.215	0.092	1.73412	0.0008274	0.3062	715	0.52
400	0.670	0.152	5.41283	0.0142429	5.2699	2233	0.63
1000	1.161	0.213	9.37969	0.0563000	20.3310	3869	0.69
1800	1.652	0.254	13.34603	0.1359618	50.3059	5505	0.73
2000	1.759	0.253	14.21695	0.1592404	58.9139	5864	0.74
2500	2.011	0.281	16.25371	0.2225451	82.3417	6705	0.76

④ m-sec unit !!!
 $n = .03$
 $i (1/i) = 220$
 $3 = 520$
 $d = .0003$

Q	h	u*	τ^*	qs	Qs	H/d	Fr
60	0.163	0.087	1.54613	0.0006211	0.3230	561	0.53
400	0.525	0.153	4.82520	0.0106913	5.5597	1752	0.64
1000	0.911	0.201	8.36315	0.0422531	21.9768	3036	0.71
1800	1.296	0.240	11.89962	0.1020635	53.0729	4320	0.75
2000	1.380	0.248	12.67816	0.1195380	62.1598	4501	0.76
2500	1.573	0.255	14.49213	0.1570595	86.8709	5251	0.77

⑤ m-sec unit !!!
 $n = .03$
 $i (1/i) = 215$
 $3 = 270$
 $d = .0003$

Q	h	u*	τ^*	qs	Qs	H/d	Fr
60	0.243	0.106	2.32827	0.0017283	0.4656	826	0.53
400	0.773	0.188	7.26739	0.0297497	8.0324	2578	0.70
1000	1.340	0.247	12.59333	0.1175961	31.7509	4468	0.76
1800	1.907	0.295	17.91867	0.2839891	76.6770	6357	0.81
2000	2.031	0.304	19.08800	0.3326119	89.8052	6771	0.82
2500	2.322	0.325	21.82259	0.4645392	125.5066	7742	0.84

⑥ m-sec unit !!!
 $n = .03$
 $i (1/i) = 227$
 $3 = 1160$
 $d = .0003$

Q	h	u*	τ^*	qs	Qs	H/d	Fr
60	0.105	0.067	0.93469	0.0001785	0.2047	350	0.49
400	0.328	0.119	2.91750	0.0030378	1.5239	1093	0.59
1000	0.568	0.157	5.05562	0.0120081	13.9294	1894	0.64
1800	0.808	0.187	7.19347	0.0289990	33.6388	2694	0.68
2000	0.861	0.193	7.66289	0.0339540	39.3982	2870	0.69
2500	0.984	0.206	8.76070	0.0474661	55.0607	3281	0.70

upper regimeとなるための限界の無次元掃流力 τ_* は、対象範囲の水深粒径比が $H/d \leq 1000$ であると予想されることから図-8.2を用いると $\tau_* \approx 0.9$ と考えられる。そこで、全流路（流路①、②、⑥）において $\tau_* \approx 0.9$ となるとき流量を計算すると表-8.2のようになる。したがって、全流路がupper regimeとなるための流量はおよそ $60 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり、ミタワン地区の河床変動にとって支配的な流量と考えられる。

表-8.2 Upper regimeとなるための流路①、②、⑥での流量と無次元掃流力

流 路	項 目	Q (m^3/s)	h (m)	u_* (m/s)	τ_*
流路①	$i = 1/570, B = 375\text{m}$	55	0.26	0.067	0.92
流路②	$i = 1/200, B = 510\text{m}$	20	0.09	0.065	0.87
流路⑥	$i = 1/227, B = 1,160\text{m}$	60	0.11	0.066	0.93

* 山本晃一著：沖積河川学 P. 397より抜粋

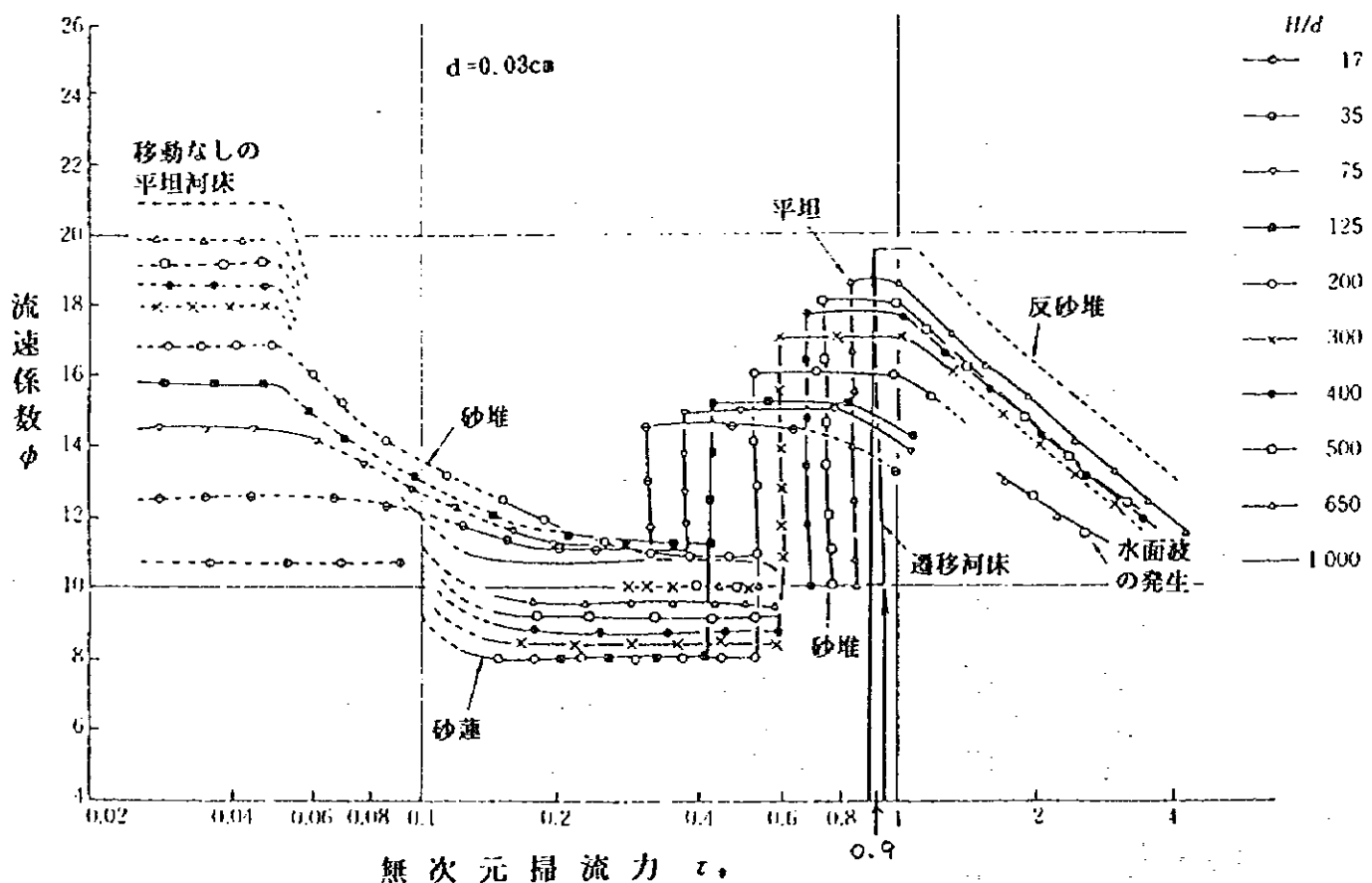


図-8.2 ϕ と τ_* の関係 ($d=0.03\text{cm}, H/d=10 \sim 1000$ の場合)

8.3 流砂量式の検討

既存の流砂量式は現況のミクワン地区の状態を概略検討するには適当であるが、ミクワン地区の個々の流路の河床勾配の違いを説明するには現地踏査に適した流砂量式の使用が望まれる。そこで、各流路区間での流砂量式について次の仮定のもとに検討する。

- ・対象流路は流路①、②、⑥とする。
- ・対象とする流量では流路①、②、⑥の各流路の河床は動的平衡状態である。
- ・対象流量は各流路の全断面を流下する流量として、1/1年超過確率流量である400 m³/secとする(現地の調査によると毎年1回はミクワン地区の流路全断面を流下する洪水が発生しているとのことである。)。
- ・流路①の上流から流入する流砂量は、流路①上流の流路の条件を用いて式 (1)に示す Brownの式から計算される値とする。

各流路の流砂量式は次に示す Brown型の式を用いて検討する。

$$\frac{q_s}{u_* d} = a_* \tau_*^p \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 a_* は1.0とする。

流路①の上流 ($i=1/240$ 、 $B=600\text{m}$)から流入する単位幅当たりの流砂量 q_s は、 $Q=400\text{m}^3/\text{sec}$ のとき $q_s=0.00741\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ である。一方、各流路における $Q=400\text{m}^3/\text{sec}$ のときの τ_* 、 u_* は表-8.1から得られ、その結果式 (2)中の p の値は以下ようになる。

- ・流路①： $p=4.82$
- ・流路②： $p=3.05$
- ・流路⑥： $p=4.98$

この結果より、勾配の異なる各流路における流砂量式を同一の型で表示することで、 p は勾配の関数であることが推定される。

8.4 扇状地の河床変動について

(1) 3本の流路（流路③～⑤）に水と土砂が均等に流入する場合

対象とする流量 $Q=400\text{ m}^3/\text{sec}$ とすると、各流路に均等に流入することからそれぞれの流路には $Q=133\text{ m}^3/\text{sec}$ の水が流入する。また、 $Q=400\text{ m}^3/\text{sec}$ のときの流入土砂量は、流路①上流の流路の条件を用いて Brownの式から計算される値とすると $Q_s=4.44\text{ m}^3/\text{s}$ であるので各流路には $Q_s=1.48\text{ m}^3/\text{s}$ の土砂が流入する。この流入土砂量を基準として、各流路の河床の変動について検討する。なお、河床変動の検討の際に使用する流砂量式は流路③～⑤をひとつの流路としたとき、1/1年超過確率流量である $400\text{ m}^3/\text{sec}$ において流路の河床は動的平衡状態であるとして得られた修正流砂量式 (3)を使用する。

$$\frac{q_s}{u_* d} = \tau_*^{1.98} \quad (3)$$

計算結果を表-8.3に示す。

表-8.3 各流路における掃流可能土砂量

流 路 \ 項 目	Q (m^3/s)	h (m)	u_* (m/s)	τ_*	q_s (m^3/s)	Q_s (m^3/s)
北側水路（流路③） $i=1/250$, $B=370\text{ m}$	133	0.35	0.12	2.8	0.00609	2.25
南側水路（流路④） $i=1/220$, $B=520\text{ m}$	133	0.27	0.12	2.5	0.00345	1.79
エスケープ（流路⑤） $i=1/215$, $B=270\text{ m}$	133	0.40	0.14	3.8	0.0324	8.75

この結果より、1/1年超過確率流量である $400\text{ m}^3/\text{sec}$ 発生時に各流路に均等に水と土砂が流入する場合ではエスケープでの掃流砂量が著しく大きいことが分かる。

この結果をもとに、3本の流路（流路③～⑤）の水と土砂が均等に流入する場合の河床変動速度について検討する。対象流量は $Q=400\text{ m}^3/\text{sec}$ 、対象流入土砂量は $Q_s=4.44\text{ m}^3/\text{s}$ である。河床変動速度は各流路の延長距離を河床勾配が等しいと考えられる範囲までとして面積を求め、表-8.3に示される流砂量の計算結果を用いて算出する。

表-8.4 河 床 変 動 速 度

流 路 \ 項 目	距 離 (m)	面 積 (m^2)	流 砂 量 (m^3/s)	河床変動速度 (cm/hr)	河床の変動 状 況
北側水路 (流路③) $i=1/250$, $B=370m$	2100	777000	$1.48-2.25$ $= -0.77$	-0.36	低 下
南側水路 (流路④) $i=1/220$, $B=520m$	2300	1196000	$1.48-1.79$ $= -0.31$	-0.09	低 下
エスケープ (流路⑤) $i=1/215$, $B=270m$	2300	783000	$1.48-8.75$ $= -7.27$	-3.34	低 下

結果を表-8.4に示す。この結果より、1/1年超過確率流量発生時には北側水路で毎時0.36cm低下、南側水路で毎時0.09cm低下、エスケープで毎時3.34cm低下する。したがって、扇状地部の河床は全体的に見て低下傾向であると考えられる。

(2) 北側水路と南側水路に流れが集中した場合の河床変動について

堰が完成した場合、1/1年超過確率流量である $400m^3/sec$ 発生時には北側水路と南側水路に流れを集中させる。この状態での河床変動について(1)と同様の検討を行った。結果を表-8.5、8.6に示す。

これらより、北側と南側の2本の流路に流れが集中した場合は北側水路の河床低下が南側水路よりも大きくなる。

表-8.5 各 流 路 に お け る 掃 流 可 能 土 砂 量

流 路 \ 項 目	Q (m^3/s)	h (m)	u _* (m/s)	τ_*	q _* (m^3/s)	Q _* (m^3/s)
北側水路 (流路③) $i=1/250$, $B=370m$	200	0.44	0.13	3.6	0.0230	8.50
南側水路 (流路④) $i=1/220$, $B=520m$	200	0.35	0.12	3.2	0.0118	6.14

表-8.6 河 床 変 動 速 度

流 路 \ 項 目	距 離 (m)	面 積 (m^2)	流 砂 量 (m^3/s)	河床変動速度 (cm/hr)	河床の変動 状 況
北側水路 (流路③) $i=1/250$, $B=370m$	2100	777000	$2.22-8.50$ $= -6.28$	-2.91	低 下
南側水路 (流路④) $i=1/220$, $B=520m$	2300	1196000	$2.22-6.14$ $= -3.92$	-1.18	低 下

(3) 1本の流路に流れが集中した場合の河床変動について

1本の流路に流れが集中した場合の河床変動について(1)、(2)と同様の検討を行った。結果を表-8.7、8.8に示す。

1本の流路に流れが集中した場合はエスケープにおいて最も河床低下が著しく、毎時約1.4mもの低下量になると推測される。これは他の流路と比較してエスケープの流路幅が狭く、勾配が急なためであり、現況のエスケープ流路の状態を説明していると考えられる。

表-8.7 各流路における掃流可能土砂量

項 目 流 路	Q (m^3/s)	h (m)	u _* (m/s)	τ_*	q _* (m^3/s)	Q _* (m^3/s)
北側水路(流路③) i=1/250, B=370m	400	0.67	0.16	5.4	0.213	78.8
南側水路(流路④) i=1/220, B=520m	400	0.53	0.15	4.8	0.111	57.7
エスケープ(流路⑤) i=1/215, B=270m	400	0.77	0.19	7.3	1.136	306.7

表-8.8 河床変動速度

項 目 流 路	距 離 (m)	面 積 (m^2)	流 砂 量 (m^3/s)	河床変動速度 (cm/hr)	河床の変動 状 況
北側水路(流路③) i=1/250, B=370m	2100	777000	4.44-78.8 = -74.36	-34.5	低 下
南側水路(流路④) i=1/220, B=520m	2300	1196000	4.44-57.7 = -53.26	-16.0	低 下
エスケープ(流路⑤) i=1/215, B=270m	2300	783000	4.44-306.7 = -302.26	-139.0	低 下