

産学官共同研究支援事業

地盤繊維を用いた落石防護工法の開発と  
現地実験（共同実験）

～ スロープ型ジオロックウォール ～

報 告 書

平成14年8月

(財)福井県建設技術公社

## 序 文

(財)福井県建設技術公社は、県内の地方公共団体が推進する建設行政の技術的支援と技術力向上を図ることを目的として、平成6年4月に福井県の出捐により設立され、今年で9年目を迎えたところであります。

この間、公社の設立趣旨を踏まえ、建設技術に関する研修会や講習会の開催、建設工事に関する受託業務を行い、建設行政の円滑かつ効率的な執行を図るための発注者支援を行ってまいりました。

また、公益事業につきましても技術職員の技術力向上のための技術研修・調査研修の開催や調査設計に関するマニュアル作成等を行ってまいりました。

さらに、平成12年度から産学官共同研究支援事業に取り組んでおります。

この産学官共同研究支援事業は、技術研究開発を推進し、建設技術の高度化を図ることを目的とし、大学と民間企業および県の機関（雪対策建設技術研究所等）が対等の立場で共通の課題について共同して研究を行う事業であり、当公社は、この共同研究のコーディネートを行い、また、その経費の一部を負担・支援しております。

この共同研究の一つとして、平成12年度から平成13年度までの2ヶ年にわたり、共同研究「地盤繊維を用いた落石防護工法の開発と現場実験」を支援し、落石防護対策工法としての落石防護補強土擁壁の開発および実証実験を行い、その性能等を確認いたしました。

本書はその研究成果をまとめたものであり、落石防護対策工法設計の実務に携わる方々の参考資料として、落石防護対策工に係る技術の一助となれば幸いです。

最後に、この共同研究に参加され、本書をまとめていただきました方々に対し、深く感謝申し上げます。

平成14年8月

財団法人 福井県建設技術公社  
理事長 小林 茂 則

## まえがき

福井県の海岸線や山岳地域は急峻な地形が多く、斜面崩壊や落石などの自然災害が少なくない。急峻な地形のために、例えば道路から斜面までの距離が小さく、対策工を行うための十分な用地を確保できない場合も多い。

このような状況に対処するための一助として、(財)福井県建設技術公社がコーディネーターとなり、ジオロックウォール研究会、福井県雪対策・建設技術研究所、福井大学が参加した産官学の共同研究により、新たな落石防護工法の開発と実用化を目指すこととした。

開発および実用化の目標としたのは、従来のコンクリート擁壁のような剛構造物ではなく、地盤の衝撃エネルギー吸収能力に注目して、柔な土構造物により、落石を受けとめる工法である。十分な耐久性をもって落石を何度も受けとめるためには、土構造物をジオシンセティックスにより補強しておく必要がある。すなわち、補強土工法を用いた落石防護擁壁（ジオロックウォール）の開発と実用化を共同研究の具体的目標とした。この擁壁は、①狭い用地でも適用できる、②基礎地盤が軟弱でも適用できる、③土構造物で植生が可能であるため、景観面などで優れている、④現地掘削発生土を再利用できる、⑤適切な設計を行うことによりコストダウンの可能性があり、などの多数の利点をもつ。

補強土工法を用いた落石防護擁壁には、いくつかの形式がある。共同研究で対象としたのは、「スロープ型ジオロックウォール」と称する、天端で落石を受けとめる形式である（第1章参照）。本報告書は、この共同研究による一連の研究成果をまとめたものである。

第1章では、補強土工法を用いた落石防護擁壁の現状や従来の開発経緯を示す。第2章では、やや小規模な模型と重錘を用いた現場模型実験の結果を示す。第3章では、実際規模の落石防護擁壁を建設し、落石による破壊の限界を求めるために、大きな重錘と大きな落下エネルギーを用いた現場模型実験の結果を示す。第4章では、落石防護擁壁の天端に設置する種々の緩衝材について、衝撃吸収能力を比較した結果を示す。第5章では、実際の国道（一般国道305号ー福井県越前海岸）で落石防護擁壁を建設し、実際の落石を用いて落下衝撃試験を行い、開発した落石防護擁壁の性能を検証した結果を示す。第6章では、5章までの検討結果に基づいて、補強土工法を用いた落石防護擁壁の設計方法を示す。

以上の検討を通じて、補強土工法を用いた落石防護擁壁の開発と、実際の道路での検証を行うことができた。共同研究においては、産官学のそれぞれの能力が自由に発揮されるとともに有機的に結合され、貴重な研究成果が得られた。産官学による共同研究の顕著な成功例の一つと考えられる。今後、多数の実際工事への適用を通じて、一層のコストダウンや設計方法の信頼性を高め、より広範な普及を図る必要がある。この共同研究の成果が落石による災害の防止に貢献することを期待したい。

平成14年8月

福井大学工学部

教授 荒井克彦

## 産学官共同研究支援事業

### 研究開発グループ

横田 善弘	前田工織（株）工法開発部長
久保 哲也	前田工織（株）工法開発部
竜田 尚希	前田工織（株）工法開発部
吉田 眞輝	前田工織（株）工法開発部
井上 昭一	株式会社プロテックエンジニアリング技術部長
荒井 克彦	福井大学工学部 建築建設工学科教授
篠原 久雄	福井県雪対策・建設技術研究所主任研究員
竹内 一介	福井県朝日土木事務所道路保全課主任
辻 正寛	財団法人福井県建設技術公社主任
和田 秀一	財団法人福井県建設技術公社主任



産学官共同研究支援事業

地盤繊維を用いた落石防護工法の開発と現地実験（共同研究）

～スロープ型ジオロックウォール～

報告書

目次

< 第1編 本 論 >

第1章 序論	
1.1 落石対策工法	1
1.1.1 はじめに	1
1.1.2 落石防護補強土擁壁（ジオロックウォール）	2
1.1.3 従来の研究	5
1.2 研究の目的	6
第2章 重錘を用いたミニチュアモデル現場落下実験	
2.1 実験の目的	7
2.2 実験の概要	7
2.2.1 ミニチュアモデル	7
2.2.2 実験方法	8
2.2.3 計測項目	9
2.3 実験結果および考察	9
第3章 重錘を用いた実物大現場落下実験	
3.1 実験の目的	12
3.2 実験の概要	12
3.2.1 実物大防護擁壁	12
3.2.2 実験方法	13
3.2.3 計測項目	13
3.3 実験結果および考察	15
3.4 振動便覧の推定式	16

3.5 簡易設計法による照査	17
3.5.1 設計条件	17
3.5.2 内的安定の検討	18
<b>第4章 衝撃緩衝性能実験</b>	
4.1 実験の目的	20
4.2 実験の概要	20
4.2.1 実験方法	20
4.2.2 衝撃緩衝材	21
4.2.3 計測項目	21
4.3 実験結果および考察	22
<b>第5章 落石現場実験</b>	
5.1 実験の目的	27
5.2 実験の概要	27
5.2.1 ジオロックウォール	27
5.2.2 実験方法および条件	29
5.2.3 計測項目	29
5.3 施工	33
5.4 実験結果および考察	35
5.4.1 落下実験	35
5.4.2 計測結果	37
5.4.3 考察	43
<b>第6章 スロープ型ジオロックウォールの設計法 (案)</b>	
6.1 設計法の概要	45
6.2 落石荷重の設定	45
6.2.1 落石の落下高さ	45
6.2.2 落石の衝撃力	45
6.2.3 落石の分布幅	46
6.3 内的安定の検討	46
6.4 外的安定の検討	47
6.5 落石現場実験の構造計算	48
6.5.1 設計条件	48

6.5.2	落石荷重の計算	48
6.5.3	補強土壁の検討	50
6.6	ジオロックウォールの挙動照査	52
第7章 まとめ		
7.1	重錘を用いたミニチュアモデル現場落下実験	53
7.2	重錘を用いた実物大現場落下実験	53
7.3	衝撃緩衝性能実験	53
7.4	落石現場実験	53
7.5	設計方法	54
	[参考文献]	55

## ＜ 第2編 資 料 ＞

資料-1 スロープ型ジオロックウォールの構造計算書

資料-2 比較表

<第1編 本論>

## 第1章 序 論

### 1.1 落石対策工法

#### 1.1.1 はじめに

日本は、山岳が多いことから狭小な地形に道路などの構造物を構築することが数多くみられる。また、このような箇所は、脆弱な地質や急峻な斜面が多く、落石の危険度も高い。そこで、このような箇所では、落石予防工や落石防護工といった落石対策工が施されている。しかし、近年、火山の噴火や地震、あるいは異常気象にともなう集中豪雨などにより、日本の各地で落石や土砂の崩壊といった災害が多く発生している。これらの災害を未然に防ぐために、危険箇所の抽出と調査が実施され、様々な対策工法の検討や見直しが行われている。

現在の落石対策工は、落石の発生を予防する「発生源対策（落石予防工）」と、発生した落石から施設などを防護する「待ち受け対策（落石防護工）」に大別できる。代表的な工法を表1-1に示す。

表1-1 落石対策工法

分 類	落石防止工	落石防護工
工 種	のり砕工	防護網
	ロックボルト	防護柵
	根固め工	防護擁壁
	ワイヤーロープ樹工	防護土堤
	除去工	ロックシェッド

落石予防工は、落石危険箇所を未然に防止するために設置されるものであり、落石の危険を完全に排除するなど非常に効果的である。しかし、施工が困難な所や施工の安全性に問題がある場合も多い。また、施工費用が高価となる場合がある。一方、落石防護工は、防護対象施設に直接岩石が落下することを防ぐために斜面上あるいは道路際に設置されるものである。一般にコンクリート擁壁や鋼製柵が用いられることも多いが、これらの対策工は、衝撃吸収エネルギーが小さいため適用範囲が限定されることや景観性に劣る場合がある。また、ロックシェッドは、構造物として信頼性はあるが、非常に高

価であり、経済性に劣ることが多い。

福井県では、越前海岸を代表とする海岸線や大野・勝山地方を中心とした山岳地帯で落石災害に対する対策工が数多く設置されている（図1-1）。



図1-1 国道305号沿いの落石対策工

従来使用されている一般的な落石防護工は、落石の規模や地形条件などを考慮して選定されているが、上述したとおり、対応可能な落石のエネルギーが小さかったり、必要とする基礎地盤の地耐力が大きかったり、経済性や環境に問題がある場合も少なくない。そこで産学官共同支援事業として、地盤繊維（ジオシンセティックス）を用いた落石防護擁壁の研究・開発を行うこととした。

### 1.1.2 落石防護補強土壁（ジオロックウォール）

近年、各機関で落石に対する防災対策の研究開発および改良が盛んに行われ、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。このような状況下で落石対策の新工法として、ジオシンセティックスを用いた補強土の落石防護擁壁が国内および海外の研究グループにより報告されている。

一般に落石のような衝撃が作用する荷重特性の場合は、受け止める構造物としてコンクリートのような剛性の高いものより、衝撃吸収性の高い土のように柔なものが望ましい。また、これまでの防護土堤は広い用地を必要とし、急勾配が可能な形状が望まれていた。このような特性を備えた落石防護補強土壁（ジオロックウォール）は、衝撃吸収性に対して非常に優れ、施工性、経済性および景観性についても従来の対策工と比較して十分期待できる工法である。

ジオロックウォールは、主材料が土とジオシンセティックスで構成された、フレキシ

ブルな構造特性を有しており、大規模な落石による衝撃エネルギーに対応できる。また、構造物自体の変形により衝撃エネルギーを吸収するため、一般的に使用されているコンクリートのような剛な落石防護擁壁とは異なり、支持地盤に作用する応力は小さくなる。したがって、構造物を支える程度の地耐力があれば構造物を構築することが可能となる。また、主材料が土であるため現地発生土が有効に使用できることと、壁面を植生や植栽できるため、景観や環境に配慮した工法となる。

ジオロックウォールの構造形状は、図1-2に示すダイク型と図1-3に示すスロープ型の2種類があり、現地の状況に合わせて使い分けることができる。

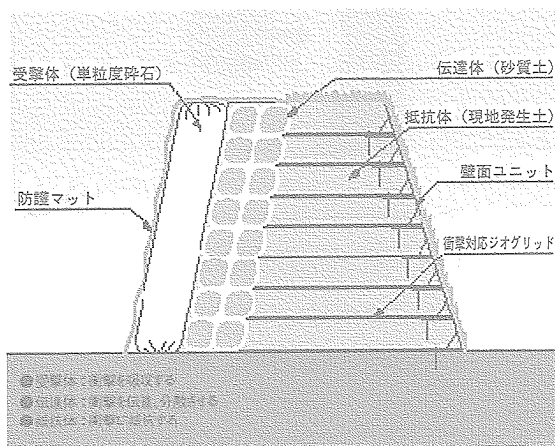


図1-2 ダイク型ジオロックウォール

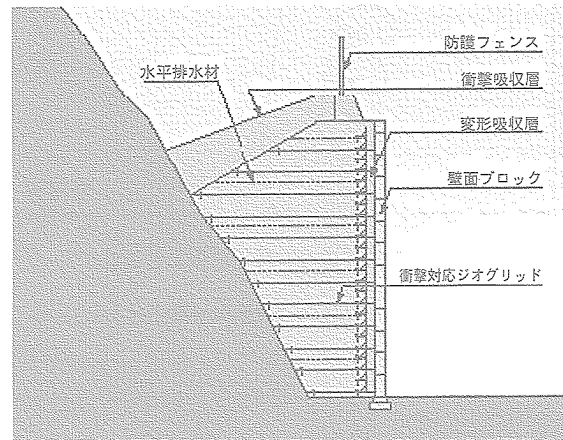


図1-3 スロープ型ジオロックウォール

#### (1) ダイク型ジオロックウォール

ダイク型ジオロックウォールは、落石、がけ崩れ、雪崩などの走路と防護対象施設との間に構築する堤防型の防護擁壁である。その構造は、落石などの衝撃を吸収する受撃体、衝撃を伝達・分散させる伝達体、衝撃に抵抗する抵抗体から構成され、構造物の内部変形により落石を受け止める工法である。また、実物大現場落石実験により、機能を十分に発揮することが確認されている。ダイク型ジオロックウォールのエネルギー吸収機構を表1-2に示す。

#### (2) スロープ型ジオロックウォール

スロープ型ジオロックウォールは、斜面勾配が急で構築スペースに余裕がない狭小な地形条件に有効であり、斜面に添って補強土壁を構築し、その天端で落石を受け止める工法である。その構造は、天端に設けた緩衝材にて落石の衝撃力を吸収し、補強土壁で

抵抗する。また、擁壁の天端で落石を受け止めることから、落石の位置エネルギーを減少させることが可能となる。

スロープ型ジオロックウォールのエネルギー吸収機構を表 1-3 に示す。

表 1-2 ダイク型ジオロックウォールのエネルギー吸収機構

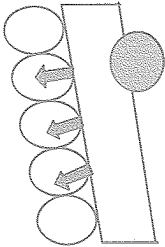
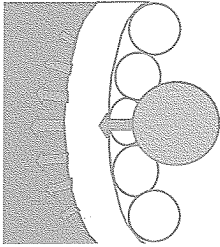
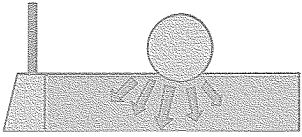
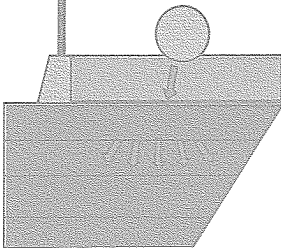
ダイク型ジオロックウォール	
受撃体のエネルギー吸収機構	伝達体 抵抗体のエネルギー吸収機構
 <p style="text-align: right;">断面図</p>	 <p style="text-align: right;">平面図</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>・受撃体の局部変形により、落石衝撃力を吸収する</li> <li>・受撃体の変形し、伝達体に荷重を分散させる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・伝達体により、衝撃力を抵抗体延長方向に分散させる</li> <li>・抵抗体により、衝撃力は完全に吸収される</li> </ul>

表 1-3 スロープ型ジオロックウォールのエネルギー吸収機構

スロープ型ジオロックウォール	
緩衝材料のエネルギー吸収機構	補強土擁壁のエネルギー吸収機構
 <p style="text-align: right;">断面図</p>	 <p style="text-align: right;">断面図</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>・衝撃緩衝材料層により、落石衝撃力を吸収する</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・衝撃緩衝材料層を介して伝達した落石衝撃力は、ジオンセティックスにより、分散される</li> <li>・抵抗体により、衝撃力は完全に吸収される</li> </ul>



### 1.1.3 従来の研究

海外では、ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の研究および施工実績が数多くある（図1-4、図1-5）。その構造は、ジオシンセティックスと土を用いた補強土壁を構築したものである。壁面材には、石、タイヤ、コンクリートブロック、間伐材などが用いられている。

国内では、ジオロックウォール研究会が中心となって、平成10年6月に富山県利賀村でダイク型ジオロックウォールの実物大現場落石実験を行っている。この実験内容は、図1-6に示すように高さが40.0mの採石場の斜面を利用し、形状の異なる岩石を落下させ、擁壁高さが4.0mのジオロックウォールに衝突させた。計測は、壁面の変形状況や落石の衝突速度などを調査し、防護擁壁の挙動を確認した。その結果、170

kNの落石が衝突した場合でも（落石エネルギー：2700kJ）構造物の損傷や変形は小さく、落石を十分に制止させて、道路などを防護できることが確認できた。実物大現場落石実験の状況を図1-7、図1-8に示す。



図1-4 ダイク型落石防護擁壁（コロラド州）



図1-5 スロープ型落石防護擁壁（コロラド州）

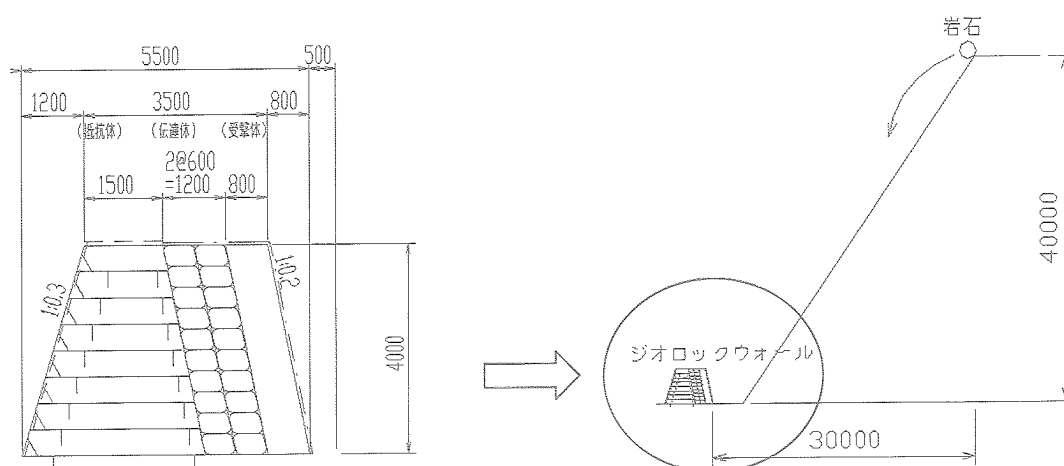


図1-6 実物大現場落石実験の断面形状



図1-7 落下状況



図1-8 落石の形状

## 1.2 研究の目的

ダイク型ジオロックウォールは、従来の研究から、その構造的特徴も概ね明確になっており、施工実績も着実に増加している。しかし、スロープ型ジオロックウォールについては、いまだ未解明な点もあり、十分な工学的根拠が必要とされている。福井県では急峻な地形が多く、狭いスペースでも対応可能なスロープ型ジオロックウォールは、落石防護工法の一つとして有効な対策工である。

本共同研究は、これまでのスロープ型ジオロックウォールの基礎的研究である① 重錘を用いたミニチュアモデル現場落下実験、② 実物大現場落下実験に加え、③ 衝撃緩衝性能実験、④ 現道での落石現場実験を行った。これらの結果より、落石の衝撃吸収メカニズムなど動的挙動を明らかにするとともに、スロープ型ジオロックウォールの実用設計法を提案することを目的とする。

## 第2章 重錘を用いたミニチュアモデル現場落下実験

### 2.1 実験の目的

スロープ型ジオロックウォールは、落石の衝撃力を天端に設けた緩衝材層および補強土壁部で吸収する。しかし、落石の衝撃力がジオシンセティックス（補強材）および防護擁壁全体に与える影響は、未解明な部分がある。ここでは、ジオシンセティックスを敷設する場合（Type-1）と敷設しない場合（Type-2）について重錘落下実験を行い、その衝撃力が防護擁壁に及ぼす影響の違いについて確認し、ジオシンセティックスの効果を調べる。

### 2.2 実験の概要

#### 2.2.1 ミニチュアモデル

実験は、平成11年10月に福井県福井市白方地内で行った。重錘落下実験は、Type-1およびType-2のミニチュアモデルと実物大防護擁壁を構築して行った。実物大防護擁壁については、第3章で述べる。

#### (1) Type-1

Type-1は、図2-1、図2-2に示す盛土で、ジオシンセティックスを敷設しない場合である。擁壁面は、自立させるために壁面材および不織布を高さ方向に250mm間隔で敷設した。

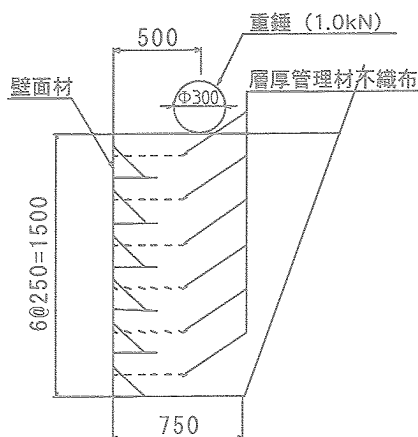


図2-1 Type-1 (断面図)

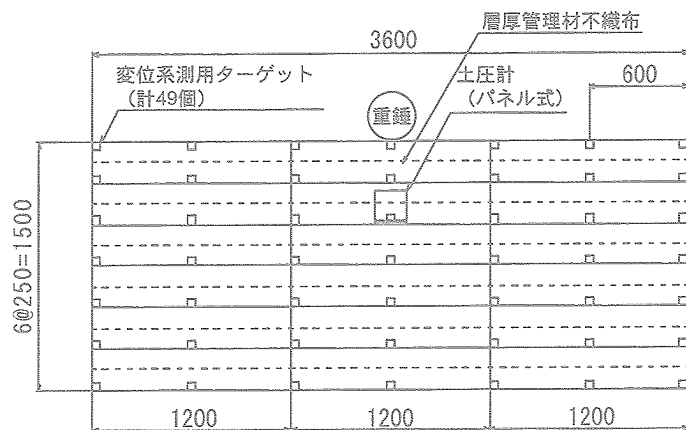


図2-2 Type-1 (正面図)

(2) Type-2

Type-2 は、図 2-3、図 2-4 に示す盛土で、ジオシンセティックスを敷設した場合である。使用したジオシンセティックスの引張強度は32.0kN/m、伸び率が5.0%であり、敷設間隔は、高さ方向に250mmである。擁壁面は、Type-1 と同様に壁面材を使用した。

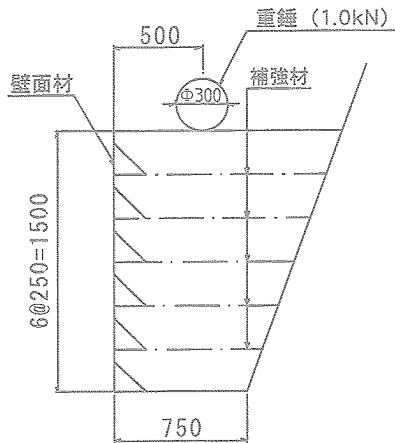


図 2-3 Type-2 (断面図)

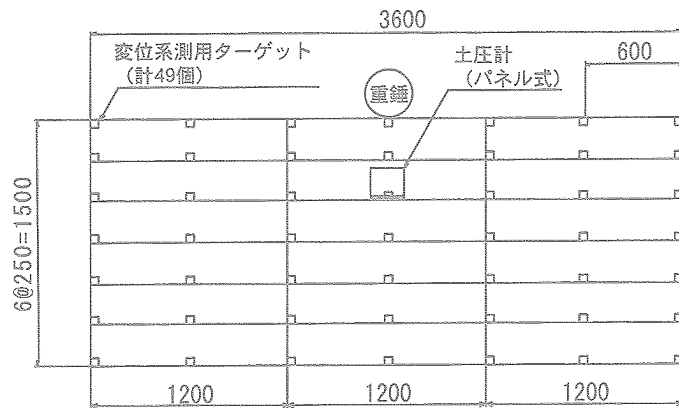


図 2-4 Type-2 (正面図)

2.2.2 実験方法

ミニチュアモデルの天端中央に重量が1.0kNの重錘を高さ20mから鉛直落下させ、その時の重錘衝撃加速度、壁面水平土圧、壁面水平変位、衝撃現象および重錘貫入量を計測する。実験のフローを図 2-5 に示す。

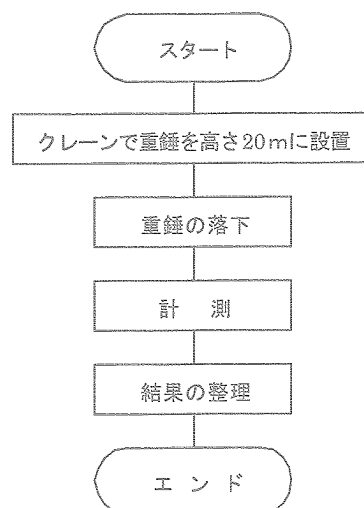


図 2-5 実験のフロー図

### 2.2.3 計測項目

以下に示す計測器を用いて、重錘が及ぼすミニチュアモデル落石防護擁壁の挙動を確認する。

#### (1) 衝撃加速度

小型加速度計を重錘の内部に取り付け、重錘落下時での応答加速度（鉛直方向）を計測し、重錘衝撃力、鉛直変位を推定する。

#### (2) 壁面水平土圧

一般的な土圧計は受圧面積が小さいことから、精度の高い土圧の計測が困難であり、パネル式土圧計（福岡式）を用いて計測を行った。これより、盛土内の壁面水平土圧を計測し、応力の変化を確認する。

#### (3) 壁面水平変位

図2-2、図2-4に示すように壁面材にターゲットを取り付け、壁面の水平変位を光波測距儀で計測する。

#### (4) 衝撃現象

ミニチュアモデルの側面から高速度ビデオカメラで撮影し、重錘の衝突時からそれ以降の現象を毎秒200コマ程度で記録する。

#### (5) 重錘貫入量

落下した重錘の撤去後に、スタッフなどを用いて重錘の貫入量を計測する。

### 2.3 実験結果および考察

図2-6は、測定した加速度に重錘の重量を積した重錘衝撃力の経時変化を示す。Type-1では、最大重錘衝撃力が52.9kNを示している。Type-2では、最大重錘衝撃力が60.6kNを示しており、Type-1より大きな値となっている。これは、ジオシンセティッ

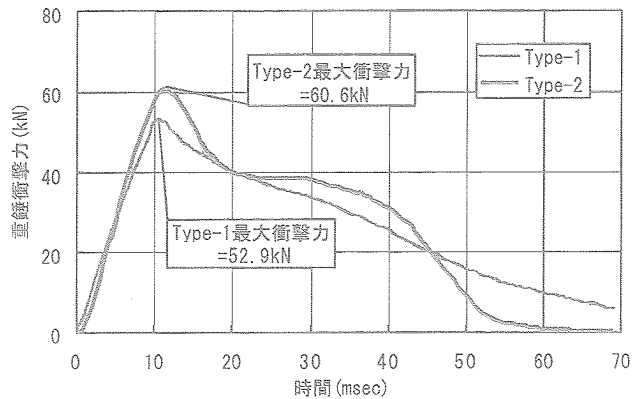


図2-6 重錘衝撃力と時間の関係

クスを敷設することで、補強領域が一体化され、剛性の高い構造物となる。その結果、重錘の貫入量が抑えられたことから大きな衝撃が発生したと考えられる。

図 2-7 は、パネル式土圧計で計測した壁面土圧の経時変化を示す。Type-1 での最大値は 36.9 kN/m<sup>2</sup> を示しており、Type-2 では、最大値が 15.7 kN/m<sup>2</sup> と小さな値が得られた。

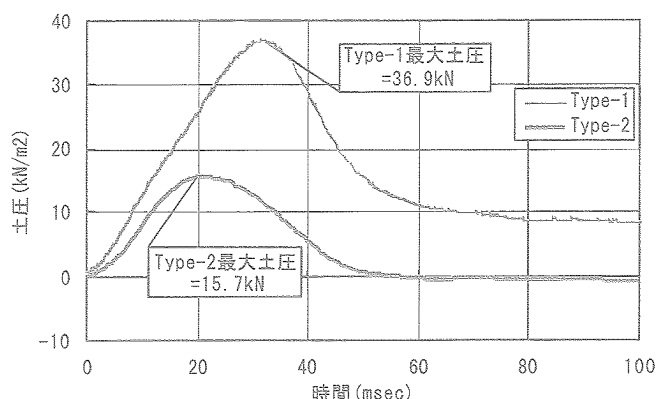


図 2-7 壁面土圧と時間の関係

これより、防護擁壁内へ伝わる重錘の衝撃力は、ジオシンセティックスにより分散されていることが確認できる。

表 2-1 は、Type-1 における重錘落下後の壁面水平変位を示す。壁面に生じた最大水平変位量は 82mm である。表 2-2 は、重錘落下後の Type-2 における壁面水平変位を示す。壁面に生じた最大水平変位量は 18mm である。これより、ジオシンセティックスが土を拘束していることが確認できる。

図 2-8、図 2-9 は、実験前の壁面状態を示す。図 2-10、図 2-11 は、重錘落下後の貫入状況を示す。ジオシンセティックスを敷設していないミニチュアモデルでは、完全に重錘が埋まっているが、敷設したミニチュアモデルは重錘の一部が表面から見えている。

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

表 2 - 2 壁面変位 (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

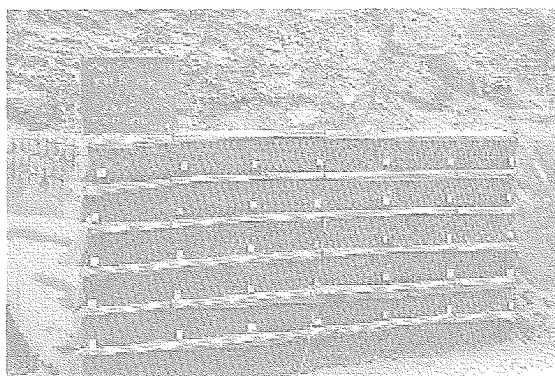


図 2 - 8 落下実験前 (Type-1)

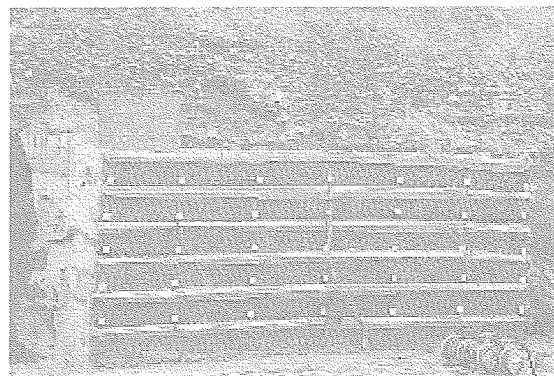


図 2 - 9 落下実験前 (Type-2)



図 2 - 10 重錘貫入状況 (Type-1)



図 2 - 11 重錘貫入状況 (Type-2)

このミニチュアモデル実験から、ジオシンセティックスを敷設することにより、防護擁壁内に伝わる衝撃力は分散される。また、ジオシンセティックスの拘束効果により構造物の破壊に対する変形も抑えられることがわかった。以上より、ジオシンセティックスが落石防護擁壁に有効であることを確認した。

### 第3章 重錘を用いた実物大現場落下実験

#### 3.1 実験の目的

ミニチュアモデル実験の結果より、ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁が衝撃力に対して有効であることが確認された。ここでは、実物大防護擁壁を構築し、大規模な衝撃力に対する挙動および破壊に対する安全性の確認を行い、設計法の基礎データを得ることを目的とした。

#### 3.2 実験の概要

##### 3.2.1 実物大防護擁壁

図3-1に示す高さ6.0m、延長10mの実物大防護擁壁を構築した。壁面材にはパイ型のコンクリートブロックを使用し、壁面ブロックの背面には変形吸収層を設けた。補強土壁の天端には厚さ1.4mの衝撃緩衝材（山砂）を無転圧状態で設置した。ジオシンセティックスは、高さ方向に0.4m間隔で敷設した。使用したジオシンセティックスの引張強度は32.0kN/m、伸び率が5.0%である。

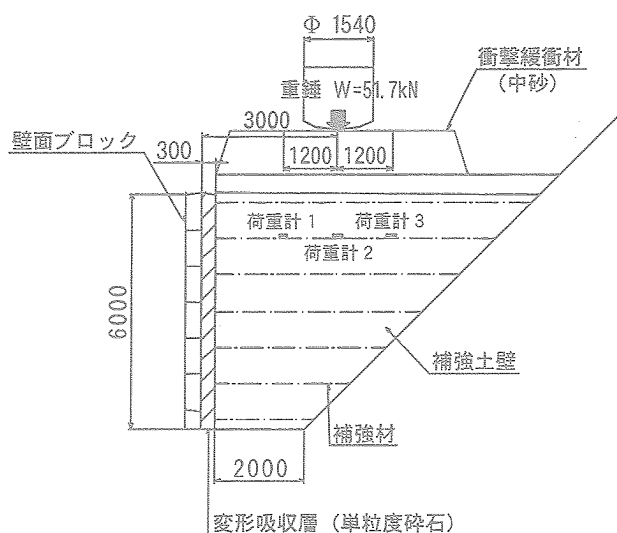


図3-1 実物大防護擁壁（断面図）



### 3.2.2 実験方法

実物大防護擁壁の天端に設置した衝撃緩衝材の中央部に直径1.54m、重量51.7kNの円筒形重錘を、高さ20mから落下させ、その時の衝撃加速度、衝撃鉛直土圧、壁面水平変位、衝撃現象および重錘貫入量を計測する。実験のフローを図3-2に示す。

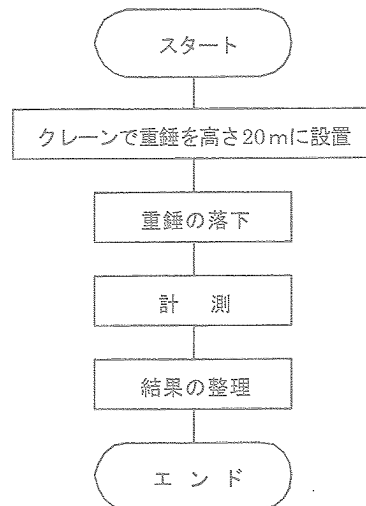


図3-2 実験フロー図

### 3.2.3 計測項目

以下に示す計測器を用いて、重錘が及ぼす実物大防護擁壁の挙動を確認する。

#### (1) 衝撃加速度

小型加速度計を重錘の内部に取り付け、重錘落下時での応答加速度（鉛直方向）を計測し、重錘衝撃力、鉛直変位を推定する。

#### (2) 衝撃鉛直土圧

図3-3示す荷重計は、300mm×300mmの鋼板に固定して、図3-1、図3-4に示す天端から2層目のジオシンセティックス上に設置し、盛土内の衝撃鉛直土圧を計測し、応力の変化を確認する。



図 3 - 3 荷重計の設置状況

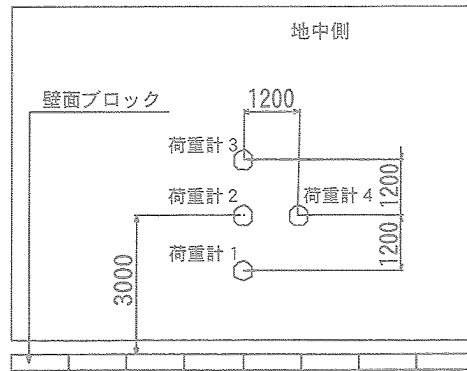


図 3 - 4 荷重計の設置 (平面図)

(3) 壁面水平変位

壁面の水平変位は、図 3 - 5 に示すように壁面ブロックにターゲットを取り付け、光波測距儀で計測する。

(4) 衝撃現象

構造物の側面から高速度ビデオカメラで撮影し、重錘の衝突時からそれ以降の現象を毎秒200コマ程度で記録する。

(5) 重錘貫入量

落下した重錘の撤去後に、スタッフなどを用いて重錘の貫入量を計測する。

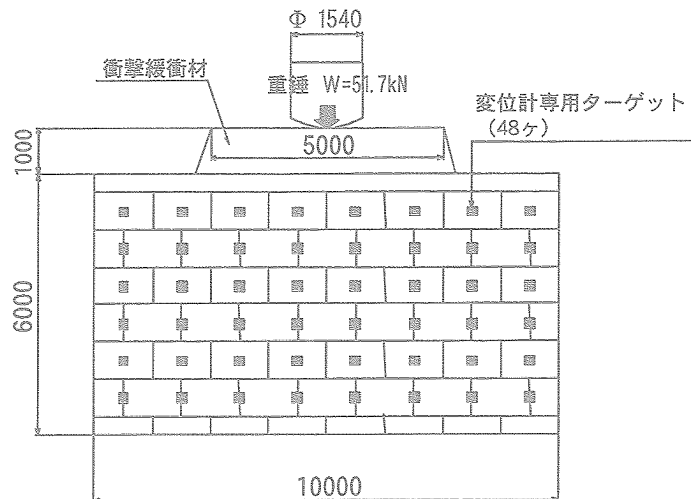


図 3 - 5 ターゲットの設置 (正面図)

### 3.3 実験結果および考察

図3-6は、測定した加速度から得られた重錘衝撃力の経時変化を関係を示す。重錘衝撃力の最大値は、17msecで2400kNを示している。

図3-7は、荷重計で計測した鉛直土圧と経時変化を示す。重錘が落下した直下に設置した荷重計2は、67msecで350kN/m<sup>2</sup>と最大値を示している。荷重計3、荷重計1と落下位置から離れた鉛直土圧は、各170kN/m<sup>2</sup>、100kN/m<sup>2</sup>と小さな値を示している。この結果から、衝撃力は分散されていることがわかる。重錘の貫入量は950mmで、緩衝材層で停止したが、最上段のジオシンセティックスは、一部破断した。

表3-1は、壁面の水平変位量を示す。重錘の衝撃により発生した最大水平変位量は97mmとなる。通常、補強土壁工法における鉛直度管理の目安（壁高さ=6.0m×3%）と比較すると180mmの許容値に対して、本実験で得られた結果は、許容値内となり、構造物の安定性は十分確保されていた。

図3-8、図3-9は、実験状況を示す。

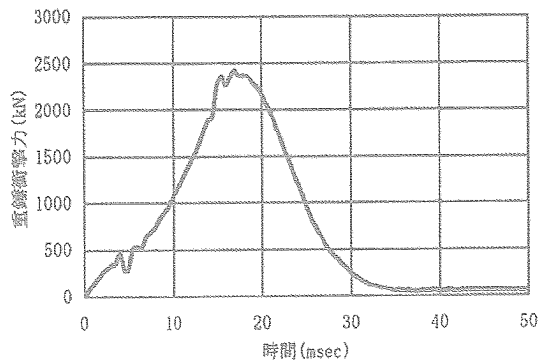


図3-6 重錘衝撃力と時間の関係

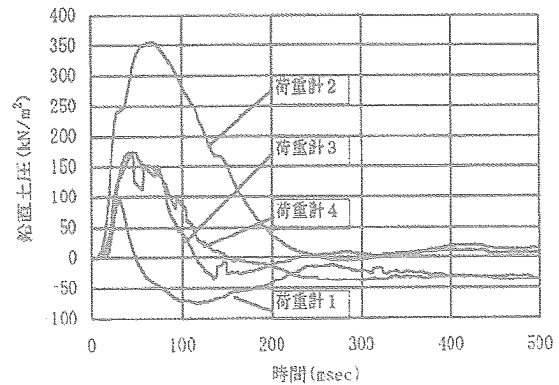


図3-7 鉛直土圧と時間の関係

表3-1 壁面の水平変位

(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	0.066
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



図3-8 実物大モデルの実験状況



図3-9 重錘の落下状況

### 3.4 振動便覧の推定式

重錘を用いた実物大現場落下実験から得られた重錘衝撃力は、2400kNとなり、下記に示す「振動便覧の推定式」(式3.1)を用いて、ラーメの定数を算出すると約700kN/m<sup>2</sup>となり、ロックシェッドなどの検討に用いられるラーメの定数1000kN/m<sup>2</sup>と近い結果が得られた。また、(式3.2)を用いて貫入量を算出すると929mmとなり、実験結果の950mmと同様な結果が得られた。

$$P = 2.108 \cdot W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \quad \dots\dots\dots (式 3. 1)$$

$$y = \left( \frac{45 \cdot W \cdot H}{64 \cdot \lambda} \right)^{2/5} \cdot \gamma_1^{-1/5} \quad \dots\dots\dots (式 3. 2)$$

ここで、

- $P$ : 衝撃力 (kN)
- $W$ : 重錘または落石の重量 (kN)
- $\lambda$ : ラーメの定数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $H$ : 落下高さ (m)
- $y$ : 貫入量 (m)
- $\gamma_1$ : 重錘の換算半径 (m)

以上より、スロープ型ジオロックウォールの設計で、構造物に作用する衝撃力や貫入量は「振動便覧の推定式」から求められることが確認できた。

### 3.5 簡易設計法による照査

実験結果の再現計算により、簡易設計法の照査を行う。重錘衝撃力を静的な分布荷重として補強土壁天端に作用させ、内的安定照査による検討を行う。検討断面を図3-10に示す。

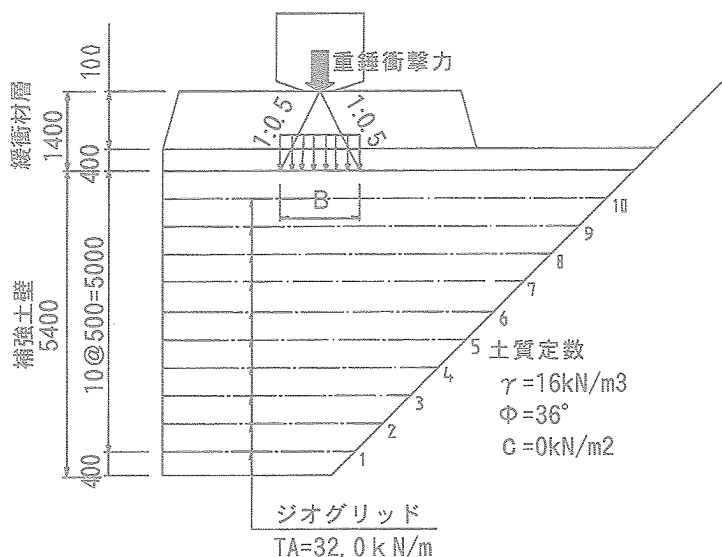


図3-10 設計断面図

#### 3.5.1 設計条件

重錘衝撃力による鉛直土圧の計測結果より、衝撃力の分散は、緩衝材層を1:0.5で分散することが確認できた。したがって、本実験での内的安定の検討は、重錘衝撃力が緩衝材層を1:0.5で分散するものとする。重錘の衝撃力は、実験で計測された2417kNを用いる。表3-2に設計条件を示す。

表3-2 計算条件の一覧

項目	単位	
盛土材の単位体積重量	(kN/m <sup>3</sup> )	16.0
盛土材の内部摩擦角	(°)	36.0
盛土材の粘着力	(kN/m <sup>2</sup> )	0.0
補強材の強度	(kN/m)	32.0
重錘衝撃力	(kN)	2417.0

### 3.5.2 内的安定の検討

実験より、補強土壁に伝達した重錘衝撃力は、補強土壁内で分散する。また、構造物が破壊に至らなかったことから、安全率は $F_s=1.0$ 以上有していることが確認できる。したがって、重錘衝撃力に対して、補強土壁が抵抗する荷重の分担幅があると考えられる。そこで、衝突時に安全率が $F_s=1.0$ を超える荷重の分担幅を試行的に求めると、分担幅が5.0mで最小安全率が1.03となった。荷重の分散勾配は、図3-11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である。本実験では、分散勾配が1:0.7となり、通常の補強土壁での分散勾配である1:0.5より大きな値となった。

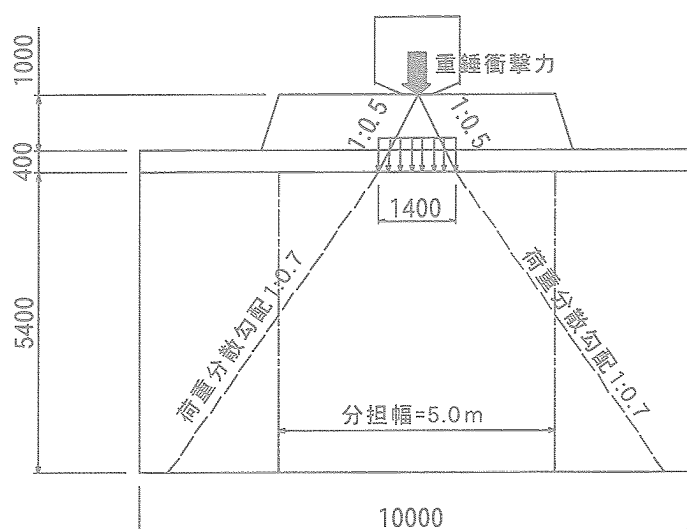


図3-11 荷重の分担幅

図3-12は、安全率が最小となるすべり線を示す。すべり線は荷重の作用位置から補強土壁下端より1.0mの位置にかけて生じている。実験結果より、壁面の水平変位は下端から1.0mの位置より上方に向かって生じており、計算結果は、実験結果を再現していると考えられる。

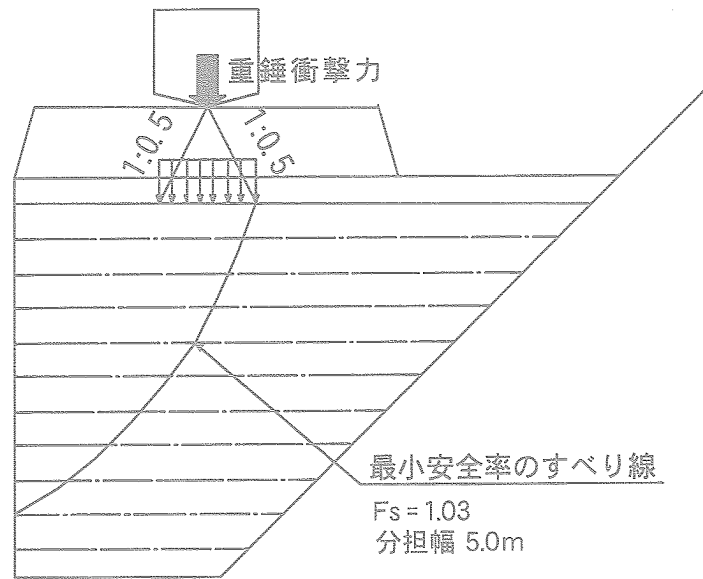


図3-12 最小安全率のすべり線

以上より、簡易計算法は、実験結果を再現できることが確認できた。したがって、スロープ型ジオロックウォールの内的安定の検討は、落石衝撃力を静的な分布荷重として補強土壁の天端に作用させ、通常行われる補強土壁の安定照査法で評価できると考えられる。

スロープ型ジオロックウォールの設計法については、第6章で説明する。

## 第4章 衝撃緩衝性能実験

### 4.1 実験の目的

スロープ型ジオロックウォールは、作用する落石衝撃力を衝撃緩衝材と補強土壁で受け止める工法である。補強土壁に作用する落石衝撃力を小さくするためには、衝撃力の緩衝性能を最大限に発揮できる、最適な緩衝材が必要となる。

そこで、一般的に緩衝材として使用されている砂を基準とし、クリンカーアッシュ（石炭灰）、タイヤ片、発泡ガラスといった環境を考慮したリサイクル材料を用いて、衝撃緩衝性能の評価を目的とする。

### 4.2 実験の概要

#### 4.2.1 実験方法

図4-1、図4-2に示す、各種緩衝材を土槽（縦2.0m×横2.0m×高1.0m）に0.9m厚さまで満たし、高さ10.0mの位置から重錘（9.0kN）を鉛直落下させた。また、緩衝材の初期状態（無転圧）に落下させた場合と引き続いてそのままの状態（2回目落下）で落下させた場合の計測を行った。実験の手順を図4-3のフロー図に示す。

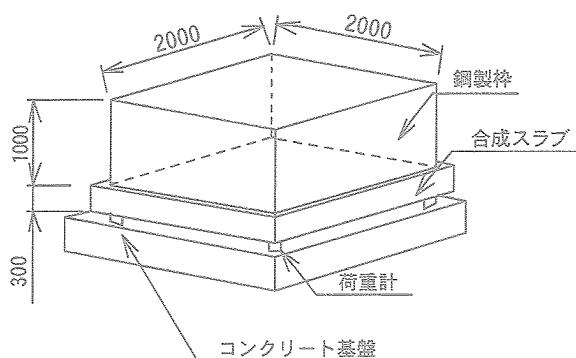


図4-1 土槽図

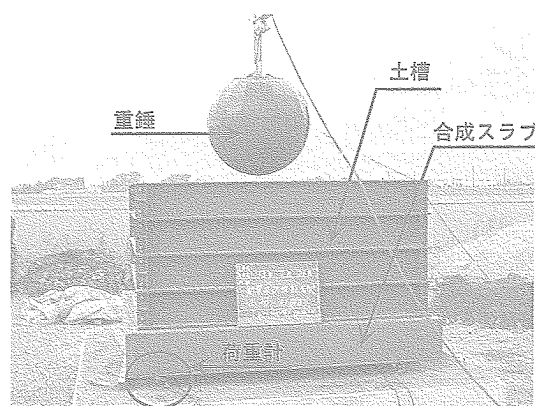


図4-2 実験状況



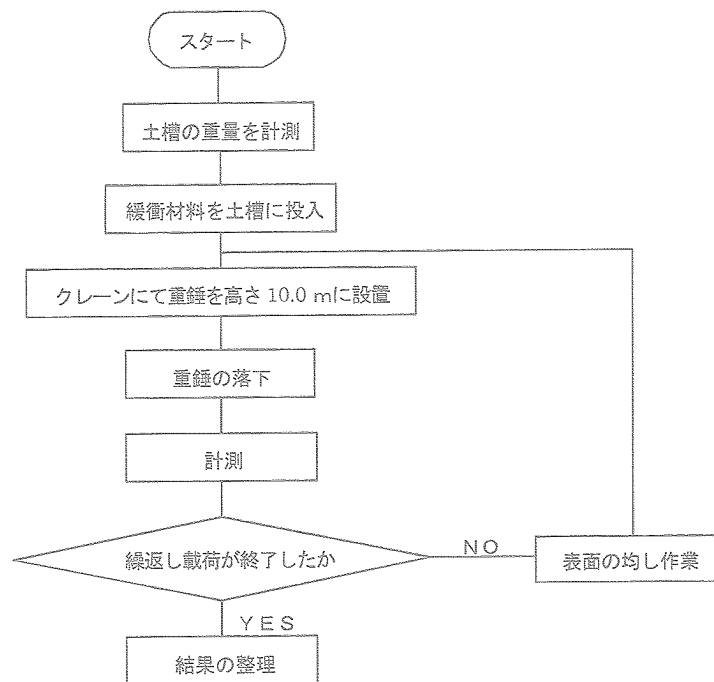


図 4 - 3 実験のフロー

#### 4.2.2 衝撃緩衝材

緩衝効果の比較基準として使用した砂は、福井県福井市白方地内の土取り場より採取した山砂を使用した。クリンカーアッシュは、北陸電力で発生した焼却灰を使用した。タイヤ片は、5.0 cm程度のチップ状にしたものを使用した。発泡ガラスは、粉末にした廃ガラスに発泡剤を混入し、焼成して製造されたものを使用した。本実験で使用した緩衝材の物性を表 4 - 1 に示す。

表 4 - 1 緩衝材の物性値

材 料	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
砂	18.0
クリンカーアッシュ	10.0
タイヤ片	13.3
発泡ガラス	1.5

#### 4.2.3 計測項目

重錘衝撃力の計測は、図 4 - 1 に示す合成スラブ下部に設置した 4 点の荷重計と重錘に設置した小型加速度計を用いて行った。重錘の貫入量は、重錘の撤去後にスタッフお

よびメジャーを用いて測定した。本実験で使用する計測装置を以下に示す。

(1) 衝撃加速度

小型加速度計を重錘の内部に取り付け、重錘の応答加速度（鉛直方向）を計測し、衝撃力、鉛直変位を推定する。

(2) 支点反力

図4-1に示す合成スラブの下部に荷重計を4点設置し、重錘による衝撃力の支点反力を計測する。

(3) 衝撃現象

土槽の側面から高速度ビデオカメラで撮影し、重錘の衝突時からそれ以降の現象を毎秒200コマ程度で記録する。

(4) 重錘貫入量

落下した重錘の撤去後に、スタッフなどを用いて重錘の貫入量を計測する。

#### 4.3 実験結果および考察

図4-4は、初期状態での落下における重錘加速度の値を示す。図4-5は、2回目落下における重錘加速度の値を示す。各材料とも初期状態での落下より2回目落下の値が増加している。これは荷重の履歴を受けることにより材料が締固まった状態となり、衝撃吸収性能が低下したためと考えられる。

初期状態での落下における砂の加速度は、加速度が0.0gになるまで約0.2sec要するのに対し、2回目落下では約0.1secとなり、締固めによる影響が確認できる。クリンカーアッシュは、初期状態での落下で、加速度に異常値が発生している。これは、クリンカーアッシュの単位体積重量が小さいことから無転圧で充填した結果、クリンカーアッシュが飛散したことと、充填厚さが足りなかったことにより重錘が直接土槽底盤に衝突したためである。2回目落下においては、砂とクリンカーアッシュの加速度が、同様な傾向を示している。タイヤ片では、落下直後の加速度は緩慢な増加を示すが、0.04secあたりから急激に増加する傾向を示している。これより、タイヤ片は、材料自身の変形許容量を超えると、緩衝能力が急激に低下することが確認できた。また、繰返し落下させることにより、材料の充填状態はさらに密となり、重錘が跳ね上がる現象（リバウンド）

が顕著となった。発泡ガラスは、急激に加速度が増加し、減少する傾向を示す。また、今回使用した材料の中で一番大きな重錘加速度が発生している。しかし、初期状態での落下と2回目落下の最大重錘加速度を比較すると、あまり差がなく、締固めによる影響はあまり生じていない。これは、発泡ガラス自身が破碎することで、衝撃エネルギーを吸収したためと考えられる。

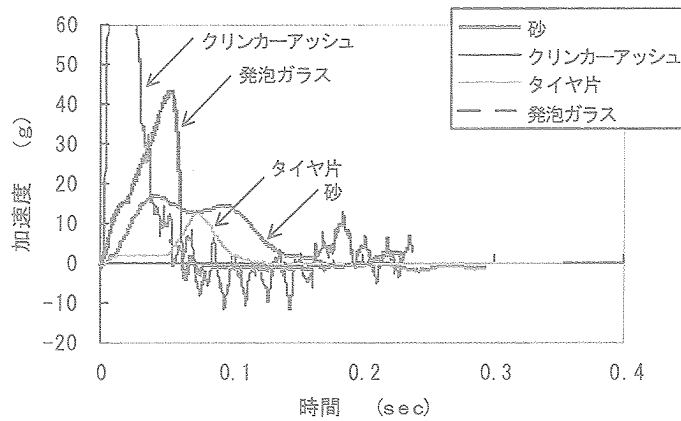


図4-4 重錘に生じる加速度（初期状態）

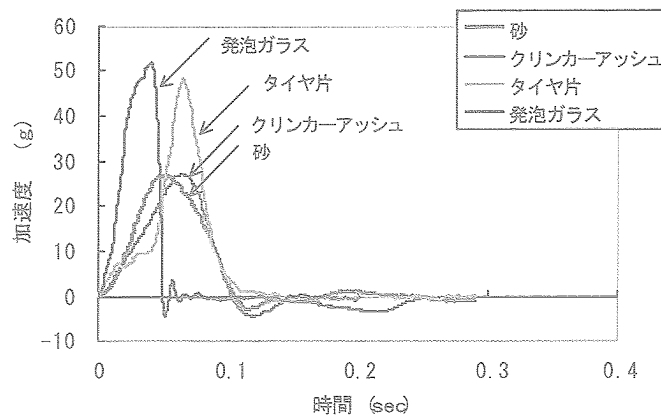


図4-5 重錘に生じる加速度（2回目落下）

表4-2は、各種緩衝材の最大重錘加速度から求めた重錘の最大衝撃力を示す。2回目落下では、砂が243.0kN、クリンカーアッシュは253.8kNとなり、近い値が得られた。タイヤ片および発泡ガラスは、各値が429.3kN、459.0kNとなり、大きな衝撃力が発生した。

表 4-2 緩衝材料の違いによる重錘の衝撃力

緩衝材料	最大重錘衝撃力 (kN)	
	初期状態	2回目落下状態
砂	153.0	243.0
クリンカーアッシュ	954.0	253.8
タイヤ片	106.2	429.3
発泡ガラス	387.0	459.0

図 4-6、図 4-7 は、重錘衝撃力と変位の関係を示す。この結果より、発泡ガラスは、他の材料と比較すると少ない変位で最大重錘衝撃力が発生している。これは、発泡ガラスが非圧縮性の材料であるためと考えられる。一方、砂、クリンカーアッシュでは、充填状態が十分に締まった状態ではないことから、大きな変形が生じたと考えられる。タイヤ片は、初期状態での落下では0.7m、2回目落下では0.6mの変位から重錘衝撃力が増加する。これは、上記でも述べたが、タイヤ片自身の変形許容量を超えたことと、空隙が埋まることによるものと考えられる。

表 4-3 は、重錘の撤去後に計測した重錘の貫入量（現場計測貫入量）と小型加速度計で計測した結果（解析貫入量）より求めた貫入量の関係を示す。現場計測貫入量と解析貫入量を比較すると、解析貫入量は大きな値を示す傾向である。この結果より、非圧縮材料である発泡ガラスはあまり差が生じていないのに対し、圧縮材料であるタイヤ片では、顕著に差が生じていることから、リバウンド現象が生じているものと思われる。ただし、砂およびクリンカーアッシュでは、重錘を撤去する際、重錘付近の材料が崩れて埋まってしまったことの影響が考えられる。

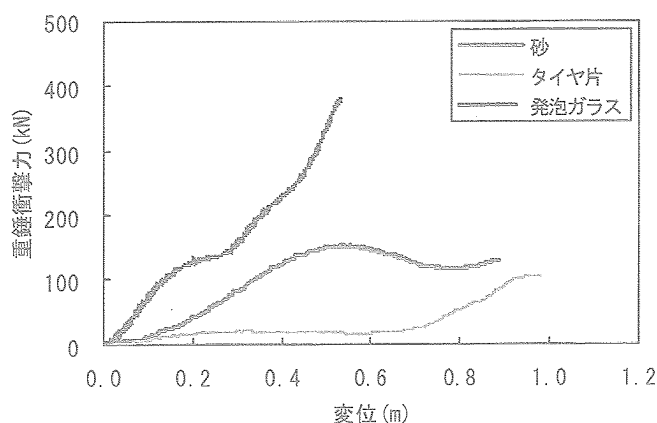


図 4-6 重錘衝撃力と変位の関係（初期状態）

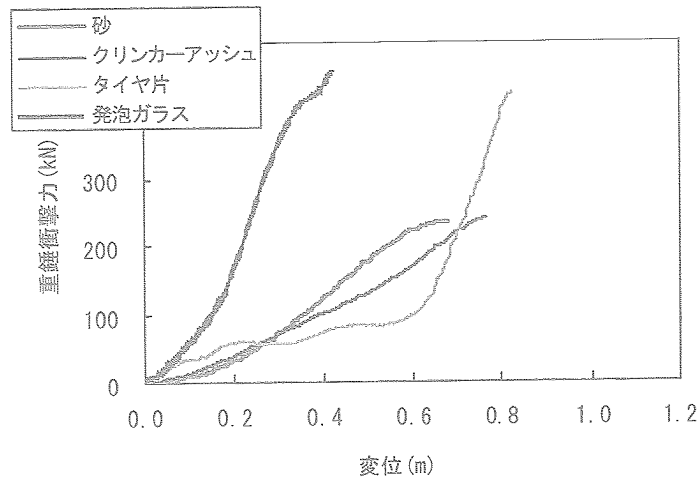


図 4-7 重錘衝撃力と変位の関係（2回目落下）

表 4-3 重錘の貫入量

緩衝材料	現場計測貫入量 (cm)		解析貫入量 (cm)	
	初期状態	2回目落下状態	初期状態	2回目落下状態
砂	72.5	52.5	90.0	68.0
クリンカーアッシュ	82.0	69.0	—	77.0
タイヤ片	50.0	45.0	99.0	82.0
発泡ガラス	54.0	47.0	54.0	43.0

図 4-8 は、初期状態での緩衝材料に重錘を落下させたときの、土槽下部の荷重計で計測した重錘の衝撃力を示す。図 4-9 は、2回目落下における重錘の衝撃力を示す。砂は、2回目落下の最大衝撃力は、初期状態での落下の1.5倍程度に増加しており、タイヤ片は0.9倍程度、発泡ガラスは1.2倍程度となった。この結果からも、砂は締固めの影響を受けることが確認できる。タイヤ片では、最大重錘衝撃力は、著しく増加するのに対し、土槽底盤で計測された結果は、減少する傾向となった。発泡ガラスでは、初期状態での落下に比べあまり増加傾向を示していない。2回目落下におけるクリンカーアッシュは、加速度の傾向と同様に砂と同じ挙動を示す。

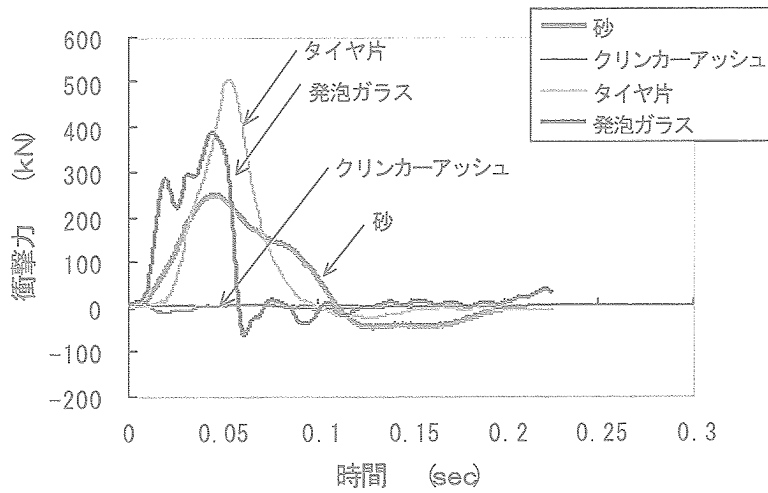


図 4-8 土槽底盤に作用する荷重（初期状態）

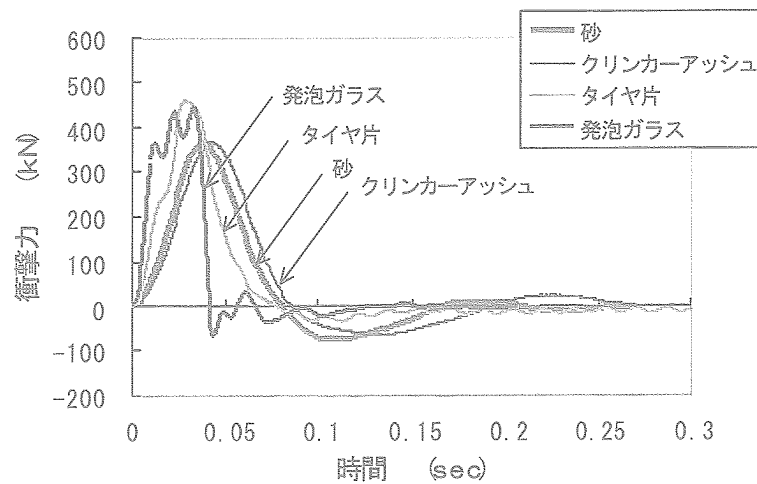


図 4-9 土槽底盤に作用する荷重（2回目落下状態）

今回の実験で行った緩衝材の層圧では、砂の緩衝能力が優れていたが、密な状態であれば、クリンカーアッシュは、砂と同等な緩衝能力を発揮することが確認できた。したがって、落石現場実験では、環境を考慮してリサイクル材料であるクリンカーアッシュを衝撃緩衝材層として採用することとした。

## 第5章 落石現場実験

### 5.1 実験の目的

重錘を用いた実物大現場落下実験より、直径1.54m、重量が51.7kNの円筒形重錘を、高さ20mより落下させた衝撃力に対して、スロープ型ジオロックウォールは十分安全であることが確認された。しかし、実際の落石は、軌跡や挙動が複雑となり、防護擁壁に与える影響は重錘を鉛直落下させた場合と異なると考えられる。そこで、防護擁壁のポケット部に、形状の異なる岩石を図5-1に示すような高さ34mの斜面上から落下させ、その衝撃力が防護擁壁に与える影響を確認するとともに、安全な構造物として実証することを目的とする。本実験は、福井県丹生郡越廼村居倉地係の一般国道305号沿いで行われた。

### 5.2 実験の概要

#### 5.2.1 ジオロックウォール

本現場は、国道沿いに位置し、地山の斜面高さが約34mとなり、その勾配は45°程度となる。斜面の上方および斜面の間には転石が存在し、草が生茂った状態である。本現場でのスロープ型ジオロックウォールの設計は、落石重量が26.5kN、落下高さが20m、落石の跳躍高さを2.0mとした条件で、第6章に示す設計法を用いて行った。図5-2に示すように落石が飛び越えない構造とするために、高さ2.5mの緑化が可能な補強土壁を構築し、防護フェンスの代りとして景観に配慮した。図5-3は、現場の斜面状況である。

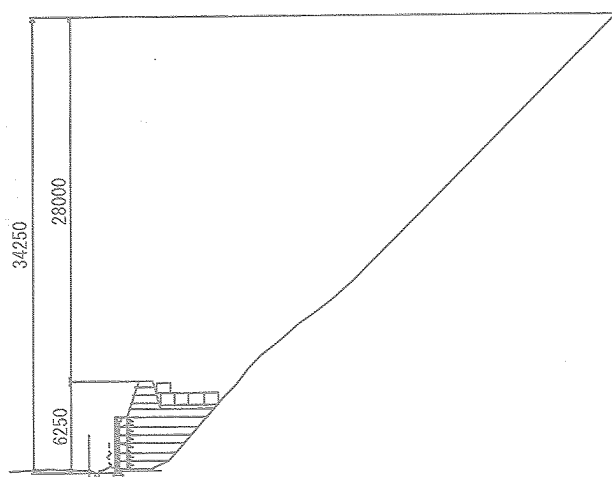


図5-1 斜面の形状

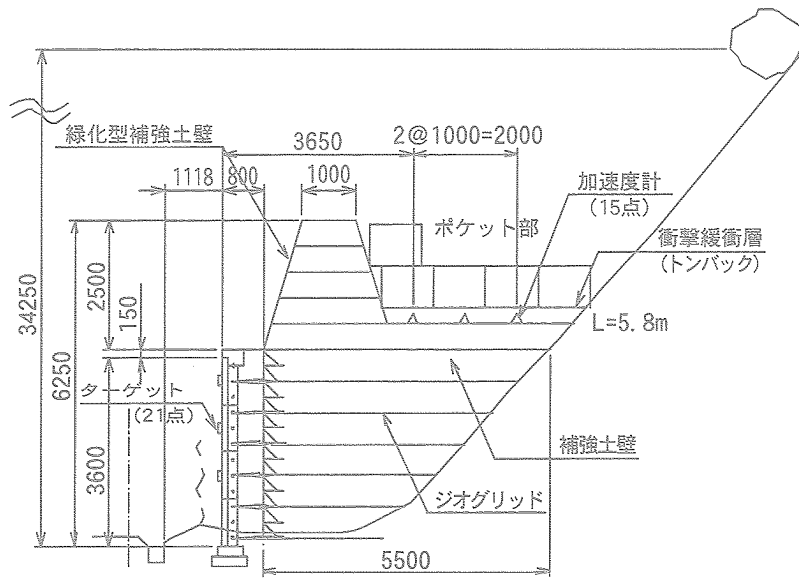


図 5 - 2 ジオロックウォールの断面図



図 5 - 3 現場の斜面状況



### 5.2.2 実験方法および条件

図5-2で示すポケット部より約30m斜面上方からバックホウを用いて表5-1に示す岩石を落下させ、落石の軌跡を確認する。また、緩衝材層の下部に位置する補強土壁に設置した小型加速度計、ジオグリッドに設置したひずみゲージおよび高速度ビデオカメラでスロープ型ジオロックウォールに作用する衝撃力や変位の計測を行う。

表5-1 落石条件

項目	落石形状 (m)	落石重量 (kN)
実験-1	0.7×0.5×0.3	2.6
実験-2	0.8×0.6×0.5	6.0
実験-3	0.7×0.7×0.6	7.3
実験-4	0.9×0.9×0.5	10.0
実験-5	0.9×0.8×0.7	12.0
実験-6	1.1×1.1×0.7	21.0
実験-7	0.9×0.8×0.6	10.8
実験-8	0.7×0.9×1.1	17.3
実験-9	1.1×1.1×0.7	21.2

### 5.2.3 計測項目

以下に示す計測器を用いて、落石が及ぼす落石防護擁壁の挙動を確認する。図5-4、図5-5、図5-6に計測器の設置位置を示す。

#### (1) 衝撃加速度

小型加速度計をスロープ型ジオロックウォールにおけるポケット部の地盤内に小型加速度計を15個設置し、落石により発生する地盤内の応答加速度を計測する。その結果より、設置箇所の鉛直変位を推定する。

#### (2) 補強材のひずみ

ポケット部の最上層に敷設したジオグリッドにひずみゲージを取り付け、落石によりジオグリッドに作用するひずみの計測を行う。

#### (3) 壁面水平変位

基礎から2、3、4段目の壁面ブロックにターゲットを21点設置し、施工時および実験後の壁面に生じる水平変位を光波測距儀で計測する。

(4) 衝撃現象

スロープ型ジオロックウォールの側面より撮影し、落石の衝突時からそれ以降の現象を毎秒200コマ程度で記録する。これより落石の速度、衝撃力および変位量の推定を行う。

(5) 実験状況

実験状況をカメラやビデオを用いて全体的に撮影し、データ整理や解析時のために活用する。

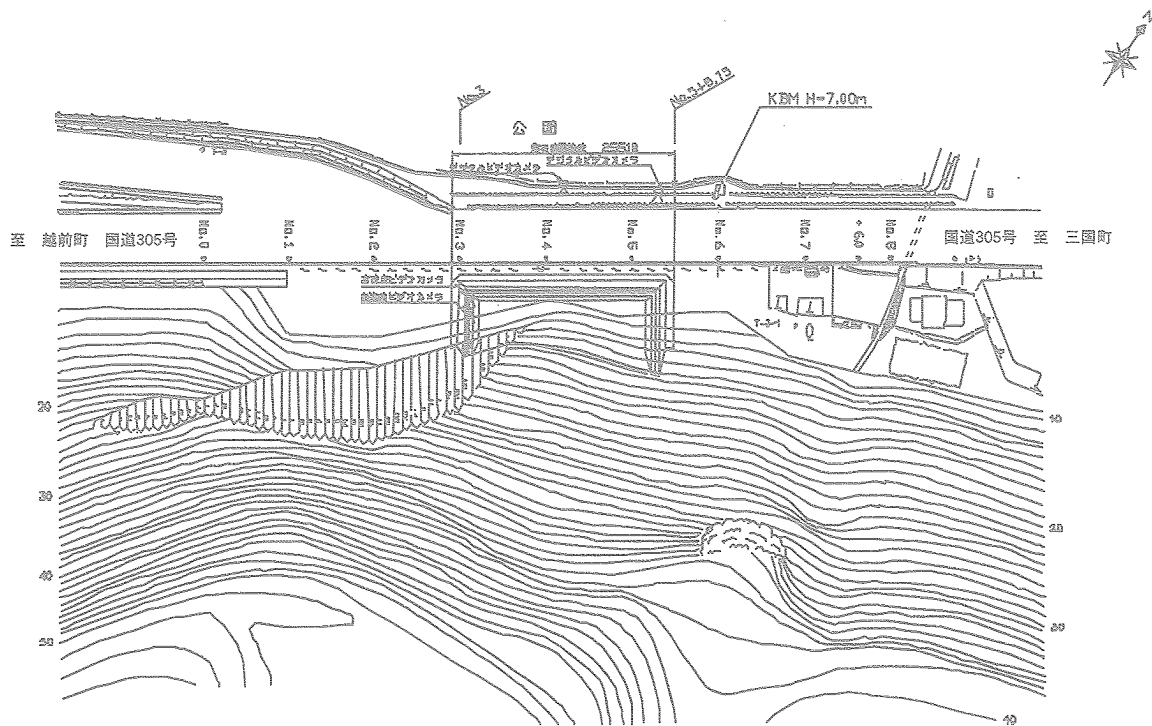


図5-4 平面図





### 5.3 施工

本実験では、図5-7に示すフローに従って施工し、施工性の評価を行った。

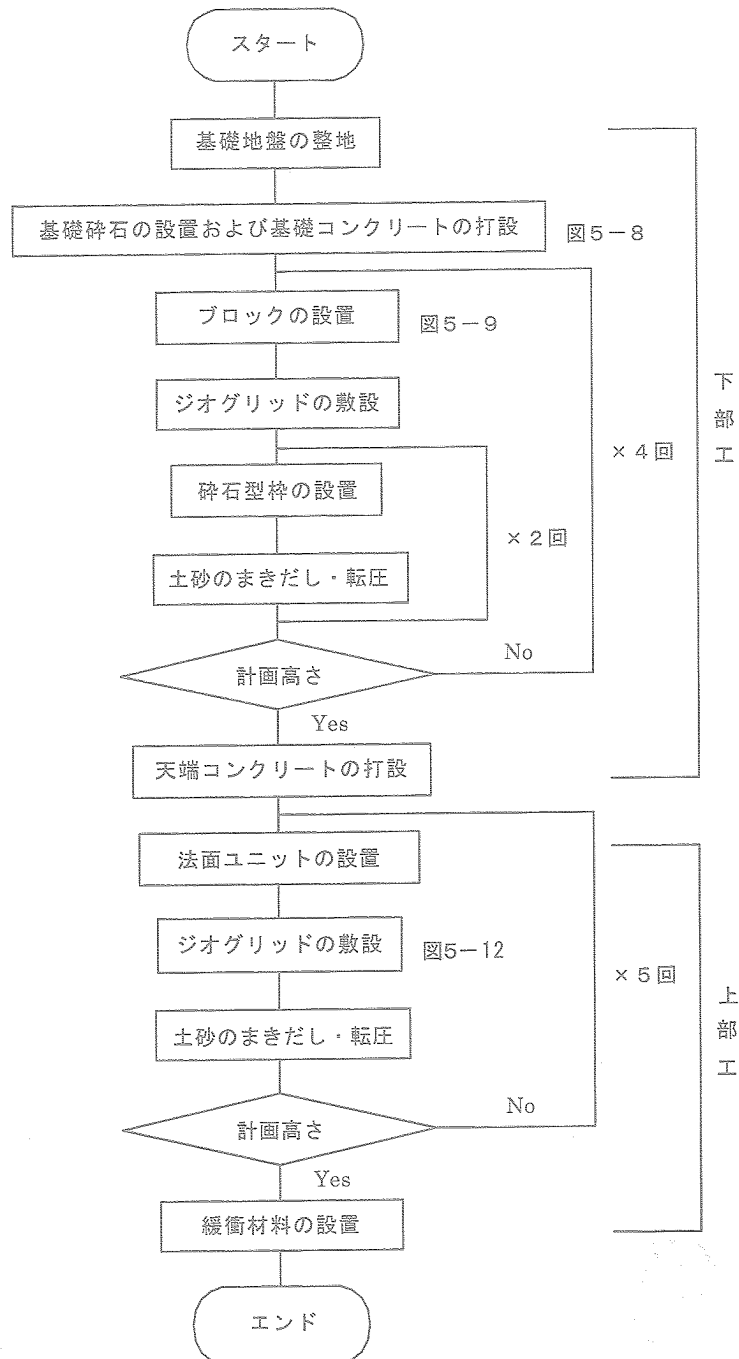


図5-7 施工フロー図

本実験では、通常の大型ブロック積み擁壁工法と同様な施工を行った。図5-8、図5-9は、フロー図に示す作業となる。図5-10は、変形吸収層を示している。スロープ型ジオロックウォールの二重壁構造は、壁面ブロックに直接土圧が作用しないことと、転圧が法肩近傍まで可能となるため、構築中または構築完了後に発生する変形は抑制された。図5-11は、変形吸収材となる単粒度碎石（6号）の投入状況である。変形吸収材は、最上段のブロック高さまで補強土壁が立ち上がった段階で投入した。図5-12は、落石がジオシンセティックスに及ぼす影響を確認するため、ひずみゲージ付きのジオシンセティックスを敷設した状況を示す。図5-13は、本現場における、スロープ型ジオロックウォールの構築完了後の全景である。

本現場は、地山が迫っている狭小な地形における施工となったが、施工性に問題なく構造物を構築できた。土砂の搬入などは、構造物の計画位置の付近にヤードを確保できたため、順調に行われた。0.2m<sup>3</sup>および0.4m<sup>3</sup>程度のバックホウを用いて施工を行った。

今回の実験より、スロープ型ジオロックウォールは、狭小な地形においても十分施工が可能であることが確認できた。



図5-8 基礎コンクリート



図5-9 壁面ブロックの設置



図5-10 変形吸収層



図5-11 単粒度碎石投入

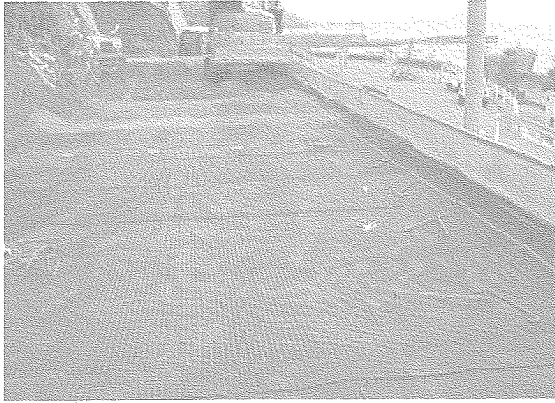


図5-12 ひずみゲージ付きのジオグリッドの敷設

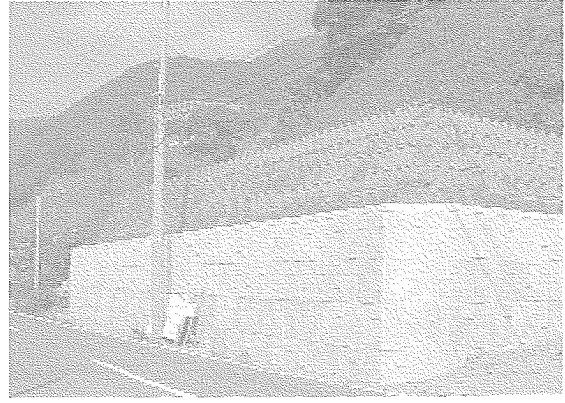


図5-13 落石防護擁壁の全景

#### 5.4 実験結果および考察

##### 5.4.1 落下実験

落石現場実験は、表5-1で示した岩石を斜面上方から落下させた。落石の軌跡が確認できるように斜面の草木の伐採を行い、確実にポケット部へ落下させるため、簡易なフェンスを設置した。7回目の落下（実験-7）以降は、簡易フェンスを撤去した状態で実験を行った。落石現場実験の状況を図5-14に示す。

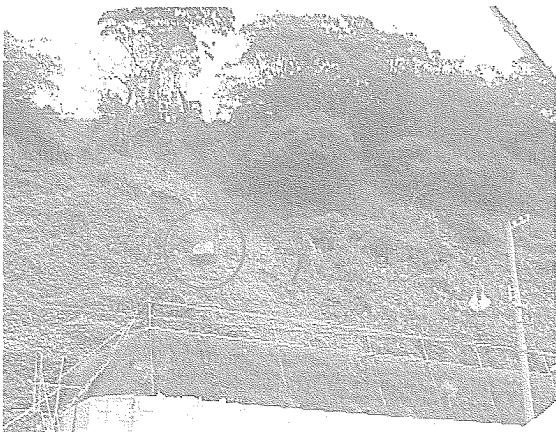


图 5 - 14 实验状况



## 5.4.2 計測結果

### (1) 落下位置および貫入量

落石現場実験における各岩石の落下位置と小型加速度計の位置関係を図5-15～図5-22に示す（ここで、○：落石、△：加速度計を示す）。

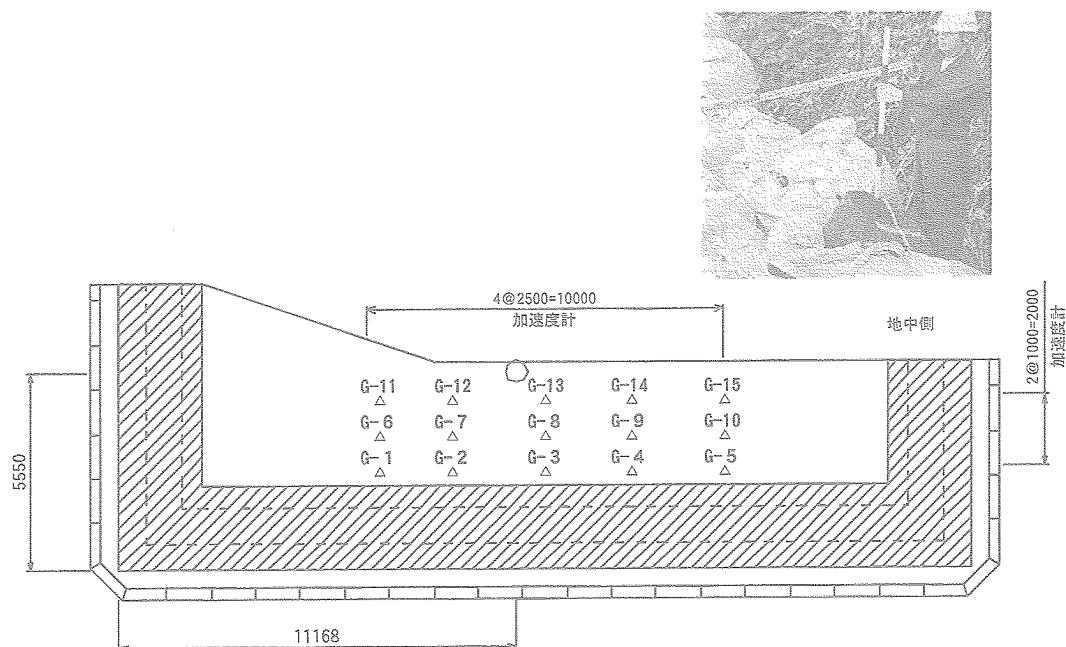


図5-15 落石落下位置および計測状況（実験-2）

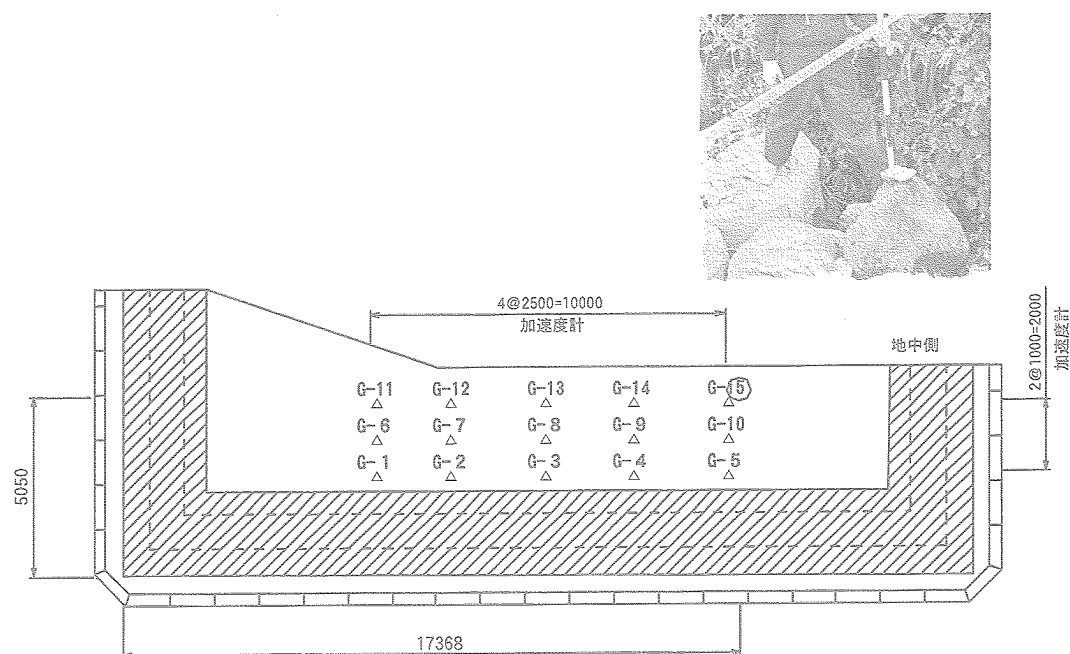
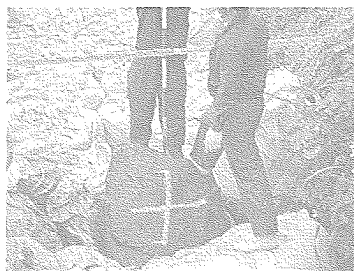
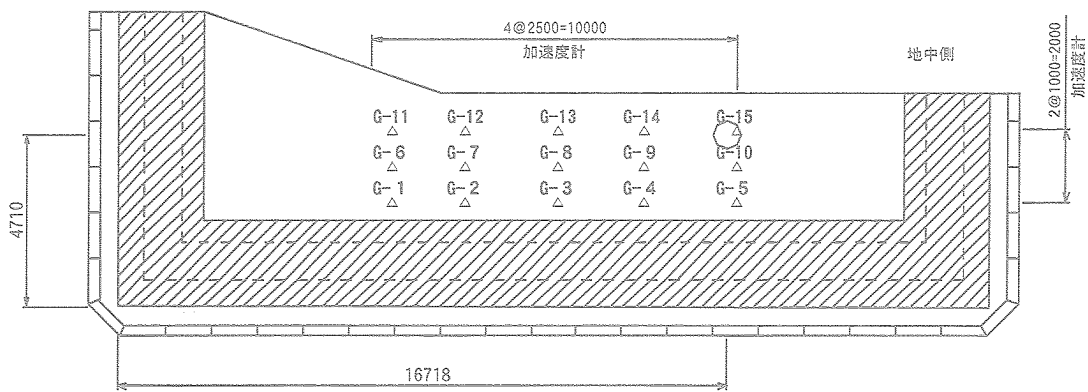


図5-16 落石落下位置および計測状況（実験-3）

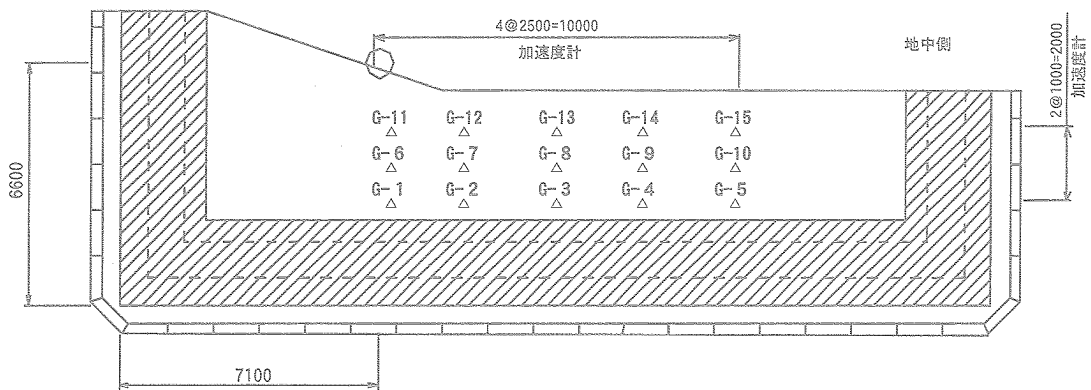


落下地点の計測

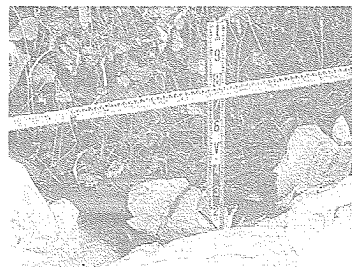


落石撤去後の計測

図5-17 落石落下位置および計測状況 (実験-4)



落石地点の計測



落石撤去後の計測

図5-18 落石落下位置および計測状況 (実験-5)

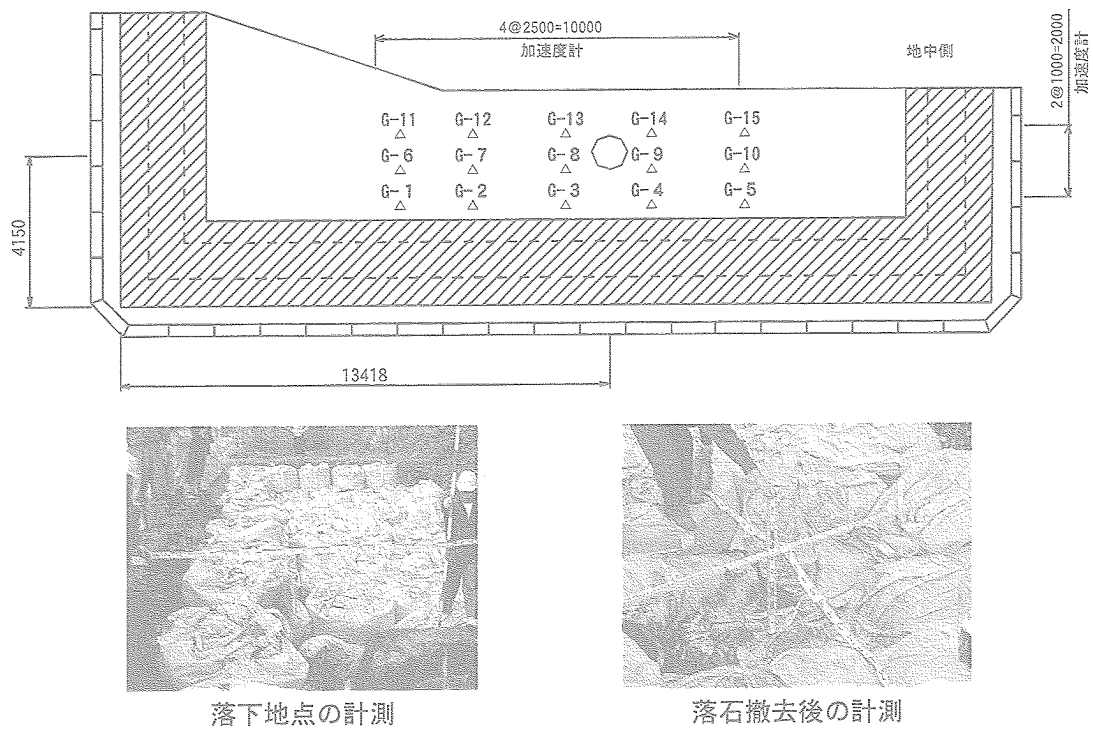


図5-19 落石落下位置および計測状況（実験-6）

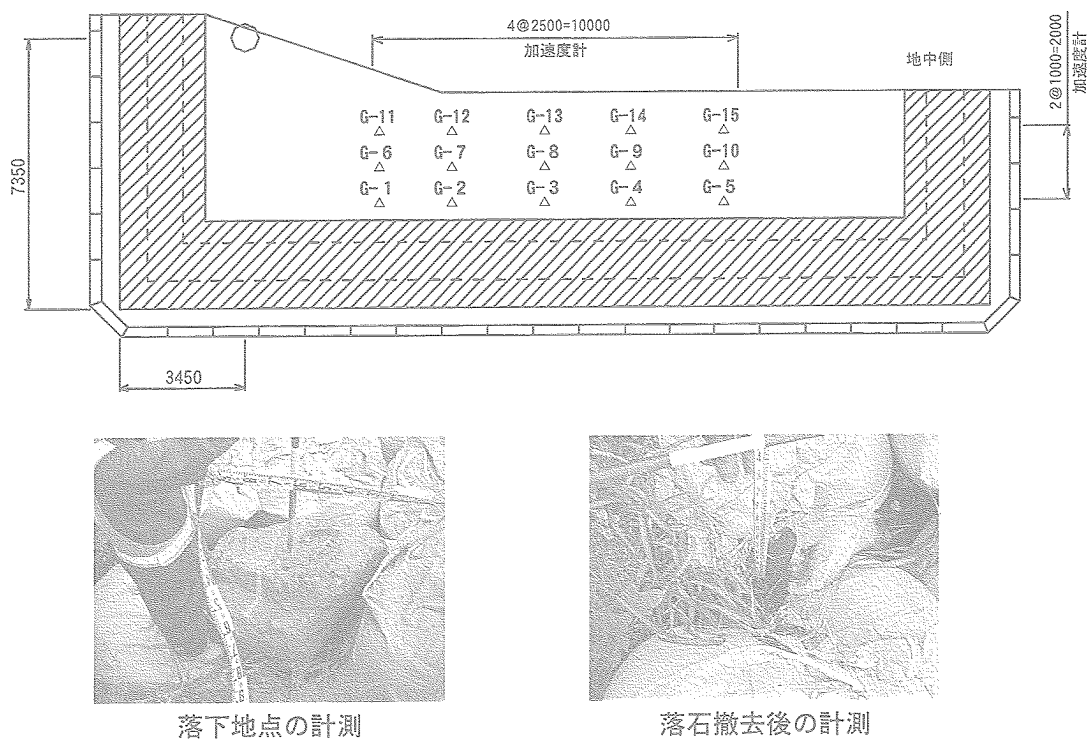
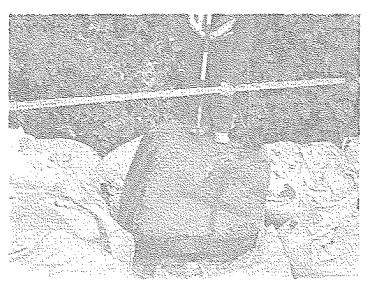
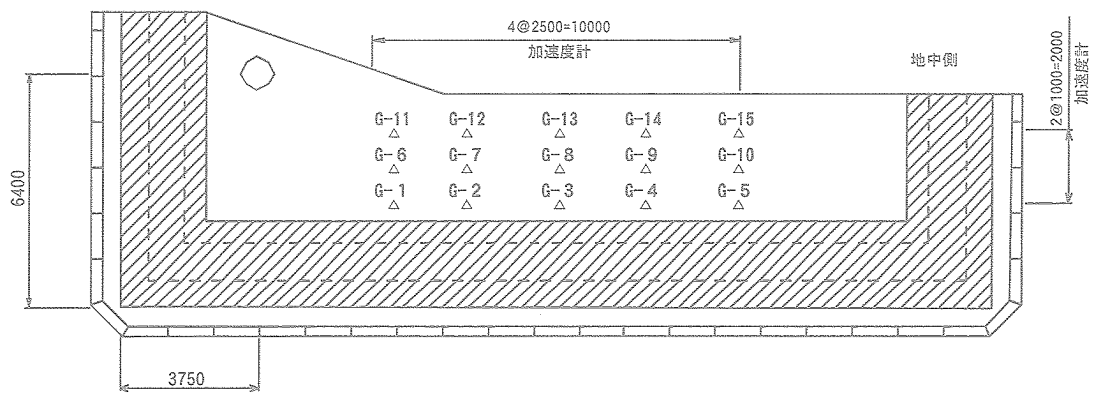
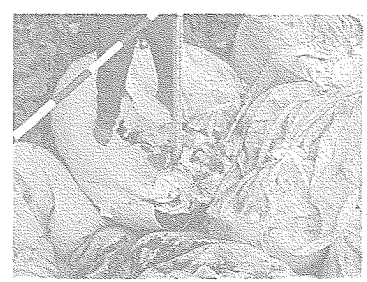


図5-20 落石落下位置および計測状況（実験-7）

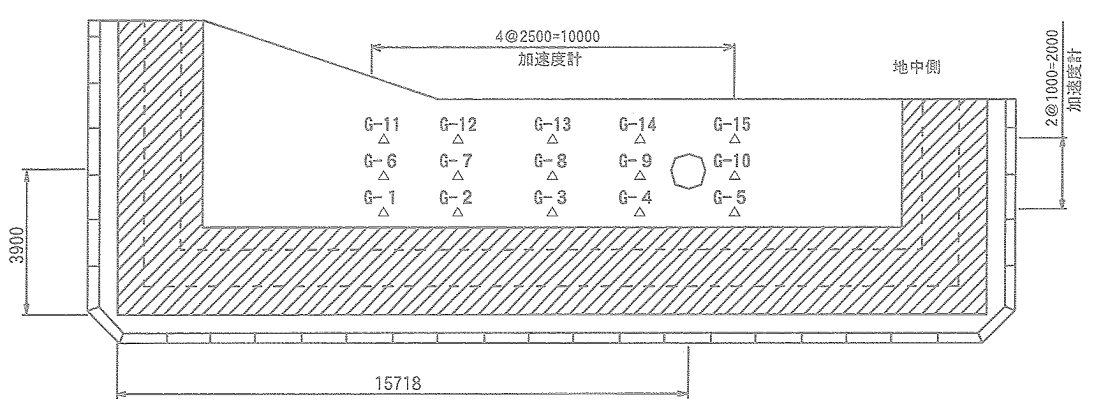


落下地点の計測

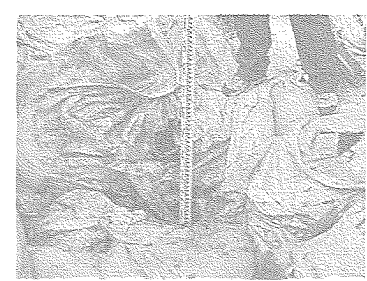


落石撤去後の計測

図5-21 落石落下位置および計測状況 (実験-8)



落下地点の計測



落石撤去後の計測

図5-22 落石落下位置および計測状況 (実験-9)

落石撤去後に計測した落石の最大貫入量および高速ビデオカメラから求めた落石のリバウンド高さと衝突速度を表5-2に示す。

表5-2 実測値および解析データ値

項目	実測値			高速ビデオ解析データ値		
	落石形状 (m)	落石重量 (kN)	現場計測貫入量 (m)	落石リバウンド高さ (m)	衝突速度 (m/sec)	貫入量 (m)
実験-1	0.7×0.5×0.3	2.6	—	—	—	—
実験-2	0.8×0.6×0.5	6.0	—	0.20	11.15	0.10
実験-3	0.7×0.7×0.6	7.3	—	0.19	10.47	0.10
実験-4	0.9×0.9×0.5	10.0	0.65	0.89	20.05	0.47
実験-5	0.9×0.8×0.7	12.0	0.76	—	—	—
実験-6	1.1×1.1×0.7	21.0	0.63	0.73	14.06	0.39
実験-7	0.9×0.8×0.6	10.8	0.48	1.00	8.23	0.09
実験-8	0.7×0.9×1.1	17.3	0.30	0.87	9.64	0.16
実験-9	1.1×1.1×0.7	21.2	0.45	1.07	19.94	0.45

(2) 衝撃加速度

地盤内の衝撃加速度は、落石荷重条件が比較的大きい表5-2における実験-6、実験-9の結果を示す。

① 実験-6

図5-23、図5-24は、実験-6（落石重量：21.0kN）における加速度計（G-3、G-4、G-9、G-13）で計測された結果を示す。落石衝撃力による補強土壁内の最大衝撃加速度は7.9m/sec<sup>2</sup>である。この結果より、小型加速度計の設置箇所での鉛直変位を求めると2.0mmとなった。

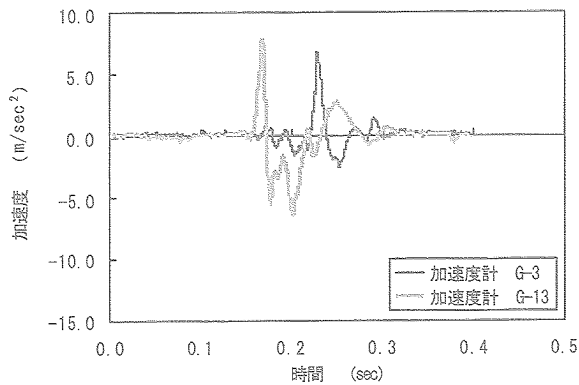


図5-23 落下地点付近の加速度

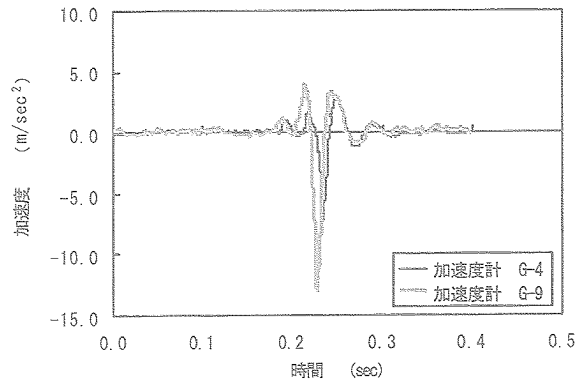


図5-24 落下地点付近の加速度

② 実験－9

図5-25、図5-26は、実験－9（落石重量：21.2kN）における加速度計（G-4、G-5、G-9、G-10）で計測された結果を示す。落石衝撃力による補強土壁内の最大衝撃加速度は $12.0\text{m/sec}^2$ である。この結果より、小型加速度計の設置箇所での鉛直変位を求めると $4.0\text{mm}$ となった。

これらの結果から、約 $21.2\text{kN}$ の落石が $30.0\text{m}$ の高さから落下してきた場合でも、小型加速度計の設置箇所に生じる鉛直変位は、ほとんど確認されなかった。

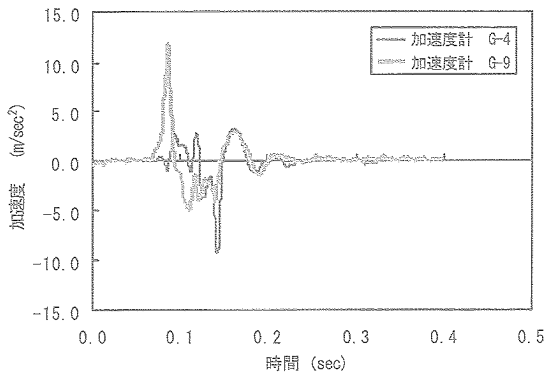


図5-25 落下地点付近の加速度

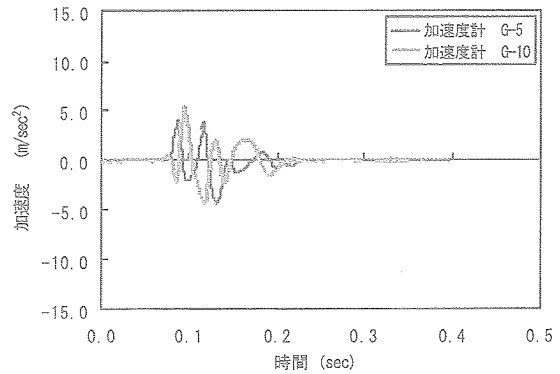


図5-26 落下地点付近の加速度

(3) 衝撃力

図5-27は、第3章の(式3.1)を用い、ラーメの定数 $\lambda = 1000\text{kN/m}^2$ として算出した各落石ケースでの鉛直落下と、等価摩擦係数 $\mu = 0.25$ 、 $0.35$ の場合における衝撃力と、高速度ビデオカメラから解析して求めた落石衝撃力（実験値）を示す。衝撃力の実験値が小さくなった要因としては、落石の軌道を修正するために設置した簡易フェンスに落石が接触し、減衰したことなどによる影響と考えられる。図5-27に示す実験－4と実験－9の衝撃力より、

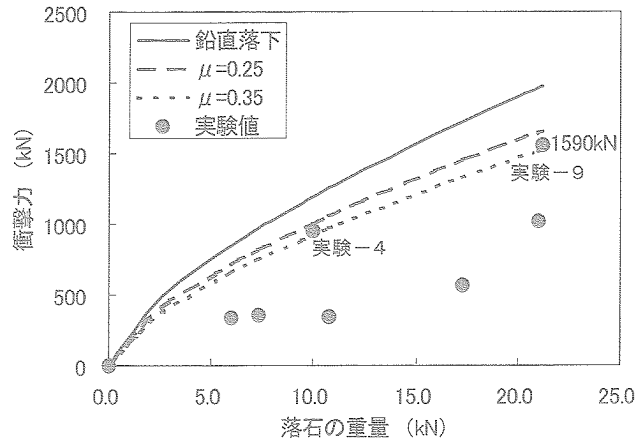


図5-27 落石重量と衝撃力の関係

り、等価摩擦係数を逆算して求めると $\mu = 0.3$ 程度となり、落石対策便覧に記載されている「斜面の種類と等価摩擦係数の関係表」からC区分に属することが確認できた。

これは、本現場における斜面の種類と一致した。したがって、高速度ビデオカメラによる解析から得られた落石衝撃力は、推定式から算出した結果を再現しており、その妥当性が確認できる。また、実験から得られた最大衝撃力は、1590kNとなり、本構造物の設計衝撃力の1727kNに近い衝撃力となった。

#### (4) 壁面水平変位

壁面水平変位は、施工時および落石実験後の結果を示す。図5-28は、施工中から施工後に計測した壁面水平変位を示す。これより最大壁面水平変位は、道路側へ10.0mm程度となる。補強土壁では、壁面の許容水平変位量が、壁面高さの3.0%となる。したがって、落石防護擁壁の壁面水平変位は、ほとんど発生していない。図5-29は、実験直前に測定した値を初期値とし、落石実験後に計測した壁面水平変位の結果を示す。この結果より、最大水平変位は5.0mm程度であり、落石による影響はほとんど受けていない。したがって、十分安定した構造物であることが実証できた。

#### 5.4.3 考察

今回の実験からは、最大で1590kNの落石衝撃力が計測された。これは、本構造物の設計荷重である1727kNに近い衝撃力であった。しかし壁面に発生した水平変位や補強土壁部の鉛直変位は微小であった。したがって、スロープ型ジオロックウォールは、実際の落石に対して防護機能を十分に発揮し、安全な構造物であることが確認できた。

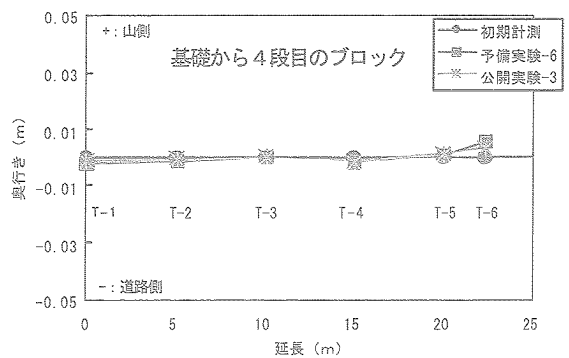
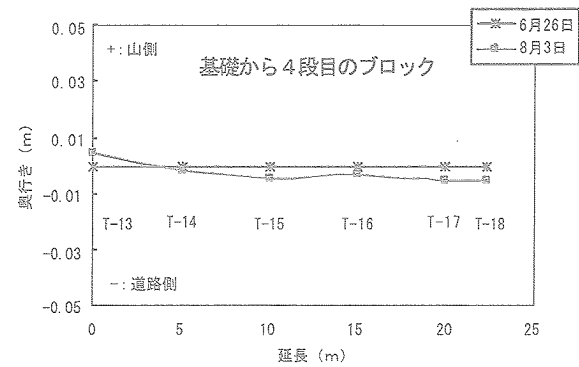
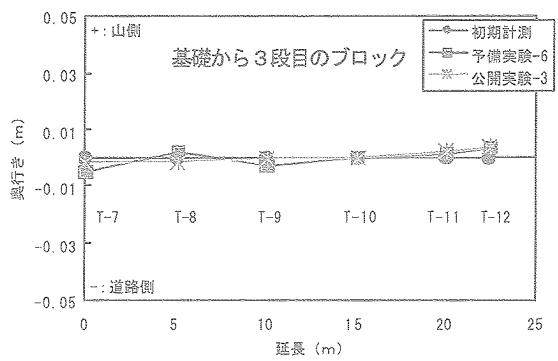
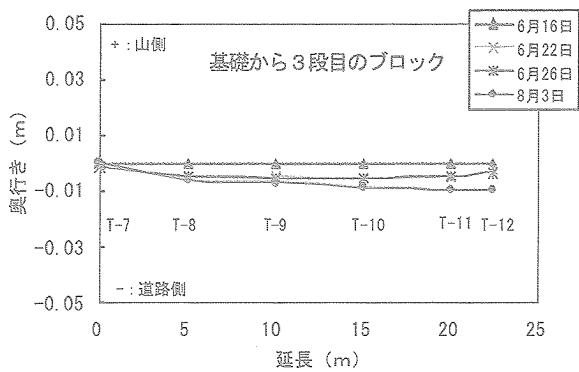
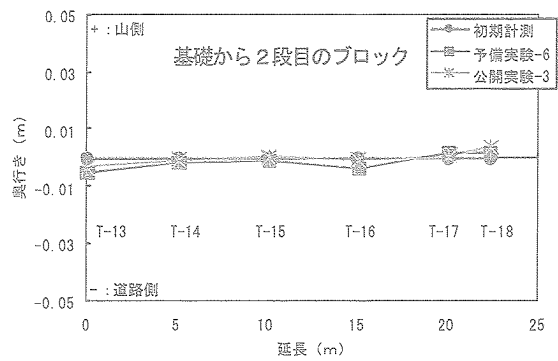
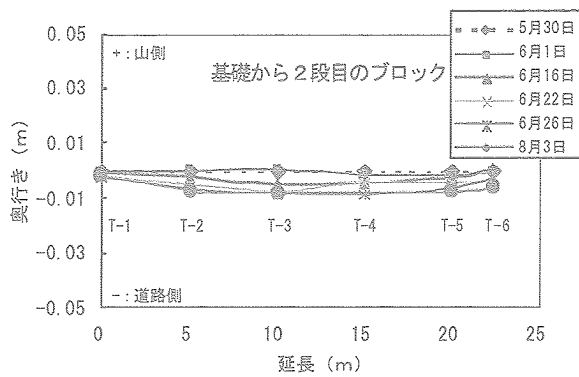


図5-28 施工中から施工後の変形

図5-29 落石実験後の変形



## 第6章 スロープ型ジオロックウォールの設計方法 (案)

### 6.1 設計法の概要

これまでの研究から、スロープ型ジオロックウォールが有効な落石対策工であることが実証できた。重錘を用いた実物大現場落下実験からは、衝撃力の分散幅や「振動便覧の式」が利用できることがわかった。ここでは、スロープ型ジオロックウォールの設計法について提案する。

### 6.2 落石荷重の設定

#### 6.2.1 落石の落下高さ

自由落下する落石の落下高さは、落差Hをそのまま使用するものとするが、勾配 $\theta$ の斜面に沿って落下してくる落石の落下高さは、式6.1により換算する。等価摩擦係数は、落石対策便覧の「斜面の種類と等価摩擦係数 $\mu$ の値」を参考とする。

$$H = \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot H_0 \quad \dots\dots\dots \text{(式 6. 1)}$$

ここで、

- $H$  : 換算落下高さ (m)
- $H_0$  : 斜面の落差 (m)
- $\theta$  : 斜面の勾配 ( $^\circ$ )
- $\mu$  : 斜面の等価摩擦係数

#### 6.2.2 落石の衝撃力

第3章で述べた実物大現場落下実験より、落石の衝撃力は落石対策便覧の「振動便覧の式」を利用できることが確認された。したがって、式6.2より落石の衝撃力を推定する。

$$P = 2.108 \cdot (mg)^{(2/3)} \cdot \lambda^{(2/5)} \cdot H^{(3/5)} \quad \dots\dots\dots \text{(式 6. 2)}$$

ここで、

- $P$  : 落石の衝撃力 (kN)
- $mg$  : 落石の重量 =  $W$  (kN)
- $\lambda$  : 衝撃緩衝材のラーメの定数 (一般に砂の場合は、1000kN/m<sup>2</sup>)

### 6.2.3 落石の分布幅

第3章で述べた実物大現場落下実験結果から、衝撃鉛直土圧は1:0.5以上で分散することが確認された。衝撃鉛直土圧の分散については、米田、鷺田らの研究により、敷き砂に対する重錘落下実験で1:0.5~1:0.8の範囲にあると報告されている。したがって、スロープ型ジオロックウォールは、図6-1に示すように衝撃鉛直土圧が1:0.5にて衝撃緩衝材層で分散されるものとする。分布荷重は、衝撃緩衝材の下面で層厚が落石の分布幅となる。したがって、落石衝撃力は分布荷重として補強土壁の天端に作用させる。

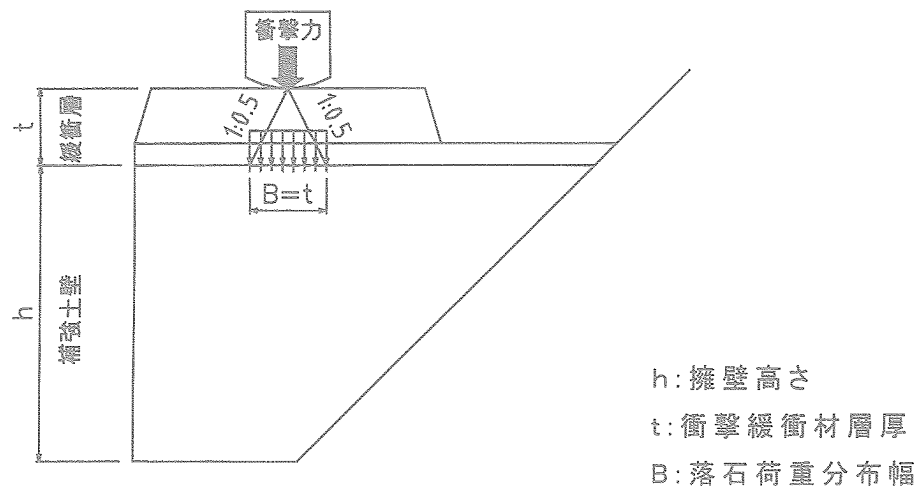


図6-1 衝撃鉛直土圧の分散範囲

### 6.3 内的安定の検討

スロープ型ジオロックウォールに作用する落石衝撃力は、図6-2で示すように補強土壁内部で分散されるため、補強土壁が抵抗する有効な分担幅がある。実物大現場落下実験より、荷重の分散勾配は1:0.7となることが確認できたが、内的安定の検討では、安全側を考慮して、式6.3に示す落石衝撃力が1:0.5で分散した場合における擁壁高さの1/2を分担幅とする。構造計算は、分担幅を考慮した分布荷重をスロープ型ジオロックウォールの天端に作用させた状態で行うものとする。分布荷重は、式6.4に示す。

$$B_0 = B + \frac{H}{2} \dots\dots\dots (式6.3)$$

$$q_r = \frac{P}{B \cdot B_0} \dots \dots \dots \text{(式 6. 4)}$$

ここで、

- $B_0$  : 補強土壁部荷重分担幅
- $B$  : 緩衝部荷重分布幅 (落石荷重分布幅)
- $H$  : 擁壁の高さ
- $q_r$  : 設計落石荷重
- $P$  : 落石衝撃力

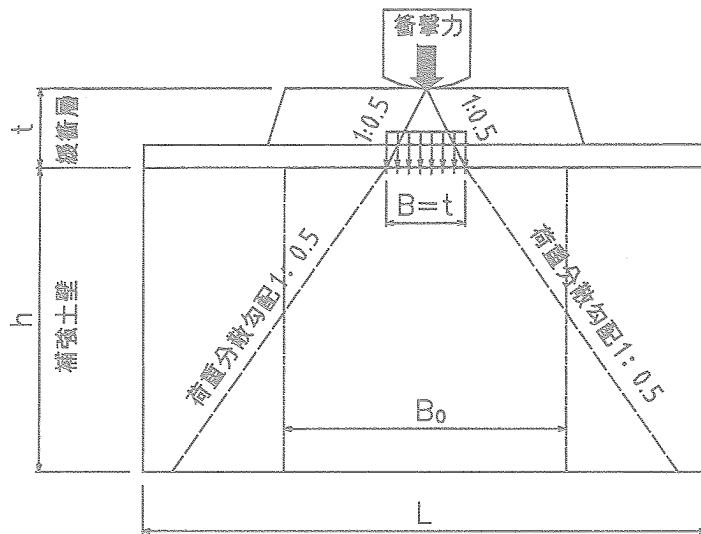


図 6-2 落石衝撃力の分担幅

補強土壁の内的安定の検討は、円弧すべり法もしくは試行くさび法を用いて、設計安全率を満足するのに必要な補強材の引張り強さ、敷設配置および敷設長さを検討する。ここで、落石時のすべりに対する設計安全率は  $F_s=1.0$  とする。また、補強材の引張り強さは、短期荷重として考慮するため、クリープの影響を考慮しないものとする。

#### 6. 4 外的安定の検討

外的安定は、内的安定の検討から求めた敷設配置による補強領域を仮想的な擁壁とみなし、擁壁に作用する土圧などの外力に対する、滑動、転倒、支持力に対する安定について検討する。外的安定の検討に用いる土圧は、試行くさび法によって求める。

## 6.5 落石現場実験の構造計算

福井県丹生郡越廼村浜北山の一般国道305号沿線で行われた、落石現場実験(第5章)で施工したスロープ型ジオロックウォールの構造計算を以下に示す。

### 6.5.1 設計条件

想定した落石重量は26.5kN、落下高さが25m、落石の跳躍高さを2.0mとして設計を行った。使用した盛土材の特徴を表6-1に示す。

表6-1 盛土材の定数

項目	単位	定数
盛土材の単位体積重量	(kN/m <sup>3</sup> )	19.0
盛土材の内部摩擦角	(°)	30.0
盛土材の粘着力	(kN/m <sup>2</sup> )	10.0

### 6.5.2 落石荷重の計算

#### (1) 落下高さ

本現場は、地山の斜面勾配が45°程度である。斜面の種類は、落石対策便覧の「斜面の種類と等価摩擦係数 $\mu$ の値」からC区分となる。したがって、設計に用いる等価摩擦係数 $\mu$ は、0.25とする。

$$\begin{aligned} H' &= \left(1 - \frac{\mu}{\tan \theta}\right) \cdot H \\ &= \left(1 - \frac{0.25}{\tan 45}\right) \times 25.0 \\ &= 18.8 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、

$H'$  : 換算落下高さ (m)

$H$  : 斜面の落差 (m)

$\theta$  : 斜面の勾配 (°)

$\mu$  : 斜面の等価摩擦係数

## (2) 落石衝撃力

落石衝撃力は、落石対策便覧の「振動便覧の式」を用いて算出する。

$$\begin{aligned} P &= 2.108 \cdot (mg)^{(2/3)} \cdot \lambda^{(2/5)} \cdot H^{(3/5)} \\ &= 2.108 \times 26.5^{(2/3)} \times 1000^{(2/5)} \times 18.8^{(3/5)} \\ &= 1727 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここで、

$$mg = W$$

$\lambda$ : 衝撃緩衝材のラーメの定数 (一般に砂の場合は、1000kN/m<sup>2</sup>)

## (3) 落石荷重の分布幅

落石が衝撃緩衝材に衝突した場合、落石衝撃力は 1:0.5 で緩衝材下面に分布する。したがって、落石荷重の分布幅 B は、緩衝材層の厚さを 1.5m とするため、以下のとおりとなる。

$$B = t = 1.5 \text{ m}$$

ここで、

衝撃緩衝材層の厚さ  $t = 1.5 \text{ m}$

## (4) 補強土壁の有効幅

落石荷重が作用する延長方向の有効幅  $B_0$  は、衝撃力の分散勾配を 1:0.5 とした場合の擁壁高さの 1/2 の延長を有効幅とする。

$$\begin{aligned} B_0 &= B + \frac{H}{2} \\ &= 1.5 + \frac{4.50}{2} \\ &= 3.75 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、

補強土壁の高さ  $H = 4.50 \text{ m}$

以上より、有効幅を 3.75m とする。

(5) 補強土壁に作用する落石衝撃力

補強土壁の天端に作用する落石衝撃力は、以下のとおりである。

$$\begin{aligned} q_r &= \frac{P}{(B \cdot B_0)} \\ &= \frac{1727}{(1.5 \times 3.75)} \\ &= 307 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

以上より、補強土壁の上部に $q_r=300\text{kN/m}$ の外力が作用すると考えて、補強土壁の安定計算を行う。また、落石時は地震時と同様に、安全係数などを設定する。

6.5.3 補強土壁の検討

上記で算出した落石荷重を補強土壁の天端に作用させ、円弧すべり法で構造計算を行う。ここでは計算結果のみを示し、詳細な構造計算については、「第2編 資料」に記載する。

(1) 補強材の引張強さ

補強材の設計引張強さは、表6-2に示す。

表6-2 補強材の引張り強さ

名 称	規 格	T <sub>max</sub> (kN/m) 引張強さ	材 料 安 全 率				TA (kN/m)	TAE (kN/m)
			F <sub>cr</sub>	F <sub>D</sub>	F <sub>C</sub>	F <sub>B</sub>	常時	落石時
ROCKDEM	RD3305	33.0	1.73	1.00	1.00	1.00	19.0	33.0

(2) 補強材の敷設配置

各段の敷設間隔および敷設長さは、図6-3および表6-3に示す。

表6-3 補強材の敷設配置

位置 番号	天端から 敷設深さ h (m)	敷設間隔 V (m)	引張力 T (kN/m)		必要敷設長 L (m)		敷設長 L (m)
			常時	落石時	常時	落石時	
8	0.25	0.25	4.907	1.836	3.452	3.201	6.4
7	0.75	0.50	5.596	2.094	3.346	3.123	6.0
6	1.35	0.60	6.683	1.656	3.024	2.834	5.4
5	1.95	0.60	7.373	2.010	2.682	2.526	4.8
4	2.55	0.60	8.143	2.374	2.321	2.200	4.2
3	3.15	0.60	7.340	2.747	1.939	1.854	3.6
2	3.75	0.60	8.352	3.125	1.536	1.488	3.0
1	4.35	0.60	7.033	2.632	1.110	1.100	2.4
合計	4.50						35.8

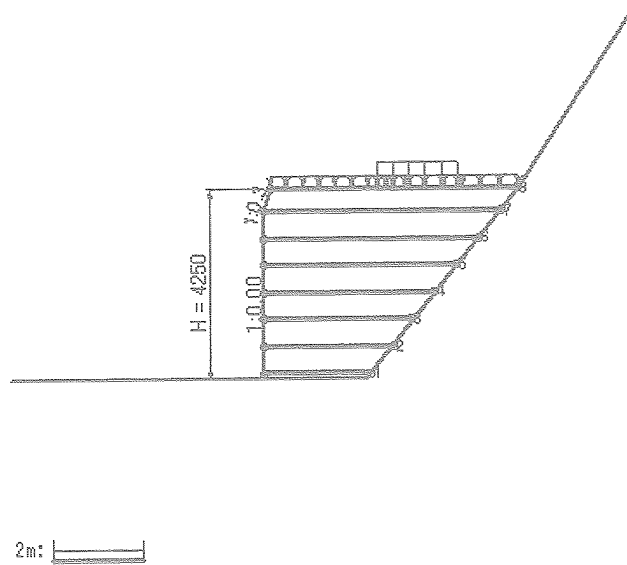


図6-3 補強材の敷設配置

(3) 全体の円弧すべり安定計算

補強土領域を含む全体の円弧すべり計算の結果を表6-4に示す。

表6-4 円弧すべりの計算結果

ケース	円弧中心座標		半径 R (m)	F <sub>min</sub>	F <sub>sa</sub>	判定
	X (m)	Y (m)				
常時	-17.5	17.5	24.7	1.6	1.20	○
落石時	-3.0	7.0	7.6	1.1	1.00	○

#### (4) 外的安定の検討

ジオシンセティックスの一体化効果により、補強土領域を仮想的な擁壁とみなし、外的安定の検討を行う。検討結果は表6-5に示す。

表6-5 外的安定の計算結果

項目	記号	単位	常時		落石時	
			計算結果	判定	計算結果	判定
滑動に対する安定	Fs	—	8.7 (1.5)	○	15.7 (1.2)	○
転倒に対する安定	e	m	0.1 (0.7)	○	-0.6 (1.5)	○
支持力に対する安定	q	kN/m <sup>2</sup>	118.3 (300.0)	○	220.6 (450.0)	○

#### 6.6 スロープ型ジオロックウォールの挙動照査

第5章で述べたが、高速度ビデオカメラによる解析から得られた最大落石衝撃力は、1590kN となった。これに対し、スロープ型ジオロックウォールの設計落石衝撃力は、1727kN であり、近い落石衝撃力が作用した。表6-6は、壁面ブロックに生じた最大水平変位と補強土壁工法の壁面における鉛直度管理の許容値を示す。

表6-6 壁面ブロックの水平変位

実験値		許容値 (mm)
施工時 (mm)	実験後 (mm)	
10.0	5.0	112.5

以上より、スロープ型ジオロックウォールに落石衝撃力が加わった場合、壁面に生じる水平変位は 5.0mm 程度である。したがって、本設計法(案)により構築したジオロックウォールは、その機能を十分に発揮し、安全性の高い構造物であることが実証できた。



## 第7章 まとめ

今回の一連の実験より得られた結果をまとめると以下のとおりとなる。

### 7.1 重錘を用いたミニチュアモデル現場落下実験

- 1) ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁は、ジオシンセティックスを使用しない防護擁壁と比較して、重錘衝撃力が大きな値を示す。
- 2) ジオシンセティックスを敷設すると重錘の貫入量が減少する。
- 3) ジオシンセティックスを敷設することにより、壁面の水平変位を抑制できる。

### 7.2 重錘を用いた実物大現場落下実験

- 1) 重量が51.7kNの重錘を高さ20mから落下させても、スロープ型ジオロックウォールは、十分防護擁壁としての機能を発揮する。
- 2) 落石防護擁壁として十分安心感のある構造物である。
- 3) 重錘衝撃力は、壁面の水平変位にあまり影響をおよぼさない。
- 4) 振動便覧の推定式より、落石衝撃力が推定できる。

### 7.3 衝撃緩衝性能実験

- 1) クリンカーアッシュは砂と同様な性能を示す。
- 2) クリンカーアッシュは、衝撃緩衝材として使用可能である。
- 3) ただし、クリンカーアッシュは、無転圧の充填状態で、緩衝材層の厚さが薄いと緩衝性能が発揮されない。
- 4) タイヤ片は、材料自身の許容圧縮量を超えると急激に衝撃力が増加する。
- 5) 発泡ガラスは、繰返しの荷重でも重錘の貫入量に影響しない。

### 7.4 落石現場実験

- 1) 設計時の落石衝撃荷重と近い衝撃力が作用しても、十分防護擁壁としての機能を発揮する。
- 2) 落石防護擁壁として十分安心感のある構造物であることが実証された。
- 3) スロープ型ジオロックウォールは、狭小な地形でも有効である。
- 4) 落石による防護擁壁の鉛直変位は、緩衝材層の変形だけで、その下に位置する補強土壁は、ほとんど発生しない。

5) 落石による水平方向の壁面変位は、ほとんど発生しない。

## 7.5 設計方法

- 1) 内的安定の検討では、落石衝撃力が1:0.5で分散した場合での擁壁高さの1/2が分担幅となる。
- 2) スロープ型ジオロックウォールに作用する落石衝撃力は、分担幅を考慮した荷重とする。

本報告に示した実験より、ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁は、落石に対し安全であり、かつ機能を十分発揮することが実証された。また、振動便覧の推定式から落石の衝撃力が推定できることから、構造物の安定計算では、一般的に用いられている円弧すべり法もしくは試行くさび法などにより検討することを提案した。今後、さらに改良を行い、性能および経済性に優れた工法として全国で普及することを期待する。

## 【参考文献】

- 1) 社団法人日本道路協会：落石対策便覧改訂版，2000. 10
- 2) 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，第13回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集，国際ジオシンセティックス学会日本支部，pp60\_68，1998. 12
- 3) 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，第14回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集，国際ジオシンセティックス学会日本支部，pp92\_100，1999. 12
- 4) 土質工学会：補強土工法，p64，1986. 5
- 5) 淵上正浩，小畑康隆，荒井克彦，小嶋啓介，井上昭一，久保哲也：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，第15回ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集，国際ジオシンセティックス学会日本支部，pp350\_359，2000. 12
- 6) 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，pp161\_166，1993. 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)，2000. 2
- 8) 久保哲也，横田善弘，吉田真輝，荒井克彦，篠原久雄，竹内一介，和田秀一：ジオシンセティックスを用いた落石防護擁壁の実証実験(その1-施工性の確認と予備実験)，ジオシンセティックスシンポジウム発表論文集，国際ジオシンセティックス学会日本支部，pp141\_146，2001. 12
- 9) 土木学会構造工学委員会，衝撃問題小委員会：構造物の衝撃挙動と設計法ー落石覆工の設計法ー，1995. 4

< 第 2 編 資 料 >

資料－1

産学官共同研究支援事業

(地盤繊維を用いた落石防護擁壁)

スロープ型ジオロックウォール構造計画書

## 目次

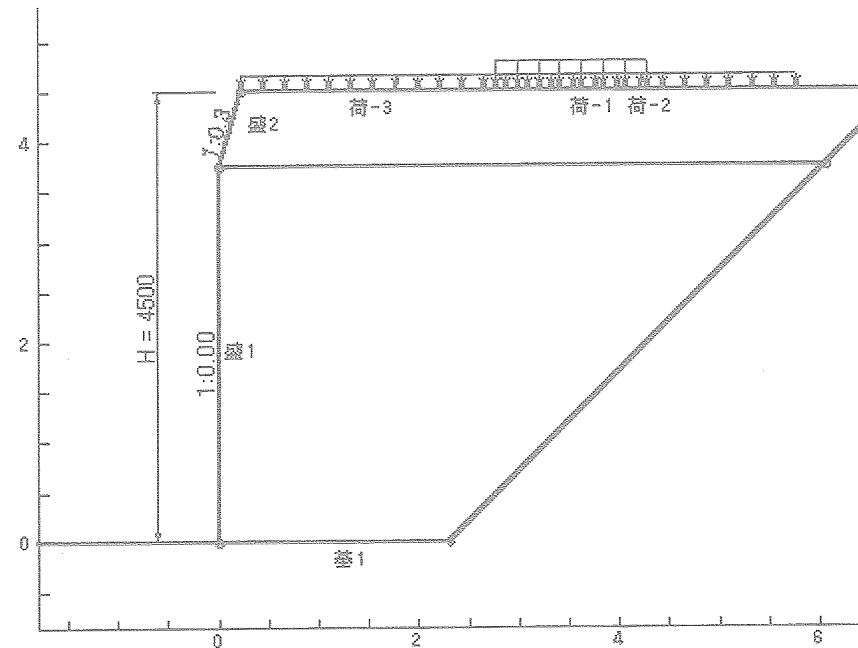
1. 設計条件	1
1.1 計画補強土壁断面および土質材料の設計定数	1
1.2 ジオテキスタイルの材料	2
1.3 設計安全率	3
2. 計算結果の総括	4
2.1 補強材の使用材料および配置	4
2.2 外的安定の検討	4
2.3 補強時全体の円弧すべり安定計算	5
3. 内的安定検討【常時の場合】	6
3.1 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定	6
3.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査	9
3.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算	13
4. 内的安定検討【落石時の場合】	14
4.1 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定	14
4.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査	17
4.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算	21
5. 外的安定の検討【常時の場合】	22
5.1 仮想的な擁壁に作用する荷重	22
5.2 滑動に対する安定	23
5.3 転倒に対する安定	24
5.4 基礎地盤の支持力に対する安定	25
6. 外的安定の検討【落石時の場合】	26
6.1 仮想的な擁壁に作用する荷重	26
6.2 滑動に対する安定	27
6.3 転倒に対する安定	28
6.4 基礎地盤の支持力に対する安定	29
7. 補強時の全体安定検討【常時の場合】	30
7.1 計算式	30

7.2 全体安定検討 [常時 - 1]	31
8. 補強時の全体安定検討【落石時の場合】	33
8.1 計算式	33
8.2 全体安定検討 [落石時 - 1]	34
9. 参考資料	36
9.1 盛土形状座標データ	36
9.2 基礎地盤座標データ	36
9.3 設計土層座標データ	36
9.4 設計外力データ	36
9.5 参考文献	36
比較表	37

# 1. 設計条件

## 1.1 計画補強土壁断面および土質材料の設計定数

### (1) 計画補強土壁断面形状



- (2) 壁面工の形式 : パネル形式
- (3) 補強土壁の高さ :  $H = 4.500$  (m)
- (4) 基本締固め層厚 :  $v_0 = 5.0$  (cm)
- (5) 設計外力

設計外力	死・活荷重	荷重の種類	荷重幅 (m)	記号	単位	常時	落石時
載荷重-1	死荷重	分布荷重	1.500	W1	kN/m <sup>2</sup>	0.000	300.000
載荷重-2	死荷重	分布荷重	3.340	W2	kN/m <sup>2</sup>	32.400	32.400
載荷重-3	死荷重	分布荷重	2.200	W3	kN/m <sup>2</sup>	27.600	27.600

### (6) 土質材料の設計定数

土層番号	H (m)	h (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	c' (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
盛土層 - 2	4.500	0.750	19.000	19.000	10.00	10.00	30.0
盛土層 - 1	3.750	3.750	19.000	19.000	10.00	10.00	30.0
基礎地盤- 1	—	—	19.000	19.000	30.00	—	35.0

本設計定数は内的安定および補強時の全体安定検討に用いる。

H : 基礎地盤面からの高さ (m)

h : 層厚 (m)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)



$c$  : 補強時の全体安定検討で用いる土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$c'$  : 内的安定検討で用いる土の粘着力  $\leq 10.0$  (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 土のせん断抵抗角 (°)

注;  $\gamma' = \gamma$  の時, 土層は水位より上である。

(7) ジオテキスタイルと土との摩擦補正係数および摩擦応力成分

土層番号	摩擦補正係数		摩擦応力成分	
	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$c^*$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi^*$ (°)
盛土層 - 2	0.50	1.00	—	—
盛土層 - 1	0.50	1.00	—	—

$\alpha 1, \alpha 2$  : ジオテキスタイルと土との摩擦に関する補正係数

$$\alpha 1 = c^*/c$$

$$\alpha 2 = \tan \phi^*/\tan \phi$$

$c^*$  : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi^*$  : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

1.2 ジオテキスタイルの材料

材料 No	名称	規格	材料単価 (円/m <sup>2</sup> )	Tmax (kN/m)	材料安全率			
					Fcr	FD	Fc	FB
12	ROCKDEM	RD3305	1,780	33.000	1.73	1.00	1.00	1.00

Tmax : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)

Fcr : クリープを考慮した材料安全率

$$Fcr = 1/\mu$$

$\mu$  : クリープ低減係数

FD : 耐久性を考慮した材料安全率

Fc : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

FB : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

### 1.3 設計安全率

安全率の種類	設計安全率	
	常時	落石時
内的安定・円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.20$	$F_s \geq 1.00$
引抜きに対する安全率	$F_s \geq 2.00$	$F_s \geq 1.20$
滑動に対する安全率	$F_s \geq 1.50$	$F_s \geq 1.20$
転倒に対する許容値	$e \leq L/6$	$e \leq L/3$
支持力に対する安全率	$F_s \geq 2.00$	$F_s \geq 1.50$
全体安定・円弧すべりに対する安全率	$F_s \geq 1.20$	$F_s \geq 1.00$

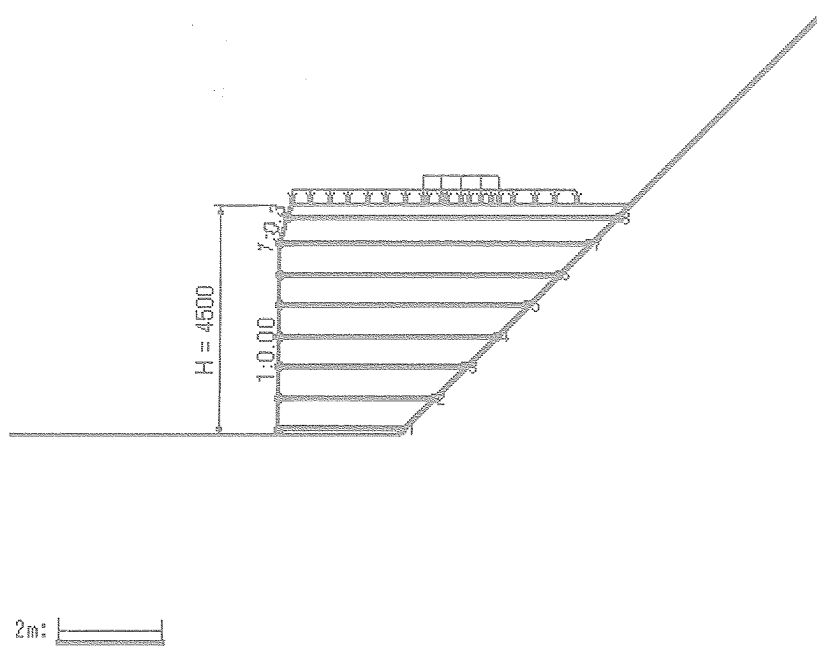
## 2. 計算結果の総括

### 2.1 補強材の使用材料および配置

#### 2.1.1 使用材料の設計引張強さ (常時: $T_A$ , 落石時: $T_{AE}$ )

材料 No	名称	規格	$T_{max}$ (kN/m)	材料安全率				$T_A$ (kN/m)	$T_{AE}$ (kN/m)
				$F_{cr}$	$F_D$	$F_C$	$F_B$		
12	ROCKDEM	RD3305	33.000	1.73	1.00	1.00	1.00	19.000	32.870

#### 2.1.2 ジオテキスタイルの配置



### 2.2 外的安定の検討

( )内は設計値

項目	記号	単位	常時		落石時	
			計算結果	判定	計算結果	判定
滑動に対する安定	$F_s$	—	8.718 (1.500)	○	15.739 (1.200)	○
転倒に対する安定	$e$	m	-0.037 (0.733)	○	-0.630 (1.467)	○
支持力に対する安定	$q$	kN/m <sup>2</sup>	118.336 (300.000)	○	220.609 (450.000)	○

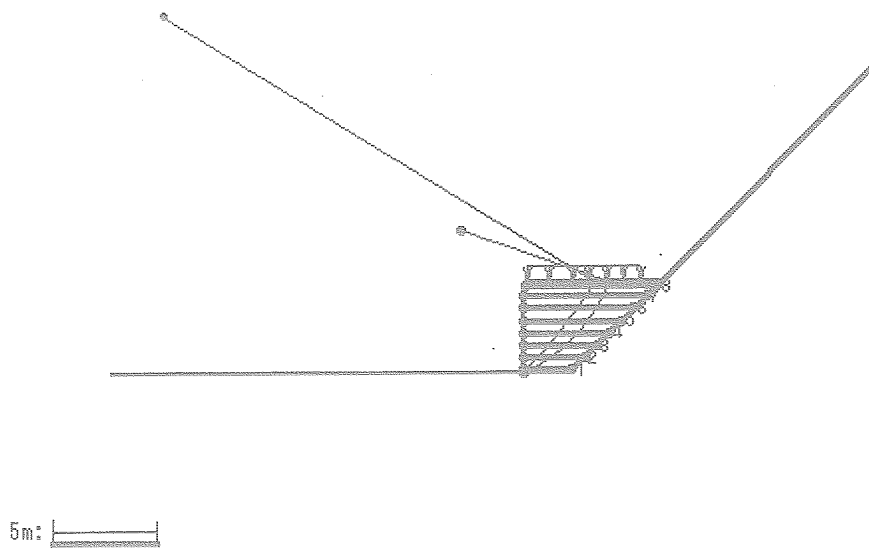
### 2.3 補強時全体の円弧すべり安定計算

#### 2.3.1 各段の使用材料・敷設間隔・敷設長

位置 番号	材料 No	天端から 敷設深さ h (m)	敷設間隔 V (m)	引張力 T (kN/m)		必要敷設長 L (m)		使用 敷設長 L (m)
				常 時	落石時	常 時	落石時	
8	12	0.250#	0.250	4.907	1.836	3.452	3.201	6.400
7	12	0.750	0.500	5.596	2.094	3.346	3.123	6.000
6	12	1.350	0.600	6.683	1.656	3.024	2.834	5.400
5	12	1.950	0.600	7.373	2.010	2.682	2.526	4.800
4	12	2.550	0.600	8.143	2.374	2.321	2.200	4.200
3	12	3.150	0.600	7.340	2.747	1.939	1.854	3.600
2	12	3.750	0.600	8.352	3.125	1.536	1.488	3.000
1	12	4.350	0.600	7.033	2.632	1.110	1.100	2.400
合計		4.500						35.800

必要同長敷設長 = 3.500 (m)

#### 2.3.2 円弧すべり形状



#### 2.3.3 円弧すべり安定計算

ケース	円弧中心座標		半径 R (m)	F <sub>smin</sub>	F <sub>sa</sub>	判定
	X (m)	Y (m)				
常 時 - 1	-17.500	17.500	24.749	1.580	1.200	○
落石時 - 1	-3.000	7.000	7.616	1.053	1.000	○

### 3. 内的安定検討【常時の場合】

#### 3.1 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

##### 3.1.1 計算条件

- ・ 最下層盛土ののり尻のポイントを通る円弧とする。
- ・ 内的安定検討では、設計に用いる粘着力は 10.0 (kN/m<sup>2</sup>) を上回らないものとする。

##### 3.1.2 必要引張力の合計の計算式

$$\Sigma T_{\text{req}} = \frac{F_{sa} \Sigma W \sin \alpha - \Sigma (c l + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\Sigma \left\{ \frac{2}{H^2} z b \tan \theta (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi) \right\}}$$

ただし、 $\Sigma T_{\text{req}}$ ：必要引張力の合計 (kN/m)

$F_{sa}$ ：円弧すべりに対する設計安全率

$l$ ：分割片で切られたすべり線の弧長 (m)

$W$ ：分割片の土塊重量 (kN/m)

$W'$ ：浮力を考慮した分割片の土塊重量 (kN/m)

$c$ ：土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$ ：土のせん断抵抗角 (°)

$\alpha$ ：各分割片で切られたすべり線の midpoint とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

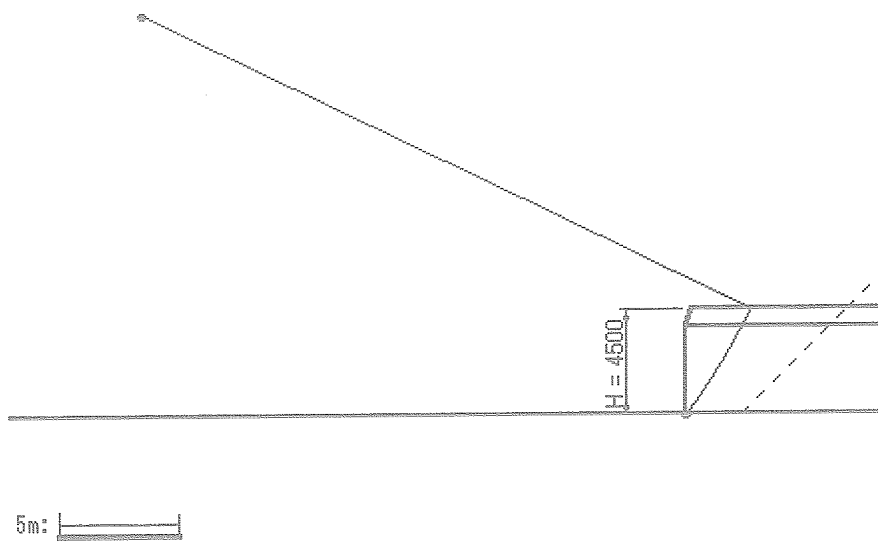
$\theta$ ：ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

$H$ ：補強土壁の高さ (m)

$z$ ：各分割片で切られたすべり線の midpoint の盛土天端からの深さ (m)

$b$ ：分割片の幅 (m)

### 3.1.3 必要引張力の合計が最大となる円弧すべり形状



3.1.4 必要引張力の合計一覧表

$\Sigma T_{req}$ (kN/m)		円 中 心 X 座 標						
		-24.50m	-24.00m	-23.50m	-23.00m	-22.50m	-22.00m	-21.50m
円 中 心 Y 座 標	18.50m	31.327	31.253	31.136	30.972	30.758	30.489	30.162
	18.00m	31.365	31.351	31.296	31.197	31.050	30.851	30.597
	17.50m	31.314	31.359	31.365	31.331	31.251	31.122	30.940
	17.00m	31.167	31.271	31.339	31.368	31.355	31.296	31.187
	16.50m	30.919	31.081	31.210	31.303	31.356	31.367	31.331
	16.00m	30.566	30.785	30.974	31.130	31.250	31.329	31.365
	15.50m	30.099	30.376	30.624	30.843	31.028	31.176	31.284

3.1.5 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項 目	記号	単 位	常 時
引張力の最大値	$\Sigma T_{req}$	kN/m	31.368
設計安全率	F <sub>sa</sub>	—	1.200
抵抗モーメント	M <sub>RC</sub>	kNm/m	1506.7
	M <sub>RF</sub>		1106.2
	M <sub>R</sub>		2612.9
起動モーメント	M <sub>D</sub>	kNm/m	2944.8
円中心X座標	X	m	-23.000
Y座標	Y		17.000
半径	R	m	28.601

### 3.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査

#### 3.2.1 ジオテキスタイルの設計引張強さ

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{cr} F_D F_C F_B}$$

ただし、 $T_A$  : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

$T_{\max}$  : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)

$F_{cr}$  : クリープを考慮した材料安全率

$F_D$  : 耐久性を考慮した材料安全率

$F_C$  : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

$F_B$  : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

材料 No	名 称	規 格	$T_{\max}$ (kN/m)	材 料 安 全 率				$T_A$ (kN/m)
				$F_{cr}$	$F_D$	$F_C$	$F_B$	
12	ROCKDEM	RD3305	33.000	1.73	1.00	1.00	1.00	19.000



### 3.2.2 ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数



5m: 

$$K_G = \frac{2 \sum T_{req}}{\gamma H^2} = 0.163$$

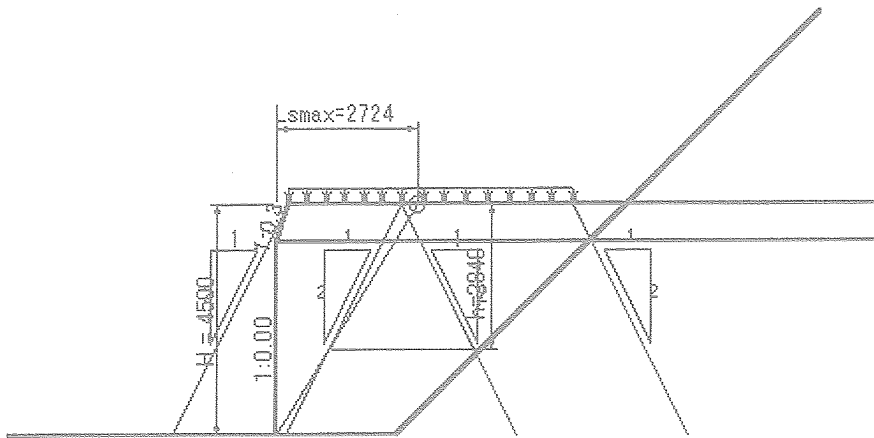
ただし、 $K_G$  : ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数

$\sum T_{req}$  : ジオテキスタイルの必要引張力の合計の最大値 = 31.368 (kN/m)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)

H : 補強土壁の高さ = 4.500 (m)

### 3.2.3 活荷重およびその他荷重の分布形状



2m: 

$$w_2 = w_L \frac{BL}{BL_i} \quad (\text{分布荷重の場合})$$

$$= \frac{PL}{BL_i} \quad (\text{集中荷重の場合})$$

ただし、 $w_L$  : 上載する活荷重およびその他荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$PL$  : 上載する集中荷重 ( $\text{kN/m}$ )

$BL$  : 路面または地表面における活荷重およびその他荷重の載荷幅 (m)

$BL_i$  : ジオテキスタイルの敷設位置における荷重の分布幅 (m)

### 3.2.4 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T = v K G (\gamma h + w1 + w2) \leq T_A$$

ただし、 $T$  : 深さ  $h$  におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

$T_A$  : ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

$h$  : ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ (m)

$v$  : 深さ  $h$  におけるジオテキスタイルの分担範囲 (m)

$KG$  : 係数 = 0.163

$\gamma$  : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$L_{smax}$  : のり肩部から着目点までの水平距離 = 2.724 (m)

$w1$  : 上載盛土荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$w1 = \gamma H1 = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$w2$  : 深さ  $h$  における活荷重またはその他の載荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$H1$  : 着目点における上載盛土高さ = 0.000 (m)

$V$  : ジオテキスタイルの敷設間隔 (m)

位置 番号	$h$ (m)	$V$ (m)	$v$ (m)	$w2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$T$ (kN/m)	$T_A$ (kN/m)	材料 No	判 定
8	0.250	0.250	0.500	55.444	4.907	19.000	12	○
7	0.750	0.500	0.550	48.144	5.596	19.000	12	○
6	1.350	0.600	0.600	42.661	6.683	19.000	12	○
5	1.950	0.600	0.600	38.316	7.373	19.000	12	○
4	2.550	0.600	0.600	34.784	8.143	19.000	12	○
3	3.150	0.600	0.600	15.180	7.340	19.000	12	○
2	3.750	0.600	0.600	14.121	8.352	19.000	12	○
1	4.350	0.600	0.450	13.200	7.033	19.000	12	○

### 3.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められない場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi)}$$

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められている場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)}$$

ただし、L : 各段の必要敷設長 (m)

L<sub>s</sub> : 各段ののり面から Σ T req が最大となるすべり線までの水平距離 (m)

L<sub>e</sub> : 各段のジオテキスタイルの必要定着長 ≥ 1.0 (m)

σ<sub>v</sub> : 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m)

$$\sigma_v = \gamma h + w_1$$

w<sub>1</sub> : 上載盛土荷重 = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)

α<sub>1</sub>, α<sub>2</sub> : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数

c\* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

φ\* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

F<sub>s</sub> : 引抜きに対する安全率 = 2.00

T : 深さ h におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

位置 番号	h (m)	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	T (kN/m)	L <sub>s</sub> (m)	L <sub>e</sub> (m)	L (m)	敷設長 L (m)
8	0.250	4.750	4.907	2.452	1.000	3.452	6.400
7	0.750	14.250	5.596	2.346	1.000	3.346	6.000
6	1.350	25.650	6.683	2.024	1.000	3.024	5.400
5	1.950	37.050	7.373	1.682	1.000	2.682	4.800
4	2.550	48.450	8.143	1.321	1.000	2.321	4.200
3	3.150	59.850	7.340	0.939	1.000	1.939	3.600
2	3.750	71.250	8.352	0.536	1.000	1.536	3.000
1	4.350	82.650	7.033	0.110	1.000	1.110	2.400

初期敷設長 = 3.500 (m)

#### 4. 内的安定検討【落石時の場合】

##### 4.1 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の算定

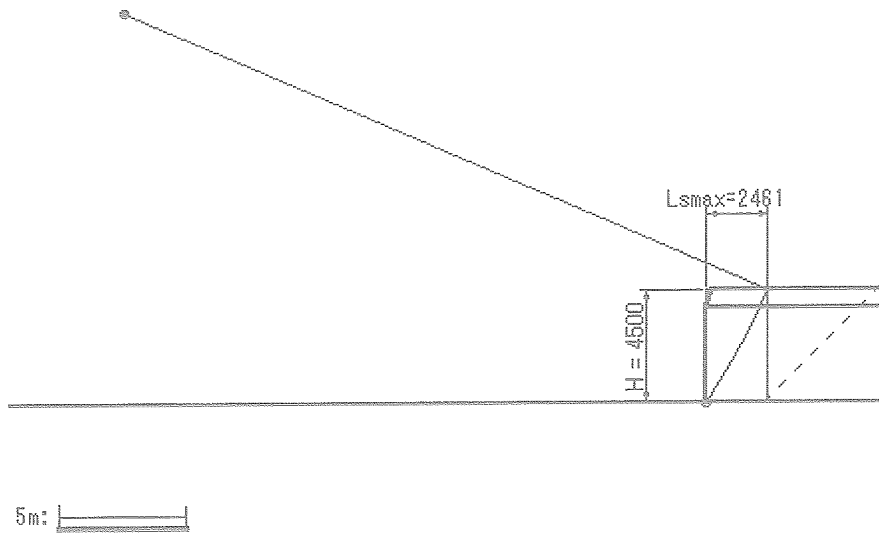
##### 4.1.1 必要引張力の合計が最大となる補強土壁の円弧すべりの安全率の計算式

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D}$$
$$= \frac{R \sum \{c l + (W' \cos \alpha - k_h W \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)}{\sum (R W \sin \alpha + k_h W y G)}$$

円弧すべりに対する安全率  $F_s$  が設計安全率  $F_{da} = 1.00$  を満足するために必要なジオテキスタイルの張力 ( $T$ ) を必要引張力 ( $T_{req}$ ) とする。

- ただし、 $F_s$  : 円弧すべりに対する安全率  
 $\Delta M_R$  : ジオテキスタイルによる抵抗モーメント (kNm/m)  
 $M_R$  : 無補強時の土塊の抵抗モーメント (kNm/m)  
 $M_D$  : 無補強時の土塊の起動モーメント (kNm/m)  
 $l$  : 分割片で切られたすべり線の弧長 (m)  
 $W$  : 分割片の土塊重量 (kN/m)  
 $W'$  : 浮力を考慮した分割片の土塊重量 (kN/m)  
 $\alpha$  : 分割片で切られたすべり線の midpoint とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 ( $^\circ$ )  
 $\theta$  : ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 ( $^\circ$ )  
 $c$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : 土のせん断抵抗角 ( $^\circ$ )  
 $R$  : すべり円弧の半径 (m)  
 $k_h$  : 設計水平震度 = 0.00  
 $y G$  : 円弧中心から分割片重心までの距離 (m)  
 $T$  : ジオテキスタイルによる引張力 (kN/m)  
 $\sum T_{req}$  : 必要引張力の合計 (kN/m)

4.1.2 必要引張力の合計が最大となる円弧すべり形状



4.1.3 必要引張力の合計一覧表

(1) 常時の場合

$\Sigma T_{req}$ (kN/m)		円中心 X 座標						
		-24.50m	-24.00m	-23.50m	-23.00m	-22.50m	-22.00m	-21.50m
円 中 心 Y 座 標	17.00m	11.675	11.592	11.470	11.307	11.097	10.839	10.527
	16.50m	11.736	11.711	11.650	11.549	11.405	11.215	10.974
	16.00m	11.702	11.734	11.733	11.694	11.616	11.494	11.325
	15.50m	11.567	11.656	11.713	11.737	11.723	11.669	11.571
	15.00m	11.325	11.470	11.586	11.671	11.721	11.735	11.707
	14.50m	10.970	11.169	11.343	11.489	11.603	11.683	11.725
	14.00m	10.494	10.748	10.979	11.184	11.361	11.507	11.619

(2) 落石時の場合

$\Sigma T_{reqE}$ (kN/m)		円 中 心 X 座 標						
		-24.50m	-24.00m	-23.50m	-23.00m	-22.50m	-22.00m	-21.50m
円 中 心 Y 座 標	17.00m	11.675	11.592	11.470	11.307	11.097	10.839	10.527
	16.50m	11.736	11.711	11.650	11.549	11.405	11.215	10.974
	16.00m	11.702	11.734	11.733	11.694	11.616	11.494	11.325
	15.50m	11.567	11.656	11.713	11.737	11.723	11.669	11.571
	15.00m	11.325	11.470	11.586	11.671	11.721	11.735	11.707
	14.50m	10.970	11.169	11.343	11.489	11.603	11.683	11.725
	14.00m	10.494	10.748	10.979	11.184	11.361	11.507	11.619

4.1.4 必要引張力の合計が最大となるすべり円弧の抽出

項 目	記号	単位	常 時	落石時
引張力の最大値	$\Sigma T_{req}$	kN/m	11.737	11.737
設計安全率	F da	—	1.000	1.000
設計水平震度	kh	—	0.00	0.00
抵抗モーメント	MRC	kNm/m	1424.5	1424.5
	MRF		905.4	905.4
	MR		2329.9	2329.9
起動モーメント	MD	kNm/m	2656.2	2656.2
円中心X座標	X	m	-23.000	-23.000
Y座標	Y		15.500	15.500
半径	R	m	27.735	27.735

## 4.2 ジオテキスタイルの引張強さの照査

### 4.2.1 ジオテキスタイルの設計引張強さ

$$T_{AE} = \lambda T_A$$

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} F_D F_C F_B}$$

ただし、 $T_{AE}$  : ジオテキスタイルの落石時設計引張強さ (kN/m)

$T_A$  : ジオテキスタイルの常時設計引張強さ (kN/m)

$\lambda$  : ジオテキスタイルの耐震設計用引張強さの常時設計用引張強さに対する  
割増し係数 = 1.73

$T_{max}$  : ジオテキスタイルの最大引張強さ (kN/m)

$F_{cr}$  : クリープを考慮した材料安全率

$F_D$  : 耐久性を考慮した材料安全率

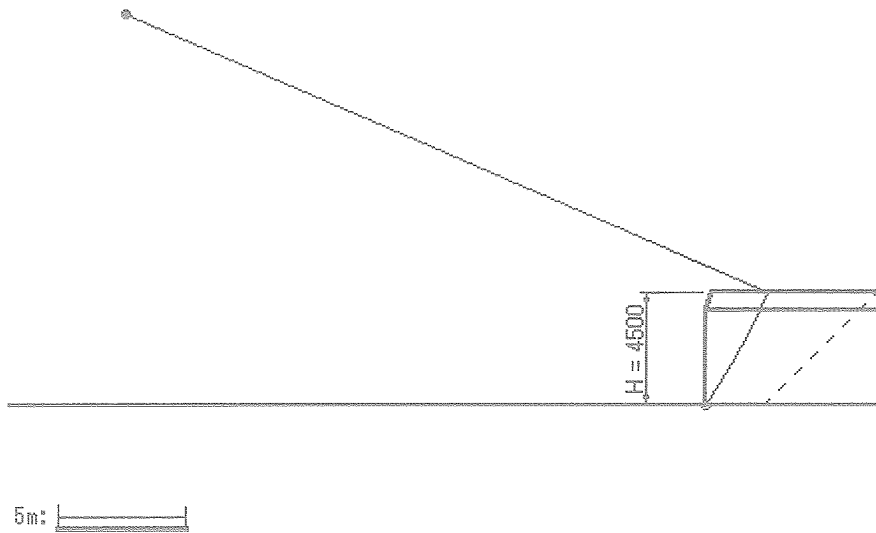
$F_C$  : 施工中の損傷を考慮した材料安全率

$F_B$  : 接合部の強度低下を考慮した材料安全率

材料 No	名 称	規 格	$T_{max}$ (kN/m)	材 料 安 全 率				$T_A$ (kN/m)	$T_{AE}$ (kN/m)
				$F_{cr}$	$F_D$	$F_C$	$F_B$		
12	ROCKDEM	RD3305	33.000	1.73	1.00	1.00	1.00	19.000	32.870



#### 4.2.2 ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数



$$K_G' = \frac{2 \sum T_{req}'}{\gamma H^2} = 0.061$$

ただし、 $K_G'$  : 常時の必要引張力の最大値 ( $\sum T_{req}'$ ) に対するジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数

$\sum T_{req}'$  : 常時の必要引張力の合計の最大値 (ただし安全率  $F_s=1.0$ ) = 11.737 (kN/m)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 補強土壁の高さ = 4.500 (m)

#### 4.2.3 落石力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力

$$\Delta t = \frac{\sum T_{reqE} - \sum T_{req}'}{H} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

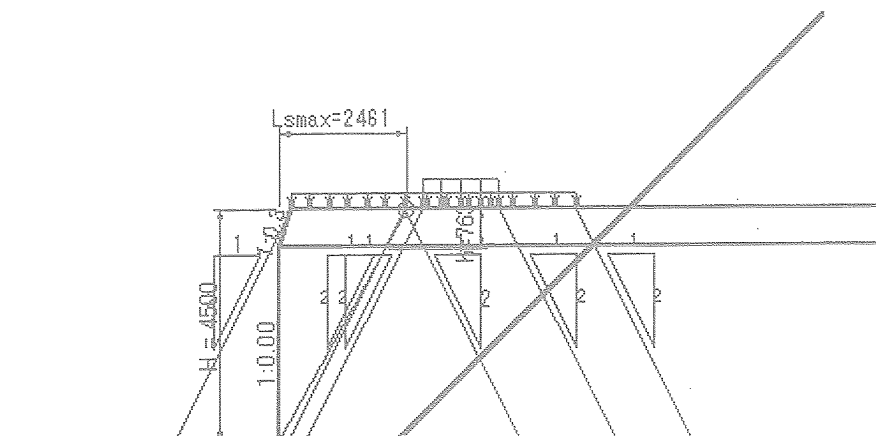
ただし、 $\Delta t$  : 落石力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum T_{reqE}$  : 落石時の必要引張力の合計の最大値 = 11.737 (kN/m)

$\sum T_{req}'$  : 常時の必要引張力の合計の最大値 (ただし安全率  $F_s=1.00$ ) = 11.737 (kN/m)

$H$  : 盛土高さ = 4.500 (m)

4.2.4 その他荷重の分布形状



2m:

$$w_2 = w_L \frac{BL}{BL_i} \quad (\text{分布荷重の場合})$$

$$= \frac{PL}{BL_i} \quad (\text{集中荷重の場合})$$

ただし、 $w_L$  : 上載するその他荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$PL$  : 上載する集中荷重 (kN/m)

$BL$  : 路面または地表面におけるその他荷重の載荷幅 (m)

$BL_i$  : ジオテキスタイルの敷設位置における荷重の分布幅 (m)

#### 4.2.5 ジオテキスタイルの引張強さの照査

$$T = v \{ K_G' (\gamma h + w_1' + w_2) + \Delta t \} \leq T_{AE}$$

ただし、 $T$  : 深さ  $h$  におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

$T_{AE}$  : ジオテキスタイルの落石時設計引張強さ (kN/m)

$h$  : ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ (m)

$v$  : 深さ  $h$  におけるジオテキスタイルの分担範囲 (m)

$K_G'$  : 常時の必要引張力に対するジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数 = 0.061

$L_{sEmax}$  : 落石時ののり肩部から着目点までの水平距離 = 2.461 (m)

$H_1'$  : 着目点における上載盛土高さ = 0.000 (m)

$w_1'$  : 上載盛土荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$w_1' = \gamma H_1' = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$w_2$  : 深さ  $h$  におけるその他の載荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$w_2$  を考慮する範囲(補強盛土天端からの高さ) = 0.763 (m)

$w_2$  を考慮する範囲(補強盛土天端からの高さ) = 4.500 (m)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$\Delta t$  : 落石力に起因する補強材張力 = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)

$V$  : ジオテキスタイルの敷設間隔 (m)

位置 番号	$h$ (m)	$V$ (m)	$v$ (m)	$w_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$T$ (kN/m)	$T_{AE}$ (kN/m)	材料 No	判 定
8	0.250	0.250	0.500	55.444	1.836	32.870	12	○
7	0.750	0.500	0.550	48.144	2.094	32.870	12	○
6	1.350	0.600	0.600	19.587	1.656	32.870	12	○
5	1.950	0.600	0.600	17.859	2.010	32.870	12	○
4	2.550	0.600	0.600	16.411	2.374	32.870	12	○
3	3.150	0.600	0.600	15.180	2.747	32.870	12	○
2	3.750	0.600	0.600	14.121	3.125	32.870	12	○
1	4.350	0.600	0.450	13.200	2.632	32.870	12	○

### 4.3 ジオテキスタイルの敷設長の計算

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められない場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi)}$$

【ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験などで求められている場合】

$$L = L_s + L_e = L_s + \frac{F_s T}{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*)}$$

ただし、L : 各段の必要敷設長 (m)

L<sub>s</sub> : 各段ののり面から Σ T<sub>req</sub> が最大となるすべり線までの水平距離 (m)

L<sub>e</sub> : 各段のジオテキスタイルの必要定着長 ≥ 1.0 (m)

σ<sub>v</sub> : 各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直力 (kN/m)

$$\sigma_v = \gamma h + w_1$$

w<sub>1</sub> : 上載盛土荷重 = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)

α<sub>1</sub>, α<sub>2</sub> : 土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数

c\* : 土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

φ\* : 土とジオテキスタイルの見かけのせん断抵抗角 (°)

F<sub>s</sub> : 引抜きに対する安全率 = 1.20

T : 深さ h におけるジオテキスタイルに発生する引張力 (kN/m)

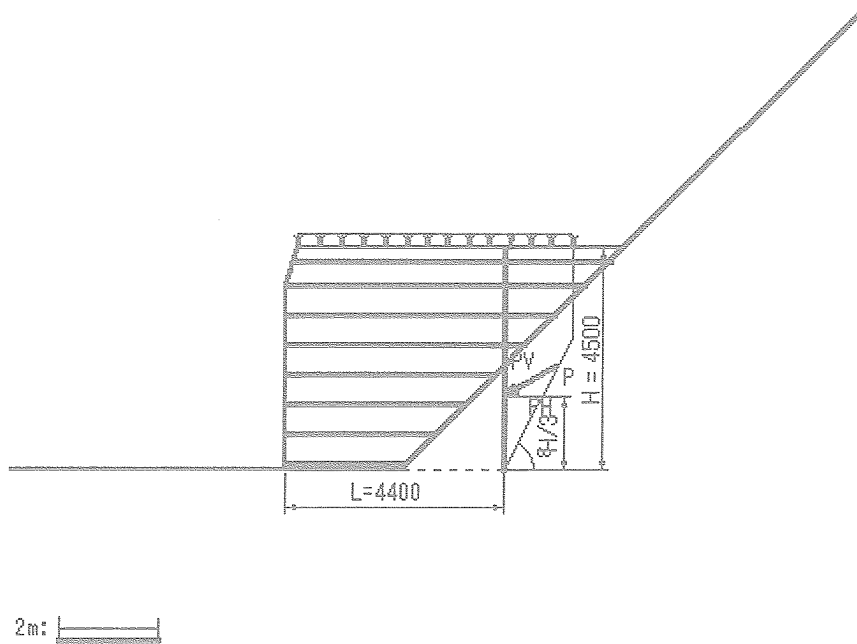
位置 番号	h (m)	σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	T (kN/m)	L <sub>s</sub> (m)	L <sub>e</sub> (m)	L (m)	敷設長 L (m)
8	0.250	4.750	1.836	2.201	1.000	3.201	6.400
7	0.750	14.250	2.094	2.123	1.000	3.123	6.000
6	1.350	25.650	1.656	1.834	1.000	2.834	5.400
5	1.950	37.050	2.010	1.526	1.000	2.526	4.800
4	2.550	48.450	2.374	1.200	1.000	2.200	4.200
3	3.150	59.850	2.747	0.854	1.000	1.854	3.600
2	3.750	71.250	3.125	0.488	1.000	1.488	3.000
1	4.350	82.650	2.632	0.100	1.000	1.100	2.400

初期敷設長 = 3.300 (m)

## 5. 外的安定の検討【常時の場合】

### 5.1 仮想的な擁壁に作用する荷重

#### (1) 試行くさび法による背面土圧



$\phi_s$  : 裏込め土のせん断抵抗角 = 30.0 (°)       $c_s$  : 裏込め土の粘着力 = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_s$  : 裏込め土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)       $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角 = 0.00 (°)  
 $\delta_1$  : 仮想的な擁壁背面の摩擦角 = 30.0 (°)       $h_0$  : すべり基準高さ = 0.000 (m)  
 $z$  : 粘着高 = 1.823 (m)

項目	記号	単位	値
すべり線の傾き	$\omega$	°	63.00
すべり線の長さ	$L_s$	m	3.004
すべり線位置の壁面摩擦角	$\delta_2$	°	30.0
すべり線の粘着力	$c_2$	kN/m <sup>2</sup>	10.00
くさびの自重	$W$	kN/m	81.930
裏込土上の載荷重	$W_q$	kN/m	44.190
すべり線に作用する反力	$R$	kN/m	92.988

$X_p$  : X方向土圧作用位置 = 4.400 (m)       $Y_p$  : Y方向土圧作用位置 = 1.500 (m)

$P$  : 背面土圧合力 = 42.730 (kN/m)

$P_H$  : 土圧  $P$  の水平方向成分 =  $P \cos(\delta_1 - \alpha) = 37.006$  (kN/m)

$P_V$  : 土圧  $P$  の鉛直方向成分 =  $P \sin(\delta_1 - \alpha) = 21.365$  (kN/m)

(2) 仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kNm/m)
仮想擁壁の自重	374.604	2.209	827.527	0.000	0.000	0.000
仮想擁壁上の死荷重	124.711	2.396	298.823	0.000	0.000	0.000
土圧	21.365	4.400	94.006	37.006	1.500	55.508
合計	520.680	—	1220.356	37.006	—	55.508
仮想擁壁上の活荷重	0.000	—	—	—	—	—

5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{cL + \mu \Sigma V}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ただし、 $F_s$  : 滑動に対する安全率

$F_{sa}$  : 滑動に対する設計安全率 = 1.50

$\Sigma V$  : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 520.680 (kN/m)

$\Sigma H$  : 〃 全水平荷重 = 37.006 (kN/m)

$c$  : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 仮想的な擁壁の領域 = 4.400 (m)

$\mu$  : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数

$\alpha_1$  : 補正係数 = 0.5

$\alpha_2$  : 補正係数 = 1.0

$\phi_1$  : 盛土材料のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

$\phi_2$  : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 35.0 (°)

$c_1$  : 盛土材料の粘着力 = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_2$  : 基礎地盤の粘着力 = 30.00 (kN/m<sup>2</sup>)

項目	$c$	$\mu$	$F_s$	判定
盛土材料	$c_1 = 10.00$	$\tan \phi_1 = 0.577$	9.313	○
基礎地盤	$c_2 = 30.00$	$\tan \phi_2 = 0.700$	13.419	○
盛土材料とジオキスタール	$\alpha_1 c_1 = 5.00$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.577$	8.718	○
基礎地盤とジオキスタール	$\alpha_1 c_2 = 15.00$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.700$	11.636	○

### 5.3 転倒に対する安定

仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = 2.237 \text{ (m)}$$

ただし、 $d$  : 仮想的な擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離

$\sum Mr$  : つま先まわりの抵抗モーメント = 1220.356 (kNm/m)

$\sum Mo$  : つま先まわりの転倒モーメント = 55.508 (kNm/m)

$\sum V$  : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 520.680 (kN/m)

偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.037 \leq \frac{L}{6} = 0.733 \text{ (m)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、 $e$  : 合力Rの作用点の底面中央からの偏心距離 (m)

$L$  : 敷設長さ = 4.400 (m)

#### 5.4 基礎地盤の支持力に対する安定

$e = -0.037 \leq 0$  の時

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{L} = 118.336 \leq q_a = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、 $q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$q_u$  : 地盤の極限支持力度 = 600.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持に対する安全率 = 2.00

$\Sigma V$  : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 520.680 (kN/m)

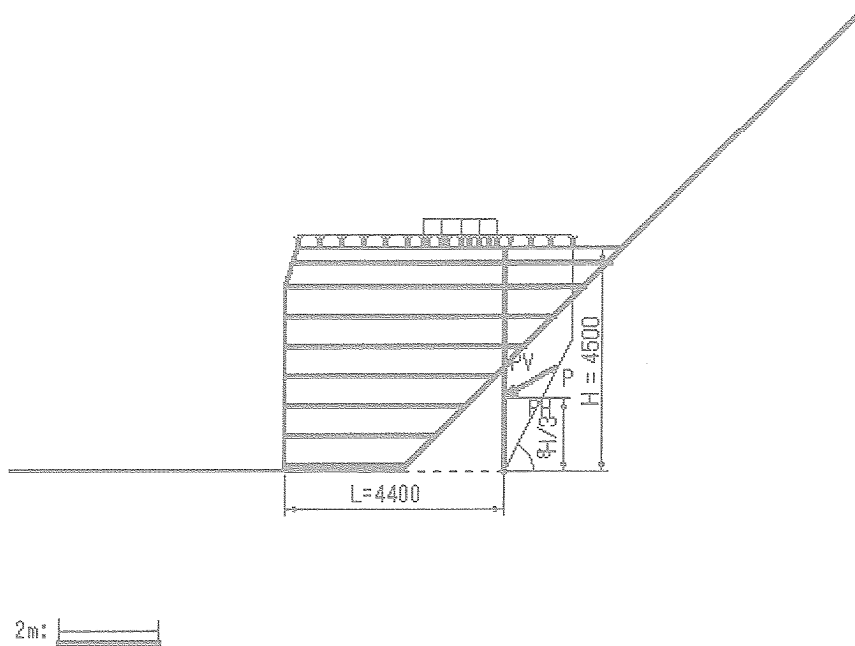
$L$  : 敷設長さ = 4.400 (m)



## 6. 外的安定の検討【落石時の場合】

### 6.1 仮想的な擁壁に作用する荷重

#### (1) 試行くさび法による背面土圧



- $\phi_s$  : 裏込め土のせん断抵抗角 = 30.0 (°)       $c_s$  : 裏込め土の粘着力 = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_s$  : 裏込め土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)       $\alpha$  : 壁背面と鉛直面のなす角 = 0.00 (°)  
 $\delta_1$  : 仮想的な擁壁背面の摩擦角 = 30.0 (°)       $h_o$  : すべり基準高さ = 0.000 (m)  
 $z$  : 粘着高 = 1.823 (m)       $k_h$  : 設計水平震度 = 0.00

項目	記号	単位	値
すべり線の傾き	$\omega$	°	63.00
すべり線の長さ	$L_s$	m	3.004
すべり線位置の壁面摩擦角	$\delta_2$	°	30.0
すべり線の粘着力	$c_2$	kN/m <sup>2</sup>	10.00
くさびの自重	$W$	kN/m	81.930
裏込土上の載荷重	$W_q$	kN/m	44.190
すべり線に作用する反力	$R$	kN/m	92.988

- $X_p$  : X方向土圧作用位置 = 4.400 (m)       $Y_p$  : Y方向土圧作用位置 = 1.500 (m)  
 $P$  : 背面土圧合力 = 42.730 (kN/m)  
 $P_H$  : 土圧  $P$  の水平方向成分 =  $P \cos(\delta_1 - \alpha) = 37.006$  (kN/m)  
 $P_V$  : 土圧  $P$  の鉛直方向成分 =  $P \sin(\delta_1 - \alpha) = 21.365$  (kN/m)

(2) 仮想的な擁壁の底面に作用する荷重計算

作用荷重	鉛直荷重 V (kN/m)	作用位置 X (m)	モーメント Mx (kNm/m)	水平荷重 H (kN/m)	作用位置 Y (m)	モーメント My (kNm/m)
仮想擁壁の自重	374.604	2.209	827.527	0.000	0.000	0.000
仮想擁壁上の死荷重	574.711	3.273	1881.023	0.000	0.000	0.000
土圧	21.365	4.400	94.006	37.006	1.500	55.508
合計	970.680	—	2802.556	37.006	—	55.508

6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{cL + \mu \Sigma V}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ただし、 $F_s$  : 滑動に対する安全率

$F_{sa}$  : 滑動に対する設計安全率 = 1.20

$\Sigma V$  : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 970.680 (kN/m)

$\Sigma H$  : 〃 全水平荷重 = 37.006 (kN/m)

$c$  : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 仮想的な擁壁の領域 = 4.400 (m)

$\mu$  : 仮想的な擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数

$\alpha_1$  : 補正係数 = 0.5

$\alpha_2$  : 補正係数 = 1.0

$\phi_1$  : 盛土材料のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

$\phi_2$  : 基礎地盤のせん断抵抗角 = 35.0 (°)

$c_1$  : 盛土材料の粘着力 = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)

$c_2$  : 基礎地盤の粘着力 = 30.00 (kN/m<sup>2</sup>)

項目	$c$	$\mu$	$F_s$	判定
盛土材料	$c_1 = 10.00$	$\tan \phi_1 = 0.577$	16.333	○
基礎地盤	$c_2 = 30.00$	$\tan \phi_2 = 0.700$	21.934	○
盛土材料とジオテキスタイル	$\alpha_1 c_1 = 5.00$	$\alpha_2 \tan \phi_1 = 0.577$	15.739	○
基礎地盤とジオテキスタイル	$\alpha_1 c_2 = 15.00$	$\alpha_2 \tan \phi_2 = 0.700$	20.150	○

### 6.3 転倒に対する安定

仮想的な擁壁のつま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\sum Mr - \sum Mo}{\sum V} = 2.830 \text{ (m)}$$

ただし、 $d$  : 仮想的な擁壁のつま先から合力 R の作用点までの距離

$\sum Mr$  : つま先まわりの抵抗モーメント = 2802.556 (kNm/m)

$\sum Mo$  : つま先まわりの転倒モーメント = 55.508 (kNm/m)

$\sum V$  : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 970.680 (kN/m)

偏心距離

$$e = \frac{L}{2} - d = -0.630 \leq \frac{L}{3} = 1.467 \text{ (m)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、 $e$  : 合力 R の作用点の底面中央からの偏心距離 (m)

$L$  : 敷設長さ = 4.400 (m)

#### 6.4 基礎地盤の支持力に対する安定

$e = -0.630 \leq 0$  の時

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{L} = 220.609 \leq q_a = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{満足している}$$

ただし、 $q_a$  : 地盤の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$q_u$  : 地盤の極限支持力度 = 675.0 (kN/m<sup>2</sup>)

$F_s$  : 地盤の支持に対する安全率 = 1.50

$\Sigma V$  : 仮想的な擁壁の底面における全鉛直荷重 = 970.680 (kN/m)

$L$  : 敷設長さ = 4.400 (m)

## 7. 補強時の全体安定検討【常時の場合】

### 7.1 計算式

#### 7.1.1 定着部の引抜き抵抗力の計算式

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められない場合】

$$T_p = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma v \tan \phi) L_e}{F_s}$$

ただし、 $T_p$ ：引抜き抵抗力 (kN/m)

$L_e$ ：すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められている場合】

$$T_p = \frac{2(c^* + \sigma v \tan \phi^*) L_e}{F_s}$$

#### 7.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

$$T_{avail} = \min(T_A, T_p)$$

ただし、 $T_{avail}$ ：ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ (kN/m)

$T_A$ ：ジオテキスタイルの設計引張強さ (kN/m)

$T_p$ ：定着部の引抜き抵抗力 (kN/m)

#### 7.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum \{c l + (W' \cos \alpha + T_{avail} \sin \theta) \tan \phi + T_{avail} \cos \theta\}}{R \sum (W \sin \alpha)}$$

ただし、 $F_s$ ：円弧すべりに対する安全率

$l$ ：分割片で切られたすべり線の弧長 (m)

$W$ ：分割片の土塊重量 (kN/m)

$W'$ ：浮力を考慮した分割片の土塊重量 (kN/m)

$\alpha$ ：各分割片で切られたすべり線の midpoint とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

$c$ ：土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi$ ：土のせん断抵抗角 (°)

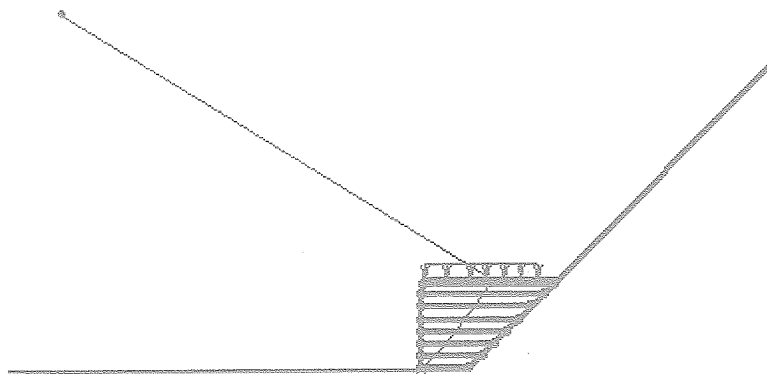
$R$ ：すべり円弧の半径 (m)

$T_{avail}$ ：各ジオテキスタイルの引張力 (kN/m)

$\theta$ ：ジオテキスタイル位置でのすべり線の交点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度 (°)

## 7.2 全体安定検討 [常時 - 1]

### 7.2.1 円弧すべり形状



5m: 

### 7.2.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	Le (m)	L (m)	Tp (kN/m)	TA (kN/m)	Tavail (kN/m)
8	0.250	4.750	3.147	6.400	24.365	19.000	19.000
7	0.750	14.250	2.922	6.000	38.655	19.000	19.000
6	1.350	25.650	2.736	5.400	54.203	19.000	19.000
5	1.950	37.050	2.577	4.800	68.009	19.000	19.000
4	2.550	48.450	2.447	4.200	80.668	19.000	19.000
3	3.150	59.850	2.347	3.600	92.832	19.000	19.000
2	3.750	71.250	2.281	3.000	105.230	19.000	19.000
1	4.350	82.650	2.251	2.400	118.683	19.000	19.000
						$\Sigma T_{avail} = 152.000$	

7.2.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率，下段( )内は不足抵抗力(kN/m)

F s		円 中 心 X 座 標						
		-19.00m	-18.50m	-18.00m	-17.50m	-17.00m	-16.50m	-16.00m
円 中 心 Y 座 標	19.00m	1.580 (0.0)	1.581 (0.0)	1.583 (0.0)	1.585 (0.0)	1.588 (0.0)	1.592 (0.0)	1.597 (0.0)
	18.50m	1.580 (0.0)	1.580 (0.0)	1.581 (0.0)	1.582 (0.0)	1.585 (0.0)	1.588 (0.0)	1.592 (0.0)
	18.00m	1.581 (0.0)	1.580 (0.0)	1.580 (0.0)	1.581 (0.0)	1.582 (0.0)	1.584 (0.0)	1.588 (0.0)
	17.50m	1.583 (0.0)	1.581 (0.0)	1.580 (0.0)	1.580 (0.0)	1.581 (0.0)	1.582 (0.0)	1.584 (0.0)
	17.00m	1.586 (0.0)	1.584 (0.0)	1.582 (0.0)	1.580 (0.0)	1.580 (0.0)	1.580 (0.0)	1.582 (0.0)
	16.50m	1.591 (0.0)	1.587 (0.0)	1.584 (0.0)	1.582 (0.0)	1.581 (0.0)	1.580 (0.0)	1.580 (0.0)
	16.00m	1.597 (0.0)	1.592 (0.0)	1.588 (0.0)	1.585 (0.0)	1.583 (0.0)	1.581 (0.0)	1.580 (0.0)

7.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

( )内は設計値

項 目	記号	単 位	常 時
最小安全率	F s min	—	1.580
	F s a	—	(1.200)
引張力の合力	$\Sigma T_{avail}$	kN/m	152.000
抵抗モーメント	MRC	kNm/m	1423.2
	MRF		2369.1
	M <sub>R</sub>		3792.2
	M <sub>T</sub>		4022.9
起動モーメント	M <sub>D</sub>	kNm/m	4946.1
円中心X座標	X	m	-17.500
Y座標	Y		17.500
通過点X座標	XP	m	0.000
Y座標	YP		0.000
半径	R	m	24.749

## 8. 補強時の全体安定検討【落石時の場合】

### 8.1 計算式

#### 8.1.1 定着部の引抜き抵抗力の計算式

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められない場合】

$$T_p = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan \phi) L_e}{F_s}$$

ただし、 $T_p$ ：引抜き抵抗力 (kN/m)

$L_e$ ：すべり線より奥のジオテキスタイルの定着長 (m)

【引抜き試験などからジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められている場合】

$$T_p = \frac{2(c^* + \sigma_v \tan \phi^*) L_e}{F_s}$$

#### 8.1.2 ジオテキスタイルの発揮可能引張強さの計算式

$$T_{avail} = \min(T_{AE}, T_p)$$

ただし、 $T_{avail}$ ：ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ (kN/m)

$T_{AE}$ ：ジオテキスタイルの落石時設計引張強さ (kN/m)

$T_p$ ：定着部の引抜き抵抗力 (kN/m)

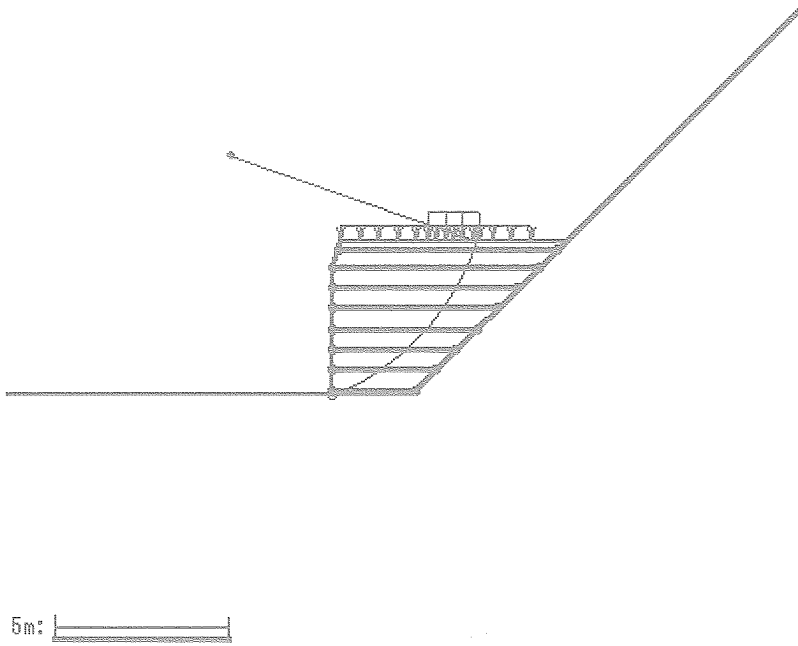
#### 8.1.3 補強土壁の全体安定に対する計算式

$$F_s = \frac{R \sum \{c l + (W' \cos \alpha - k_h W \sin \alpha) \tan \phi\} + R \sum T_{avail} (\cos \theta + \sin \theta \tan \phi)}{\sum (R W \sin \alpha + k_h W y G)}$$



8.2 全体安定検討 [落石時 - 1]

8.2.1 円弧すべり形状



8.2.2 ジオテキスタイルの引張強さの計算

位置 番号	h (m)	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	Le (m)	L (m)	Tp (kN/m)	TAE (kN/m)	Tavail (kN/m)
8	0.250	4.750	2.448	6.400	31.590	32.870	31.590
7	0.750	14.250	2.113	6.000	46.571	32.870	32.870
6	1.350	25.650	1.829	5.400	60.387	32.870	32.870
5	1.950	37.050	1.620	4.800	71.238	32.870	32.870
4	2.550	48.450	1.499	4.200	82.397	32.870	32.870
3	3.150	59.850	1.493	3.600	98.452	32.870	32.870
2	3.750	71.250	1.648	3.000	126.744	32.870	32.870
1	4.350	82.650	2.072	2.400	182.030	32.870	32.870
						$\Sigma T_{avail} = 261.680$	

8.2.3 補強時の安全率一覧表

上段は安全率，下段( )内は不足抵抗力(kN/m)

F s		円中心 X 座標						
		-4.50m	-4.00m	-3.50m	-3.00m	-2.50m	-2.00m	-1.50m
円 中 心 Y 座 標	8.50m	1.059 (0.0)	1.113 (0.0)	1.182 (0.0)	1.253 (0.0)	1.317 (0.0)	1.329 (0.0)	1.309 (0.0)
	8.00m	1.093 (0.0)	1.056 (0.0)	1.111 (0.0)	1.188 (0.0)	1.266 (0.0)	1.323 (0.0)	1.315 (0.0)
	7.50m	1.152 (0.0)	1.094 (0.0)	1.054 (0.0)	1.110 (0.0)	1.197 (0.0)	1.284 (0.0)	1.316 (0.0)
	7.00m	1.262 (0.0)	1.164 (0.0)	1.097 (0.0)	1.053 (0.0)	1.111 (0.0)	1.210 (0.0)	1.298 (0.0)
	6.50m	1.481 (0.0)	1.300 (0.0)	1.181 (0.0)	1.103 (0.0)	1.054 (0.0)	1.115 (0.0)	1.228 (0.0)
	6.00m	2.003 (0.0)	1.596 (0.0)	1.355 (0.0)	1.206 (0.0)	1.114 (0.0)	1.059 (0.0)	1.124 (0.0)
	5.50m	2.325 (0.0)	2.289 (0.0)	1.786 (0.0)	1.442 (0.0)	1.246 (0.0)	1.132 (0.0)	1.070 (0.0)

8.2.4 補強土壁の円弧すべり安定計算結果

( )内は設計値

項 目	記号	単 位	落石時
最小安全率	F smin	—	1.053
	F da	—	(1.000)
設計水平震度	k h	—	0.00
引張力の合力	$\Sigma T_{avail}$	kN/m	261.680
抵抗モーメント	MRC	kNm/m	482.2
	MR <sub>F</sub>		2104.0
	MR		2586.2
	MT		2101.9
起動モーメント	M <sub>D</sub>	kNm/m	4452.8
円中心 X 座標 Y 座標	X	m	-3.000
	Y		7.000
通過点 X 座標 Y 座標	XP	m	0.000
	YP		0.000
半径	R	m	7.616

## 9. 参考資料

### 9.1 盛土形状座標データ

盛土層番号	土層の下端座標		土層の上端座標	
	XL (m)	YL (m)	XU (m)	YU (m)
盛土層 - 1	0.000	0.000	0.000	3.750
盛土層 - 2	0.000	3.750	0.225	4.500

### 9.2 基礎地盤座標データ

基礎地盤番号	座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
基礎地盤 - 1	1	-20.000	0.000
	2	0.000	0.000
	3	2.300	0.000
	4	6.800	4.500
	5	29.300	27.000

### 9.3 設計土層座標データ

土層番号		旧座標番号	新座標番号	X座標 (m)	Y座標 (m)
盛土層 -1	- 1	1	1	0.000	0.000
		2	2	0.000	3.750
		3	3	6.050	3.750
盛土層 -2	- 1	1	1	0.000	3.750
		2	2	0.225	4.500
		3	3	6.800	4.500
基礎地盤-1	- 1	1	1	-20.000	0.000
		2	2	0.000	0.000
		3	3	2.300	0.000
		4	4	6.800	4.500
		5	5	29.300	27.000

### 9.4 設計外力データ

載荷重番号	荷重の種類	左端座標		右端座標		常時	落石時
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	W (kN/m)	W (kN/m)
載荷重 - 1	死荷重	2.766	4.500	4.266	4.500	0.000	300.000
載荷重 - 2	死荷重	2.425	4.500	5.765	4.500	32.400	32.400
載荷重 - 3	死荷重	0.225	4.500	2.425	4.500	27.600	27.600

### 9.5 参考文献

- (1) 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)  
ジオテキスタイル補強土工法普及委員会 (財)土木研究センター 12年2月
- (2) 道路土工 擁壁工指針  
(社)日本道路協会 平成11年3月

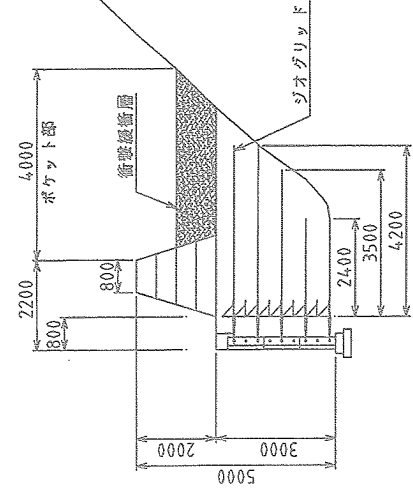
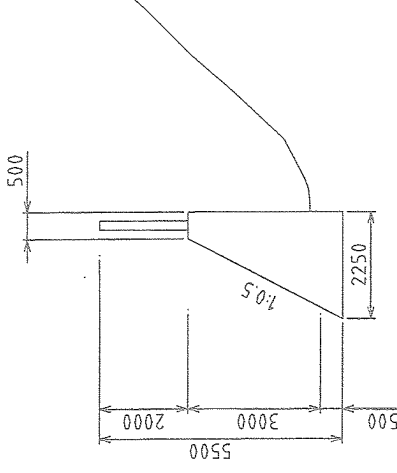
資料－2

産学官共同研究支援事業

(地盤繊維を用いた落石防護擁壁)

比 較 表

落石防護擁壁比較例

	落石防護補強土擁壁 スロープ型ジオロックウォール	落石防護擁壁 コンクリート擁壁
落石条件	落石径 1.0 m 落下高 15.0 m 落石重量 130 kN	落石径 1.0 m 落下高 17.0 m 落石重量 130 kN
断面形状		
工法概要	<p>小規模な崩壊および落石を対象とし、擁壁天端のポケット部で受け止める工法となる。主材料が土であるため、フレキシブルな構造特性を有しており、落石のエネルギー吸収性能に優れている。また、現地発生土の利用が可能となり、環境に優れた構造となる。</p>	<p>小規模な崩壊および落石を対象とし、擁壁背面で受け止める工法となる。通常、重力式コンクリート擁壁として構築される。主材料がコンクリートとなるため、剛な構造特性を有する。コンクリート擁壁は、落石の運動エネルギーを支持地盤の変形エネルギーに誘って吸収する構造となる。</p>
設置位置	<p>落石を受け止めるポケットが擁壁の天端であるため、構造物を地山に近接して設置することが可能である。</p>	<p>擁壁背面にポケット部を設けるため、地山から少し離れた位置に構造物を設置する必要がある。</p>
施工性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・地山を掘削しない</li> <li>・柔な構造物となるため、地盤反力が小さく基礎地盤に対する適用範囲が広い</li> <li>・工期の短縮が可能</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・施工は簡単であるが、養生期間を要する</li> <li>・施工時に地山を掘削する必要がある</li> <li>・剛な構造物となるため、地盤反力が大きくなりやすく、良好な基礎や地盤対策が必要</li> </ul>
落石エネルギーの吸収性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・衝撃緩衝層を有するため、落石による構造物への損傷が少ない</li> <li>・ポケットの位置が高いため落石エネルギーが小さくなる</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・剛な構造物であるため、大きな衝撃力が発生する</li> <li>・その結果、コンクリートが圧壊する可能性がある</li> </ul>
景観	<p>壁面材にエキスパンドメタルを使用した場合、緑化することができ、周辺の景観に考慮した壁面材の選択が可能である。</p>	<p>壁面は化粧する程度の対応しかできず、景観性に劣る場合がある。</p>
概算工事費(材工)	14.1万円/m	15.6万円/m