

模型実験による土砂崩壊災害の事例研究

独立行政法人 産業安全研究所 豊澤 康

1. はじめに

土砂崩壊による労働災害はここ数年減少傾向にあるが、依然として毎年40名弱が死亡している。土砂崩壊による労働災害の防止は労働安全上の課題の一つである。

実際に発生した土砂崩壊災害を詳細に検討することで、災害防止に関する有益な情報を得ることが出来る。しかしながら、災害発生現場は様々な事項が輻湊しているため、崩壊現象の解明や原因の特定は容易ではない。

本報告では、河川の仮締め切り工¹⁾が倒壊した労働災害について、現場調査と模型実験に基づき、仮締め切り工が急激に倒壊したメカニズムについて検証した事例について紹介する。

2. 仮締め切り工崩壊災害事例

橋梁の架替え工事現場において、橋脚の基礎を建設するため鋼矢板で築いた締め切り工が崩壊し、内部で作業していた2名が泥水に埋没して死亡し、2名が負傷するという労働災害が発生した。

災害当事、現場では仮締め切りの内部の土砂を、地上に据えたクラムシェルで掘削していた。

災害発生までの経緯は以下のようなであった。掘削に先立って長方形の平面状（南北19.4m、東西11.0m）に締め切り工（長さ17mの鋼矢板）を打設し締め切り工内部を掘削し、切りばりを支える中間杭と橋脚の基礎となる場所打ちコンクリー

ト杭11本を施工した。

この締め切り工は河川と堤防の境界線に位置するため河川側と陸側との土圧が異なるいわゆる偏土圧を受ける構造であり、陸地から加わる土圧は、川からかかる水圧を上回る。そのため、陸地に接する壁を補強すべく、控え工²⁾として壁の背後に鋼矢板を打ち込み、鋼矢板の頭部と陸側の壁の頭部とをタイロッド³⁾10本でつないだ。

施工者の施工計画図によると、締め切り工の内部には切りばり、腹おこしなどからなる支保工が三段架かることになっていた。しかし、クラムシェル（40tf）による掘削の邪魔になることから、三段目の切りばりを設置しないまま、最終掘削面まで掘削した。

床付け面の約3分の2を掘り終えたところで、仮締め切りのコーナー部にある火打ち⁴⁾のボルトが破断した。その補修作業等を行っていたところ、支保工の切りばりが座屈し、仮締め切りは土圧や水圧を受けて大音響とともに陸側から先に四方とも内側に倒れ込んだ。陸側の仮締め切りの背後に接する地盤は、クラムシェルやダンプトラックを載せたまま大きく陥没した（写真1、2参照）。

3. 模型実験

このような災害における崩壊挙動を再現することを目的に模型実験を行ったところ、災害で陥没した仮締め切りの背後の地盤が、災害直後に推定された現象とは異なる挙動を示した。以下に、比較のため行った一連の模型実験について紹介する。

* 同所 建設安全研究グループ主任研究官

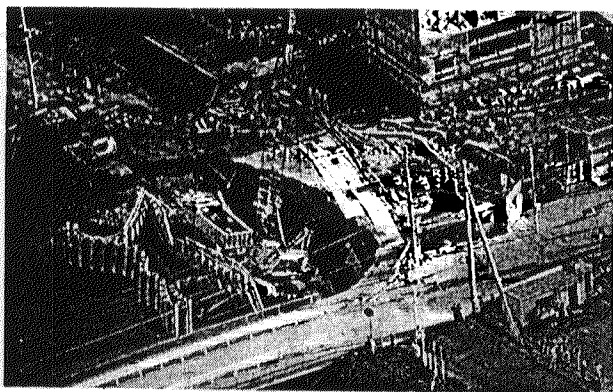


写真1 崩壊現場全体の状況 (提供：共同通信社)



写真2 崩壊現場の状況

3.1 遠心模型実験

模型による再現実験は、比較的短時間に安価に繰返して実験を実施できるメリットがある。しかし、地盤強度は応力に依存しているため、小さな模型では土砂崩壊現象等を再現できないなどの制約があった。

近年、地盤工学関連の研究機関において遠心力载荷装置という遠心力を付与できる装置が普及し始めている。土砂崩壊は地盤の重さがそもそもの原因である。また、鉄などとは異なり地盤強度は、鉛直荷重などの拘束圧で変化する。遠心力载荷装置を用いることで、実物の縮尺 $1/n$ の模型に n 倍の重力加速度を付与し、地盤重量と地盤強度の両方を模型において再現し、模型に実物と同じ挙

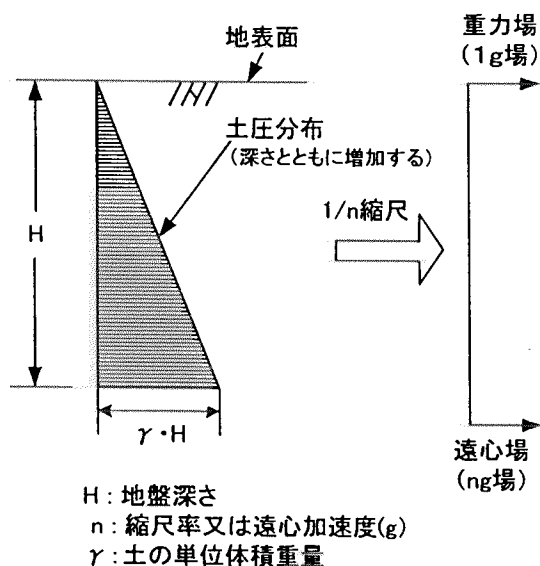
動を生じさせることができる。

図1に示すように深さ H の地盤内部では $\gamma \cdot H$ (γ :土の単位体積重量) の鉛直荷重(土被り圧)が作用する。これを実物の $1/n$ の模型で再現するためには地盤の重量が n 倍であればよい。遠心力载荷装置で模型を高速で回転させることで重力の n 倍の遠心力を付加することでこれが可能である。

今回の模型地盤は現物の約100分の1模型を粘土で作成した。図2は今回実験を行った5種類の模型地盤の概要図である。

模型地盤は成形後に箱型の試料容器(内寸18cm×10cm×9cm)内に設置した。地盤変位を観察するため、5mm角のメッシュを模型地盤側面

実大



模型

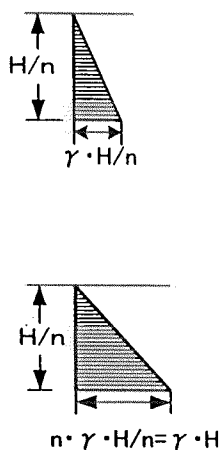


図1 実大と模型における地盤内の圧力分布の比較

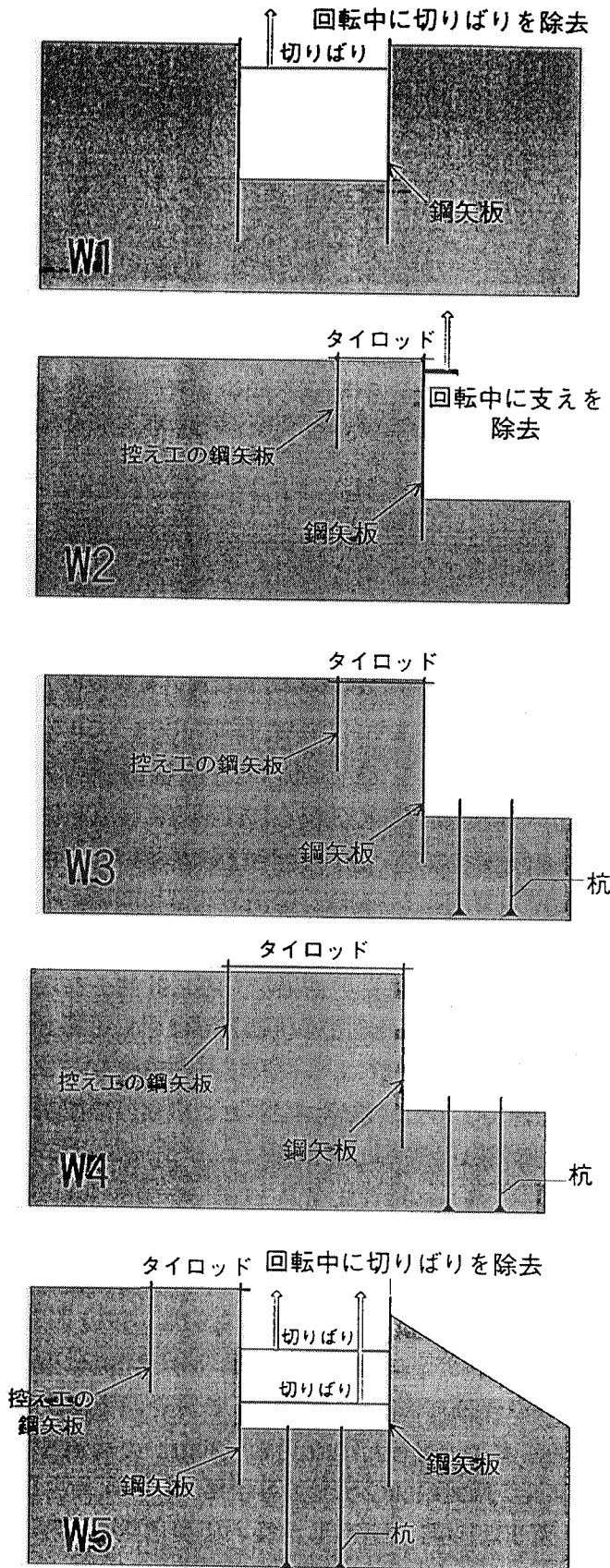


図2 模型地盤の概要

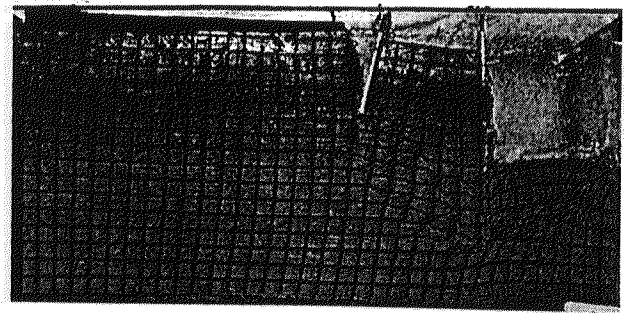


図3 実験後の模型地盤状況（実験 W2）

に描いてある。用いた地盤は陶器用粘土（K140：Product of WBB Vingerling）であり、粘着力はおよそ 25kN/m^2 である。矢板の模型は厚さ 1.0mm 、長さ 72.5mm のアルミニウム製である。なお、根入れ長さは今回の全ての実験で 1.75cm とした。タイロッド用の控え矢板の模型は厚さ 1.0mm 、長さ 37.5mm のアルミニウム製のものを用いた。実験 W3、W4および W5においては掘削部底面に6本の杭を設置した。実際の現場において場所打ちコンクリート杭が設置されていたことを模擬するためである。

遠心加速度を最大 $150g$ （重力の 150 倍）まで上昇させ掘削後の地盤を再現した。さらに、遠心場において矢板の支持、切りばりの除去等を行った。なお、矢板とタイロッド及び控え矢板の設置位置および根入れ長さは、事例とほぼ相似形である。

以下に、5種類の模型の概要と実験結果について述べる。

3.2 実験 W1（偏土圧が生じない通常の掘削構造）

模型地盤の中央に掘削部を配置し、矢板上部に切りばりを設置した。両側から対称に土圧がかかる模型とし、タイロッド及び控えの矢板は設置していない。100Gにおいて切りばり除去後150Gまで上昇させた。

矢板下端から主働側及び受働側の両方向にすべり線が発生し、地表面近くの地盤が全体的に掘削側に移動した。掘削底部（受働側）の地盤が両方から押されて、地盤底部がせり上がる現象（ヒービングの一種）が起きたため、その分の受働土圧

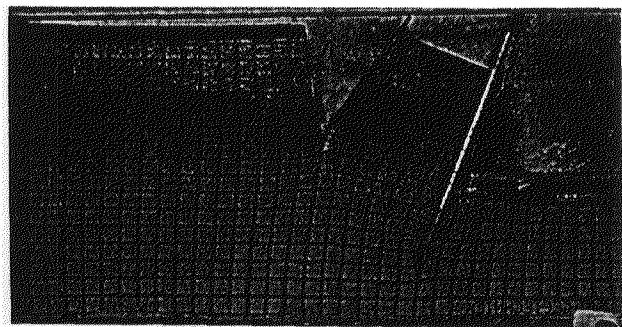


図4 実験後の模型地盤状況 (実験 W3)

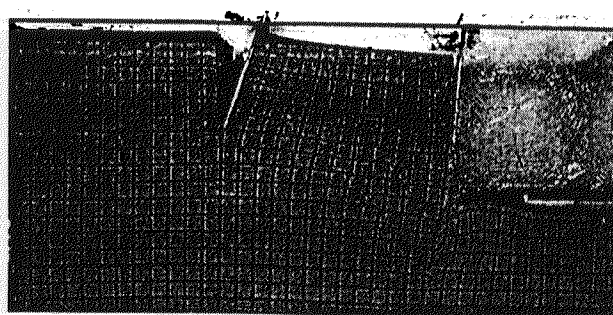


図5 実験後の模型地盤状況 (実験 W4)

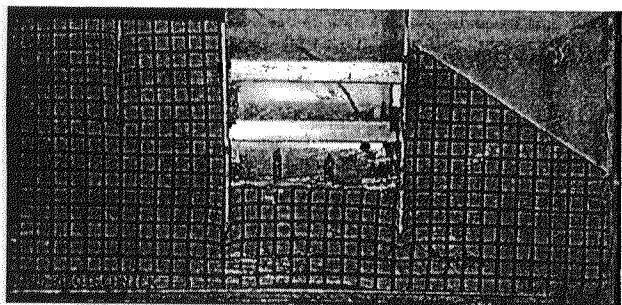


図6(a) 実験前の模型地盤状況 (実験 W5)

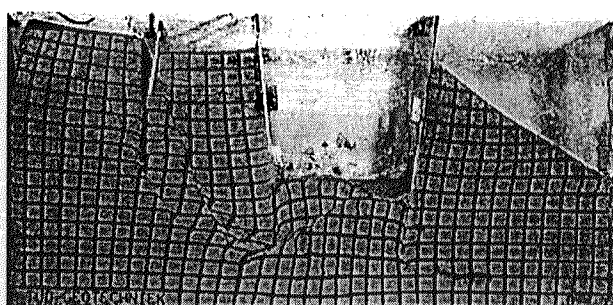


図6(b) 実験後の模型地盤状況 (実験 W2)

図6 模型地盤状況 (実験 W5)

が回復し、主動土圧と平衡に至ったと考えられた。

3.3 実験 W2 (偏土圧が生じる掘削 (杭なし))

地盤の片側 (陸側) を模擬した模型地盤である。タイロッドと控えの矢板を設置し、矢板上部を支持している。100G において切りばりを除去後、150G まで上昇させた。

結果を図3に示す。実験 W3及び実験 W4と比べると実験 W2において掘削側 (受働側) の変形が大きい、これは掘削側 (受働側) に杭を設置していないためと考えられる。

3.4 実験 W3 (偏土圧が生じる掘削 (杭あり) 1)

実験 W2と矢板、タイロッドの配置は同じである。掘削部 (受働側) に杭の模型として釘を設置した。100G まで上昇後、のり肩に (30gf) の荷重を負荷させた。

図4に実験終了後の模型地盤の様子を示す。実験 W2と実験 W3の地盤条件の大きな違いは、掘削側 (受働側) における杭の設置の有無である。

両者を比較すると、杭を設置した実験 W3では、矢板と控え矢板の間の地盤が倒れるように崩壊し

ているのに対して、実験 W2では掘削側 (受働側) の変形が大きく矢板もほぼ鉛直に自立した状態を保っている。足下を押さえられているか否か、つまり掘削側 (受働側) 底部の地盤強度の大小が崩壊の様態に大きく影響するといえる。

実験 W3 (図4) の結果が実際に計測された事例の図7に示された変形状態とほぼ等しいことから、実験 W3と同じような崩壊が実際にも起こったと想定すると、現場で見られた崩壊の位置関係や外観がよく理解できる。

3.5 実験 W4 (偏土圧が生じる掘削 (杭あり) 2)

タイロッド用の控え矢板位置の影響を確認するため、控え矢板の位置を掘削部から実験 W2、W3と比べて2倍離れた。実験 W3と同様に掘削部 (受働側) に杭の模型として釘を設置した。100G まで上昇後、のり肩に (30gf) の荷重を負荷し、その後150G まで上昇させた。

図5は150G で載荷した後の模型地盤の様子である。実験 W4では実験 W3に比べて足下を押さえられ、倒れるように崩壊する変形形態は同じであったが、上述したようにタイロッドの長さを2

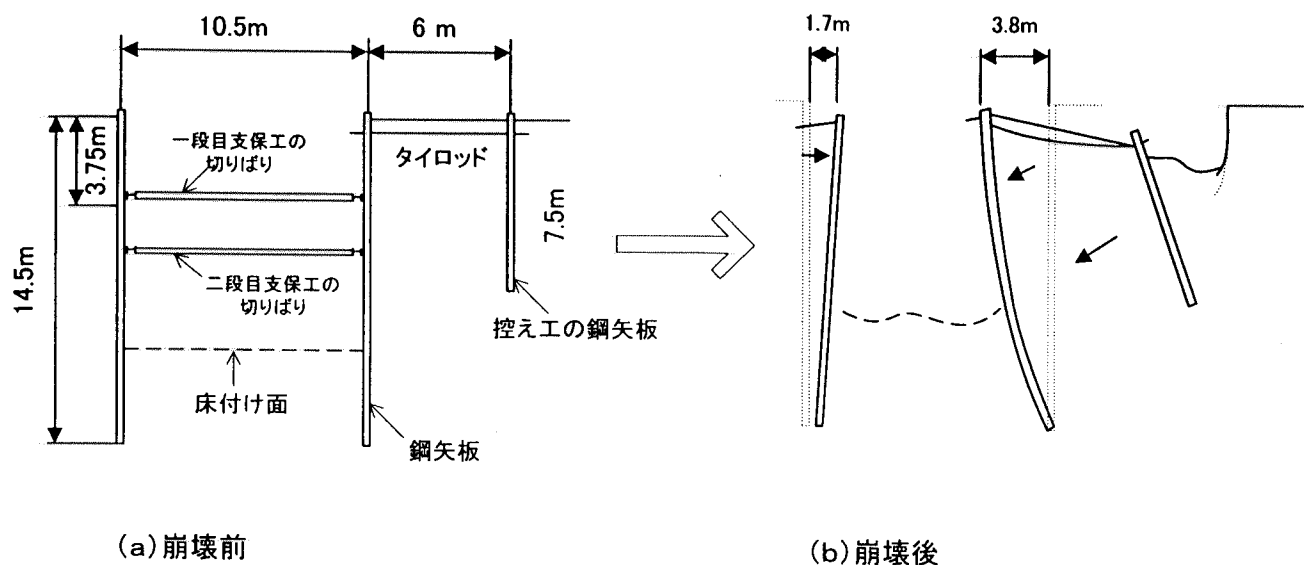


図7 現場調査に基づく崩壊前後の状況

倍にしたために、実験 W3では80G で崩壊が始まったのに対し実験 W4では120G まで安定していた。

このことから、実験 W3における控え矢板の設置位置がすべり線発生範囲内であり、掘削部に近すぎたといえる。また、控え矢板の打設によってかえって亀裂の発生を助長することになったことも見逃せない。実験 W4のように想定すべり線の外側に控えの矢板を打設することが必要である。

3.6 実験 W5 (事例とほぼ相似の模型)

事例とほぼ相似になるように矢板等を配置した模型地盤を作成した。あらかじめ2段の切りばりを設置した。ただし、実際にはあった川側の水は模擬していない。100G まで上昇後、2段のうちの下段の切りばりを除去。150G まで上昇後、上段の切りばりを除去した。実験前後の模型地盤の様子を図6(a)および図6(b)に示す。

事例をほぼ模擬した模型にもかかわらず、図6(b)が崩壊後の形状と異なるのは、模型の切りばり強度が大きかったため除去直前まで効いていたためと考えられる。実際には変形初期の段階で切りばりは連鎖的に座屈したと推定される。

4. 崩壊のメカニズムの推定

三段目の切りばりが無い状態で最終掘削面まで

掘削を行った場合、二段目の切りばり等にかかる荷重を下方分担法によって求めると63.7tf/m となる。三段目の切りばり等がある場合の荷重26.9 tf/m に比べ2 倍以上の荷重が二段目の切りばり等に作用することになる。この荷重が作用すると考えると2 段目の腹おこしには許容せん断力の2 倍以上の応力が作用し、切りばりとの接合部で局部破壊が起こると考えられる。また、切りばりも曲げ作用面外座屈を起こす可能性が高い。

実際の現場においては、二段目の切りばりの荷重を受ける部分の腹おこしの損傷がひどく変形の程度が大きかった。また、切りばりはキンジャッキ部で大きく曲がっていた。

災害直後の調べなどでは、仮締め切りの倒壊に伴って、陸側の仮締め切りから十数メートルの位置ですべり面が発生し、仮締め切り背後の地盤が円弧滑りを起こして陥没したと推定された。

ところが模型実験では、背後の地盤はまず、控え工として設けた鋼矢板の位置で亀裂が入り、次に上方から横倒しになる格好で仮締め切りに向かって倒れ込んだ(図7 および写真1, 2 参照)。実際の災害現場でも、陥没した地盤の境界は控え工の鋼矢板の位置とほぼ一致していた。タイロッド控えの鋼矢板の位置が掘削部に近かったため、この鋼矢板と締め切り部の鋼矢板との間の地盤が倒れるように崩壊したと考えられる。この崩壊は、

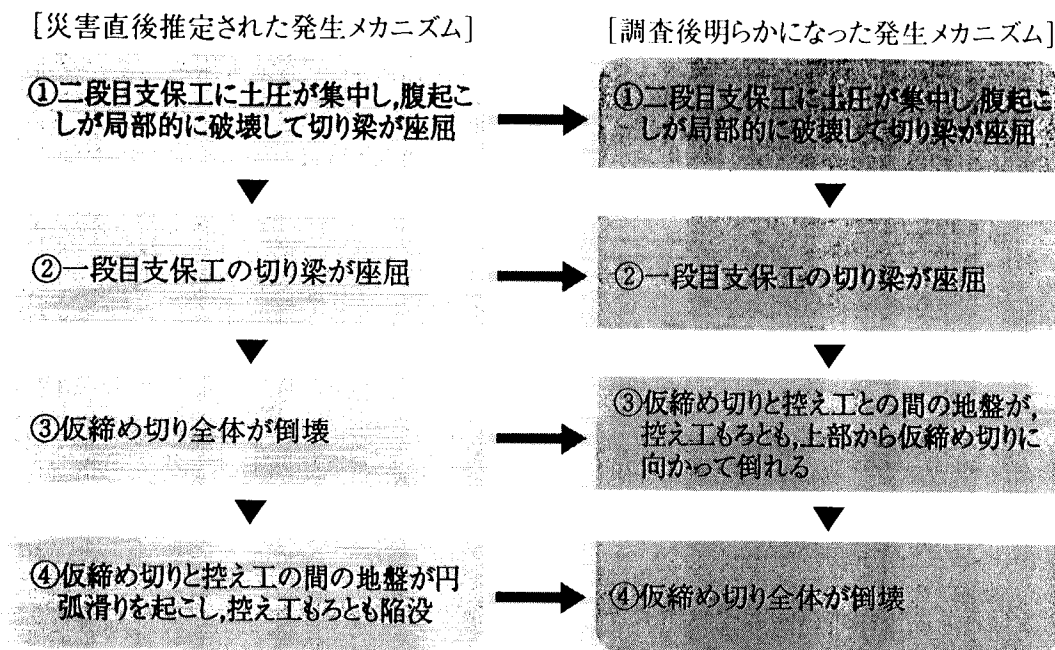


図8
災害直後の推定と調査後に判明した発生メカニズムの比較

足下を押さえられて倒れるような崩壊であり、変形の進行過程で不安定化が増大するため、倒れきるまで、変形がとまることなく進むと考えられる。

これらを総合して崩壊の経緯を推定すると次のようになる。これらが連続的に一瞬に発生したと考えられる。

- ①最下段（3段目）の切りばりを省略したため、2段目の切りばり、腹おこしに土圧が集中し、
- ②2段目の腹おこしの局部破壊、切りばりの座屈
- ③ついで1段目の切りばりの座屈
- ④矢板が背後の地盤とともに倒れこむように崩壊、泥水の締め切り内への流入

もとより最下段の支保工を取り付けていれば、仮締め切りが倒壊することはなかった。しかし、控え工の鋼矢板を仮締め切りからもっと離れた位置に設置していれば、仮締め切りが急激に倒壊する時間を事故の被災者たちが稼げていたかもしれない。

施工計画と災害後の現場検証結果から災害の前後の横断面を描くと図7のようになる。また、図8に災害直後の推定と調査後に判明した発生メカニズムを対比させて示す。

5. 結 論

土砂崩壊による労働災害事例を検討するため遠

心模型実験を行った。現場調査の結果と併せて検討した結果等をまとめると次のとおりである。

(1)当該災害の原因は、最下段の三段目の切りばりを省いて最終掘削面まで掘削したため、二段目、一段目の腹おこしと切りばりが次々と局部破壊と座屈を起こしたことによると考えられる。

(2)災害に至ったその他の要因としては、①控え矢板の設置位置が掘削部に近く、地盤変位の影響範囲内であったため、控え矢板の位置から亀裂が発生し、②掘削底部の変形が少なかったため、矢板と締め切控え矢板との間の地盤が足下を押さえられて倒れるように崩壊し、倒れきるまで変形が進んだことが挙げられる。

注1 仮締め切り：河川や海岸に構造物を構築する際に工事区域を一定的に囲んで水を遮断するために設置する仮設構造物の総称。鋼矢板による止水壁や盛り土による仮締め切り堤などがある。

注2 控え工：前面の矢板に作用する土圧や水圧を頭部のつなぎ材を介して背後で支持する構造物

注3 タイロッド：水平の引っ張り部材として用いる鋼棒

注4 火打ち：コーナー部の腹おこしの間、または切りばりと腹おこしとの間に斜めに取り付ける補強部材