

小規模な溝崩壊による労働災害防止のための 技術的保護方策に関する実証的研究

玉手 聡^{*1}, 堀 智仁^{*1}, 菊田 亮一^{*2}

掘削工事中に溝が崩壊して作業者が被災する事故は後を絶たないが、その中に深さが浅いにもかかわらず土砂に埋没して重篤な被害を受けるケースがある。溝掘削工事では通常深さ1.5 m以上が土止め支保工を設置する目安とされるが、作業者はそれより浅い条件でも被災している。本研究では、このような浅く小規模な工事での労働災害の防止に焦点を当て、作業者を崩壊した土砂から遮断して被災を防ぐ土砂遮断システムを考案した。本システムは交差フレームの両側面に受圧シートを張った簡易で軽量の構造体であり、溝内に直方体状の作業空間を簡便に設けるものである。その内部で仕事をすれば作業者は崩土から遮断されるため埋没の危険が無くなる。従来の土止め支保工は崩壊そのものを発生させない堅固な構造物であったのに対し、土砂遮断システムは作業者の被災防止に機能を特化させた。本研究では荷重の载荷試験から支持強度を確認すると共に、実大規模の溝崩壊実験から崩土の作用機序や装置の遮断性能を調査した。崩土を受圧して生じたシート張力は交差フレームを開口させる方向の力に変換される。その力は梁を外側に張り出させ、溝肩と溝下端を水平支持するため崩壊は抑制される。ここで各部が負担する荷重はその最大強さに比べて十分に小さく、また本システムに設けられる内部空間は作業者の被災を防ぐ大きさであることがわかった。本論文では土砂遮断システムの性能的な知見を述べ労働災害の防止を議論する。

キーワード: 土砂崩壊, 溝掘削工事, 労働災害, 浅い深さ, 個人防護, 土止め支保工。

1 はじめに

作業者が掘削工事中に崩土から圧迫を受けて被災する労働災害が後を絶たない。その第一の原因は本来講じるべきであった防止対策、すなわち、土止め支保工の設置を行わなかったためと言える。では、なぜ防止対策をおこなわずに掘削は行われたのだろうか。本研究では、その発生状況と背景的な要因を考察したうえで、同種災害を防止するための対策を検討することとした。特に、ここでは作業者の被災防止に着目して技術的な方策を検討した。具体的には、その要求性能を崩土の遮断とし、その目的達成の方策として、交差フレームに受圧シートを張ったシンプルな構造体（以下、「土砂遮断システム」と言う）を考案した。その構造は簡易で使用方法も容易なものとすることで、対策の実効性を高めることを考えた。

本論文の構成は次の通りである。はじめに、過去の災害事例を分析して、特に浅い溝掘削工事における労働災害の特徴を整理する。この分析では厚生労働省が職場のあんぜんサイト¹⁾に公開している死亡災害データベース等を用い、その要約文（災害状況）から事故発生時の溝の深さなどの数値的な施工条件等の情報を抽出した。特に、土木工事は地盤や土という不確実性の高い自然材料の中に構造物を構築する技術的困難さがあることを考慮したうえで労働災害の防止に必要な機能や性能を検討した。

次に、求められる機能を具体化するための技術的手段を検討した。この検討では作業者を保護する視点から土砂遮断のシステムを考案した。本システムは浅く小規模な溝掘削工事における労働災害の防止に特化した技術であり、従来の土止め支保工とは異なる要求性能の考え方を提案している。土止め支保工は堅固な構造を有するが、小規模な工事では効率性や経済性に課題があった。具体的には、軽量鋼矢板工法では矢板の設置にくい打機等を用いる必要があり、さらに、腹起しや切梁を地上から設置する必要もあった。また、建込み簡易土止め工法では部材の建込みに移動式クレーンによる作業が必要となり方法は必ずしも簡易なものではなかった。

そこで、本システムでは要求性能を保護空間の確保に特化させ、その要件の検討においては一定の変位を許容することとした。ここでは、被災防止に必要な空間サイズを整理したうえでシステムの基本構造や抵抗機序を説明する。

さらに、同システムの試作機を用いた実験からその性能を確認した。载荷試験では荷重に対する部材の変形や保持空間の大きさなどの基本的な性能を確認し、土砂崩壊実験では実物大の溝模型の地山を関東ロームで作製して壁部の崩壊を再現した。そして、崩土の衝突圧力やシステムの抵抗機序、並びに構成する各部材の荷重負担や空間の残り幅を調査して遮断性能を評価した。

以上より、本論文では浅い溝掘削工事における地盤工学的な課題について、土砂崩壊の発生防止から作業者の被災防止に視点を変えて対策を議論する。災害数の減少が収束傾向にある建設業において、浅い溝掘削工事では依然重篤度の高い事故が多く発生している。本論文ではこれまで必ずしも十分とは言えなかった小規模工事における災害防止に焦点を当てる。

原稿受付 2023年9月21日 (Received date: September 9, 2023)

原稿受理 2023年12月4日 (Accepted date: December 4, 2023)

J-STAGE Advance published date: February 24, 2024

^{*1} 労働安全衛生総合研究所

^{*2} 日本スピードショア株式会社

連絡先: 〒204-0024 東京都清瀬市梅園1-4-6

労働安全衛生総合研究所 労働災害調査分析センター 玉手 聡

E-mail: tamate@s.jniosh.johas.go.jp

doi: 10.2486/josh.JOSH-2023-0011-GE

2 災害の発生状況と安全基準

本章では「地山、岩石」を起因物とした土砂崩壊による労働災害について、被災者数や崩壊深さなどの関係を調査し、対策が必要とされる施工環境を整理する。

図1は土砂崩壊による死亡者数の推移を示す。図内に白丸でプロットした点「○」印は先の死亡災害データベース¹⁾から起因物が「地山、岩石」であったものを抽出し、さらに事故の型が「崩壊、倒壊」のものを集計した値である。本論文ではこれに該当する災害を以降「地山の崩壊」と略して呼ぶ。この「地山の崩壊」の中から、さらに建設業における斜面と溝の崩壊を半白丸で、溝崩壊を黒丸でプロットした。「地山の崩壊」による死亡者数は2003年から2005年までの2年間に57人から17人へと大きく減少している。その背景的な要因の一つとして2003(平成15)年12月17日に厚生労働省基発第1217001号で「土止め先行工法に関するガイドラインの策定について」^{2), 3)}が通知されたことが挙げられる。

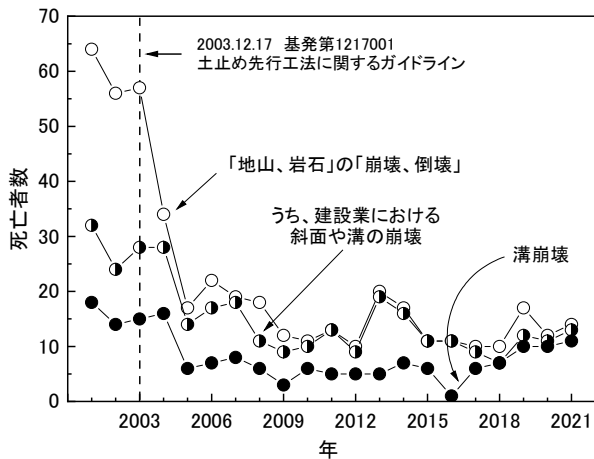


図1 斜面と溝の土砂崩壊による死亡者数の推移
(2001年から2021年まで)

表1 地山の種類と掘削面の高さや勾配の関係⁴⁾

地山の種類	掘削面の高さ	掘削面の勾配
岩盤または堅い粘土からなる地山	5 m未満	90度
	5 m以上	75度
その他の地山	2 m未満	90度
	2 m以上5 m未満	75度
	5 m以上	60度
砂からなる地山	5 m未満または35度以下	
崩壊しやすい状態になっている地山	2 m未満または45度以下	

表2 溝崩壊データにおける深さ記録

災害区分	年範囲	溝深さの記録の有無 (内訳)	
		有り	無し
死亡	2001年から2003年	29	18
	2004年から2021年	92	17
死傷	2006年から2017年	66	108

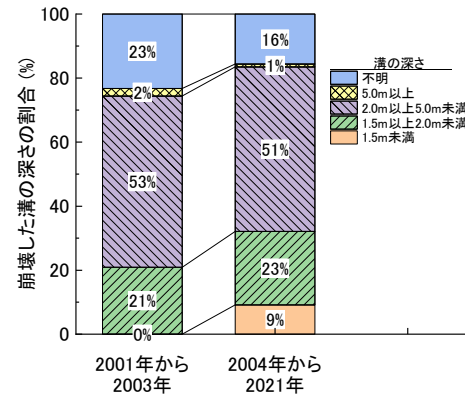


図2 死亡災害が発生した溝の深さの割合の変化

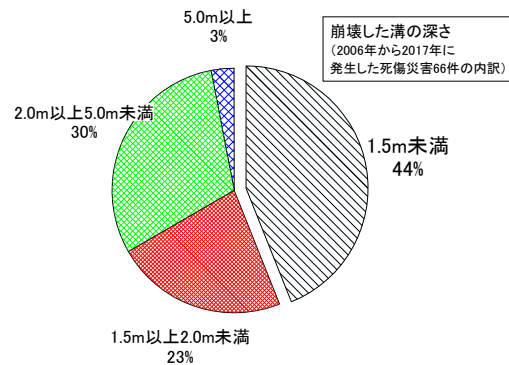


図3 死傷災害が発生した溝の深さの割合
(2006年から2017年の66件の内訳)

この土止め先行工法に関するガイドライン（以下、「ガイドライン」と言う）では、小規模な溝掘削における事故防止のため未補強な溝内に作業者が進入しないよう指導すると同時に、その対象深さを「概ね1.5 m以上4 m以下」と示した。

表1は労働安全衛生規則（以下、「安衛則」と言う）の第356条と第357条に定められた基準を整理して示す⁴⁾。本基準によってそれまでは「深さ2 m以上」で検討されてきた土止め支保工の設置対象が、本ガイドラインによってさらに浅い1.5 m以上に改められた。この制定と連動するように死亡者数は約1/3にまで減少した。しかしながら、それ以降は年間10人から20人の間で増減を繰り返しており、依然として痛ましい事故が発生している。

図2は溝掘削工事での死亡災害について崩壊時の溝の深さを割合で整理したものである。使用データは同じく死亡災害データベースである。表2はデータ内の項目「災害状況」に報告のあった溝の深さの記述を示す。図2はその記載があったケースのみについて整理した深さの割合である。そのため母数は全数で無いことに留意が必要である。死亡災害には2003年以前とその後では割合に変化が見られる。具体的には、「不明」が23%から16%に減少する一方で、「1.5 m未満」は0から9%に増えており、ガイドラインの発出後に浅い掘削工事での災害が増加している。

図3は同様に死傷災害（休業4日以上）について崩壊時の溝の深さを割合で整理したものである。なお、死傷災害は災害発生年ごとにおよそ1/4を無作為抽出した個

別事例が公開されている¹⁾。この公開データから発生深さを分析したところ「1.5 m未満」が全体の44%を占めていた。したがって、深さが1.5 m未満のような小規模で浅い溝掘削工事では依然重篤な労働災害が多く発生していることが明らかとなった。

安衛則では表1に示す掘削面の勾配の基準に加えて、安衛則第361条の「地山の崩壊等による危険の防止」において、「事業者は、(中略)地山の崩壊(中略)により労働者に危険を及ぼすおそれのあるときは、あらかじめ、土止め支保工(中略)等当該危険を防止するための措置を講じなければならない⁴⁾」と定めており、すなわち、おそれのある場合は深さに関係なく土止め支保工等を設置しなければならない。

先の図2と図3の災害割合と安全基準を総合して考えると、深さが2 m以上の災害については安衛則第356条を遵守して土止め支保工等を設置するなどの措置を講じていれば防止できたものと言える。また、1.5 m以上2 m未満のものについてもガイドラインの指導を参考とすることで防止できたと考えられる。さらに、1.5 m未満の災害についても安衛則第361条の「崩壊のおそれ」を事前に把握し、何らかの措置を講じていれば防止できたはずである。しかしながら、実際はその措置が講じられず労働災害に至っている。

その背景には、1.5 m未満の多くの溝掘削工事が土止め支保工の設置無しで計画されることが挙げられる。また、浅い掘削では壁が自立するケースが多く「崩壊のおそれ」は無いと見なされやすい。さらに、そもそも崩壊のおそれの判別自体が容易でない問題もある。そのため、作業者は無補強な溝内で作業を行っているが、突然崩れた土砂の圧迫を受けて重篤な被害を受けている。

ここで、安衛則第361条の「崩壊のおそれ」の考え方について海外の基準と比較する。米国のOSHA Regulations, Standards 29 CFR⁵⁾では1.52 m未満の掘削をProtectionの対象から除外しており、深さに関する最低基準は日本のガイドラインとほぼ同じとなっている。ただし、その「1926.652 Requirements for protection systems.」では表3のように述べており、その(1)の(ii)に「有資格者が地盤調査して土砂埋没の可能性が見られない場合(provides no indication)には作業者の保護は不要」と表現されている。これは、「可能性が無い(ゼロである)」ことの証明が事実上困難なことを踏まえて作業者の保護を実質的に必須としているようにも思われる。すなわち、深さによらず何らかの防護を必須としている。さらに、(2)ではその保護システムが具備すべき支持性能を述べているが、そのシステムは土止め支保工に限らない表現であることは興味深い。

また、英国のBS6031 Code of practice for earthwork⁶⁾では深さに関する数値基準は示していないものの、Planning, site condition investigationからDesignに至るまでの検討方法が詳細に記述されており技術者に判断を委ねている。さらに、カナダでは州毎に基準を定めているがその内容は米国に類似する部分が多い。例えば、

表3 OSHA Regulations, Standards 29 CFR, 1926.652 Requirements for protection systems.の記載(抜粋)

(a) Protection of employees in excavations. (1) Each employee in an excavation shall be protected from cave-ins by an adequate protective system designed in accordance with paragraph (b) or (c) of this section <u>except when</u> : (i) Excavations are made entirely in stable rock; or (ii) Excavations are less than 5 feet (1.52 m) in depth and examination of the ground by a competent person <u>provides no indication</u> of a potential cave-in. (2) Protective systems shall have the capacity to resist without failure all loads that are intended or could reasonably be expected to be applied or transmitted to the system.
(a) 掘削における従業員の保護 (1) 掘削中の各従業員は、次の場合を除き、本節の(b)項または(c)項に従って設計された適切な保護システムによって土砂埋没から保護されなければならない: (i) 掘削が完全に安定した岩盤で行われる場合。あるいは (ii) 掘削の深さが5フィート(1.52 m)未満であって、有資格者による地盤調査によって土砂埋没の可能性が見られない場合。 (2) 保護システムは、これに作用する全ての荷重または合理的に考えられる作用荷重に対して、破壊すること無く支持可能な能力を備えているものとする。

QuebecではSafety Code for the Construction Industry⁷⁾の3.15.3.項においてThe employer shall ensure that the banks of an excavation or trench are shored solidly (抜粋)「雇用者は掘削した溝壁等が堅固に支持されていることを確認する」と述べ、さらに、Shoring is not required in the following cases: (3) where there is no risk of the banks of the trench or excavation collapsing (抜粋)「崩壊の危険が無い場合は土止め支保工が不要である」と表現しており先の米国OSHA Regulationsと類似する。一方、先に述べたとおり我が国では「崩壊のおそれ」がある場合に措置を義務づけており、措置実施の前提となる表現に若干の違いが見られた。

Culverらは1985年から1989年に米国で発生した死亡災害を分析し、建設工事に関する3496件のうち239件は溝掘削によるものであったと報告している⁸⁾。また、米国CDCはthe Bureau of Labor Staticsが示した1992年から2001年の災害データに溝掘削工事に関連した死亡災害が542件あったことを指摘し⁹⁾、さらに、米国の民間コンサルタントT.E.A.M. SafetyはOSHAが示した53件の死亡災害を分析し、溝の深さが5 feet (1.52 m) 未満は9%であり、5 feetから9 feet 未満(1.52 mから2.74 m)は69%であったと報告している¹⁰⁾。この「5 feet未満が9%」の結果は先の図2に示した「2004年から2021年」の「1.5 m未満」が9%であったことと偶然にも同じであった。

また、Andre LanらはQuebecにおいて1973年から2015年まで間に発生した51件の死亡災害と25件の重大災害を分析し、It is very often underestimated as even a minor or partial cave-in of less than 1m³ of soil can fatally injure a worker 「1 m³未満の小規模で部分的な埋没であっても

致命的な怪我を負わせるにもかかわらず過小評価されがちである」と指摘している¹¹⁾。

以上より、土止め支保工の設置基準は深さ1.5 m以上が国内外でほぼ共通しており、1.5 m未満についても同じ事業者による措置を求めていることがわかった。しかしながら、米国やカナダでは実質的に深さによらず何らかの防護方策 (Protective systems) を求めているのに対して、我が国では「崩壊のおそれ」がある場合に (限り) 措置を求めており、その実施条件には違いも見られた。一方、米国と我が国では深さ1.5 m未満における死亡災害がともに9 %と同じであること、また、我が国では同深さ条件での死傷災害が44 %と多くを占めることから推察すると、浅く小規模な溝掘削工事における労働災害の防止は国内外で共通する課題と考えられる。そこで本研究では、浅く小規模な溝掘削工事における災害防止に性能を特化させた防護の方策を検討することとし、その詳細は次章以降に述べる。

3 浅い溝の崩壊時における土砂圧力の計測

本研究では検討の第一段階として、鉛直な土壁が崩れて崩土が擁壁に衝突した際の土砂圧力を調査した。これは保護システムに作用する外力を推定するためであり、実大模型実験によって調査した。特に、本実験では先の災害発生時の特徴として次の状況をモデル化して計測することとした。

- (1) 作業者の溝への進入から崩壊までに時間差が存在するクリープ的な崩壊
- (2) 鉛直な土壁において崩壊しようとする力 F がそれに抵抗する力 R よりも僅かに大きい状況での崩壊

本実験ではこの2つの状況を実験的に再現した。実験に用いた土試料は関東ロームでありその物理的性質を表4に示す。締め固めた関東ロームの粘着力 c は締め固め圧力 p にほぼ比例することが先行研究から明らかとなっており、その強度増加率 (c/p) は0.2であった¹²⁾。

実大模型実験に先だって遠心模型実験による事前調査

表4 関東ロームの物理特性	
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.759
液性限界 w_L (%)	158.3
塑性限界 w_p (%)	97.7
塑性指数 I_p	60.6
最適含水比 w_{opt} (%)	102.0
強度増加率 c/p	0.2
土の密度 ρ_t (g/cm ³)	1.0

表5 遠心模型実験による溝壁の限界自立高さ

遠心 実験 ケース	締め固め 圧力 p (kN/m ²)	模型溝 の深さ h_m (m)	崩壊時の 遠心加速度 n (G)	換算高さ h_p (m)
En_1	15	0.15	10.0	1.50
En_2	15	0.20	7.2	1.44
En_3	25	0.20	9.0	1.80

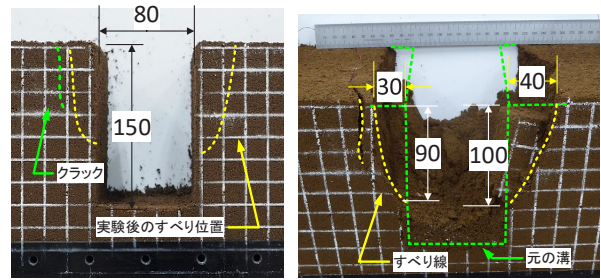


図4 関東ロームを締め固めた鉛直壁の崩壊高さに関する遠心模型実験 (実験ケース En_1, 左: 崩壊前, 右: 崩壊後)

をおこなった。その目的は土の締め固め圧力 p と崩壊高さ h_p の関係を調査することであり、同一土試料を異なる2つの p で静的に締め固めた一様な模型地盤を作製した。模型溝の深さ h_m は0.15 mと0.20 mの2種類であり、一連の実験条件と結果を表5に示す。 p は後述する実大実験における模型地盤の圧力レベルの範囲に設定したものであり、遠心模型実験では遠心加速度 n を段階的に増加させ、崩壊時の n を調査した¹³⁾。

図4はケース En_1 について崩壊前後の模型地盤を示す。土試料を15 kN/m²で締め固めた供試体の中央に幅80 mm、深さ150 mmの溝を再現して模型地盤を作製した (図左)。これに遠心力を载荷することで図4右のように崩壊した。崩壊は左右の壁が内側に向かって崩れている。崩壊ブロックは向かって右側の方が若干大きい。具体的には、高さが約10 mm、奥行きも約10 mmほど右側ブロックの方が大きい。ただし、左側ブロックの背面側にはもう1本の鉛直なクラックが認められた。このクラックから崩壊していれば、左右の崩壊ブロックはほぼ同じ大きさであったと見られた。

崩壊した溝壁の換算高さ h_p は h_m に n を乗じて求められる。 p が15 kN/m²で同じであった En_1 と En_2 では h_m が0.15 mと0.20 mで異なったが、 n を乗じた h_p はそれぞれ1.50 mと1.44 mとほぼ同じになった。したがって、同一 p における崩壊の高さには再現性が認められた。 p が25 kN/m²では h_p が1.8 mに増加し、 p の増加による h_p の増加も確認された。

式 (1) は土の内部摩擦角 ϕ がゼロの場合に鉛直な擁壁に働く土圧の合力が理論上ゼロとなる限界自立高さ h_c の関係式¹⁴⁾ として示されている。

$$h_c = \frac{4c}{\gamma_t} \quad (1)$$

ここで、 γ_t は土の単位体積重量 (kN/m³) であり、既往の研究から自重で緩く締め固めた土試料の値は約10 kN/m³であった¹⁵⁾。先の強度増加率 c/p から p が15 kN/m²と25 kN/m²である場合の c を求め、式 (1) に γ_t と c を代入して h_c を計算すると、それぞれ1.2 mと2.0 mとなる。ここに用いた γ_t と c/p の値は先行研究のものであり、本実験の土試料の物理的特性と締め固め条件は異なる。その前提に基づいた推定ではあるが、同一 p に対する h_c と h_p の間には10から20%ほどの差が認められた。

しかしながら、本土試料を締め固めた壁の崩壊高さは

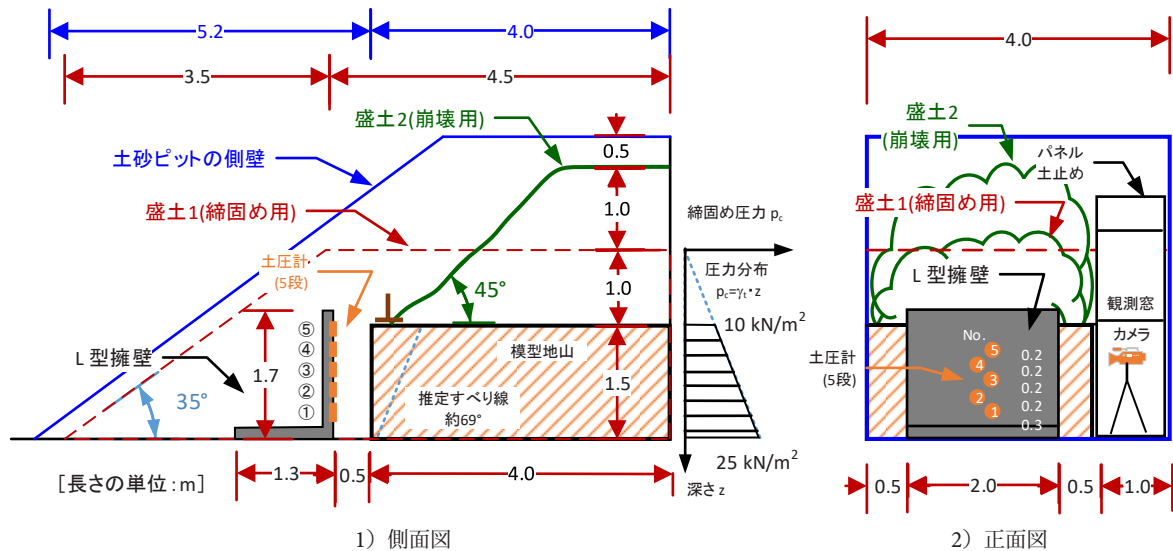


図5 崩壊した溝壁の崩土の衝突圧力の計測実験

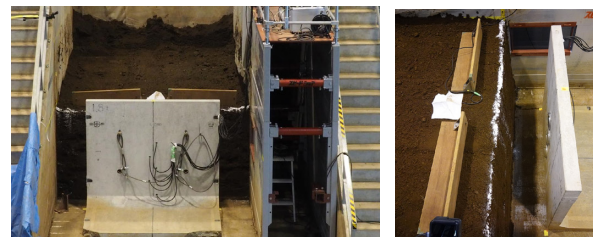
表6 土圧計の主な仕様

受圧面直径（外形）	160 mm (200 mm)
定格容量	200 kN/m ²
定格出力	約2120 $\mu\epsilon$
設置高さ （床面から受圧面中心まで）	0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.1 m

概ね式 (1) によって推定できることがわかった。

次に、高さ1.5 mの土壁の崩壊による土砂と構造物の衝突を実大模型実験によって再現した。この実験を以下、「土圧実験」と呼ぶ。土圧実験の目的は土砂遮断システムに作用する荷重を土圧の実測値から推定することである。模型地山の作製では、はじめに土試料を盛土した。その方法を図5に示す。この盛土は土砂ピット内に破線で示す盛土1の高さ2.5 mまでおこなった。盛土1は約12時間自重で締め固めた後に、建設機械で掘削して高さ1.5 m、長さ4 m、奥行き3 mの直方体状に模型地山を作製した。図5の2) 正面図の右側に示すパネル土止めは崩壊の様子を観察するために設置した仮設構造物であり、その壁部に設けた窓から溝内部を観察するためのものであった。模型地山の土が受けた締め固め圧力は表面で10 kN/m²であり、底面では25 kN/m²であったと推定される。

先の強度増加率から底面における c は5 kN/m²であり、式 (1) に代入して求めた h_c は2.0 mである。したがって、計算上の限界高さは模型地山の土壁よりも0.5 m大きい。L型擁壁は土壁に対して0.5 mの水平離隔をもって設置した。L型擁壁の大きさは図5において高さ1.7 m、長さ1.3 m、奥行き2.0 mのコンクリート製であり、奥行き中央付近に土圧計を千鳥状に5段設置している。この土圧計の主な諸元を表6に示す。受圧面の直径は160 mm、容量は200 kN/m²である。土壁の崩壊は模型地山の天端に土試料を再度盛土して再現した。その最終形状は図5の盛土2のような斜面状であった。盛土2は建設機械のバケット2杯分を1段階として奥側から5分間隔で段階的に行った。使用したバケットの容量は0.5 m³であった。そ



1) 土壁の高さが1.5 mの模型地山の前 2) 土壁と擁壁の間にL型擁壁を設置した盛土2の開始を側方から見た様子 崩壊前の様子



3) 建設機械で盛土2を行う様子 4) 盛土2が終了し崩壊を待つ様子 (崩壊前) 5) 土壁が崩壊して擁壁に作用した様子

図6 土圧実験の様子

の結果、崩壊は第20段の最終盛土の終了から13分後に再現された。なお、第20段で盛土を終了した理由は模型地盤内に設置した表層ひずみ棒センサ (MPS) が微小なクリープ的ひずみ増加を捉えたためであり、すなわち、崩壊の兆候を検知したためである。MPSによる計測の詳細については既報¹⁵⁾に譲る。本実験の模型地盤の作製から盛土を経て崩壊に至った様子を図6に示す。

図7は経過時間 t_e (sec) に対する崩土の圧力 σ_{ih} (kN/m²) の関係を示す。なお、 t_e の開始時刻 (ゼロ) は本実験の途中からデータのサンプリング間隔を2 Hzの低速収録から100 Hzの高速に切り替えて収録を再開した時である。添え字の i は土圧計の番号であり、 h は水平方向成分を意味する。 σ_{1h} と σ_{2h} は $t_e=110.4$ sec付近から値に増加が見られ、山なりの分布形状を呈している。ピーク値

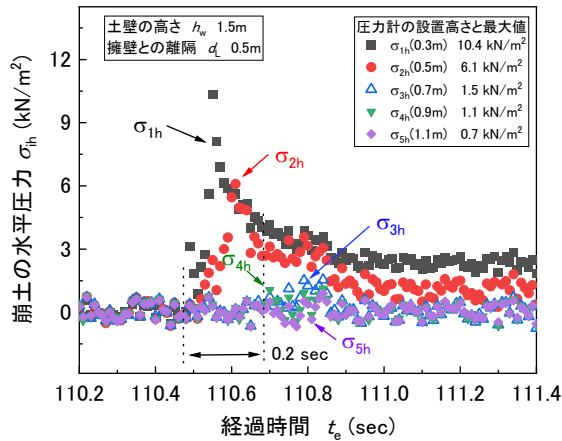


図7 崩土がL型擁壁に衝突した際の水平圧力の変化

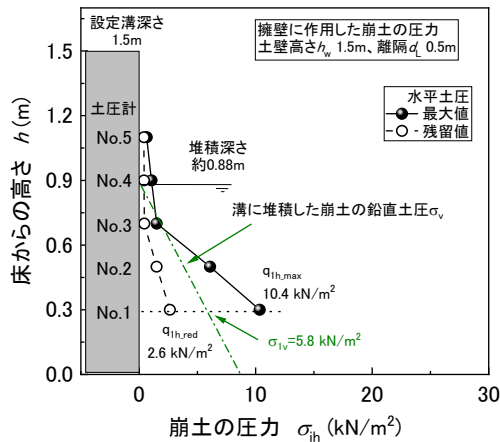


図8 擁壁で計測した土圧の最大値と残留値の高さ方向の分布

は最下段No.1の σ_{1h} が最も大きく 10.4 kN/m^2 であった。次いで σ_{2h} が 6.1 kN/m^2 に、 σ_{3h} が 1.5 kN/m^2 と減少し、 σ_{4h} と σ_{5h} はともに 1 kN/m^2 前後で衝突に伴う増減はごく僅かであった。衝突に伴う圧力の増減は 0.2 sec の短時間で収束し、その後、値はほぼ一定で推移する。この収束した値を本稿では以後、「残留値」と呼ぶ。

図8は先の圧力の経時変化から最大値と残留値を床面からの高さに対してプロットしたものである。崩土が埋めた溝の深さを計測したところ 0.88 m であった。埋没した溝の体積と崩壊した土壁の体積が等しいと仮定すると、その値は単位奥行き当たり $0.44 \text{ m}^3/\text{m}$ と求まった。単位体積重量 γ_t を 10 kN/m^3 とすると重量は 4.4 kN/m である。また、崩壊形状は溝の先から天端に向かって直線状と仮定するとその角度は約 69° と推定された。

水平土圧の最大値と残留値はともに深さ 0.3 m から 0.7 m の間においてほぼ直線的な分布を呈しており、埋没深さの範囲とほぼ一致している。一点鎖線で示した理論的な鉛直土圧 σ_v について、土圧計No.1の深さ 0.3 m では圧力 σ_{1v} が 5.8 kN/m^2 であり、 $\sigma_{1h, \max}$ の 10.4 kN/m^2 はその 1.79 倍であった。一方、残留値の $\sigma_{1h, \text{red}}$ は 2.6 kN/m^2 であり、 σ_{1v} の 0.45 倍であった。

以上の関係を水平土圧係数の考え方に準じて整理すると、前者は衝突土圧係数 $K_{\max}$ 、後者を残留土圧係数 K_{red} としてその実験値を表7に示す。

表7 擁壁に働いた崩土による荷重の比較

衝突土 圧係数 $K_{\max}$	残留土 圧係数 K_{red}	最大値の 合計荷重 $F_{\max} \text{ (kN/m)}$	残留値の 合計荷重 $F_{\text{red}} \text{ (kN/m)}$	衝突 時間 $\Delta t \text{ (sec)}$
1.79	0.45	4.97	1.35	0.2

表8 衝突した崩土の運動量から推定される運動エネルギー

崩土の質量 $m \text{ (kg/m)}$	衝突時の 運動量 $U \text{ (kN} \cdot \text{sec/m)}$	衝突速度の 推定値 $v_a \text{ (m/sec)}$	運動エネルギー の推定値 $E_k \text{ (J/m)}$
431.2	0.390	0.93	186.5

次に土圧による合計荷重を推定する。その方法については第一段(No.1)の計測値はその下方床面まで一定と仮定し、その土圧に作用面積を乗じて第1段の荷重を求めることとした。同様に第2段から第5段もその下方に連続させて分担する下方分担法の考え方で圧力に作用面積を乗じて荷重を求めた。

この方法を用いた理由は溝底面床と土の摩擦を考慮したためである。境界条件として床面上での速度はゼロと仮定するとその土圧は残留値付近に収束すると考えられる。そのため図示した傾きのまま直線を $h=0$ まで延長し、崩土の圧力 σ_{ih} を推定して合計荷重を求めると値を過大に評価する可能性があった。一方、深度方向の中央値として合計しなかった理由は、床から高さ 0.3 m に設置した土圧計No.1において、乗算する深さの範囲を 0.2 m から 0.4 m までの 0.2 m とすると、結果的に床面から高さ 0.2 m までの圧力が考慮されないためである。すなわち、過小評価しないためであった。以上の理由から、本研究では下方分担法によって合計荷重を計算することとした。

計5段について最大値の合計荷重 $F_{\max}$ は 4.97 kN/m であり、残留値の合計荷重 F_{red} は 1.35 kN/m となった。したがって、最大値は残留値の約 3.7 倍大きい。また、衝突時間 Δt は先に述べた圧力の増減から本実験では 0.2 sec と仮定し、その間に崩土がL型擁壁に衝突して生じた図7の各圧力の時刻歴から運動量を式(2)の右辺のように計算し、左辺の衝突速度 v_a を求めた。

$$m(v_a - v_b) = \sum_{i=1}^5 \int_0^{\Delta t} \sigma_{ih}(t) h_i dt \quad (2)$$

ここで、 m は単位奥行きあたりの崩土の質量(kg/m)であり埋没した溝の深さの実測値と先の盛土の密度から求めた値を表8に示す。 v_b は衝突後の移動速度(m/sec)でありゼロと仮定した。 i は先に示した土圧計に付した番号であり、 h_i は各土圧計の値が作用すると仮定した高さの範囲である。合計荷重の求め方は先と同じ下方分担法であり、各圧力計の設置位置から下方分担するものとして荷重を求めた。 100 Hz で収録した5点の圧力データとサンプリング間隔($1/100 \text{ sec}$)の積を衝突時間 Δt で合計して求まる式(2)の右辺の運動量は $0.390 \text{ kN} \cdot \text{sec/m}$ であり、埋没した溝の深さから求めた崩土の質量 m は 431.2 kg/m であった。これより得られた衝突速度 v_a は

0.93 m/secであり、運動エネルギー E_k を式 (3) によって計算すると 186.5 J/m と求まった。以上を整理して表 8 に示す。

$$E_k = \frac{1}{2} m \cdot v_a^2 \quad (3)$$

4 土砂遮断システムの構造と強さ

先の災害分析では深さ 1.5 m 未満の浅い溝掘削工事において死傷災害の発生割合が高い状況を示し、また、安全基準の国際比較からこのような浅い条件における保護措置 (Protective systems) の違いを述べた。

過去の災害発生状況を見ると掘削後の未補強な溝に作業者が入って被災している。言い換えると、掘削後の溝壁は直前まで自立していたことを意味し、作業者は崩壊の危険を見誤っている。すなわち、土という材料の中には時間が経過した後に変形が加速度的に増加して崩壊に至る性質のものがあ、その変化に気づかない可能性がある。したがって、人の注意力に依存する安全には限界があり、作業者が逃げ遅れて被災するリスクが残っている。労働安全衛生法第 28 条の 2 (事業者の行うべき調査等) では、事業者には危険性又は有害性等の調査 (リスクアセスメント) の実施を努力義務として規定し、その結果に基づき必要な措置を講ずるよう求めている¹⁶⁾。したがって、浅い溝掘削工事には先に述べた土砂崩壊による労働災害の危険があり、その防止のためには何らかの措置を講じる必要がある。さらに発生状況を考慮すると、たとえ崩壊のおそれが見られない場合であっても万一の崩壊に備えて何らかの措置を講じておくべきである。しかしながら、浅い溝掘削工事に適した簡易な保護システムが現状ほぼ見られないことから本研究では従来の土止め支保工とは異なる新たな技術を検討することとした。

厚生労働省はリスク低減措置の中で作業者の保護について述べている。具体的にはこの低減措置の検討順位として、1) 本質的対策、2) 工学的対策、3) 管理的対策、4) 個人用保護具の使用が挙げられている¹⁷⁾。本研究では第 2 番目の工学的対策と第 4 番目の個人防護を併せた検討を行うものであり、「たとえ崩壊しても人への危害は防止」する保護システムを検討している。

土の一軸圧縮強さ q_u と N 値の関係式の一つとして式 (3) が示されている¹⁸⁾。

$$q_u = 12.5N \quad (4)$$

ここで、 c は q_u の 1/2 と仮定し、式 (4) を式 (1) に代入する。さらに、 γ_t を安全側に 16 kN/m³ と仮定して溝の深さ h が 1.5 m の時の N 値を求めると約 1 となる。これは N 値が 1 程度の軟弱な地山であっても深さ 1.5 m の浅い溝であれば通常自立することを意味し、軟弱な土であってもそう簡単には崩れないことを示唆している。ところが、実際には 1.5 m 未満の溝が崩れて多くの作業者が被災している。その崩壊原因は様々あると思われるが、例えば、埋め戻した土の地層境界が背後に存在したケース

や湧水の発生など浅い地盤特有の問題も見られる。

小規模な工事では詳細な地盤調査が事前に行われることは必ずしも一般的でなく、安定解析による評価もあまり現実的とは言えない。また、浅い溝掘削工事での防止措置はその方法自体が容易でなければ実効性が伴わない。そこで本研究では、より簡易な保護空間の提供を目的に方法の検討を重ねた。具体的には、保護システムを溝内に置いて作業者がその内部で仕事をする方法であり、小規模な崩壊であれば「被災は防ぐ」技術である。

埋没事故の発生状況を見ると多くは自立性のある溝壁がクリープ的に崩壊して発生していることが推定された。これは「崩壊しようとする力 F 」が「抵抗する力 R 」を僅かに上回って崩れたとも言え、この発生条件に着目して作用外力を最適化することとした。したがって、崩壊のおそれが見られるような軟弱な地盤では土止め支保工を設置する前提である。

図 9 は上記の検討から考案した土砂遮断システム¹⁹⁾ であり、本研究ではその被災防止性能を実験的に調査した。本システムは一对の交差フレーム (CF) の間を上梁 (UB) 2 本と下梁 (LB) 2 本の計 4 本で結合した構造を有し、UB と LB の間の両側面には受圧シート (VS) が備わる。各 CF には後述するひずみゲージが No.1 から No.4 の 4 箇所に交差点を中心として対象な位置に貼り付けている。長さ 1.6 m の交差フレームに対して下端から 0.78 m のやや下側に偏心した位置で回転可能に結合しており、この偏心の目的については後の図 11 の部分で説明する。正面から見た CF は X 型を呈しており、H 型の支持構造を有する従来の土止め支保工 (図 10) とはフレームの配置が異なる。本システムが対象とする溝の規模は幅 0.8 m から

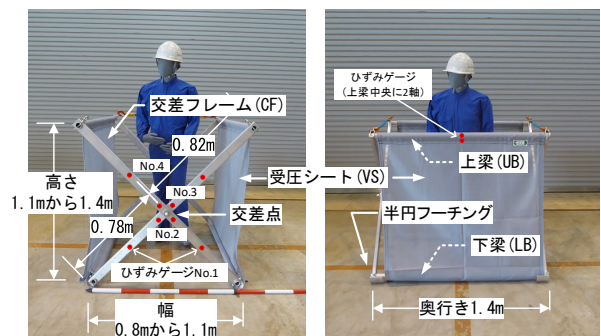


図 9 土砂遮断システムの外観と構造
(左: 正面図 右: 側面図)



図 10 既往の土止め支保工 (矢板工法) の例

表9 土止め支保工と土砂遮断システムの比較

	土止め支保工 (矢板工法)	土砂遮断システム
重量 (1 unit)	1.2 kN (深さ 1.5 m, 奥行き 1.5 m)	0.2 kN (深さ 1.5 m, 奥行き 1.5 m)
側面の材質	アルミ合金	化学繊維
使用の効果	崩壊防止	被災防止
組立の要否	必要	不要
一般的な 利用方法	溝の外から矢板を設 置し、腹起しを取付、 切梁を張る (土止め先行工法)	吊り下ろし (先行設置可)

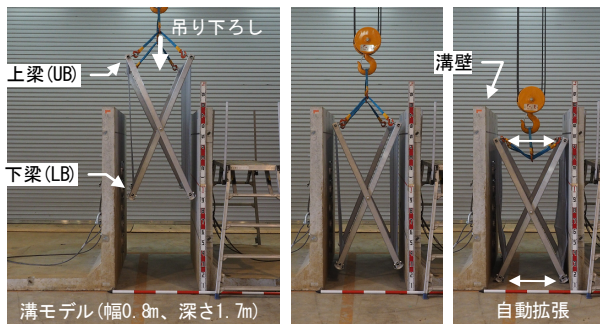


図11 自重で自動拡張する設置時の機序

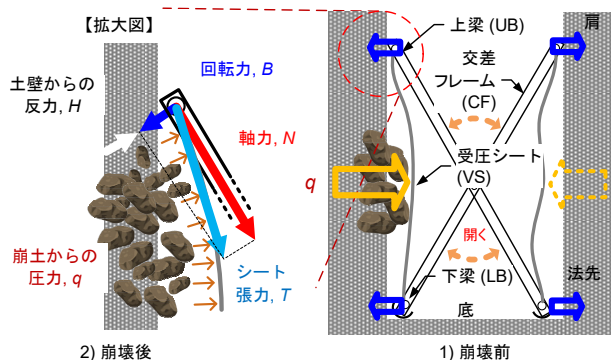


図12 崩土を受圧して生じたシート張力が上梁と下梁を介して溝の肩と法先の水平支持力に変換される機序

1.1 m, 深さ 1.1 m から 1.5 m までの浅く小規模なものに限定している。梁の長さは 1.4 m であり、これによって溝内には直方体状の作業空間が設けられる。この空間の大きさは作業員 1 名が内部で配管や床ならしなどの作業を行うことを考慮したものである。

表9は既往の土止め支保工と今回考案した土砂遮断システムの比較を示す。本システムの重さは約 0.2 kN であり、小規模な溝掘削用の土止め支保工 (矢板工法) と比べても 1/6 と軽量である。また、現場での組立が不要であり、吊り下ろして設置は完了する。したがって、先行設置が迅速かつ容易にできる特徴がある。

図11はその様子を再現したものであるが、溝内に吊り下ろす時は両側面の受圧シートが張って梁間の距離が狭くなっている (左)。これが溝底に到達すると梁が両壁に向かって開くと同時にシートは少したるむ (右)。着底後の一連の動きは自重によるものである。これは先に述べた交差フレームの交差位置を下側に偏心させてトップヘビーな質量配置にしたことによるものであり、半自動的に開口する。

図12は崩土の圧力が受圧シートに作用した際の力の伝達を示す。崩土の水平圧力 q が受圧シートに作用するとシート張力 T が増加する。その力は上梁と下梁で軸力 N と回転力 B に分解され、 B は土壁からの反力 H と釣り合って静止する。そのため、 q が大きくなればなるほど B は増加して、溝の肩と法先を強く水平方向に押す力が生じる。したがって、本システムは崩土の圧力が反作用的に壁を支持してバランスするユニークな機序を有する。

この機序はX型フレーム構造の特徴的であって従来の切梁と矢板による土止め支保工のH型構造は有しないものである。両梁の支点は理論上ヒンジであるため交差フレームに働く荷重は軸力 N となる。その支点と交差点の間の距離は 0.82 m 以下と座屈長さが短いため強度的有利となっている。そのため、交差フレームはアルミ材の中空構造として軽量化した。

表10 実大実験に用いた土砂遮断システムの部材の主な諸元

遮断実験	モデル	構成部分 ¹⁾	部材	材質	耐力 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	断面積 (cm ²)	質量 (kg/m)	断面係数 (cm ³)	縦弾性係数 (kN/mm ²)
Cs1	Type I	UB	φ48.6 × t2.4	SS400	245	400	3.48	2.73	3.83	210
		LB	φ48.6 × t2.3	A6N01-T5	205	245	3.23	0.87	3.41	70
		CF	φ48.6 × t2.3	A6N01-T5	205	245	3.23	0.87	3.41	70
Cs2-3	Type II-a	UB	φ48.6 × t2.4	SS400	245	400	3.48	2.73	3.83	210
		LB	φ50 × t4.0	A6063-T6	175	205	5.78	1.56	6.16	70
		CF	□-80 × 40 × t3.0	A6063-T6	175	205	6.84	1.85	14.0	70
Cs4	Type II-b	UB, LB	φ40 × t5.0	A6063-T6	175	205	5.02	1.36	4.02	70
		CF	□-70 × 30 × t3.0	A6063-T6	175	205	5.64	1.52	9.52	70
Cs5-7	Type III	UB, LB	φ40 × t5.0	A6061 S-T6	245	265	5.02	1.36	4.02	70
		CF	□-60 × 30 × t3.0	A6061 S-T6	245	265	4.73	1.28	19.80	70
静的実験	Type IV	UB, LB	□-60 × 30 × t3.0	A6061 S-T6	245	265	4.73	1.28	19.80	70
		CF	□-60 × 30 × t3.0	A6061 S-T6	245	265	4.73	1.28	19.80	70

1) 構成部分とは土砂遮断システムを構成する部材を意味し、上部梁材はUB、下部梁材はLB、交差フレームはCFで表している。

5 崩土の遮断性能に関する実大模型実験

新たな保護方策として考案した土砂遮断システムの支持性能を、実大規模の溝崩壊を実験的に再現して調査した。以下、この実験を「遮断実験」と呼び、その概要を図13に示す。その手法は基本的に先の土圧実験と同じであるが、離隔0.5mとしていた溝部分を遮断実験では幅0.8mに変え、ここに試作したシステムを設置して崩土を受圧させた。0.8mとした溝幅は水道敷設等の小規模な掘削における工事の条件として本研究で仮定した要求性能である。土壁の高さについては同じく1.5mである。

表10は遮断実験に用いたシステムの部材の主な諸元を示す。本実験に用いたシステムはCs1からCs7までの一連の実験を進める中で随時改善したため使用したモデルは実験毎で異なった^{20), 21)}。例えば、材質は鋼材とアルミ材で異なり、部材断面は円形又は矩形、交差部の固定方法は自在クランプ式又は貫通穴にピン通し式というような違いがあった。その結果、モデルの重量や組立精度にも差が存在した。改善したモデルのType IVは交差フレーム(CF)と梁が厚さ3mmの角パイプであり、引張強度から求めた曲げ強さ M_b は2.6kN・m以上である。受圧シート(VS)には単位面積当たりの質量が430 g/m²、引張試験の結果から計算して求めた弾性係数が203 kN/m、最大強さ T_b は55 kN/m以上の軽量かつ高強度なポリエステル材を用いた。ここで、 T_b はシートの単位幅当たりの荷重として整理しており厚みは無視した。弾性係数は T_b を発揮した時の伸び率で除して求めた。

本システムは図13のように模型地山の作製後に土壁とL型擁壁の間に設置し、その後、建設機械で土試料を天端奥側から段階的に盛土2のように配置して上載荷重を与えた。なお、遮断実験のCs2以降では溝肩から0.4mの位置に堰き止め板を設置した。これは盛土2の築造の際にこぼれ落ちた土試料が模型溝内に流入してシステムと干渉しないようにするためであった。土壁が土砂崩壊した際はすべり面がこの堰き止め板付近に現れた。

図14は実験Cs5における模型溝の崩壊前後の様子を示す。左図に示した崩壊前の様子から、本システムの上梁は溝肩付近に、下梁は溝先に位置して受圧シートが軽く張った初期状態にあった。右の図は崩壊後に本システムが土砂を受け止めた様子を示す。受圧シートの中央付近が押されて膨らみを生じているが、この時の両シート間の最短距離 B_t は約0.5mであった。

産業技術総合研究所が公開している「AIST/HQL人体寸法・形状データベース2003」²²⁾によれば、青年男性群の人体寸法においてその代表的な断面寸法である背肩幅の平均は439.5 mmと報告されている。これより本研究では作業者の保護に必要な幅 ℓ_s の条件を0.44 m以上($\ell_s \geq 0.44$ m)と仮定した。なお、ここでは人体表面の弾力性や骨格の柔軟性は無視しているため、実際の閾値はさらに小さいと考えられるが、本研究では安全側に設定した。図14の実験の例では B_t が約0.5 mであり、本システムは、 $B_t > \ell_s$ の被災防止の条件を満足していた。

遮断実験では上梁のUB1とUB2の2本と交差フレーム

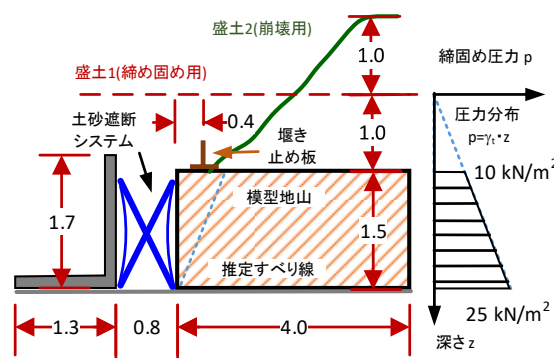


図13 土砂遮断システムの溝壁の崩壊

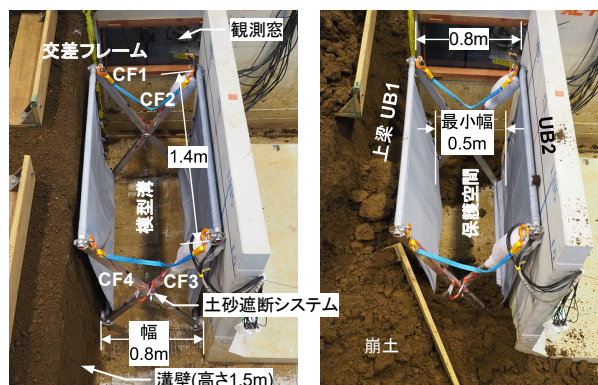


図14 溝崩壊後にシステム内に確保された保護空間 (Cs5)
(左:崩壊前, 右:崩壊後)

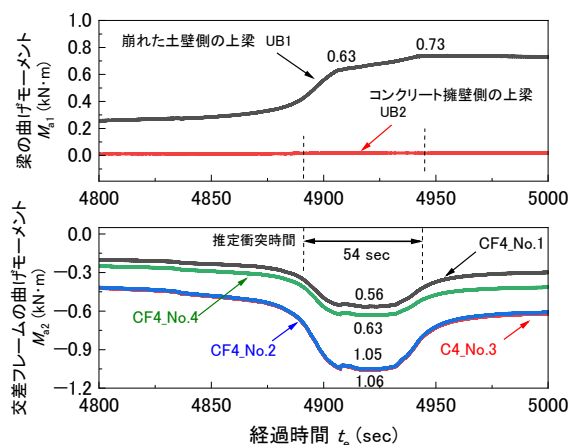


図15 崩土が衝突した際に交差フレーム(CF4)と上梁に生じた曲げモーメントの経時変化の例 (Cs1)

CF1からCF4の4本にはひずみゲージを貼り付けてひずみデータを計測した。各部材のひずみ値($\mu\epsilon$, マイクロストレイン)と曲げモーメント(kN・m)の関係は予め荷重試験を行って検定しており、以降、本論文では換算して求めた曲げモーメントの値から議論する。図15は上梁UB1とUB2の曲げモーメント M_{a1} と交差フレームCF4の曲げモーメント M_{a2} の経時変化を示す。 t_0 の開始時間は先の図7と同じくデータ収録の開始時を意味する。ここで、 M_{a2} はCF4のNo1からNo4の4箇所に貼り付けたひずみゲージから換算して求めたものであり、その貼り付け位置はNo.2とNo.3が交差点から0.05m, No1とNo.4は0.35mの距離であった。

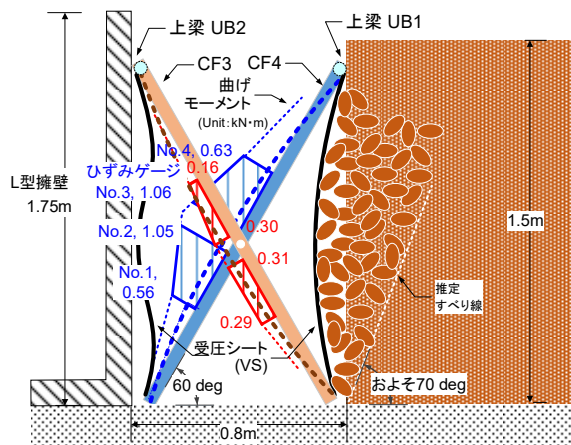


図16 模擬溝の崩壊で各部材に生じた曲げモーメントの例(Cs1)

表11 衝突時間と最大シート張力

遮断実験	推定荷土量 m ³	衝突時間 Δt (sec)	最大シート張力 T_a (kN/m)
Cs1	16	54.0	3.33
Cs2	11	1.0	1.83
Cs3 (1)	14	1.3	1.24
Cs3 (2)		3.7	2.29
Cs5	16	0.6	1.42
Cs6	21	0.8	1.28
Cs7	20	2.7	1.45

M_{a1} は曲げモーメントが卓越した強軸側の値を示す。 M_{a1} は崩土を受けたUB1のみに増加が現れている。その値は経過時間 t_e が4893秒付近から急増し、4907秒付近の0.63kN・mで折れ曲がって緩慢な増加に推移する。値は0.73kN・mで最大を示し、その後、一定となっている。

M_{a2} は崩土の衝突にともなう負の側に増加しており、これは部材が土壁側（外側）に曲げられたことを意味する。経過時間 t_e が4886secからその増加は大きくなり4907secから4931secまではほぼピークのまま一定となる。その後、値は減少して収束している。例示したケース(Cs1)は一連の実験において M_{a2} が最も大きく再現されたケースであるが、土壁は緩慢な崩壊を呈したため衝突時間は54.0sec程度と長く再現された。この時間は先の土圧実験における衝突時間の0.2secに対して270倍以上であり、崩土の作用を緩慢化させる特徴を最も示したケースであった。

表11は一連の遮断実験における衝突時間 Δt とシート張力の最大値 T_a (kN/m)を示す。 T_a は M_{a1} の最大値からこれを等価に発生させる等分布荷重に換算し、その分布範囲はシート幅の1.25mとして求めた。また、 M_{a1} の最大値は図15のように各ケースを時刻歴に整理して確認した。

Δt は0.6 secから54.0 secまでの約100倍の差が生じているが、 T_a は2.3倍ほどの差に収まっており、全体的な傾向としては Δt が長くなると T_a も大きくなっている。具体的には、 T_a の値が最も大きいCs1では交差フレームが方杖のように土壁を支持した結果、延性的な崩壊が再現され T_a は3.33 kN/mとなった。この方杖のように支持す

る機序が生じた原因の一つとして、盛土2の際にこぼれ落ちた土試料の堆積が考えられる。これは崩壊前に、土壁と受圧シートの上に土が堆積したために、その重さで受圧シートの張力が増加した。そして、上梁と下梁には水平方向に支持しようとする力が土壁の法肩と下端に作用し、崩壊を抑制した。そのため、さらなる盛土を崩壊に要すると共にその動きは緩慢となった。その結果、 Δt は大きくなり、Cs1では部材に発生した曲げモーメントや張力が通常の崩壊時よりも大きくなったものと考えられる。なお、このCs1における土のこぼれ落ちの反省からCs2以降では図13に示す堰止め板を設置してその影響の減少に努めた。

一方、Cs5では Δt が0.6 secと短く上下の梁間の土壁が薄く剥離して受圧シートに衝突したが、その体積はCs1よりも少なく T_a も1.42kN/mと小さかった。したがって、本システムは壁面の補強効果によって移動速度 v_a の低下や、崩壊範囲が上下の梁間に限定することによる受圧質量 m の減少によってシート張力 T_a はその最大強さ T_b に比べて約1オーダー小さく収まっており、材料強度として十分と考えられる。この T_a と T_b の比較による安全率については後述する。また、Cs3では1次崩壊と2次崩壊が観測されたため両方を示した。Cs4では梁の構造上 M_{a1} は未計測であったため T_a は記載していない。

図16に同じケース(Cs1)における交差フレームのCF3とCF4に生じた曲げモーメント M_{a2} の最大値の分布を例示する。両交差フレームに共通して曲げモーメントの値は交差部付近で最大値を示し上下の梁に向かって減少する。CF3とCF4の比較では、崩壊側の溝壁を上端で支えるCF4の方がCF3よりも全体的に値が大きい。

具体的には、CF4の最大値は1.06kN・mであるのに対してCF3は0.31kN・mであり、大きさは約3.4倍異なった。CF3とCF4の曲げモーメントの値に差を生じた理由は、崩土と受圧シートとの摩擦によって鉛直下向きの荷重が上梁UB1に働いたためと考えられる。また、UB1を支持する肩付近の崩壊による土の軟化も M_{a2} を増加させたと考えられる。これは、シート張力の増加によって上梁に生じた水平成分の力に対して土壁からの反力が不足したためである。この不足によって梁UB1の水平変位が下梁よりも大きくなり、CF4の曲げモーメントは大きくなったと考えられる。一方、下側の梁は床で変位が拘束されたために鉛直荷重の増分による影響は小さくなり、CF3の曲げモーメントも小さくなっている²³⁾。

先に述べたとおり全てのCFの曲げ強さ(M_b)は2.6 kN・mであるので M_{a2} の1.06kN・mと比べて約2.5倍以上の大きさを有しており、強度的には余裕が見られた。そこで、各部材の強さと一連の実験値との関係から安全率を式(5)から式(7)で計算した。

$$F_{s(VS)} = T_b / T_a \quad (5)$$

$$F_{s(UB)} = M_b / M_{a1} \quad (6)$$

$$F_{s(CF)} = M_b / M_{a2} \quad (7)$$

ここで、 $F_s (VS)$ は受圧シートの引張強さに対する安全率、 $F_s (UB)$ は上梁の曲げ強さに対する安全率、 $F_s (CF)$ は交差フレームの曲げ強さに対する安全率である。また、先に述べたとおり T_a はシート張力の最大値、 T_b はシートの引張強さ (55kN/m) であり、 M_{a1} と M_{a2} は梁と交差フレームに生じた最大曲げモーメント、 M_b は曲げ強さ (2.6kN・m) である。

図17は6ケースの遮断実験から求めた交差フレーム、梁及び受圧シートの3つの部材の安全率を示す。先に述べたとおり一連の実験は土壁の高さが1.5 mで共通であるが使用した土砂遮断システムは各ケースで異なった。しかし、各モデルの部材には必ずみゲージを貼り付けて事前に荷重検定しており、崩土を受圧した際の曲げモーメントは記録した。さらに、梁の曲げモーメントから等分布荷重を解析的に求め、得られた直行する2方向 (強軸側と弱軸側) の値の2乗した和を平方して実験的なシート張力の最大値とした。図17では各実験で得られた曲げモーメント等の記録をType IVの仕様に当てはめて解析した安全率を示す。3つの交差フレーム (CF)、上梁 (UB)、受圧シート (VS) の安全率は広く分布している。具体的には $F_s (UB)$ は3.5から9.6、 $F_s (CF)$ は2.5から11.8、 $F_s (VS)$ は16.5から44.4である。この差は各実験における模型地山の強度的な安定性の差に加えて、先に述べたモデルの違いによる影響と思われるが、曲げモーメントが働く部材については、少なくとも梁が3.5以上、交差フレームでは2.5以上であった。

仮設構造物工指針²⁴⁾では道路橋示方書に規定された常時の許容応力度の1.5倍を仮設構造物の許容応力度としており、すなわち、安全率は1.5以上が考慮されている。英国ではBS 5975:2019「Code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of falsework (仮設作業手順の実施規範および仮設工事の許容応力設計)」²⁵⁾の「17.5.5 Earth pressure」の項において「This factor F_s is defined as the partial soil factor. (中略) A value of $F_s=1.5$ is recommended for total conditions. e.g. undrained mixed and cohesive soils」(F_s は土の部分係数である。(中略) $F_s=1.5$ は全体的な条件、すなわち、非排水状態で混合された粘性土に対して推奨する)と述べている。以上より、本研究にて解析的に求めた交差フレームと梁の安全率については国内外で標準とされる「1.5以上」の条件より少なくとも約1.6倍以上大きい。さらに、受圧シートの引張力に対する安全率 $F_s (VS)$ については16.5以上であり、先に示した梁の安全率より4.8倍以上大きい。この数値については次でワイヤーロープの基準と比較する。

ワイヤーロープは荷をつり上げるための部材であり受圧シートと同じく引張力が作用する。クレーン等安全規則第213条では、玉掛け用ワイヤーロープの安全係数を6以上と定め²⁶⁾、この安全係数は切断荷重の値をワイヤーロープに作用する荷重の最大値で除した値と定義している。したがって、安全係数は安全率と同意なものである。また、米国のASMEではワイヤーロープの設計強度

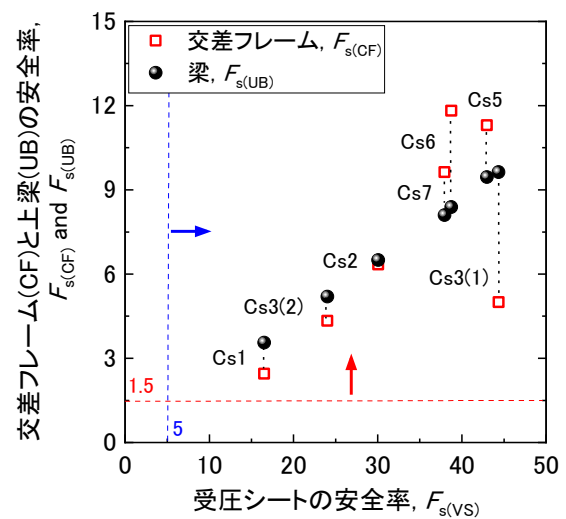


図17 実験による各部材の強さの安全率の分布

を5以上と定めている²⁷⁾。このように、引張力が作用する部材の安全率は先の曲げモーメントが働くものに比べて大きな値が採用されている。遮断実験から明らかとなった受圧シートの安全率は16.5以上でありワイヤーロープの基準と比較しても3.3倍以上高く強度的な余裕を有している。

遮断実験の衝突時間 Δt は土圧実験と比較して3倍から270倍の大きな差が見られた。 Δt が長いケースでは荷重の衝撃的な作用を緩和してシート張力 T_a は緩慢に増加した。また、 Δt が小さいケースでは T_a が急激に増加してピークを示したものの、崩壊範囲が上下の梁間で限定されたことによって受圧する土量が減少し、 T_a の増加はさほど大きくなかった。以上より、土砂遮断システムには崩壊の緩慢化や、受圧する土量の減少によって荷重を低減する機能を有することがわかった。

6 おもりを用いた载荷試験

土砂遮断システムの基本的な強度と変形の特性を把握するために行った静的载荷実験と動的载荷実験について述べる。

1) 静的载荷実験

静的载荷実験では図18のように受圧シートが上下面を向くように設置したType IVの土砂遮断システムに対して、上面に重さ W_a が5kNの袋状のおもりをクレーンで吊り下ろして荷重を载荷した。以下、本実験を「静的実験」と呼ぶ。クレーンフックにはロードセルを取り付けて载荷中のつり荷の重さ W_b を計測し、受圧シートに作用した静的な载荷荷重 F_v は $W_a - W_b$ として求めた。受圧シートの中央にはワイヤー式変位計を設置して载荷に伴うシート間の距離の減少を計測し、上梁と下梁の間についても同様に計測した。载荷前後における距離の変化を見ると、受圧シート中央では距離が0.72mから0.56mへと0.16m減少する一方で、上梁と下梁の間ではともに0.03mの減少であり、中央に比べると約1/5の小ささであった。これは、鉛直下向きの载荷によって生じた下方方向の変位と、シート張力の分力によって上側 (载荷側) の上梁と

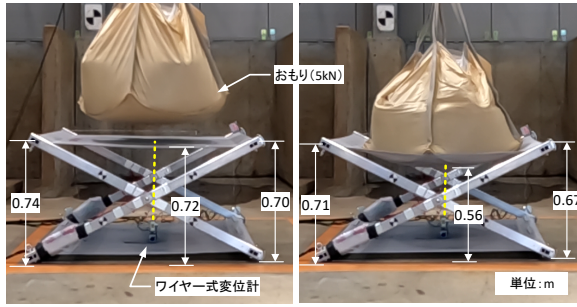


図18 土砂遮断システムに対する静的载荷実験の様子
(左：载荷前， 右：5 kN 载荷後)

表12 5 kN 载荷による各部材の計測最大値と換算安全率

部材	交差フレーム (CF)	梁 (UB)	受圧シート (VS)
計測最大値	0.16 kN・m	0.81 kN・m	3.66 kN/m
換算安全率 F_s	16.3	3.2	15.0

下梁に生じた鉛直上向きの変位が相殺されたためである。その結果、载荷前後の差についてはシート中央のたわみの方が上梁と下梁の変位よりも大きくなった。

表12は5 kN 载荷時に各部材で計測された最大値を同様に Type IV に当てはめて求めた安全率を示す。先に述べたとおり、CFとUBは共に曲げが作用する部材であるが、本静的実験の計測値はUBが0.81 kN・m、CFは0.16 kN・mである。UBについては先の遮断実験の最大値0.73 kN・mを約10%上回ったが5 kNの静的载荷による負荷は先の遮断実験の最大負荷をほぼ再現しており、受圧シートについても同様ことがわかった。一方、交差フレームの曲げモーメントは0.16 kN・mであった。この値は先に遮断実験での最大値として図15内の曲線CF4_No.2で示した1.06 kN・mと比べて約1/7と小さく、安全率 $F_{s, (CF)}$ は16.3と大きくなっている。その理由は、静的実験では上側（载荷面側）の梁の変位が拘束されていないためであり、境界条件の違いによるものである。支点に働くシート張力が交差フレームの軸力と直交する荷重成分（回転力）に分解されてバランスした結果、交差フレームの曲げモーメントは非常に小さくなったと考えられる。

図19は受圧シートへの载荷荷重 F_v と受圧シート中央のたわみ s の関係を示す。ここでは、5 kNのおもりに加えて3.4 kNを载荷して計8.4 kNまで与えた結果を示している。 $s < 0.13$ mでは曲線的となっているが $0.13 \text{ m} < s < 0.18$ mではほぼ直線的に増加する。 $F_v < 7$ kNでは傾き k が78.3 kN/mである。この関係から本システムのひずみエネルギー E_s はたわみ増分 Δs によって式(8)のように近似して表すことができる。

$$E_s = \frac{1}{2} k \cdot \Delta s^2 \quad (8)$$

次に、先の土圧実験から得られた運動エネルギー E_k が E_s に全て保存されると仮定すれば式(9)が成り立つ。

$$E_s = r_B \cdot E_k \quad (9)$$

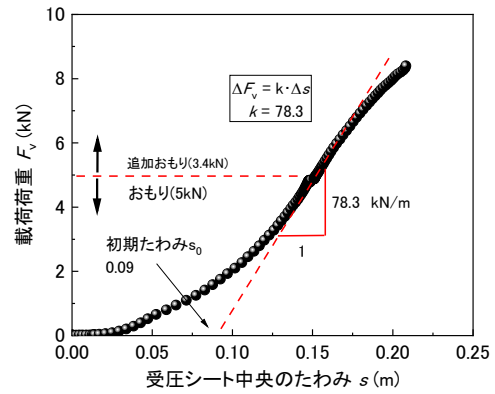


図19 静的载荷実験から得られた载荷荷重と変位の関係

$$\frac{1}{2} k \cdot \Delta s^2 = r_B \cdot E_k \quad (10)$$

ここで、ひずみエネルギー E_s はシート幅が1.25 mでの結果である。土圧実験は単位奥行き当たりの運動エネルギー E_k であったことから式(9)のとおり幅の比 r_B を乗じて E_k を実物換算した。その積は233.1 Jであった。これを単位換算して式(10)に代入すると、たわみ増分 Δs は0.08 mと求まる。

本研究では、 F_v と s の関係を用いて簡易にたわみを推定する。その方法は図19に示すように $s < 0.09$ mでは F_v はゼロと仮定し、この0.09 mを初期たわみ s_0 として用いることとした。次に、 $0.09 \text{ m} < s < 0.18$ mについては $k = 78.3$ kN/mとして直線関係で近似する。式(9)のエネルギーから得られた Δs の0.08 mと s_0 の0.09 mを式(11)に代入すると合計たわみ s_e は0.17 mと求まった。

$$s_e = s_0 + \Delta s \quad (11)$$

なお、ひずみエネルギー E_s は図19に示したように曲線部分を直線的に近似している。そのため、 $s < 0.18$ mである $E_s < 1268$ Jの範囲では実際よりもひずみエネルギーは少なく見積もられている。また、溝に設置した本システムが崩土を受圧した際に、梁に生じる変位は境界条件によって拘束を受けるため実際の傾き k は78.3 kN/mよりも大きくなる。

したがって、静的実験から推定した合計たわみ s_e は実際の崩土が衝突した際に生じるたわみのほぼ上限を示すものと考えられる。

$$B_r = B_l - s_e \quad (12)$$

式(12)は掘削溝幅 B_l から合計たわみ s_e を差し引いた残りの幅 B_r の関係式であり、この B_r が被災を防止する距離であるか確認する。本システムを適用する最小溝幅0.8 mにおける B_l は先の実測から0.72 mであった。また、先の検討から合計たわみ s_e は0.17 mであり、代入すると B_r は0.55 mである。この値は先に定義した人体寸法の背肩幅に基づいた ℓ_s (=0.44 m) よりも大きい ($B_r > \ell_s$)。

以上より、土砂遮断システムに荷重を静的载荷して調べた内部空間の残り幅 B_r は必要幅 ℓ_s よりも大きく、また、5 kNの载荷によって梁に生じる曲げモーメントは遮断

実験における最大値とほぼ等しいことがわかった。

2) 動的載荷実験

次に、動的載荷実験について説明する。崩土と土砂遮断システムの衝突を円柱型のおもりによって再現し、その支持性能を調査した。この実験を以下、「動的実験」と呼ぶ。図20は動的実験の方法を示す。はじめに、おもりを傾斜面の右側上部の高さ0.91 mに置き、そのハンドルをストッパーで保持させる。次に、ハンドルを水圧ジャッキで押し上げて解除し、自重で左側下方に向かって移動させる。このおもりは直径0.5 m、幅1 mの円柱体であり、内部には乾燥砂が充填されている。設置した傾斜面の高さと直径の和は1.41 mであり想定する土壁の高さ1.5 mとほぼ同じにした。重さは3.1 kNであり、単位体積重量はおよそ15.7 kN/m³であった。

傾斜面はH形鋼を並行に2本設置して再現した。水平距離2.7 mに対する高低差は0.36 mであり、傾斜角は約7度であった。傾斜面末端の高さは0.55 mであり、円柱体は受圧シートのはぼ中間高さに一致する。L型のコンクリート擁壁と傾斜面末端の間に設けた幅0.8 mの部分にTypeIIIの土砂遮断システムを置き、おもりを衝突させた。

動的実験では土壁の上半分が剥離して生じる最大の落下速度を水平方向に卓越させるかたちでシート中央に作用させており、深さ1.5 m未満における最悪のケースを想定して残り幅 B_r の最小値を調べることを目的とした。ただし、それ以上に深い溝へ設置するような目的外の利用のケースでは、崩土が上梁に集中的に作用するなど異なった機序を呈する可能性があるため、今後さらに検証が必要である。

円柱体の回転中央にはLEDライトを取り付けて光学ターゲットとし、移動開始から衝突までを画像解析した。表13は動的実験の主な結果を示す。本解析による衝突直前の速度 v_d は1.91 m/secであり²⁸⁾、この値は高さ0.36 mを自由落下させた物体の理論速度2.66 m/secの約0.72倍であった。速度の実測値が理論値よりも小さくなった理由には、傾斜路と円柱体との摩擦や円柱体に中詰めした砂が内部で移動した際の摩擦によってエネルギーの一部が消散したためと考えられる。

図21は高速度カメラで記録した衝突の様子を示し、その機序を次のように整理することができる。(1) 円柱体が移動して傾斜路の終端に達し、その作用高さはほぼ受圧シートの中央の高さであった。(2) 衝突を受けた受圧シートはその中央部が向かって左側に押されるがこの段階では上下の梁に大きな移動は見られない。このシートのためと梁の動きの関係は先の静的試験と同じである。(3) その後、全体が左に押されるように変位しており、交差フレームの交差角度は減少しつつ（閉じながら）おもりを受け止めている。この段階で生じた変位増分は主に受圧シートの伸びと梁の曲げによるものとみられる。(4) その後おもりは下のすきま部分に落下して静止している。本実験では(1) から(3) までの間の動きを衝突時間 Δt と仮定して求めたところ Δt は0.27 secであった。式(13)に示す運動量方程式に円柱体の質量 m_d が

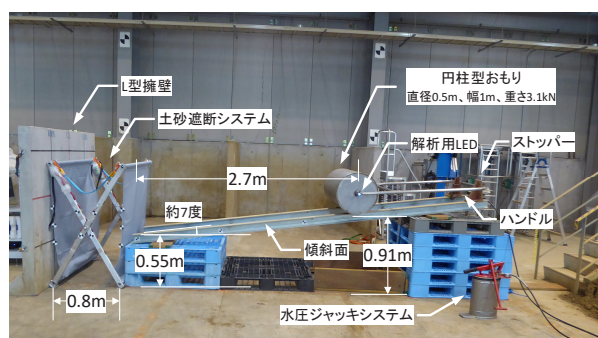


図20 円柱型おもりの衝突による動的載荷実験の概要

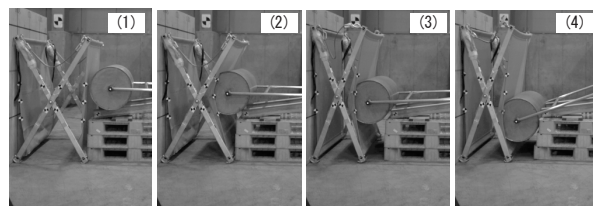


図21 円柱型おもりが衝突する様子

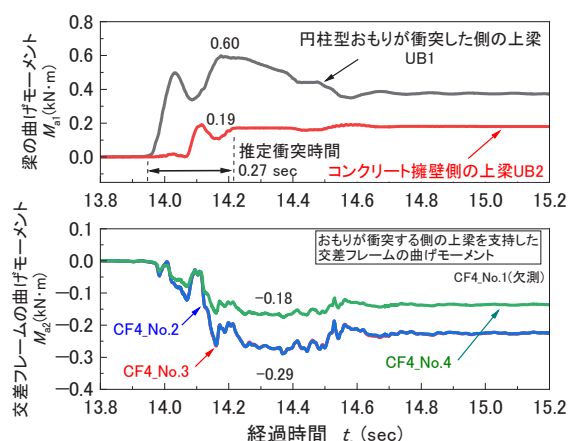


図22 円柱型おもりが衝突した際の梁と交差フレームの曲げモーメントの変化

表13 3.1kNの円柱体の衝突実験の主な結果

円柱体の質量 m_d	衝突速度 v_d	衝突時間 Δt	衝突の力 F_d
315 kg	1.91 m/sec	0.27 sec	2.2 kN

表14 衝突によって各部材に生じた計測最大値と換算安全率

部材	交差フレーム (CF)	梁 (UB)	受圧シート (VS)
計測最大値	0.29 kN·m	0.60 kN·m	2.70 kN/m
換算安全率 F_s	9.0	4.3	20.4

315 kg、衝突速度 v_d が実測値から1.91 m/secを代入して載荷荷重の実験値 F_d を計算すると約2.2 kNであった。

$$m_d \cdot v_d = F_d \cdot \Delta t \quad (13)$$

この F_d の値は円柱型おもりの重量3.1 kNの約2/3であり先の静的実験で与えた F_v (=5 kN) の約2/5である。 F_d が実重量よりも小さい理由は、先に述べたエネルギーの消散による v_d の減少と本システムが有する緩衝効果によ

るものと考えられる。

一方、円柱型おもりが衝突した際の運動エネルギー E_d を式 (14) によって計算すると 574.6J である。これは先の土圧実験による E_k を実物幅に換算した値 233.1J の 2.5 倍大きい。

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot m_d \cdot v_d^2 \quad (14)$$

この E_d が式 (15) に示すように全てひずみエネルギー E_s に保存されると仮定して計算すると、たわみ増分 Δs は 0.12 m と求まった。

$$E_d = E_s \quad (15)$$

$$\frac{1}{2} \cdot m_d \cdot v_d^2 = \frac{1}{2} \cdot k_s \cdot \Delta s^2$$

Δs を先の式 (11) に代入して合計たわみ s_e を計算し、さらに s_e を式 (12) に代入してシステム内に残りの幅 B_r を計算すると 0.52 m である。したがって、動的実験では土圧実験よりも 2.5 倍大きな運動エネルギーをシステムに与えたが、内部の残り幅 B_r は 0.52 m であり、必要幅 ℓ_s (=0.44 m) よりも大きくなることがわかった。

図 22 は衝突した際の梁と交差フレームの曲げモーメントの変化を示し、表 14 にその最大値を示す。梁の曲げモーメント M_{a1} はおもりが衝突した側 (UB1) と反対側 (UB2) の 2 つの上梁のものである。なお、 t_e の開始時間は先の図 7、図 15 と同じくデータ収録の開始時である。 M_{a1} は UB1 の最大値 0.60 kN・m が UB2 の 0.19 kN・m より約 3 倍大きく、衝突時の荷重は受けた側の梁と受圧シートがほぼ負担している。ただし、この最大値は静的実験の最大値 0.81 kN・m より小さい。

交差フレームの曲げモーメント M_{a2} について衝突側の上梁に取り付けた交差フレーム CF4 の変化を示す。 M_{a2} は遮断実験と同じく負の増加を示し、衝突を受けた側に曲げられている。すなわち、溝の外側に向かって曲げられており、先の遮断実験と同様な結果が得られている。その最大値は交差点付近で 0.29 kN・m であり、梁の最大 M_{a1} の約半分の小ささである。また、遮断実験における M_{a2} の最大値 1.06 kN・m との比較では 1/5 である。動的実験の M_{a2} が遮断実験のそれよりも小さい理由は静的実験と同じであり、衝突側の上梁は拘束されておらず溝の内部と境界条件が異なるためと考えられる。

以上より、動的载荷実験では崩土がほぼ自由落下して土砂遮断システムに衝突する状況を再現して内部の残り幅 B_r を調査した。その結果、 B_r の値は必要幅 ℓ_s よりも大きく、また、梁に生じる最大曲げモーメントはその最大強さと比べて小さいことが明らかとなり、本システムの緩衝効果と支持性能が確認された。

7 まとめ

本研究では浅く小規模な溝掘削工事における労働災害の防止を目的に、作業者を崩壊した土砂から遮断して被災を防ぐ技術的な保護方策を検討した。この検討では個

人防護の観点から土砂遮断システムを考案し、その性能を実験的に検証した。本論文の主な内容は以下のとおりである。

- 1) 土砂崩壊による労働災害には浅い溝内での作業中の被災が多く見られ、特に掘削から崩壊までの間に時間差のあるケースに注意が必要なことを指摘した。また、深さが 1.5 m 未満での死傷災害はその 44% 程度を占め、浅い掘削工事における災害防止の必要性を述べた。
- 2) 米国やカナダの安全基準と我が国のそれを比較したところ、土止め支保工の設置基準は共に深さ 1.5 m 以上で共通する一方、1.5 m 未満に対する表現は少し異なることを述べた。具体的には、両国では実質的に深さに係わらず何らかの保護方策 (Protective systems) を求めているのに対して、我が国では崩壊のおそれのある場合に措置を指示している。しかしながら、深さ 1.5 m 未満における死亡災害の占有割合は米国と我が国でほぼ同程度となっていることから、小規模な崩壊による作業者の被災防止は国内外で共通する課題であることを述べた。
- 3) 深さ 1.5 m 未満の浅い溝内で作業する労働者を保護する方策として土砂遮断システムを考案した。このシステムは一对の交差フレームを 4 本の梁で結合し、その両側面に受圧シートを張った簡易な構造体である。重さは 0.2 kN であり、同規模の土止め支保工と比べて約 1/6 の軽さである。また、溝内での組立が不要なため吊り下ろして先行設置できることを述べた。また、本システムの適用は掘削後に土壁が自立し、かつ崩壊のおそれが見られない場合とし、崩壊のおそれがある場合は土止め支保工を設置しなければならない。対象とする溝の規模は深さが 1.5 m 未満、幅は 0.8 m から 1.1 m の小規模な場合に限定した。
- 4) 関東ロームを土試料として高さ 1.5 m の模型地山を作製し、その土壁を崩壊させて擁壁もしくは土砂遮断システムで受圧した際の荷重の時間的変化を実験的に調べた。その結果、擁壁による実験 (土圧実験) では衝突時間 Δt が 0.2 sec であったのに対し土砂遮断システムによる実験 (遮断実験) では 0.6 sec から 54.0 sec と少なくとも 3 倍以上長く、本システムには衝撃を緩和する効果が認められた。これは、交差フレームが方杖のように土壁を補強して崩壊を緩慢化して衝撃を弱めたり、崩壊範囲を上下の梁間に限定して荷重を減少させたためと見られ、本システムは崩土からの負荷を低減するユニークな機序を有することがわかった。
- 5) 7 ケースの遮断実験においてシステムを構成する各部材への負荷を調査した結果、梁と交差フレームで計測した最大曲げモーメントは 1.06 kN・m であり、受圧シートに生じた最大張力は 3.33 kN/m であった。両部材の最大強さを計測最大値で除して求めた安全率はそれぞれ 2.5 以上と 16.5 以上であり強度的に余裕を有していることがわかった。
- 6) 袋体のおもりを土砂遮断システムのシート中央に作用させて荷重 F_v とたわみ Δs の関係を調べる実験 (静的実験) を行った。8.4 kN までの载荷から、 $F_v > 7$ kN では F_v 増分に対する s 増分がそれ以前に比べて大きくなるも

の、それ以下では直線関係によって安全側に近似できることがわかった。その傾き k ($=78.3 \text{ kN/m}$) と Δs によるひずみエネルギー E_s の関係式を示し、先の土圧実験による運動エネルギー E_k の 186.5 J/m を E_s に保存させて Δs を求めた。その結果、システム内に残る幅 B_r は 0.55 m であり必要幅 0.44 m ($=\ell_s$) より大きいことがわかった。

7) 重さ 3 kN の円柱体のおもりを傾斜路上の高さ 0.91 m から 0.55 m まで自重により降下しつつ水平移動させてシステムに衝突させる実験 (動的実験) を行った。その結果、運動エネルギーは先の土圧実験の約 2.5 倍大きいにもかかわらず、システム内の残り幅 B_r は 0.52 m と ℓ_s よりも大きいことがわかった。

以上より、本論文では、強度的に不確実性を有する浅い地盤の溝掘削工事について、土砂崩壊による労働災害の危険を指摘した上で、その解決の一手段として考案した土砂遮断システムの支持性能について実験的な検証結果を述べた。労働災害の防止では、リスクアセスメントに基づいた自主的な措置が求められており、本システムは軽量かつ簡易な技術であることから作業者を防護する一つの選択肢になりうるものと考えられる。

小規模で浅い溝掘削は公共工事のみならず民間でも行われており、その対象は相当な数にのぼると思われる。そのため災害防止では現場への普及が今後の課題であり、様々な施工条件における応用的な利用など、さらなる検討を進めつつ周知も図りたいと考えている。

文 献

- 厚生労働省「職場のあんぜんサイト」。労働災害統計。 <https://anzeninfo.mhlw.go.jp/user/anzen/tok/anst00.html>. 2023.8.2閲覧。
- 安衛法便覧III令和4年度版。土止め先行工法に関するガイドラインの策定について、労働調査会；2022：522-530。
- 土止め先行工法に関する手順と留意事項 土止め先行工法とは：建設業労働災害防止協会，2006。
- 安衛法便覧I令和3年度版。労働安全衛生規則 第六章 掘削作業等における危険の防止 第一節 明かり掘削の作業，労働調査会；2022：1252-1255。
- OSHA Regulations. Standards 29 CFR. <https://www.osha.gov/laws-regs/regulations/standardnumber>, 2023.8.2閲覧。
- BS6031. Code of practice for earthwork.2009。
- Government of Quebec. Safety Code for the Construction Industry, chapter S-2.1, r. 4. <https://www.legisquebec.gouv.qc.ca/en/document/cr/S-2.1.%20r.%204>. 2023.8.2閲覧。
- Culver, C., Florczack, G., Castell, R., Connolly, C., and Pelton, G. Analysis of Construction fatalities – The OSHA Data Base 1985-1989, U. S. Department labor.
- Center for Disease Control and prevention (CDC). Occupational Fatalities During Trenching and Excavation Work --- United States, 1992—2001, Morbidity and Mortality Weekly Report (MMWR)– April 23 2004. <https://www.cdc.gov/mmwr/preview/mmwrhtml/mm5315a2.htm>. 2023.11.13閲覧。
- Team- Safety.com. 2003 Trenching and Excavation Fatality related Analysis. <https://team-safety.com/wp-content/uploads/2016/03/2003-Trench-Fatality-Pie-Charts.pdf>. 2023.11.13閲覧
- André Lan, Bertrand Galy, Satoshi Tamate, Tomohito Hori, and Nabutaka Hiraoka. Field test of the JNIOH Mini Pipe Strain Meter as a safety alert system during trench work, IRSST, R-1124-en, ISBN 978-2-89797-151-9. 2022. <https://www.irsst.qc.ca/media/documents/PubIRSST/R-1124-en.pdf?v=2023-11-08>. 2023.11.9 閲覧。
- 玉手聡，堀井宣幸，豊澤康男，末政直晃，片田敏行，高野裕亮。支持地盤の不安定性が移動式クレーンの転倒に及ぼす影響。土木学会論文集。1998；596／Ⅲ-43：163-174。
- 堀智仁，玉手聡，菊田亮一。溝崩壊時の被災防止システムに関する遠心模型実験。第55回地盤工学研究発表会概要集；2020：21-12-1-02。
- 石原研而。土質力学。丸善出版；1995：231-254。
- 玉手聡，堀智仁，三國智温，伊藤和也，吉川直孝，末政直晃。斜面の浅い部分のせん断ひずみ計測による崩壊予兆の把握に関する大型模型実験。土木学会論文集C，2013：69 (3)：326-336。
- 安衛法便覧I令和4年度版。労働安全衛生法第28条の2(事業者の行うべき調査等)，労働調査会；2022：213-214。
- 厚生労働省。平成18年3月10日付け基発第0310001号「危険性又は有害性等の調査等に関する指針について」。 https://www.mhlw.go.jp/web/t_doc?dataId=00tb3050&dataType=1&pageNo=1. 2022.8.2閲覧
- Terzaghi,K. and Peck, R.B.:Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 特許第6431239号。土砂遮断装置；2018。
- 菊田亮一，玉手聡，堀智仁。溝工事用被災防止システムの部材強度に関する実験的検討。第56回地盤工学研究発表会概要集；2021：13-10-4-03。
- 菊田亮一，玉手聡，堀智仁。溝工事用の簡易な土砂遮断システムの部材強度に関する実験的考察。令和3年度土木学会全国大会第76回年次学術講演会概要集；2021：VI-100。
- 河内まき子，持丸正明。AIST/HQL人体寸法・形状データベース2003。2006；産業技術総合研究所 H18PRO-503。
- Satoshi Tamate, Tomohito Hori and Ryoichi Kikuta. Design of personal soil guard system for safer trench excavations in shallow depths. Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 2022; Vol.2 ISBN 978-0-9946261-4-1: 2267 – 2272.
- 道路土工一仮設構造物工指針。日本道路協会；2017：46-54。
- BS5975. Code of practice for temporary works procedures and the permissible stress design of falsework. 2019: 107-110。
- 安衛法便覧I令和4年度版。クレーン等安全規則，労働調査会；2022：1872-1875。
- ASME B30.30. Steel Wire Rope. Chapter 30-1; 2019: 2-4。
- 堀智仁，玉手聡，菊田亮一。溝崩壊時の被災防止システムに対する衝突実験。第56回地盤工学研究発表会概要集；2021：13-10-4-02。

Experimental Analyses on a Unique Protection System for Saving Workers from Collapsed Soil at Trench Excavations in Shallow Depth.

by

Satoshi TAMATE^{*1}, Tomohito HORI^{*1} and Ryoichi KIKUTA^{*2}

Many cave-in accidents occur during trench excavations, leaving digging workers buried in collapsed soil even in shallow depths. A main cause of such accidents is the misunderstanding of stability. Typical earth support systems are heavy and stiff structures, so these are seldom used for shallow excavations. This study proposes a personal soil guard system to prevent labor accidents. This system has a simple structure with two sets of crossing frames and a pair of vertical sheets on located on either side to bear horizontal earth pressure from collapsed soil. This provides a protective space for personnel. It can be easily placed in trenches. Full scale model tests were carried out to investigate the function that blocks collapsed soil. An earth pressure from collapsed soil was measured at five different heights on a vertical wall that was placed at a distance from a model trench wall. The acting load after creep failure did not increase to a value that would cause failure of the frames and the sheets. And the supporting the shoulders and the toes by beams induced ductile failure, so the peak value of earth pressure on the sheets reduced. This study discusses a developed unique protection system for safer trench excavations in shallow depths.

Key Words: Soil collapse, Trench excavation, Cave-in, Shallow depth, Protective system, Earth support system.

*1 National Institute of Occupational Safety and Health, Japan.

*2 Japan Speed Shore Co. Ltd.