ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の実験的研究

(株)エイ・シー・デイ 瀧上正浩・小畑康隆 福井大学工学部 荒井克彦・小嶋啓介

(株)プロテックエンジニアリング 井上昭一 前田工織(株) 久保哲也

著者らは、ジオシンセティックスを用いた補強土擁壁による落石防護擁壁として、土堤型の落石防護補強土擁壁の開発を行ってきたが、土堤型の場合、設置する際に道路際にある程度の平場が必要となり、地形によっては設置が困難となる。そこで、道路際の平場が小さい地形に対応した落石防護補強土擁壁として、地山に沿った補強盛土の天端で落石を受け止める、ポケット式落石防護補強土擁壁の開発を行った。本稿は、ポケット式落石防護補強土擁壁の、落石衝突時の衝撃力吸収性能の確認を目的とした、重錘落下実験の報告である。

実験は、ミニチュアモデル(壁高 1.5m)および実物モデル(壁高 6.0m)について行った。ミニチュアモデルについては、ジオグリッドによる補強を行ったものと補強を行わないものについて実験を行い、落石衝突時の挙動の違いから補強材の効果の確認を行った。実物モデルについては、落石衝突時の挙動および安全性の確認を行った。

キーワード：落石、補強土擁壁、ジオシンセティックス、衝撃実験

Experimental Research of Rainforced Soil Wall for Rock-fall Protecftion

M.Fuchigami and Y.Obata : ACD,Inc.

K.Arai and K.Kojima : Faculty of Engineering,Fukui University

S.Inoue : ProtecEngineering,Inc.

T.Kubo:MAEDA KOSEN Co.,Ltd.

The retaining reinforced soil wall of Rock-fall protection has been developed for a few years. It need some spaces to construct by it's structure and also there are often few spaces to construct the wall where need to such a protection structure. Therefore the pocket type reinforced soil wall of Rock-fall protection was developed. It can be constructed in narrow space at a roadway side and it can catch a rock by it's top. This paper describes the experimental research of the reinforced soil wall for rock-fall protection. The experiment was performed two models of prototypes, the miniature size model(wall height 1.5m) and actual size model(wall height 6.0m). The experiment of miniature size model was confirmed the effect of geo-grid. And the experiment of actual size model was confirmed behavior the wall when at the moment of collision the rock and it's safety against a huge scale rock fall

Keywords: Rock-fall, Reinforced Soil Wall, Geosynthetics, Impact test

ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の実験的研究

(株)エイ・シー・デイ 瀧上正浩・小畑康隆 福井大学工学部 荒井克彦・小嶋啓介

(株)プロテックエンジニアリング 井上昭一 前田工織(株) 久保哲也

1. はじめに

近年、落石対策技術は、研究開発および改良が盛んに行われている。その結果、落石対策に関する技術は向上し、落石対策工法も往年に比べると非常に多様化してきている。

落石対策工法のひとつである落石防護擁壁は、現在までコンクリート擁壁が主流であるが、剛性が高いことから落石の衝突エネルギーの吸収性能が低く、景観および環境に対しても問題があると考えられる。このような状況の中、著者らはこれまで図 1.1 に示すような補強土盛土工法等に用いられているジオシンセティックスにより堤防形に築造した「落石防護補強土擁壁」（以後「堤防型」と称す）の開発^{1),2)}を行ってきた。

現在、堤防型の落石防護補強土擁壁は、道路際にある程度のスペースを確保できる場合に採用されている。しかし、落石の発生が予想される路線では道路際に防護施設の設置スペースを確保できない場合が多い。

そこで、図 1.2 に示すように斜面法尻部に補強土工法により土堤を立ち上げ、道路際に平場を設けることにより、落石が道路に到達することを防ぐ機能を有した落石防護擁壁を考案した（以後、「ポケット式落石防護補強土擁壁」と称す）。

本論文では、まずポケット式落石防護補強土擁壁の開発を目的として実施したモデル実験および実物実験結果について述べる。つぎに、ポケット式落石防護補強土擁壁に作用する衝撃力について考察し、簡易設計法による照査結果について述べる。

図 1.1 堤防型落石防護補強土擁壁（従来型）

図 1.2 ポケット式落石防護補強土擁壁

2. モデル実験

2.1 供試体

モデル実験は、擁壁上に落石が作用した場合の補強材の効果を確認することを目的に行った。供試体は、補強材を設置しない Type-1 と補強材を設置する Type-2 の 2 種類とし、各 1 体ずつ製作した。図 2.1 に供試体の形状寸法を示す。補強材を設置しない Type-1 には、壁面を自立させるために壁面付近に幅 300mm、厚さ 2.5mm の不織布を、高さ方向に 250mm 間隔で設置した。補強材を設置する Type-2 には、引張強度 32kN/m（伸度 5%）のジオグリッドを高さ方向に 250mm 間隔で設置した。

2.2 実験方法

実験は、図 2.1 の供試体の中央に重量 1kN（φ30cm）の重錘を高さ 20m から落下させた。

測定項目は、重錘加速度、壁面土圧、壁面変位、重錘の貫入量とし、加速度計および荷重計により測定されたアナログ信号を増幅し、0.5msec 間隔でデジタル量として記録した。荷重計は、壁面材に作用する衝撃土圧を計測するため、受圧面積が大きく、両面の圧力を計測できるパネル式土圧計（福岡式）を試験的に用いた。また、高速度カメラにより、重錘の変位を毎秒 200 コマで記録した。

壁面変位は、供試体壁面に反射板を設置し落下前後の座標を計測し求めた。

2.3 実験結果

測定された重錘の加速度に重錘の質量を乗じて得られた重錘衝撃力の時間的変化を図 2.2 に示す。

補強材を設置しない Type-1 の重錘衝撃力は 10msec 程度で最大衝撃力 52.9kN を示し、その後漸減している。

補強材を設置した Type-2 の重錘衝撃力は 10msec 程度で最大衝撃力 60.6kN を示し、その後 20msec まで漸減し、30msec までほぼ一定値を保ち再び漸減している。20～30msec において一定値となったことは、その時の重錘貫入量が 250mm 付近であるため、補強材に接触したことによるものと思われる。

図 2.1 モデル実験供試体形状図

図 2.2 重錘衝撃力-時間関係

図 2.3 にパネル式土圧計により計測された壁面土圧の時間的変化を示す。Type-1 の壁面土圧は 30msec 程度で最大値 36.9kN/m²を示し、その後減少して 60msec からほぼ一定値となる。Type-2 の壁面土圧は、20msec 程度で最大値 15.7kN/m²を示し、その後減少して 60msec でほぼ消滅している。Type-2 の最大土圧は、Type-1 の 1/2 以下であった。

図 2.3 壁面土圧-時間関係

表 2.1 に供試体壁面の変位量を示す。Type-1 の最大壁面変位は 82mm であり、Type-2 の最大壁面変位は 18mm である。Type-2 の壁面変位は Type-1 の 1/4 以下の値であった。貫入量は、Type-1 で 467mm、Type-2 で 330mm であった。

表 2.1 壁面変位

Type-1 (単位: m)							
列 行	1	2	3	4	5	6	7
1	0.015	0.026	0.054	0.079	0.066	0.045	0.047
2	0.018	0.024	0.051	0.082	0.076	0.044	0.035
3	0.019	0.022	0.040	0.065	0.053	0.039	0.037
4	0.020	0.022	0.033	0.046	0.045	0.034	0.032
5	0.023	0.022	0.026	0.034	0.033	0.029	0.030

2.4 考察

モデル実験における重錘衝撃力は、補強材を設置しない Type-1 に比べて補強材を設置した Type-2 の方が大きな値を示した。これは、補強材の配置により貫入量が抑えられたため大きな衝撃力が発生したものと思われる。壁面土圧および壁面変位は Type-2 の方が

Type-2 (単位: m)							
列 行	1	2	3	4	5	6	7
1	0.011	0.010	0.009	0.007	0.006	0.007	0.007
2	0.012	0.009	0.016	0.018	0.008	0.006	0.006
3	0.013	0.009	0.011	0.015	0.006	0.006	0.005
4	0.011	0.009	0.008	0.011	0.006	0.005	0.005
5	0.012	0.008	0.011	0.009	0.005	0.006	0.006

小さな値を示した。これは、補強材の設置により壁面土圧が抑えられ、結果として壁面変位が小さくなったものと思われる。

以上のことより、モデル実験では、重錘の鉛直落下に対しては補強材を設置することにより擁壁体の安定性を高める効果を確認することができた。

3. 実物実験

3.1 供試体

モデル実験により重錘の鉛直落下に対する補強材の補強効果が確認できたことから、図 3.1 に示す実物大の供試体を製作し、重錘落下実験を行った。

供試体には補強材として引張強度 32kN/m (伸度 5%) のジオグリッドを高さ方向に 500mm 間隔で設置した。壁面材は壁面ブロックを使用し、背後に厚さ 300mm の緩衝層(単粒度碎石)を設けた。また壁天端には落石緩衝材として厚さ 1.4m の無転圧層を設けた。

3.2 実験方法

実験は、図 3.1 の供試体の緩衝材中央に、直径 1.54m、重量 51.7kN の円筒形重錘を、高さ 20m から落下させて行った。

測定項目は、重錘加速度、鉛直土圧、壁面変位、重錘の貫入量とし、モデル実験と同様の方法により計測を行った。ただし、鉛直土圧は土中の値を計測するため、荷重計を 300mm×300mm の鋼板に固定して埋設した。

3.3 実験結果

測定された重錘の加速度に重錘の質量を乗じて得られた重錘衝撃力の時間的変化を図 3.2 に示す。重錘衝撃力は 17msec で最大衝撃力 2417kN を示し、その後減少し、40msec 程度で消滅している。

図 3.3 に荷重計で計測された鉛直土圧の時間的変化を示す。重錘落下位置直下に設置した荷重計 2 の値は 67msec で最大値 355.6kN/m² を示し、その後減少して 250msec 程度で消滅している。ここで、この土圧は土砂上に設置された荷重計の値であり、土砂材の剛性が影響しているため、いわゆる純粋な鉛直土圧ではない。しかしながら、衝撃力の伝達により内部に発生する土圧（以後、衝撃土圧とする）の分散幅については十分確認できるものと思われる。

表 3.1 に壁面ブロックの変位量を示す。

壁面変位は重錘落下位置の前面で最大変位 97mm を示した。貫入量は、950mm であり、重錘は無転圧層内で停止したが、最上段の補強材は破断した。

3.4 考察

実物実験における最大重錘衝撃力は、2417kN であった。この値から、式(3.1)に示す、振動便覧における落石衝撃力の推定式を用いて被衝突体の剛性を表すラーメ定数を算出した結果、約 700kN/m² であった。

図 3.1 実物実験供試体形状図

図 3.2 重錘衝撃力-時間関係

図 3.3 鉛直土圧-時間関係

ロックシェッド等の設計に用いられる緩衝材のラーメ定数は一般的に 1000kN/m^2 程度であるとされており、本実験において計測された衝撃力は概ね妥当な値であると思われる。また、振動便覧における落石衝撃力の推定式に対応した重錘の貫入量は式(3.2)で表される³⁾。

$$P = 2.455W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \quad (3.1)$$

$$y = \left(\frac{45 WH}{64 \lambda} \right)^{2/5} \cdot r_1^{-1/5} \quad (3.2)$$

ここに、 P は重錘衝撃力、 y は貫入量、 W は重錘重量、 H は落下高、 λ はラーメの定数、 r_1 は重錘の換算半径である。

式(3.2)により実物実験の条件を用いて貫入量を求めた結果、929mm となり実験結果とほぼ同様の値である。

これらのことから、ポケット式落石防護補強土擁壁に作用する衝撃力および貫入量は、「振動便覧の推定式」により求められることがわかった。

4. 簡易設計法による照査

4.1 照査方法

実物実験結果により得られた重錘衝撃力から、設計衝撃力を推定し、補強土擁壁の内的安定の検討により供試体の照査を試みた。補強土擁壁の検討としては補強領域を擬似擁壁と見なした外的安定の検討も実施されるが、外的安定の検討は背面地盤からの作用土圧が支配的となり、落石衝撃力の影響が小さいと考えられるため、照査を省略した。

表 3.1 壁面変位

(単位: m)

列 行	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.002	0.005	0.027	0.074	0.097	0.076	0.072	0.075
2	0.006	0.007	0.028	0.064	0.077	0.068	0.066	0.068
3	0.011	0.025	0.029	0.059	0.065	0.064	0.061	0.066
4	0.026	0.046	0.052	0.056	0.056	0.053	0.061	0.060
5	0.028	0.050	0.051	0.053	0.052	0.052	0.054	0.058
6	0.029	0.050	0.051	0.050	0.051	0.050	0.051	0.052

4.2 設計条件

図 4.1 に簡易計算概略図を示す。ポケット式落石防護補強土擁壁の内的安定の検討は、天端に設計衝撃力が上載荷重として作用した補強土擁壁として行うものとする。

衝撃土圧の分散については、敷砂に対する重錘落下実験で 1:0.5～1:0.8 の範囲であると報告されており³⁾、実物実験においても鉛直土圧の計測結果により 1:0.5 以上の分散が確認されている。よって、衝撃土圧の分散は無転圧層内を 1:0.5 で分散するものとする。

落石衝撃力は、図 4.1 に示すように、無転圧層内を 1:0.5 で分散させ補強土壁の上面に分布荷重として作用させた。

計算に用いる土質定数は、実物実験供試体より試料を採取し、室内試験により求めた。また、補強材の強度は、計算上は通常クリープを考慮した強度を使用するが、実験では供試体構築から実験実施までにあまり日数を置いていないため、補強材のクリープによる影響は考慮しないこととし、引張強度を 32kN/m とした。載荷する重錘衝撃力は、実験時に計測された値とし、2417kN とした。表 4.1 に計算条件の一覧表を示す。

重錘衝撃力と衝撃土圧の合力については様々な研究例があるが^{4),5),6)}、今回は、ポケット式落石防護補強土擁壁を構成する主材は土砂であり、被衝突物の剛性が低いことから、重錘衝撃力と衝撃土圧合力は等しいものとして設計を行うこととする。

4.3 内的安定の検討

実験において、ポケット式落石防護補強土擁壁は破壊にまで至らなかった。したがって、落石衝撃力に対する安全率を 1.0 以上は有していると考えられる。また、落石衝撃力は局所的な荷重であるが、補強土擁壁に伝達した衝撃力は、補強土擁壁内で分散する。したがって、衝突時に安全率が 1.0 を超える補強土擁壁の分担幅を試行錯誤的に求めた。ここで、荷重の分担幅とは、衝撃荷重に対して、補強土擁壁が抵抗する延長を示す。

検討の結果、荷重の分担幅が 5.0m で最小安全率が 1.030 となった。図 4.2 に安全率が最小となるすべり線を、図 4.3 に分担幅を示す。載荷面から補強土擁壁下端までの高さは 5.4m であるので、荷重の分散勾配は約 1:0.7 となり、衝撃土圧の分散勾配である 1:0.5～1:0.8 の範囲には当てはまるものの、通常の補強土の分散勾配は 1:0.5 とされており⁷⁾、それよりも大きい値となった。ここで、分散勾配は図 4.3 に示すように、分布荷重の端部と、分担幅端部における壁高の中心を結んだ勾配とした。

図 4.1 簡易計算概略図

表 4.1 計算条件一覧表

土の単位体積重量(kN/m ³)	16.0
土の内部摩擦角(°)	36.0
土の粘着力(kN/m ²)	0.0
補強材強度(kN/m)	32.0
重錘衝撃力(kN)	2417.0

図 4.2 最小安全率すべり線

図 4.3 荷重分担幅

表 4.2 各ジオグリッドに作用する引張力

位置番号	擁壁天端からの距離(m)	作用引張力 T (kN/m)	許容引張力 T_A (kN/m)	判定
10	0.5	51.096	32	×
9	1.0	28.222	32	○
8	1.5	24.753	32	○
7	2.0	22.609	32	○
6	2.5	21.282	32	○
5	3.0	20.492	32	○
4	3.5	20.075	32	○
3	4.0	19.928	32	○
2	4.5	20.452	32	○
1	5.0	27.326	32	○

すべり線は荷重作用位置の端部から補強土擁壁下端より 1.0m の位置にかけて生じている。実験時の壁面変位も、壁下端の約 1.0m の位置より上方に向かって変位が増加しており、すべり線の位置は概ね妥当であると思われる。

表 4.2 に各ジオグリッドの引張力に対する照査結果を示す。照査の結果、

最上段のジオグリッドのみ作用引張力がジオグリッドの引張強度を上回ったが、2 段目以下のジオグリッドに作用する引張力はジオグリッドの引張強度以下となった。実験時にも、最上段のジオグリッドは破断しており、実験結果と一致した。

4.4 考察

実験結果の再現計算として、重錘衝撃力を静的な分布荷重として補強土擁壁天端に作用させ、内的安定照査による検討を行った。照査の結果、ほぼ実験結果を再現することができた。計算上、最小安全率が 1.0 を超える分散幅は 5.0m となり、荷重分散勾配は約 1:0.7 であった。また、計算上最上段の補強材が破断する結果となり、実験結果をよく再現していると思われる。したがって、落石による衝撃力が作用した場合の内的安定は、衝撃力を静的な上載荷重に置き換えることで、通常行われている補強土擁壁の安定照査法で評価が可能であると思われる。

ただし、荷重の分散勾配については、通常の補強土内の荷重分散幅である 1:0.5 よりも大きい値と

なった。このことは、簡易計算において壁面ブロックの影響を考慮していないため、計算上は実際に分担幅よりも大きな値を示したものと考えられる。また、補強土擁壁内部の荷重分散勾配は1:0.5とされている⁷⁾。よって、設計計算を行う場合は安全側を考慮し、荷重の分散勾配は1:0.5に抑えた方がよいと思われる。

重錘衝撃力に関しては、実験状況の再現のため実験時に観測された値として計算を行ったが、この場合の振動便覧における落石衝撃力の推定式のラーメ定数は 700kN/m^2 となる。しかしながら、前述したように、通常衝撃力算出時の緩衝材のラーメ定数は一般的に 1000kN/m^2 程度であるとされている。したがって、設計に用いる際の衝撃力は、安全側を考慮し、ラーメ定数を 1000kN/m^2 として算出した方がよいと思われる。

5. まとめ

本研究では、補強土を用いたポケット式落石防護補強土擁壁の開発を目的として、モデル実験および実物実験を実施した。実験ではその構造特性と安全性を確認し、また、実験により得られた結果をもとに簡易設計法による照査を試みた。本研究により得られた結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 擁壁体に補強材を設置することにより、鉛直荷重に対する安全性を高めることができる。
- (2) 実物実験により、重量 51.7kN 、落下高 20m の条件においてポケット式落石防護補強土擁壁の安全性を確認することができた。
- (3) ポケット式落石防護補強土擁壁の天端に作用する重錘衝撃力は振動便覧の推定式により推定することができる。
- (4) ポケット式落石防護補強土擁壁天端の無転圧層への貫入量は振動便覧式により推定することができる。
- (5) ポケット式落石防護補強土擁壁の簡易計算手法として、天端に静的に置き換えた衝撃力を作用させた補強土擁壁の内的安定の検討で、概ね実験結果を再現する荷重の分担幅を確認することができた。したがって、この計算手法によりポケット式落石防護補強土擁壁の設計が可能である。

以上のことからポケット式落石防護補強土擁壁は、道路際に平坦地がない場合の落石防護工として、十分に適用可能であると考えられる。

しかし、実物実験において壁面ブロックのずれが確認されたことから、壁面変位を抑えるための構造や壁面にずれが生じた場合の補修方法等について今後検討を行う必要がある。また、簡易計算手法では、荷重の分散方向を直線的なものとしたが、ロックシェッドの設計においては、山側受台に作用する背面落石による土圧は、ブシネスクの応力分布が用いられている。したがって、今後は、様々な条件でモデル実験を行い、衝撃荷重の分散方向のデータを蓄積していきたいと考えている。さらに、実験を解析的に再現し、内部応力の伝達・分散の挙動を把握することで荷重の分担幅や補強土擁壁の変形挙動を確認し、簡易計算手法を確立していきたいと考えている。

参考文献

- 1)小畑康隆，淵上正浩，横田善弘，野村利充，吉田博：ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の実物実験について，国際ジオシンセティックス学会日本支部論文集第13巻，pp.61-68，1998.12.
- 2)小畑康隆，淵上正浩，横田善弘，久保哲也，野村利充：ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の動的応答解析，国際ジオシンセティックス学会日本支部論文集第14巻，pp.93-100，1999.12.
- 3)米田義弘，鷲田修三，古賀泰之，松葉美晴，佐藤彰：落石覆工に作用する落石衝撃力に関する重錘落下実験，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム論文集，pp.161-166，1993.6.
- 4)金沢大学工学部土木工学科構造力学研究室：防護覆い上への落石による衝撃力の推定に関する研究，1984.1.
- 5)岸徳光，中野修，松岡健一，西 弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能，土木学会構造工学論文集，Vol. 39A，pp.1587-1597，1993.3.
- 6)淵上正浩，小畑康隆，藤井智弘，吉田 博：落石覆工の非線形性を考慮した落石衝撃力特性に関する一考察，第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，pp.201-206，1998.6.
- 7)財団法人 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(改訂版)，pp.160-161，2000.2.