

## イタリア北部スタバにおけるテイリングダムの決壊災害

村本 嘉雄・宇野 尚雄・高橋 保

### 1. 概 説

ダムの決壊に伴う洪水・土砂流出は、急激で極めて大きな破壊力をもっており、河川下流部とその氾濫原に甚大な人的・物的被害をもたらす。近年における大ダムの決壊事例を二、三の文献<sup>1),2)</sup> からまとめると Fig. 1 のようである。Fig. 1 では、高さ ( $H_d$ ) 15 m 以上のダムについて、その建設年 (○) と決壊年 (×) が示されており、ダムの材料種別 (○の種別) と決壊原因 (アルファベット添字) が区分されている。また、ダムの名称 (数字) は右上に死者数と一語に示してある。

Fig. 1 では、約100年間に38事例 (決壊37件、地すべりによる越水—25. Vaiont ダムの1件) が挙げられているが、ダム建設後5年以内の決壊事例が約半数を占めており、1960年以降で決壊ダム数が増加している。 $H_d < 15$  m の小規模なダムを含めた事故統計の分析結果<sup>3)</sup> でも、同様の経年事故確率が得られており、これはダムの設計・施工の不備によるものと考えられている。決壊したダムを材料種別でみると、アースダム23件、ロックフィルダム8件、コンクリートダム7件であって、アースダムが約60%を占めている。決壊原因は、越水13件、浸透12件、パイピング5件、爆撃3件、地震・地すべり・ダムの強度不足各1件となっており、洪水と浸透・漏水に起因するものを合せると約80%になる。

一方、ダム決壊 (事故) による死者数は、Vaiont ダム (1963) のように最大級のダムの事故で2600人の犠牲者がでた例もあるが、Möhne (1943), Oros (1960), Machhu II (1979) のように高さ 20~40 m のダム決壊によって1000人を越える被害がでており、ダムの規模と死者数は必ずしも対応していない。これはダム下流の氾濫域における人口密度の差と、Baldwin Hills ダム (1963) や Teton ダム (1976) のようにダムの損傷・欠壊などの先駆現象を察知して避難等の措置がとれる余裕の有無に依っている。

今回の北イタリアのダム決壊による犠牲者は268名にも上っており、Fig. 1 に示した事例と比較すると、死者数で第8位にランクされる甚大な災害であった。また、テイリングダムの決壊としては、Buffalo Creek (1972) 以来の災害であって、さらにそれを大きく上廻る人的被害を蒙った災害として世界的に注目された。今回の災害の発生地点は、イタリア北部 Trentino・Alto Adige 自治州にある観光・保養地 Tesero 町であって、テイリングダムは Tesero 町 Stava 地区の山腹に建造されていた。1985年7月19日12時23分 (日本時間、同19時23分)、このダムが突如決壊し、それによって発生した段波状の泥流が、Tesero 町の三つのホテルや別荘等の47軒の建物を全壊流失させ、地元住民70名を含む268名の人命を奪った。

この災害のニュースは、我が国でも7月20日の新聞・テレビで報道され、「ダム決壊、死者不明300——イタリアの避暑地、豪雨で——」(毎日)、「20秒で町を呑む——巻き起こる突風、壁のような水煙——」(朝日)などの見出しで、ダム決壊による急激な洪水・土砂流出と災害の悲惨さを印象づけた。しかし、ダムの型式については、「貯水人造湖」あるいは「スタバ渓谷をせき止めているダム」と表現され、ダム決壊による泥流の形態も「噴出した水と土砂」あるいは「真っ白な巨大な壁のような水煙」などと記述されており、通常の貯水ダムの決壊を想像させる報道内容であった。また、決壊原因については、「この数日間、同地域は激しい雷雨に見舞われていた。」「このところ雨が続いていたため水が浸透して地盤が緩み、えん堤もろとも地滑り状態となって決壊」など豪雨を原因と指摘した記事もみられたが詳細は不明であった。

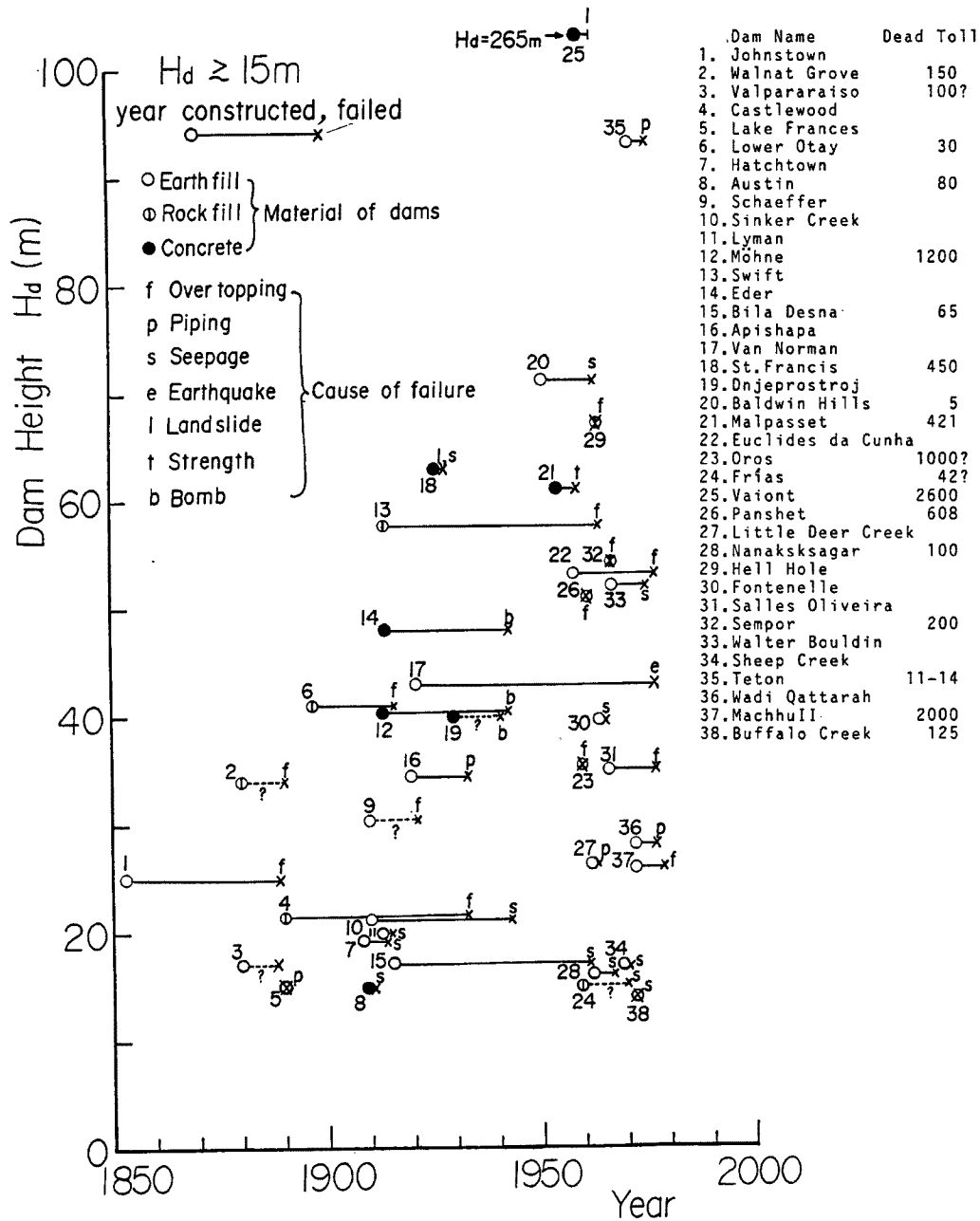


Fig. 1. Examples of the collapsed large dams.

一方、イタリアの新聞では、7月20日～21日に4～5面全紙を使ってこのスタバ災害を報じ、その後10日余連日災害関連記事が掲載され、上述の Vaiont ダムによる水害以来の甚大なダム災害として大きな社会問題になっていることが窺がわれた。また、欧米諸国の新聞・雑誌でも、この災害についてかなり詳しい記事を掲載した。これらの報道によって、テイリングダムの様式・規模や建造経緯、多量の土砂による被害、救援活動、ダム決壊事故調査と責任問題などの概要が把握できたが、被害の統計は死者数についても各紙でかなり異っており、被害状況の詳細は不明であった。また、決壊原因や土砂の流出・流下状況の現象記述も日

本の新聞報道と大差なく、一週間前からの降雨を原因として指摘している程度で、定量的な記述はなく、ただ数 10 万  $m^3$  という多量の土砂を伴った洪水氾濫であること以外は明らかでなかった。

以上のように災害発生後の数週間で得られた情報は限られていたが、堆積容量数 10 万  $m^3$  の小規模なダムの破壊がこのような甚大な災害をもたらした事例は極めて少なく、数多くの農業用溜池、テイリングダム、調整池などを山間部にもつ我が国において、今回の災害の実態と機構の究明は極めて重要であると考えられた。幸い文部省科研費（自然災害特別研究、突発災害調査）が認められ、著者等は、1985年9月10日から9月21日までの期間、現地を訪ねて、災害資料と情報の収集ならびにダム破壊現場と泥流の流下区域の調査を行う機会をもつことができた。

本文では、その成果ならびに我が国におけるテイリングダムの実態と災害の調査結果を述べる。なお、本調査研究については、科研費報告書等<sup>4)~6)</sup>にも発表している。

## 2. 災害の概況

### 2.1 Tesero 町と Stava 川

被災地の Tesero 町は、Fig. 2 に示すようにオーストリアと接するイタリア北端の Trentino・Alto Adige 州の州都 Trento 市から北東約 50 km の地点にあって、町の中心部の標高約 1000 m、人口2520人（被災前）の小さな町である。町の背後には Dolomite 地方特有の白い岩山が聳え、前面南側には水河の侵食で形成された Fiemme 溪谷にそって Avisio 川が流れており、Tesero の中心街はその河岸段丘上に展開している。

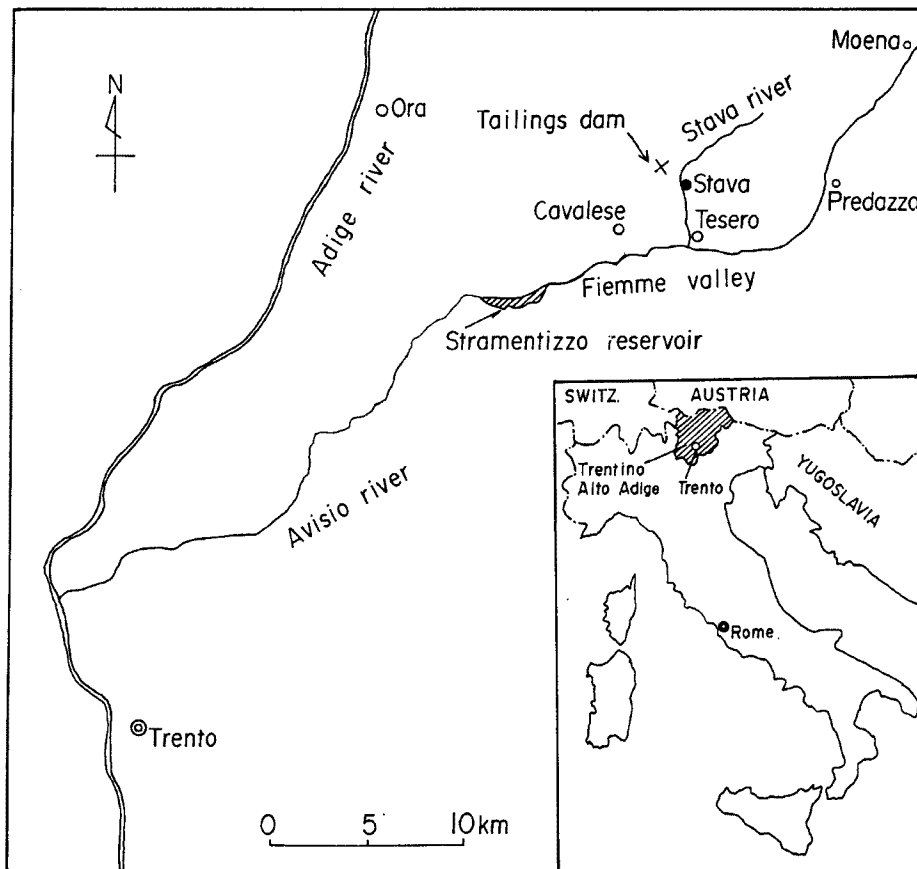


Fig. 2. Location map.

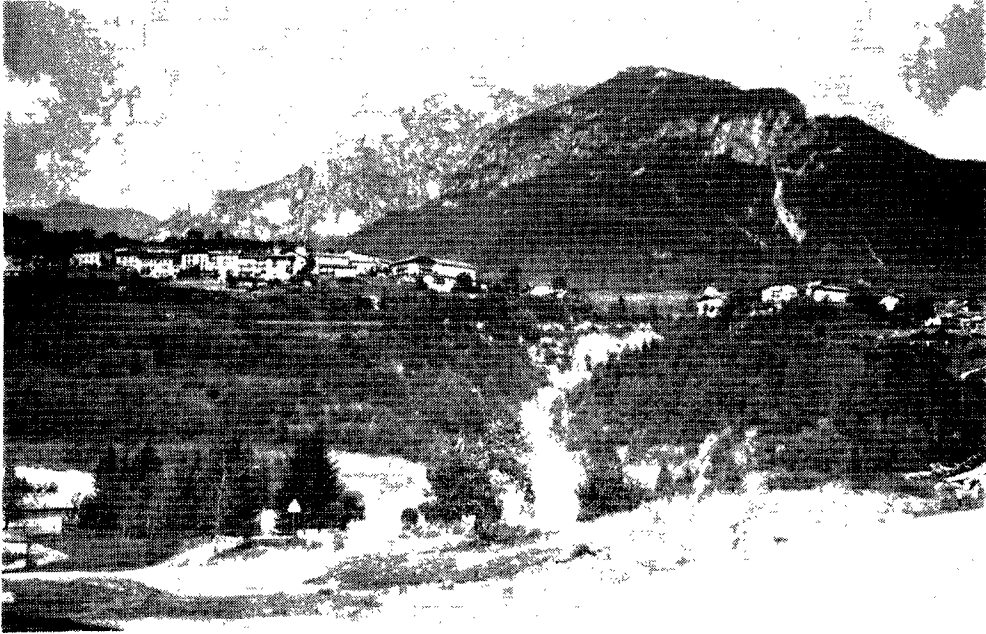


Photo. 1. Distant view of Tesero from the Fiemme valley.

(Photo. 1) Tesero 町の近くには、Cavalese, Moena などの避暑地およびスキー場として知られた町があって、Tesero 町も1970年代から観光誘致に力を入れており、町の中心から3~4 km 離れた Stava 地区にも3軒のホテルと20軒余の別荘が建てられていた。

一方、鋳山とそのテイリングダムのある Stava 川は、Stava 地区の北東に源を發し、Tesero 町の中心街で Avisio 川に合流する流域面積約 15 km<sup>2</sup> の山地河川である。今回の災害で泥流が流下した下流部約 4 km の区間は、Stava 地区の一部を除いて、深さ 20~30 m、幅 50~80 m の河谷になっており (Photo. 2)、谷に沿った河川の平均幅は約 10 m、勾配約 1/10 であって、Stava 地区と市街地に近い区間では流路工が施工されている。Stava 川の谷沿いの低地には、300~500 年前から農家や樵小屋が散在し、最近ではホテルや別荘も建てられていたが、これまで家の流去を伴う洪水災害はなかったようである。町民の記憶にある唯一の水害は、1966年の小規模な洪水氾濫であって、犠牲者はなかったが、この水害を契機として流路工などの河道整備が州政府によって行われた。また、



Photo. 2\*. Valley and stream channel of the Stava River in between Stava and Tesero.

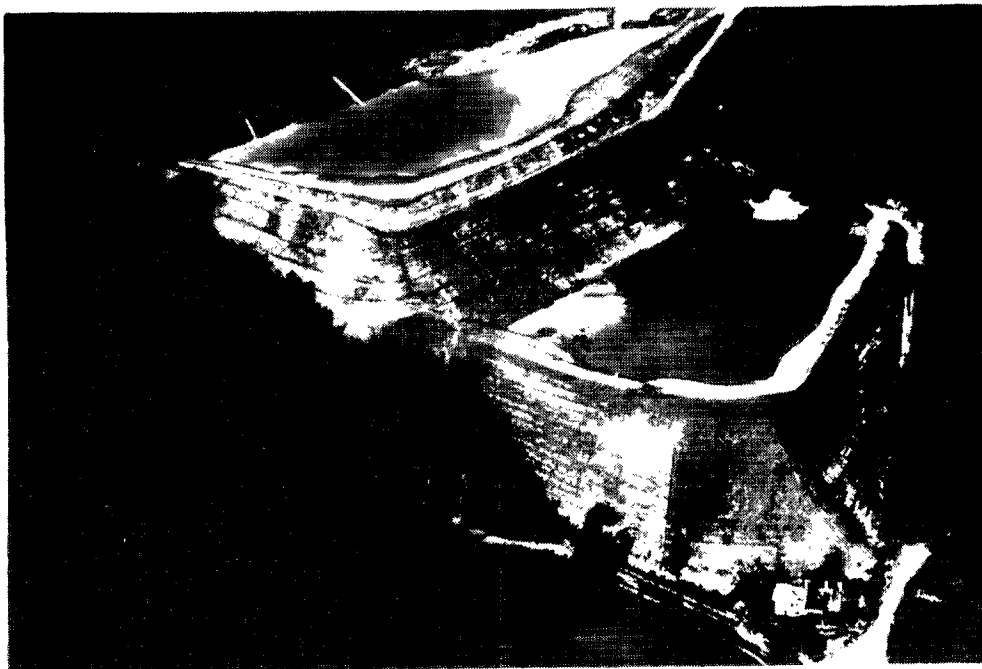


Photo. 3\*. The tailings dams before the collapse.

Table 1 Dimensions of the tailings dams at Stava.

Items	Upper dam	Lower dam
Dam height	33 m	22 m
Elevation of crest	1391 m	1363 m
Length of dam crest	270 m	230 m
Angle of dam slope	34°	30°
Quantity of tailings	4 × 10 <sup>5</sup> ton	

Stava 川流域は古くから林業が盛んで、現在も観光とともに製材業が主要産業となっており、テイリングダムのある山腹周辺も森林で覆われ、Stava 川沿いの道路からダムのあることに気付く人は少なかったようである。

## 2.2 テイリングダムの概要

Stava 川の約 4 km 地点右岸から約 600 m 離れた山腹斜面（ウルム氷期のモレーン斜面：岩種は石灰質の白雲石と流紋岩類）上に、**Photo. 3**（1981年撮影）に示すような二段のテイリングダム（「捨石・鉱さいたい積場」：通産省/地公害局の呼び名）が建造されていた。このダムは、主としてその北側の山から産出される蛍石（ガラスの副原料）鉱山の鉱滓を沈殿させる目的で築造されたもので、1961年に下側のダム（「かん止堤」）の建設が開始され、鉱滓の堆積でかん止堤の嵩上げが限界高さに達したので、1975年から上側ダムの建造が始められていた。1985年には上側ダムも当初（1975年）計画の高さにまで達しており、5月頃からさらに 2 m の嵩上げ工事中であった。ダムの諸元は **Table 1** のようである。

テイリングダムの建造は、初めにスターターダム（3~5 m 高さの石塊からなる基礎堤）を築造し、堆積の

\***Photo. No** に \* のついたものは現地入手写真（撮影者不明）である。

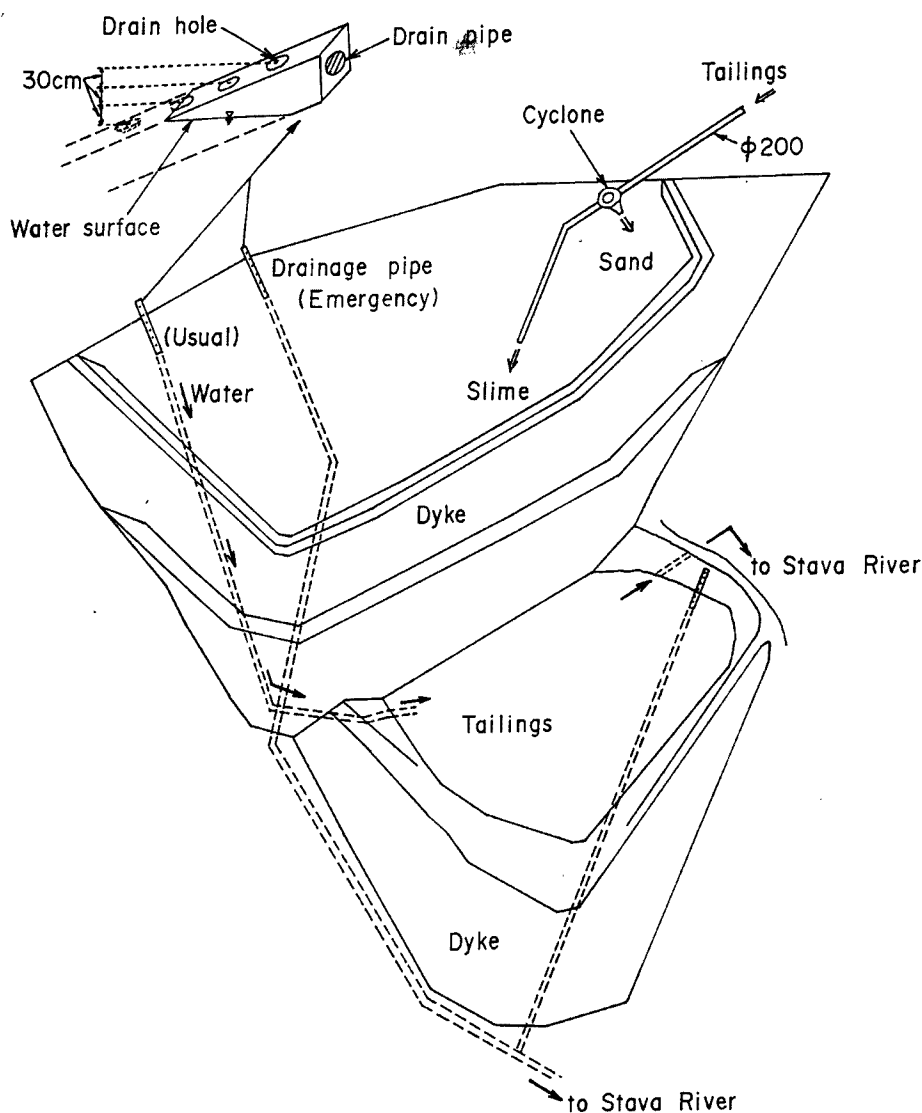


Fig. 3. Conceptual diagram of the Stava tailings dam.

進行に伴って鉱滓の粗粒分を積み上げて、ダムを逐次嵩上げする方法で行われ、嵩上げ方法には上流側、真上、下流側の三つの方式がある。Stava のダムでは、最も安価な最初の方式（「内盛り方式」）が採用されていた。

つぎに、このダムの運用方法の概念図を示すと、Fig. 3 のようである。鉱山の洗鉱場から輸送管（径約 20 cm）を通じて、固体分の重量濃度 25~30% の鉱滓が 50 m<sup>3</sup>/hr の割合で上側堆積場へ輸送される。輸送管の放出口付近に遠心分離機（サイクロン）が取り付けられており、粗粒成分は手前に、細粒成分（スライム）は遠方に堆積する。上澄水は堆積場上流の地山に沿って設置された排水管渠によって、通常は下側堆積場へ導かれ、そこでさらに微細粒子を沈殿させてから排水される。異常出水時などには非常用管渠によって直接下流へ排水させるようになっている。この排水管渠は、コンクリート製で Fig. 3 の詳細図に示す構造をもっており、スライムの堆積の進行に伴って、順次上方の穴から排水されるようになっていて、正常に作動しておれば、30 cm 以上の深さに上澄水が湛ることはない。

我々の現地調査の時点においても、堆積場内の地山から湧水が認められたが、地下水位や浸潤面を測定す

る観測井は災害前には設置されていなかった。なお、イタリアでは、1981年にこの種のダム建設に関して、すべり安定解析、排水施設および液状化に対する安定設計の基準が施行されたが、それ以前のものには適用されていなかった。

### 2.3 災害の状況

7月19日12時23分頃、Stava のテイリングダムが突如決壊し、それによって発生した泥流が Fig. 4 に示すような経路を辿って Stava 川を一気に流れ下り、Avisio 川との合流点に達してその大部分の土砂が堆積した。ダムの決壊状況ならびに泥流の流下過程の詳細は次章以降で述べることにし、ここでは災害の発生状況を概述する。

テイリングダムの決壊は、二段の堆積場のうち、まず上部かん止堤の破壊にはじまり、その流出土砂が下部堆積場に崩落することによって下部かん止堤も瞬時に決壊したものと考えられている。かん止堤が決壊する瞬間の確実な目撃者はいないが、ダム地点から 3.7 km 離れた Cavalese に地震計があって、ダムの決壊と泥流の流下に起因すると思われる振動記録が得られている。Fig. 5 にその最初の部分が示されているが、微小な変化が現われた時刻 (A 点) は12時22分52秒03であり、かなり明確な振動が現われた時刻 (B 点) は12時23分02秒08であって、ダムの決壊時刻はほぼ12時23分と判断できる。その後、振動記録の振幅は次第に増大し、衝撃的な振動が断続的に現われるが、その解析結果と解釈については 5 で述べる。

このようにダムの決壊によって生じた泥流段波は、勾配約 10°、長さ約 600 m の山腹斜面を流下し、山腹とその麓の Stava 川周辺に建っていた三つのホテルや20軒余の別荘などの建物を全壊・流失させた。

Photo. 4 と Photo. 5 に山腹斜面直下の災害前と災害後の状況を示す。建物は破壊流失し、森林も2本の立木を残して全て消え去っている。この付近には、製材用の貯木場があったが、それらも数多く流失しており、泥流には破壊した家屋や樹木等もかなり多量に巻き込んで破壊力を増加させたものと思われる。

Stava 川に流入した泥流は、Avisio 川合流点まで 3.8 km の河道を大きく振動しながら流れ下り、約6分間で合流点に到達した。目撃者の証言によると、泥流段波の高さは20 m 程度で、木が立ったまま流され、端の方では土煙(白塵)が立っており、約20秒間で通過したといわれている。Avisio 川合流点に到達した泥流は、Fig. 4 に示した範囲に堆積し、川を一時的に堰止めたが、やがて左岸側で決壊して、平均高約5 m の

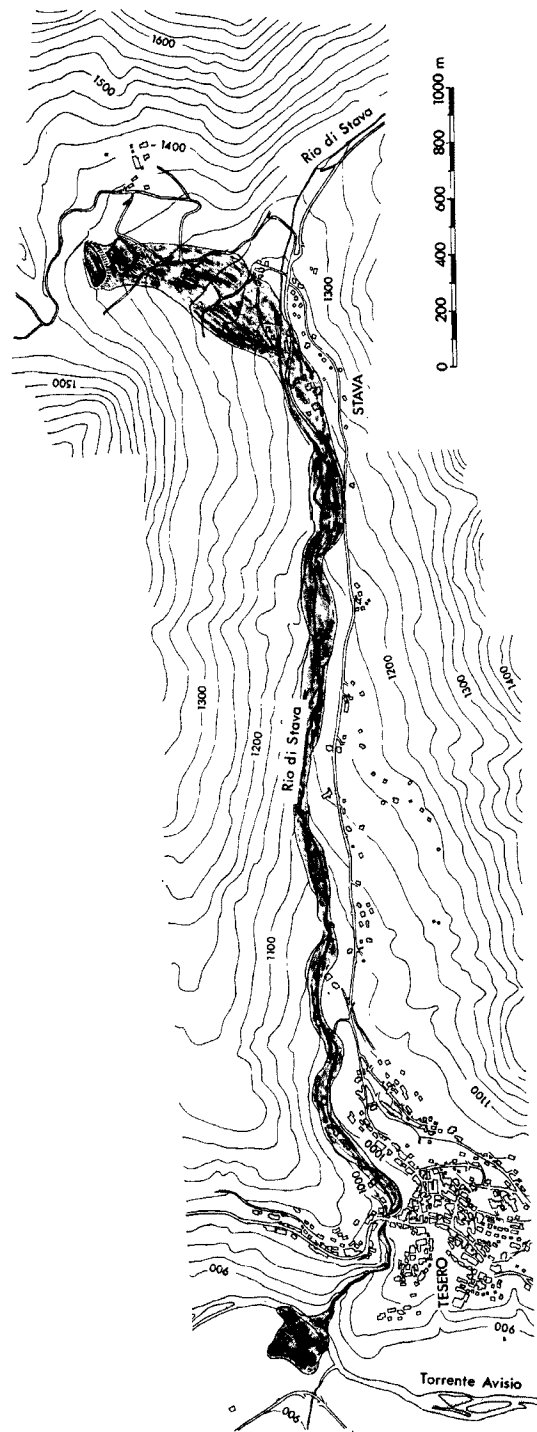


Fig. 4. The course of the mud flow.

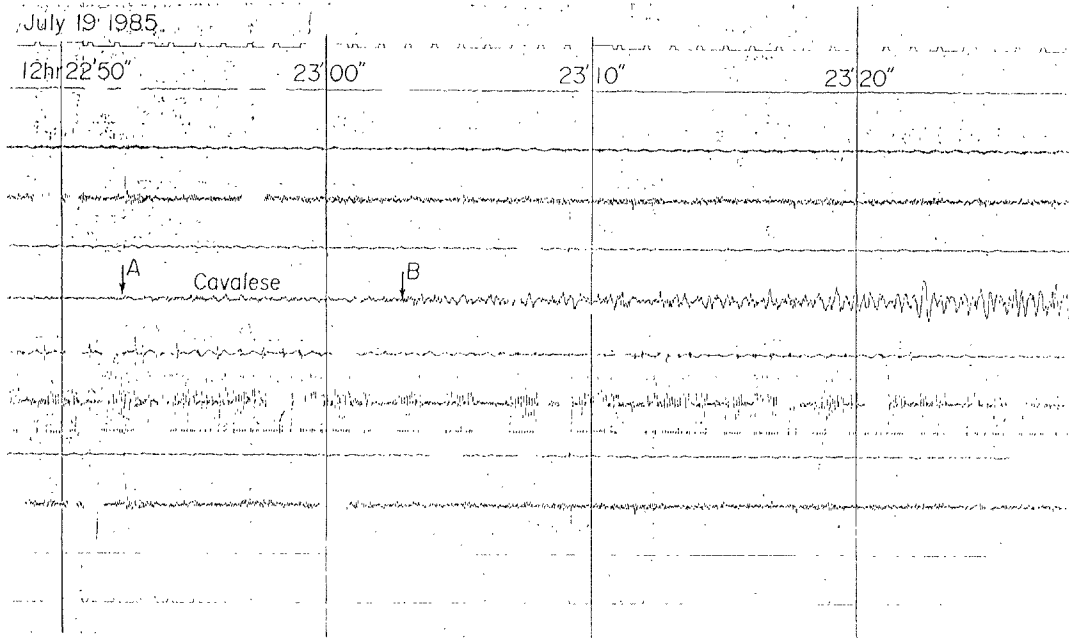


Fig. 5. Chart record of the seismometer at Cavafese.



Photo. 4\*. Scenery of Stava before the disaster. The tailings dams locate at upper center.

扇状地状の堆積となった。この堆積土砂量は約12万 $m^3$ と推定されている。さらに、約3万 $m^3$ の土砂は Avisio 川によって運ばれ、下流約8kmの地点にある Stramentizzo 貯水池（貯水容量1000万 $m^3$ の発電用貯水池 Fig. 1 参照）に流入・堆積した。



#### 2.4 被災状況と災害後の対応

この災害による死者・行方不明者は268名(身元確認199名, 部分遺体などのため身元不明69名), 負傷者16名であって, 救出された人はわずか16名であった。死者・行方不明者のうち Tesero 住民は70名, Cavalese 住民73名, Ora 住民70名であり, 残りは遠方からの避暑客であった。若し, 夏季のパカンス中ではなかったなら, 犠牲者は40名程度にとどまっていただろうと考えられている。

一方, 家屋の被害は, 全壊・流失ホテル3軒, 別荘を含むその他の全壊・流失家屋44戸, 半壊家屋2戸(ホテル1戸), 一部損傷6戸(ホテル1戸)であった。全壊・流失した3軒のホテルは Stava 地区にあって, 丁度昼食時のため来客が多かったと聞いている。

その他の被害としては, 森林の流失14ha, 橋梁の流失7橋, 貯木場の木材流失(ダム直下で)約1000m<sup>3</sup>等があり, 被害額は Tesero 町だけで(鉱山・ダムの損害を除いて)400~500億リラ(50~65億円)と見込まれている。

この災害は, 豪雨や地震などの前兆現象が認められておらず, 僅か6分程度で終了するという突発的な現象であったので, 町当局としても, 危険を事前に察知して避難勧告をする等の措置を講ずることはできなかった。また, テイリングダムの決壊に伴う大爆音を聞いた地元住民も, 鉱山の発破か地震などと考え, ダム決壊と判断して避難した人は少なかったようである。

しかし, 災害直後の対応は極めて迅速であって, 町長から Trento 市と国の民間防災省へ救援依頼の電話を行い, 12時45分(災害後約15分)には最初の軍隊と消防隊が現地に派遣されている。その後, 5000人にのぼる救助隊が軍, 警察および民間によって組織され, 民間防災大臣の指揮のもとに, ダム下流斜面の泥流防止堤の築造, Stava 川および Avisio 川での被害者の捜索や土砂・流川家屋等の排除が行われた。特に, ほとんどの犠牲者が, 破壊した家屋や樹木とともに Avisio 川まで押し流されており, 合流点左岸側にバイパスを掘削して水を排除し, 4~5回にわたる徹底した遺体の捜索が行われた。(Photo. 6)

以上のように, この災害は異常な自然外力がない状況での人工構造物の破壊が直接の原因であり, 危険な地域におけるホテル・別荘の立地などの開発によって拡大されたものである。この理由で, 鉱山経営者や治水森林監督官等が刑事責任を問われており, 裁判所は事故調査委員会を組織して調査に当らせていた。なお, テイリングダムは廃止される見込みであって, 今後災害の危険性もなくなるので, 観光開発を強力に推進するという町の姿勢が窺われた。



Photo. 5\*. View of the hazard at Stava area. The mud came down from the upper left slope.

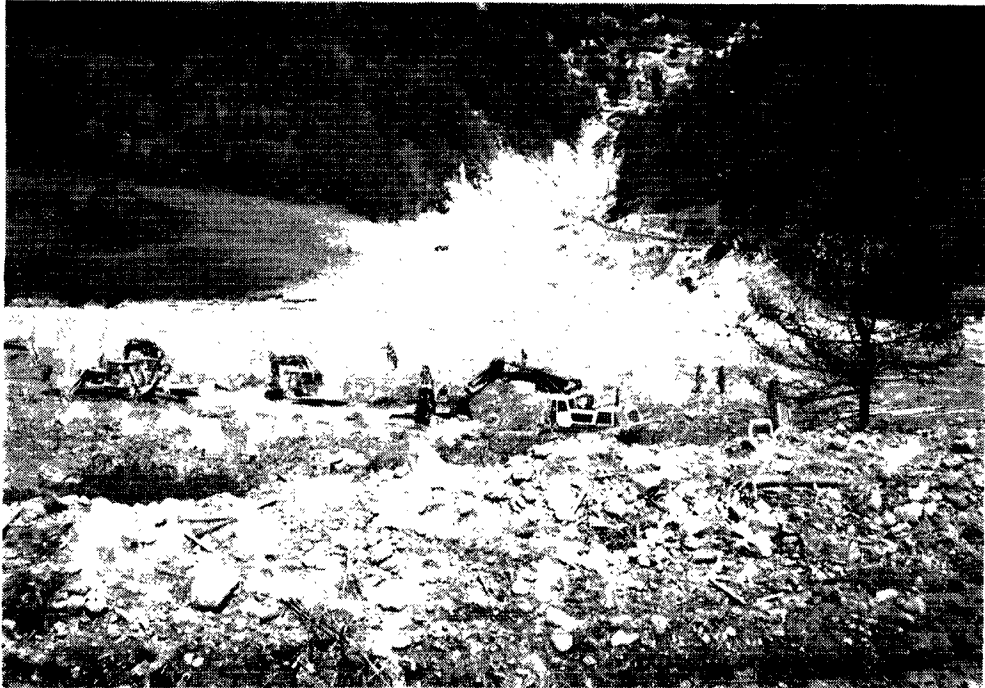


Photo. 6\*. Removal of sediment accumulated on the bed of the Avisio River at the confluence of the Stava River.

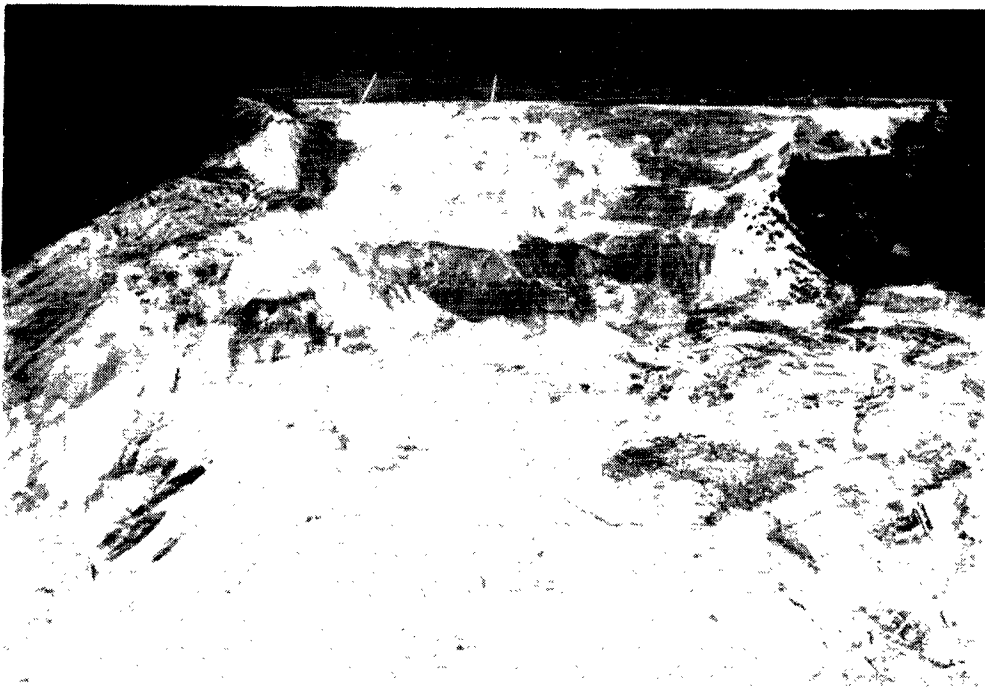


Photo. 7\*. Frontal view of the collapsed dam.

### 3. ダムの決壊状況と流出土砂量

#### 3.1 ダムの決壊状況

災害直後に撮影されたテイリングダムの決壊状況を **Photo. 7** に示す。上述のようにダム決壊時の確実な目撃者はいないので、ダムの決壊形状から、決壊のプロセスについて種々の推測がなされていた。決壊形状の特徴として、**Photo. 7** の上側ダム右岸の残留堤体下方に比高 3~4 m、幅約 25 m の小丘が残っており、上側かん止堤の決壊口が、左岸残留堤からこの小丘にかけての約 80 m の開口部と小丘から右岸残留堤の約 40 m の開口部の二つに分れているようにみえることから、つぎのような種々の説が専門家等の間で出されていた。

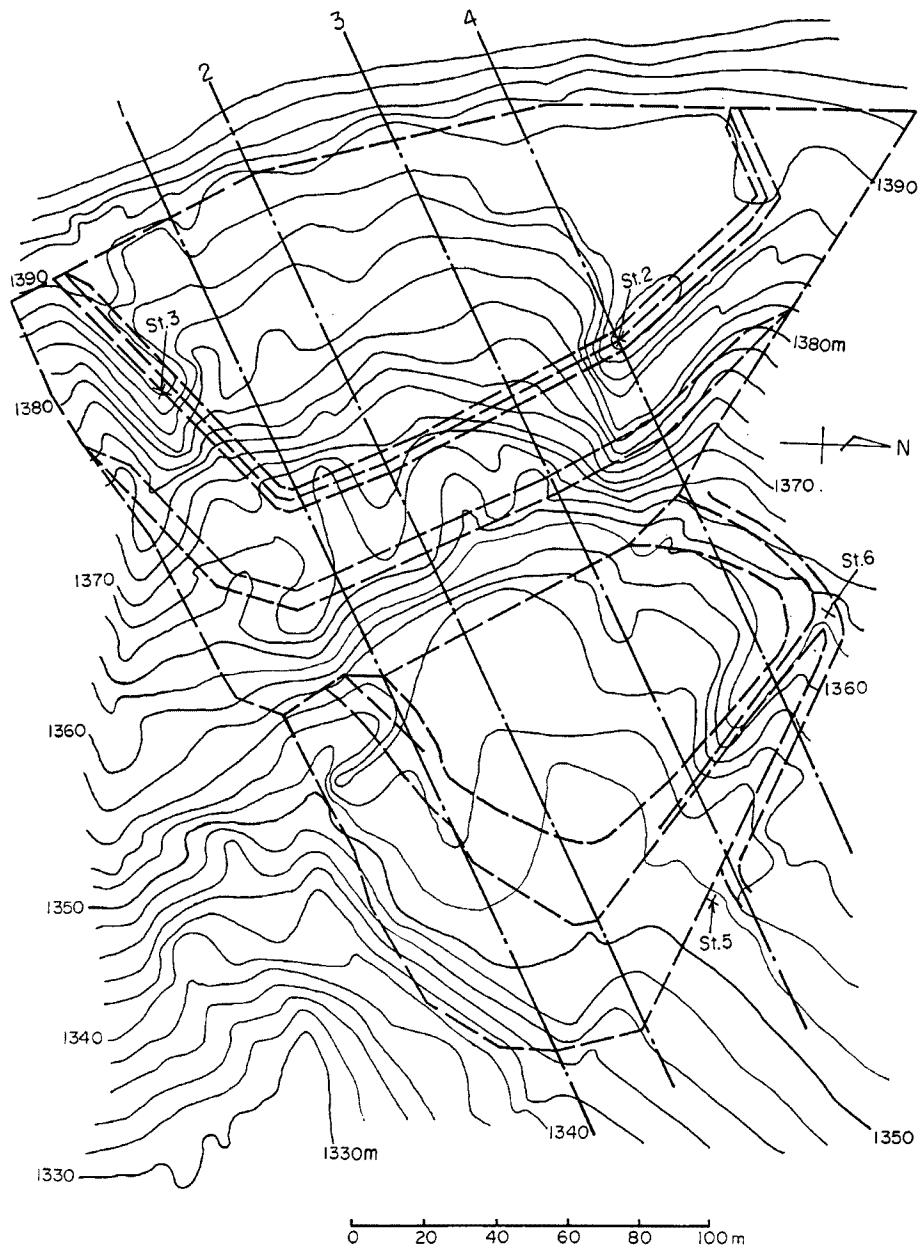


Fig. 6. Plan of the tailings dams before and after the collapse.

1) 上側ダムの左岸よりで最初に決壊して中央へ拡大し、ついで右岸よりで切れたとする説。その理由として、左岸よりの流路の深い点と、若しも右岸よりで最初に切れたとすると、谷の方向から左岸へは拡大しにくい点が挙げられている。

2) 1)と逆で右岸より最初に切れ、中央から左岸へ拡大したとする説。その理由として右岸側に地すべりの欠陥があったことを指摘している。

3) 左、右岸よりでほぼ同時に決壊し、左右に流れが分れて小丘が残ったとする説。

4) 中央付近で最初に切れ、その後数秒程度で、右岸よりがそのショックで決壊したとする説。

以上のように考えるほぼすべての場合が挙げられており、特に3)と4)は小丘の存在に注目した説である。しかし、この小丘部分は、丁度、堤体の屈折部で下流側に張出しており、堤体幅が大きく、堤体土量の多い個所に相当している。(Fig. 6 参照) しかも、この部分も、もとの堤体天端から約 10 m 侵食低下しており、左右岸側の堤体侵食土量と大差はないので、小丘部分の両側の決壊を別個に考える必要はない。したがって、1)と2)の説が有力であるが、1)の説の理由に加えて、後述する下側堆積場の洗掘形状および決壊要因の一つとみられる左岸堤の嵩上げを合せ考えると、左岸から右岸へ決壊が進行した可能性が高い。しかし、その進行は 3.3 で述べるように極めて急速だったと推測される。

### 3.2 決壊形状

Fig. 6 に決壊前のかん止堤の平面形状と決壊後の堆積場内の地形が示されている。なお、決壊前の形状は、1975年の計画図を用いており、決壊後の地形は相対標高で表示されていたので、両者の重ね合せの正確さは不明である。

まず、Fig. 6 で破堤長を調べると、上側かん止堤では天端延長 270 m のうち崩壊部分の長さは 145 m (55%崩壊)、残留部分は左岸側 80 m、右岸側 45 m である。一方、下側かん止堤では天端延長 230 m のうち、崩壊延長 150 m (65%崩壊)であって、残っているのは左岸側の 80 m だけである。上側と下側かん止堤の左岸側残留部分の長さは同じであって、上側堆積場の崩壊土砂は拡散せずに、ほぼ直線的に下側堆積場とかん止堤に衝突し、破堤・流出させたものとみられる。また、上側かん止堤の決壊口の断面形状は、左岸よりで少し侵食深が大きくなっているが、ほぼ台形断面(上面幅 120 m、底面幅 100 m、高さ 10 m)である。

つぎに、Fig. 6 の崩壊面の平面形状をみると、上側堆積場内ではほぼ一様な斜面を形成しているのに対して、下側堆積場では右岸側で等高線が大きく歪んでいる。特に、上側かん止堤の基礎堤直下の 1352~1356 m の等高線に注目すると、洗掘穴(直径約 50 m)とその下流の凸地形が対をなしており、上側ダムの崩壊土砂の主要部分はこの付近に落下したと想像される。この洗掘穴痕跡の中心線を上流へ延長するとほぼ上側ダム左岸堤の残留部分前面付近になる。

一方、Fig. 6 の 4 測線における縦断面形状を示すと Fig. 7 のようである。堆積場崩壊面の縦断勾配は、Section 1~3 のいずれも、上側基礎堤の上流側の勾配が下流側のそれより 4~5 倍程度急になっており、これは流送土砂量(掃流力)とかん止堤の高さの差に起因していると考えられる。

### 3.3 流出土砂量

Fig. 6 の 4 測線と平行に 6 測線を追加し、Fig. 7 と同様の決壊前後の縦断面形状の差から、堤体(平均堤体幅 7 m を仮定)とスライムのそれぞれについて、上側・下側ダム別の流出土砂量(見かけの容量)を求めると Table 2 のようになる。総流出土砂量 185,220 m<sup>3</sup>のうち63%は上側ダムからの流出であり、スライムが全体の77%を占めている。つぎに、水の量は、堆積場の上澄水と堤体・スライム中の水量とに分けられるが、前者を 2.2 に述べた排水管渠の穴の間隔から最大水深 30 cm と仮定すると、上側・下側堆積場の湛水量は 5480 m<sup>3</sup>となる。一方、堤体・スライム中の水量は、持越鉱山の調査結果<sup>7)</sup>を参考にして、堤体土の間隙比  $e=1.5$ 、含水率  $w=45\%$ (飽和度  $s_r=83\%$ )、スライムでは  $e=1.0$ 、 $w=35\%$ ( $s_r=99\%$ )を仮定し、Table 2 の土砂量から計算すると、堤体土中の水量は 21,336 m<sup>3</sup>、スライムのそれは 70,476 m<sup>3</sup>となる。

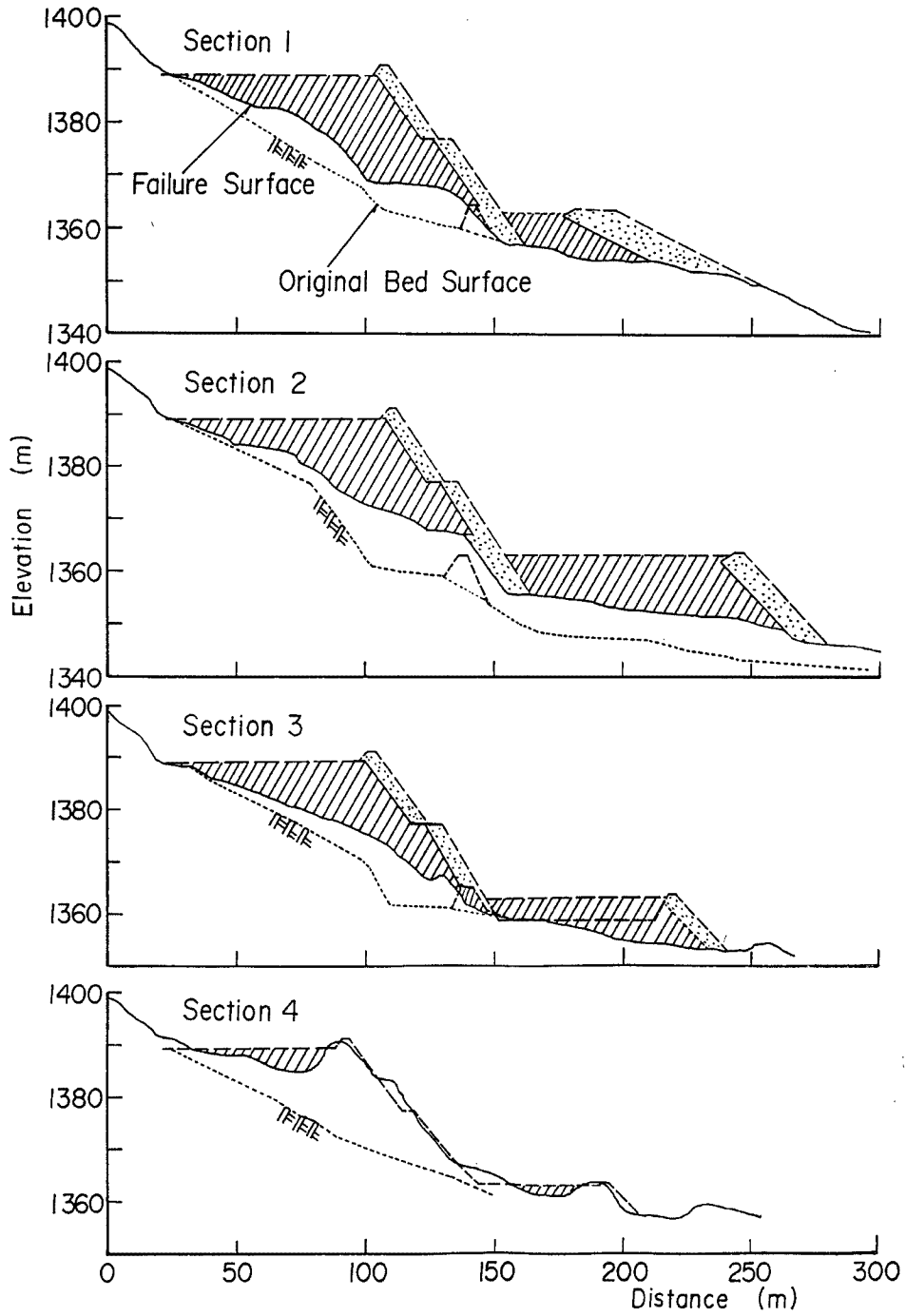


Fig. 7. Longitudinal profiles of the tailings dams before and after the collapse.

Table 2 Sediment volume removed.

	Slime	Dyke	Total
Upper pond	89,898 m <sup>3</sup>	26,895 m <sup>3</sup>	116,793 m <sup>3</sup>
Lower pond	52,478	15,949	68,427
Total	142,376	42,844	185,220

したがって、全水量は  $97,292 \text{ m}^3$  となり、実質土砂量  $88,325 \text{ m}^3$  から流出土砂の固体分の容積濃度は  $0.476$  と計算され、非常に高濃度の泥流が発生したものと推測される。

一方、この泥流のピーク流量 ( $Q_p$ ) を貯水ダムの瞬間決壊と同様に考えて Ritter の式<sup>8)</sup>

$$Q_p = 8 C_0 h_0 B / 27, \quad C_0 = \sqrt{gh_0} \dots\dots\dots (1)$$

から求めると、初期水深  $40 \text{ m}$ 、決壊幅  $B=120 \text{ m}$  に対して、 $C_0=19.8 \text{ m/s}$ 、 $Q_p=28,160 \text{ m}^3/\text{s}$  となる。また、上述の総流出土砂量  $185,220 \text{ m}^3$  の流出波形を  $Q_p$  を最大値とする三角形状と仮定すると、泥流の継続時間は  $13.2 \text{ sec}$  となる。このピーク流量と継続時間については検証データはないが、後述する泥流の流下速度や Stava 川上流端のピーク流量に接続する値として不自然ではなく、この二つの堆積場の決壊は貯水ダムの瞬間決壊に近い泥流の流出現象であったと考えられる。従来のアースダムの決壊時間をまとめた結果<sup>2)</sup>によると、Stava ダムの規模では決壊時間は少なくとも  $40$  分程度になり、1 に述べた Buffalo Creek でも  $30$  分を要している。このように瞬時決壊に近かったのは、次章で述べるように越流侵食を伴わない、すべり破壊を生じたためであろう。

#### 4. ダムの決壊要因

##### 4.1 ダムと地山斜面の概況

Stava のテイリングダムは、比較的平坦な斜面に造られていたので、かん止堤の天端は円弧状となり (Photo. 3, Fig. 3)、その堤軸方向にアーチ作用による安定を期待できない形状であった。換言すれば、斜面上に二段の盛土斜面が築かれている状態にあって、しかも盛土中に水が含まれているので、大変に危険な状況にある土構造物だったと云え、現地でも専門家が問題にしていたようである。

かん止堤は、前述のように鉾津の粗粒分 (比較的均質な細砂) で築造されており、部分的に周辺の山土も用いられていた。一方、堆積土砂は、沈殿させているので Photo. 8 に示すように明瞭な層構造をなしており、かん止堤と接合する部分が Photo. 9 (Fig. 7 の Section 3 の付近) にみるように鋸歯状に細粒と粗粒分が組合さった構造になっている。この鋸状の歯の一段が一回の嵩上げ高に担当し、十数回の嵩上げがなされ



Photo. 8. Layering deposit of the sediment in the upper dam.

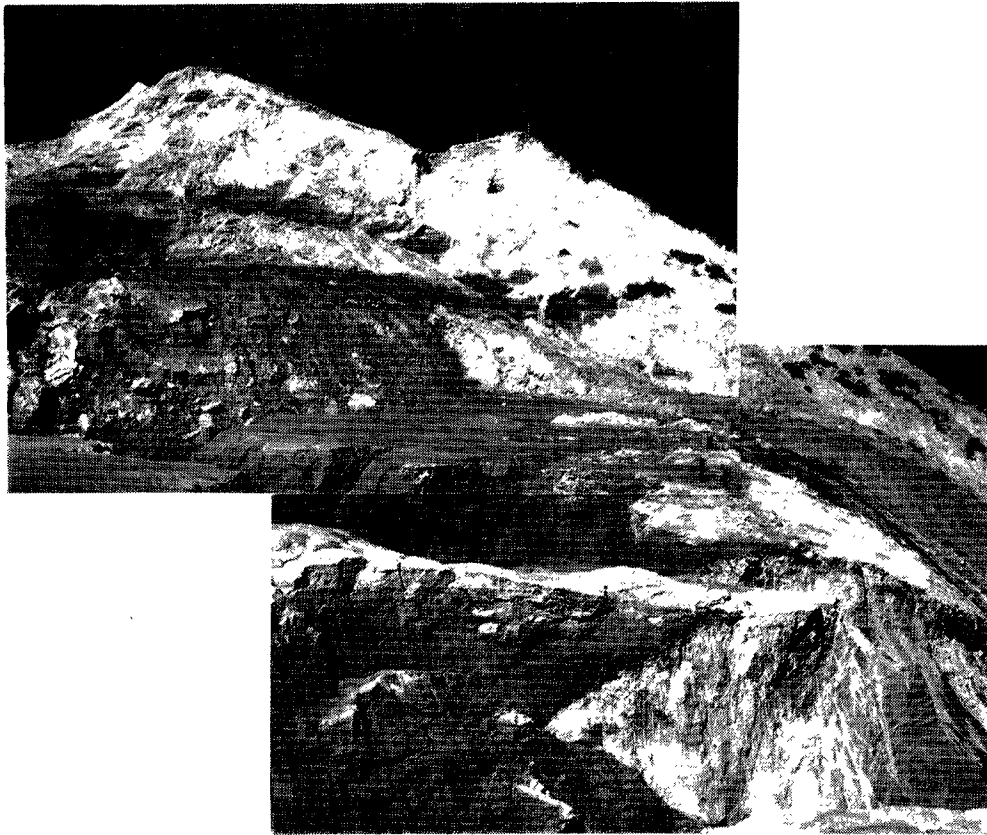


Photo. 9. The cut end of the embankment in the upper dam. (Notice the jigsaw junction between the coarse and the fine sediment layer).

たものと推測された。

つぎに、堆積場の排水は、30 cm を越える土澄水は排水管渠で行われるが、それ以下の水は地山に浸透するか、ダム法尻から浸出・漏水しない限り排水は不可能であって、地山斜面の透水性が堆積土砂より大きいことが必要とされる。地山の土質は粗粒で透水性はかなり大きく（透水係数  $10^{-2} \sim 10^{-3}$  cm/s）、かん止堤の法尻からの浸出水の徴候はなかったようなので、堆積土中の水は地山斜面に漏水するか、スターターダム以下に浸透排出されていたものと考えられる。一方、ダム地点の斜面は、大局的にみて谷部に相当し、集水面積は 6 ha 程度で小さいが、斜面下方に湧水が認められ、沢水も多く、北西の後背山地からかなりの地下水が賦存されているようであった。

#### 4.2 堆積土砂の性質

現地の土試料について、各種の物理試験等を行った結果を **Table 3** と **Table 4** に、粒度分析結果を **Fig. 8** に示す。地山斜面の土は広い粒度範囲をもっているが、堆積土砂（堤体およびスライム）は遠心分離作用をうけているので、それぞれ比較的一様な粒度分布を示しており、1)シルト質の砂（堤体土：No. 2, 3, 3'）、2)シルト（スライム表層：No. 4, 5）および3)シルト質粘土（スライム表層下に散在：No. 5'）に大別できる。**Table 3** の pH と比電導度は、試料を水中で攪拌後放置して、その土澄液中で計測した。比電導度の通常の値（日本の河川）は、 $100 \sim 150 \mu\text{S}/\text{cm}$  であって、地山の土試料（No. 1）だけが電導性の鉱物を含んでいると考えられる。

一方、土の乾燥密度  $\gamma_s$  と間隙比  $e$  を、直接せん断試験と圧密試験から類推すると、堤体材料（No. 2, 3）では  $\gamma_s = 1.50 \sim 1.55 \text{ g}/\text{cm}^3$ 、 $e = 0.76 \sim 0.82$ 、スライム（No. 4）では  $\gamma_s = 1.55 \text{ g}/\text{cm}^3$ 、 $e = 0.82$ 、スライム

(No. 5) では  $\gamma_s=1.44\sim 1.46 \text{ g/cm}^3$ ,  $e=0.95$  程度であったと考えられる。直接せん断試験結果は粘着力  $c$  内部摩擦角  $\phi$  とともに過大気味であるが、現地の専門家も堤体土は  $\phi=30^\circ\sim 34^\circ$ ,  $c=0$  とみなしているようで

Table 3 Soil properties.

Sample No. Station	① Mountain -side	② Upper dyke	③ Upper dyke	③ Upper dyke	④ Dyke breached surface	⑤ Slime	⑤ Slime
Soil name	Silty sand (SM)	Silty sand (S-M)	Silty sand (S-M)	Silty sand (S-M)	Silt (ML)	Silt (ML)	Silty clay (CL)
G <sub>s</sub>	2.61	2.73	2.72	2.79	2.84	2.82	2.90
Grain size							
Gravel (%)	25	0	0	0	0	0	0
Coarse Sand (%)	32	2	1	0	0	0	0
Fine Sand (%)	23	66	64	61	3	10	4
Silt (%)	14	30	33	37	82	88	62
Clay (%)	6	2	2	2	15	2	34
d <sub>max</sub> (mm)	19.1	0.84	0.84	—	0.84	0.25	0.1
w <sub>L</sub>	—	—	—	—	34.2	22.6	—
w <sub>p</sub>	—	—	—	—	21.1	18.7	—
I <sub>p</sub>	—	—	—	—	13.1	3.9	—
pH	7.1	7.4	7.5	—	8.3	7.55	—
Specific electricity conductivity ( $\mu\text{S/cm}$ )	903	175.1	175.1	—	157.3	333	—
Direct shear test							
$c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.19	0.14	0.14	—	0.13	0.15	—
$\phi$ (°)	37	33	33.5	—	40.4	36	—
$\gamma$ (gf/cm <sup>3</sup> )	1.48	1.49	1.56	—	1.30	1.51	—
	1.51~	~1.61	~1.57	—	~1.46	~1.60	—
Tri-axial compression test							
$c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	—	—	$c'=0$	—	—	$c_u=0.06$	—
$\phi$ (°)	—	—	$\phi'=26.5$	—	—	$\phi_u=0$	—

Table 4 Oedometer test on No. 5 samples.

Consolidation load (kgf/cm <sup>2</sup> )	Dry density (g/cm <sup>3</sup> )	Initial void ratio	Final void ratio	Water content (%)	Coefficient of volume compressibility (cm <sup>2</sup> /kgf)	Coefficient of consolidation (cm <sup>2</sup> /d)	Coefficient of permeability (cm/s)
0.2	1.440	0.971	0.769	24.7	1.412	1606	$2.63 \times 10^{-5}$
0.4	1.460	0.944	0.684	24.7	1.378	2540	$4.05 \times 10^{-5}$
0.8	1.457	0.948	0.611	22.5	0.802	2156	$2.00 \times 10^{-5}$



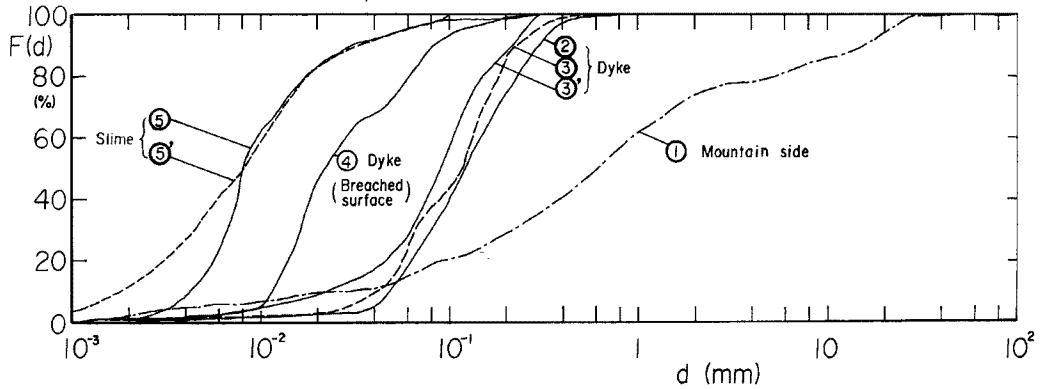


Fig. 8. Size distribution of the soil samples.

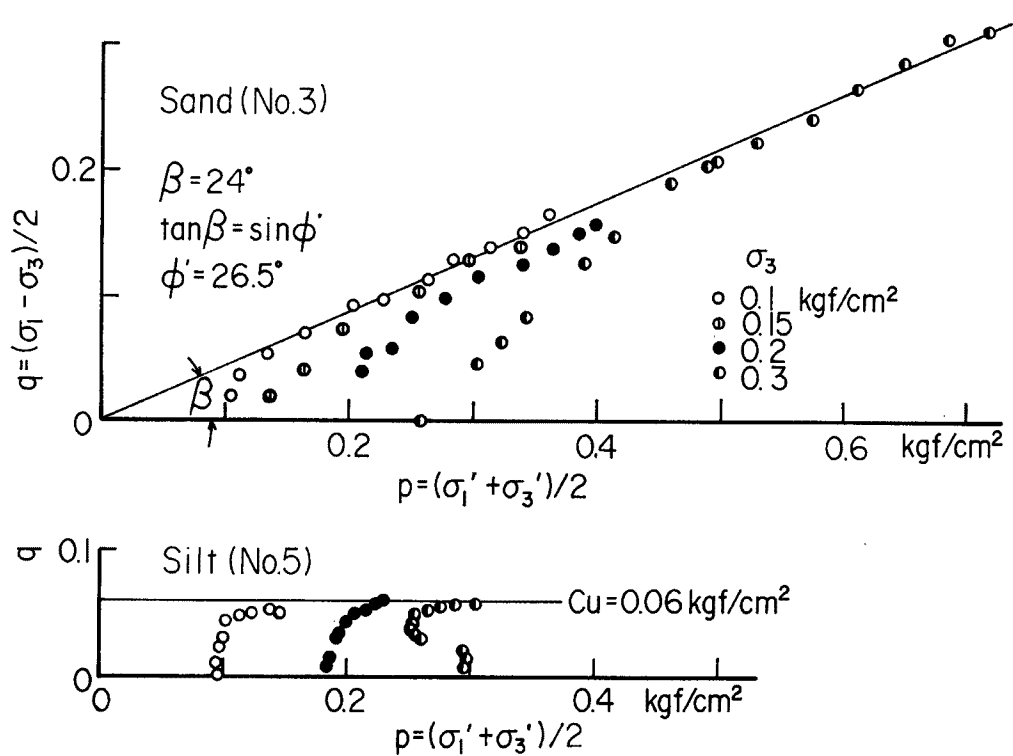


Fig. 9. Results of the tri-axial compressing test of the sand (No. 3) and the silt (No. 5) samples.

ある。しかし、精度的に疑問が残るため、No. 2, 3 砂と、No. 4 のシルトの試料に対して三軸試験（砂には CD 試験，シルトには CU 試験）を行い、Fig. 9 の結果を得た。砂は  $c' = 0$ ， $\phi' = 26.5^\circ$ ，シルトは  $c_u = 0.07 \sim 0.09 \text{ kgf/cm}^2$ ， $\phi_u = 0$  であり、直接せん断よりかなり小さい強度が得られた。なお、シルト (No. 4) の圧密試験の結果から透水係数  $(2.0 \sim 4.0) \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ ，圧縮指数  $c_c = 0.268$  を得ている。

#### 4.3 ダム決壊の原因

ダム決壊の先駆現象として確実な情報は何もないが、決壊の誘因や原因に関する情報はつぎのように多い。

- a) 決壊日の 2 日前に  $23 \text{ mm/day}$  の降雨があった。(Stava に最も近い雨量計は Cavalese にあって、7

月の雨量は、6日 12.4 mm/day, 16日 2.4 mm/day, 17日 23.0 mm/day となっている。

b) 上側ダム水位調節に苦心していたらしい。(上ダムの貯水面は **Photo. 3** にみるように右岸側に偏っていたようである。)しかし、越水した事実はない。

c) 1985年1月に厳寒(氷点下32°C)のため、通常排水管が閉塞し、上ダム右岸側の法尻の一部が崩れ、これが弱点になった。

d) 上ダムが2m嵩上げ工事中であって、載荷重に対して堤体および基礎の土質強度が不足していた。

e) 下ダムのスライムの上に上ダムの基礎堤を建設したので、スライム層で滑った。

f) 斜面地山から湧水が多量に発生し、パイピングを起した。

これらの情報に基づいて、現地では種々の決壊機構が議論されていたが、可能性の高いものを整理するとつぎの4つになる。

#### 1) 嵩上げ原因説

2mの嵩上げによる荷重増と間隙水圧の上昇により堤体すべりが発生した。

#### 2) 降雨を原因とする説

7月17日の降雨によって i)地山斜面からの湧水によるクイックサンド, ii)湧水が上側スターダム付近を押し上げることによる上ダム法尻部の崩壊, iii)スライムに沿う湧水で間隙水圧(浸潤面)が上昇することによるすべり破壊, などが考えられる。

#### 3) 排水管渠の閉塞事故説

排水管渠の修復が不完全で漏水を起こし、すべり破壊に至った。

#### 4) 堤体付近までの湛水を原因とする説

上ダムの水面がかん止堤に接近し、浸透面を高めてすべり破壊を起こした。

以上のうち3)の説は先駆現象が観察されていないので可能性は低く、1)の嵩上げ原因説と2)および4)の浸透水・湧水原因説が有力と考えられる。

### 4.4 すべり安定解析による決壊機構の推論

上述のように、先駆現象が観察されず、限界状態にあったダムが瞬時にすべり破壊したと考えられるので、簡便法による安定解析によって決壊の可能性を検討する。

解析の対象断面としては、**3.1**に述べたように最初の決壊が左岸よりの個所と考えられるので、**Fig. 7**のSection 3を選定した。また、すべり円は崩壊後の地表面形状とスターダムを少し切ることを考慮し、浸潤面の位置は **Fig. 10**に示すように、(1)すべり面以深の場合、(2)すべり面より若干上にある場合および(3)すべり面より4m(法面とすべり面の中央を切る高さ)上昇する場合の三ケースを仮定した。

一方、堆積土の強度定数は、**4.2**の結果を参考にして、 $\phi = 30^\circ \sim 33^\circ$ ,  $c = 0 \sim 0.14 \text{ kgf/cm}^2$  の範囲にとり、湿潤重量  $\gamma_t = 1.78 \text{ gf/cm}^3$  および飽和重量  $\gamma_{sat} = 2.00 \text{ gf/cm}^3$  の一定値を用いた。安定解析の結果(すべり安全率)は **Table 5**に示すように、 $\phi = 33^\circ$ では浸潤面が(2)のケースまで安定であるが、 $\phi = 30^\circ$ では(2)のケースで不安定になることがわかる。また、三軸圧縮試験によると、有効内部摩擦角  $\phi' = 26.5^\circ$  であって、この値では(1)のケースでも安全率  $F_s < 1$ になるが、実際には粘着力による抵抗増も考慮する必要があ

Table 5 Factors of safety for sliding.

Strength parameters of the tailings	$\phi$ (°)	33		30	
	$c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.14	1	0.10	
Location of the seepage water surface	(1)	1.54	1.15	1.34	
	(2)	1.33	0.97	1.14	
	(3)	1.13		0.96	

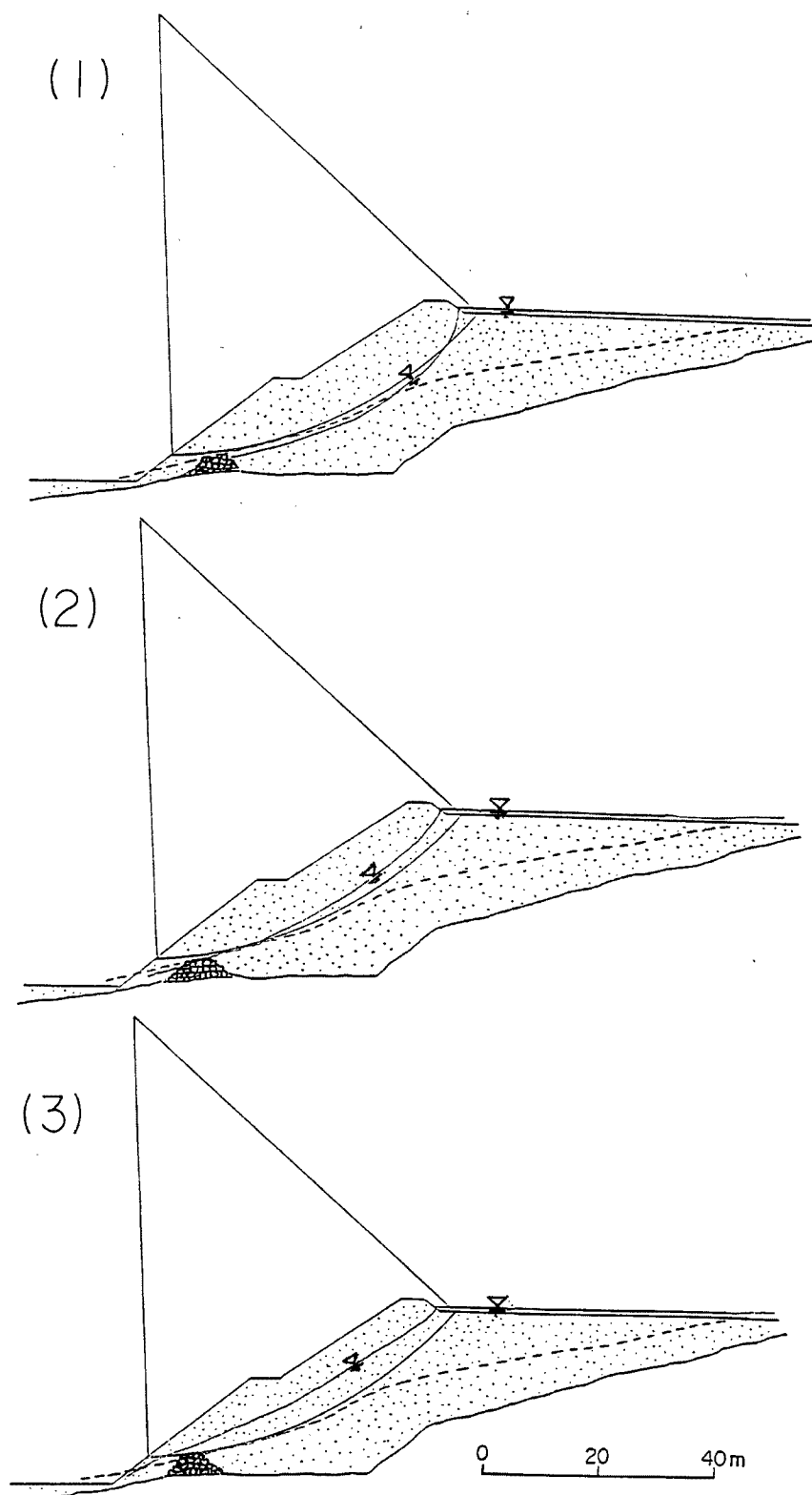


Fig. 10. Three assumed locations of the seepage water surface in the upper dam for the slope stability computations.

る。例えば、シルトの  $c_u=0.06 \text{ kgf/cm}^2$  では安定性に影響しないが、粘土のペーンせん断試験で得られた  $c_u=0.2 \text{ kgf/cm}^2$  (現地の情報) ではかなりの安全率増が見込める。しかし、粘土の試料を採取していないので確実な値は不明である。

つぎに、2 m 嵩上げの影響を  $c=0.1 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\phi=30^\circ$  で(2)の浸潤面位置について検討すると、 $F_s=1.14$  が 1.12 に低下する程度である。しかし、嵩上げによる間隙水圧の上昇を考慮し、それを  $3.56 \text{ tf/m}^2 (= \gamma_s \times 2 \text{ m})$  と仮定すると、 $F_s=0.84$  まで低下する。間隙水圧の増加量の正確な見積りは難しいが、嵩上げおよび降雨による間隙水圧の上昇がすべり破壊に支配的な影響を及ぼしたと考えられる。

すなわち、5月頃からの嵩上げ工事によって堆積土層の過剰間隙水圧が発生し、それが消散しないうちに7月17日の 23 mm/day の雨で間隙水圧あるいは浸潤面の上昇が起こって、上ダムの堤体を含む堆積土層をすべり破壊させた可能性が考えられる。堆積土層はシルトより細粒なので透水係数は  $10^{-5} \text{ cm/s}$  以下であり、間隙水圧の消散に数ヶ月かかることは予想され、また、当地域の月平均雨量は 25~30 mm なので、17日の雨量はかなりの雨量といえる。この雨による地山から堆積土層への湧水の浸透機構(前章の2)の i)~iii)の機構)は推定できないが、現地調査の時点でも地山および堆積層深部からの浸出水が認められ(Photo. 8の砂・シルト層や Photo. 9のすべり面下部)、堆積場には湧水個所が多数あったと考えられる。さらに、ダム左岸側では粗粒の堆積物が多く、そこで最初の決壊が発生する一因となったことも想像される。

堆積土砂の採取試料が少なく、現地試験の結果も入手していないので、上述の推論の検証は不十分であるが、ダム付近は谷地形で湧水量が多く、一方、ダムの堆積土砂には透水性の低いシルト分が多いので、浸潤面を下げる排水設計と嵩上げに対する十分な配慮が必要だったと考えられる。

## 5. 泥流の流下過程

### 5.1 泥流の流下状況

まず、泥流の流下痕跡から、Stava 川における泥流の特徴的な挙動を検討する。Fig. 11 は空中写真から読み取った泥流の痕跡平面図である。図中の番号は、著者が現地では痕跡の簡易測量を行った断面と地形図(1/5,000)から横断形状を求めた断面('のNo.)を示している。また、Fig. 12 は Stava 川の縦断形状である。Stava 川は、平素は断面13付近から上流では  $5^\circ$  程度のほぼ一様な勾配をもって、緩やかに蛇行しながら流れる河川であるが、今回の災害時には、断面1付近で突如右岸側斜面から大規模な泥水塊が押し寄せ、断面1~3付近のホテル等多くの建物を破壊し尽すとともに、左岸側へ激突して方向転換した。

Fig. 13 はテイリングダムから断面4付近までの地形と泥流痕跡を示している。泥流は緩やかな谷地形の左岸側の斜面に沿って、最急勾配の方向へ弯曲して進み、斜面下方で少し拡がってはいるが、主流は多くの建物が立地していた凹地を直撃するように流れたものと推察される。その結果、Photo. 5 でみたように、Stava 地区の中心地は完全に消失した。しかし、流路工はほぼ原形のまま残っており、凹地にも泥砂はほとんど堆積していない。このことは、泥流がその前方にある障害物を容易に流失させる破壊力を持っていたが、侵食能力はほとんどなく、かつ流動性に富んでいたことを意味している。この高い流動性は泥流の構成材料が微細な粒子であったことによっており、侵食能力が小さいことは固体分の容積濃度が 0.5 に近い非常に高濃度の泥流であったことに基因するものと考えられる。

Fig. 14 は断面10から断面13付近の地形の詳細図であり、Photo. 10 は断面10~10' 付近の俯瞰状況である。断面10' 直上流で河道は激しく左岸側へ屈曲し、泥流もそれに応じて左岸側へ曲っている。そのため、Fig. 14 では10' 断面にあるホテルの建物は痕跡内にあるが、主流はこの建物の上流側の一部を掠めただけで対岸に衝突し、Photo. 10 のようにこのホテルは一部損傷にとどまった。このホテルの基礎の高さと対岸の泥流痕跡高との差は 15 m 程度となっており、弯曲部での流れの挙動が災害に重要な影響を及ぼす場合のあることを示している。

断面13の下流で二本の橋が隣接して川を渡っており(Photo. 11)、上流側の石造の小さな橋が Romano 橋

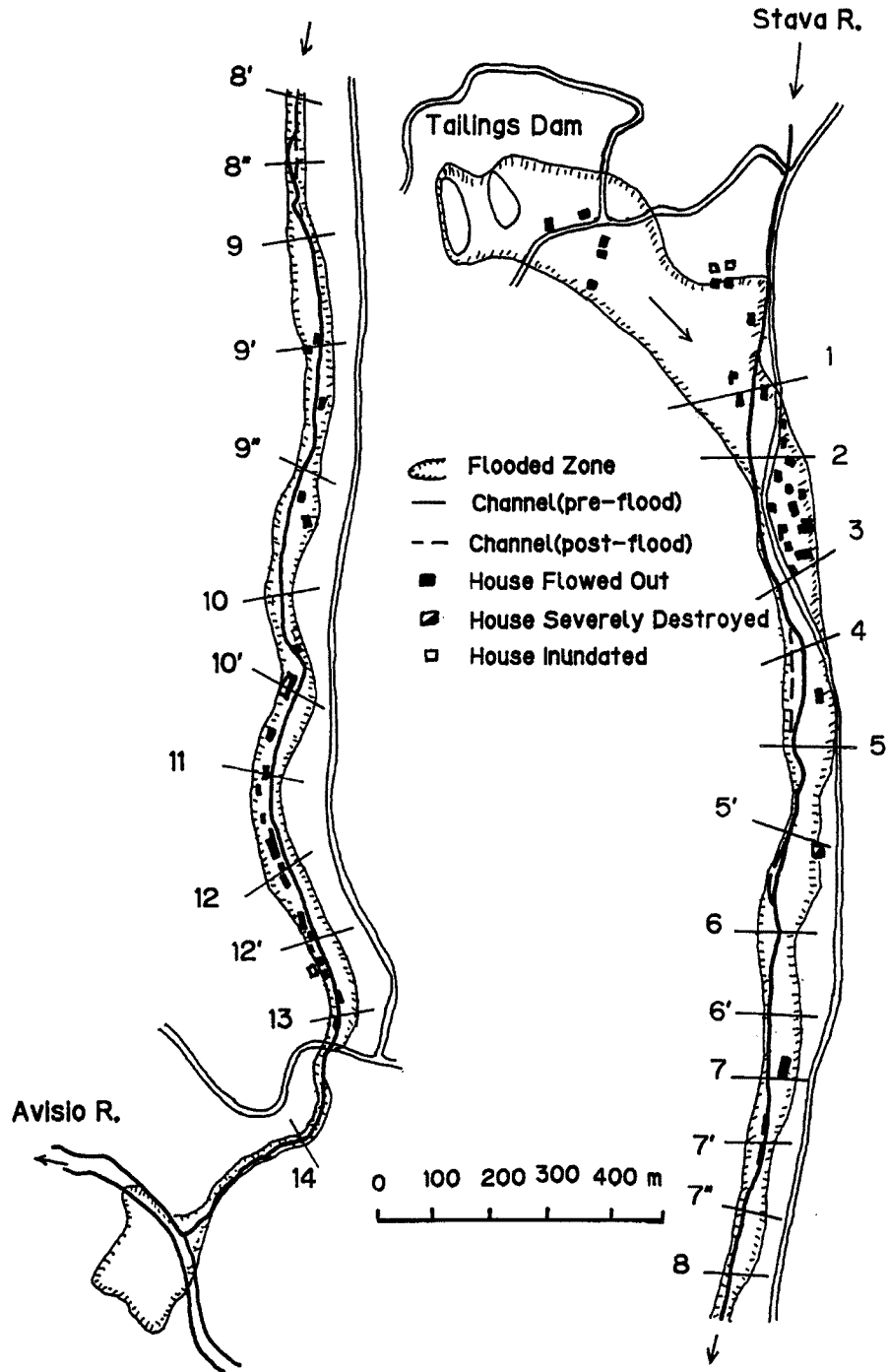


Fig. 11. Plan of flood marks and the houses destroyed.

である。泥流は Romano 橋を乗り越えているが、下流側の橋は左岸側の欄干の一部を破壊したのにとどまっておき、多量の家屋や樹木等を含んだ泥流がスパン 15 m 程度のアーチ橋を閉塞することなく通過した。しかし、橋の上流 12' 断面付近までの左岸の樹木に残された泥流痕跡は、上流部のそれと異って、下流側がより高く、より鮮明であるという特徴をもっており、泥流の先端が Romano 橋に衝突し、そこから遡上段波が

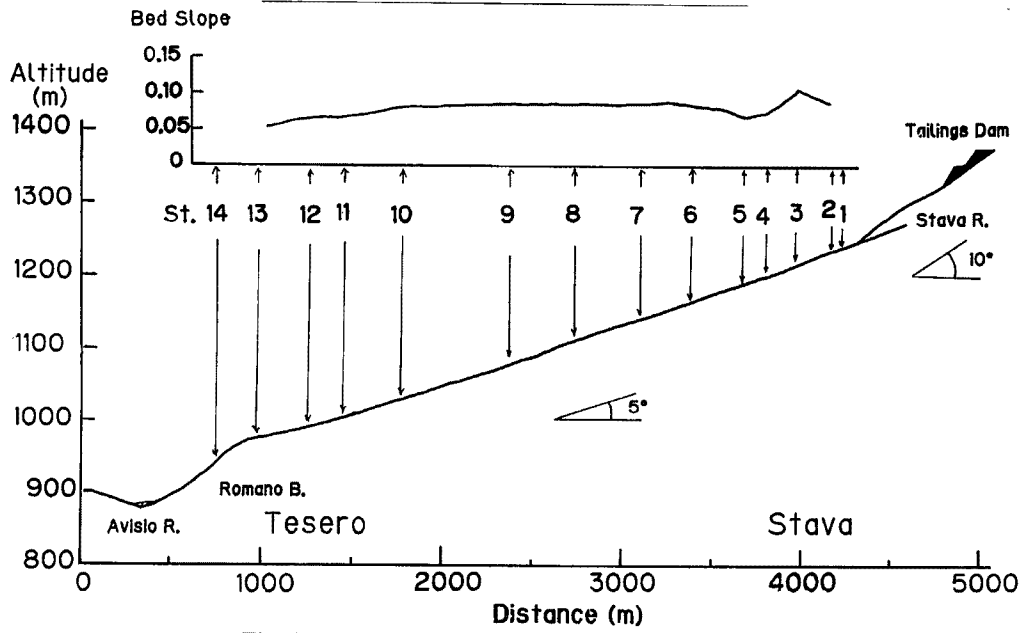


Fig. 12. Longitudinal profiles of the Stava River.

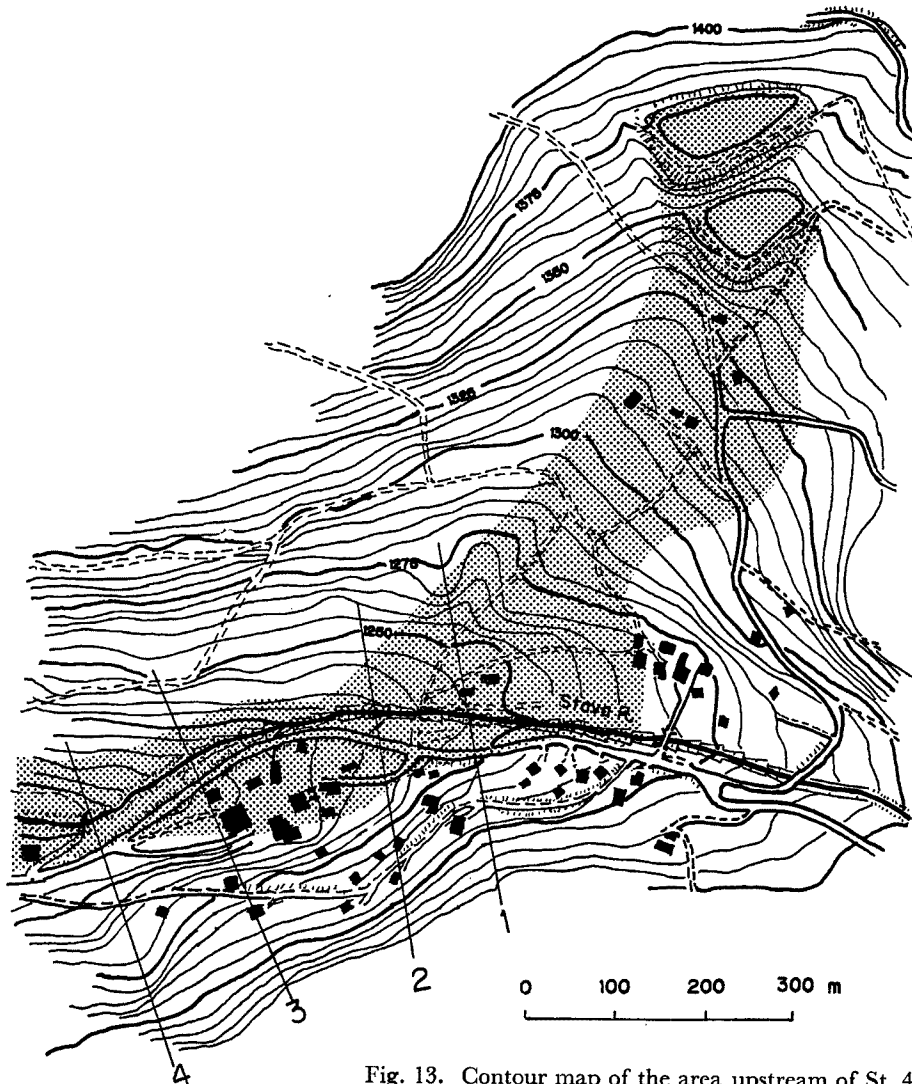


Fig. 13. Contour map of the area upstream of St. 4.

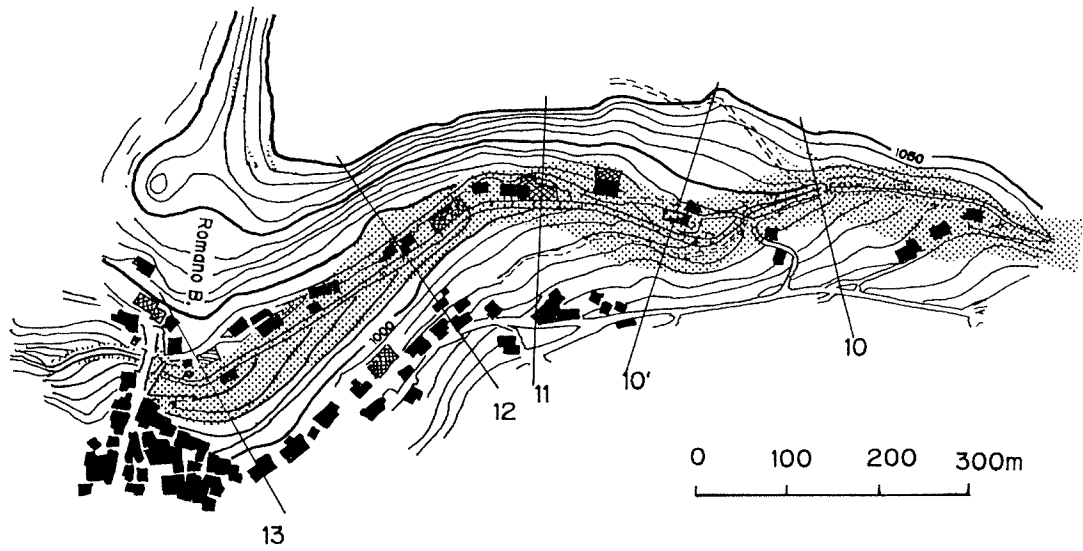


Fig. 14. Contour map of the area between St. 10 and St. 13.

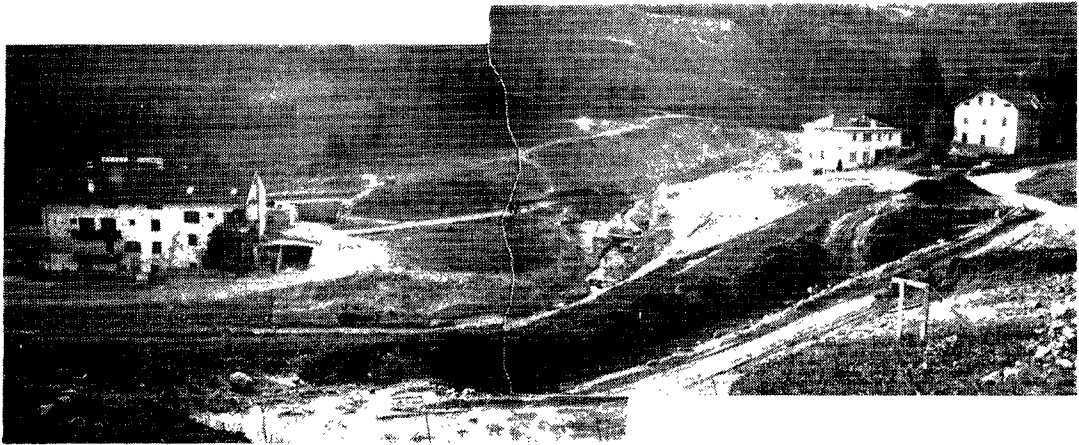


Photo. 10. View of the reach between St. 10 and St. 10'.



Photo. 11\*. Romano bridge and upstream after the mud flow.

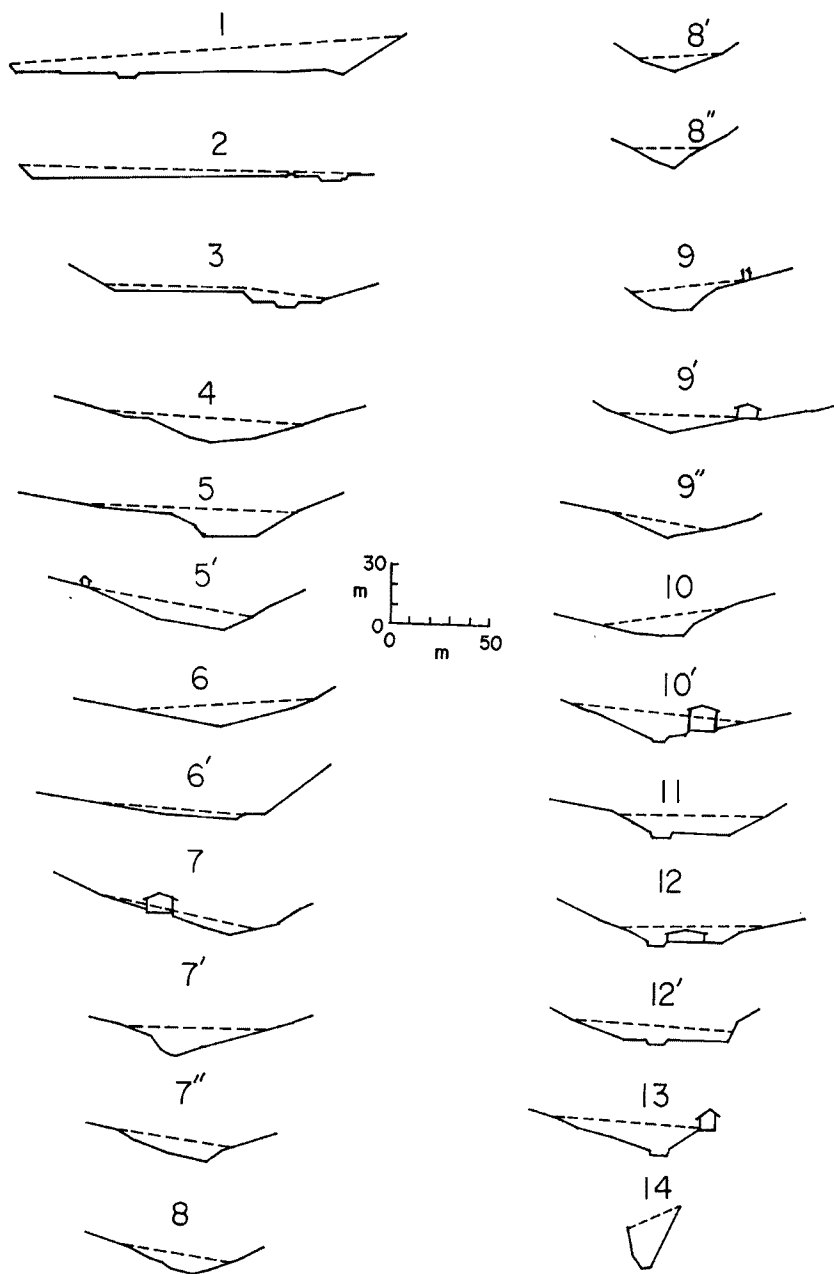


Fig. 15. Channel cross-sections.

形成されたと推定される。また、橋直上流右岸側では、川岸にある家屋が消失せずに残っており、この付近でも対岸と約 15 m の痕跡差があった。

Fig. 15 は各断面位置での泥流の流下断面図である。これから流下断面積を求め、その距離的变化を示すと Fig. 16 の下段の図のようになる。変動は激しいが、断面 4 から断面 10 付近まで断面積が流下に従って減少していく傾向がみられ、断面 10 から断面 10' にかけて急に断面積が大きくなり、10' から下流ではほぼ一定の大きい流下断面積が続いている。

一方、Fig. 15 から左右岸の痕跡の標高差  $H$  を読みとり、流路中心線の曲率  $1/r$  ( $r$ : 曲率半径) と一諸に



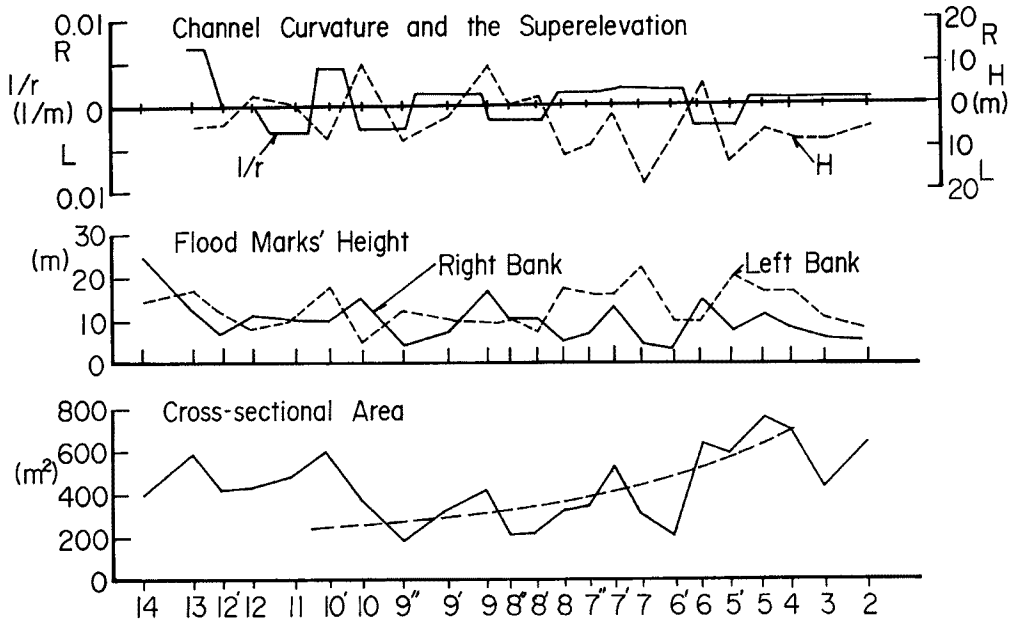


Fig. 16 Changes in the super-elevation, the height and the cross-sectional area of the mud flow along the Stava River.

示すと、Fig. 16 の上段の図のようになる。この図で、 $1/r$  軸の R と L は、それぞれ曲率半径の中心が右岸および左岸にあることを意味しており、H 軸の R と L は、それぞれ水位が右岸の方および左岸の方が高いものを表わしている。 $1/r$  と H はほぼ逆位相になっており、流路の彎曲外岸側の痕跡が高いことがわかる。しかし、 $1/r$  と H の大小とは必ずしも良い相関を示していなく、痕跡差には流速変化も大きく影響していると考えられる。

5.2 流下速度の推定

彎曲部における痕跡高の差を用いて、泥流の流下速度の推算を試みる。Fig. 15 をみると、断面4から13までの平均的な断面形状は、兩岸の傾斜が縦：横=1：3の三角形で近似できる。Lenau<sup>9)</sup> は、Fig. 17 のような台形断面の射流における最大水位差として次式を与えている。

$$E_{max} = (2mh_0 + b)U^2/gr \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $U$ ：平均流速、 $r$ ：曲率半径、 $g$ ：重力加速度であり、その他の記号は図中に示されている。この式は非回転流れとして求められたものであるが、高濃度の土砂流にも適用性をもっていることがわかっている<sup>10)</sup>。いまの場合、 $b=0$ 、 $m=3$  であって、左右岸痕跡差は  $2E_{max}$  となる。この式と Fig. 16 上段の結果を用いて、各断面区間での流速を求めると、Table 6 のようになる。ただし、区間2～3では長方形断面で近似している。泥流の流下速度は、断面10より上流では 20～30 m/s の大きい値を示し、その下流で 1/2 以下の流速に急激に減少している。

つぎに、このことをさらに明瞭にするために抵抗係数を算定する。3.3 に述べたように、泥流の容積濃度は 0.5 に近い高濃度であったと推定されるが、その構成粒子は細かく、径深と粒径の比は  $10^5$  程度の大きい値をもっている。このような泥流の抵抗則は水流のそれとほぼ同じであると考えてよく<sup>11)</sup>、通常の Manning 則の適用が可能である。上で求めた各区間での流速の推算値から Manning の粗度係数を逆算すると、

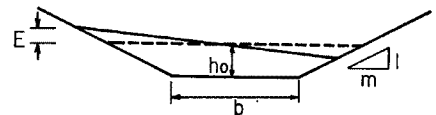


Fig. 17 Definition sketch of super-elevation at the bend of the trapezoidal channel.

Table 6 Mean flow velocity and the roughness coefficient.

Reach (St. No)	Mean velocity	Manning's roughness coefficient (n)
2-3	18 m/s	0.04
3-5	23	
6'-7	31	
7'-8	25	
8-9	22	
9-9''	22	
9''-10	18	
10-10'	11	0.08
10'-12	6.2	0.13
12'-13	6.8	0.12

Table 6 に示した値になる。断面10よりも下流で粗度係数が非常に大きくなるのは、河道の彎曲と、泥流流下域に存在していた家屋群が障害になったためと考えられる。

5.3 泥流の流下過程の推算

ダムの決壊によって生じた泥水塊は、前述のように、断面3付近から Stava 川へ流入し、段波状の流れになったものと推定される。ここでは、断面4において、河谷内の段波状の流れが形成されたものと考え、それより下流の河道区間におけるハイドログラフの変形について考察する。

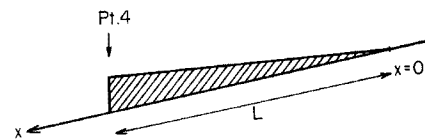


Fig. 18. The assumed longitudinal profile of the mud flow at the moment of the start from St. 4 in the Stava River.

Fig. 18 に示す三角錐状の泥水塊を初期条件として仮定し、流速は Manning 式で与えられ、加速度の影響は無視できるものとする。このような kinematic wave 近似を用いると、下流の任意の点  $x$  での流下断面積は、

$$\frac{\partial A^*}{\partial t} + \frac{4}{3} A^{*1/3} \frac{\partial A^*}{\partial x^*} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{を } A^*(x^*, 0) &= x^{*2}; (0 \leq x^* < 1) \\ &= 0; (-\infty < x^* \leq 0, 1 < x^* < \infty) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

の条件の下に解くことによって求められる<sup>12)</sup>。ただし、

$$(A^*, U^*, x^*, t^*) = (A/A_0, U/U, x/L, Ut/L) \dots\dots\dots(5)$$

のような無次元化を行っている。ここに、 $A_0$  は断面4の  $t=0$  での断面積、 $U$  は断面積  $A_0$  での流速である。

上式の解は、

$$x^* = A^{*1/2} + 4 A^{*1/3} t^*/3 \dots\dots\dots(6)$$

であり、先端の位置は

$$t_{*s} = (1 - A_s^{*3/2}) / A_s^{*4/3}, x_{*s} = A_s^{*1/2} + (1 - A_s^{*3/2}) / A_s^* \dots\dots\dots(7)$$

与えられる。ただし、添字  $s$  は先端部を表わしている。

Fig. 18 の三角錐の体積を 3.3 で求めた全流出土砂量  $185,220 \text{ m}^3$  に等しいとし、断面4での初期断面積は Fig. 16 の下段に示した  $A_0 = 700 \text{ m}^2$  を用い、Manning の粗度係数を 0.04にとると、 $L = 794 \text{ m}$ ,  $U = 27.3$

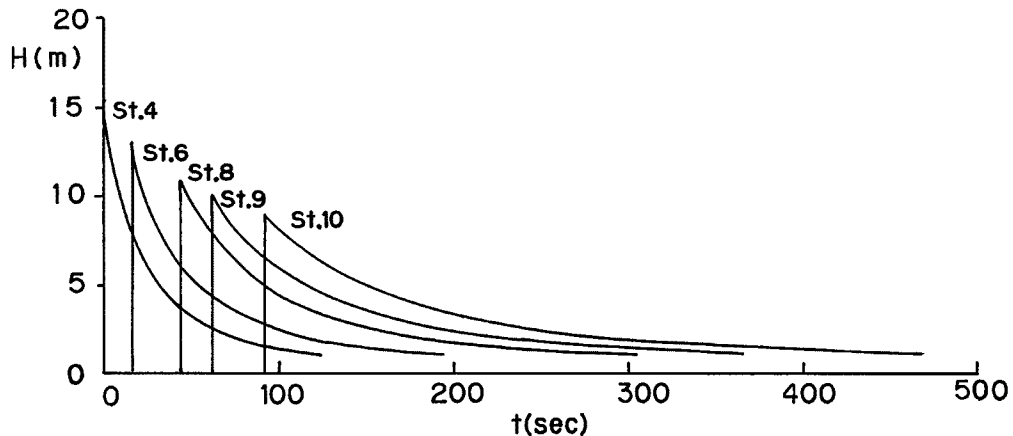


Fig. 19 Flow depth-time relationships at some sections.

m/s が得られる。また、(7) 式の第二式を用い、流路が一樣な三角形断面とみなして、各断面での最大流下断面積を計算した結果が、Fig. 16 の下段の図中に破線で示されている。実測値はかなり変動が激しいが、平均的には計算結果と一致しており、流下断面積の流下方向への低減が著しいことがわかる。

Fig. 19 は断面 4～10 の区間の 5 断面における断面中央の流動深の時間的变化を示し、Fig. 20 は流量の時間的变化を示している。これらの図より、流下中の最大流量および最大水深の低減と継続時間の増大が著しいことがわかる。一方、断面 10～13 の区間の平均断面積を Fig. 16 から  $500 \text{ m}^2$  とし、最大流速を  $7 \text{ m/s}$  と仮定すると、最大流量は  $3500 \text{ m}^3/\text{s}$  となり、断面 10 での計算結果 (Fig. 20) よりも少し小さい値になっているが、上記の推算法によって断面 10～10' 付近の流量もほぼ正しく求められているものと判断される。

#### 5.4 地震計記録の解釈

2 に述べた Cavaless の地震計に現われた振動記録を解析し、上述の泥流の流下過程との対応について考察する。Fig. 5 に一部示した振動の 12 分間記録を縮小すると Fig. 21 の上図のようになる。この地震計の機種が明らかでないので縦軸は任意のスケールにとってあり、また振幅の大きいところでは一部スケールオーバーしていたので、前後の波形から外挿している。振動の継続時間は、およそ 12 時 23 分から 34 分 (記録の終点) までの 11 分間であるが、12 時 34 分ではまだ初期値に戻っていないので、現地で聞いた現象の継続時間 12 分は泥流の終息までの時間に相当するものであろう。

一方、Fig. 5 の下図には、振動の周波数特性を検討するために、振動の顕著な 600 秒間 (12 時 22 分～32 分) の Evolutionary Power Spectra の計算を行った結果が示されている。振動の卓越周波数は  $1\sim 4 \text{ Hz}$  で非常に狭く、振動波の分散性が認められないので実体波 (S 波) と考えられるが、時間の経過とともに卓越周波数が明らかに変化しているのがわかる。すなわち、1) 12 時 23 分 35 秒～55 秒;  $2\sim 3 \text{ Hz}$ , 2) 25 分 35 秒～55 秒;  $1\sim 2 \text{ Hz}$ , 3) 27 分 50 秒～30 分;  $1\sim 4 \text{ Hz}$  の三つのグループに分れており、1) と 2) は継続時間 20 秒程度で Power が非常に大きいのに対して、3) は約 130 秒間も継続し、Power が比較的小さい。ダムの決壊による泥流の流出は 1 波しかなかったようなので、これら振幅の大きい振動は、Stava 川を流下する泥流が障害物等に衝突した際に生じたものと考えられ、1) の卓越周波数  $2\sim 3 \text{ Hz}$  の振動は、泥水塊が Stava の山腹 (断面 2 付近) に激突したときの振動と判断される。また、この継続時間は、前述の「約 20 秒間で町を通過」の証言と対応している。

つぎに、Fig. 21 と前節の泥流段波の推算結果とを比較するために、段波先端部の走時曲線を示すと Fig. 22 のようになる。kinematic wave 法による計算は断面 4 から、彎曲部の水位差による流速の推算は断面 2 から始めているので、断面 4 で両者の生起時刻を合せているが、勾配および断面形状が一樣に近い断面 4 から

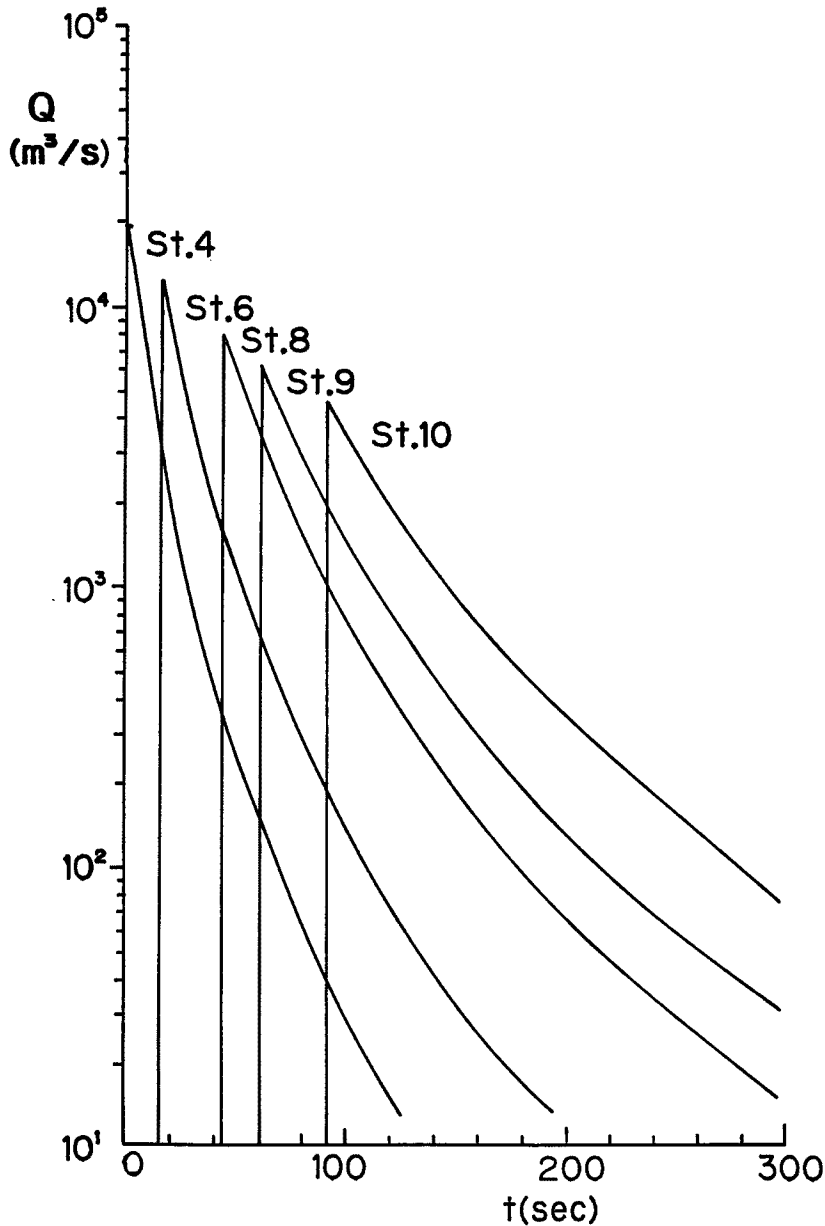


Fig. 20. Hydrographs of the mud flow at some sections.

ら断面10まで、両者の計算値がほぼ一致している。上述の判断から、1)の強振時間帯の生起時刻を段波先端部の断面2からの出発時刻に合致するものとみなすと、2)の強振帯の生起時刻は、断面10'の極端な弯曲部で泥流がホテルの対岸に激突した時刻とほぼ一致しており、泥流の流下速度の推定が妥当であったと考えられる。さらに、3)の継続時間の長い振動は、その生起時刻から Romano 橋を泥流が通過する際に生じたものと解釈できる。段波の先端は、断面1を通過後約225秒で Romano 橋に到達しているが、Fig. 19によれば、断面10の流路工の天端を越える水位の継続時間は約200秒であることがわかり、Romano 橋地点での継続時間もその程度であると考えられる。したがって、泥流段波が Stava 川(断面1)に流入してから、Romano 橋を事実上通過し終えるまでの時間は約425秒と推定され、これは比較的顕著な振動の継続時間410秒とほぼ合致している。

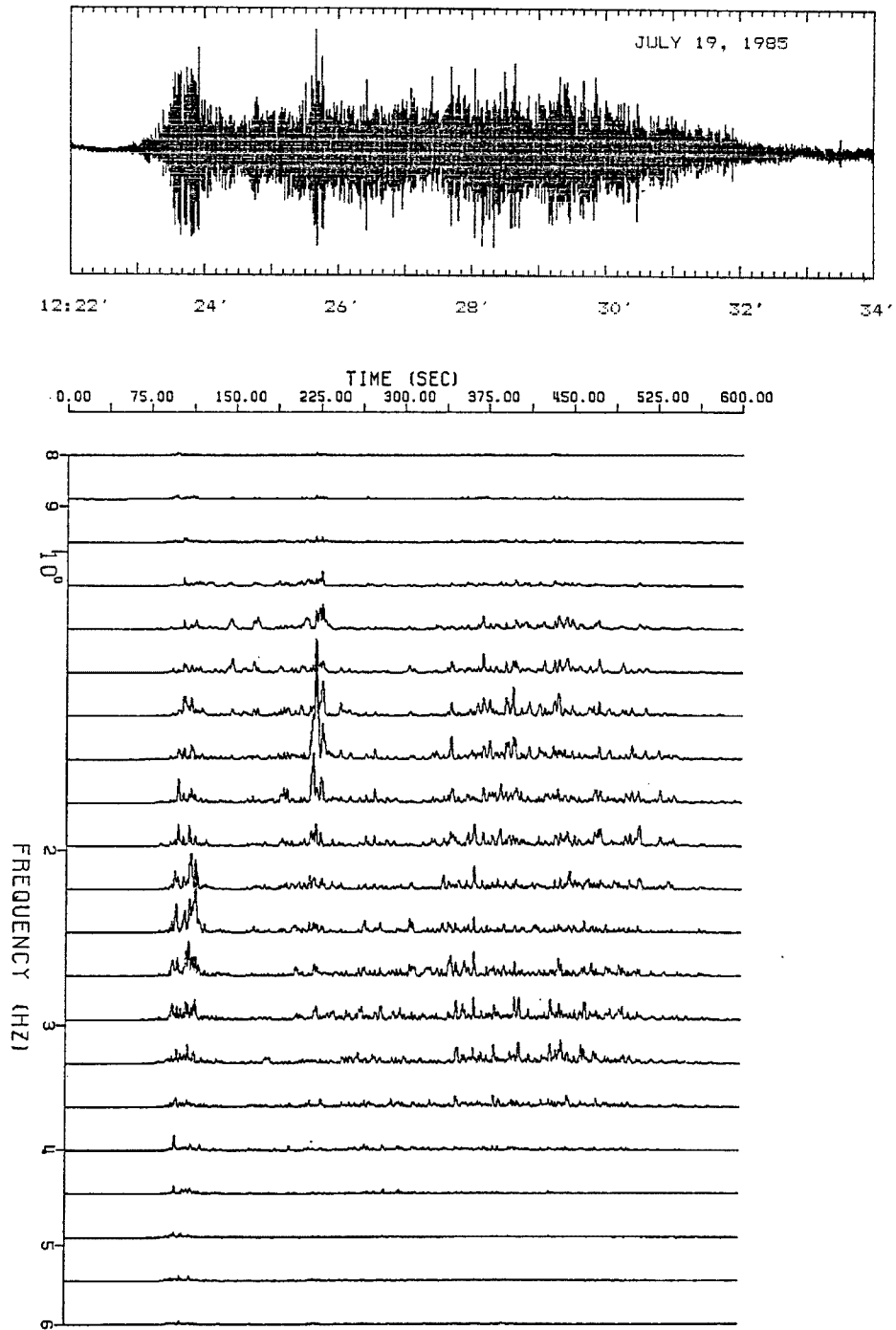


Fig. 21. Record of the shock at Cavalese and its evolutionary power spectra.

## 6. テイリングダムの災害と教訓

### 6.1 日本の基準

我が国のテイリングダムは通産省立地公害局の管轄下にあつて、「捨石・鉱さいたい積場」と「表土たい積場」の建設基準<sup>13),14)</sup>に基づいて各地方の鉱山保安監督局が管理している。前者の基準は、主に堆積物やかん

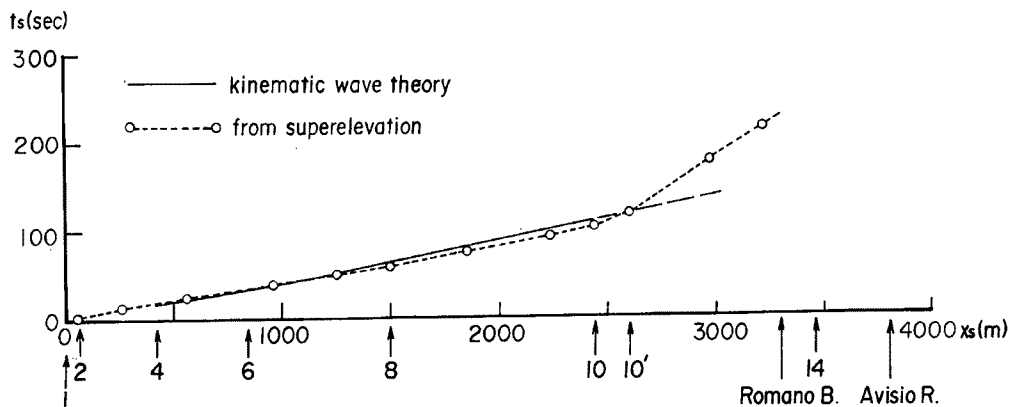


Fig. 22. Advance of the mud flow front along the river.

止堤の高さが 15 m 以上のものを対象とし、後者には 5 m のものまで含まれている。この基準の適用を受けているダムは、1979年統計<sup>15)</sup>で 497 ケあって、そのうち 161 が操業中（使用80, 休止81）で、残り 336 は鉾山が休止しているが、33は使用されている。地域的には、北海道（82）、秋田（41）に多く、全国の総堆積容量は 1 億7600万  $m^3$ 、ダムの平均容量は約 35.4万  $m^3$  である。日本最大のダムは神岡（岐阜）にあって、2000万  $m^3$  の容積をもっている。

上述の基準では、位置の選定、土質試験、安定解析、たい積の方法、管理など13項目にわたって規定してある。例えば、「下流側近傍に人家、重要構築物が存在しないこと」、「排水能力を決定するための降水量は…少なくとも 100 年に 1 回あると考えられる最大降水量をとること」、「安定解析は、原則として円形滑り面法により行う…安定度は 1.2 以上とする」、「かん止堤側からたい積場に向けて放流すること」、「たい積には、…降水量、浸出水量、沈下量、変位量、湿潤水位、間隙水圧、その他保安上必要な事項に関する計測施設を設けるものとする」など詳細に規定されている。現行の基準は、1954年に制定後、1973年、1980年および1982年の改正を経たものである。

一方、国外では、アメリカのコロラド州にこの種のダムが多く、その設計・築造に関する研究も進められているが、ダムの安全性に疑問をもつ専門家が多いようである。その理由は通常の貯水用のアースダムに対して、テイリングダムにはつぎの特徴<sup>16)</sup>があることに関係している。

1) ダムの堆積土砂は、軟弱でかつ難透水性であるうえに、その組成が土粒子の粒度、材令、水面位置等に依存して固体状から半固体状までである。

2) ダムは通常鉾滓の粗粒で築造されている。

3) ダムの築造および嵩上げは鉾滓の発生に伴って鉾山会社により実施される。

これらのうち地震時には1)の理由で液状化し易いことが指摘され、日本では持越ダムの決壊を契機に基準が検討されている。このようにテイリングダムは個々のダム特有な条件下にあるので、日本の基準では計測に基づく管理が強調されている。

## 6.2 日本の災害事例

1978年の持越ダムの液状化による決壊は記憶に新しく、この事故では犠牲者は 2 人であったが、約 8 万  $m^3$  のスライムが流出し、硫化シアンによる汚染が問題になった。Table 7 は、高さ 15 m 以上のテイリングダムについて、1972年以前の国内の事故数と原因の統計<sup>17)</sup>を整理したものである。事故数は各地方監督局別に約 5 年毎の集計になっており、1960年頃までは仙台、福岡などの局を中心に全国で年間10件もの事故があったが、その後は減少していることがわかる。事故原因は洪水とくに台風期の豪雨によるものが 6 割程度を占めており、また被災形態を調べると排水施設関係の事故が圧倒的に多く、水処理の適否がダムの事故に

Table 7 Damage of Japanese tailings dams ( $H_d > 15$  m: 1972).

1: Number of the damaged dams

office Year	Sapporo	Sendai	Tokyo	Nagoya	Osaka	Hiroshima	Shikoku	Fukuoka	Total
-1950	5	24	3	3	5	8	0	19	67
1951-1955	3	9	3	1	5	5	1	17	44
1956-1960	4	25	8	8	9	0	3	2	59
1961-1965	13	5	6	0	6	6	4	2	42
1966-1972	4	7	5	1	6	5	1	3	32
<b>Total</b>	<b>29</b>	<b>70</b>	<b>25</b>	<b>13</b>	<b>31</b>	<b>24</b>	<b>9</b>	<b>43</b>	<b>244</b>

2. Causes of damage

Flood 157				Earth- quake 8	Snow 6				Land- slide 1	Un- known 72	Total 244
Typhoon Rain storm	Prolonged rainfall	Flood	Concentrated Flow		Thaw	Frozen Ice pressure	Ava- lanche	Snow fall			
142	8	5	2		2	2	1	1			

直結することを表している。つぎに、Table 7 のうち被災の大きかった若干の事例について記述する。

1) 尾去沢・中沢たい積物・かん止堤 (秋田県, 1936年11月)

死者 375人, 負傷者 112人, 家屋損壊 322 軒, 田畑・農場被災面積 449 ha の大災害が, 容量約 43万 m<sup>3</sup> のダムの 2 回にわたる崩壊によって発生した。1 回目はかん止堤 (高さ 20 m) の中央部より漏水決壊し, これと上流より放流された水が堤体付近に洪水して 2 回目の崩壊を導いた。

2) 尾平・天神橋たい積場 (大分県, 1940年 9 月)

死者 21人, 重傷者 5人。容量 1.92万 m<sup>3</sup> の堆積場が豪雨 (日雨量 303 mm) のため 基礎地盤より湧水し, 約半分の堆積物が滑動流出した。

3) 星野・ころびたい積場 (福岡県, 1953年 6 月)

死者 14人, 負傷者 2人, 300 m 下流の民家多数埋没。豪雨により, 堆積物と地山を含む山肌より湧水し, 滑落した。このとき, 同鉱山では他に 3 ヶの堆積場も被災している。

以上は犠牲者の多かった事例であるが, 流出土砂の多かった事故としてはつぎのものがある。

1) 神岡・鹿間谷たい積場・暗渠・かん止堤 (岐阜県, 1945年10月)

豪雨によって山腹崩壊と支流暗渠呑口の土砂閉塞が生じ, 沢水がかん止堤を越流して約 40万 m<sup>3</sup> の鉱滓が流出した。

2) 中竜・面草谷たい積場・暗渠・かん止堤 (福井県, 1965年 9 月)

500 mm/day をこえる豪雨によって上流の沢が荒れ, 暗渠等の呑口を閉塞し, 堆積場への流入水が越流して, 堆積物 36万 m<sup>3</sup> のうち 29万 m<sup>3</sup> が流出した。

3) 豊羽・石山旧たい集場・かん止堤 (北海道, 1968年 5 月)

十勝沖地震のため堤体 120 m が決壊し, 24万 m<sup>3</sup> の堆積物が流出した。

4) 高旭・第 3, 4, 5 たい積場・暗渠・かん止堤 (山形県, 1969年 8 月; 休山中)

集中豪雨のため, 第 5 たい積場右岸の山崩れが生じ, かつ暗渠が閉塞したため, 第 5 とその下方の第 3 たい積場の一部決壊ならびに, さらに下方のかん止堤の崩壊を引き起こし, 約 11 万 m<sup>3</sup> のスライムが流出して, 家屋 2 戸の流失と水田 2 ha の埋没被害をこうむった。

### 6.3 Stava 災害の教訓

上述のように我が国においても、死者数において Stava 災害を大きく上廻る尾去沢の災害やより多量の土砂流出を伴った神岡・中竜・豊羽の災害などが発生しており、Stava のダム管理と災害の問題点をいま一度検討しておく必要がある。

テイリングダムは、高含水状態の盛土斜面であるから、本来不安定な構造物であり、しかも 6.1 の1)~3) のような堆積物の組成と施工上の問題点をもっている。したがって、堆積場内・外の排水とダムの点検・管理が重要であって、Stava ダムについてもつぎの事項に留意しておれば、大事に至らなかったと考えられる。

- 1) 堆積場内の間隙水圧分布または浸潤面高さの計測
- 2) 堆積土砂の力学的性質、とくに強度定数の確かな推定
- 3) 1), 2)に基づく安定解析によりダムの安定性の把握
- 4) 最大降水量に対する堆積土層内の排水設計

Stava ダムでは、とくに1)と4)の事項が実施されていない、ダムの安定性の確保に問題があった。日本の最大級の神岡ダムなどでは、浸潤面の位置等の計測がなされているようであるが、基準にある変形・変位を含めたダムの動態計測を管理に取り入れることが望まれる。また、堆積場の排水施設を十分確認し、さらに積極的に堆積土砂を高密度化する工夫や補助的な安定処理工法の開発も必要であろう。一方、ダムの基礎および周辺地山の湧水処理にも留意して、堆積場の安定化を図る必要があり、その際、長年月の間の周辺地盤や水文環境の変化にも留意しなければならない。

こうしたダムの安全管理と同時に、有事の防災体制を確立しておくことの重要性を、今回の災害は示唆している。すなわち、Stava 災害では、ダム決壊の発生からわずか6分程度ですべてが破壊されており、決壊時の泥流の流出・流下過程と危険地帯の予測ならびにそれに対するハード、ソフト両面の災害軽減対策、とくに有事における予報と避難体制の確立が重要であろう。ダム建設地点は山岳地帯に多く、気象条件が激しく変化するので、個々のダムごとに環境条件が異なる。今回の災害を教訓として、我が国でもいま一度ダムの安定性を点検する必要がある。

## 7. 結 語

以上、本報告では、北イタリアの Stava 川で発生したテイリングダムの決壊災害について、災害の実態、ダムの決壊状況と流出土砂量、決壊原因および泥流の流下過程を検討するとともに、我が国における同種のダムの実態と災害事例を分析し、Stava 災害の発生機構とこの災害から学ぶべき諸点を明らかにした。

災害後、約2ヶ月経過した時点での現地調査であったが、事故原因の調査と責任者の取調べが進行中という状況下であったので、鑑定人等の所持している有用な資料を入手できなく、関係者から聞いた情報がそれぞれの立場によって異なることもあった。このように限られた資料と情報を用いて、ダムの決壊プロセスの推測、堤体・スライムの流出量と土砂の容積濃度の推算、堆積土砂の土質試験とすべり安定解析に基づくダム決壊要因の推定、泥流の流下速度と粗度係数の推算、泥流段波の流下過程の解析とそれに基づく地震計の振動記録の解釈などかなり詳細な考察を行った。しかし、災害直前のダムの状態や Stava 川の河床変化の資料がないので、泥流の流出・流下過程に関する推算結果の精度は明らかでなく、また、ダムの決壊機構についても土質の強度定数を少量の試料から決定しており、浸潤面位置等も不確定であるので、解析結果の妥当性については不明である。近く発表される現地の事故原因調査委員会等の報告書において、さらに詳細で正確な検討結果が示されるであろう。

一方、我が国におけるテイリングダムの建設基準等の資料から、この種のダムの特徴と管理上の問題点を明らかにした。また、ダムの事故統計と災害事例から、死者数や流出土砂量において Stava 災害を上廻る決壊事故が我が国でも発生しており、全国で約500ヶ所にのぼるテイリングダムの安全管理と事故時におけ



る防災体制の重要性を指摘した。

我が国における大ダムの安全性は高く、1928年の小諸ダム（死者7名）以外には本格的なダムの決壊災害は発生していない。しかし、農業用溜池等の小規模な貯水池の決壊事例<sup>18)・19)</sup>は多く、昨年も山口県西部の豪雨災害において、溜池の決壊による洪水・土砂流出のため2名の死者がでている<sup>20)</sup>。こうした小規模な貯水池の災害は看過されがちであるが、今度の Stava 災害にみるように、観光誘致などの開発によって人的被害を著しく増大させることがある。土地の改変や地域開発の盛んな我が国においては、海外における今回の災害を教訓として、老朽溜池やテイリングダム等を含めたダムの安全性の評価ならびに決壊時における洪水・土砂災害の予測と予警報・避難等の防災対策の基礎となる科学技術の推進を図る必要がある。

本調査研究の遂行に際しては、国内外の非常に多くの方々のご協力を得た。衷心より感謝する次第である。なお、研究経費は昭和60年度文部省科学研究費・自然災害特別研究(1)、突発災害(課題番号60070048)の補助を受けた。

#### 参 考 文 献

- 1) ロバート B. ヤンセン著・君島博次訳：ダムと公共の安全，東海大学出版会，1983.
- 2) MacDonald, T.C. and J.L. Monopolis: Breaching Characteristics of Dam Failures, Journal of the Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 5, 1984, pp. 567-586.
- 3) Baecher, G., M.-E. Paté and R. de Neufville: Dam Failure in Benefit/Cost Analysis, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106, No. GT1, 1979, pp. 101-105.
- 4) 村本嘉雄・宇野尚雄・高橋 保：イタリア北部スタバにおけるダム決壊災害，自然災害科学，4-2，1985，pp. 69-70.
- 5) 村本嘉雄・宇野尚雄・高橋 保：イタリア北部スタバにおける鉦滓ダム決壊災害，昭和60年度災害科学総合研究河川分科会シンポジウム（講演集），1986，pp. 30-47.
- 6) 村本嘉雄（代表）：イタリア北部スタバにおけるダム決壊災害の調査研究，自然災害科学総合研究班突発災害研究成果，B-60-4，1986.
- 7) 持越鉦山たい積場事故調査委員会：持越鉦山たい積場事故調査報告書及び参考資料，1978.
- 8) Stoker, J.J.: Water Waves, Interscience Publishers, 1957, p. 337.
- 9) Lenau, C.W.: Supercritical Flow in Bends of Trapezoidal Section, Journal of the Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 105, No. EM1, 1979, pp. 43-54.
- 10) 芦田和男・高橋 保・新井宗之：土石流の調節制御に関する研究（2）京大防災研年報，第24号 B-2，1981，pp. 251-263.
- 11) 高橋 保：土石流の流れ学，なかれ，3，1984 pp. 307-317.
- 12) 高橋 保・八木秀樹：土石流の流量予測，京大防災研年報，第26号 B-2，1983，pp. 329-351.
- 13) 通産省立地公害局鉦山課：捨石，鉦山さいたい積場建設基準及び解説，1982.
- 14) 通産省立地公害局鉦山課：表土たい積場建設基準及び解説，1982.
- 15) 通産省立地公害局鉦山課：捨石・鉦さい・沈殿物たい積場一覽，1979.
- 16) Klohn, E.J.: The Development of Current Tailings Dam Design and Construction Methods, Design and Construction of Tailings Dams (Ed. by D. Wilson), Colorado School of Mines Press, 1981, pp. 1-52.
- 17) 通産省保安局鉦山課：捨石たい積場事故一覽表，1972.
- 18) Takase, K.: Statistic Study on Failure, Damage and Deterioration of Earth Dams in Japan, Trans. International Congress on Large Dams, Vol. III, Q. 34, R. 1, 1967, pp. 1-19.
- 19) 村本嘉雄・河田恵昭：溜池の決壊について，文部省科学研究費特別研究（自然災害），昭和51年9月

台風17号による災害の調査研究総合報告書, 1977, pp. 35-39.

- 20) 齊藤 隆・羽田野袈裟義・蒲地政文：昭和60年6月山口県西部地区の豪雨災害，昭和60年度災害科学総合研究河川分科会シンポジウム（講演集），1986，pp. 1-10.

## INVESTIGATION OF THE COLLAPSE OF THE TAILINGS DAM AT STAVA IN THE NORTHERN ITALY

By *Yoshio* MURAMOTO, *Takao* UNO and *Tamotsu* TAKAHASHI

### Synopsis

On July 19, 1985, two tailings dams, used to contain calcium fluorite waste, suddenly collapsed above the north Italian mountain village of Stava in Tesero near the Austrian border. Their collapse released an enormous amount of mud that swept away 47 buildings and killed 268 people.

In our field study of Stava, we investigated the following:

- 1) the collapsing process of dams and the volumes of mud and water released,
- 2) the cause and mechanism of the collapse,
- 3) the mechanics of the mud flow along the Stava River, and
- 4) the disasters and the present situation of the Japanese tailings dams.