

崩壊土砂によりワイヤロープ防護柵に作用する 衝撃的荷重に関する実験的研究

Experimental study on impact load of landslide acting on the wire-protection fence

福永一基*, 川島 実**, 塩見昌紀***, 別府万寿博****

Kazuki Fukunaga, Minoru Kawashima, Masanori Shiomi, Masuhiro Beppu

*博 (工), ゼニス羽田(株), 防災事業部次長 (〒550-0011 大阪市西区阿波座 2-1-1)

**ゼニス羽田(株), 防災事業部 (〒550-0011 大阪市西区阿波座 2-1-1)

***博 (工), ゼニス羽田(株), 代表取締役 (〒102-0083 東京都千代田区麴町 5-7-2)

****博 (工), 防衛大学校准教授, 建設環境工学科 (〒239-8686 横須賀市走水 1-10-20)

Key Words : landslide, impact load, protection fence

キーワード : 土砂崩壊, 衝撃荷重, 防護柵

1. はじめに

近年, 我が国ではゲリラ豪雨と呼ばれる局地的集中豪雨や, 台風などの影響で地盤が緩み, また地震などをきっかけとして, 斜面での土砂崩壊による災害が多発している. 斜面崩壊の対策には法枠工, 植生工などの抑制工とロックボルトやグラウンドアンカー, 鋼管抑止杭などに代表される抑止工があるが, 発生した崩壊土砂を道路際や斜面途中で流動防止することを目的とした待受け式擁壁も対策工として用いられることが多い. この待受け式擁壁では重力式コンクリート擁壁が一般的であるが, 最近では高エネルギー吸収型ワイヤロープ落石防護柵の開発にともない, ワイヤロープ防護柵を待受け柵として使用する例が増加している. ワイヤロープ防護柵は構造が簡単で軽量であることから, 斜面途中の設置においても環境に負荷の少ない構造物といえる.

重力式コンクリートによる待受け式擁壁の設計は後述する大臣告示による提案式により衝撃力を算定し, 国土交通省により開示されている衝撃力と崩壊土砂量を考慮した設計手法を用いることが多い. この設計手法では提案式により求めた衝撃力に“衝

撃力緩和係数=0.5”を乗じて設計荷重とすることができるとされているが, これは擁壁の被災事例調査から設計荷重が低減可能と位置付けられたものである. しかしながらワイヤロープ防護柵については, 被災事例そのものが豊富でないこともあり衝撃緩和係数は明示されていない. このため, ワイヤロープ防護柵の設計においては, 統一した衝撃力緩和係数が用いられていない.

一方, 衝撃力は被作用対象の構造により増減することが既往の研究から知られており, 一般的には同じ物体が衝突した場合, 剛な構造より柔な構造のほうが衝撃力は小さくなる. したがって, ワイヤロープ防護柵に対する適切な衝撃力緩和係数を求めることができれば, より合理的な設計が可能になると考えられる.

本論文では, 実物の略 1/3 モデルを想定したコンクリート擁壁とワイヤロープ防護柵の試験体に土砂を鉛直落下する基礎的実験を行い, 衝撃力, 支点反力等を計測する. 実験結果に基づいて, 構造の違いによる作用荷重の違いを考察し, ワイヤロープ防護柵における衝撃力緩和係数について検討する.

2. 衝撃力を受ける重力式コンクリート擁壁設計の概要

重力式コンクリート擁壁は、崩壊土砂による衝撃力および堆積土砂による土圧を外力として擁壁の安定計算により設計している。

2.1 移動の力

「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令第二条第二号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法を定める告示（国土交通省告示第 332 号）」により急傾斜地の崩壊により構造物に作用する移動の力は式(1)のように定められている¹⁾。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a} \left(1 - \exp \left(\frac{-2aH}{h_{sm} \sin \theta_u} \right) \right) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp \left(\frac{-2aX}{h_{sm}} \right) + \frac{b_d}{a} \left(1 - \exp \left(\frac{-2aX}{h_{sm}} \right) \right) \right] \quad (1)$$

F_{sm} ; 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)

ρ_m ; 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度 (t/m³)

g ; 重力加速度 (m/s²)

h_{sm} ; 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ (m)

b_u ; 次式によって計算した係数

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan \phi \right\}$$

θ_u ; 急傾斜地の傾斜度 (°)

σ ; 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の比重

c ; 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の容積濃度

ϕ ; 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の内部摩擦角 (°)

a ; 次式によって計算した係数

$$a = \frac{2}{(\sigma-1)c+1} f_b$$

f_b ; 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の流体抵抗係数

H ; 急傾斜地の高さ (m)

θ_d ; 急傾斜地の下端に隣接する急傾斜地以外の土地の傾斜度 (°)

X ; 急傾斜地の下端から当該建築物までの水平距離 (m)

b_d ; 次式によって計算した係数

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan \phi \right\}$$

式 (1) は運動量保存則に基づく奥田の基礎式²⁾に、抵抗力として固体摩擦および流体摩擦、すなわち土塊の見かけの質量に応じた、土塊と斜面との動摩擦力および流体のせん断に起因する摩擦力を考慮した、芦田らの研究³⁾から誘導されるが、土石等の密度と、土石等の移動の高さに大きく影響を受ける。

2.2 崩壊土砂による衝撃力

コンクリート重力式擁壁に作用する衝撃力 F は式(1)で求めた移動の力に衝撃力緩和係数 α を乗じて設定する。

$$F = \alpha \cdot F_{sm} \quad (2)$$

F_{sm} ; 式 (1) により求める移動の力

α ; 衝撃力緩和係数

移動の力 F_{sm} に衝撃力緩和係数 α を乗じて求めた衝撃力 F を重力式コンクリート擁壁背面に与え、滑動および転倒に対する安定計算を行う。

ここで α の値は、全国の擁壁被災事例調査結果から0.5が採用できることが平成15年10月21日付国土交通省河川局砂防部保全課からの事務連絡⁴⁾で各都道府県に通達されている。しかしながら調査対象がコンクリート擁壁であるため、ワイヤロープ防護柵における衝撃力については検討が必要である。

3. 土砂落下衝撃実験

3.1 実験供試体

図-1 に実際のコンクリート擁壁およびワイヤロープ防護柵の概略形状を示す。実験では実際の重力式コンクリート擁壁およびワイヤロープ防護柵の略1/3スケールモデルを供試体として用いた（以下、それぞれの供試体をCo板および防護柵という）。重力式コンクリート擁壁は通常、台形断面であるが、実験における支持の都合上、矩形断面とし、断面積での相似とした。表-1に実際の仕様と略1/3スケールモデルの仕様を示す。それぞれの供試体は実際の仕様を、延長9.0mと仮定し、供試体幅3.0mとした。また、ワイヤロープ防護柵は3.0m×3スパンの1/3モデルとなっている。

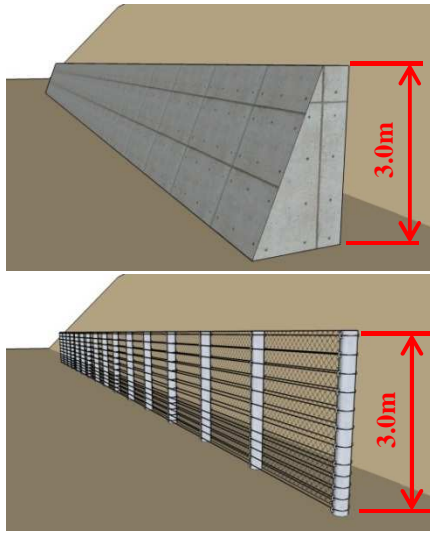


図-1 実際のコンクリート擁壁およびワイヤロープ防護柵の概略形状

ワイヤロープ防護柵は柔構造であるが、支柱が全体の剛性に影響を与えると考え、材料の組合せにより換算曲げ剛性の相似が極端に理論値から逸脱しないよう考慮した。表-2 に支柱の材料仕様を示す。換算曲げ剛性は $1/3^4 \approx 1/81$ の理論に対し $1/73$ となっている。

表-1 実際の仕様と供試体寸法

		実際の仕様	供試体寸法	比率
Co板	断面積	3.75m ²	0.4m ²	1/9.4
	断面高	3.0m	1.0m	1/3
	延長	9.0m	3.0m	1/3
防護柵	柵高	3.0m	1.0m	1/3
	支柱間隔	3.0m	1.0m	1/3
	ワイヤ径	16.0mm	5.0mm	1/3.2
	ワイヤ間隔	300mm	100mm	1/3

表-2 支柱の材料仕様

	実際の仕様	供試体寸法	比率
鋼管径(mm)	φ 267.4(mm)	φ 89.1(mm)	1/3
鋼管厚(mm)	6.6mm	2.8mm	1/2.4
内部鉄筋	D32×4本	D13×4本	1/2.5
充填材料	コンクリート	無収縮モルタル	—
換算曲げ剛性 (N・mm ²)	2.14×10 ¹³	2.95×10 ¹¹	1/73

3.2 実験方法

実験の方法を図-2 に示す。H 型鋼 300×300mm を支持部材として用い、それぞれの供試体を水平架

設となるよう固定し、底部の解放により土砂を落下させることができるホッパーを使用し、上方から供試体へと砂（砕砂 JIS A 5005）を鉛直自由落下させた。落下高 H は式 (1) により「斜面角度 50°，斜面高 25.0m，崩壊土砂高 1.0m」の条件で算出した移動の力 $F_{sm}=132.0\text{kN/m}^2$ を想定し、予備実験により $H=3.0\text{m}$ に設定した。供試体への砂の衝突断面は計算で仮定した崩壊土砂高 h_{sm} が 1.0m であるので、その 1/3 寸法の 0.33m とし、衝突幅については防護柵の中間スパン全体と端末スパンの両半分に衝突させるため 2.0m の幅とし、ホッパーの断面形状を決定した。

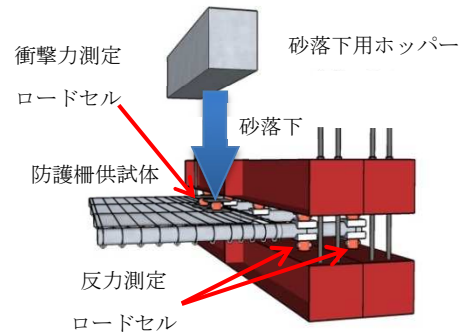
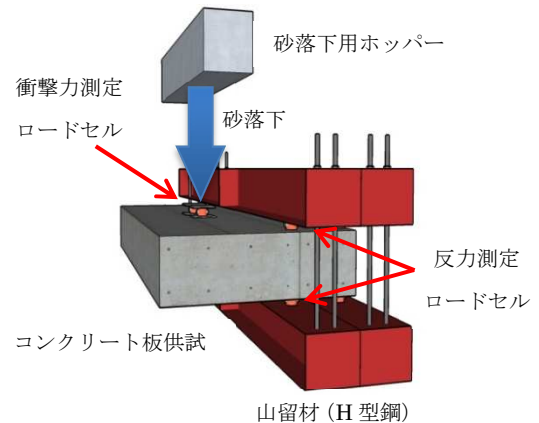


図-2 実験方法概略図

計測は衝突衝撃力、支点反力および変位とし、高速度カメラで 120 コマ/秒を撮影した。落下衝突する砂の衝撃力の測定は、センターホール型ロードセルの上下を $200\text{mm} \times 200\text{mm} \times t 16\text{mm}$ の鉄板で挟み込んだものを用い Co 板では中心から左右均等に 0.5m の間隔で 2 か所配置し、防護柵では支柱部に 1 箇所とネット中央部に 1 箇所の計 2 か所配置し測定を行った。支点反力の測定についてもロードセルを用い、Co 板では供試体固定部の上下前後計 8 か所、また防護柵では支柱固定部上下前後 4 か所を全 4 本の支柱に対し配置し、計 16 か所の測定を行った。落下させ

る砂は実験毎に表面水率の測定を行った。供試体の変位については、Co板では先端部、防護柵では支柱先端部および中間スパンのネット中央部をレーザー変位計を用い測定した。高速度カメラの撮影では、式(1)が土砂の密度に大きく左右されることから、落下させる砂には20cmごとに消石灰層を設け、落下時に密度が大きく変化しないことを確認した。

3.3 実験結果

Co板および防護柵に対してそれぞれ落下高H=3.0m位置から各6回落下試験を実施した。また防護柵については砂が金網面を通過することによる影響を確認するため、柵面全体にシートを張り付けた落下実験を1ケース(N-3-7)のみ実施した。実験ケースおよび条件を表-3に示す。なお砂塊の質量は予備実験により求めた表面水率とかさ密度の関係から、かさ密度をホッパー容積に乗じて求めた計算数値である。

表-3 実験ケースおよび条件

実験ケース		落下高 (m)	表面水率 (%)	砂塊質量 (kg)
Co板	C-3-1	3.0	6.3	861
	C-3-2		6.7	867
	C-3-3		7.0	867
	C-3-4		8.7	896
	C-3-5		8.5	891
	C-3-6		8.2	885
防護柵	N-3-1		9.2	908
	N-3-2	6.1	855	
	N-3-3	5.8	855	
	N-3-4	6.3	861	
	N-3-5	6.3	861	
	N-3-6	6.2	861	
	N-3-7	7.6	879	

図-3には高速度カメラで撮影したホッパーからの砂の落下および供試体への衝突の状況を示す。写真上段は落下用ホッパーから砂が抜けきった瞬間、中段は砂が供試体へ衝突した直後の状況、下段は衝突後の状況をそれぞれ示している。映像では落下過程において消石灰層の間隔に大きな変化はなく、砂のかさ密度は大きく変動していないと考えられる。

図-4および図-5にそれぞれCo板と防護柵に作用した単位衝撃力および変位～時間関係の一例を示す。Co板では2個設置したロードセルの値がよく一致し

ており均一な等分布荷重が作用していることがわかる。また衝撃力の大きな二つのピークを特徴的に現し、リバウンドによる衝撃力の減衰が大きいことか

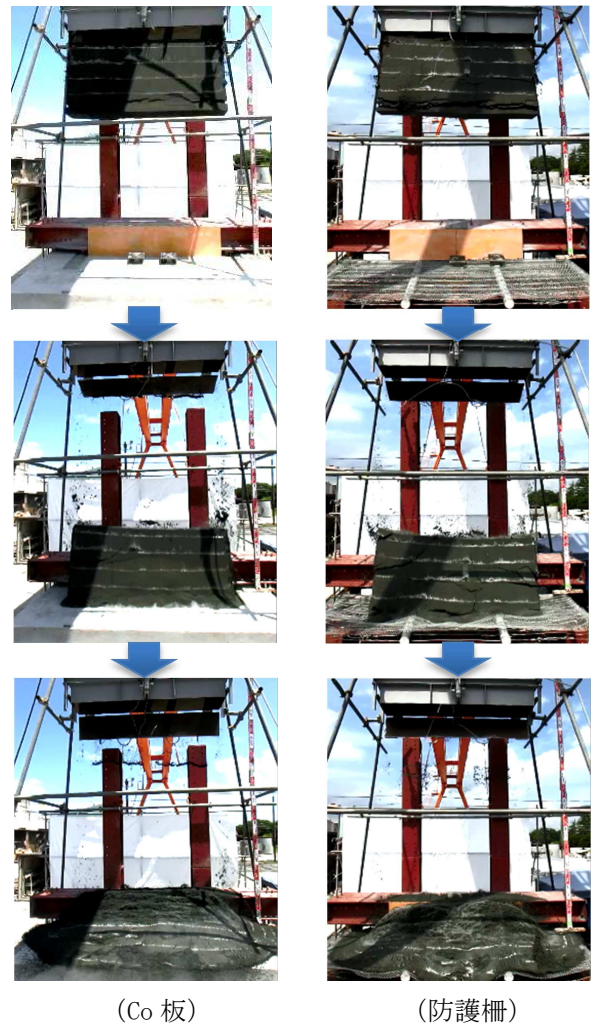


図-3 落下衝突時状況

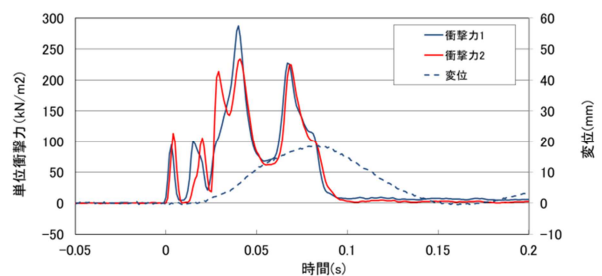


図-4 単位衝撃力・変位～時間 (C-3-4)

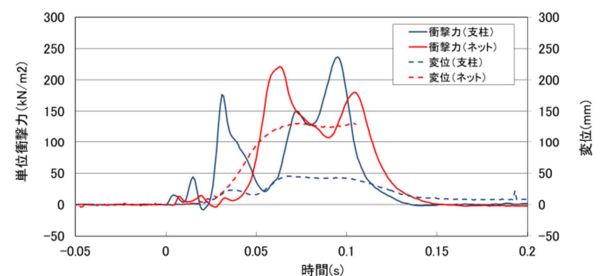


図-5 単位衝撃力・変位～時間 (N-3-4)

ら、Co板は弾性的に振動していると考えられる。一方、防護柵では支柱部とネット部では波形が異なり、支柱部に遅れてネット部に衝撃力が作用する。図-5から、支柱部の第1波はCo板と大差なく早期に発生しているが、ネット部は0.03秒ほど遅れて第1ピークを示している。これはワイヤロープが荷重を受け持つまでネットがたわむ状態を示していると考えられ、変位からも裏付けられる。またネット部のピーク間のリバウンドではCo板や支柱ほどの荷重減衰がなく、ネットが塑性的に応答しているものと考えられる。これらはネット等の柔構造物が衝撃エネルギーを吸収しやすいことに繋がっていると思われる。

表-4 および表-5 に各実験ケースにおいて作用した最大衝撃力および平均単位衝撃力を示す。作用する衝撃力の最大値においては、Co板に比べて防護柵の方が若干小さくなったが、平均では支柱がCo板の90%、ネットが89%とネット部での低減がそれほど顕著ではなかった。同じく平均単位衝撃力ではCo板が90~100 kN/m²程度(平均95.1 kN/m²)であっ

表-4 作用荷重一覧 (Co板)

実験ケース	単位衝撃力 最大値 (kN/m ²)		平均単位衝撃力 (kN/m ²)	
	LC-1	LC-2	LC-1	LC-2
C-3-1	226.27	245.09	95.5	101.5
C-3-2	219.78	235.60	89.7	90.0
C-3-3	198.63	240.84	79.2	91.4
C-3-4	287.55	234.18	101.7	94.4
C-3-5	220.03	256.16	100.5	91.9
C-3-6	301.12	255.16	102.0	103.1
平均	243.37		95.1	

表-5 作用荷重一覧 (防護柵)

実験ケース	単位衝撃力 最大値 (kN/m ²)		平均単位衝撃力 (kN/m ²)	
	支柱	ネット	支柱	ネット
N-3-1	261.49	219.45	62.6	75.0
N-3-2	250.08	217.62	70.0	76.9
N-3-3	181.65	194.56	72.2	70.8
N-3-4	236.68	220.95	75.5	75.0
N-3-5	218.45	237.68	74.7	73.5
N-3-6	190.48	178.90	66.9	67.9
N-3-7	201.96	241.26	83.0	70.9
平均	220.11	215.77	72.1	72.9
	217.94		72.5	

たのに対し、防護柵では70~80 kN/m²程度(平均72.5 kN/m²)と防護柵の方がCo板に対して76%と小さくなったが、これはCo板と比較して防護柵では荷重の応答時間が長いことが要因の一つである。

次に砂の落下運動量と力積の関係を以下のように算出し比較した。

1) ケース C-3-4

運動量: $mv_0 = 6873.0 \text{ kg} \cdot \text{m/s} = 6.9 \text{ kN} \cdot \text{s}$

平均衝撃力: $F = 0.66 \times 98.05 = 64.713 \text{ kN}$

力積: $Ft = 6.5 \text{ kN} \cdot \text{s} \approx mv_0$

2) ケース N-3-4

運動量: $mv_0 = 6603.9 \text{ kg} \cdot \text{m/s} = 6.6 \text{ kN} \cdot \text{s}$

平均衝撃力: $F = 0.059 \times 75.5 = 4.4545 \text{ kN}$ (支柱部)

力積: $Ft = 0.6 \text{ kN} \cdot \text{s}$ (支柱部)

平均衝撃力: $F = 0.601 \times 75.0 = 45.075 \text{ kN}$ (ネット部)

力積: $Ft = 6.8 \text{ kN} \cdot \text{s}$ (ネット部)

力積合計: $\Sigma Ft = 0.6 + 6.8 = 7.4 \text{ kN} \cdot \text{s} \neq mv_0$

上記算出結果比較よりCo板における運動量は力積と概ね等しいが、防護柵においては運動量に比べ力積は若干大きい結果となった。これは前述したネット部での衝撃力の最大値とも関連するが、ロードセルの受圧面に作用する衝撃力は、ネット部に実際に作用している衝撃力よりも大きな値を示している可能性がある。重錘落下実験のように加速度計で測定できないためロードセルへの直接载荷としているが、ネットのような柔構造への荷重測定は今後、検討の余地がある。

次に図-6および図-7にそれぞれCo板と防護柵に作用した支点反力と衝撃力~時間関係の比較図を示す。ここで衝撃力は、単位衝撃力に砂塊の底面積を乗じた値である。Co板では衝撃力と支点反力の合計値が概ね一致していることがわかる。すなわち、コンクリートに作用した衝撃力と支点反力がほぼつり合っていることを示している。一方、防護柵では衝撃力に比べて支点反力が小さい。この要因は前述の

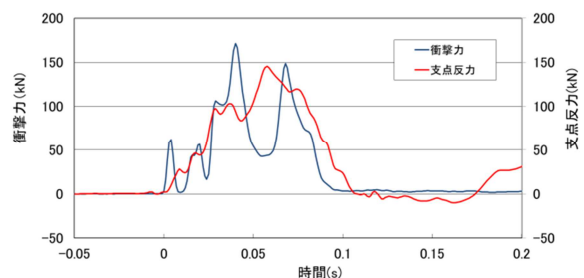


図-6 衝撃力-支点反力比較 (C-3-4)

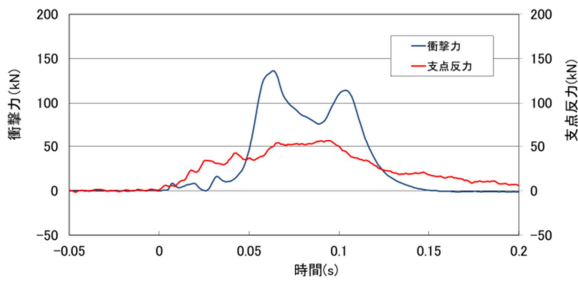


図-7 衝撃力-支点反力比較 (N-3-4)

衝撃力の測定方法の問題でもあるが、柔構造によってエネルギーが吸収されたことが考えられる。また最大支点反力は、Co板に比べて約半分まで低下しており、構造の変形によって生じる支点反力はCo板よりかなり小さい可能性がある。

この支点反力がCo板に比べて小さい要因として、防護柵では衝突面が金網であるため、砂塊の衝突時に、網目から砂が抜け落ちることによる影響が考えられたため、防護柵面全体にビニルシートを張り、砂が網目を通過しないようにした実験(N-3-7)を実施したが、その他の防護柵のケースと同様に衝撃力に比べて支点反力は小さい結果となった(図-8)。防護柵の実験における衝撃力と支点反力の関係については今後検討する必要があるが、本実験では防護柵に働く衝撃力がCo板と同等以下であることは確認できた。このことより、実設計に用いる衝撃力緩和係数は、重力式コンクリート擁壁に用いるものと同じく“ $\alpha=0.5$ ”を使用しても問題は無いと考えられる。

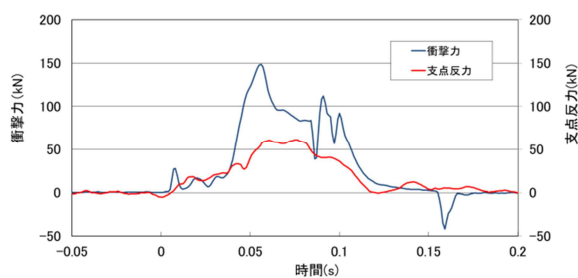


図-8 衝撃力-支点反力比較 (N-3-7)

4. まとめ

実物の略1/3モデルを想定した、Co板と防護柵の試験体に土砂を鉛直落下する基礎的実験により、衝撃力、支点反力等を計測し、以下のような結果を得

た。

- 1) 衝撃力のピーク値では、Co板に比べ防護柵では90%の値となった。
- 2) 力積を応答時間で除した平均単位衝撃力においても、Co板に比べ防護柵は76%の結果が得られた。
- 3) 砂塊の落下運動量と力積の関係では、Co板においては概ね同様の結果が得られたが、防護柵では運動量よりも力積が大きい結果となった。これはネット部での衝撃力が、ロードセルの計測値を均等に載荷されたものとしての計算により得られたもので、実際にはネット部の衝撃力はロードセルの計測値より小さい可能性がある。
- 4) 衝撃力と支点反力の関係においてはCo板では概ね同等の結果が得られたが、防護柵では衝撃力に比べ支点反力は小さい結果が得られた。これは防護柵は柔構造であり、エネルギーが吸収されたためであると考えられる。
- 5) 作用する衝撃力の最大値および平均単位衝撃力は防護柵がCo板に比べて少なくとも同等以下であり、また支点反力の最大値は防護柵がCo板の1/2以下を示していることから、実設計に用いる衝撃力緩和係数は、重力式コンクリート擁壁に用いるものと同じく“ $\alpha=0.5$ ”を使用しても問題は無いと考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通大臣 林寛子：土砂災害警戒区域における土砂災害防止対策の推進に関する法律施工令第2条第2号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法を定める告示(国土交通省告示332号)/国土交通省，平成13年3月28日
- 2) 奥田節夫：土石流の現地調査について/京大防災研年報，16号A，1973
- 3) 芦田和男，江頭進治，神矢弘：斜面における土塊の滑動。停止機構に関する研究/京大防災研研究所年報，第27号B-2，1984
- 4) 国土交通省河川局砂防部保全課 保全調整官 原義文：衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について/各都道府県砂防主管課長宛事務連絡，平成15年10月21日