

# 単発・繰返し衝撃載荷実験及び個別要素法による落石防護土堤の変形破壊挙動の把握

Single or Cyclic Impact Tests and Analyses Using the Discrete Element Method for Evaluating Deformation and Failure Behavior of a Rockfall Protective Soil Embankment

近藤慶亮<sup>1)</sup>, 木村絢<sup>2)</sup>, 小栗快之<sup>3)</sup>, 前田健一<sup>4)</sup>, 中村拓郎<sup>5)</sup>, 牛渡裕二<sup>6)</sup>, 内藤直人<sup>7)</sup>  
 Keisuke Kondo, Aya Kimura, Yoshiyuki Oguri, Kenichi Maeda, Takuro Nakamura,  
 Yuji Ushiwatari and Naoto Naito

1) 名古屋工業大学 大学院博士前期課程 工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町,

E-mail: k.kondo.690@stn.nitech.ac.jp)

2) 名古屋工業大学 大学院博士前期課程 工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

3) 名古屋工業大学 工学部 社会工学科 (〒466-8555名古屋市昭和区御器所町,

E-mail: y.oguri.893@stn.nitech.ac.jp)

4) 博(工)名古屋工業大学 社会工学科 教授(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町, E-mail: maeda.kenichi@nitech.ac.jp)

5) 博(工) 土木研究所寒地土木研究所 寒地構造チーム主任研究員 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号,

E-mail:nakamura-t@ceri.go.jp)

6) 博(工) 構研エンジニアリング (〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目1番1号, E-mail: ushi@koken-e.co.jp)

7) 博(工) 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 助教 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1,

E-mail: naito.naoto.xz@tut.jp)

A rockfall protective soil embankment is one of the rockfall countermeasure work with excellent workability and economy, but a performance design method has not yet been established. In this study, we conducted a medium weight single and cyclic impact test and reproducible analysis using the discrete element method for the purpose of the impact capacity and failure behavior of rockfall protective soil embankment. As a result the deformation of the embankment due to cyclic impact developed based on the deformation by the first impact.

**Key Words :** rockfall protective soil embankment, discrete element method, deformation-failure behavior

## 1. はじめに

近年、我が国では集中豪雨や大地震など自然災害の激化に伴い大規模な落石災害の発生リスクが高まっている。落石災害は人命に直接関わるとともに、交通網の寸断等により地域経済に大きな影響を及ぼす。これらの被害を最小限に抑えるため、合理的な落石対策工の実施が求められている。そこで地形・地質等の現場条件を利用して落石エネルギーの吸収・消散を図る落石防護土堤(以下、土堤と示す)に着目する。

土堤は土のみで構成され、道路側方に平坦な余地がある場合には、経済性、施工性、維持管理性に最も優れた落石対策工となり得る。しかし、落石対策便覧等においても土堤の落石エネルギーの吸収・消散メカニズムについて定量的な評価方法は示されておらず、未だ性能設計法は確立されていない。

以上の背景より、本研究では土堤の落石捕捉性能及び破壊性状の把握を目的に、実規模の1/2スケールの縮小模型(以下、中型模型)を対象とした振り子運動による重錘の衝撃載荷実験及び個別要素法による再現解析を実施し

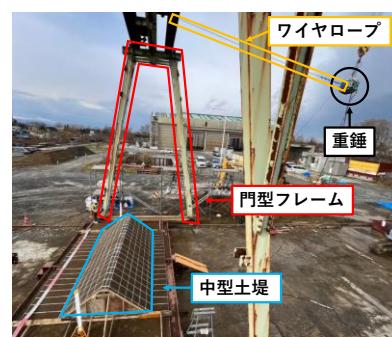


図-1 実験風景写真

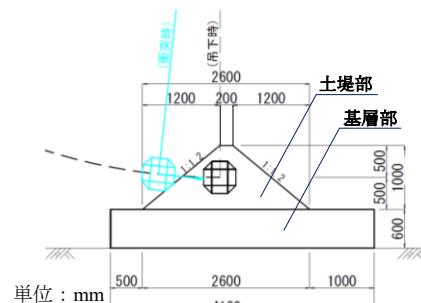


図-2 実験概要図

た。再現解析には著者らがこれまでに実施してきた2次元個別要素法（以下、2D-DEMと示す）<sup>[1,2]</sup>を用いた。

## 2. 実験結果及び考察

### (1) 実験概要

図-1, 2に実験風景写真及び実験概要図を示す。本実験は重錘を門型フレームに吊るし、4.9t吊クローラークレーンで所定の位置まで釣り上げた後、重錘に取り付けた着脱装置を外すことで振り子運動により中型模型に衝突させた。振り子運動の回転中心点は衝突面側の土堤模型法肩と一致させており、土堤中心を通過する際に重錘重心が土堤底面から高さ0.5mとなるようワイヤロープの回転半径を設定した。なお、本実験では重錘のワイヤロープからの切り離しは行っていない。ワイヤロープによる重錘挙動への影響は実験結果及び解析結果にて記述する。図-3、表-1に実験に使用した重錘（EOTA<sup>[3]</sup>型重錘）及び形状寸法を示す。試験体は、基層部と実規模の1/2スケールを想定した土堤部で構成される中型模型とした。土堤の形状寸法については、土堤高さは1.0m、天端幅は0.2m、土堤延長を4.6mとした。また、法勾配は以下をもとに1:1.2と設定した。1)落石対策便覧に記載される一般値1:1.0~1:1.5を目安とすること、2)今回の土堤実験にて得られた材料試験結果を用いた盛土安定計算においてすべり安全率1.2を確保可能な勾配とすること、である。なお、天端幅については中型模型換算にして通常は0.5mとなるが、土堤の変形、破壊性状を検討するために0.2mと設定した。土堤模型は基層部底面の影響が生じないよう堅固なコンクリート基礎の上に山留材を配置し土砂を充填して基層部を構築し、その上に土堤を構築した。構築に際して基層部は厚さ0.3m毎に、土堤部は0.25m毎に土砂を敷均し、振動締固め機を使用して成形した。構成材料には、基層部、土堤部とともに細粒分質砂質礫を用いており、表-2に材料物性値を示す。表-3に実験ケース一覧を示す。実験は重錘の落下高さ6mとした衝撃載荷実験を単発及び繰返し実施した。実験ケース名については、第1項目が土堤材料の工学的分類を表し、土砂（GFS）を使用した。第2項目が振り子運動による載荷方法（SI：単一衝撃載荷、CI：繰返し衝撃載荷）、第3項目が落下高さ（m）を表している。なお、繰返し載荷のケースについてはケース名の末尾に載荷回を示している。また、各ケースの土堤材料の含水比はGFS-SI-H6.0が20.4%，GFS-CI-H6.0-1,2が20.5%であった。

### (2) 計測項目

本実験の計測項目は重錘挙動、実験後の土堤法面・断面の変形状況である。重錘挙動は高速度カメラで撮影した画像（250fps）から重錘重心の座標を算出し、重錘の軌跡及び速度を算出した。ただし、画像解析から算出したデータは土堤に衝突した際に飛散した土粒子や太陽光の反射によりターゲットが隠れてしまうことが原因でノイズが大きくなってしまった。そこで、速度から算出するデータに関しては8word（16ms）の矩形移動平均処理を施してい

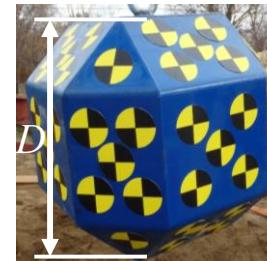


表-1 重錘形状寸法	
質量 <i>M</i> (kg)	一辺の長さ <i>D</i> (m)
234.5	0.5

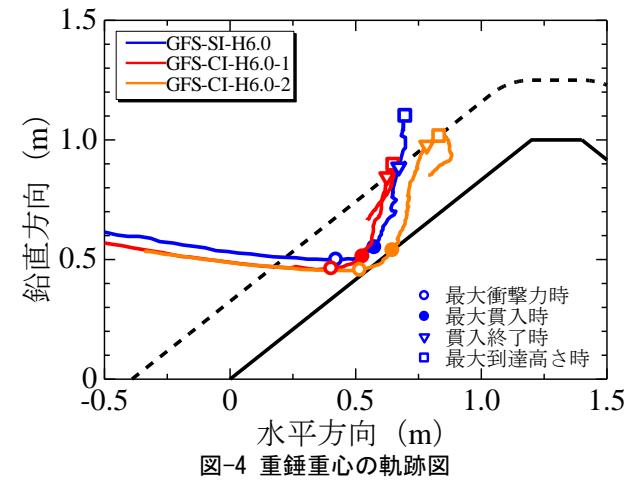
図-3 EOTA型重錘

表-2 材料物性値

項目	単位	試験結果
地盤材料の分類名	-	細粒分質砂質礫
分類記号	-	GFS
土粒子の密度	g/cm <sup>3</sup>	2.639
50%粒径 <i>D</i> <sub>50</sub>	mm	0.270
均等係数 <i>U</i> <sub>c</sub>	-	49.3
最大乾燥密度 <i>ρ</i> <sub>dmax</sub>	g/cm <sup>3</sup>	1.524
最適含水比	%	23.2

表-3 実験ケース一覧

ケース名	土堤衝突時			最大貫入時			
	水平速度 (m/s)	鉛直速度 (m/s)	合成速度 (m/s)	時刻 (ms)	水平速度 (m/s)	鉛直速度 (m/s)	合成速度 (m/s)
GFS-SI-H6.0	11.27	-0.99	11.37	60	2.97	2.73	3.88
GFS-CI-H6.0-1	9.37	-0.85	9.42	64	1.21	1.93	2.37
GFS-CI-H6.0-2	9.91	-0.60	10.00	48	2.84	2.24	3.49



る。なお、GFS-SI-H6.0では最大到達付近以降は土砂の飛散により重錘追尾が困難であったため、それまでの座標を算出している。土堤断面の変状は実験終了後に載荷方向と平行に土堤断面を掘削することにより土堤内部状態を観察した。断面観察を補助するために、土堤構築時に直径25mmの鋼棒を基層部の深さ300mmまで貫入することで削孔し、着色砂を充填した。なお、着色砂は土堤中心を基準に載荷方向に250mm間隔で計9本埋設した。

### (3) 重錘重心の軌跡図

図-4に重錘重心の軌跡図を示す。軌跡図は載荷面側土堤法尻を原点としており、実線で土堤形状を、破線で重錘半径分のオフセットラインを示す。重錘進行方向はグラフ右方向である。また、プロットにて各イベント発生時刻の座標を示す。図-4より、3ケースとも土堤衝突後最大貫入を迎えると、土堤法面を押込みながらかけ上がり、土堤

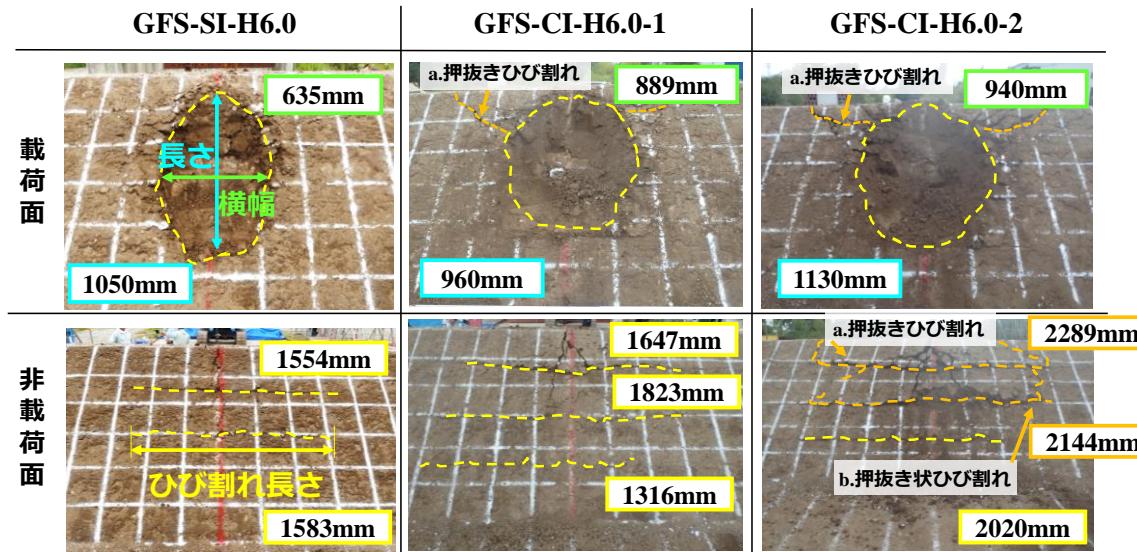


図-5 土堤載荷面, 非載荷面の変状

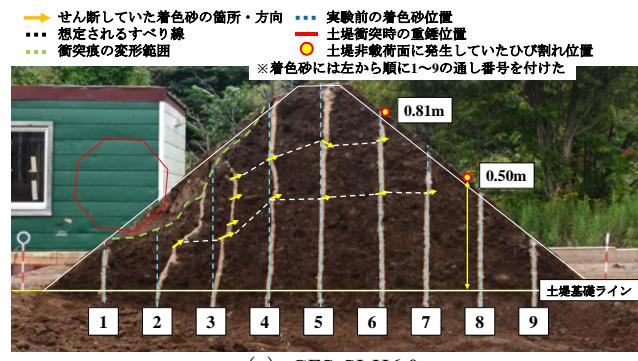
から離れる方向へ跳躍した後に土堤法面上で停止した。単発載荷と繰返し載荷1回目のケースであるGFS-SI-H6.0とGFS-CI-H6.0-1では概ね同様の軌跡を示しているが、前述でも示した通り、GFS-SI-H6.0の衝突速度の方が大きく入力エネルギーが大きかったため、GFS-CI-H6.0-1よりも最大到達高さが大きくなっていると考えられる。また、GFS-CI-H6.0-2はGFS-CI-H6.0-1により既に土堤が損傷しているため一度目の最大貫入位置から更に貫入していることがわかる。

#### (4) 土堤衝突面, 非衝突面の変形性状

図-5に重錐衝突後の載荷面, 非載荷面の変形範囲及びひび割れを破線にて示すとともに寸法と併せて記載している。なお、変形範囲の寸法は青線囲みに長さを、緑線囲みに幅を記載している。また、ひび割れの長さは黄線囲みに記載している。GFS-SI-H6.0とGFS-CI-H6.0-1を比較すると、GFS-SI-H6.0の入力エネルギーの方が大きいにもかかわらず、載荷面では天端に繋がる押抜きひび割れがGFS-SI-H6.0のみ見られなかった。また、非載荷面ではGFS-CI-H6.0-1の損傷の方が大きくなっていることが分かる。これは土堤の締固め度の差や重錐の衝突姿勢のわずかな差等が影響した可能性が考えられるが、明確な理由は今後研究を進めていく中で検討を深め明らかにしていきたいと考えている。次に、繰返し載荷での土堤法面変状に着目すると非載荷面においてGFS-CI-H6.0-1のひび割れが進展及び開口していることが分かる。また、法面中腹と天端付近のひび割れは天端まで進展することで押抜き破壊に至った。繰返し載荷によって土堤の損傷は累積するものの、天端付近の土塊が完全に分離するような大きな破壊は見られずに重錐を捕捉した。

#### (5) 土堤断面の変状

実験終了後に掘削した土堤断面状況を図-6に示す。図中に示す黄色矢印は着色砂に発生したせん断箇所及び向きを表している。白破線で想定されるすべり線を、緑破線



(a) GFS-SI-H6.0



(b) GFS-CI-H6.0-2

図-6 実験後の土堤断面状況

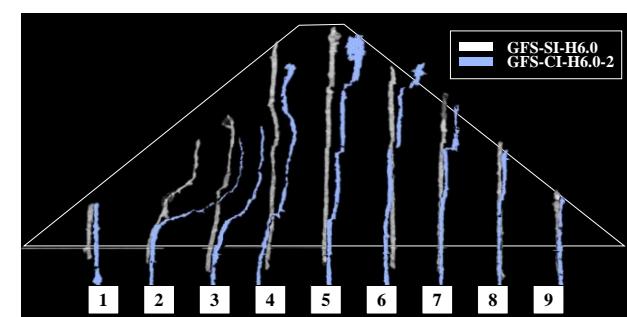


図-7 実験後の着色砂の様子

で衝突痕の変形範囲を、水色破線で実験前の着色砂位置を表している。加えて、赤線で土堤衝突時の重錐位置を、

黄色プロットで土堤非載荷面に発生していたひび割れ位置を示す。さらに、着色砂には図左側から1~9の通し番号を付けている。なお、GFS-CI-H6.0-1は土堤断面を掘削せずにGFS-CI-H6.0-2の衝撃載荷実験を行っているため、土堤断面状況は把握していない。そのため、GFS-SI-H6.0とGFS-CI-H6.0-1で土堤衝突時の速度に多少差があるもののGFS-SI-H6.0の土堤断面状況を1回目の載荷と見なしGFS-CI-H6.0-2の土堤断面と比較する。まず、図-6(a)よりGFS-SI-H6.0では衝突痕付近の着色砂2,3において細かいせん断が見られた。そして、着色砂4で発生した2箇所のせん断から進展している想定すべり線は非載荷面のひび割れ位置まで連続していることが読み取れる。次に、図-6(b)よりGFS-CI-H6.0-2では単発載荷のGFS-SI-H6.0と比較して衝突痕付近の着色砂2~4において細かいせん断の数及び範囲が増大していることが分かる。このことから、繰返し載荷により土堤内部においても損傷が進行することが分かった。また、非載荷面の土堤上方と中腹のひび割れは両ケースともに概ね同位置に発生したが、土堤下方のひび割れはGFS-CI-H6.0-2のみ発生した。これは図-6より、GFS-CI-H6.0-1で基層部から0.27mの位置に既に発生しており、土堤は厚さ0.25m毎に施工していることから施工時の打ち継ぎ面による影響と考えられる。

図-7に図-6の着色砂を重ね合わせたものを示す。白線で土堤概形線及び土堤基礎ラインを示し、着色砂は白、青がそれぞれGFS-SI-H6.0、GFS-CI-H6.0-2である。着色砂の埋設位置には各試験体により若干の誤差があるが、参考としてこれら2ケースを比較する。図-7より、GFS-SI-H6.0と比較してGFS-CI-H6.0-2の方が非載荷面側への移動及び変形が大きくなっているが、特に着色砂2~5で顕著である。ここでは着色砂の間隔が小さくなっている、一度目の載荷よりも更に圧縮変形することで重錐のエネルギーを吸収していると考えられる。さらに、土堤全体でGFS-CI-H6.0-2の方が非載荷面側へ傾く変形が大きいことから、土堤内部のせん断に加えて土堤全体の変形によって重錐に抵抗していると考えられる。

### 3. 2D-DEMを用いた土堤の変形破壊挙動の把握

#### (1) 数値解析概要

図-8に解析概要図を示す。2D-DEMによる再現解析は既往の研究で用いられてきたモデル<sup>[1]</sup>をベースに実施した。土堤の断面形状及び基層部は実験と同じ寸法としている。表-4に解析パラメータを示す。本実験で使用した土堤材料と類似した土堤の限界自立高さが1.82m(図-9)であったことを踏まえ、本解析パラメータにおけるボンド強度と水平地盤の限界自立高さの関係(図-10(a))を算出し、ボンド強度を $5.58 \times 10^6$ Paと設定した。さらに、ボンド強度と粘着力の関係を既往研究<sup>[2]</sup>にならい算出し、図-10(b)の様な関係が成り立つことが分かった。これより、本解析における粘着力は約4.13kPaと設定した。解析パラメータ

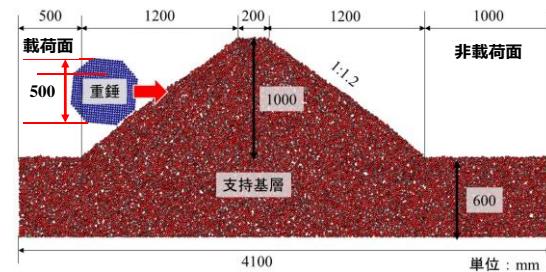


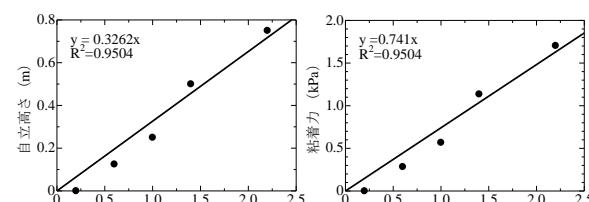
図-8 2D-DEM 解析概要図

表-4 解析パラメータ一覧

パラメータ	記号 (単位)	設定値
最大粒径 $D_{\max}$		0.01768
最小粒径 $D_{\min}$	$D$ (m)	0.00884
平均粒径 $D_{\text{so}}$		0.01326
粒子の密度	$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	2650
法線方向ばね定数	$k_n$ (N/m)	$1.0 \times 10^7$
接線方向ばね定数	$k_s$ (N/m)	$2.5 \times 10^6$
粒子間摩擦角	$\phi_u$ (deg.)	25
減衰定数	$h$	1.0
ボンド直径	$D_b$ (m)	0.00884
ボンド強度	$s_b$ (Pa)	$5.58 \times 10^6$



図-9 限界自立高さ計測時の様子



(a) ボンド強度-自立高さ (b) ボンド強度-粘着力  
図-10 ボンド強度と自立高さの関係

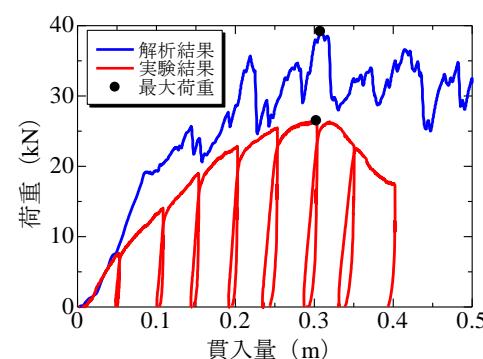
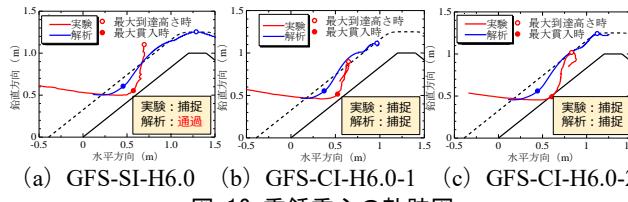


図-11 静的載荷実験における荷重-貫入量関係



(a) GFS-SI-H6.0 (b) GFS-CI-H6.0-1 (c) GFS-CI-H6.0-2

図-12 重錐重心の軌跡図

表-5 理論値と画像上での重錐の最高到達高さの比較

ケース名	理論値の最高到達高さ (m)	画像解析上での最高到達高さ (m)	理論値との割合 (%)
GFS-SI-H6.0	1.189	1.101	92.6
GFS-CI-H6.0-1	0.864	0.896	103.7
GFS-CI-H6.0-2	1.009	1.016	100.6

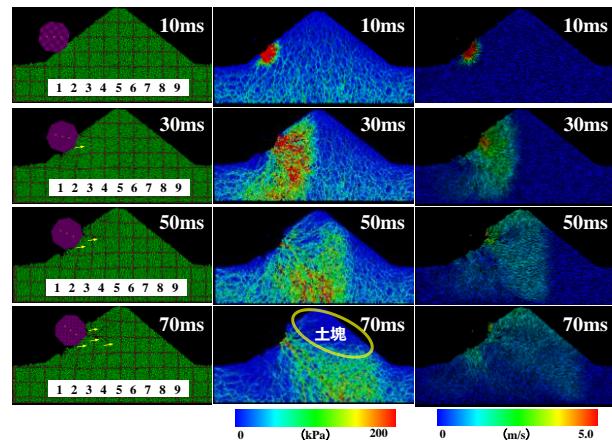
は既往研究<sup>[1,4]</sup>を参考に本実験と同寸法の土堤を用いて実施した静的載荷実験<sup>[4]</sup>結果における最大荷重時の貫入量を概ね再現可能な値を設定した。図-11に実験と解析結果の荷重-貫入量関係を示す。図より、解析結果は実験結果の波形と最大荷重時の貫入量を概ね再現していることが分かる。また、解析時の重錐衝突速度は表-3に示す衝突時の水平速度と鉛直速度を重錐に作用させた。

### (2) 2D-DEMを用いた実験結果におけるワイヤロープの影響に関する検討

図-12に実験と解析結果における重錐重心の軌跡図を示す。図より、全ケース実験結果に比べて解析結果の貫入量の方が小さい傾向となった。そのため解析結果の最大到達高さの方が大きくなり、GFS-CI-H6.0-1とGFS-CI-H6.0-2に関しては実験結果と同様、重錐を捕捉したが、GFS-SI-H6.0の解析結果は重錐が土堤を通過してしまった。一方で、表-3よりGFS-SI-H6.0は他の2ケースに比べて衝突時の合成速度が大きい。表-5に画像解析より重錐の貫入が終了した時刻における鉛直速度から計算した重錐の最高到達高さ(理論値の最高到達高さ)と画像解析上での重錐の最高到達高さの比較を示す。また、理論値との割合は画像解析上での最高到達高さを理論値の最高到達高さで除した値に100を乗じたもので、100%を下回ると重錐がワイヤロープにより拘束を受けている可能性が示唆される。表より、GFS-SI-H6.0のみ理論値との割合が100%を下回っており、ワイヤロープが重錐挙動に影響を与えた可能性も考えられるため、今後画像解析の方法を含めて分析を進める予定である。

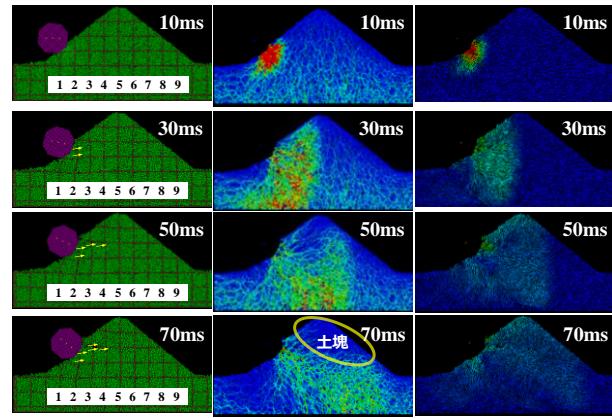
### (3) 2D-DEMを用いた土堤の変形破壊挙動及び内部挙動の検討

図-13に重錐の土堤衝突10ms後から20ms毎の土堤断面図、応力分布図、粒子速度図を示す。図-13 (a) 土堤断面図は実験時に埋設した着色砂の配置を参考に格子状に粒子を着色し、せん断の発生箇所を黄矢印で示した。せん断は目視により、着色砂の格子線付近で着色砂の格子線が不連続に変形している箇所とした。また、実験結果の画像と同様に通し番号を配置した。図-13 (b) 応力分布図における応力は平均主応力を表している。図-13 (a) より、載荷部近傍には図-6で確認されたものと同様な着色砂のせ



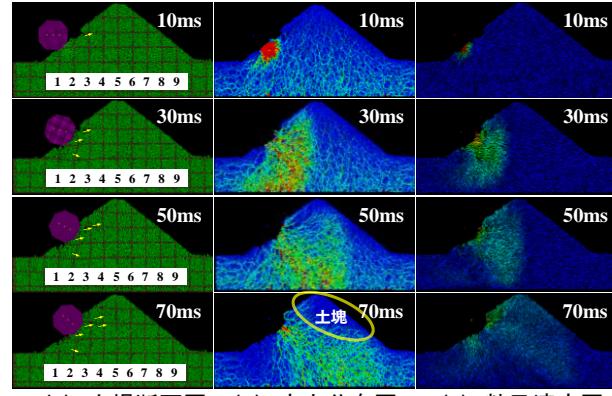
(a) 土堤断面図 (b) 応力分布図 (c) 粒子速度図

(1) GFS-SI-H6.0



(a) 土堤断面図 (b) 応力分布図 (c) 粒子速度図

(2) GFS-CI-H6.0-1



(a) 土堤断面図 (b) 応力分布図 (c) 粒子速度図

(3) GFS-CI-H6.0-2

図-13 土堤変形挙動

ん断が発生していた。また、GFS-SI-H6.0の着色砂3において30msでは1箇所であったせん断が70msで2箇所目のせん断が発生しているように、1つの着色砂に発生する複数のせん断は時間経過とともに発生していくことが分かった。図-13 (b), (c) より、全てのケースで10msと30msでは扇状に伝播している応力の範囲で粒子は移動している。しかし、50msと70msにおいては応力が伝播している基層部付近ではほとんど土粒子の移動が見られず、応力が減少している土堤上方の範囲において、土粒子の移動が見られる。以上より、重錐衝突初期は土堤内部に働く応力により載荷面側の粒子が広範囲で移動する。一方、50ms

以降では応力の減少が見られた土堤上方の土塊は重錐からの運動エネルギーを分担し、土堤下方の応力が生じている範囲で重錐に抵抗していると考えられる。次に、GFS-CI-H6.0-1とGFS-CI-H6.0-2を比較すると載荷回に関わらず応力分布と速度分布は概ね同様の分布を示すことが分かった。そこで解析での繰返し載荷による土堤変形挙動を確認する。GFS-CI-H6.0-1とGFS-CI-H6.0-2における重錐衝突200ms後の土堤内部の変状を比較するために、解析上で着色した粒子のみを表示した土堤断面を図-14に示す。白線で土堤概形線を示し、白色粒子が0msにおける着色砂を、黄色及び赤色粒子がそれぞれ200msにおけるGFS-CI-H6.0-1、GFS-CI-H6.0-2の着色砂を表している。図-14より、GFS-CI-H6.0-1とGFS-CI-H6.0-2の着色砂を比較すると、土堤全体として図-7で示した程、二回目載荷による変状は大きくなかったものの、特に重錐載荷部近傍ではGFS-CI-H6.0-2における着色砂の変状の方が大きくなっていることがわかる。そこで図-15に載荷面側の土堤断面を拡大して示す。載荷部近傍の破壊状況を比較すると、GFS-CI-H6.0-2における粒子のせん断・間隙・飛散の方が大きく示されていることが分かる。このことからDEM解析を用いることにより、繰返し載荷による破壊の進行・蓄積を再現できると考えられる。今後は図-12の結果で論じた通り、本解析モデルでは実験結果と比べて重錐の貫入量が小さいため、更なる数値解析の再現性向上のため重錐の貫入を許しやすい解析モデルとする必要があると考える。そのために土堤の相対密度を小さくすることで今後検討を実施したいと考えている。また、本解析は平面ひずみ状態での解析で、奥行き方向の力の分散を考慮できないため三次元モデルによる再現解析を実施していきたいと考えている。

#### 4. まとめ

本研究では土堤の落石捕捉性能や破壊性状の把握を目的に、実規模の1/2スケールの縮小模型を対象とした振り子運動による重錐の衝撃載荷実験及び個別要素法による再現解析を実施した。得られた知見は以下の通りである。

- 繰返し載荷実験では単発載荷と比較して、繰返し載荷の方が土堤内部及び全体で変形が大きく、これらによって重錐に抵抗していると考えられる。DEM解析においてもこの現象が確認され、繰返し載荷による破壊の進行及び蓄積を再現できることが確認できた。
- 落下高さ6mにおける衝突載荷実験では重錐を全て捕捉する結果となった。しかし、数値解析においてはGFS-SI-H6.0のみ重錐が土堤を通過する結果となつた。これは実験結果に比べて数値解析における重錐の貫入量が小さいことが要因として挙げられる。また、実験結果においてワイヤロープが重錐挙動に影響を与えた可能性も考えられるため、今後画像解析

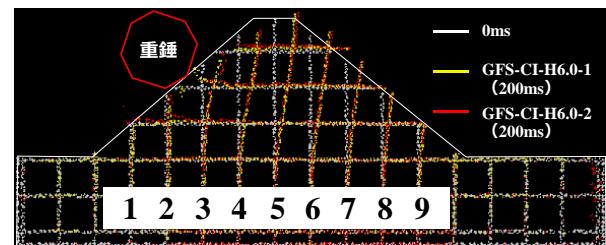


図-14 土堤断面の着色砂による比較

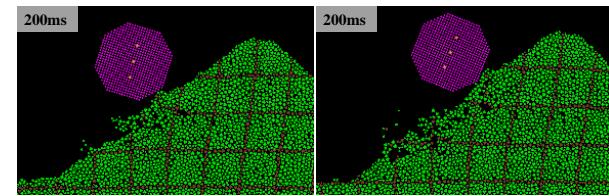


図-15 重錐衝突後 200ms における土堤断面の変状

の方法も含めて分析を進める予定である。

- 重錐衝突初期は土堤内部に働く応力により載荷面側の粒子が広範囲で移動し重錐に対して抵抗する。50ms以降は応力の減少が見られた土堤上方の土塊は重錐からの運動エネルギーを分担し、土堤下方の応力が生じている範囲で重錐に抵抗していると考えられる。

#### 謝辞

本研究の成果の一部は、国土交通省・令和5年度「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の委託研究、科学研究費(研究課題23H01501)の援助を受けたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

#### 参考文献

- 前田ら: 二次元個別要素法を用いた落石による水平堆積層の衝撃力伝達挙動、土木学会論文集A2(応用力学) , Vol.67, No.2, pp.355-364, 2011.
- 松尾ら: 落石防護土堤の落石捕捉性能把握を目的とした模型実験及び数値解析、土木学会論文集 A2 (応用力学) , Vol.75, No.2, pp.389-400, 2019.
- European Organization for Technical Approvals (EOTA) : ETAG27, Guideline for european technical approval of falling rock protection kits, p.38, 2013.
- 小栗ら: 二次元個別要素法による落石防護土堤の静的載荷時の再現解析、令和6年度土木学会全国大会第79回年次学術講演会, 2024 (投稿中)