

北海道富良野川 土石流対策工法試験報告書



昭和40年3月

建設省土木研究所

目 次

§ 1 序	1
§ 2. 大正15年土石流に関する調査	2
1 泥流発生状況	2
2 泥流の流路	2
3 泥流発生原因	2
4 泥流の速度	3
5 泥流の高さ	3
6 泥流流量	4
(a) 水源部における削剥土量の推定	4
(b) 融雪量の推定	4
(c) 新井牧場付近における泥流流量の推定	5
(d) 平坦地における堆積泥土量の推定	7
(e) 泥流流量の検討	8
7 泥流の粒度組成	9
§ 3. 対策工法に関する調査	10
1 床固工の効果に関する実験	10
(a) 実験の概要	10
(b) 実験の結果	11
(c) 床固工群下流側の洗掘砂礫量	12
(d) 床固工群内の洗掘砂礫量	13
(e) 床固工の間隔	15
2 導流堤の効果に関する実験	20
(a) 実験の概要	20
(1) 目的と方法	20
(2) 実験内容	20
(b) 実験結果	21
(c) 実験結果の考察	22
(1) 導流堤の効果について	22
(2) 導流堤の型、角度、高、長と導流効果の関係	23
§ 4. 対策計画に関する検討	25
1 計画の対象	25
2 大正15年泥流の特徴	25
3 計画の方針	25
(a) 基本方針	25
(b) 水源部に対する計画	26
(c) 富良野川について	27
(d) 美瑛川について	27
(e) 総 括	28
§ 5. む す び	29

§ 1. 序

大正15年5月24日、十勝岳の爆発によつて、十勝岳連峰の西北面を流れる富良野川および美瑛川流域に大土石流が発生し、富良野川流域では、死者および行方不明137名、負傷19名、罹災戸数396戸、耕地埋没流出871町歩余、美瑛川流域では、死者および行方不明7名、罹災戸数86戸、耕地流出埋没316町歩余にのぼる著しい災害を被つた。⁽¹⁾

その後、十勝岳は約30年間比較的平穏であつたが、昭和27年頃より再び活動を開始し、種々の異常現象が認められるようになった。そして昭和37年6月に再び大爆発を起したのであるが、6月29日の第1回噴火では、火口近くの宿舎に泊つていた硫黄鉱山の職員5名が飛來した火山岩塊のため死亡、11名負傷し、また6月30日の第2回噴火では噴煙は10～12万mの高度に達し、また、噴出物の総量は120万m³～200万m³と推定されている。⁽²⁾

このように火山活動が活発になつてくると、再び大正15年と同様な大土石流が発生するおそれがあり、これに対する砂防計画を立てるために、北海道庁の依頼によつて、この調査を実施したものである。

(1) 十勝岳爆発災害誌 以下においては災害誌と呼ぶ。

(2) 十勝岳(5万分の1地質図幅説明書)北海道開発庁、昭38年3月、以下においては地質説明書と呼ぶ。

§ 2. 大正15年土石流に関する調査

十勝岳土石流の実情を発生以後40年を経過した現在推定する方法はない。しかし大正15年の土石流は非常に規模の大きい、また誠に異常な現象であつたので、多数の調査結果が報告されており、これらを総合すれば、かなりの程度まで、実態を明らかにすることができる。以下において、これら諸報告と現地観察結果に基づいて、この土石流の実態を推定してみる。

1. 泥流発生状況

大正15年5月24日12時11分、第1回目の爆発があつた。(爆発時刻は旭川測候所の地震計にあらわれた噴火性地震の記録による。)爆発地点は後の第2回目の爆発による崩壊物で埋められてしまつたために明らかではなかつたが、中央火口丘(丸山)の西腹下方で山頂から約800m下方、すなわち標高1300mと1400mの間と推定されている。

この爆発で噴出したガスおよび崩壊物によつて積雪が融かされて泥流となつたが、その勢力は弱く大部分は既存の谷に沿つて流下し、丸谷温泉(現在の望岳台付近)の一部を破壊し、さらに畠山温泉(現在の白金温泉)まで達したと言われている。(1)

次に14時頃にも鳴動噴火があつたが、これは大した損害を起さなかつたようである。最大の爆発は16時18分(旭川測候所の地震計の記録による)に起つたもので、爆発地点は中央火口丘(丸山)山頂付近の西北部である。(1)

この第2回目の爆発によつて発生した泥流は、十勝岳西北山腹を流下しているうちに2派に分れ、その1派は北に方向を転じて美瑛川流域に流入し、畠山温泉を完全に破壊してから美瑛川の広い谷床を流下して美瑛村市街地にまで達した。

美瑛川へ下つた泥流とは別に富良野川に向つた主流は富良野川左岸標高1000m付近にあつた硫黄鉱山の元山事務所を一時にして掃倒し、爆発後約25分⁽²⁾で火口から約20km下流の富良野平野に到達して前記の甚大な被害を発生せしめたのである。

2. 泥流の流路

泥流は高山草木帯、はい松、白樺林等を剥脱し、また富良野川両岸のエゾマツ、トドマツの密林帯を表土と共に洗い流した。泥流は多量の硫黄を含有していたので、表土を剥脱された部分は植物の生育が困難であり、また剥脱されないまでも、薄く泥流が通過した部分では植物の生育が悪く、現在でも植生の有無粗密から泥流が流過した地域の大要を知ることができる。

図-1は、現地調査、昭和38年および39年撮影の2種の空中写真の判読、ならびに災害直後における多田、津屋両氏の調査結果を総合して作成した泥流々路の推定図である。

3. 泥流発生原因

この泥流の発生原因には、当初から諸説があつた模様であるが、その中で多田、津屋氏の意見が最も合理的と考えられる。(3)

これによれば、第2回目の爆発によつて破壊された山体は約2,000,000m³であつたが、火口からの抛出物は火山灰を除けば約1,300,000m³に過ぎない。2,000,000m³の崩壊物は、ガス、水蒸気と共に北西山腹を奔下して、火山泥流を形成したが、これは幅約250mで火口から約1000mの区間に堆積した。崩壊物は積雪を融かして、第1次泥流を形成し、崩壊物から次第に移過してその下流約1500mの間に堆積した。第1次泥流の先端は5m内外の低

(1) 十勝岳の爆発、多田文男、津屋弘達(炭研彙報、第2号、1927) p 62~65

(2) 災害志 p 30

(3) 十勝岳の爆発 p 68および75

い段階をなして、次の第2次泥流に続いている。第2次泥流はこれより下流の全部を含むもので、第1次泥流の位置で多量の積雪から生じた水を含み極めて流動性であつて富良野川および美瑛川の谷を急速に流下した。したがつて崩壊物の大部分は山側に残され、上富良野および美瑛に達したものは主に水、木材、および削剥した山側の表土である。と推定している。

大正15年5月爆発の後にも同年9月および昭和37年にかなり大きな規模の爆発があつたので、抛出物や崩壊物によつて現状は第2回目の泥流々下直後の状態とは相違しているであろう。しかし抛出物や崩壊物は火口のごく周辺に堆積した模様であり⁽¹⁾、また現地調査および空中写真の判読によれば火口から距離1500～2000mの区間内には、大量の土砂が流過した形跡は明らかでなく、むしろ大量の堆積が行なわれているように観察されるので上記の意見が正当であるように思われる。

すなわち爆発による温度の高い崩壊物と、多量の積雪が大正15年の泥流発生の原因であり、しかも美瑛川および富良野川下流部の災害を起こした土砂は、崩壊物および第1次泥流のごく一部、およびこれが融かした積雪から生じた水が削剥した表土である。そして第1次泥流の下端はおおむね、元山事務所上流および、三角点10200m付近を結ぶ線であると推定され、表土の削剥は主としてこれより下流部において行なわれたようである。

4. 泥流の速度

火口から上富良野村鉄道線路に達するまでの時間は、大体25分と推定されている。これは平均速度約13m/secであるが、さらに山間部における泥流⁽²⁾の速度は中村氏の研究によつて明らかにされており、これと田中館氏の報告および爆発災害志に述べられている国鉄線流出の時刻、および電話線切断の時刻を参考にすれば、およそ表-1のとおりとなる。

5. 泥流の高さ

国有林および御料林内における泥流の深さは非常にまちまちであつた模様で、「幅15m位の狭い谷では、谷底から40m以上に達し、平坦地でも立樹は8乃至15mの高さまで泥流を浴びている。……」⁽⁴⁾、「所々島状に残存した林分もあり、あるいは数間の高さまで樹幹に泥土の付着したまま立つているのもあり……」⁽⁵⁾、「森林地帯では当時泥流の高さは付近立木に付着した泥土の高さによつて推定するに10尺乃至50尺位はあつた見込にて、……。無立木地帯では……約20尺乃至30尺の高さをもつて押し流された様である」⁽⁶⁾等その高さはまちまちであつた様である。

これらの報告と空中写真から作成した1/2000地形図で河床と、泥流が通過しなかつたために残存したと思われる森林の周辺との高低差を測定した結果、富良野川流域の元山事務所より下流部分では流路の狭い部分で10m以上、広い部分で3～5m程度ではなかつたかと思われる。

富良野川下流部においては、「森林中を直行し来つた支流を合せ、峡谷の両側を削り底を削り泥壁450尺を上下しつづ新井牧場に入り、……」⁽⁷⁾、「山から下つた速さは矢のようで、新井

(1) 地質説明書 p 33

(2) 十勝岳泥流の速さ、中村左エ門太郎、地球、61926、頁2.

(3) 災害志 p 415、p 424

(4) 十勝岳の爆発 p 70

(5) 災害志 p 166 (国有林内の調査)

(6) 災害志 p 168 (御料林内の調査)

(7) 災害志 p 50

牧場等の沢は4.50尺の高さで押寄せて来たということだと話してくれた⁽¹⁾、「見舞に来た親類の人の話しによると新井牧場の沢などは3丈5.6尺も泥流が上がった跡がある」⁽²⁾、等の記事があり、新井牧場付近における最高水位は少く見積つても10mはあつたと考えられる。

6. 泥流量

爆発後に行なわれた国有林および御料林の被害調査、新井牧場付近における泥流量下状況の伝聞、および美瑛、上富良野、中富良野の各町村における堆積泥土の深度調査結果等に基づいて泥流量の推定を行つた結果は次のとおりである。

(a) 水源部における削剥土量の推定

大正15年爆発当時、十勝岳西北面では美瑛側が御料林、上富良野村側が国有林であつて、北海道庁の調査によればそれぞれの区分は図-2のとおりであつた。

爆発後に行なわれた国有林⁽³⁾および御料林⁽⁴⁾の調査結果を総合すれば、被害状況は表-2のとおりである。

図-1から泥流の流路となつた地域の面積を測定すると国有林の面積は表-2と大体一致するが、御料林の面積は約2倍となつた。その理由としては、爆発災害志の記事をよく検討すると、ここに述べられている国有林の被害面積は、泥流の流下した面積全部を示し、御料林の被害面積は、特に削剥の著しかつた地域の面積のみを示しているものと考えられるのである。

いま富良野川流域については国有林内の全部、美瑛川流域については白金温泉より上流部について、削剥土量を計算するために、それぞれの地域を表-3および図-2のように8地区に区分する。

これらの各地区の平均削剥深を災害志の記事を参考にし、現地調査および空中写真によつて推定して、削剥土量を計算した結果は表-5のとおりである。ただしこの表において御料林については、災害志に述べられている削剥面積および削剥深によつて、削剥土量を表-4のように計算し、これを図-2から測定した3地区の面積に配分したものである。国有林内の削剥深は不明であるが、現地調査の際聴取した地元民の記憶によれば、元山事務所付近では7~8m地表面が削剥されたと言い、また望岳台付近にあつた丸谷温泉では、流出した家屋の跡は深さ5m位に削り取られていたと言われるが、いずれにしても御料林、国有林共に同様な削剥が行なわれたものとして、富良川流域の削剥深を推定したものである。

なお、爆発による崩壊物はあるいは440万³mといひ100万ないし150万³m、あるいは多田氏のように200万³mとも言われているが、これのほとんど全部はIおよびII地区に堆積したものとし、あるいはIおよびII地区の削剥土量の中に含まれているものとする。

(b) 融雪量の推定

大正14年12月より、同15年4月に至る十勝岳西方山麓地方は一般に平年にくらべて150~170mm程度多く、したがつて、十勝岳上でも平年より相当降雪の多かつた模様である。⁽⁵⁾

(1) 災害志 p 516 (小学校高等科生の作文)

(2) 災害志 p 518 (小学校高等科生の作文)

(3) 災害志 p 166

(4) 災害志 p 168

(5) 災害志 p 25

泥流の通過した地域は標高差が大きく、また分水界や谷間あるいは熔岩地帯、森林地帯を問わず通過しているため、それぞれの地帯における積雪量には非常に大きな差があつたものと思われるから、泥流の形成にあつた融雪水量を推定することは、はなはだ困難である。当時の報告に見られる積雪深の測定値は表-6のとおりである。

実際には崩壊物および第1次泥流堆積地域は直射日光を受けやすい所であるし、また風で飛散されるために積雪深はずつと少なかつたであろう。これに反し凹所とか、溪谷内では積雪は非常に深かつたものと思われる。このような事情を考慮に入れ、表-6の数字と現地調査の際に聴取した地元民の記憶に基づいて8地区の積雪深を表-7のように推定した。

表-8は以上のようにして推定した積雪深を用いて融雪量を計算した結果である。

なお5月23日より24日にかけて、下宮良野、山部、布部には20mm以上の降雨があり、十勝岳に近い西達布では50mmの降雨があつたので、十勝岳付近でも相当の降雨があつたらしい。(1) 後述するように表-8の融雪量はこの爆発前の降雨量を考慮に入れても著しく過少であつて、大いに疑問である。

(c) 新井牧場付近における泥流々量の推定

災害志(p50)に次の記事がある。新井牧場入口に農場を持っていた一色氏の談によれば、「初めドンと音のしたのは4時頃で、それから2、3分経つて雷の様な音を聞き、その轟音は約30分も続いた。そのうち水が来た。始め20間位は土煙を立て材木の一团が河流に沿つて奔馳して来たが、その様はカマボコ状に中央部が盛り上つていた。5分間位づつ間をおいて三段になつて来た。木材の一团が先ず過ぎさつてから泥水の増加して居たのは15分位であつて、20分位経つてから水は減じた。始め襲来した木材の一团は材木8分、水8分位の割合であつたが……」。

また泥流の平均速度は表-1に示した中村氏の研究結果から真水の沢合流点——新井牧場(15.5m/sec)、および新井牧場——国鉄線(6.6m/sec)の平均とすれば、おおむね10m/secである。

さらに(5)泥流の高さの所で述べたように新井牧場付近の泥流の最大水深は10mより高かつたと推定される。

これらの資料を総合すれば、新井牧場付近における泥流波形の概略を知ることができる。この泥流波形からここを通過した総泥流量を求めるために次のような実験および計算をおこなつた。

長さ20m、幅53cm、勾配1/11の固定床実験水路において清水、ならびにベントナイトと清水の混合物、(重量比で1:7、および1:6)の3種類の波を流した場合、水路下端における波形および流量を測定した。

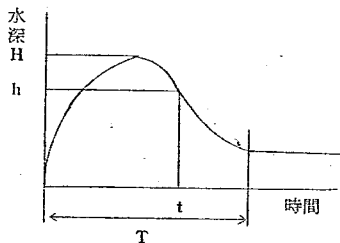
実験は水路の下端より11mの位置に堰を設け、堰の上流側に340ℓの清水あるいはベントナイトと清水の混合物を貯溜しておく。この堰を一挙に引き上げるることによつて段波を発生せしめ、段波が堰より10m下流の点を通過する場合の水位変化を高速度カメラで撮影し、これから水位—時間曲線を作成した。

このような流れの時間T内の総流量Q、平均速度を $\bar{V}$ 、平均水深を $\bar{h}$ 、水路の巾をbとして、

$$Q = b \bar{h} \bar{V} T \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$\bar{h} = \frac{\int_0^T h \, dt}{T} \quad \text{----- (2)}$$

であると仮定する。いま模型水路における各水理量に m 、実際河川のそれに p の suffix をつければ



$$\left. \begin{aligned} Q_m &= b_m \cdot \bar{h}_m \cdot \bar{V}_m \cdot T_m \\ Q_p &= b_p \cdot \bar{h}_p \cdot \bar{V}_p \cdot T_p \end{aligned} \right\} \text{----- (3)}$$

である。したがって

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{b_p}{b_m} \cdot \frac{\bar{h}_p}{\bar{h}_m} \cdot \frac{\bar{V}_p}{\bar{V}_m} \cdot \frac{T_p}{T_m} \quad \text{----- (4)}$$

段波の最高水深を H とし、水路の波形と実際河川の波形との間に

$$\frac{h_p}{h_m} = \frac{H_p}{H_m}$$

$$\frac{t_p}{t_m} = \frac{T_p}{T_m}$$

の関係があるとすれば

$$h_p = h_m \frac{H_p}{H_m}$$

$$t_p = t_m \frac{T_p}{T_m} \quad dt_p = \frac{T_p}{T_m} dt_m$$

であるから、(2)式の形で示される $\bar{h}_p$ は、

$$\begin{aligned} \bar{h}_p &= \frac{1}{T_p} \int_0^{T_p} h_p \, dt_p = \frac{1}{T_p} \int_0^{T_m} \frac{H_p}{H_m} \cdot \frac{T_p}{T_m} h_m \, dt_m \\ &= \frac{H_p}{H_m} \cdot \frac{1}{T_m} \int_0^{T_m} h_m \, dt_m \end{aligned}$$

しかるに(2)式から

$$\frac{1}{T_m} \int_0^{T_m} h_m \, dt_m = \bar{h}_m$$

$$\text{であるから} \quad \bar{h}_p = \frac{H_p}{H_m} \cdot \bar{h}_m \quad \text{----- (5)}$$

となる。したがって(4)式は、

$$\frac{Q_p}{Q_m} = \frac{b_p}{b_m} \cdot \frac{H_p}{H_m} \cdot \frac{\bar{V}_p}{\bar{V}_m} \cdot \frac{T_p}{T_m} \text{----- (6)}$$

また(6)式中の $\bar{V}_m$ は次のようにして求めることにする。

(1)式から

$$\bar{V}_m = \frac{Q_m}{b_m \cdot h_m T_m}$$

(2)式から

$$\bar{h}_m = \frac{1}{T_m} \int_0^{T_m} h_m dt_m$$

であるから

$$\bar{V}_m = \frac{Q_m}{b_m \int_0^{T_m} h_m dt_m} \text{----- (7)}$$

(7)式右辺の分母にある積分は、水路実験によつて得られた水位時間曲線の面積を測定することによつて求めることができる。

図-3は実験水路における時間水位曲線である。この図において水深の変化がほとんど認められなくなった時が前述した一色氏の談にある「20分位経つてから水は減じた」時刻に相当するものとし、この時刻より前の部分について、流量、および $\int_0^{T_m} h_m dt_m$ 、を求めた。

Q_m は、340ℓから水路内と貯水槽内に堆積している量を引いた値で、水路内の堆積量は、測定結果によると、表面の勾配がほとんど水路床に平行であつたので、水深×水路幅×水路長で求めた。また貯水槽内の堆積量は、近似的に清水については出口のしきいの高(3.5cm)+水深(0.5cm)で、水平に貯水しているものとして測定したが、ベントナイト混合液については、出口でしきいの高+水深、上流端は、最初30cm貯留していた時の上流点として、この間を直線で結んで測定した。以上の結果から(7)式を用いて平均速度を計算し、最大波高と流下時間を図-3から求め、これらを用いて(6)式によつて泥流流量を推定した過程は表-9に示すとおりである。

以上の結果、富良野川の新井牧場付近における総通過量は、もし清水だけであつた場合には約 $1.0000 \times 10^3 \text{ m}^3$ 、

ベントナイトと水の混合物(1:7)の場合に、

$$\text{約 } 1.3300 \times 10^3 \text{ m}^3$$

ベントナイトと水の混合物(1:6)の場合に

$$\text{約 } 1.4900 \times 10^3 \text{ m}^3$$

であつたことになる。

ベントナイトと清水の混合物(1:6)は非常に粘ちようで、これよりわずかでも濃度が高くなると、実験水路では流動しなかつた。したがつて、富良野川の泥流は混合率1:7の混合物に類似していたものとして、総通過量は 1.3300000 m^3 であつたと考えることにする。

段波は定常流と異なりその運動は非常に複雑である。しかも十勝岳泥流のように多量の土砂を含有する流体のレオロジー的性質はまだ明らかにされていないので、以上に述べた推定方法には多くの問題点があることを断つておきたい。

(d) 平坦地における堆積泥土量の推定

大正15年泥流により、上富良野、中富良野、美瑛村で埋没した耕地の面積は、各町村の

調査によれば、表-10のとおりである。⁽¹⁾

また、北海道庁土地改良課の調査によれば、農耕地で比較的泥流の被覆厚が大きく改良復旧を必要と認めた面積は表-11のとおりである。⁽²⁾

これらの面積は農耕地のみであつて、その他山林、原野、河川、道路等の面積を含んでいないので、これを改めるために図-1の泥流の流路となつた地域の面積を測定した。これに北海道農事試験場が調査した泥土の平均厚さ⁽³⁾を乗じて、堆積泥土の総量を計算した結果は表-13のとおりである。

総量は約600万 m^3 で、そのうち富良野川流域が520万 m^3 、美瑛川流域が約80万 m^3 である。泥土の厚さは堆積物がおおむね乾燥してから測定しているので、表-13の数字は水を含まない土砂のみの量を示すものである。

また、十勝岳爆発罹災地復旧復興費支弁方法別所要額一覧表の説明には、これら3個村で「総量639,765立坪(=3,839,000 m^3)の泥土を被り、剩え水源地帯の立木は流失して、下流上富良野に散布すること約18万石……」⁽⁴⁾と述べている。

また表-11から堆積泥土量を計算すれば約400万 m^3 となり、両者は大体一致しているが、この2つの数字が農耕地のみを対象にしているとすれば、表-13の600万 m^3 はおおむね妥当な数字と思われる。

(c) 泥流々量の検討

実際には、泥流の来襲によつて富良野川、および美瑛川では洪水となり、両川とも数箇所であつて破堤しているのであるから、相当多量の土砂が堆積することなしに下流へ流送されたはずである。特に美瑛川については、表-5によれば白金温泉を通過した土量が約200万 m^3 であるのに比して堆積量は約80万 m^3 で著るしく少ないが、これは美瑛川が比較的大きいので、下流部では泥流が美瑛川の河道内を流れ、富良野川の場合のように平坦地に堆積しなかつたためであらう。

富良野川では大部分の橋梁が流出しているが、中富良野村内の北14号橋は流出をまぬがれている。災害志にはこの北14号橋における水位の変化を次のように記している。⁽⁵⁾

「富良野川は濁水刻々に増加し、午後6時頃、上富良野村島津農協北23号、24号間右岸の堤防が破壊し、忽ち泥土は流木と共に氾濫し、同所より石川団体鉄道以西を埋没した。市街付近は午後8時濁水は硫黄交りの泥水と変り、且つ無数の流木は各橋梁の橋脚に堰止められ、14号および12号の橋梁を除く外、瞬く間に破壊流失し……午後11時に至り14号橋は中間より流木の爲め屈折危険に瀕したが幸い一道の水路現われたので徐々に減水を見、愁眉を開くことが出来た。」

当時の14号橋地点の河床横断は、北海道庁の推定によれば、図-4のとおりである。河床の高さは、大正15年泥流の摩堆積した沈埋木の盾の下面としている。これと先の記事に基づいて作成した図-5の水位-時間曲線を用い、manning 公式によつて24日18時か

(1) 爆発災害志 p 66

(2) 災害志 p 282

(3) 十勝岳爆発泥流に関する調査成績、猪狩源三、北海道農事試験場報告、第39号、昭和15年、p 18

(4) 災害志 p 276

(5) 災害志 p 57

ら25日5時までの総流量を計算すると約3,700,000 m³となつた。ただし河床勾配は1/370、粗度係数は0.04とした。

以上に得られた種々の量の当非を検討してみると、新井牧場付近を通過した泥流の総流量は約13,300,000 m³と推定されるが、これから、14号橋を通過した総流量および、2.3.4地域の堆積流泥量を差し引き、さらに、2.3.4地域の面積で割れば、富良野平野の平均水深を得ることが出来る。

$$13,300,000 - (4,427,000 + 294,000 + 181,000) - 3,700,000 \\ = 4,698,000 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\frac{4,698,000}{8,640,000} = 0.54 \text{ (m)}$$

であつて、おおむね首肯出来る深さである。

次に、14号橋総流量3,700,000 m³に泥土が20%含まれていたものとすれば、国有林界を通過して下流部に供給された土砂の総量は、流泥堆積量と14号橋を通過した土量の合計 5,245,000 m³ + 3,700,000 × 0.2 = 5,985,000 (m³)

になるはずである。この量は表-5に示す富良野川へ流入した、削剝土量、5,864,000 m³と近似しているから削剝量はおおむね妥当な量と言えよう。

泥土に比較して融雪水量には非常な疑問がある。すなわち、新井牧場付近を通過した水と泥土混合物の総量は1330万m³であり、そのうち泥土の量は約550万m³であるから、その差約780万m³は水であつたことになる。しかるに実測資料を用いて推定した融雪量は、表-8の富良野川への流入量が示すように約200万m³であつて、約1/4にすぎない。もちろん爆発前に50mm以上の降雨があつたのであるから、泥流を形成した水は融雪水のみではないが、それにしても780万m³の水が流出するためには少くとも推定の3倍以上の積雪深がなければならないことになり実測資料とは著しい相違を示している。

また融雪水量200万m³および新井牧場付近の通過総量1330万m³の推定が正しいものとすれば、削剝土量は推定の大体2倍に近い量でなければならないが、これは種々の点から不合理と思われる。この融雪量に関する疑問を解決することは困難であるが、以上で推定した削剝土量はやゝ過少の値であると考えて良さそうである。

いま富良野川に流入した推定削剝土量、および新井牧場付近における推定総流量が正しいものとし、両者の差が富良野川に流入した融雪量であると考え、この量を表-8に示した各地区の融雪量に比例配分すれば表-14のとおりになる。

また以上種々の方法で推定した泥流の流下状況を図示したものが表-15である。

7. 泥流の粒度組成

泥流によつて運搬された土砂の粒径は一般には余り大きくはなかつた模様である。もちろん、上流部にはかなりの大きさのものが残されており、たとえば、Ⅱ地区の、泥流が真水の沢へ流入した位置より下流、標高820~840m付近では、泥流の湾曲部外側に最大径2m程度、平均約60cmの礫石が削剝された地表上に、礫同志が重なり合うことなく一層で広範囲に堆積しており、また真水の沢合流点付近の富良野川河床には著しい量の最大径礫が堆積しているが、しかしこれより下流の加山北方付近の河床では著しく少なくなる。

北海道農事試験場が大正15年5月下旬に開始した調査によれば、富良野川、および美瑛川下流部の泥流堆積物の粒度組成は表-16のとおりであつて、⁽¹⁾新井牧場付近では石礫の量が著しく少なく、これより下流地域では、土石流というよりは泥流と呼んだ方が適當のようである。

表 - 1 泥 流 の 速 度

地 点	累加距離	区間距離	到達時間	所要時間	平均速度
火 口	0.0 Km	Km	時 分 16. 18	分	m/sec 4.00
元 山 事 務 所	2.4	2.4	16. 19	1	2.18
真 水 の 沢 合 流 点	6.5	4.1	16. 22	3	1.55
新 井 牧 場	16.5	10.0	16. 33	11	6.6
国 鉄 線	20.5	4.0	16. 45	12	2.9
上 富 良 野 町 裏 手	23.1	2.6	17. 00	15	
計		23.1		42	

表 - 2 森 林 被 害 の 調 査 結 果

区 別		被 害 面 積		削 剥 深	流 出 材 質	摘 要
		町 歩	m ²	尺	石	
国 有 林		4738	4,698,000	不 明	194,224	内立木のあつた所 260町歩余
飼 料 林	熔 岩 地 帯	73	723,000	5~20	8,470	削剥土砂の7割は 富良野川へ流出
	森 林 地 帯	60	595,000	5~30		内立木70石は富 良野川へ流出
	無 立 木 地 帯	46	456,000	5		
	小 計	179	1,774,000			
合 計		6528	6,472,000		202,694	

図-2. 地域の区分

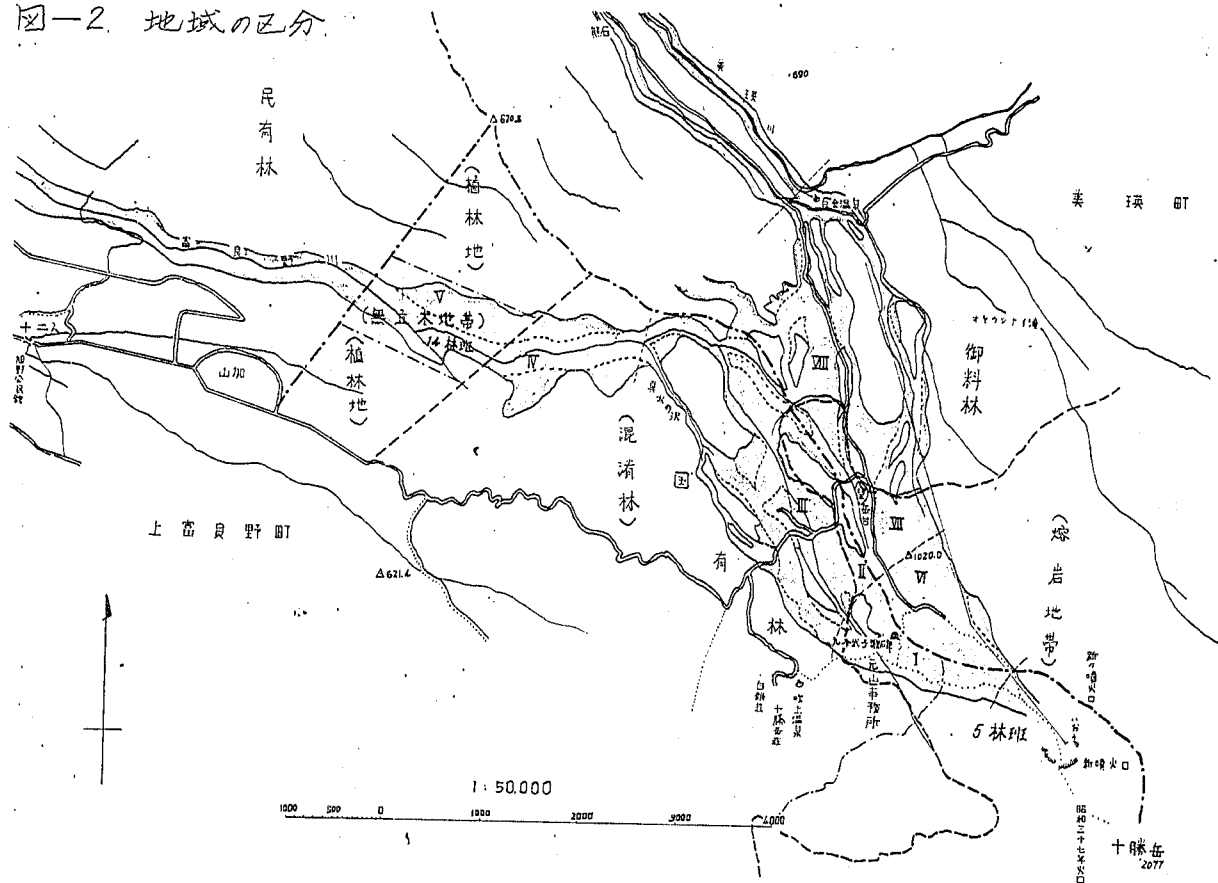


表-3 地 域 の 区 分

I 地区	国有林内	第1次泥流堆積地区
II "	"	富良野川、右岸側熔岩地域
III "	"	富良野川河谷、I地区の下流端より真水の沢合流点まで
IV "	"	真水の沢合流点より、第14林班上流端まで
V "	"	第14林班内
VI "	御料林内	第1次泥流堆積区域
VII "	"	熔 岩 地 域
VIII "	"	森林地帯全部

表-4 御料林の平均削剥深計算

区 分	削剥面積(報告) (m^2)	削剥深 (m)	削剥土量 (10^3 m^3)	削剥面積(図-1) (km^2)	平均削剥深 (m)
熔 岩 地 帯	723,000	2.0	1,460	2.73	0.71
森 林 地 帯	595,000	2.5	1,488		
無立木地帯	456,000	1.0	456		
計	1,774,000		3,404		

表-5 削剥土量の推定

区 域		削	剥	土	量	富良野川への流出量
		削剥面積 (km^2)	平均削剥深 (m)	削剥土量 (10^3 m^3)	削剥土量 (10^3 m^3)	
国 有 林	I	0.66	1.6	1,056	1,056	
	II	0.32	0.8	256	256	
	III	1.70	1.5	2,550	2,550	
	IV	1.03	0.3	309	309	
	V	0.96	0.3	288	288	
	小計	4.67		4,459	4,459	
御 料 林	VI	0.88	1.7	1,496	1,047(1)	
	VII	0.73	0.7	511	358(1)	
	VIII	2.00	0.7	1,400	0	
	小計	3.99		3,407	1,405	
合 計		8.66		7,866	5,864	

註 (1) VI、VII地区の土石の70%は富良野川へ流出したものとする(災害誌P168)

表-6 積雪深の測定値

標 高	積 雪 深	測定月日	位 置	文 献
1200 (m)	80 (cm)	5 月 3 1 日	元山事務所付近 森 林 中	災害志 P25
1100	100以上	5 月 2 4 日		十勝岳の爆発 P71
1000	50	5 月 3 1 日		災害志 P25
600	20~30	5 月 2 4 日		十勝岳の爆発 P71

註 5月31日から6月2日までの3日間の平均融雪深は標高1100mの位置の森林中で1日平均12~15cmであつた。(災害志P25)

表-7 積雪深の推定

地 区	平均標高	推定積雪深	地 区	平均標高	推定積雪深
I	1200m	1.2m	VI	1200m	1.2m
II	900	1.5	VII	900	1.5
III	850	1.5	VIII	750	1.5
IV	600	0.9			
V	500	0.6			

表-8 融雪量の推定

		融雪面積	平均積雪深	融雪量	富良野川への流出量
国 有 林	I	0.66 Km ²	1.2 m	238 × 10 ³ m ³	238 × 10 ³ m ³
	II	0.32	1.5	144	144
	III	1.70	1.5	765	765
	IV	1.03	0.9	278	278
	V	0.96	0.6	173	173
	小計	4.67		1598	1598
御 料 林	VI	0.88	1.2	316	221 (2)
	VII	0.73	1.5	329	230 (2)
	VIII	2.00	1.5	900	0
	小計	3.99		1545	451
合 計		8.66		3,143	2,049

註(1) 中野理学士が吹上温泉付近の森林中で実験した結果、雪からその体積の33.3%の水を得たという。(災害志 P71)

(2) VI、VII地区の融雪水の70%は富良野川へ流出したものとする。(災害志 P168)

(3) 後述するように本表には疑問の点が多い。

図-3 実験水路における段波の波形

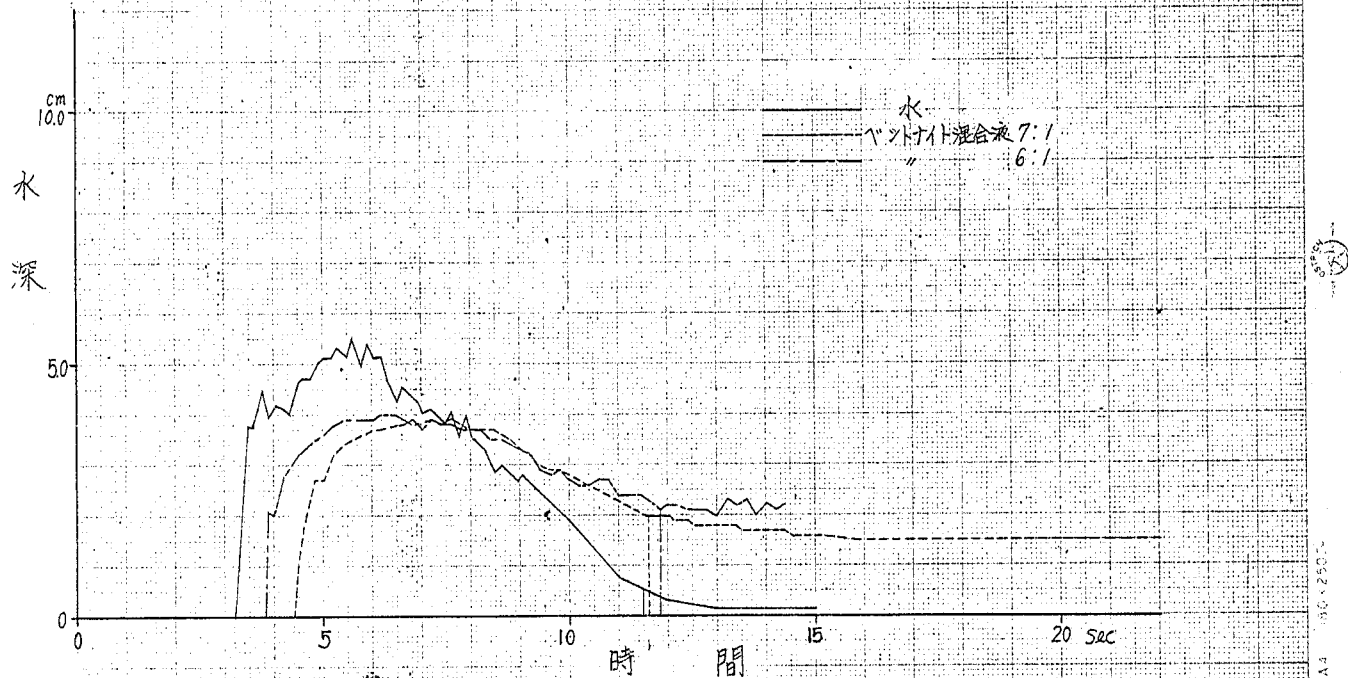


表-9 新井牧場付近における泥流々量の推定

	全貯留量	水路内堆積量	貯留槽堆積量	Q_m	$\int_0^{T_m} h_m d t_m$	b_m	$\bar{V}_m$
清水	340 ℓ	0265 ℓ	485 ℓ	554.9 ℓ	(cm, sec) 283	53.0 cm	224 cm/sec
ベントナイト:水=1:7	340	79.5	45.40	215.1	23.3	53.0	174.3
〃 -1:6	340	111.3	50.80	177.9	26.5	53.0	126.9

	速度	川幅	最大波高	時間	総流量	Q_p
富良野川	100 m/sec	13.0 (m)	10.0 (m)	1200 (秒)	(m^3)	($10^3 m^3$)
清水	2.24	0.53	0.053	8.3	0.3349	9.960
ベントナイト:水=1:7	174.3	0.53	0.038	7.2	0.2151	13.300
〃 -1:6	126.9	0.53	0.039	8.0	0.1779	14.910

表-10 流泥堆積耕地面積

(各町村調査)

区分	上富良野村	中富良野村	美瑛村	計
田	506.0 町	134.5 町	40.0 町	680.5 町
畑	225.0	6.0	276.0	507.0
計	731.0	140.5	316.0	1187.5

表-11 改良復旧を必要とする流泥堆積耕地面積

(北海道庁調査)

区分	上富良野村	中富良野村	美瑛村	計
田				
泥土平均2尺のもの	366.9 町	46.0 町	0 町	412.9 町
泥土 5寸のもの	0	35.0	38.4	73.4
小計	366.9	81.0	38.4	486.3
畑	35.5	0	82.0	117.5
合計	402.4	81.0	120.4	603.8

表 - 1 2 流 泥 堆 積 地 域 の 区 分

地 区 番 号	
1	国有林界下流端より、西1線北32号まで
2	西1線北32号より、西1線北25号まで
3	西1線北32号より、中富良野村村界まで
4	中富良野村内、上富良野村界より、北12号まで
5	美瑛川、白金温泉より、美瑛町北4線まで

表 - 1 3 堆 積 流 泥 量 の 推 定

地 区	堆 定 全 積 堆 積 地 面 積	(1) 平均堆積深	堆 積 量	堆積深測定数
1	2.68 (km ²)	12.8 cm	343 10 ³ m ³	6 箇所
2	6.04	73.3	4,427	191 "
3	1.21	24.3	294	7 "
4	1.39	13.0	181	23 "
小 計	11.32	—	5,245	227 "
5	5.47	14.0	766	36 "
合 計	16.79		6,011	263

註 (1) 平均堆積深は、北海道農事試験場の調査による。

表 - 1 4 河 川 別 推 定 泥 流 々 量

	削 剥 量 10 ³ m ³			流 下 量 10 ³ m ³		
	土 砂 量	融 雪 量	合 計	土 砂 量	融 雪 量	合 計
富良野川	4,459	5,800	10,259	5,864	7,436	13,300
美 瑛 川	3,407	5,598	9,005	2,002	3,962	5,964
計	7,866	11,398	19,264	7,866	11,398	19,264

図-4 大正15年当時の14号橋想定横断面図

$$S = \frac{1}{100}$$

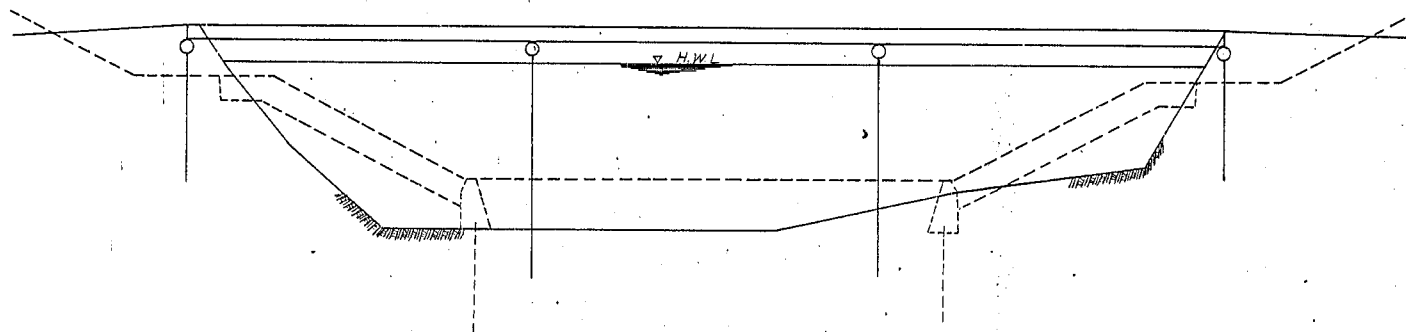


図-5 富良野川 第4号橋

指定 水位—時間曲線
(大正15年5月24日)

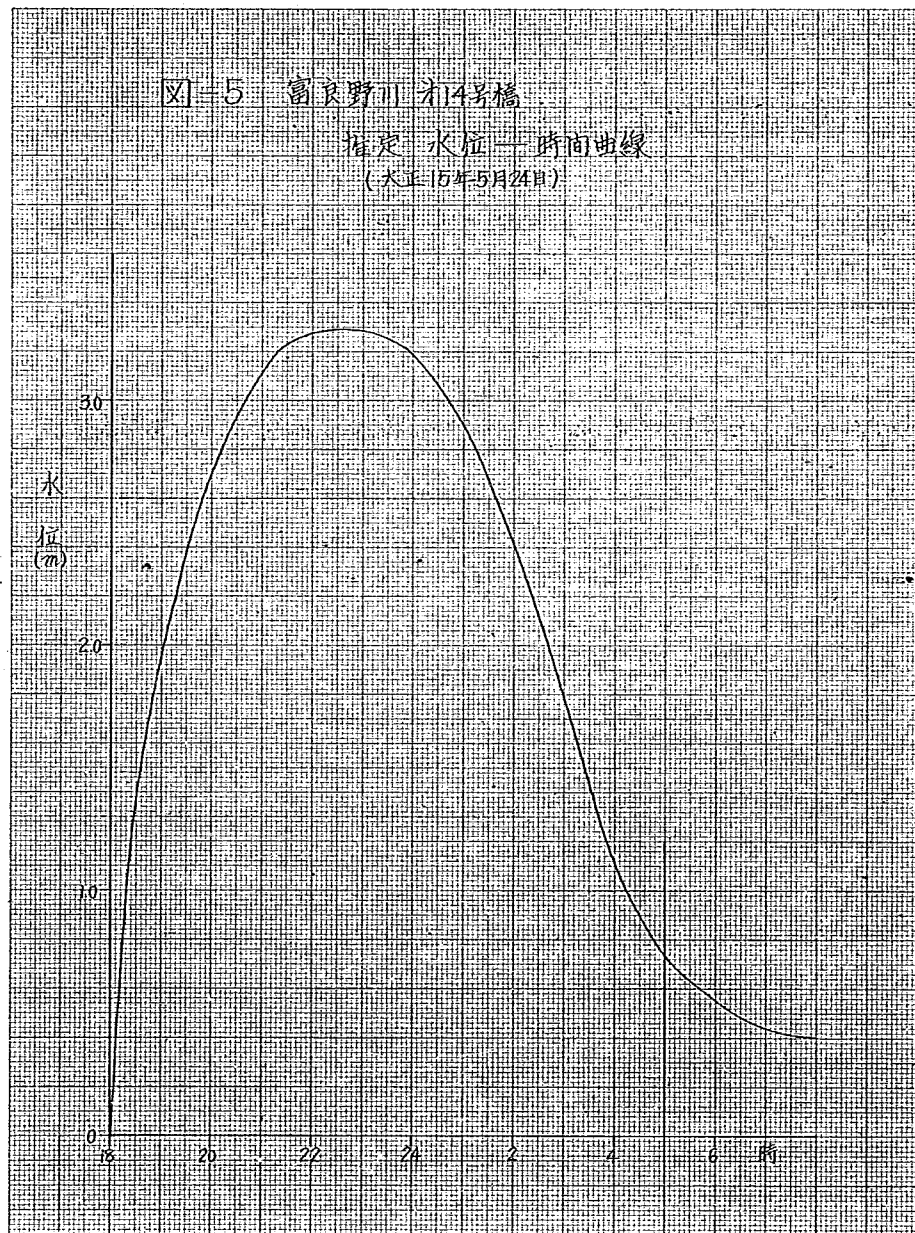
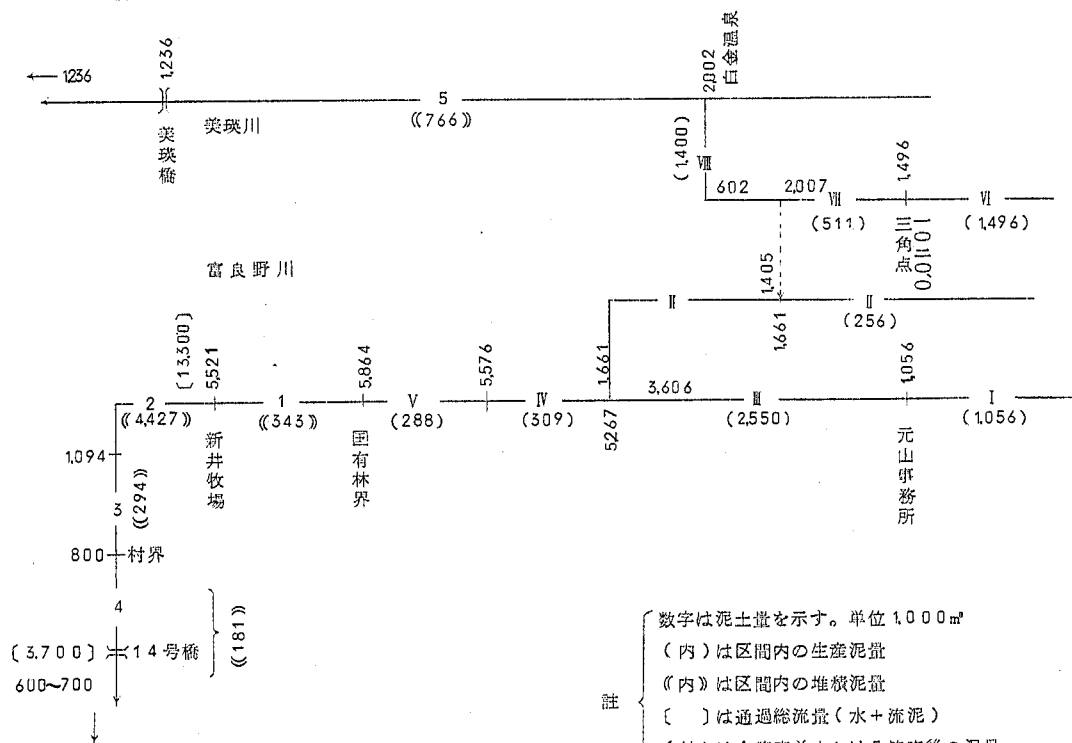


表-15 大正15年泥流の推定流下状況



註

- 数字は泥土量を示す。単位 1,000 m³
- (内) は区間内の生産泥量
- 〔内〕 は区間内の堆積泥量
- [] は通過総流量 (水 + 流泥)
- (外) は合流直前または分流直後の泥量
- 流線に直角の数字は、その点の通過泥流

表 - 16 流 泥 の 粒 度 組 成

粒 径	上 富 良 野 村 流 泥		中富良野村流泥 %	美瑛村流泥 %
	第 1 区 域 %	第 2 区 域 %		
10 mm以上	—	10.17	—	3.40
8 ~ 10	0.94	2.20	—	0.61
6 ~ 8	1.75	2.61	—	1.63
4 ~ 6	2.29	4.09	—	3.10
2 ~ 4	3.06	8.23	—	3.43
石 礫 合 計	8.04	27.30	—	12.17
原土中細土 百分率	91.96	72.70	100.00	87.83
0.25 ~ 2.00	44.33	47.43	59.78	44.82
0.05 ~ 0.25	26.07	23.05	24.53	24.27
0.01 ~ 0.05	12.99	10.46	5.45	12.78
0.01 以下	16.61	19.06	10.27	18.13

註 大正15年農学会協定による土壌の機械的組成成分の分類による。

資料採取点

上富良野流泥（第1区域） 新井牧場事務所跡前上下両層

” （第2区域） 西三線北29号北30号間上層土

中富良野流泥 基線北18号 流泥層

美瑛村流泥 16線美瑛川左岸約50m上下両層

§ 3 対策工法に関する調査

泥流による地表面の削刻防止、泥流勢力の減殺工法、および泥流流向を転向させる導流堤の計画、設計等に必要の指針を得ることを目的として次に記する各種の水理実験を行った。

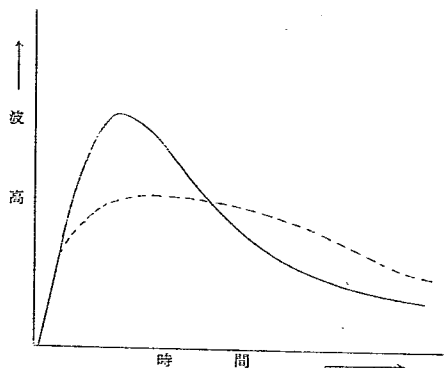
もち論泥流の物理的性質が明きらかでないし、起るであろう泥流、(一種の段波)の波形、速度等は全く不明であり、またこのように非定常な問題については水理学上の諸法則あるいは相似律が成立するとは思われないので、実験は単に定性的な傾向を知ることのみを目的としたものである。

1. 床固工の効果に関する実験

(a) 実験の概要

一地点における泥流の波高と時間の関係は図 1 のように、前面の上昇が急で、後面の下降がゆるやかな一つの波形を示すものと考えられる。泥流の持つエネルギーも同様に波高極大の付近で最大値を持つ波の形をしているであろう。このような泥流が流下する溪流の途中に、床固等の障害物を設ける事により、ピーク付近に集中していたエネルギーを低下させて長時間に分散させれば、泥流の河床洗掘力、構造物に与える衝撃力等を弱める事が出来るはずである。これを明きらかにするために床固めの高さや個数によつて、段波のエネルギーがどのように減少するかについて実験を行った。

流れのエネルギーは、水の密度、流速、エネルギー勾配、水深などによつて決められるのであるが、これらの値は段波の場合時間的に急激に変化するので、それぞれの時間における値を測定する事は困難である。そのためこの実験では、これら個々の値を測定することはさけて、段波が流下する間に、床固の下流部から洗掘流送された砂礫量の多少によつて、床固めの効果を比較することにした。実験は泥流について行なうべきであろうが、泥流のレオロジー的性質など不明であり、また得られた結果を現地に適用する際の相似性など不明確なので、ここでは水について実験を行なつた。



実験は、長さ12.0 m、幅3.0 cm、深さ45.0 cm、水路床勾配1/30の木製水路で行なつた。(図-6)水路の上流側に水面面積約 $1.45 \times 1.80 \text{ m}^2$ 、深さ12.0 mの貯水槽を設け、貯水槽から実験水路への入口に、止水ゲートを取り付けた。ゲートから下流2175 mの区間は板張りの固定床とし、さらに下流側1.5 mの区間は水路床を15.0 cm低くして、ここに粒径5.0~10.0 mmの砂を、表面が固定床と同じ1/30勾配になるように敷き並べた。段波は、上流側の貯水槽に、水路上流端の水路床から20.0 cmの高さまで貯水し、止水ゲートを急激に開いて発生させた。図-7は、このようにして発生させた段波の水位時間曲線であるが、これは8mmカメラで撮影したフィルムから読み取つたものである。なおこの段波の全流量は513.8 lである。下流側に敷く砂の粒径は、水深2.0 cm以下では掃流されないように決めた。すなわち岩垣は限界掃流力を $U_{sc} = 80.9 d$ ($d \geq 0.303 \text{ cm}$)で表わしている。 $U_{sc} = gh I_f$ であるので摩擦勾配 I_f を近似的に河床勾配に等しくし、流速の時間的変化を無視すると、 $U_{sc} = 980 \times 2.0 \times 1/30 = 65.4$ 、故にこの時の砂の粒径は、 $d_m = 65.4 / 81.7 = 0.801 \text{ cm}$ となる。

床固の高さによる効果は、固定床部分の下流端に、厚さ2.0 cmで水路と同じ幅の板を1枚取りつけて実験した。この板の高さは1.0 cm、2.5 cm、4.0 cm、5.5 cm、7.0 cm、8.5 cm、10.0 cm、11.5 cm、13.0 cmの9種類である。また床固工の個数による効果については、高さ2.5 cm、5.5 cmの2種類について行ない、2基の場合は、固定床部分の下流端と、上流8.0 mの位置に取り付け、以下個数を増すごとに、8.0 mの区間を床固めの間隔が等しくなるように等分して設置した。段波によつて移動床の1.5 m区間から下流へ流送された砂の量は、水路の下端で金網で受け取り、その重量を測定した。実験は同じ種類について3回行ない、その平均を取り、表-17に示した。

(b) 実験の結果

表-17は、床固めの高さ、および配置個数と、下流側河床から流送された砂レキ量の測定結果を示すものである。これを図に表わすと、図-8、9のようになる。図-8で床固高さ0は床固を設置しなかつた時の値である。また段波が通過した後の移動床縦断面形は図-10の通りである。図-8、9から流送される砂レキの量は、設置前にくらべると減少している。これは床固めを設置すると流下して来た段波が床固めに衝突し、動水圧の形で床固めにエネルギーが吸収されること、衝突後床固めにプールされた水によつて、その後流下して来る水のエネルギーが減殺される事により、設置前にくらべて段波のエネルギーが小さくなるためであろう。他の条件が一定であれば、下流側の洗掘砂礫量は一般に床固めの高さが高い程多くなるのであるが、この実験では逆に床固めの高さが高い程洗掘砂礫量は減少している。実験中の観察によれば、その理由は次のように考えられる。床固めを設置しない時、固定床下流端の水位-時間曲線は、図-7の通りであるが最大波高は5.0 cmである。流速は測定していないが、水路床勾配は1/30であるので流れは当然射流状態にある。このような所に最高13.0 cmまでの床固めを設置すると、床固めの越流水はかなり大きい接近流速をともっており、床固めが低い程、上流側で持つていた流速が、越流後もそのまま下流側におよぶことになる。そのため床固めの前庭部では、床固めを越流落下する水の衝撃による洗掘砂礫量より、水平方向の流速によつて生じる掃流砂礫量の方が大きくなるのである。床固めの高さが増すに従い上流側に貯溜される水量が多くなると、上流から流下して来た水のエネルギーは貯溜された水を乱すことに消費されるので、掃流砂礫量は少なくなつて来る。しかし

床固高の増加にともなつて床固めから越流落下による衝撃力は増加し、これによる洗掘量が多くなるので、図-8のように床固めの高さの増加にともなつて、掃流砂礫量の減少率は小さくなつて来るのであろう。

(c) 床固工群下流側の洗掘砂礫量

床固めを設置しない時の掃流砂礫量を q_0 、床固め1基について床固めの高さが H の時の掃流砂礫量を q_1 、床固めを設置しない時の最大波高を h_0 として、測定値について片対数グラフで q_1/q_0 、 H/h_0 の関係を示すと、図-11のようになる。これによると、 $H/h_0 \leq 1.4$ の範囲では直線上に並ぶので、これから式の形を求めると次のようになる。

$$q_1/q_0 = e^{-0.60 H/h_0} \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 $H/h_0 \leq 1.4$

この式で右辺は h_0 で無次元化したのであるが、波高の異なる場合の実験値を使用していないし、また水路床勾配、砂礫の粒径など一定としているので、条件が異なる場合には係数の値が異つてくるであろう。しかし床固めが1基の時、流送された砂礫量は(8)式で表わされると仮定し、高さ H の床固めが2基の時、流送される砂礫量を q_2 とし、また床固めが1基の場合の最大波高を h_1 とした時、 q_1/q_2 は1基の場合と同様に次の式で表わされるとすれば、

$$\frac{q_2}{q_1} = e^{-0.60 H/h_1}$$

$q_1 = q_0 e^{-0.60 H/h_0}$ であるから、2基の場合には、

$$\frac{q_2}{q_0} = e^{-0.60 H/h_0 - 0.60 H/h_1} = e^{-0.60 H/h_0 - 0.60 H/h_0 \cdot h_0/h_1}$$

床固めが3基以上についても同様に、

$$\frac{q_3}{q_0} = e^{-0.60 H/h_0 - 0.60 H/h_1 - 0.60 H/h_2} = e^{-0.60 H/h_0 - 0.60 H/h_0 (h_0/h_1 + h_0/h_2)}$$

したがつて、一般に n 基の床固めについては、

$$\frac{q_n}{q_0} = e^{\times p \{ -0.60 H/h_0 - 0.60 H/h_0 (h_0/h_1 + h_0/h_2 + \dots\dots\dots h_0/h_{n-1}) \}}$$

ここで $h_1 \neq h_2 \neq h_3 \neq \dots\dots\dots h_{n-1}$ の場合には、

$$\frac{q_n}{q_0} = e^{\times p \{ -0.60 H/h_0 - 0.60 H/h_0 (n-1) h_0/h_1 \}} \dots\dots\dots (9)$$

となる。上式は次のように変形出来る。

$$\frac{q_n}{q_0 \cdot e^{-0.60 H/h_0}} = e^{-0.60 H/h_0 (n-1) h_0/h_1}$$

h_1 は測定されていないが、かりに h_0/h_1 を定数と見なして a とおくと

$$\frac{q_n}{q_1} = e^{-0.60 (n-1) H/h_0 \cdot a} \dots\dots\dots (10)$$

となる。床固め数と洗掘砂礫量に関する実験値について、 q_n/q_1 と $-0.60 H/h_0 (n-1)$ を片対数にプロットすると、図-12のように直線上に並ぶので、これから係数 a を求めると次のようになる。

$$\frac{q_n}{q_1} = e^{-0.2029 \times 0.60(n-1)H/h_0}$$

$$= e^{-0.1217(n-1)H/h_0} \dots\dots\dots (11)$$

(9)式へ(11)式を代入すると

$$\frac{q_n}{q_0} = e^{-0.60H/h_0 - 0.1217(n-1)H/h_0}$$

$$= e^{-0.60\{1+0.2029(n-1)\}H/h_0} \dots\dots\dots (12)$$

(12)式で計算した値と実測値の関係は図-13の通りである。また図-8、9の曲線は(12)式を示すものである。

床固めを設置しない時の掃流砂礫量(q_0)が、床固めを設置する事により q_n となつた時、その減少量($q_0 - q_n$)と q_0 の比率を、床固め設置による効率 E とすると、 E は次のようになる。

$$E = \frac{q_0 - q_n}{q_0} = 1 - \frac{q_n}{q_0}$$

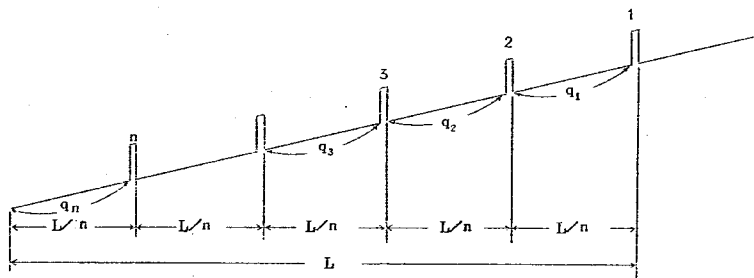
$$= 1 - e^{-0.60\{1+0.2029(n-1)\}H/h_0} \dots\dots\dots (13)$$

この E は、かざられた条件によつて実験された値から求められたものであるから、段波の波高、河床勾配、河床砂の粒径、床固めの間隔等、条件が異なると式の係数も変わつて来るであろうが、この実験の範囲内では、床固めを設置した時、下流側河床に対しては設置前からべて、(13)式で求められる E だけ床固めの効果があると考えてよいだろう。

(d) 床固工群内の洗掘砂礫量

以上は床固め設置区間の下流側河床に与える床固めの効果について検討したのであるが、床固めを設置する区間内については、実験していないので不明である。床固めを設置する区間においては、段波の波高、流速、床固めの間隔、その他の条件が異なるので、洗掘状況は床固め群の下流側とは異なるであろうが、いま各床固めの間でも(13)式と同じ条件で床固めの効果が求められると仮定すると、床固め設置区間内での全効率 E は次のようにして求められる。

床固めを設置しない時、 q_0 の砂礫が掃流されている区間に、 n 個の床固めを等間隔に設置して、掃流砂礫量を減少させるものとする。床固めが全然ない場合には、床固めを設置する全区間について、均一に河床が洗掘されるものとすれば、床固めは等間隔で設置されているので、最上流端の床固と2基目の床固の間では、 q_0/n の砂礫が掃流されている事になる。



このような所に最上流端に1基床固め設置すると、その時の効率 E_1 は③式における $n=1$ の場合に相当するから、最上流端と2基目の間の掃流砂礫量は、次のようになるはずである。

$$E_1 = 1 - \frac{q_1}{q_0/n}$$

$$\therefore q_1 = (1 - E_1) \frac{q_0}{n}$$

床固めを設置すると、床固めの下流側のあるかざられた範囲について効果があり、床固めから非常にはなれた地点では、設置にくらべて河床は変化しなくなるのであるが、1基目の床固めの効果が2基目と3基目の間にまでおよんでおり、2基目の床固めを設置しない時、この区間で q_1 に等しい砂礫が掃流されていたものとする。このような所に2基目の床固めを設置した時の効率 E_2 は、2基目と3基目の間では上流側に2基の床固めがあるから、③式における $n=2$ の場合に相当するから、この区間における掃流砂礫量は次のようになる。

$$E_2 = 1 - \frac{q_2}{q_1}$$

$$\begin{aligned} \therefore q_2 &= (1 - E_2) q_1 \\ &= (1 - E_1) (1 - E_2) \frac{q_0}{n} \end{aligned}$$

同様に3基目の床固めを設置した時、3基目と4基目の間から掃流される砂礫量は次のようになる。

$$q_3 = (1 - E_1) (1 - E_2) (1 - E_3) \frac{q_0}{n}$$

第 n 基目の床固めについては

$$q_n = (1 - E_1) (1 - E_2) (1 - E_3) \cdots (1 - E_{n-1}) (1 - E_n) \frac{q_0}{n}$$

故に n 基の床固めを設置後における床固め設置区間内の全掃流砂量 Q_n は次のようになる。

$$\begin{aligned} Q_n &= q_1 + q_2 + q_3 + \cdots + q_{n-1} + q_n \\ &= \frac{q_0}{n} \{ (1 - E_1) + (1 - E_1) (1 - E_2) + (1 - E_1) (1 - E_2) (1 - E_3) + \cdots \\ &\quad \cdots + (1 - E_1) (1 - E_2) (1 - E_3) \cdots (1 - E_{n-1}) (1 - E_n) \} \end{aligned}$$

n 基の床固めを設置した時、設置区間内における床固工群の効率を E_n' とすれば、

$$\begin{aligned} E_n' &= 1 - \frac{Q_n}{q_0} \\ &= 1 - \frac{1}{n} \{ (1 - E_1) + (1 - E_1) (1 - E_2) + (1 - E_1) (1 - E_2) (1 - E_3) + \cdots \\ &\quad \cdots + (1 - E_1) (1 - E_2) (1 - E_3) \cdots (1 - E_{n-1}) (1 - E_n) \} \cdots \quad ④ \end{aligned}$$

ただし $E_1, E_2, E_3, \cdots, E_n$ は、③式における n にそれぞれ1、2、3、 $\cdots, n$ を代入した値である。

n 基の床固めを設置した時、床固めを設置する区間から下流側については、03式における $n = n$ の場合の効果 E_n がある。なお、 E 、 E' は床固めの中間が固定床である水路における実験をもとに推定したもので、各床固めの中間が移動床であれば、ここで洗掘推積にエネルギーが消費されるので、 E 、 E' は03、04式から求まる値より大きくなるものと考えられる。いま、いろいろな H/h_0 の値について、床固めの個数と E_n 、 E_n' の関係を03、04式によって求めるに図-14、15のようになる。これによつても、床固めの高さが高い程、その効率はよくなつてゐる。しかし図-10の段波通過後の河床縦断面図では、床固めの高さが増すと落下水の衝撃が増加するので、前庭部の洗掘深は増加している。床固めの高さが低い時は、越流水の水平方向の流速が大きくなるので洗掘される範囲は増加するが、落下水の衝撃力が、高い床固めにくらべると弱いので洗掘深は浅くなる。このように、高い床固めの方が河床の洗掘および掃流砂礫量は少ないが、床固め近くの前庭部の洗掘深が増加するので、この部分の保護を充分に行なわなければならない。

床固めの高さが低い場合は、当然その効率も低いが、個数を増せば、その効率はおおむね比例的に増加するようである。しかし床固めの高さが高い場合には、個数を増加しても効率はこれに比例して増加していない。このような点から経済的な洗掘防止をはかるには、床固めの個数と高さとの間に適当な組み合わせがあるようである。

(4) 床固工の間隔

先の実験で明らかなように、床固めによつて泥流のエネルギーを減殺するためには、低い床固めを数多く設置するより、高い床固めを設置する方が効果がある。しかし床固めの高さにも付近の地形条件から限度があるので、限ぎられた高さの床固めで、なおそれ以上の効果を必要とする場合は、個数を増さなければならない。

床固めの高さと、個数が河床におよぼす効果については、泥流と清水の違い、河床条件の違いやまた泥流の相似性が明らかでない事などのため、先の実験値が現地に対してそのままあてはまるわけではなく、正確な事は不明であるが、この実験結果でだいたいの目安をつけると、04式によつて、床固設置区間の河床におよぼす床固めの効率が求まり、03式によりその区間から下流側の河床におよぼす効率が求められる。したがつて床固めを設置しなかつた場合に流下する全泥流量に対して、付近の地形条件から床固めの高さを決定した後、03式または04式により床固めの個数と間隔を求めればよいわけである。ただし、この場合床固めの間隔は、床固設置区間を個数から1減じた値で割つて求める事にしている。

以上の方法は、床固めの個数と間隔を決定するだいたいの目安であるが、この方法によつて床固めの個数はいくらかでも増加出来るのであるが、しかし床固めの間隔は越流する泥流の *nappe* が河床に到達する距離によつて制限され、あまり短かくすることは出来ない。この *nappe* の河床到達距離は、泥流が床固めの上流側のプール内に流入した後の流況や、エネルギー-減殺機構等が明らかでないので、正確な値を求める事は出来ないが、だいたいの近似値は次のようにして求められる。

床固めの天端上流端を原点に取り、水平方向を x 軸（下流に向つて正）垂直方向を y 軸（上方に正）、とする。 $x=0$ において *nappe* の水深を h 、流速の x 方向成分を V_x 、 y 方向成分を V_y とし、*nappe* は飛行中エネルギー-損失がないものと見なすと、*nappe* の軌跡は次の式で表わされる。

$$y = V_y t - \frac{g}{2} t^2 + \frac{h}{2}$$

$$x = V_x t$$

$$\text{故に、} y = \frac{V_y}{V_x} \cdot x - \frac{g}{2} \left(\frac{x}{V_x} \right)^2 + \frac{h}{2} \quad \text{..... (5)}$$

河床勾配を i 、床固めの高さを H とすれば、河床を表わす式は、

$$y' = - (H + i x) \quad \text{..... (6)}$$

故に、nappe が河床に落下する地点は、 $y = y'$ とおくと、

$$\begin{aligned} \frac{g}{2 V_x^2} x^2 - \left(\frac{V_y}{V_x} + i \right) x - \left(H + \frac{h}{2} \right) &= 0 \\ \therefore x &= \frac{\left(\frac{V_y}{V_x} + i \right) \pm \sqrt{\left(\frac{V_y}{V_x} + i \right)^2 + \frac{2g}{V_x^2} \left(H + \frac{h}{2} \right)}}{\frac{g}{V_x^2}} \quad \text{..... (7)} \end{aligned}$$

床固天端の流速 V の方向は、床固：上流法面に一致していると仮定すれば、上流面法勾配を m として、

$$V_x = \frac{m v}{\sqrt{1+m^2}}, \quad V_y = \frac{v}{\sqrt{1+m^2}}$$

であるから

$$\frac{V_y}{V_x} = \frac{1}{m}$$

$$V_x^2 = \frac{m^2 v^2}{1+m^2}$$

故に (7) 式は、

$$x = \frac{\left(\frac{1}{m} + i \right) \pm \sqrt{\left(\frac{1}{m} + i \right)^2 + \frac{2g(1+m^2)}{m^2 v^2} \left(H + \frac{h}{2} \right)}}{\frac{g(1+m^2)}{m^2 v^2}}$$

$V^2 = 2ghv$ とすると、

$$\begin{aligned} x &= \frac{2m(1+mi)}{1+m^2} \cdot h v + \sqrt{\left\{ \frac{2m(1+mi) h v}{1+m^2} \right\}^2 + \frac{4m^2 h v}{1+m^2} \left(H + \frac{h}{2} \right)} \\ \therefore \frac{x}{h v} &= \frac{2m(1+mi)}{1+m^2} + \sqrt{\left\{ \frac{2m(1+mi)}{1+m^2} \right\}^2 + \frac{2m^2}{1+m^2} \left(\frac{2H+h}{h v} \right)} \\ &= A_1 + \sqrt{A_1^2 + B_1 \left(\frac{2H+h}{h v} \right)} \quad \text{..... (8)} \end{aligned}$$

ただし

$$A_1 = \frac{2m(1+mi)}{1+m^2}, \quad B_1 = \frac{2m^2}{1+m^2}$$

床固上流法面勾配を m とすると、法面は $y = \frac{x}{m}$ で表わされるから、河床との交点は、(8)式を代入すると、

$$\frac{x}{m} + (H + i x) = 0$$

$$\therefore x = \frac{-mH}{1+m i}$$

$$\therefore y = \frac{-H}{1+m i} \dots\dots\dots (9)$$

流下してくる泥流の内部で流速は垂直方向に均一に分布していること、泥流の厚さが床固高より低いこと、床固めの上流側はプールされておらず、泥流は床固めに衝破した後、流速位置以外のエネルギーを損失することなく床固め上流法面に沿って平行に上昇すると仮定すると、床固め天端の流速 V は、

$$\frac{V^2}{2g} + \frac{H}{1+m i} + h = \frac{V_0^2}{2g} + h_0$$

ここで天端の水深を $h \neq h_0$ とおくと、

$$V = \sqrt{V_0^2 - \frac{2gh}{1+m i}}$$

$$\text{故に、} h_v = \frac{V_0^2}{2g} - \frac{H}{1+m i} \dots\dots\dots (10)$$

また(8)式は、

$$\frac{x}{h_v} = A_1 + \sqrt{A_1^2 + B \left(\frac{2H+h_0}{h_v} \right)} \dots\dots\dots (11)$$

ただし

$$H \geq h_0$$

泥流の厚さが床固めの高さより高い時は、次のように考える。泥流の床固めより下の部分については、先の場合と同様に、床固上流法面に沿って上昇するが、床固めより上の部分は、そのまま河床と平行に進んで、下の部分と合流すると仮定する。したがって床固めの天端より上部分についての V_0 の水平、垂直成分は、

$$V_{x_1} = V_0 \frac{N}{\sqrt{1+N^2}}, \quad V_{y_1} = V_0 \frac{1}{\sqrt{1+N^2}}$$

床固に衝突する前後で、泥流の運動量に変化がないものとするれば、天端における流速 V の水平垂直成分 V_x 、 V_y として、

$$\gamma V h_0 \cdot V_x = \gamma V_0 (h_0 - H) \cdot V_{x_1} + \gamma V_0 H \cdot V_{x_2}$$

$$\gamma V h_0 \cdot V_y = \gamma V_0 (h_0 - H) \cdot V_{y_1} + \gamma V_0 H \cdot V_{y_2}$$

$$\text{故に、} \frac{V_y}{V_x} = \frac{(h_0 - H) V_{y_1} + H V_{y_2}}{(h_0 - H) V_{x_1} + H V_{x_2}}$$

$$= \frac{(V_{y_2} - V_{y_1}) + H V_{y_2}}{(V_{x_2} - V_{x_1}) + h_0 / H V_{x_1}}$$

$$= \frac{\left(\frac{1}{\sqrt{1+m^2}} + \frac{1}{\sqrt{1+N^2}} \right) - \frac{h_0}{H} \frac{1}{\sqrt{1+N^2}}}{\left(\frac{m}{\sqrt{1+m^2}} - \frac{N}{\sqrt{1+N^2}} \right) + \frac{h_0}{H} \frac{N}{\sqrt{1+N^2}}} = \frac{\left(\frac{\sqrt{1+N^2}}{\sqrt{1+m^2}} + 1 \right) - \frac{h_0}{H}}{\left(\frac{m\sqrt{1+N^2}}{\sqrt{1+m^2}} - N \right) + N \frac{h_0}{H}} = k \dots\dots (22)$$

$V^2 = V_x^2 + V_y^2$ であるから

$$\therefore V_x^2 = \frac{V_y^2}{k^2}$$

$$= \frac{1}{k^2} (V^2 - V_x^2)$$

$$\therefore V_x^2 = \frac{1}{1+k^2} V^2 \dots\dots\dots (23)$$

22、23式を10式へ代入すれば、

$$x = \frac{(k+i) + \sqrt{(k+i)^2 + \frac{2g(1+k^2)}{V^2} \left(H + \frac{h}{2} \right)}}{g(1+k^2)} \frac{1}{V^2}$$

$V^2 = 2gh_v$ を代入すると、

$$x = \frac{2(k+i)hv}{k^2+1} + \sqrt{\left\{ \frac{2(k+i)hv}{k^2+1} \right\}^2 + 4hv(1+k^2) \left(H + \frac{h}{2} \right)}$$

$$\therefore \frac{x}{hv} = \frac{2(k+i)}{k^2+1} + \sqrt{\left\{ \frac{2(k+i)}{k^2+1} \right\}^2 + 2(1+k^2) \frac{2H+h}{hv}}$$

$$= A_2 + \sqrt{A_2^2 + B_2 \left(\frac{2H+h}{hv} \right)}$$

$h = h_0$ とおくと

$$\frac{x}{hv} = A_2 + \sqrt{A_2^2 + B_2 \left(\frac{2H+h_0}{hv} \right)} \dots\dots\dots (24)$$

ただし

$$A_2 = \frac{2(k+i)}{1+k^2}, \quad B_2 = 2(1+k^2)$$

$$k = \frac{\left(\frac{\sqrt{1+N^2}}{\sqrt{1+m^2}} + 1 \right) - \frac{h_0}{H}}{\left(\frac{m\sqrt{1+N^2}}{\sqrt{1+m^2}} - N \right) + \frac{h_0}{H}}$$

$$= \frac{\left(\frac{\sqrt{1+i^2}}{\sqrt{1+m^2}} + i \right) - i \frac{h_0}{H}}{\left(\frac{m\sqrt{1+i^2}}{\sqrt{1+m^2}} - 1 \right) + \frac{h_0}{H}}$$

$$H < h_0$$

床固の上流側がすでにプールされている場合は、流下して来た流速が、このプールされた泥流によつて減殺されるので、⑧、⑨式において h_v が小さくなるから nappe の落下点は、床固上流側はプールされていない場合が最大となる。なお、⑧、⑨式は、泥流が床固に衝突した後のエネルギー損失を無視しているので、実際には nappe の落下点をもっと小さくなるわけであるから、床固の最短間隔は⑧、⑨式で求めてさしつかえないものとする。

(計 算 例)

- (1) 床固高さ 1.00 m 、泥流の水深 1.00 m 、流速 2.00 m/sec 、河床勾配 $1/10$ 、上流法勾配 $m=0$ の時、nappe の河床到達距離を求める。この場合 $A_1=0$ $B_1=0$ であるから $x=0$

- (2) (1)と同じ条件で、上流法勾配 $m=0.2$ の時、 x を求める。

$$A_1 = \frac{2 \times 0.2 (1 + 0.2/10)}{1 + 0.2^2} = 0.392$$

$$B_1 = \frac{2 \times 0.2^2}{1 + 0.2^2} = 0.0769$$

$$h_v = \frac{20^2}{2g} - \frac{10}{1 + 0.2/10} = 10.6$$

故に⑨式は

$$\frac{x}{h_v} = 0.392 + \sqrt{0.392^2 + 0.0769 \left(\frac{2 \times 10 + 10}{10.6} \right)}$$

$$= 2.119$$

$$\therefore x = 21.4\text{ m}$$

- (3) (1)と同じ条件で上流法勾配 $n=2.0$ の時 x を求める。

$$A_1 = \frac{2 \times 2 (1 + 2/10)}{1 + 2^2} = 0.96$$

$$B_1 = \frac{2 \times 2^2}{1 + 2^2} = 1.60$$

$$h_v = \frac{20^2}{2g} - \frac{10}{1 + 2/10} = 12.07$$

故に⑨式は

$$\frac{x}{h_v} = 0.96 + \sqrt{0.96^2 + 1.60 \left(\frac{2 \times 10 + 10}{12.07} \right)}$$

$$= 3.18$$

$$\therefore x = 38.4\text{ m}$$

图-6 小型水路実験概要図

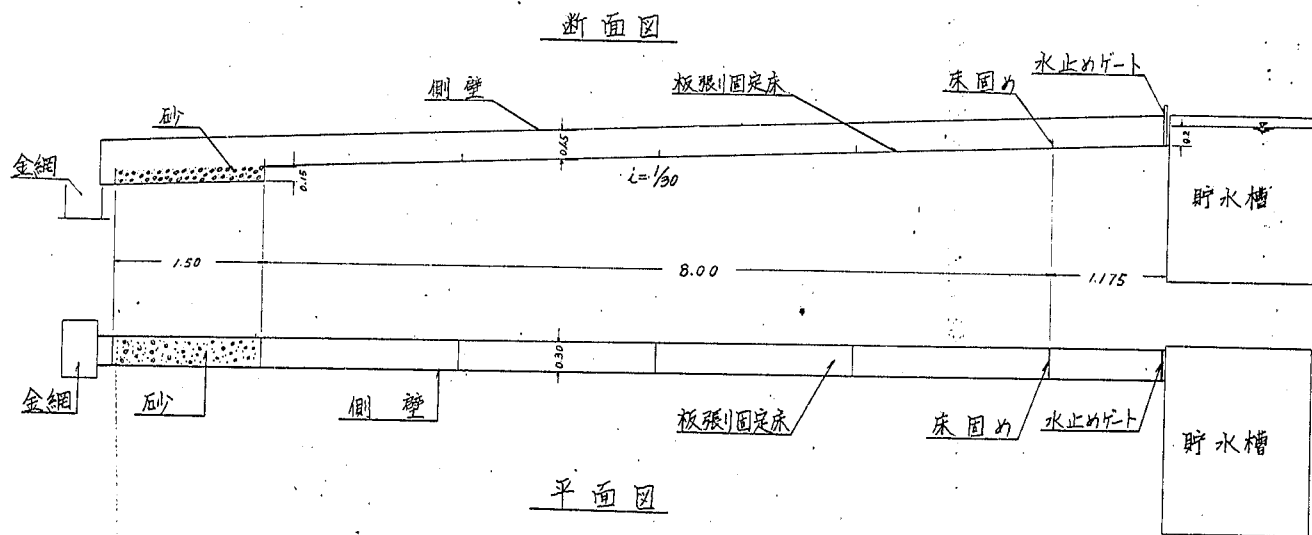




図-7 実験水路における時間、水位曲線

備考、水位は固定床下流端の水路床高を 0
 断面の上水位を測いた時を 0
 測点は固定床下流端を 0

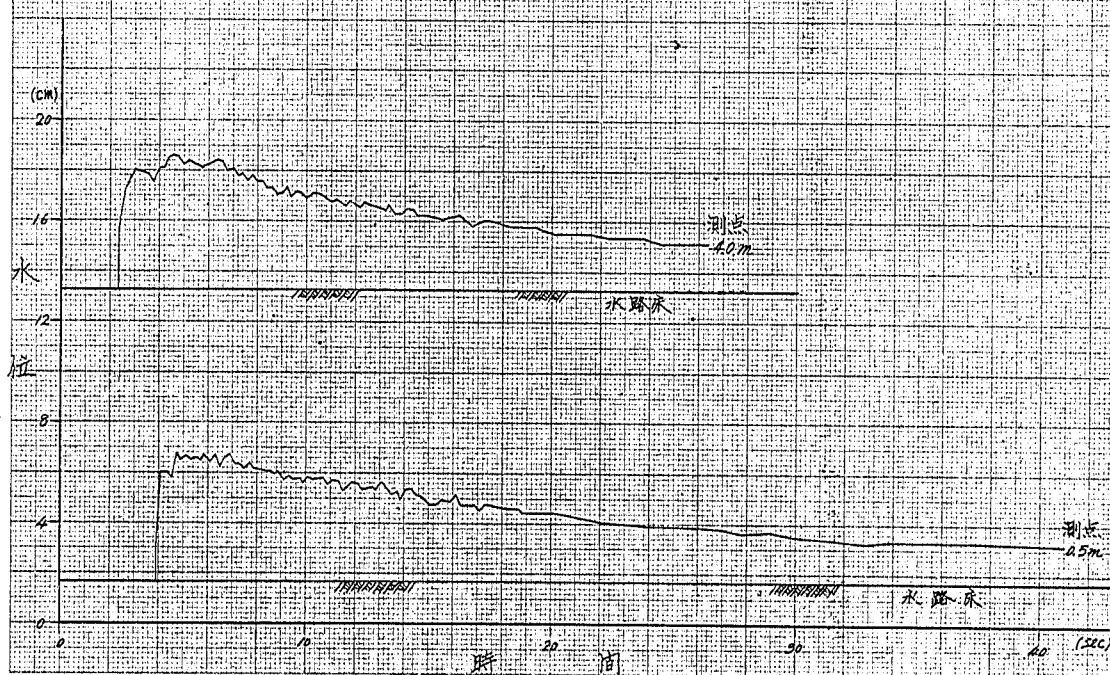
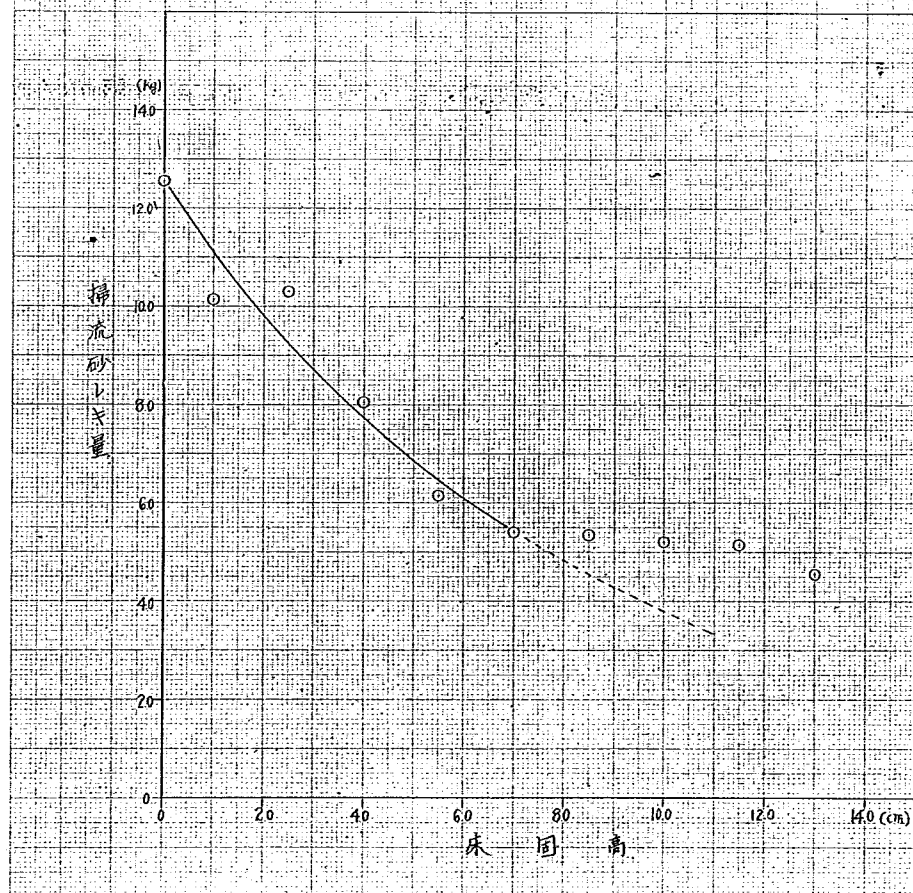


表-17 掃流砂レキ量実験結果

		床 固 め 高 さ (cm)									
個 数		0	1.0	2.5	4.0	5.5	7.0	8.5	10.0	11.5	13.0
		12.526									
	1		10.169	10.315	8.065	6.166	5.386	5.310	5.184	5.146	4.541
	2			9.969		4.969					
	3			9.051	6.933	4.716			0.105		
	4			7.804		4.264					
	5			7.638		3.751					
	6			6.728		3.075					
	7			6.110		3.017					
	8			6.714		2.321					
	9			6.420		2.116					
	10			5.888							

単位 Kg、 流量 573.8 ℓ

図-8 床固高さと掃流砂れ量の関係図



図一〇 波浪通過後の縦断面

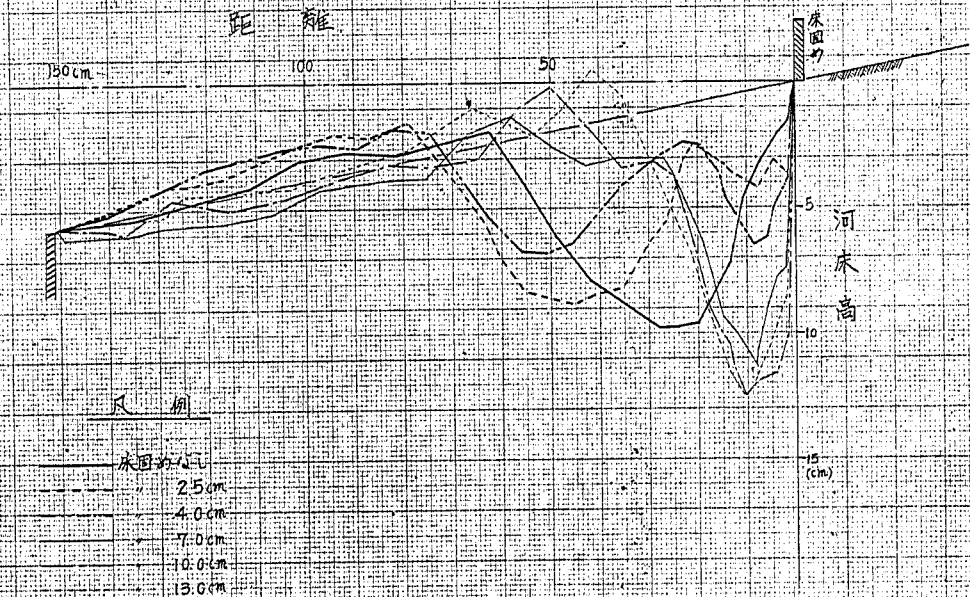


図-10 段波通過後の縦断面図

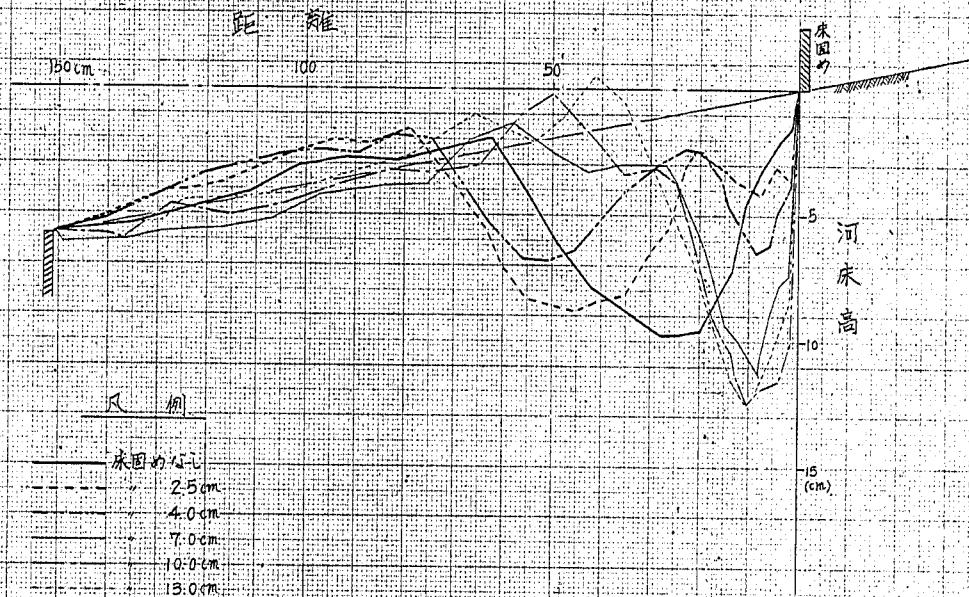


図-2 $\frac{q}{q_0}$ と $0.6(n-1)\frac{H}{R_0}$ の関係図

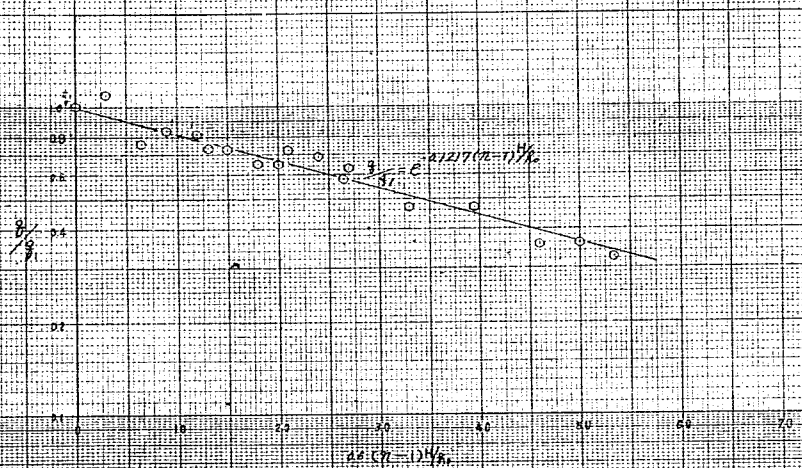


図-11 $\frac{q}{q_0}$ と $\frac{H}{R_0}$ の関係図

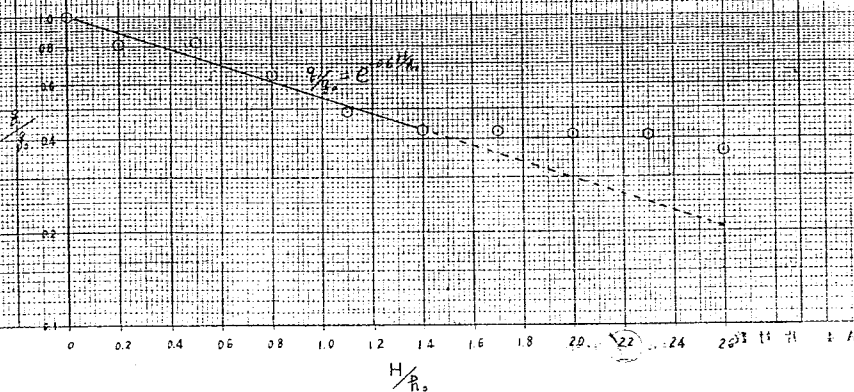


図-15 掃流砂量の突測値と実験式

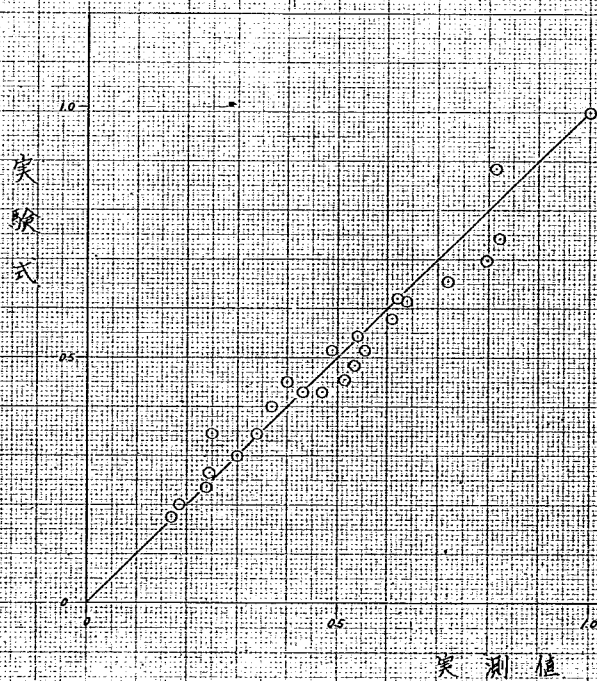
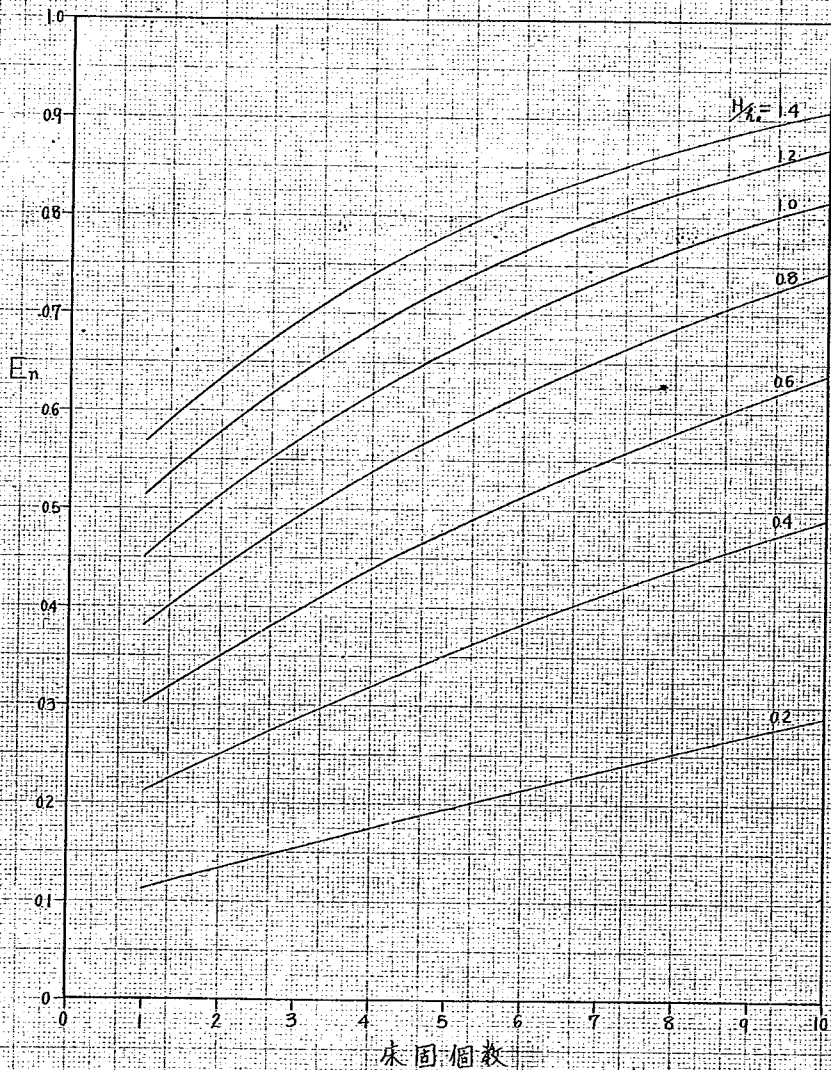


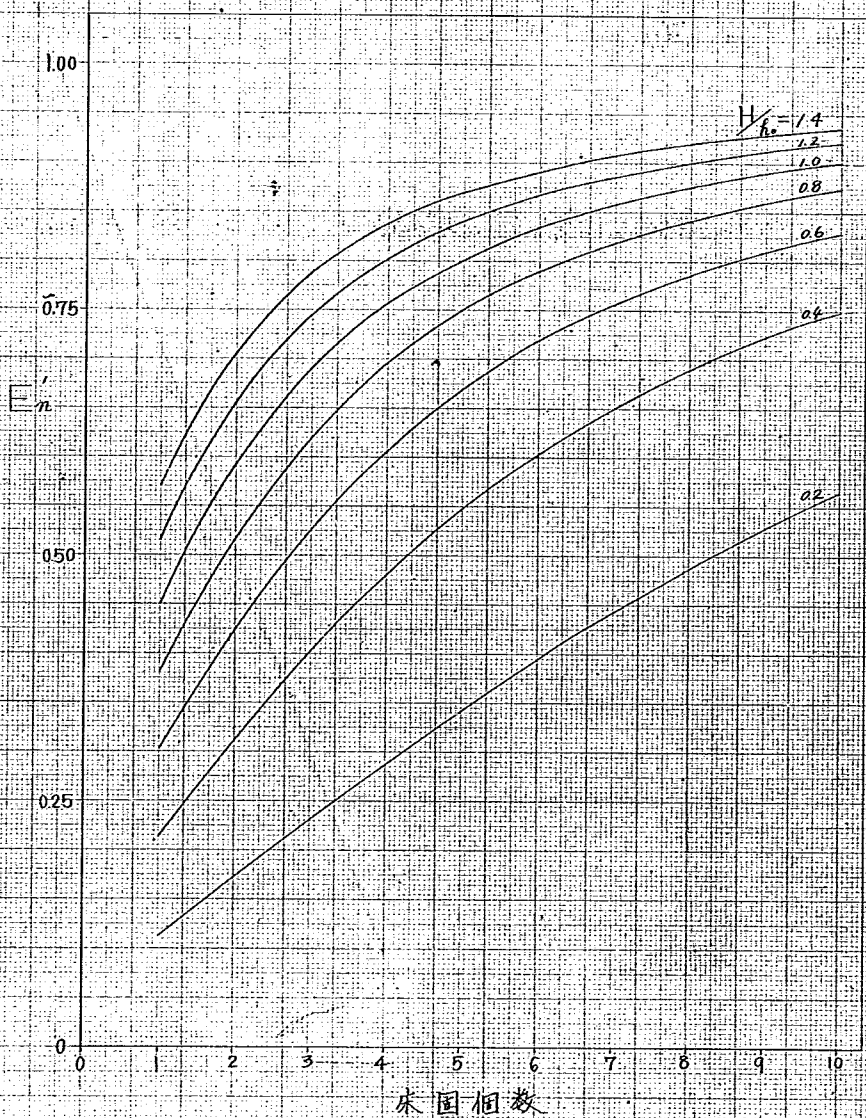
図-14 床固個数と E_n との関係



床固個数



図-15 床固個数と E_n との関係



床固個数



2. 導流堤の効果に関する実験

(a) 実験概要

(1) 目的と方法

襲来する土石流を分散あるいは導流させる目的で堤を計画する場合、堤の型、高、方向などが異なることによって、その効果に多くの差異を生じるはずであるが、現在のところこれに関しては不明点が多い。この実験は型、高、方向を変えた導流堤によって水路実験を行い、導流効果を定性的に把握するために実施したものである。

実験は図-16、17、18に示すような幅5m、長20mの水路によって行なつた。この水路は現地勾配が1/10であるためこれに一致させ、表面はモルタル仕上げとした。水路の上部にある発生槽の前面は上下に作動するゲートとなっており、ロープと滑車を用い重錘とのバランスによってゲートの開放速度が調節できる。発生槽から下流12m区間は導水壁によって幅を3mに狭め、その終点から下流は幅を5mにした。水路の下部には1mの間隔で水路幅を5等分した分割壁を作り、5個の計量槽へ流下物を導入するようにした。計量槽は水位によって流入量が実測できるようになつており、また計量槽の底部に歪鋼を敷き、これの歪量をストレンゲージによってオシロ記録し、動歪量から間接的に時間ごとの流入量を測定することを試みた。

このオシロ記録機には12要素の無現像オシロ記録機を使用し、そのうち5要素に各計量槽の歪量を記録させ、残りの7要素にはゲートの開放による歪を記録するようにし、記録用紙の送り速度は0.1 m/sec~0.5 m/secとした。

実験は、導水壁の終点から1m下流に各種の模型導流堤（木製）を設定し、ゲートの開放によって発生し幅3mの水路を進行してくる段波がこれに衝突した後、どのように分散するかを、5つの計量槽への流入量によって知ろうとするものである。

(2) 実験内容

実験の内容を決めるにあたっては、模型土石流の発生量、波高、速度、粘度などをどのようにするか問題となつたが、実際の現地では将来発生するであろう土石流についても、これらは全く予測できない数値であり、仮に予測されたとしてもこれらの数値を模型実験にどのような率で縮尺するかについても明かでなく、また期間や経費の点から実験回数にも制約があることなどから、今回の実験では発生量、波高、速度の3つは一定とすることにした。

粘度は3種類として次の試料を使用した。

試料A種 水

試料B種 水：ベントナイト＝1：7（重量比）

試料C種 水：ベントナイト＝1：6（ ）

なおベントナイトは群馬県横川産（銘柄豊顔白色一級）を使用し、この試料をコーンブレート型粘度計によって粘度測定を行なつた結果得られた流動曲線は、図-19で示しておりである。

この3種の試料をそれぞれ実験施設の発生槽に入れ、発生試験を繰返して1回の発生量とゲートの作動を次のように決めた。

試料1回発生量 0.7 m³

ゲート開放量 2.5 cm

ゲート開放速度 2.5 cm 開放に要する時間 0.2 sec

これによつて得られるゲート開放の瞬間から2.0 m下槽の計量槽までの到達時間（オート記録装置による測定結果）は次のとおりである。

	到達時間	平均速度
試料 A	5.08 sec	3.49 m/sec
” B	5.16 sec	3.88 m/sec
” C	13.29 sec	1.50 m/sec

また模型導流堤を設定しようとする1.3 m流下点における堤なしの場合、次の最大波高（実測による）が得られた。

試料 A	5.1 cm
” B	2.4 cm
” C	2.1 cm

なおゲート開放の10分前に水路に散水し、表面の粗度条件を同一に保つようにした。

導流堤の種類は10種とし、その詳細は図-20に示すとおりである。この堤高を決定するにあつて、現地の地質条件では1.0 m以上の高さの堤を構築することが相当に困難なことから、波高以下の高さの堤が計画の対象となることを考慮し、模型によつて得られる上記波高にもとづいて、基準堤高を5 cmと2 cmに決めたものである。

(b) 実験結果

実験の内容は表-18のとおりであり、同種の実験はおおむね3回繰り返したが、測定値に著しい差異があつた場合は適時実験数を増加した。各種目についての測定結果を5個の計量槽の総流入量に対する、それぞれの計量槽の流入量の割合を100分率で表わし、これをグラフに示したのが図-21～29である。

動歪測定記録装置を使用しての計量槽への流入量測定は、当初にこれを予定していなかつた。そのため実験開始直前になつてあわただしく装置を設定したので、測定機構に便宜的な方法（1ゲージ法）を採用したことなどから、精度に充分の期待を持てるものではなかつたが、結果的には到達速度の測定に予測以上の収獲があつた以外に、計量槽への経過時間ごとの流入量の変化についても大体の傾向を知る資料が得られた。この方法によつて測定された到達時間は図-21～26に図示しており、また試料A（水）の場合には経過時間と累計流入量、時間流入量の関係が比較的忠実に記録されたので、これを図-30～36に示す。

図-21～29に示した測定結果から平均値を計算し種目別に整理すれば、表-19のとおりとなる。ただし図-21～29でも明らかなように、動歪測定記録装置による測定値は別として、計量槽の測定値には試料A、Bに関してはほとんどばらつきがないが、試料Cではかなりばらつきがみられる。したがつて、同種目の各計量槽の測定値を整理するにあつて、試料Cについてはそのまま平均値を取ることに危険があるので、実験内容を吟味し測定値のかけ離れたものは除外して平均値を計算した。表-19を普通型堤と傾斜型堤の別に図示したのが図-37～40である。

なお同一種目の実験値にばらつきが出た原因は、水とペントナイトの配合量に誤差があつたため、実験の際の配合にあつては計量に相当注意を払つたのであるが、ミキサー→貯留槽→ポンプ→発生槽の過程において配合比に変化を生じたものと考えられる。

すなわち各実験の直前に発生槽の試料を採取し、その後土質試験規格による含水比を求めたところ、所定含水比が70.0%と60.0%のBとCの試料に対して、測定値を除外する結果となつた実験試料は、含水比に5.0%近くの誤差があつた。

(c) 実験結果の考察

(1) 導流堤の効果について

斜面を流下する流体には直進性があり、土石流のようなかなり速度を持つものは特にこれが著しい。このような直進性をもつ土石流の進路に堤を設けることによつて、他方へ進路を転じさせる堤の働きを堤の導流効果と称される。今回の実験による観察や、2台のカメラで撮影した導流堤に衝突した流体の運動状態を調べると、そこには跳越・越流・導流の3つの現象が見られる。導流堤の型や高さや角度の差によつて、これら3つの現象の間の量的割合が異なる結果、導流堤の効果に差が生じるものと思われる。

図-4.1は導流堤に衝突した土石流の状況を説明するために描いたものである。導流効果の主体は導流現象であつて、跳越・越流現象は導流効果を低下させるものであるが、斜めに角度をつけて設定した導流堤では跳越現象によつて方向変換が生じ、図-4.1の1'のように進む場合があり、逆に方向変換しても導流堤の先端では同図の3'のように再び堤の下流へ侵入する場合もある。導流堤による跳越方向の変化は、その角度を観察や8mmフィルムによる既測結果から大体の角度を求めれば次のとおりである。

水の場合	22.5°	普通堤	高 5 cm	18°
			高 2 cm	8°
水の場合	45°	普通堤	高 5 cm	25°
			高 2 cm	12°

これは堤高が水深に比較して小さいとき、射流が斜めシルによつて方向が変化する場合の公式、

$$\theta_s = \tan^{-1} \left(\frac{d}{h} \cdot \frac{\sin 2\alpha}{2} \right)$$

θ_s : シルより下流の流れの方向と中心線をなす角

d : シルの高さ

h : 水深

α : シルの水路中心線をなす角

によつて算出した次の値にかなり近いものである。

水の場合	22.5°	普通堤 ($\alpha = 67.5^\circ$)	高 5 cm	19° 07'
			高 2 cm	7° 54'
水の場合	45°	普通堤 ($\alpha = 45^\circ$)	高 5 cm	26° 07'
			高 2 cm	11° 05'

導流堤の効果を量的に示すために次の方法を用いることとした。すなわち、導流堤のない場合の計量槽3、4、5への流入量合計が、5個の計量槽への全流入量に対して占める割合を $a(\%)$ 、各種の導流堤を設定した場合のそれを $a'(\%)$ として、 $\frac{a-a'}{a} \times 100$ で表わした。これを導流効率 $(\%)$ と呼ぶこととし、その算出結果を示せば表-2.0のとおりである。導流効果の順位は大体実験前に予測されたとおりであるが、堤の型・高・方向の変化に対する効率の関係を検討して見る必要がある。

(2) 導流堤の型・角度・高・長と導流効果の関係

現地に導流堤を計画する場合、現地の地形や基礎地質条件に応じて、工費の点をも考慮に加えながら、効果的な堤の型・高・方向・長さを決定しなければならない。今回のような限られた実験数から堤の型・高・方向・長さについて、それぞれの導流効果を一般的に、また量的に論ずることはできないけれども、これらの関係について大体の傾向を掴むことは可能である。

1) 導流堤の型と効果

今回は実験数の制限があつたので、堤の型としては、次の3種類だけについて実験を行つた。

- I 普通堤 堤高がどの部分でも一定。
- II 傾斜堤 導流させる方向の堤高を低くしたもの。
- III 逆傾斜堤 導流させる方向の堤高が高くなつてゐるもの。

II の場合の実験内訳表による番号は4と10であり、堤高の傾斜は水路勾配と同じ1/10に取つたもので、IIIは実験内訳表による番号の6、8であつて、1/10勾配を持つ水路で堤の設定角度を22.5°、45°とした場合でも導流堤の天端は水平に保つようにしたものである。

このような堤の型の違いによる導流効果は表-20によつて大体の傾向が知られるが、今この効果と同じ条件で設定された普通堤と傾斜堤(含逆傾斜堤)との効果の差異を両者の導流効果の比で示すことによつて、普通堤にわざわざ傾斜をつけて堤高を増大させる傾斜堤の有利性がどの程度のものであるか比較できる。

	A	B	C
$\frac{E_4}{E_3}$	6.34	2.94	2.50
$\frac{E_6}{E_5}$	1.78	1.43	1.01
$\frac{E_8}{E_7}$	1.64	1.51	1.01
$\frac{E_{10}}{E_9}$	12.04	22.41	13.13

この結果について考察してみると、粘性の小さい試料ほど跳越性が大きいことから、傾斜をつけることによつて堤高が増加する部分の跳越量が減少し、これが傾斜堤の効果となつてあらわれるようであり、全般に試料C→B→Aと効果が増大している。

2) 堤の高さと導流効果

導流堤の高さと導流効果についての関係を知るには、今回の実験が2種類の高さの模型堤についての測定値しかないので、その傾向をつかむにも充分でないが、普通堤について導流効率(E)と堤高の関係をグラフに表わして、その傾向を見ると図-42

のようになる。ただしここでは横軸に $\frac{\text{堤高}(H)}{\text{最大波高}(h)}$ を使つた。この結果から推定さ

れることは $\frac{W}{A} < 1$ では水の場合、ほとんど比例関係に近いようであり、粘性の増加することによつて、これらの関係は複雑となつて来る。ただしこの $\frac{W}{h}$ については、流量が同一であつても粘性の違いから生じる波形の違いからhに変化を来たしたもので、このような多種多様な波形を示し、また速度も変化する土石流について、 $\frac{W}{h}$ という一

般的な比率を適用するのが妥当かどうかは一考を要する。ただこの実験で同一試料についての波形はほとんど一致しているものと考えてよい。

III) 堤の設定角度と導流効果

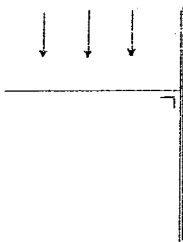
堤の設定角度と導流効果の関係を高さ、試料別に図-43と図-44に表わしたが、粘性の小さいA、Bの試料について見ると角度が増大する割合で、必ずしも効果は増大しないようである。土石流幅 ℓ に対して角度 θ で堤を設定する場合の所要長は $\ell \sec \theta$ となることから、普通堤の場合、堤長と工費が比例する点にも考慮して設定角度が検討されなければならない。

IV) 堤の長さとの導流効果

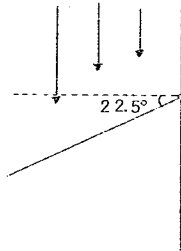
今回の実験は、土石流幅($\ell=3\text{ m}$)全体にわたって、堤を設定して導流効果を調べたのであるが、この流路幅を変えることによつて堤の長さ変わる場合、あるいは流路幅に対して堤の長さの割合が変わる場合、実験で求めた導流効率がそのままの割合で変化するとは考えられない。これは相当に幅広い流れをもつ土石流の現地で、流路幅全体に導流堤を計画する場合に当然堤長が長くなるが、果して長い堤のどの部分においても導流効果が期待できるかどうか、つまり導流堤の長さには、土石流の流量などによつて導流効果に限度があるのではなからうかとも考えられる。今回の実験で導流堤の高さに変化がある場合は別として、高さが一定の普通堤においても、その延長方向に導流効果の変化が認められる。堤の直下流部にある各計量槽3、4、5について、堤を設定しないときの流入量と堤を設定したときの流入量との比を普通堤の場合だけ求めたのが表-21であり、これを図に示すと図-45のようになる。この $\frac{a'}{a}$ の値が示すように、導流堤は導流方向に向うにしたがつて、流入量が増加し、逆に導流効果が減少する傾向にある。特に試料A(水)の場合の計量槽5の増減比は $\frac{a'}{a} > 1$ であり、これは導流堤を設定したために、流入量がかえつて増加したこととなる。つまり導流堤の先端部1/3区間では逆効果を生じたこととなる。この現象について、図-41の現象説明図で1の跳越による側壁部分の減量著しい区間があるため、計量槽5の流入量は小さく、導流堤先端では図-41の3'のように、一度導流されたものの再侵入があるため、計量槽3の流入量が増加されるとすれば、その結果が3個の計量槽の流入量の差異となつて表われるとも考えられる。しかし実験時の観察によると、試料B、Cについては導流堤先端の放流速度が小さいため、図-41の3'のような再侵入が相当量見られるが、試料A(水)については導流速度が大きく、導流された水は全て堤外区間の計量槽1と2に流入し、計量槽3への再侵入は全く見られなかつた。このことから、計量槽3と4はほぼ同じ条件と見て、両者の流入量には差異がないはずであるが、事実には両者に大きな違いがあり、計量槽3では $\frac{a'}{a} > 1$ という現象が生じている。その原因が何であるかはつきりしないが、導流堤の先端に行く程、越流量が増加する傾向にあることが、実験で観察されたことから、図-41の4で示すような導流方向への累積される導流水が途中で越流に転じることも原因の一つであろう。この現象から考えると導流堤の長さには、越流量の点からある限界が存在するようであり、今後堤の長さをいろいろ変えて実験を行い、これを確かめる必要がある。

表-18 実験内訳表

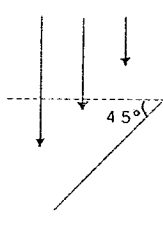
実験 番号	種 目	度			計
		A 水のみ	B 水：ペント 7：1	C 水：ペント 6：1	
1	試 験 発 生	3	1	1	5
2	堰 な し	3	3	2	8
3	直角型普通堰堤（高 5 cm）	4	3	2	9
4	" 傾斜堰堤（高 5 ~ 3.5 cm）	4	3	2	9
5	22.5度型普通堰堤（高 5 cm）	4	3	2	9
6	" 傾斜堰堤（高 5 ~ 1.7.4 cm）	4	1	1	6
7	45度型普通堰堤（高 5 cm）	4	2	2	8
8	" 傾斜堰堤（高 5 ~ 3.5 cm）	4	1	1	6
9	直角型普通堰堤（高 2 cm）	2	2	2	6
10	" 傾斜堰堤（高 2 ~ 3.2 cm）	2	2	2	6
11	22.5度型普通堰堤（高 2 cm）	2	2	2	6
12	45度型普通堰堤（高 2 cm）	2	2	2	6
	計	38	25	21	84



直角堤



22.5°堤



45度堤

表-19

各種目別分散割合

(百分率)

種 目	計 量 槽	A (水)					B (7 : 1)					C (6 : 1)				
		底 1	底 2	底 3	底 4	底 5	底 1	底 2	底 3	底 4	底 5	底 1	底 2	底 3	底 4	底 5
2	堰堤なし	0	2.417	27.830	35.533	34.220	0	1.460	29.310	35.190	34.040	0	0.833	27.158	36.981	35.028
3	直角型普通堰堤 5cm	4.353	9.470	19.890	33.053	33.234	0.355	26.133	21.697	24.260	27.555	0	28.925	19.705	17.365	34.005
4	直角型傾斜堰堤 5~3.5cm	58.075	16.667	9.533	9.637	6.088	32.060	43.780	14.493	4.477	5.190	2.035	69.055	28.910	0	0
5	22.5度型普通堰堤 5cm	19.025	19.425	28.080	22.555	10.915	7.003	41.908	22.346	18.063	10.680	3.300	71.660	25.040	0	0
6	22.5度型傾斜堰堤 5~1.74cm	48.896	16.948	14.698	12.755	6.703	26.860	42.580	13.260	9.570	7.730	3.750	72.020	24.230	0	0
7	45度型普通堰堤 5cm	17.735	28.250	28.177	20.250	5.588	6.210	52.240	21.280	14.290	5.980	1.327	71.027	27.646	0	0
8	45度型傾斜堰堤 5~3.5cm	52.080	21.885	14.833	8.450	2.752	45.810	41.890	2.660	9.050	0.590	0.675	77.185	22.140	0	0
9	直角型普通堰堤 2cm	0.365	7.080	24.395	33.395	34.765	0	4.845	26.040	32.770	36.345	0	1.340	29.990	36.675	31.995
10	直角型傾斜堰堤 2~3.2cm	44.660	18.290	16.890	12.535	7.625	19.055	57.800	20.505	2.320	0.320	1.875	65.385	32.740	0	0
11	22.5度型普通堰堤 2cm	3.200	12.720	30.060	32.105	21.915	0	23.575	31.800	27.220	17.405	0	13.245	38.650	35.015	13.090
12	45度型普通堰堤 2cm	4.595	16.200	30.795	30.930	17.480	0.090	41.540	24.890	20.255	13.225	0.155	55.565	36.510	7.520	0.250
備 考																

表-20

土石流大型実験導流効率算出表

濃渡 種 目	A (水)						B (7 : 1)						C (6 : 1)					
	a	b	a'	a-a'	$E \frac{a-a'}{a} 100$	効率 順位	a	b	a'	a-a'	$E \frac{a-a'}{a} 100$	効率 順位	a	b	a'	a-a'	$E \frac{a-a'}{a} 100$	効率 順位
2 堰堤なし	97.583	2.417					98.540	1.460					99.167	0.833				
3 直角型普通堰堤 5cm			86.177	11.406	11.69	9			73.512	25.028	25.40	8			71.075	28.092	28.33	8
4 直角型傾斜堰堤 5~3.5cm			25.258	72.325	74.12	1			24.160	74.360	75.48	3			28.910	70.257	70.85	5
5 22.5度型普通堰堤 5cm			61.550	36.033	36.92	6			51.089	47.451	48.15	6			25.040	74.127	74.75	3
6 22.5度型傾斜堰堤 5~1.74cm			34.156	63.427	66.00	3			30.560	67.960	68.99	4			24.230	74.957	75.57	2
7 4.5度型普通堰堤 5cm			54.015	43.568	44.65	5			41.550	56.990	57.83	5			27.646	71.521	75.12	4
8 4.5度型傾斜堰堤 5~3.5cm			26.035	71.548	73.32	2			12.300	86.240	87.52	1			22.140	77.027	77.67	1
9 直角型普通堰堤 2cm			92.555	5.028	5.15	10			95.155	3.385	3.44	10			98.660	0.507	0.51	10
10 直角型傾斜堰堤 2~3.2cm			37.050	60.533	62.03	4			23.145	75.395	76.51	2			37.740	66.427	66.98	6
11 22.5度型普通堰堤 2cm			84.080	13.503	13.84	8			76.425	22.115	22.45	9			86.755	12.412	12.52	9
12 4.5度型普通堰堤 2cm			79.205	18.378	18.83	7			58.570	40.170	40.76	7			44.280	54.887	55.35	7
備 考	a...堰堤なし計量槽 3. 4. 5. 合計 α...堰堤有り計量槽 3. 4. 5. 合計 b...堰堤なし計量槽 1. 2. 合計																	

表-21 堤 長 別 減 量 比

		堤 長	5 (0 ~ 1 m)			4 (1 ~ 2 m)			3 (2 ~ 3 m)		
			a 5	a 5'	$\frac{a 5'}{a 5}$	a 4	a 4'	$\frac{a 4'}{a 4}$	a 3	a 3'	$\frac{a 3'}{a 3}$
水	0° (直角)	5	217.3	209.0	0.96	225.6	207.8	0.92	176.7	125.0	0.741
		2	236.8	236.9	1.00	245.9	227.6	0.93	192.6	166.2	0.86
	22.5°	5	"	75.5	0.39	"	156.0	0.63	"	194.3	1.01
		2	"	150.6	0.64	"	220.6	0.90	"	206.5	1.07
	45°	5	"	38.8	0.16	"	140.7	0.57	"	195.8	1.02
		2	"	121.4	0.51	"	214.8	0.87	"	213.9	1.11
7:1	0°	5	(200.9) 193.7	156.9	0.81	(207.8) 200.3	158.2	0.69	(173.0) 166.7	123.6	0.74
		2	192.3	207.2	1.08	198.3	186.8	0.94	165.6	148.4	0.90
	22.5°	5	197.4	61.9	0.31	204.3	105.0	0.54	170.1	129.7	0.76
		2	192.3	98.6	0.51	198.3	154.2	0.78	165.6	180.1	1.09
	45°	5	210.2	36.9	0.18	207.8	88.4	0.43	180.6	131.3	0.73
		2	192.1	74.7	0.39	198.6	114.4	0.58	165.3	140.6	0.85
6:1	0°	5	(147.1) 113.1	110.0	0.97	(155.3) 119.4	56.2	0.47	(114.1) 87.7	63.7	0.73
		2	122.4	112.0	0.92	129.2	130.0	1.01	94.9	100.0	1.05
	22.5°	5	133.2	0	0	140.6	0	0	103.3	95.5	0.92
		2	108.1	40.7	0.38	114.2	108.2	0.95	83.9	119.5	1.42
	45°	5	129.2	0	0	136.4	0	0	100.2	105.1	1.05
		2	112.6	0.8	0.01	118.9	24.2	0.20	87.3	117.6	1.35

a 堤なしの場合の到達量

a' 堤ある場合の到達量

$\frac{a'}{a}$ 減量比

$\frac{a'}{a} < 1$ 減量
 $\frac{a'}{a} > 1$ 増量

圖-16

大型実験施設説明図

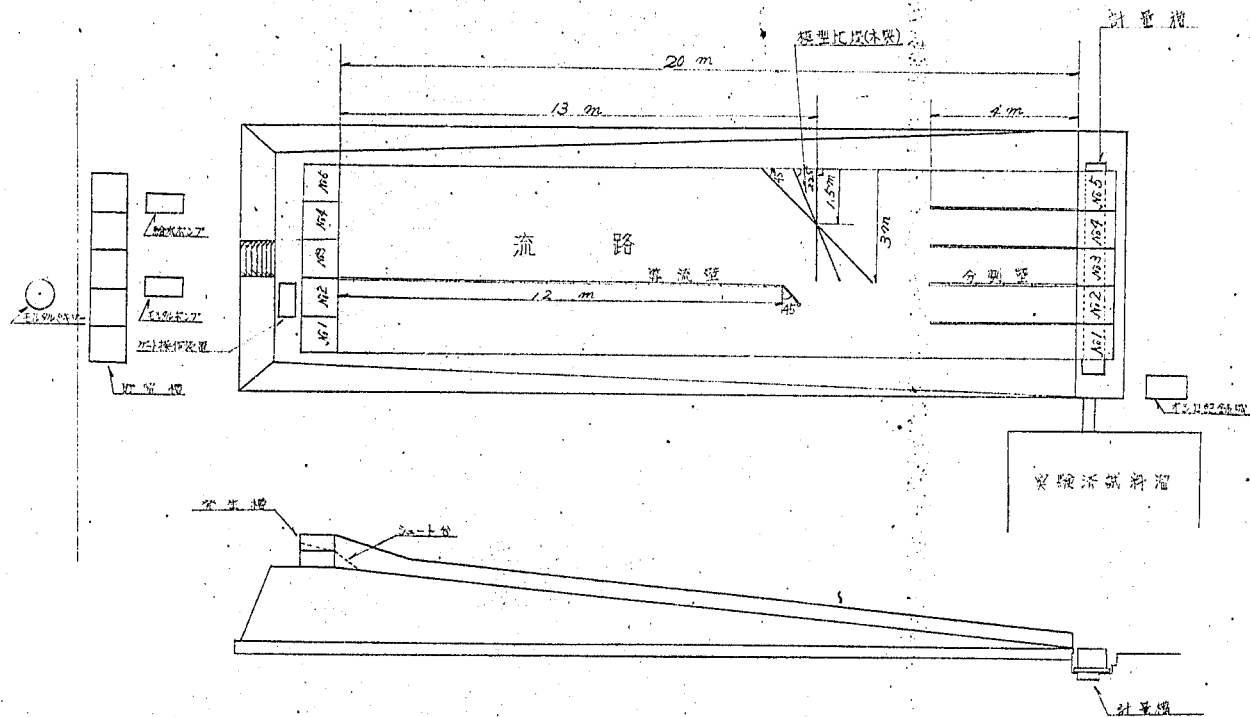


図-17

発生槽 詳細図

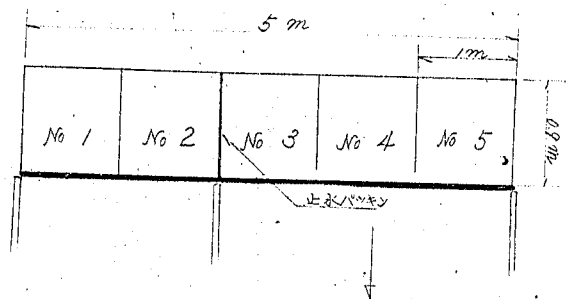
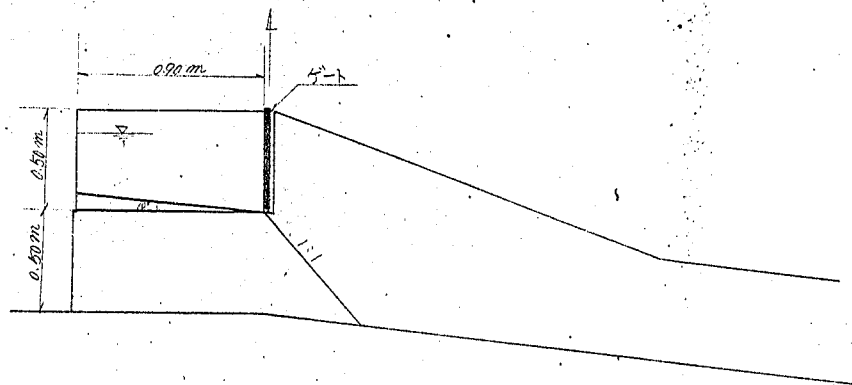


図-18

計量槽 詳細図

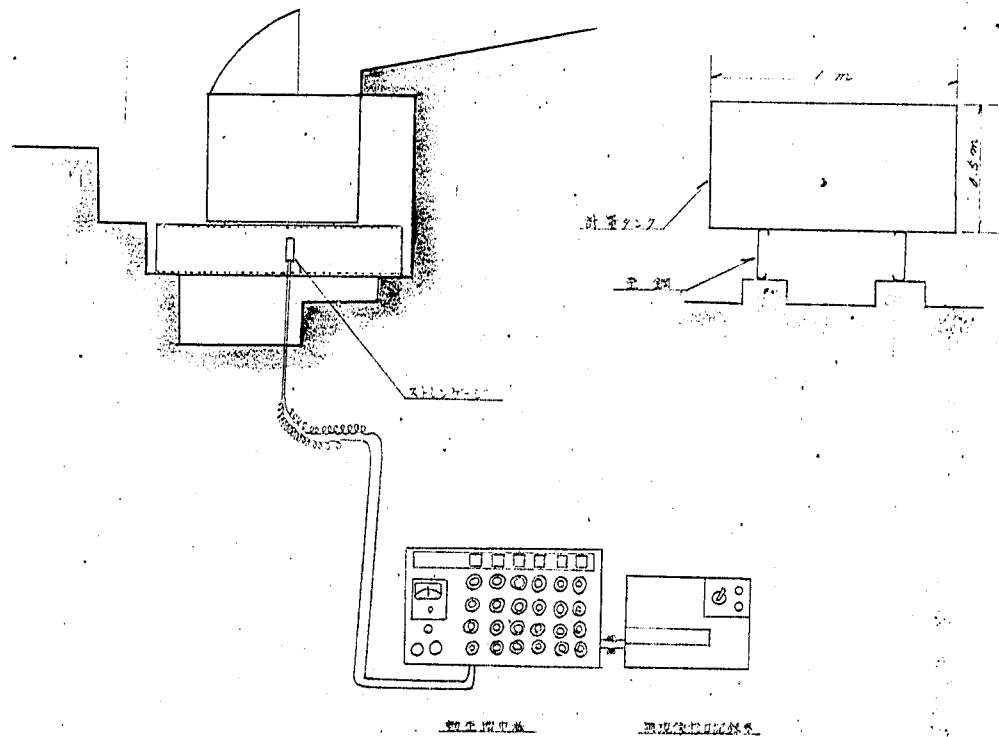
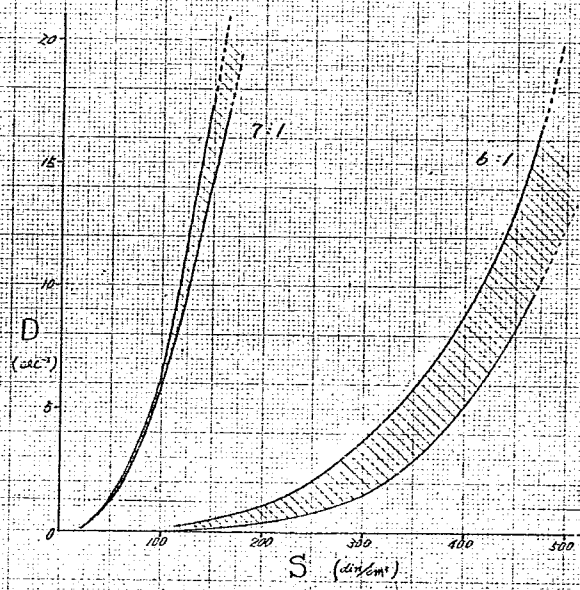


図-19 水+ベントナイト流動曲線

(ベントナイト群馬県横川産)



傾り合せ後、経過時間によって測定値は異なる。

圖-20

模 型 堤 詳 細 圖

$S=1/10$

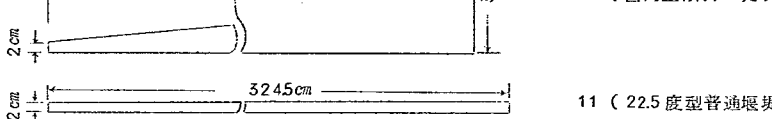
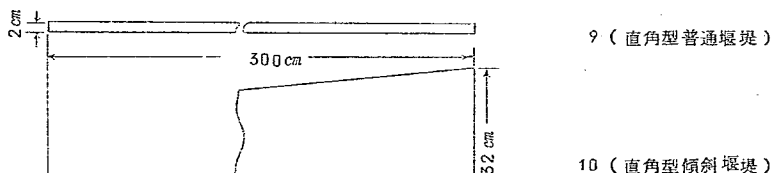
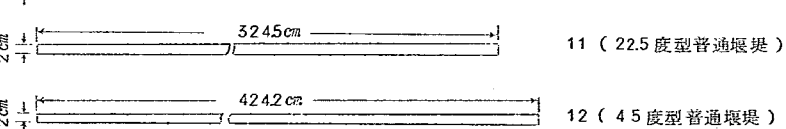
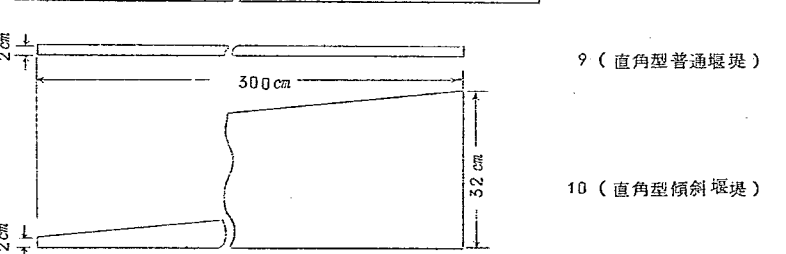
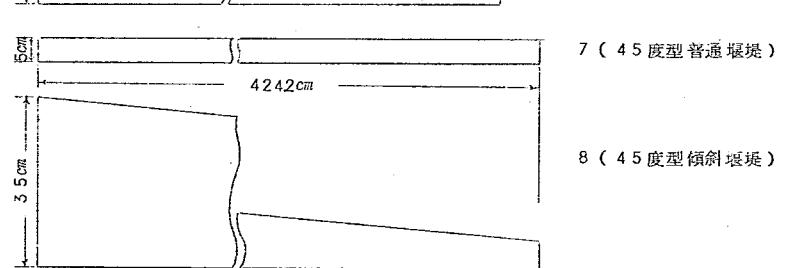
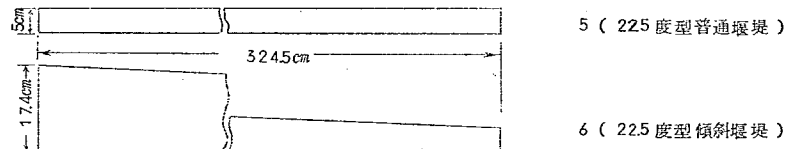
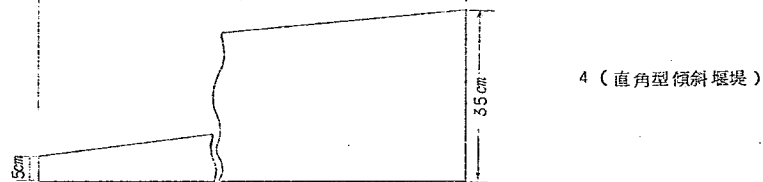
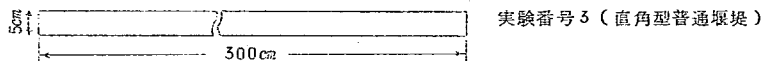


圖-2/

2-A

項目	(1)	(2)	(3)
NO.1	2.1%	2.1%	2.1%
2	27.5	27.9	28.1
3	35.3	35.6	35.7
4	34.1	34.5	34.1

第(1)項目 _____
 (2) : _____
 (3) : _____

3-A

項目	(1)	(2)	(3)	(4)
NO.1	2.8%	5.0%	4.8%	4.8%
2	7.9	9.4	10.5	10.1
3	20.5	20.0	19.3	19.7
4	34.6	32.1	33.4	32.2
5	34.2	32.5	32.1	33.2

第(1)項目 _____
 (2) : _____
 (3) : _____
 (4) : _____

4-A

項目	(1)	(2)	(3)	(4)
NO.1	54.7%	55.2%	55.3%	54.2%
2	14.9	18.5	17.1	15.4
3	10.0	7.7	7.9	11.0
4	8.3	10.0	11.0	11.3
5	6.6	6.5	6.6	4.2

第(1)項目 _____
 (2) : _____
 (3) : _____
 (4) : _____

5-A

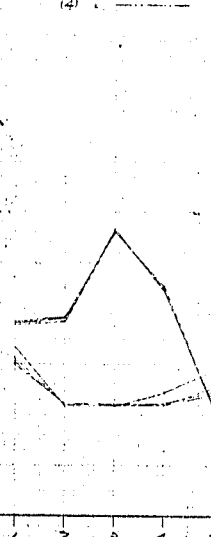
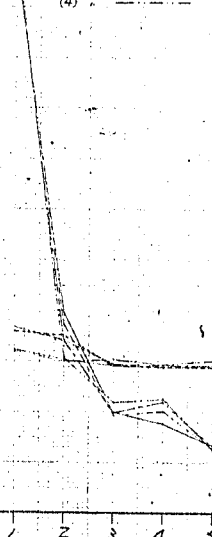
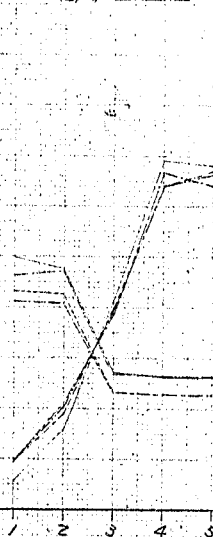
項目	(1)	(2)	(3)	(4)
NO.1	17.0%	18.7%	17.0%	17.6%
2	17.3	17.2	17.5	17.7
3	24.4	28.0	28.0	27.9
4	22.3	22.8	22.6	22.6
5	11.0	11.2	10.9	10.7

第(1)項目 _____
 (2) : _____
 (3) : _____
 (4) : _____

流入量 (%)



計量箱



(sec)

NO.20

21-22

6-A

7-A

8-A

9-A

項目	(1)	(2)	(3)	(4)
No. 1	44.6	44.6	45.5	42.2
2	18.3	17.9	17.7	19.13
3	15.9	15.6	15.6	15.6
4	12.5	13.0	13.2	13.5
5	4.8	4.7	2.5	7.4

項目	(1)	(2)	(3)	(4)
No. 1	17.9	17.8	17.7	17.5
2	28.5	28.5	28.1	28.2
3	28.0	28.0	28.4	28.4
4	20.2	20.2	20.2	20.2
5	5.5	5.5	5.6	5.7

項目	(1)	(2)	(3)	(4)
No. 1	48.4	47.0	47.9	48.8
2	23.5	23.8	23.0	23.4
3	15.7	15.4	15.5	16.2
4	9.2	8.7	8.7	9.0
5	3.0	3.1	2.7	2.9

項目	(1)	(2)
No. 1	6.7	6.6
2	7.7	6.9
3	24.2	24.6
4	33.4	33.4
5	35.1	34.5

第(1)項目
(2)
(3)
(4)

第(1)項目
(2)
(3)
(4)

第(1)項目
(2)
(3)
(4)

第(1)項目
(2)

流量

(%)

No. 1

計量箱

2 3 4 5

No. 1

計量箱

2 3 4 5

No. 1

計量箱

2 3 4 5

No. 1

計量箱

2 3 4 5

(sec)

No. 21

11-23

10-A

項目	(1)	(2)
NO. 1	42.5	46.8
2	18.3	18.3
3	16.3	17.3
4	12.4	10.7
5	8.3	6.7

第(1)項目
(2) 〃

11-A

項目	(1)	(2)
NO. 1	3.0	3.4
2	12.5	12.8
3	27.9	30.2
4	32.4	31.8
5	22.0	21.8

第(1)項目
(2) 〃

12-A

項目	(1)	(2)
NO. 1	4.4	4.8
2	16.0	16.4
3	31.0	30.6
4	31.1	30.8
5	17.6	17.4

第(1)項目
(2) 〃



附-24

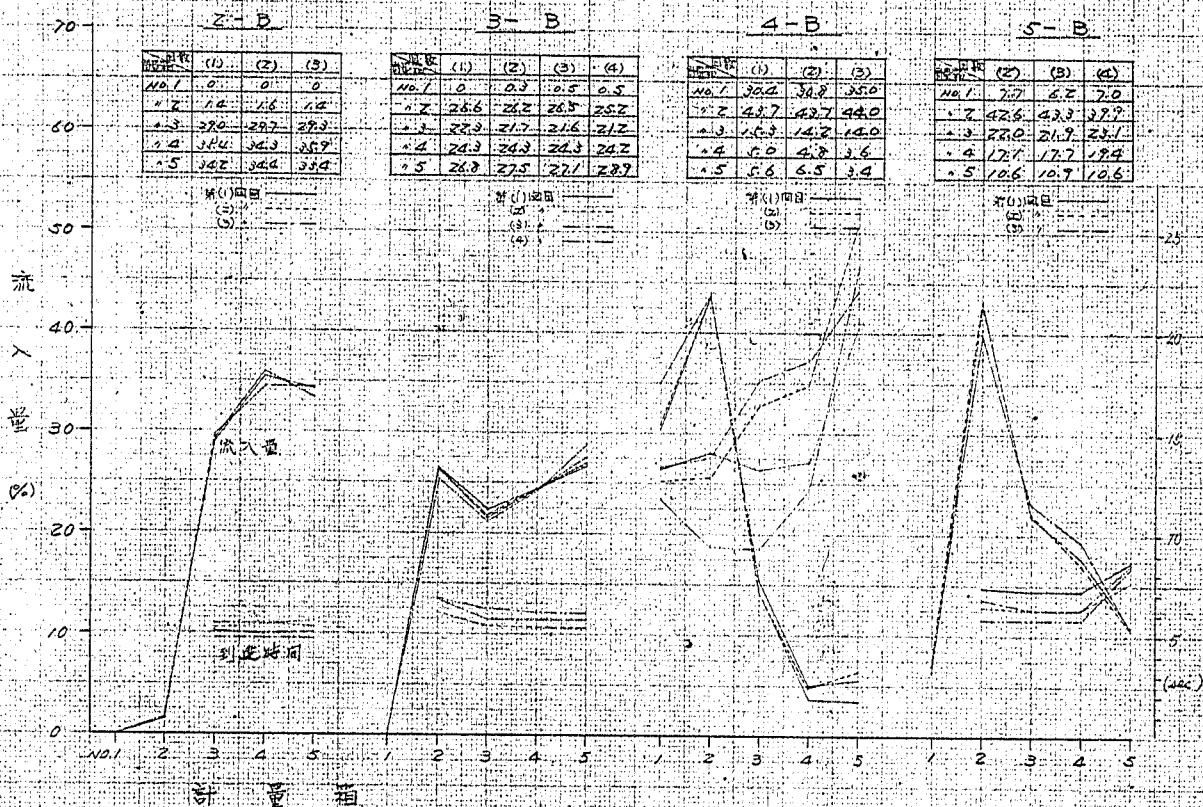
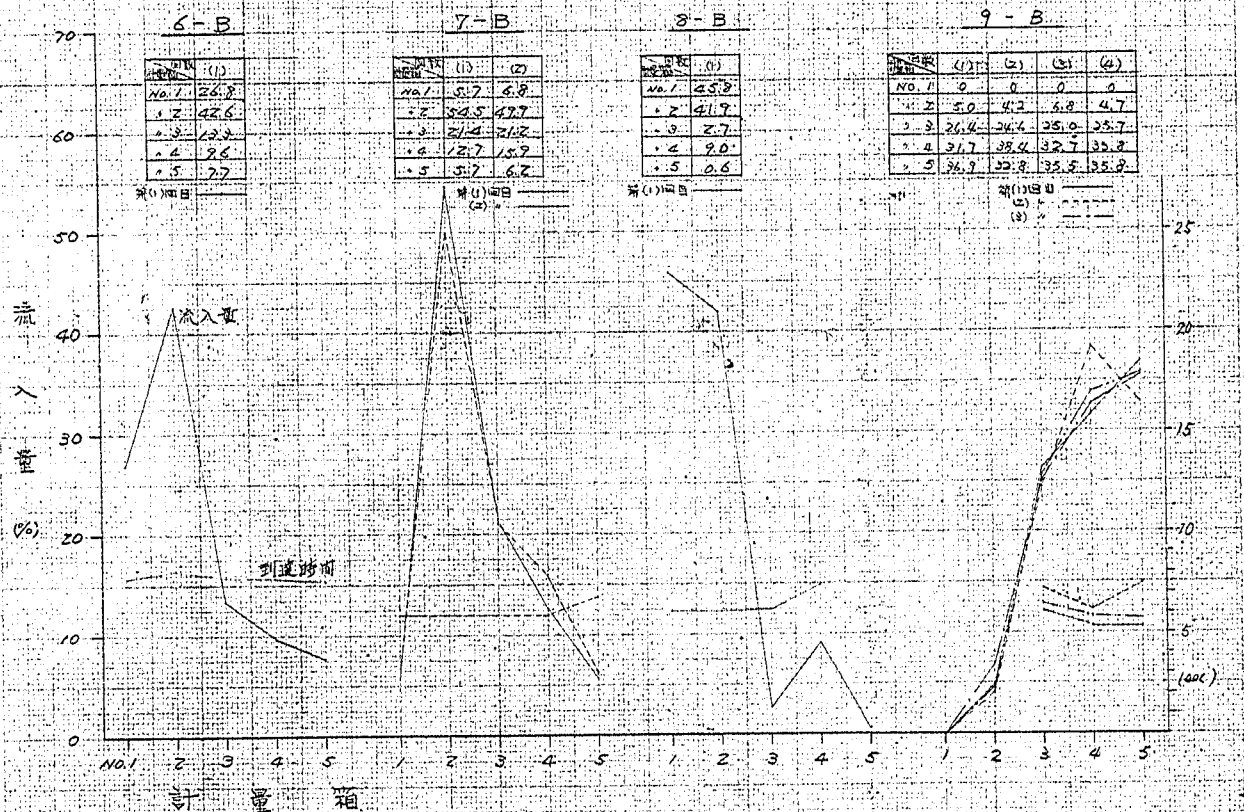


图-35



12-126

10-B

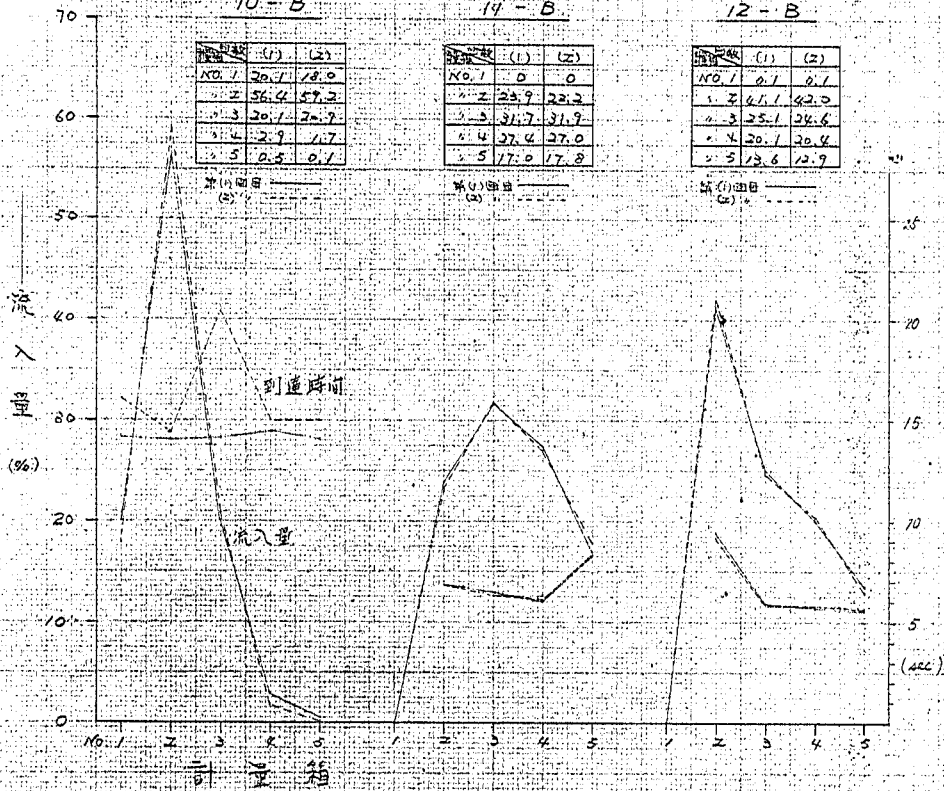
項目	(1)	(2)
No. 1	20.1	18.0
No. 2	56.4	59.2
No. 3	20.1	20.9
No. 4	2.9	1.7
No. 5	0.5	0.1

14-B

項目	(1)	(2)
No. 1	0	0
No. 2	23.9	23.2
No. 3	31.7	31.9
No. 4	27.4	27.0
No. 5	17.0	17.8

12-B

項目	(1)	(2)
No. 1	0.1	0.1
No. 2	41.1	42.0
No. 3	25.1	24.6
No. 4	20.1	20.4
No. 5	13.6	12.9



12-126

7-27

2-C

項目	(1)	(2)
No. 1	0	0
" 2	27.7	11.0
" 3	26.1	28.2
" 4	28.1	28.7
" 5	35.1	35.0

第(1)項目
(2) 〃

3-C

項目	(1)	(2)
No. 1	0	0
" 2	27.8	30.0
" 3	17.6	19.8
" 4	17.4	17.3
" 5	35.2	32.9

第(1)項目
(2) 〃

4-C

項目	(1)	(2)
No. 1	0.9	3.2
" 2	46.1	72.0
" 3	33.1	24.8
" 4	0	0
" 5	0	0

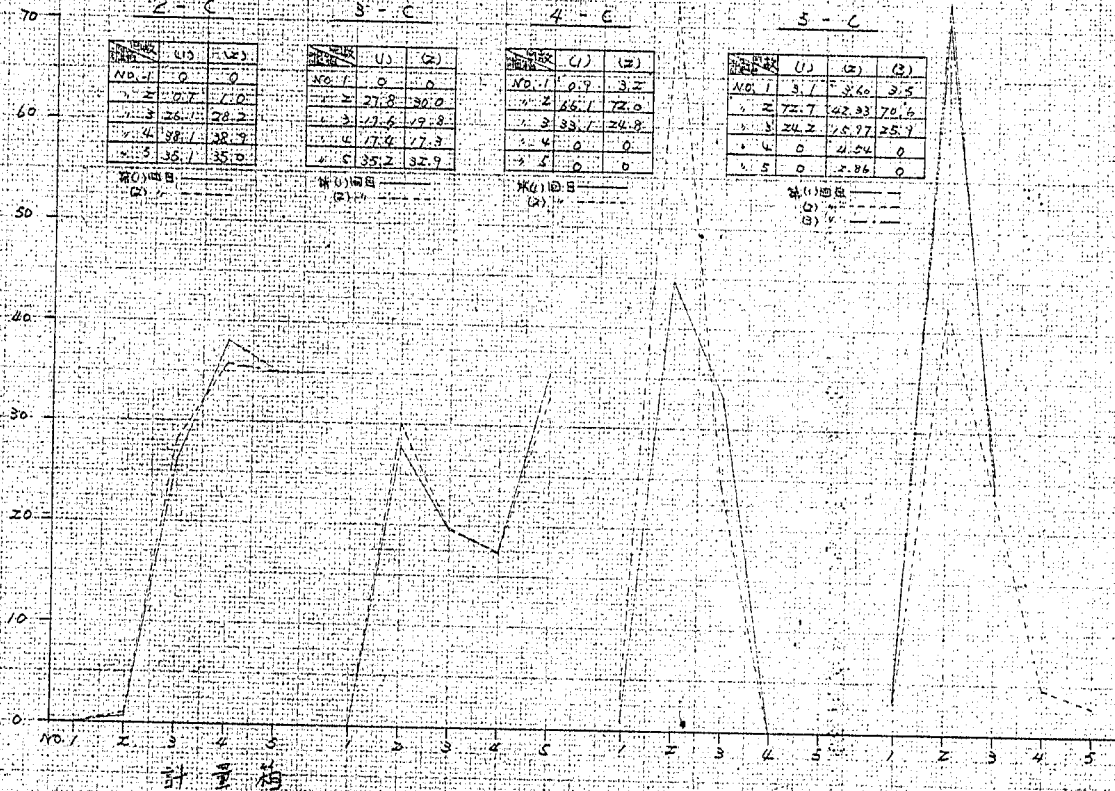
第(1)項目
(2) 〃

5-C

項目	(1)	(2)	(3)
No. 1	3.1	3.60	3.5
" 2	72.7	42.33	70.6
" 3	24.2	15.77	25.7
" 4	0	0.04	0
" 5	0	2.06	0

第(1)項目
(2) 〃
(3) 〃

流入量 (%)



計量点

14-29

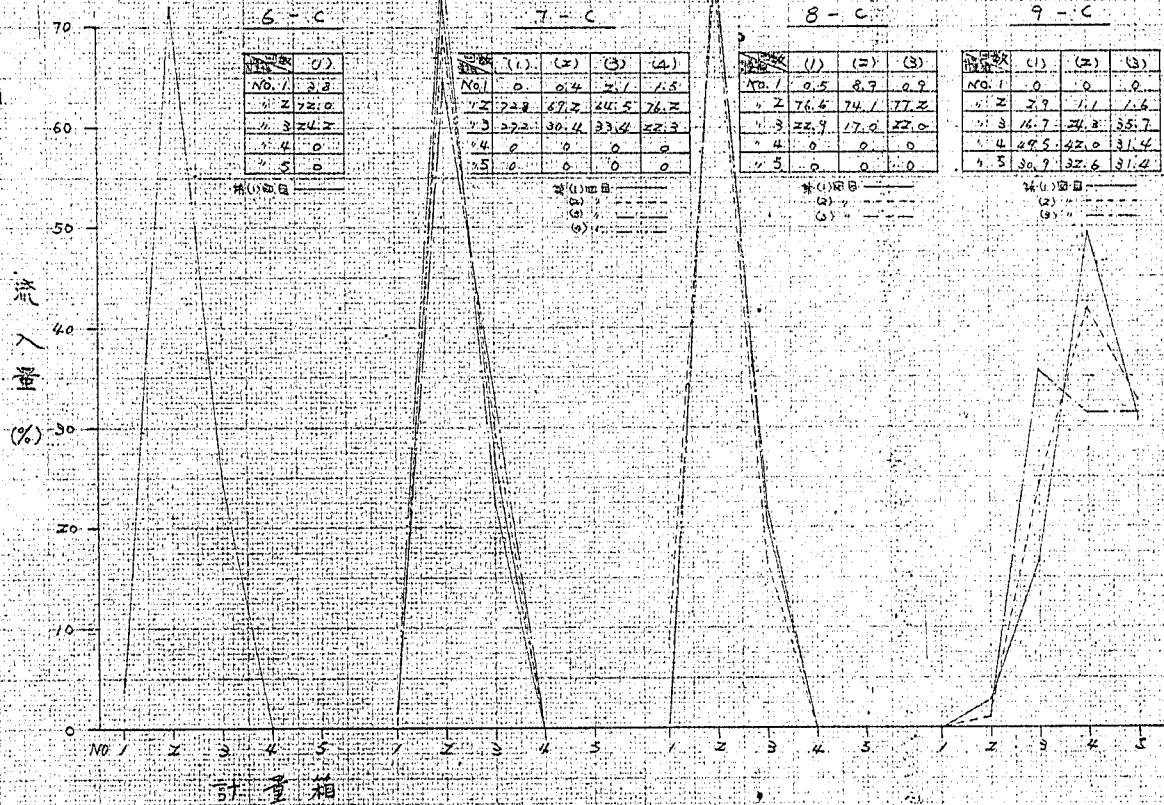


圖 - 19

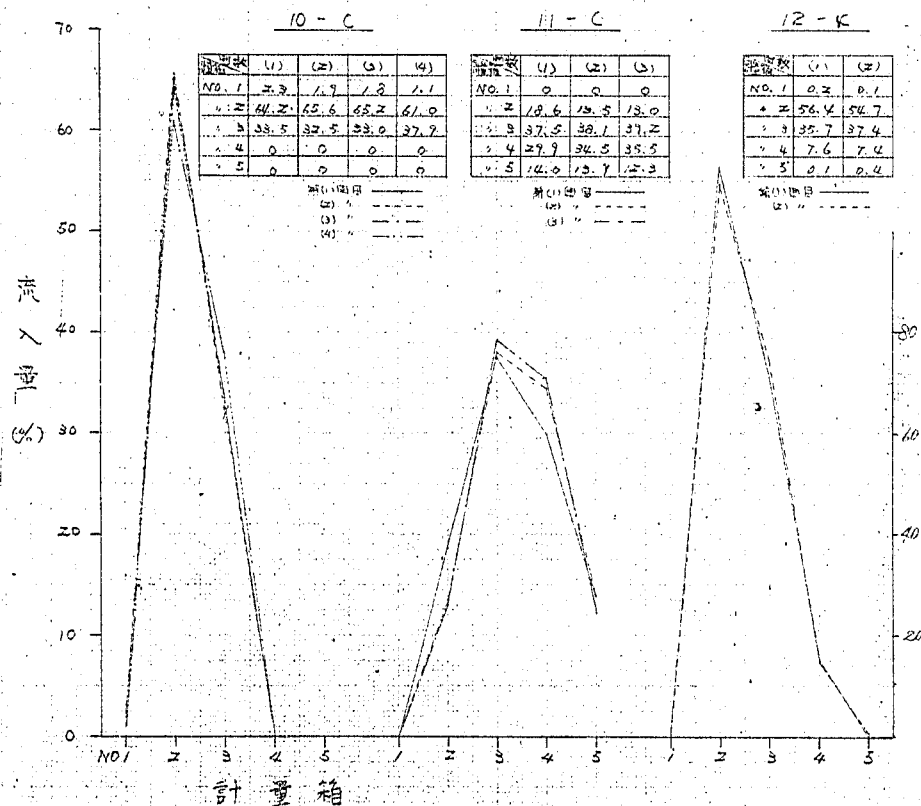
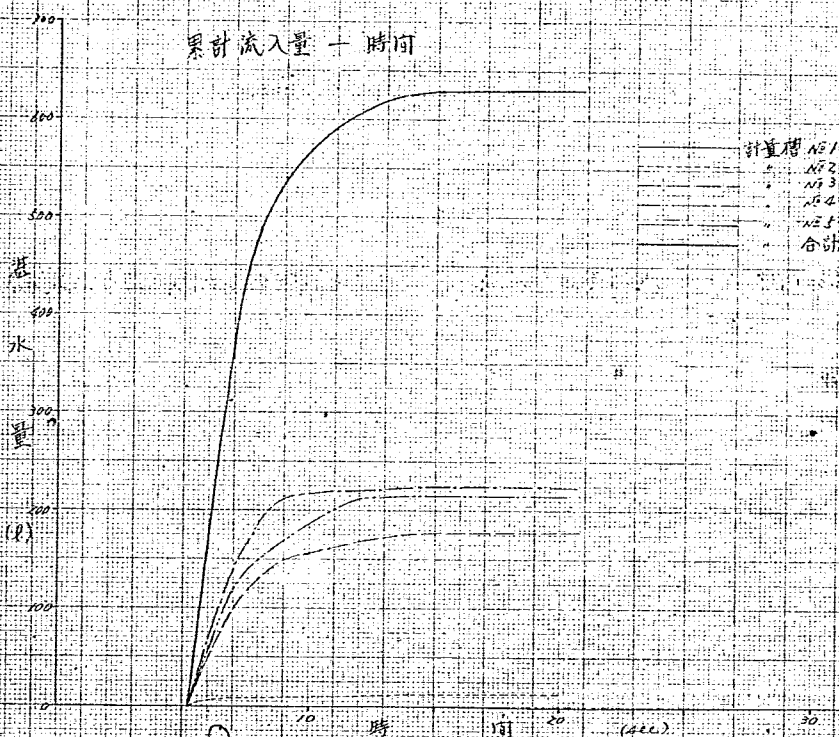


图 30 2-A-3 北提 15L 水

累计流入量 - 时间



流入量 - 时间

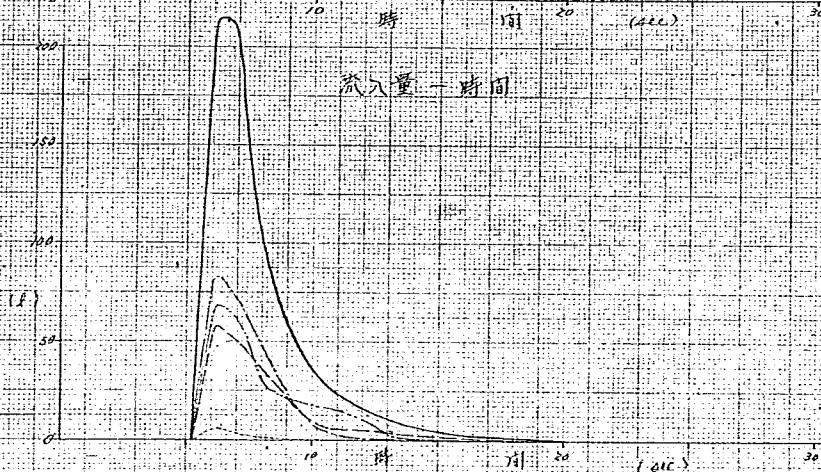
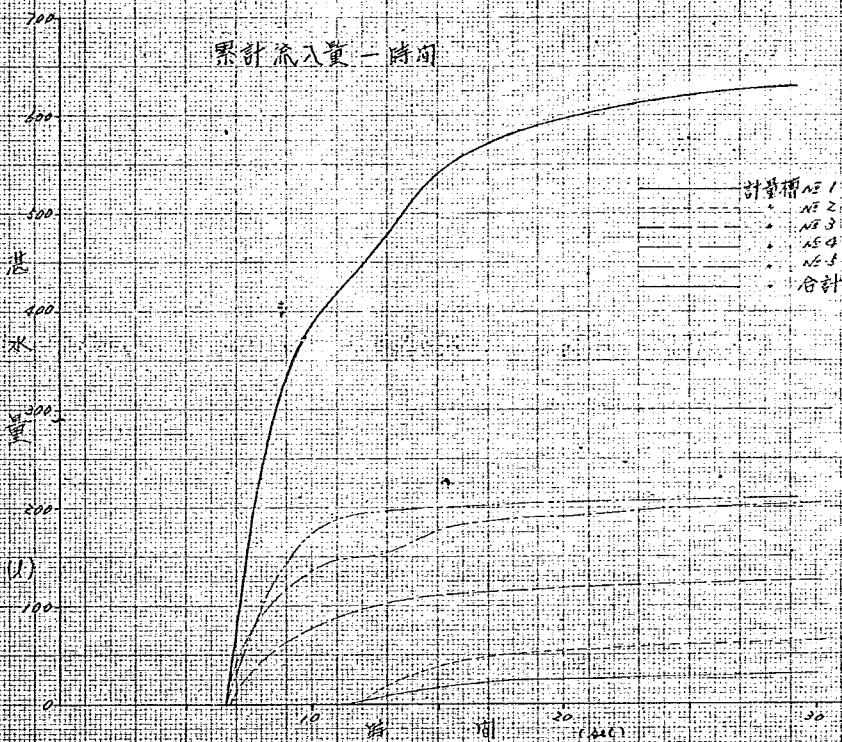


圖 3-A-4 直角型普通圪堤 (Sim) 水

累計流入量 - 時間



流入量 - 時間

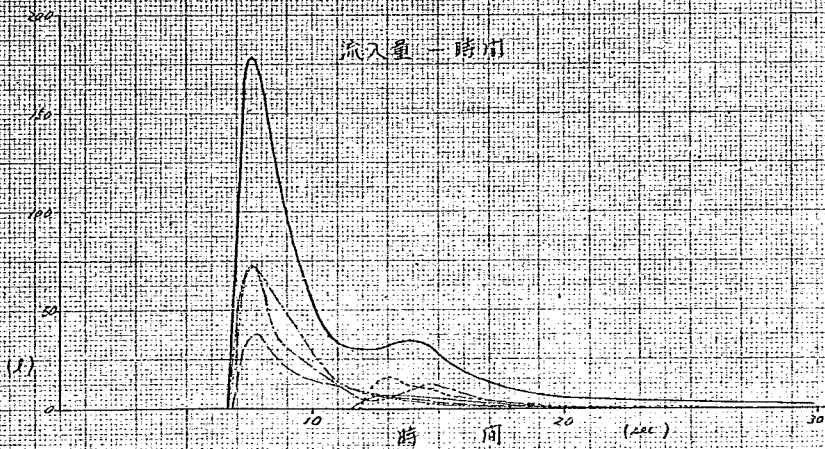
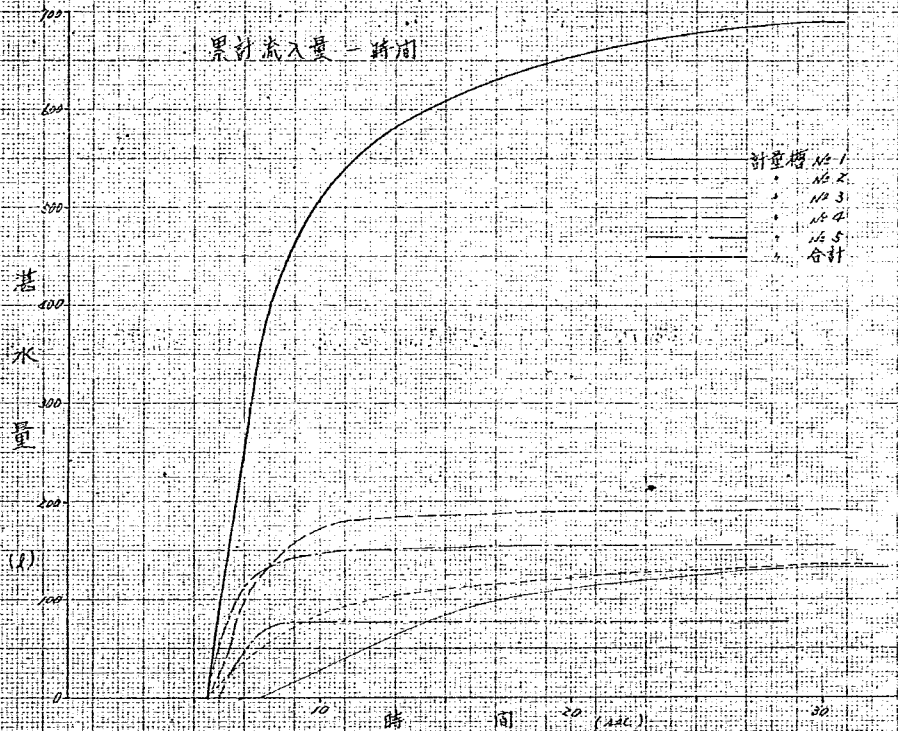


图-22

5-A-4 22.5度型普通比堤 (Sem) 水

累计流入量 - 时间



流入量 - 時間

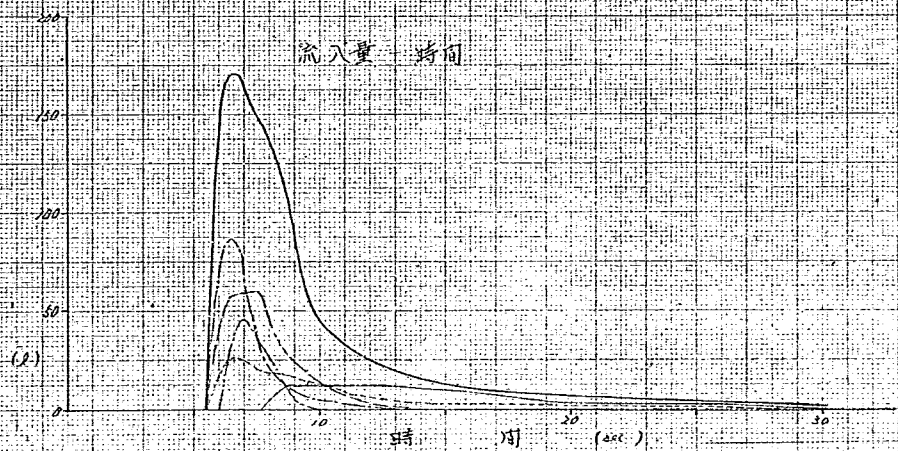
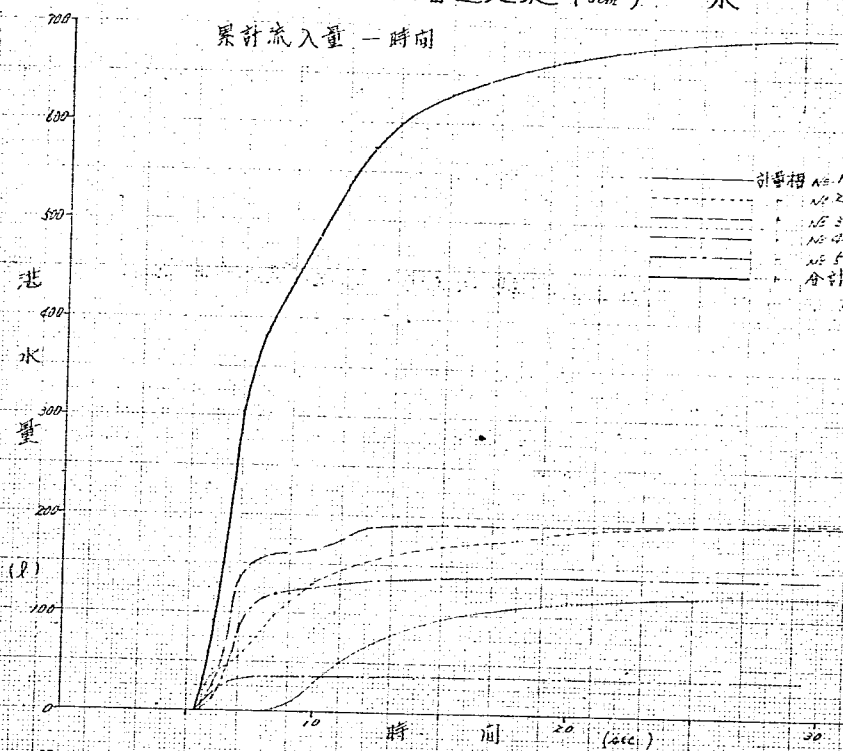


圖-100

7-A-2 45度型普通坭提 (5cm) 水

累計流入量 - 時間



流入量 - 時間

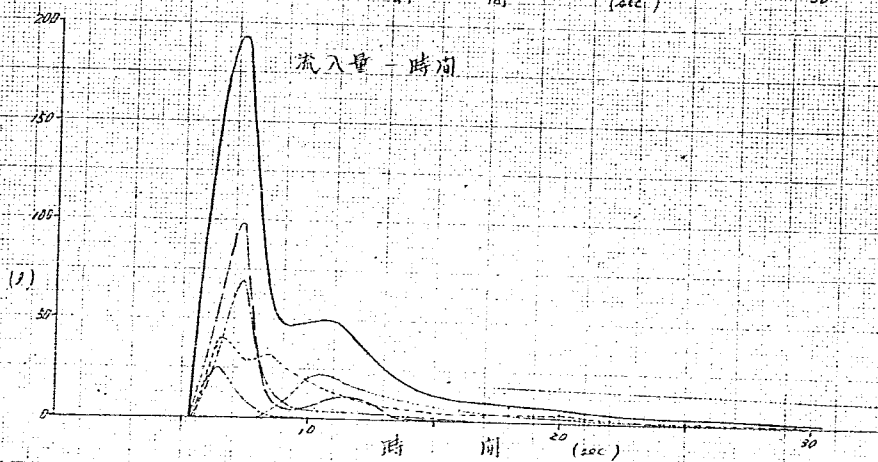


圖-34 9-A-1 直角型普通比堤 (2cm) 水

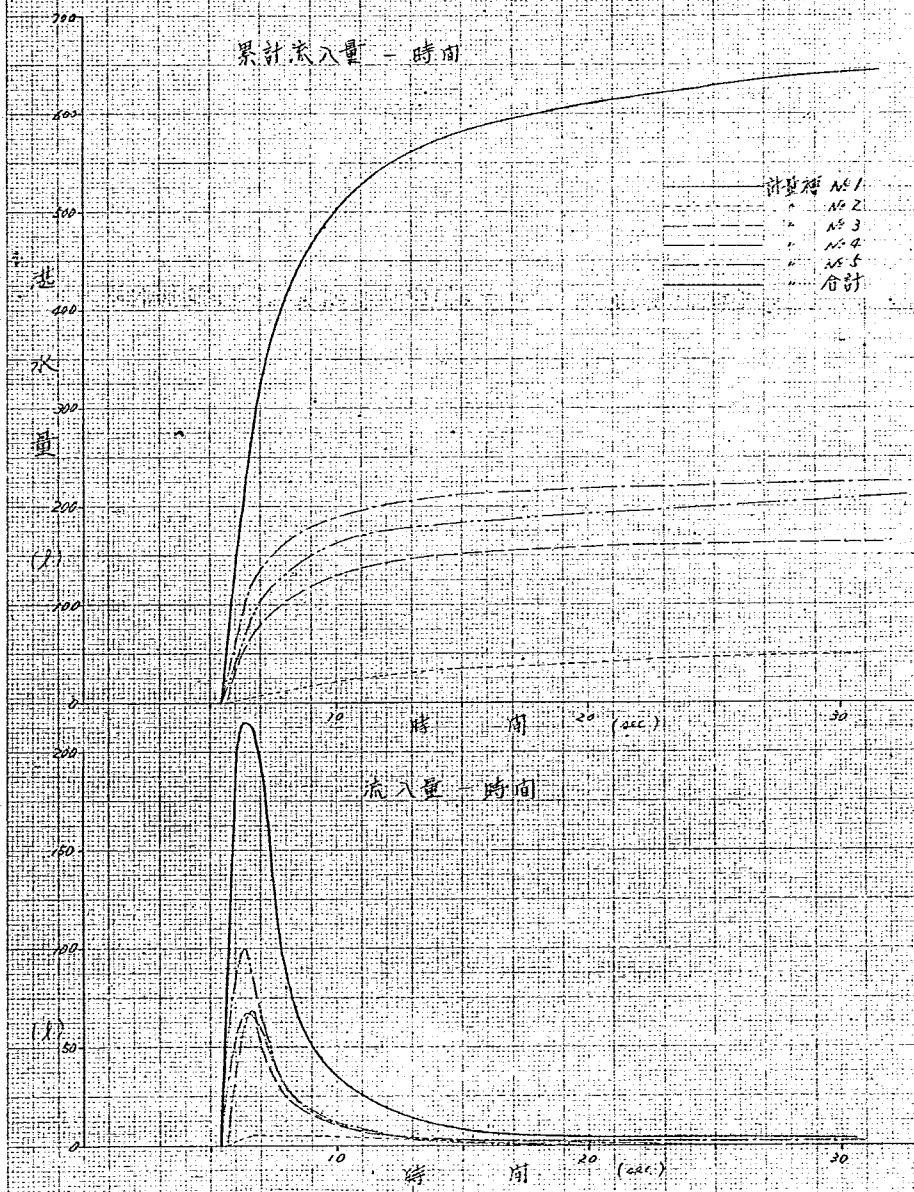
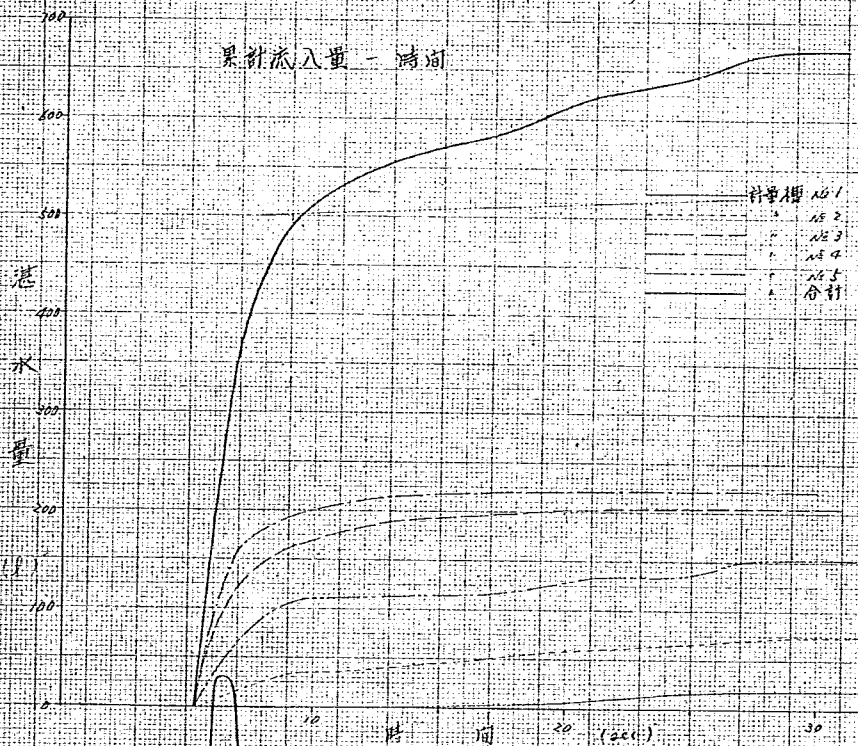


图 24

11-A-7 22.5度型普通北堤 (2cm)

水

累计流入量 - 时间



流入量 - 时间

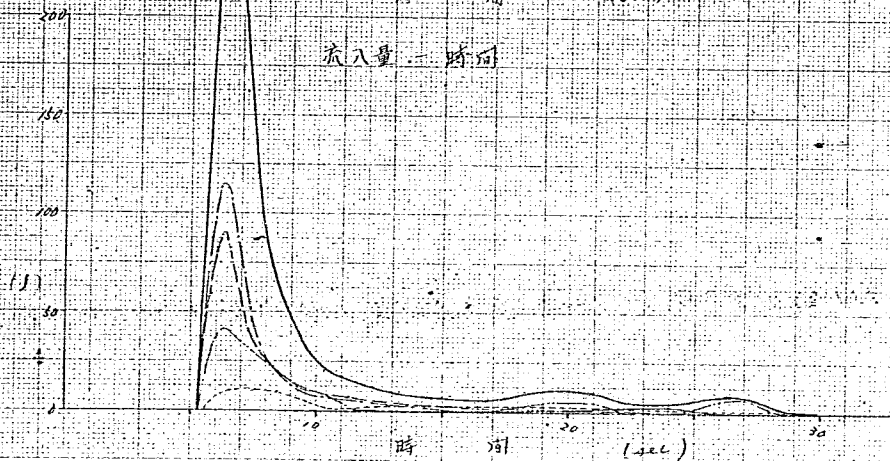
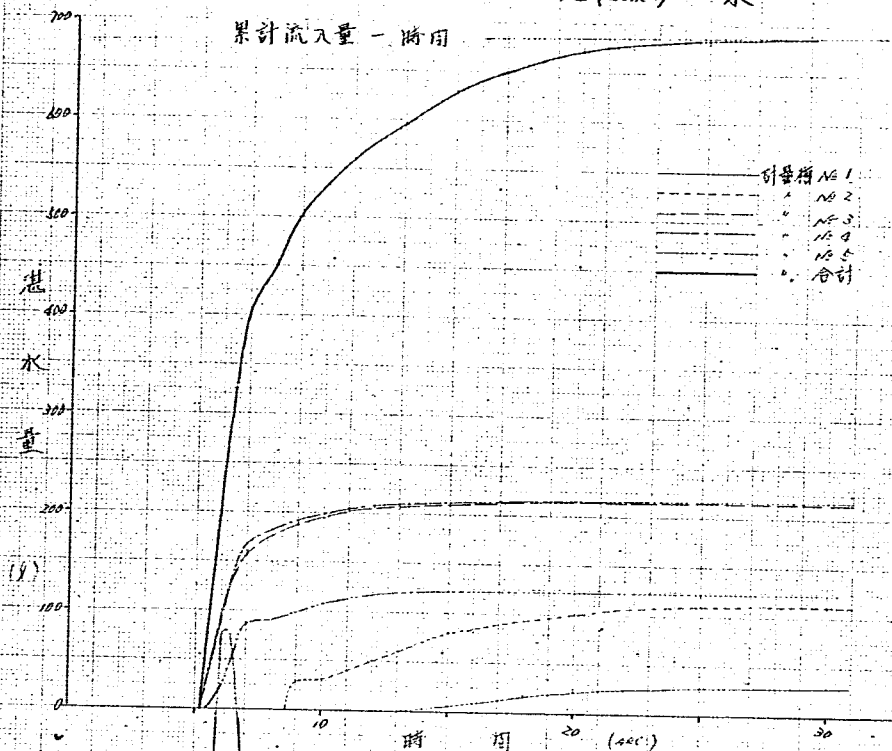


圖-26 12-A-1 45度型普通土堤 (2cm) 水

累計流入量 - 時間



流入量 - 時間

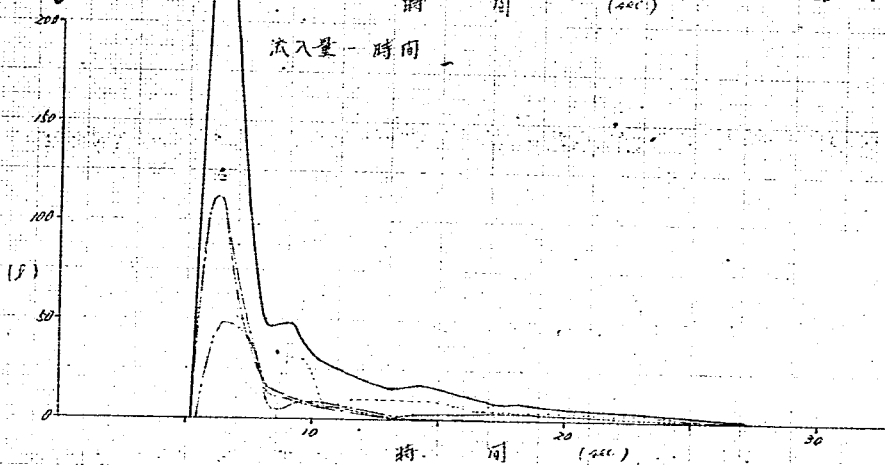


圖-27

水 2.2

流量 0.7 m³
 流量 (m³) 5.1 cm

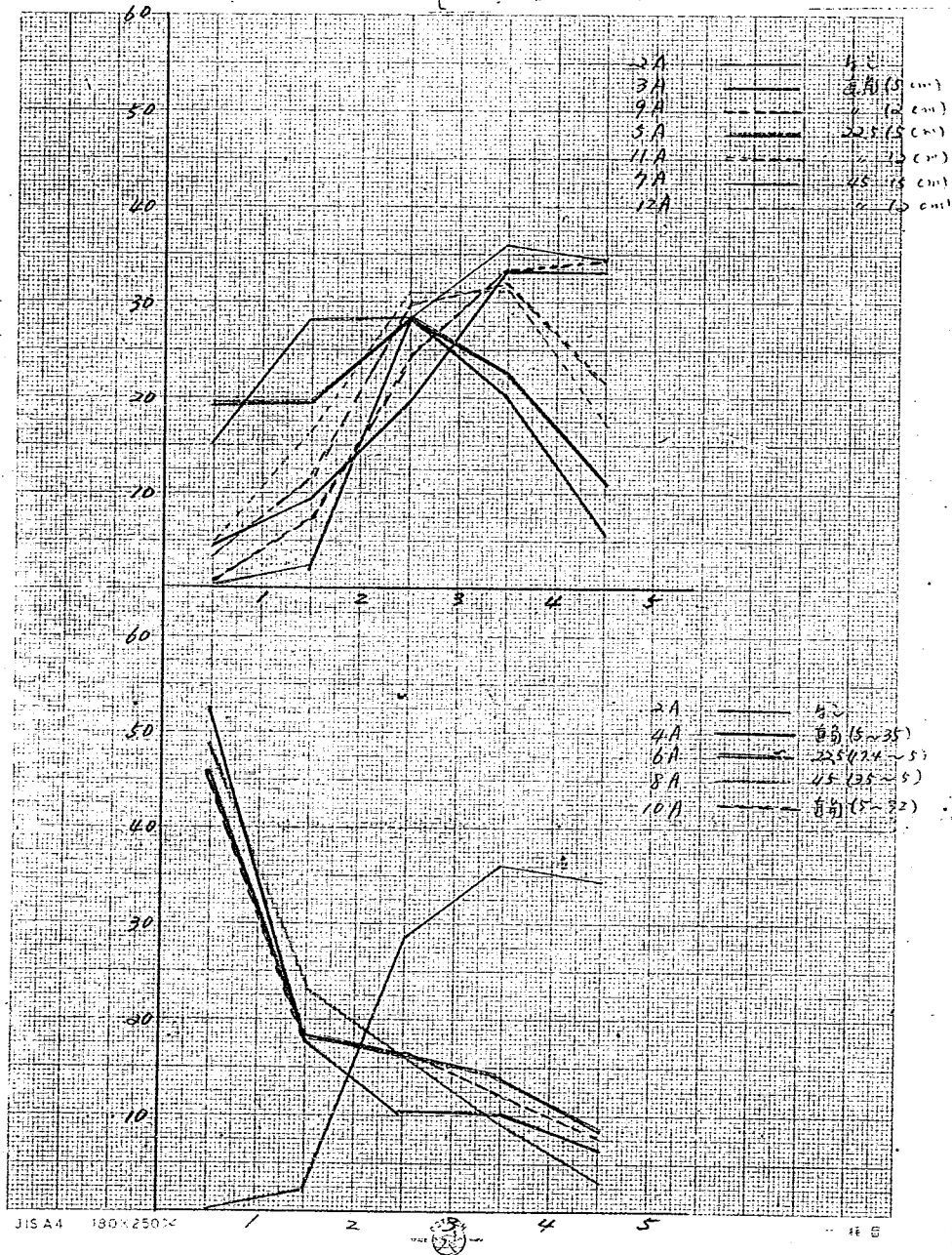


図-58

ベントナイト 700%

{ 流量 0.7 m
油圧(部) 24cm

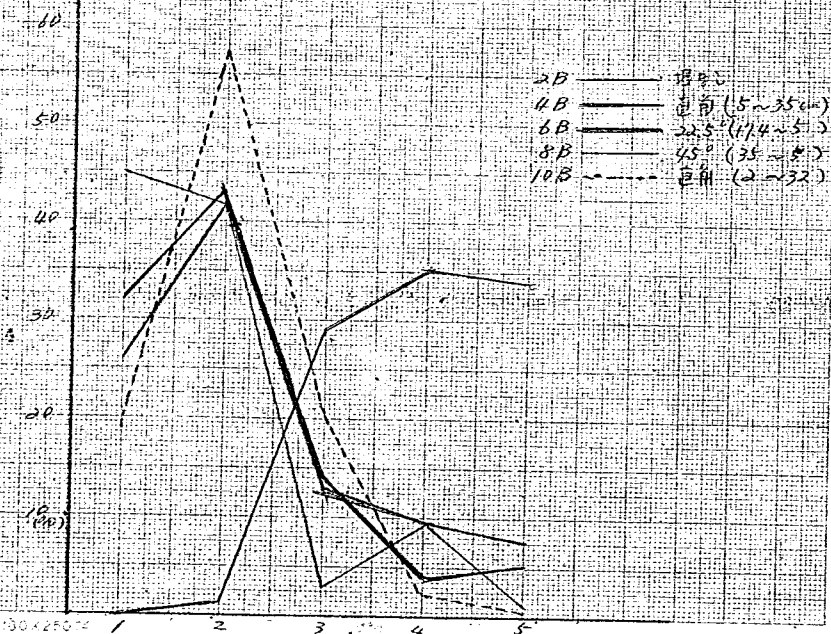
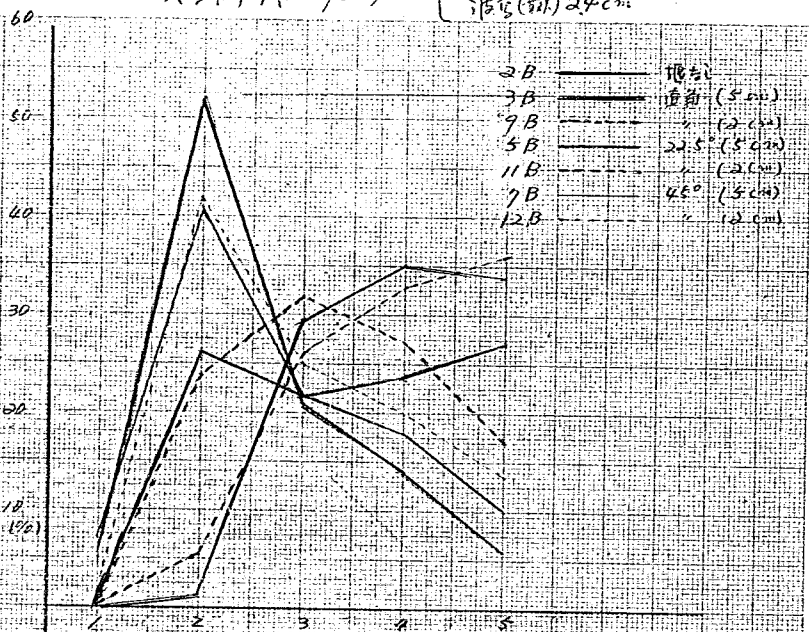


圖-39

800% { 流量 0.7 m³
波高(最大) 2.1 cm

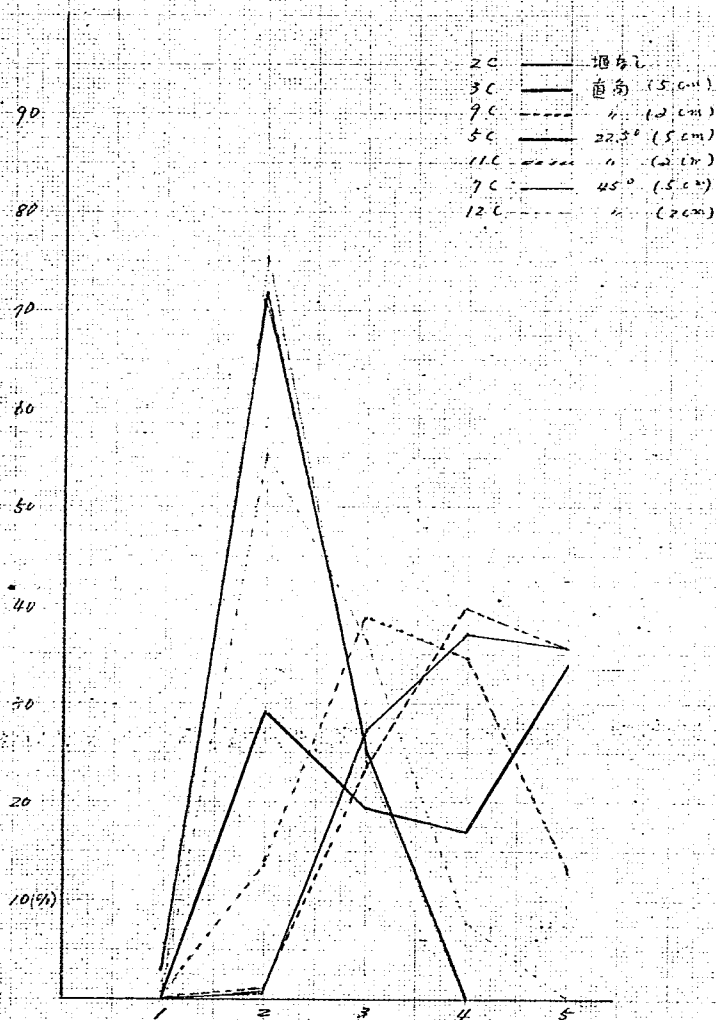
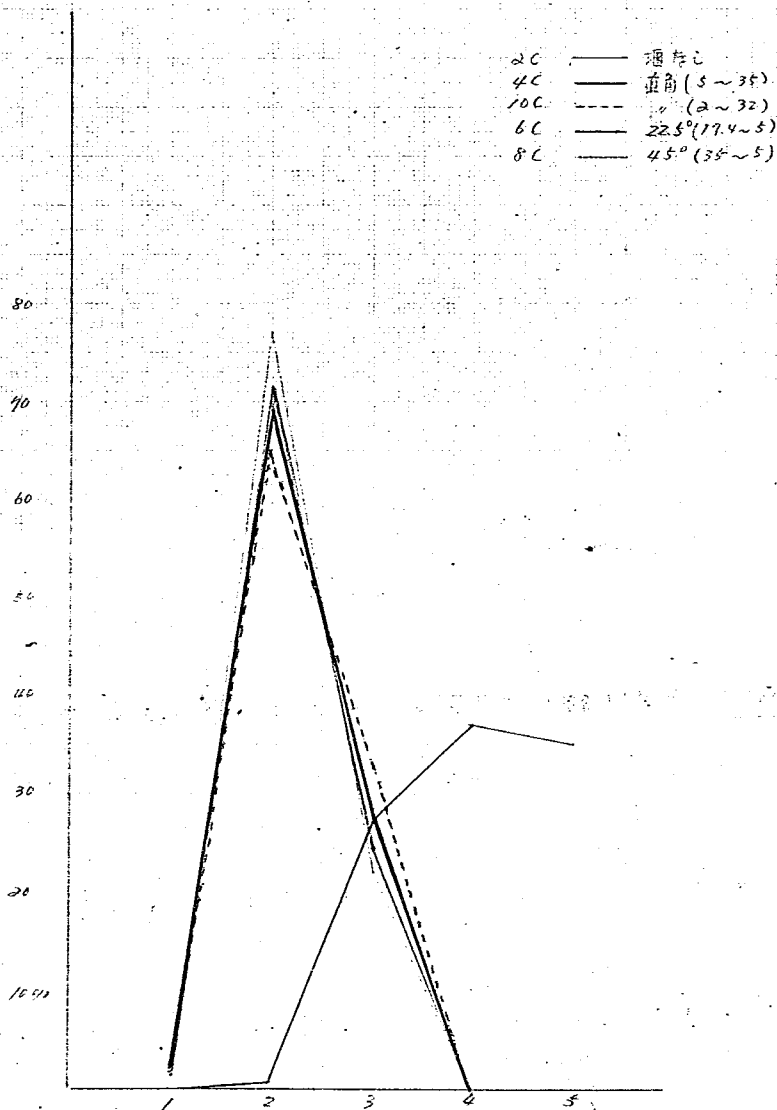


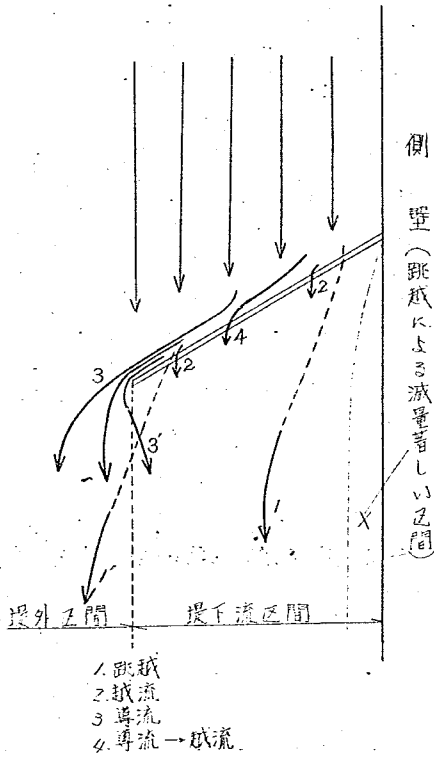
圖-40

600 % { 流量 0.7 m³
流速(最大) 2.1 cm

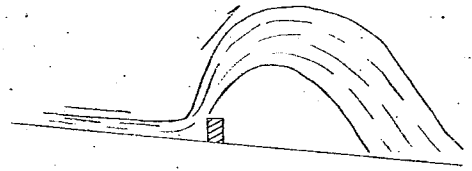


現象説明図

図-4



跳越現象



越流現象



導流現象

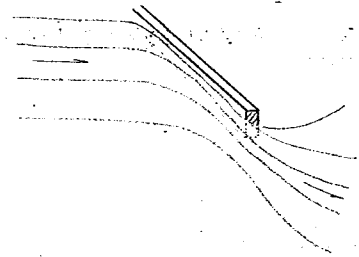


図 - 42

分散効率 ~ 煙高 / 風高 関係図

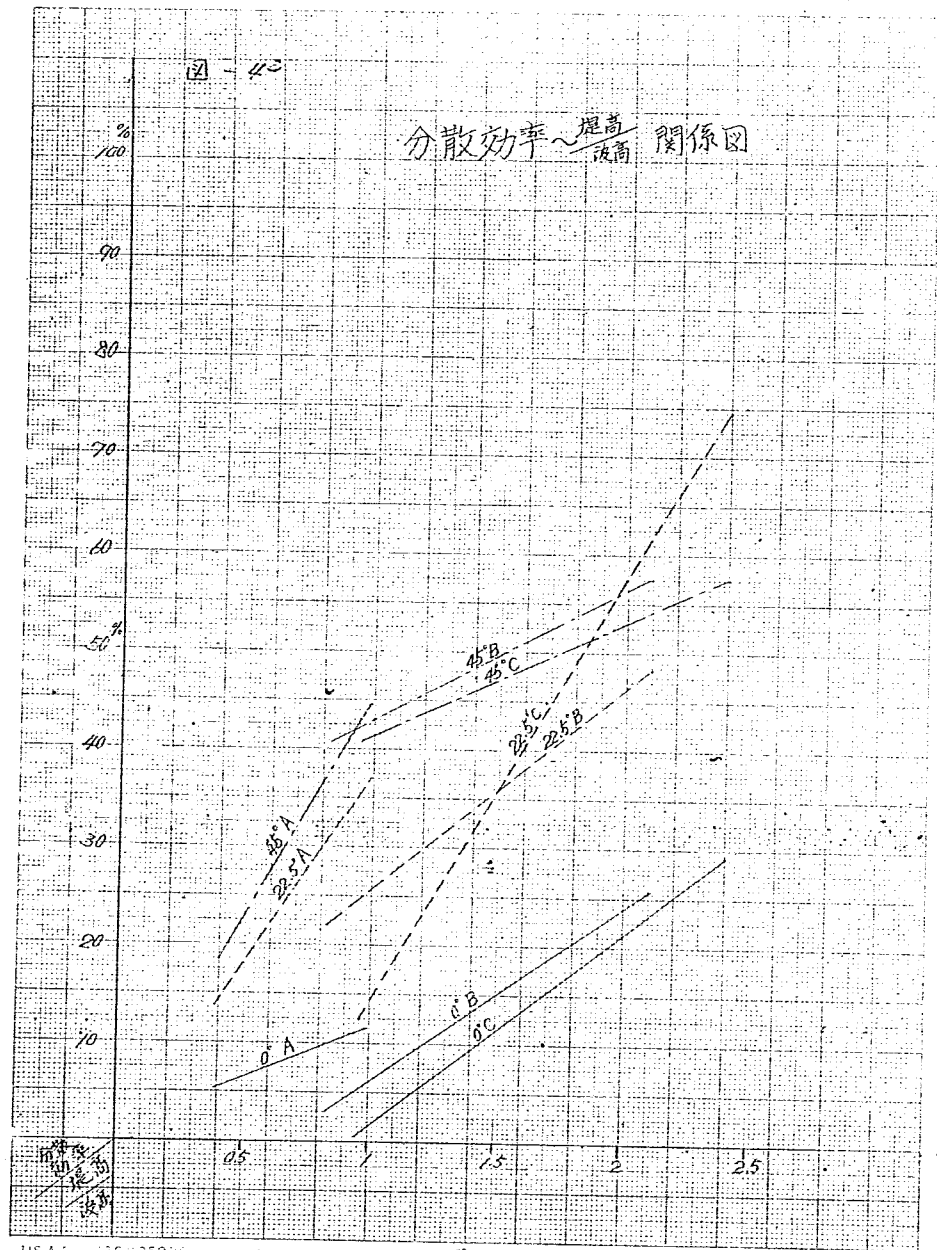
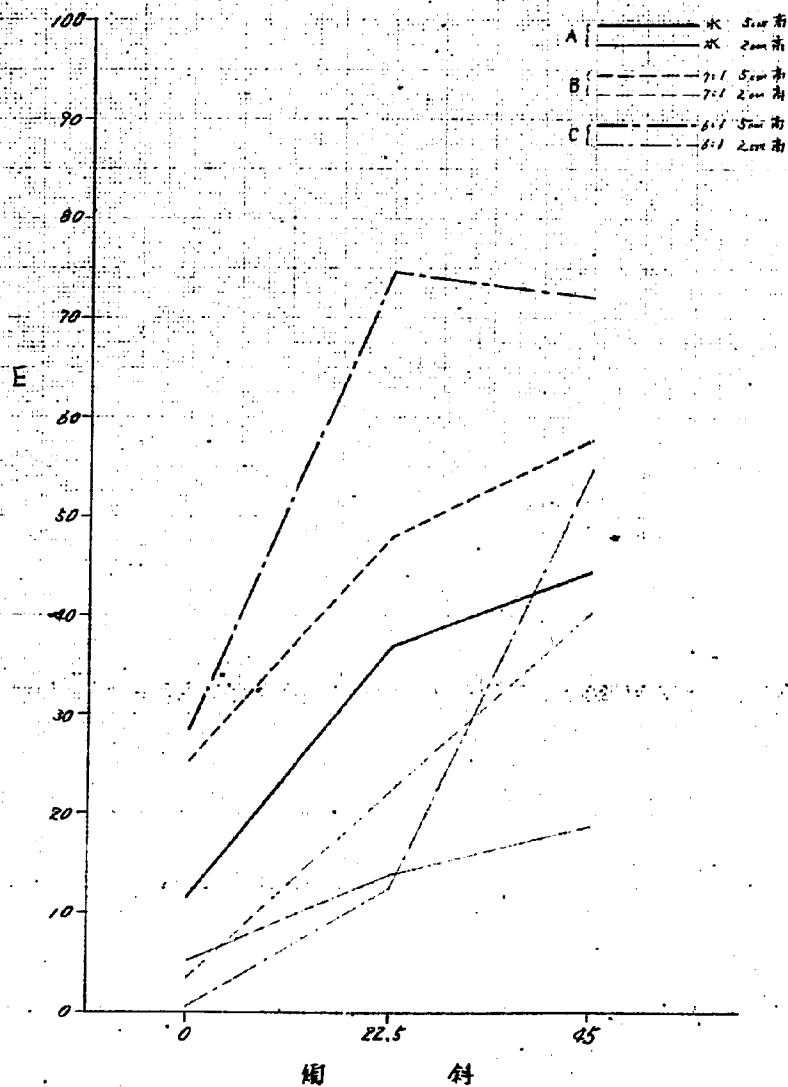
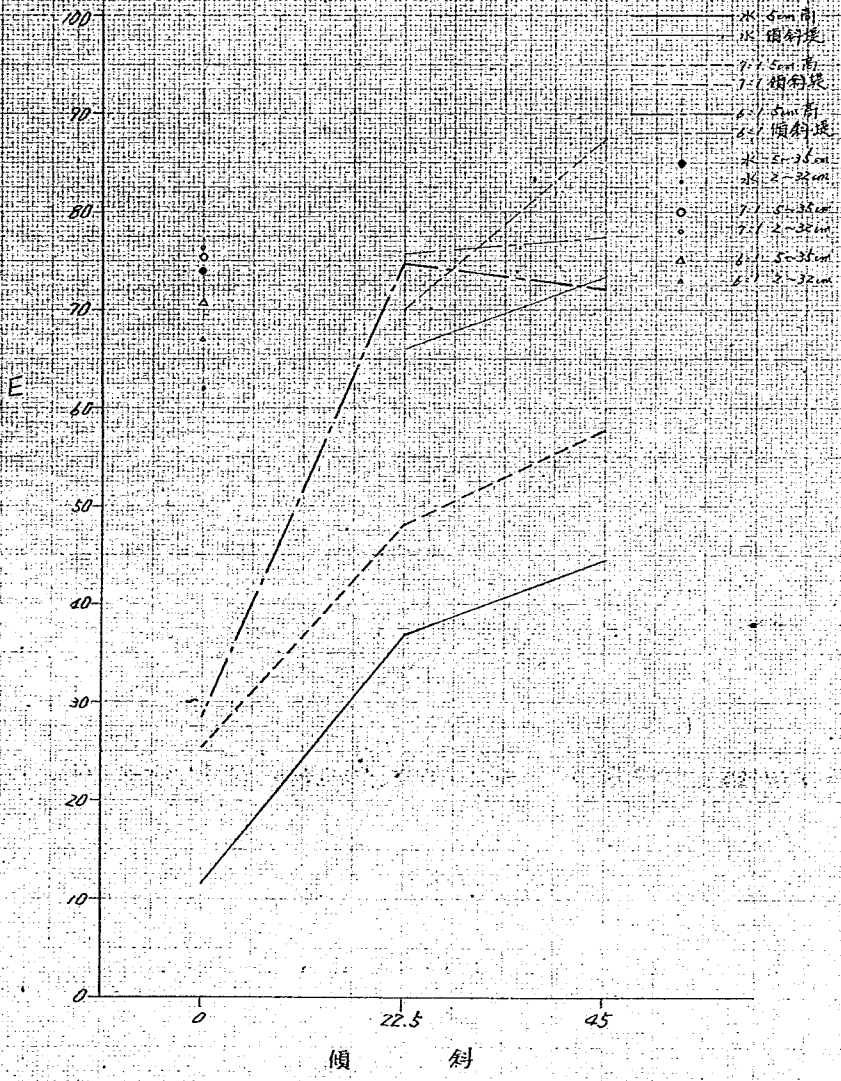


图 - 223

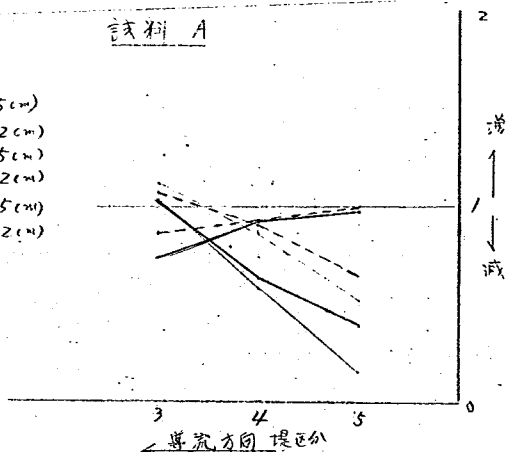


81-244



———— 直引普通堤 (高 5cm)
 - - - - - " (2cm)
 ———— 22.5° " (5cm)
 - - - - - " " (2cm)
 ———— 45° " (5cm)
 - - - - - " " (2cm)

試料 A



試料 B

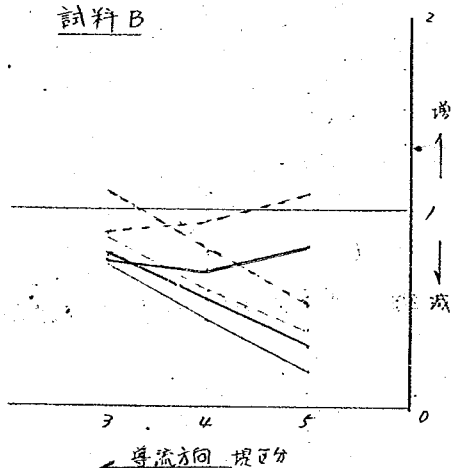


図-44 堤長各區間減量比

導流模型実験写真

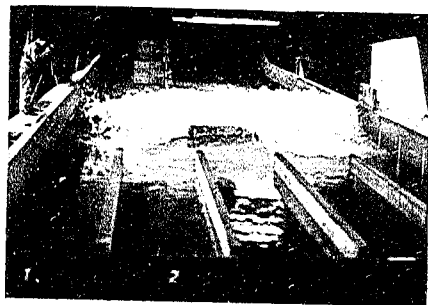


写真-1 水の場合の2.5度傾斜堤における跳越状況

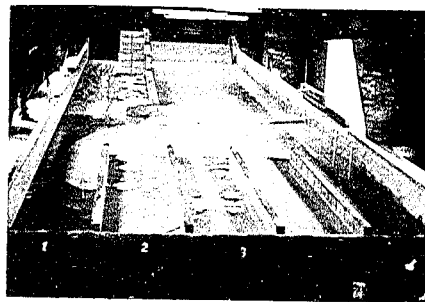


写真-2 ベントナイト:水(1:7)の2.5度普通堤における導流状況

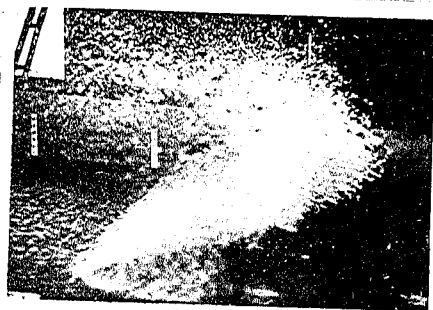


写真-3 水の場合の跳越状況(直角普通堤 $H=2\text{ cm}$)

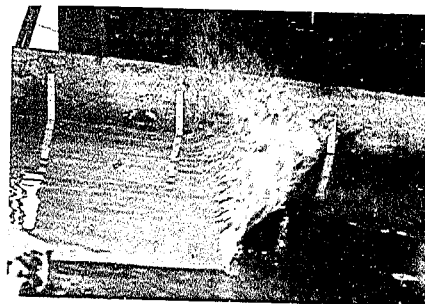


写真-4 ベントナイト:水(1:7)の跳越状況(直角普通堤 $H=2\text{ cm}$)

§ 4 対策計画に関する検討

1. 計画の対象

以上において、大正15年泥流の発生および流動状況を推定し、また実験によつて、床固工による河床削刷防止、および段波の導流工法について調査したが、将来再び発生するであろう泥流は、その原因となる噴火口の位置、噴火の方向、積雪量等によつて流動の性質や流路等は著しく相違するであろう。しかし、計画樹立のためには発生するであろう災害の規模を定めておかなければならないので、ここでは大正15年と全く同じ泥流を対象とし、これに対する予防工法について検討することにした。

2. 大正15年泥流の特徴

以上の調査で明らかになつた大正15年泥流の特徴を列記すれば大様次のとおりである。

- (1) 火口からの抛出物、および火口付近の崩壊物の大部分はおおむね標高1000m以上の山腹に堆積し、これより下部には、ほとんど流出していないこと。
- (2) しかし高温の崩壊物によつて、多量の積雪から泥流の形成、および流下に必要な水が供給されたこと。
- (3) 山腹斜面および広い谷床を急速に流下する大量の融雪水と、一部の崩壊物が削刷した土砂によつてこの泥流が形成されたものであること。
- (4) 地表面の削刷が行なわれたのは、おおむね標高1100mより下部で、富良野川ではおおむね標高700mまでの間、美瑛川では白金温泉(620m)までの間であること。
- (5) 標高800m付近では、泥流の幅は2Km以上に広がつたが、その中には泥流の流下しなかつた部分が島状に残されており、この地域では普通の土石流のように限定された河道内を流下したものではないこと。
- (6) したがつて、この地域では泥流の深度や速度は部分的に著しく相違すること。
- (7) 泥流の総土量は約780万 m^3 と推定され、その約75%が富良野川を流下したこと。
- (8) この泥流によつて生産、流送された土砂は一般に粒径が小さく、また大径のものはほとんど上部に残留し、下流部の平坦地まで運搬されたものは大部分が破碎された立木と粒径10mm以下の土砂であつたこと。

3. 計画の方針

(a) 基本方針

このような特徴を持つ泥流によつて富良野川および美瑛川流域の下流平坦部に発生するであろう災害を防止するためには、基本的に、

- (1) 上流水源部における対策
 - (2) 本川中下流部における対策
- の2つの方針が考えられる。

前者はI～Ⅳ地区内において、泥流の発生、流下を阻止し、あるいはここでそのエネルギーを減殺しようとする考え方であり、後者は富良野川、および美瑛川の中下流部に土石流止め堰堤を設けて、泥流の流下を阻止しようとするものである。

前述のように本川中下流部では泥土の粒径は比較的細粒であるから、この土石流止めダムは一種の洪水調節ダムとして施工することになるであろう。しかし、富良野川について考えれば、上富良野の市街地では現在改修中の富良野川の計画洪水流量は140 m^3/sec であるから、泥流がこの平坦地で氾濫することなしに富良野川を流下するためには大規模な洪水

調節ダムが必要である。しかも速度が約 20 m/sec で、 $1,330 \text{ 万 m}^3$ におよぶ膨大な段波の衝撃に耐えられる高ダムを施工することは技術的にも経済的にも相当の困難を伴うものと考えられるから、このダムにおよぼす段波の衝撃を減少させるために、水源部において適当な工法によつて泥流のエネルギーを減殺しなければならない。さらに前述のように泥土は非常に細粒であるから洪水調節ダムからの流出水中の泥土含有量はあまり変化しないはずである。大正15年の災害のみならず他の河川の実例からも明らかなように下流平坦部の災害は水の氾濫によるよりも泥土の堆積によるのであるから、この洪水調節堰堤によつて氾濫を完全に阻止することが出来ない場合には、ダムに流入する泥土量を極力減少させる必要があり、したがつて上流水源部における土砂の生産流送を阻止しなければならない。

しかし、また逆に上流部の各種工事には異常な泥流の力が作用するから、これら構造物が破壊することも考慮しておかなければならない。したがつて予備的な意味でもこの洪水調節ダムを施工することが必要である。大正15年泥流の流下状況から考えれば、美瑛川流域においてはその必要があまりないが、富良野川に対してはこの洪水調節ダムが特に必要である。

(b) 水源部に対する計画

次に上流部において泥流の発生および流下を阻止する方法としては次の5つの方法が考えられる。

- (1) I, II 地区における第1次泥流が第2次泥流に移過するのを適当な工法によつて防止すること。
- (2) III, IV, V, VI, VII 等の地区において適当な工法により泥流の主要部分を貯留し、これによつて下流への流下を阻止すること。
- (3) III, IV, V, VI 地区等において適当な工法によつて土石流の勢力を減殺して、これより下流部の削剝を防止し、あるいは本川の河道内に沈積させること。
- (4) II, III, VI, VII 地区等における地表の削剝を適当な工法によつて防止し、土石流の発達を阻止すること。
- (5) 適当な工法によつて泥流をII地区左岸側、およびVI地区左岸側の低い部分に導流し、その先の森林内で沈積させること。

これらの5つの方法のうち、(1)、は標高が高く、また厚い堆積物に覆われた急傾斜の斜面であり、また高温の崩壊物や抛出物による融雪を防止することは困難であるから、ここで土石流の形成を阻止することは適当でないと考えられる。

次に、(2)の土石流をIII, IV, V, VI, VII 等の地区内で貯留するには堤高の高い砂防ダムを築造しなければならないが、適当なダムサイトに乏しく、またII地区におけるボーリング結果⁽¹⁾が示すように、河床面下 10 m 以上が砂礫層あるいは転石交りの砂礫層であり、また、これらの地域における泥流の速度は $20 \sim 30 \text{ m/sec}$ であつたと推定されるので、高い構造物を施工することは非常に危険である。

しかし(3)、(4)の方法、すなわちIII, VI, VII 等の地区において、地表面の削剝を防止し、あるいは、泥流の勢力を減殺するのであれば、構造物をそれほど高くする必要がないので実施可能である。さらに前述のようにこれらの地区において地表面が削剝され、その土砂が流送されたために泥流の勢力が非常に強大になつたと推定されるので、この(3)(4)の方法が最も適当と考えられる。

(1) 大野興業株式会社、富良野川砂防工事の内、堤体基礎ボーリング報告書

昭和40年

次に、(5)の方法については、Ⅱ地区およびⅢ地区において、床固工等により河床を上昇させれば泥流の流向が変化するであろう。さらに適当な導流工を施工すれば、これを森林内に導入することが可能である。しかしいかなる導流工法を採用したとしても、局部的な泥流の集中は避けがたいものと思われる。このため泥流は森林内に沈積せず、逆に森林内の積雪を融かし疎しような表土を削剥して、ますます強大となり、林内の凹所および小支谷に沿って流下するおそれがある。現実には元山事務所方向に向つた融雪水と第一次泥流の一部は、比較的平坦なⅡ地区の森林地帯において沈積せず、かえつてここを削剥することによつて強大な勢力を得たものと推定されるのであるから、泥流をⅡあるいはⅢ地区の左岸側へ積極的に導流することは、これと同じ現象を発生させるおそれがある。またこのような現象の発生を防ぐためには、泥流を広い幅で森林内に導流し、さらに支谷への流入を避けながらここに沈積させなければならないので多数の工作物が必要となり、したがつて必ずしも経済的な方法とは考えられない。

(c) 富良野川について

削剥防止の実験結果が示すように、床固工の数が多いほど削剥土量は減少しているが、地形条件を考慮すればⅡ地区上部では床固工の施工地点は5ヶ所である。

1基の床固工のみでも削剥土量を相当減ずることが出来るが、これが強大な土石流によつて破壊される場合を考慮すれば、最小限2基の床固工を施工する必要がある。

床固工の効果はその高さ(H)と泥流の波高(ho)との比によつて相違し、 H/ho が大きいほど効果が大きい、 $H/ho > 1.4$ になるとあまり有利ではなくなる。

導流堤の場合も同様で、段波のエネルギーが大きいので波高に比して高さの低い導流堤では導流効果が小さい。効果を上げるためには、泥流の主流が衝突する部分の高さを波高以上に高くする必要がある。

床固工でも導流堤でも高さが高い程、泥流の衝撃によつて破壊する危険が多いから、上流部の構造物は低く、また導流堤の場合は設定角度を大きくし、下流部ほど高く、あるいは設定角度を小さくするのが安全である。

以上のことを考慮して、Ⅱ地区の構造物配置を示したのが図-46であり、また導流堤および床固工の天端の形状を示したのが図-47である。

床固工および導流堤の基数および配置は、完全に機能を発揮するように考慮したものであるし、これらの天端の形状は空中写真を図化した縮尺1/2000地形によつて定めたものであるから、実施にあつてはさらに詳細な調査を行ない、基数、配置、形状等について検討することが必要である。

これら水源部における各種工事のほか、基本方針で述べたように、国有林区域より下流部の本川に土石流止め堰堤を施工する。その目的は、(1)下流平坦地の氾濫を極力防止すること、(2)真水の沢合流点付近の本川河床にある大正15年泥流堆積物の移動防止、(3)上流部の各種工作物が破壊された場合の予備等である。

この土石流止め堰堤(あるいは洪水調節ダム)の規模、構造等については、この調査では検討を行なわなかつた。

(d) 美瑛川について

白金温泉は大正15年の泥流によつて大きな被害を受けたのであるが、ここに流入した泥流流路は図-2に示すように2方向がある。これらのうち温泉の下流側に達する土量、すなわち温泉から望岳台へ登る道路に沿つて、美瑛川に流入する泥流の全部を富良野川流域へ転

向させれば、白金温泉の被害を著しく軽減することができるであろう。この工事が完全に機能を発揮できなかった場合、および温泉上流側に流入する泥流による被害を防ぐために、標高800m付近から温泉までの間における削剝防止と、泥流の森林内への流入防止のために数基の床固工および導流工が必要であろう。

以上のような対策を構じておけば、白金温泉より下流部には何等の施設も必要ないものと思われる。

(e) 総括

美瑛川および富良野川の上流部における対策工事が完成した後に、大正15年の際と同じ爆発が起つた場合、富良野川と美瑛川のそれぞれにおいて、生産流下するであろう泥流量を推定すれば表-22のとおりである。

表-22の水量は、表-9の新井牧場における通過総量から逆算して求めたもので、工事完成後においても変化しないと考えた。またⅡ地区においては波高と同じ高さの床固工を4基、Ⅲ地区においては白金温泉の上下両側に流入する流路2基づつ波高と同じ高さの床固工を施工するものとし、Ⅵ、Ⅶ、Ⅷ地区には45度形の傾斜導流堤を2基施工する場合を考慮した。これらの工事の効率は図-14、図-15および図-43によつて求めたもので、床固工の場合にはその貯砂量を考慮に入れていない。これらの工事の効率は、これを求めた過程からも明らかになく、あくまで推定であつて、実際には床固工や導流堤がこのような効率で作用するかどうかは明らかでない。

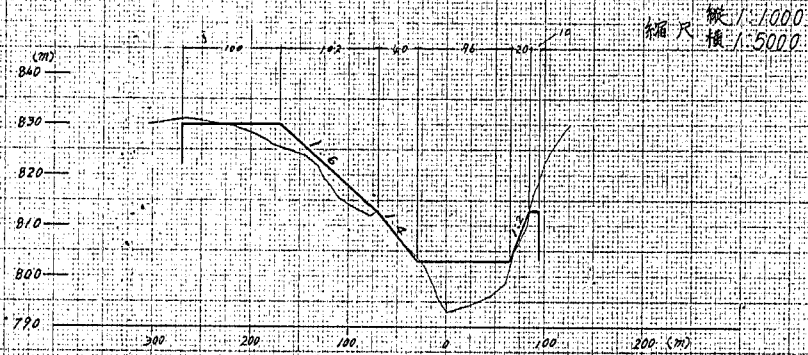
表-22によれば、大正15年泥流では富良野川を流下した泥土量が約590万 m^3 であつたが、計画が完成すれば、Ⅱ、Ⅳ、Ⅴ地区の削剝量が約200万 m^3 減少する結果、約390万 m^3 になることになる。実際には床固工直上流の削剝は著しく減少するであろうし、また以前はⅡ地区内の一部を集中して流れていた泥流が床固工および導流工によつて広い範囲に分散し、削剝力を減少するであろう。これらの効果を推定する方法がないので表-22では考慮に入れていないが、もしⅡ地区における削剝が完全に阻止されると仮定すれば富良野川の流下泥土量は約330万 m^3 になり、工事施工前に比較して約260万 m^3 減少することになる。

美瑛川においては、白金温泉の下流側へ流入する流路の泥土量はほとんどなくなるために温泉の被害は著しく減少し、また約200万 m^3 と推定される大正15年の泥流量は約90万 m^3 に減少するから、温泉より下流部をそのまま放置しておいても泥土は美瑛町までの間にある広い河床に堆積し、市街地に被害を及ぼすことはなからう。

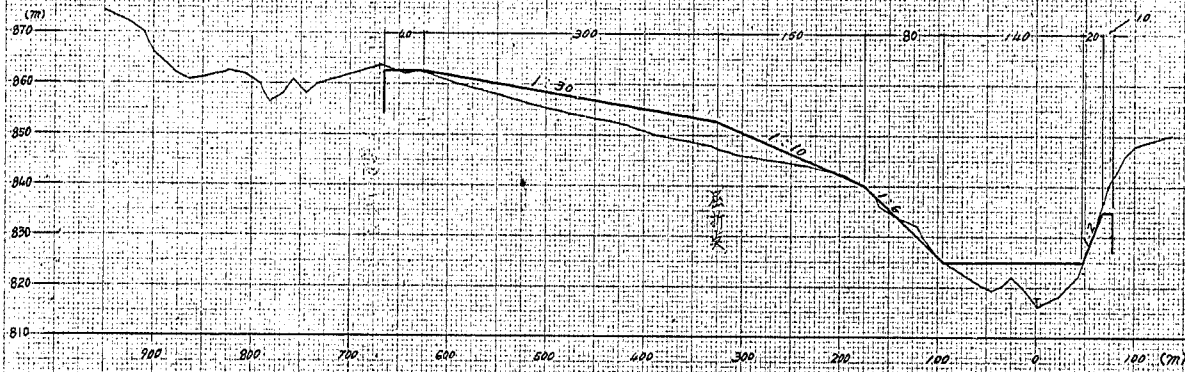


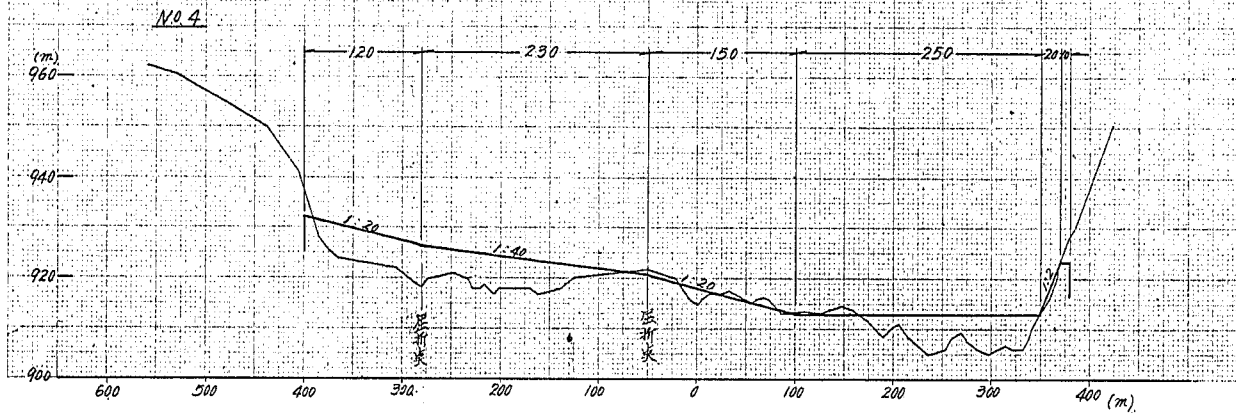
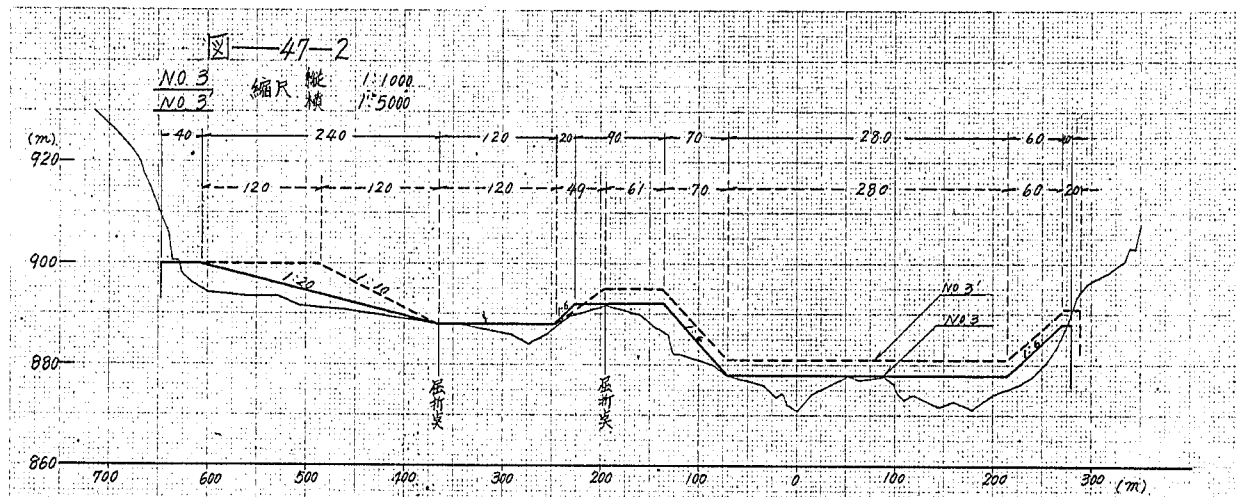
☒——47-1 横造物内形状概略

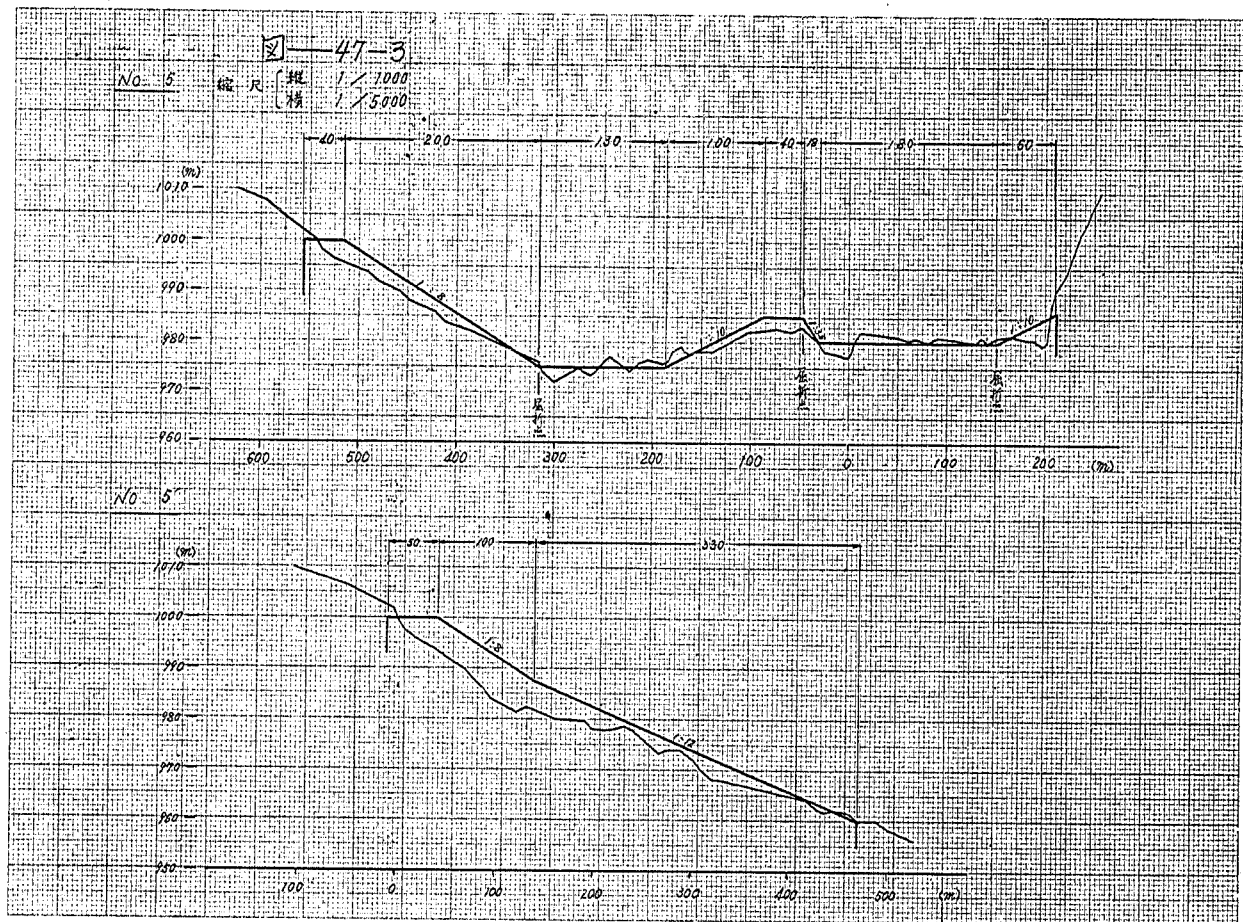
No. 1



No. 2







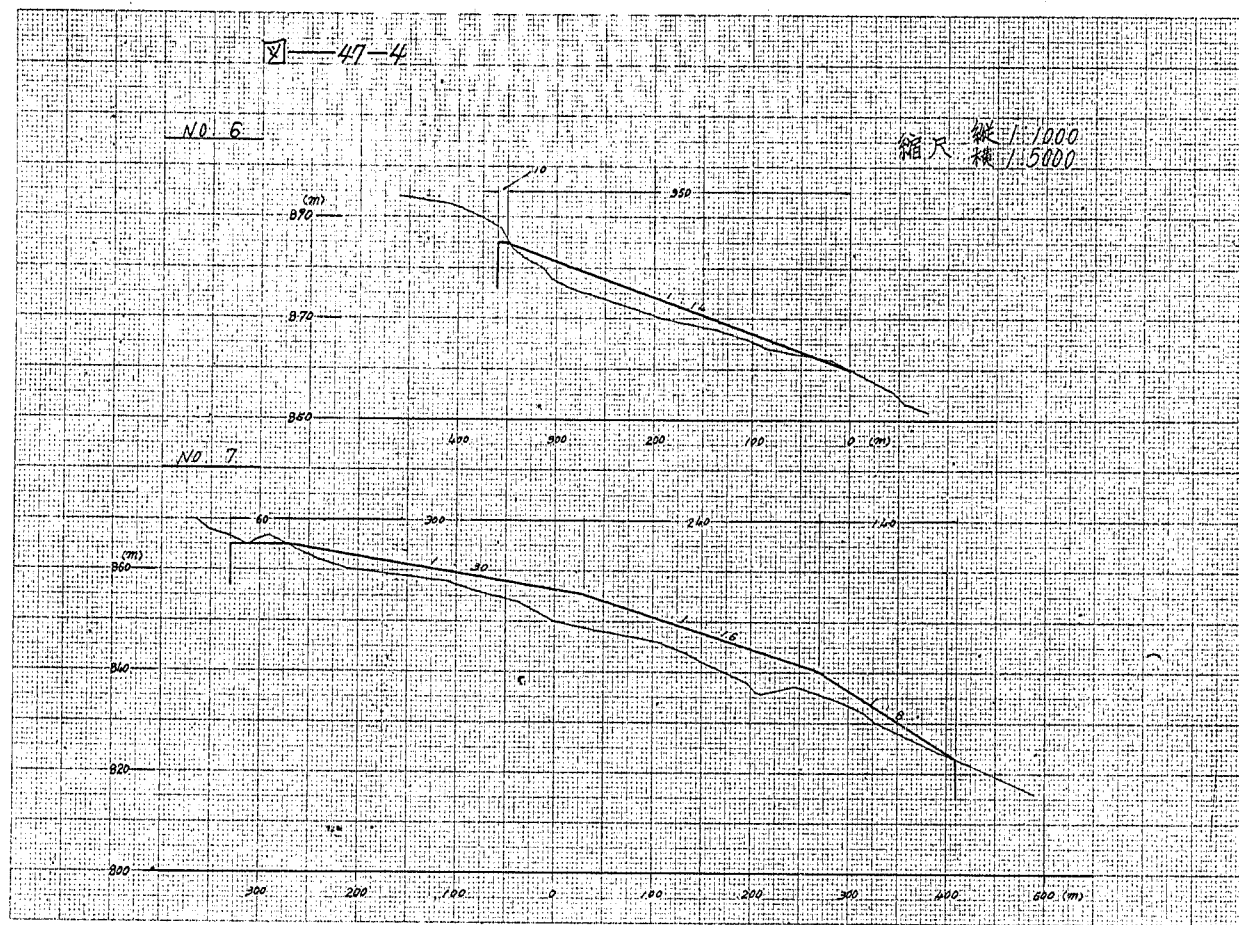


表 - 2 2 工 事 の 推 定 効 果

		大 正 1 5 年 泥 流						工 事 完 成 後								
		總 体 (10 ³ m ³)			富良野川への流出量(10 ³ m ³)			工事効率(%)		富良野川への流出量(10 ³ m ³)			美瑛川への流出量(10 ³ m ³)			
		削剥土量	水 量	計	削剥土量	水 量	計	床固工	導流工	削剥土量	水 量	計	削剥土量	水 量	計	
国 有 林	I	1,056	864	1,920	1,056	864	1,920			1,056	864	1,920	0	0	0	
	II	256	523	779	256	523	779	0		256	523	779	0	0	0	
	III	2,550	2,776	5,326	2,550	2,776	5,326	75 ⁽¹⁾		638	2,776	3,414	0		0	
	IV	309	1,009	1,318	309	1,009	1,318	60 ⁽²⁾		124	1,009	1,133	0	0	0	
	V	288	628	916	288	628	916	60 ⁽²⁾		115	628	743	0	0	0	
	小計	4,459	5,800	10,259	4,459	5,800	10,259			2,189	5,800	7,989	0	0	0	
御 料 林	VI	1,496	1,146	2,642	1,047	802	1,849		85 ⁽⁴⁾	1,272	974	2,246	224	172	396	
	VII	511	1,192	1,703	358	834	1,192		85 ⁽⁴⁾	434	1,013	1,447	77	179	256	
	VIII	1,400	3,260	4,660	0	0	0	60 ⁽³⁾		0	0	0	560	3,260	3,820	
	小計	3,407	5,598	9,005	1,405	1,636	3,041			1,706	1,987	3,693	861	3,611	4,472	
	合 計	7,866	11,398	19,264	5,864	7,436	13,300			3,895	7,787	11,682	861	3,611	4,472	

註 (1) 波高と同じ高さの床固工を4基施工する場合の、床固工群内の洗掘防止効果。

(2) 床固工壁下流鋼の洗掘防止効果。

(3) 2 基 床固工群内の洗掘防止効果。

(4) 波高と同じ高さの 45° 型傾斜湛流堤による導流効果。

§5 む す び

十勝岳の爆発および泥流に関する各種の文献、空中写真、現地調査および水理実験等によつて、大正15年5月24日の泥流について調査を行ない、またそれに基づいて今後起るであろう十勝岳泥流に対する砂防計画の方針について検討を行なつた。大正15年泥流は非常に大規模な現象であり、また既に40年を経過しているので、詳細な点については不明なことが多いので、かなり大胆な推定をしなければならなかつた。また実験結果に基づいて構造物の効果を推定し、さらにこれからこの地域における砂防計画を検討したが、このような泥流の運動および段波の性質が明かにされていない現在では、以上の内容に疑問の点が多い。また将来の十勝岳の爆発地点、およびこれによつて発生するであろう泥流の規模、性質等は全く不明であり、さらに泥流が襲来した際、必ずしも各種構造物が破壊されずに完全に機能を發揮するとは限らない。

以上のようにこの調査で取り扱つた事柄には不確定な要素が非常に多いことを断つておきたい。

この報告書では計画の大要についてのみ、検討したのであるが、実施にあつては、各種工作物の構造、形状、配置等について、さらに詳細な調査研究を行なうことが必要である。

この調査にあつては、北海道庁土木部砂防災害課、同旭川土木現業所並びに上富良野町役場から、種々の御援助と資料の提供を頂いたので、ここに謝意を表する次第である。

昭和40年3月

河川部砂防研究室長 村 野 義 郎

“ “ 主任研究員 原 田 義 博

“ “ 研 究 員 泉 岩 男



15 年 5 月 泥 流 流 路

