

# 敷砂または碎石緩衝材を用いた落石防護覆道の実規模衝撃載荷実験

Full-scale impact tests of a rockfall protection gallery - cases using sand and gravel cushions

山口悟\*, 小室雅人\*\*, 栗橋祐介\*\*\*, 今野久志\*\*\*\*, 岸徳光\*\*\*\*\*

Satoru Yamaguchi, Masato Komuro, Yusuke Kurihashi, Hisashi Konno, and Norimitsu Kishi

\*寒地土木研究所研究員, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

yamaguchi-s22aa@ceri.go.jp

\*\*博 (工), 室蘭工業大学大学院准教授, 暮らし環境系領域社会基盤ユニット (〒050-8585 室蘭市水元町)

\*\*\*博 (工), 室蘭工業大学大学院講師, 暮らし環境系領域社会基盤ユニット (〒050-8585 室蘭市水元町)

\*\*\*\*博 (工), 寒地土木研究所総括主任研究員, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

\*\*\*\*\*工博, (独) 国立高専機構 釧路工業高等専門学校, 校長 (〒084-0916 釧路市大楽毛西 2 丁目 32-1)

In order to establish a performance-based impact resistant design procedure for rockfall protection galleries, falling-weight impact tests of a full-scale gallery specimen were conducted for the cases of using sand and gravel cushions. The gallery specimen was designed based on the allowable stress design procedure for an input impact energy of  $E = 100$  kJ following Japanese design guideline. From this study, following results were obtained: 1) the absorbing performance of the sand cushion was higher than that of gravel one, when the input impact energy was fifteen times greater than the design value; and 2) for both sand and gravel cushions, the gallery specimen was still in the elastic (cracked) state, i.e. serviceability limit state.

*Key Words: performance-based design, rockfall protection galleries, falling-weight impact test, sand cushion*

キーワード: 性能照査型設計, 落石防護覆道, 重錘落下衝撃実験, サンドクッション

## 1. はじめに

日本は国土の約 7 割が山地・丘陵地であり地形が急峻なうえ、地質・土質が複雑で地震の発生頻度が高く、台風や降雨、降雪など厳しい環境下にある。このような、自然災害から国民の生命・財産を守ることは最も基本的な課題となっている。近年、集中豪雨や地震などに伴う、土石流、地すべり、がけ崩れ等の土砂災害が、過去 10 年間 (平成 16 ~ 25 年) の年平均で、約 1,000 件以上発生しており、多大な被害を与えている。また、自然災害による犠牲者のうち、土砂災害によるものが大きな割合を占めている。

北海道の道路は急峻な地形や海岸線に沿って築造されている場合も少なくなく、大規模な落石 (写真-1) や岩盤崩壊を始め、落石による道路災害が発生 (写真-2, 3) し、人身・物損事故と共に長時間の通行止めが発生しており、地域社会や旅行者に多大な影響を及ぼしている。



写真-1 落石による道路災害例 (2008)

このため、北海道には落石災害を防止するための落石防護構造物が数多く建設されている。しかしながら、写真－1～3に見られるように落石による道路災害箇所やその予防には、これらの災害を防止するための落石防護構造物が今後も多数必要であり、国民の安全と安心の確保として道路の防災対策が急務となっている。

このような落石防護構造物の一つに、規模の大きな落石に対応するRC製落石防護覆道（以後、ロックシェッド）が挙げられる。ロックシェッドの設計は、現在新設時はもとより、防災点検などによる新たな落石に対する補強時においても「落石対策便覧」<sup>2)</sup>に基づき、許容応力度法の下に行われている。しかしながら、過去の被災事例の検証<sup>3)</sup>や実験・数値解析的検討<sup>4)</sup>から、許容応力度法により設計されたロックシェッドは、耐力的に非常に大きな安全率を有していることが明らかになっている。近年、様々な土木構造物の設計法が許容応力度法から限界状態設計法を経て、性能照査型設計法へ移行してきていることから、ロックシェッド等の設計においても各性能に対する断面設計を可能とする性能照査型耐衝撃設計法<sup>5)</sup>の確立が望まれている。

このような状況下において、筆者らは合理的な耐衝撃設計法を確立するための基礎的な研究として、小型や大型のRC梁、RCスラブに関する衝撃実験や、実験結果を精度よく評価可能な弾塑性衝撃応答解析を実施してきた<sup>6)</sup>。さらに、実ロックシェッドの2/5や1/2スケールRC製ロックシェッド模型を製作して重錘落下衝撃実験<sup>7,8)</sup>や三次元弾塑性有限要素法や三次元動的骨組解析法の適用も提案し<sup>9,10)</sup>、これらの手法が実験結果を大略適切に評価可能であることを明らかにしている。

その結果、RC梁に関しては、小型から大型に至る数多くの実験結果を基に、入力エネルギー、残留変位あるいは最大変位について、静的耐力から構成される性能照査型耐衝撃設計法に対応した設計式を掲載<sup>9)</sup>している。

現在のロックシェッド頂版上には緩衝材として基本的に敷砂を使用することが規定されているものの、より大きな落石荷重が想定される場合には、三層緩衝構造（敷砂、RC版、EPS（Expanded Poly-Styrol）による構造。以後、TLAS）の使用も認められている。一方、性能照査型設計法は既設ロックシェッドの耐荷力評価としても使用されることより、既設ロックシェッド頂版上の緩衝材に関する現地調査を実施した。その結果、緩衝材の多くは現地発生土の礫質土であり、非常に強固に締め固まっていることが明らかになった<sup>11)</sup>。

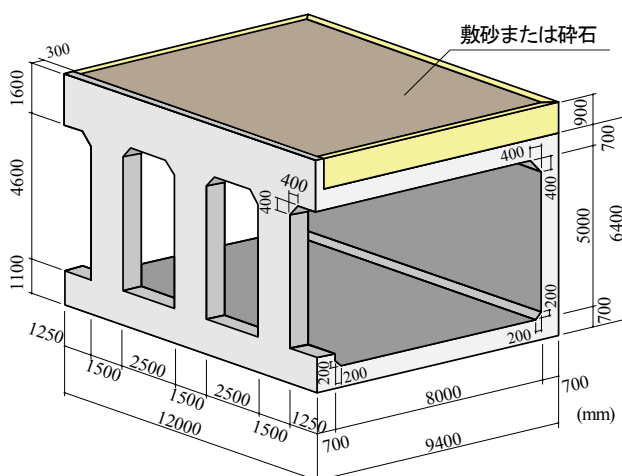
以上のように、部材レベル、縮尺モデルレベルでの衝撃実験および数値解析的検討を実施してきたが、RC製ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには、載荷位置や緩衝材を変化させた場合の実規模ロックシェッドに対する終局までの耐衝撃挙動の把握ならびに実験結果を基にした数値解析手法の精度向上が必要不可欠である。



写真－2 落石による道路災害例（2014.9.6）



写真－3 落石による道路災害例（2014.9.7）



図－1 試験体の形状寸法



写真－4 試験体の外観（敷砂緩衝材）

このような背景より、本研究では実規模ロックシェッド模型試験体<sup>12)</sup>を製作し、緩衝材として敷砂、碎石およびTLASの3種類を用いた場合について重錘落下衝撃載荷実験を実施し、弾性領域<sup>13,14)</sup>ならびに終局に至るまで



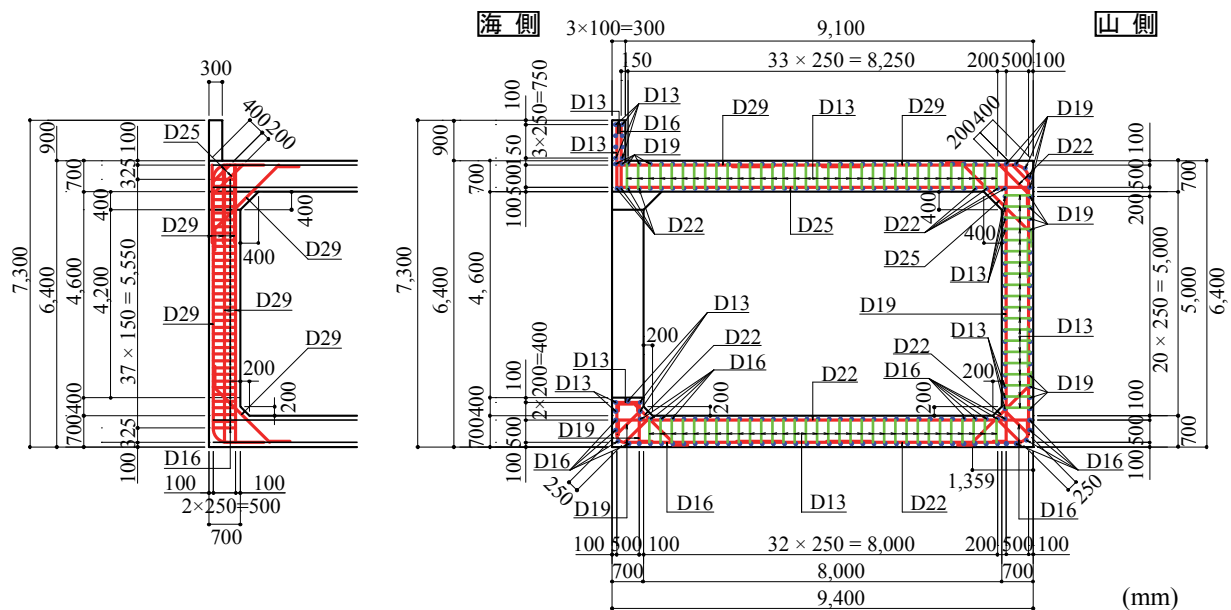


図-2 配筋状況

の耐衝撃挙動データを取得<sup>15,16)</sup>した。本論文では我が国で最も多く採用されている敷砂緩衝材を用いた場合と既設ロックシェッドで使用されている碎石緩衝材の実験結果を主に報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

#### (1) 形状寸法および使用材料

本実験では、実規模のロックシェッド模型試験体を製作し、耐衝撃挙動を検証することとした。なお、実際のロックシェッドには層厚が  $t = 90 \text{ cm}$  の敷砂が設置されている。

図-1には、実験に使用した RC 製ロックシェッド模型の形状寸法を、写真-4にはその外観を示している。試験体は、道路軸方向の長さが  $12 \text{ m}$ 、外幅  $9.4 \text{ m}$ 、壁高さ  $6.4 \text{ m}$  の箱型構造であり、内空断面は幅  $8 \text{ m}$ 、高さ  $5 \text{ m}$  で、頂版、底版、側壁、柱の厚さはいずれも  $0.7 \text{ m}$  である。柱の道路軸方向の長さが  $1.5 \text{ m}$ 、内空の四隅にはハンチを設けている。

図-2には、試験体の配筋状況を示している。鉄筋比については一般的なロックシェッドと同程度としており、頂版下面および上面の軸方向鉄筋比についてはそれぞれ D25 を  $125 \text{ mm}$  間隔および D29 を  $250 \text{ mm}$  間隔（鉄筋比  $0.68\%$ ）で配置している。頂版の配力筋については、現行設計と同様に鉄筋量が軸方向鉄筋の  $50\%$  程度を目安に、上面が D19、下面が D22 をいずれも  $250 \text{ mm}$  間隔で配置している。壁の断面方向鉄筋は、外側が D29、内側が D19 をいずれも  $250 \text{ mm}$  間隔、また配力筋は外側が D19、内側 D13 をいずれも  $250 \text{ mm}$  間隔で配置している。底盤の断面方向鉄筋は、上面が D22、下面が D16 をいずれも  $250 \text{ mm}$  間隔で配置しており、配力筋は上面、

表-1 鉄筋の力学的特性値一覧

材質	呼び径	引張降伏強度 $f_y$ (MPa)	引張強度 $f_u$ (MPa)
SD345	D29	390.9	554.6
	D22	389.6	543.0
	D19	397.1	597.9
	D16	395.9	586.8
	D13	395.5	556.2

下面共に D16 を  $250 \text{ mm}$  間隔で配置している。柱の軸方向鉄筋は、外側、内側共に D29 を  $144 \text{ mm}$  間隔で  $10$  本、道路軸方向の両面は D29 を  $250 \text{ mm}$  間隔で配置している。帯鉄筋は、D16 を中間拘束鉄筋を含め、高さ方向に  $150 \text{ mm}$  間隔で配置している。コンクリートのかぶり、いずれの部材も鉄筋からの芯かぶり  $100 \text{ mm}$  としている。表-1に鉄筋の引張試験による力学的特性値を示す。なお、鉄筋の材質は全て SD 345 である。また、コンクリートの設計基準強度は  $24 \text{ N/mm}^2$  であり、実験時の底版、柱/壁、頂版の圧縮強度はそれぞれ、 $30.7 \text{ N/mm}^2$ 、 $30.2 \text{ N/mm}^2$ 、 $37.9 \text{ N/mm}^2$ であった。

#### (2) 試験体の設計条件

試験体の設計に用いる入力エネルギー  $E_k$ （落石衝撃力）の決定に際しては、以下を考慮した。

- 1) 既往の研究等より許容応力度法で求めた耐荷力は、実際の限界耐力に対して  $20 \sim 30$  倍の安全率を有していること、
- 2) 実験の制約（トラッククレーンを使用するため、最大で重錘質量  $m = 10 \text{ ton}$ 、落下高さ  $H = 30 \text{ m}$ ）より最大入力可能エネルギーは  $E_{max} = 3,000 \text{ kJ}$  であること、
- 3) 実物大実験による性能照査<sup>5)</sup>として、実物による実際の終局限界状態を確認したいことより、試験

体の設計落石エネルギー  $E_k$  は,  $E_{max} = 3,000 \text{ kJ} / 30$  (安全率) =  $100 \text{ kJ}$  とした.

### (3) 試験体の設計

実験では, 質量  $2 \text{ ton}$  の重錘を使用することから設計落石エネルギーに相当する落下高さは  $5 \text{ m}$  となる. 設計落石条件  $2 \text{ ton}$ ,  $5 \text{ m}$  を基に落石対策便覧に示されている衝撃力算定式により設計落石衝撃力を算定した.

すなわち,

- 1) 試験体延長  $L = 12.0 \text{ m}$  (図-1) に対し, 図-3 に示す柱間隔 ( $L_e = 4.0 \text{ m}$ ) を道路軸方向の有効幅  $L_e$  として二次元静的骨組モデル化する.
- 2) 落石衝撃力を落石対策便覧における振動便覧式より以下のように算出する. ただし, 構造物に入力する設計荷重はラーメの定数として, 道路防災工調査設計要領 (案) 落石対策編<sup>17)</sup>を用い,  $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ , 割増係数  $\alpha = 1$  (終局限界を考慮) とした.

$$P = 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot h^{3/5} \cdot \alpha \quad (1)$$

$$= 2.108 \times (2 \times 9.8)^{2/3} \times 8,000^{2/5} \times 5^{3/5} \times 1$$

$$= 1,466 \text{ (kN)}$$

ここに,  $P$ : 落石衝撃力 (kN),  $m$ : 重錘質量 (ton),  $g$ : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ ),  $\lambda$ : ラーメの定数 ( $\text{kN/m}^2$ ),  $h$ : 落下高さ (m),  $\alpha$ : 砂層厚と落石直径の比から決定される割増し係数である.

- 3) 敷砂緩衝工の衝撃力分散角度は落石対策便覧に準拠し, 図-4 に示すように敷砂層厚に対して  $1:0.5$  (緩衝工の厚さと衝撃力分布幅の増分の比率) の範囲に円形状に等分布するものと設定し, さらに円形状と同一面積の正形状に等分布荷重を置き換えて, 作用するものと設定した.
- 4) 落石衝撃力の入力方法は図-4 に示す二次元静的骨組解析の道路軸直角方向中央部に载荷させることにより作用断面力を算出し, 許容応力度法にて断面設計を行うものである.

## 2.2 実験方法

実験は 1 つの試験体に対して, 表-2 に示す実験 No の順番で順次, 弾性域実験の後, 塑性域実験を実施している. 各実験ケースを分かりやすくするために, 緩衝材の種類 (S: 敷砂, G: 碎石, T: 三層緩衝構造), 図-5 に示す重錘载荷位置として, 柱の位置を示す A, B, C と柱側, 中央, 壁側を示す, P, C, W に, 重錘質量と重力加速度, 落下高さを乗じ求められる入力エネルギー  $E$  (kJ) をハイフンで結び簡略化して示している. 本論文では, 敷砂と碎石緩衝材, 三層緩衝構造の実験について考察している.

写真-5 には, 重錘落下衝撃载荷実験の状況を示している. 実験は, トラッククレーンを用いて弾性域の場合には  $2 \text{ ton}$  の重錘を, 塑性域の場合には  $5 \text{ ton}$ ,  $10 \text{ ton}$  重

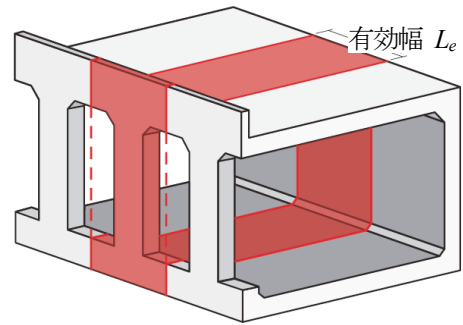


図-3 許容応力度法による有効幅の考え方

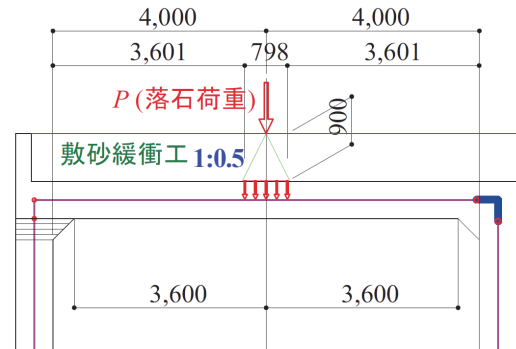
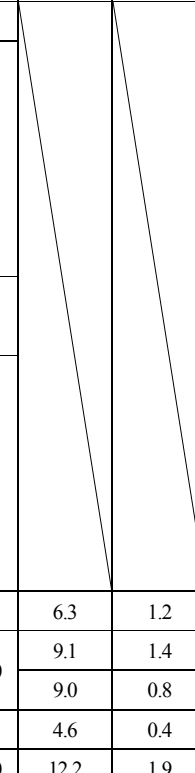


図-4 落石衝撃力の入力方法

表-2 実験ケースと载荷点頂版変位量

No	実験ケース	緩衝材	載荷位置	重錘質量 (t)	落下高さ (m)	入力エネルギー (kJ)	載荷点最大変位 (mm)	載荷点残留変位 (mm)
1	S-BC-E20	砂	BC	2	1	20		
2	S-BW-E40		BW		2	40		
3	S-BP-E40		BP					
4	S-BC-E40		BC					
5	S-AC-E40		AC					
6	S-AW-E40		AW					
7	S-AP-E40		AP					
8	G-AW-E20	碎石	AW	2	1	20		
9	G-AC-E20		AC		2	40		
10	G-AP-E40		AP					
11	G-AC-E40		AC					
12	G-BC-E40		BC					
13	G-BW-E40		BW					
14	G-BP-E40		BP					
15	G-CW-E40		CW					
16	G-CC-E250	CC	5	5	250	6.3		
17	T-BC-E3,000	三層	BC	10	30	3,000	9.1	1.4
18	T-CC-E3,000		CC				9.0	0.8
19	S-AC-E250	砂	AC	5	5	250	4.6	0.4
20	S-BC-E1,500		BC	10	15	1,500	12.2	1.9
21	G-BC-E1,500	碎石	BC	10	15	1,500	27.4	5.1
22	G-AC-E1,500		AC				37.1	9.7
23	G-CC-E3,000		CC		30	3,000	76.1	35.3

錘を所定の高さまで吊り上げ、着脱装置を介して自由落下させることにより実施している。衝撃载荷実験は表-2に示す落下高さの低い方から順次载荷する、漸増繰返し载荷法により行った。2, 5 ton 重錘は、直径 1.00 m、高さ 97 cm で、底部より高さ 17.5 cm の範囲が半径 80 cm の球状となっている。10 ton 重錘は、直径 1.25 m、高さ 95 cm で、底部より高さ 30 cm の範囲が半径 1 m の球状となっている。

### 2.3 砕石緩衝材

実験に使用した砕石緩衝材について以下に記す。

#### (1) 既設緩衝材の実態

性能照査型設計では構造物の新設時のほか、既設ロックシェッドの現有耐荷力評価設計が必要となる。このため、北海道内の既設ロックシェッド頂版上の緩衝材実態調査を実施した。その結果<sup>11)</sup>を以下に要約する。

- 1) 既設ロックシェッドの緩衝材の多くは現地発生土の礫質土である。
- 2) 礫質土緩衝材の締固め度は平均で 92 % と非常に強固に締固まっている。

以上より、既設ロックシェッドの耐荷力評価のためには現地発生土と同様な礫質土を用い、緩衝材として非常に強固に締固めた状態で実験を実施しなければ、有用な実験結果が得られないことが分かった。

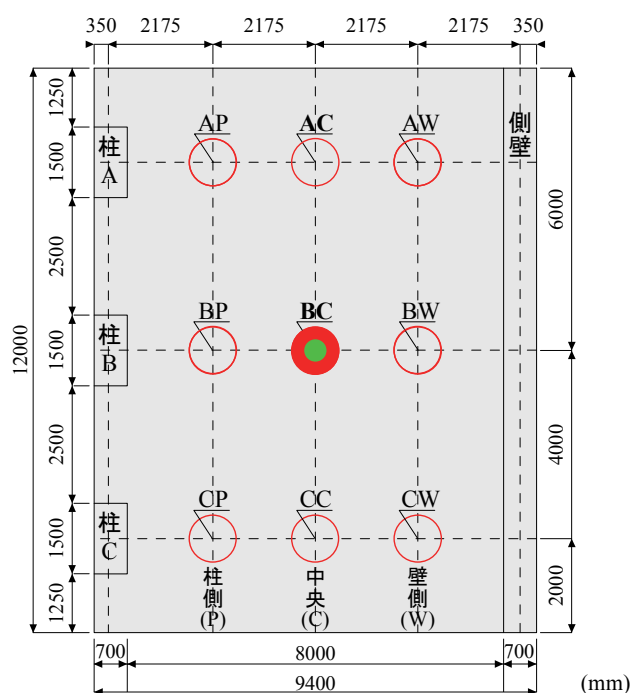
#### (2) スイス ETH との国際共同研究

近年、ロックシェッドと同規模の大きな落石エネルギーにも対応する高エネルギー吸収型落石防護柵が普及してきており、スイス連邦共和国では、高エネルギー吸収型落石防護柵の実物大実験を実施し、その性能照査<sup>5)</sup>を行っている。このような性能照査型設計法をロックシェッドにも導入すべく、スイスでは写真-6 に示すようなロックシェッド頂版部を模した RC スラブの衝撃载荷実験<sup>18)</sup>を行うと共に、数値解析的検討<sup>19)</sup>も実施している。しかしながら、ロックシェッドの性能照査型設計法を確立するためには、部材による実験や縮尺模型では寸法効果などの問題もあり、両国共に実規模実験が必要不可欠との認識により、(独) 土木研究所寒地土木研究所とスイス連邦工科大学チューリッヒ校 (ETH) は国際共同研究を締結し、本実験を実施するに至った。

スイス連邦共和国は国土の 2/3 の面積がアルプス山脈など急峻な地形であり、道路や鉄道を防護するロックシェッドの緩衝材には砕石を用いている。また、砕石緩衝材はルーズな状態で設置をおこなっているが、降雨や凍結融解などの繰返しによって経年的に締固まるとのことで、写真-6 の実験の際にもタンピングランマーにて密実に締固めて緩衝材を設置している。

#### (3) 砕石緩衝の選定

砕石緩衝材の選定にあたっては、上記の既設ロックシェッド頂版上の礫質土緩衝材の粒度分布と同様で、スイスで実験を行っている砕石 (0~32 mm 級) と同様な粒



本論文における敷砂と砕石の比較重錘落下位置

● : E = 1500 kJ

図-5 重錘载荷位置図



写真-5 実験状況 (S-BC-E40)



写真-6 スイスにおける RC スラブ衝撃実験状況<sup>18)</sup>



度分布（13.2 mm, 2.36 mm, 0.6 mm のふるい通過率がそれぞれ 60.8 %, 26.7 %, 14.3 %）の小樽市見晴産の碎石（0～30 mm 級）を選定<sup>11)</sup>し、使用した。

## 2.4 敷砂緩衝材

実験に使用した敷砂緩衝材料はこれまでの実験<sup>7,8,11,15,20)</sup>と同一産地とし、砂は石狩市厚田の知津狩産の細砂を使用した。粒度試験結果は、0.6, 0.3, 0.15, 0.075 mm のふるい通過率がそれぞれ 98, 60, 5, 1 % となっている。本実験に使用した碎石と敷砂緩衝材の物性値を表-3 に示す。

## 2.5 緩衝材の設置方法と密度管理

実規模のロックシェッド実験に際しては、大型クレーンなどの重機を多用し、後述する計測機器など試験体製作以外にも多大なる時間とコストを要する。その中でも本衝撃実験に際しては実物大実験による性能照査であることから、緩衝材の設置状態を常に同一とすることが求められる。このため本実験に際しては、常に同一の締固め密度が得られるように以下の計測管理を実施した。

敷砂緩衝材の場合には、従来の実験と同様に厚さ 30 cm 毎に敷砂を投入し足踏みおよびバケット容量 0.2 m<sup>3</sup> のバックホウを 1 往復させることによって各層ごとの締固めを行い、所定の厚さである 90 cm に成形した。敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比の計測は、30 cm 毎の締固め終了後に重錘落下点近傍を除く任意の 3 地点から図-6 に示す 3 種類の地盤密度試験を実施した。

シンウォールチューブでは、 $\phi 75$  mm、高さ 150 mm の真鍮製円筒（図-6 (a)）を用いて、定体積条件で地盤を採取することにより、密度を測定した。衝撃加速度計には、土木研究所寒地土木研究所が開発した装置を用いて、地盤表層の貫入抵抗力（硬さ（G））を計測した（図-6 (b)）。RI（ラジオアイソトープ）測定器（ANDES）を用いて、測定器直下約 200 mm の深さの平均密度を測定した。

それぞれの試験法で計測する領域を図-7 に示す。衝撃加速度計では、地盤の最も表層に近い部分を点で測定し、シンウォールチューブでは、地盤浅層を点で測定する。RI 測定器では、表層から 200 ～ 300 mm の地盤内部を領域的に計測することができる。

敷砂緩衝材の各層毎の湿潤密度および含水比のばらつきは小さく、実験時の敷砂の湿潤密度は平均で 1.559 g/cm<sup>3</sup>、含水比は平均 8.14 % であった。また、締固め密度については、シンウォールチューブでは、94.3 ～ 95.5 %、衝撃加速度計では、25.2 ～ 28.8 G、RI 測定器では、92.0 ～ 94.0 % であった。

碎石緩衝材も敷砂緩衝材と同様に 30 cm 毎に碎石を投入し、既設ロックシェッドの礫質土緩衝材やスイスでの密実な状態での実験と同様となるように、タンピングランマーを複数台使用し、縦横それぞれ 1 往復以上転圧を

表-3 緩衝材の物性値

緩衝材	産地	分類	粗粒率	最大乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比(%)
敷砂	知津狩	細砂	1.37	1.516	18.8
碎石	見晴	切込碎石	5.43	2.175	6.1

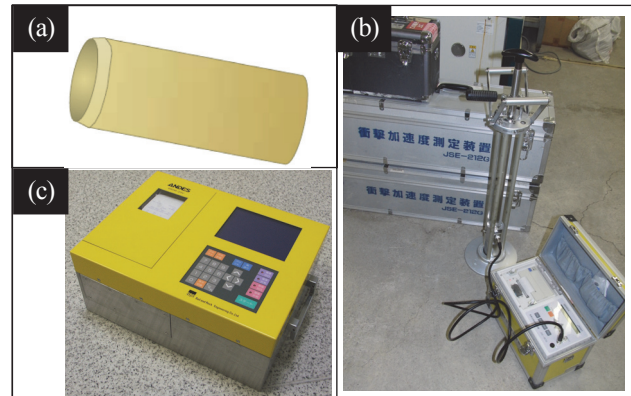


図-6 地盤密度測定機器；(a) シンウォールチューブ (b) 衝撃加速度計, (c) RI 測定器

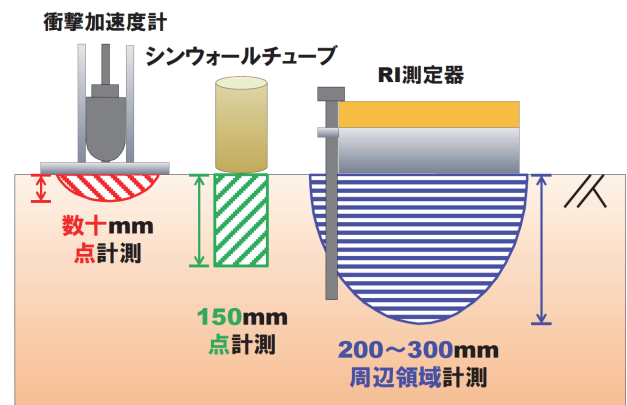


図-7 地盤密度測定機器による測定範囲の模式図

行い、プレートマークが残らない密実な状態として各層毎に RI 測定器により計測を行い、上層に着手した。なお、地盤密度測定機器 (a) は礫障害により貫入計測が出来ず、(b) は自由落下による計測機器の載荷点が礫と局所的に接触し値がばらつく礫障害により、碎石緩衝材の計測では、より深部まで計測出来る RI 測定器を使用した。碎石緩衝材の各層毎のばらつきは小さく、実験時の含水比は平均 2.3 %、締固め密度については、RI 測定器で 84.9 ～ 89.3 % であった。

## 2.6 計測方法

本実験における測定項目は、1) 重錘の頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計（容量 100 G, 200 G, 500 G, 1000 G、応答周波数はそれぞれ DC～2.0 kHz, 3.5 kHz, 5 kHz および 7 kHz）4 個による重錘衝撃力、2) 非接触型レーザ式変位計（LVDT、測定範囲±100 mm、応答周波

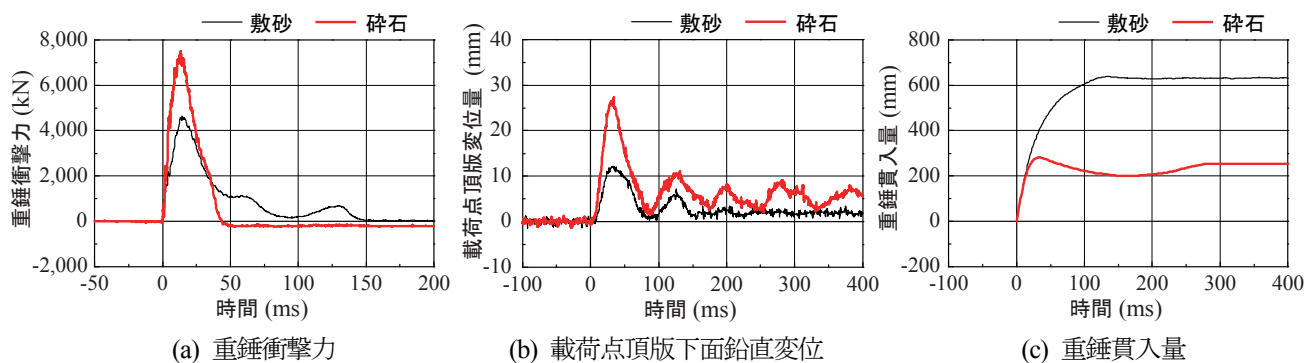


図-8 各種時刻歴応答波形 (E1,500)

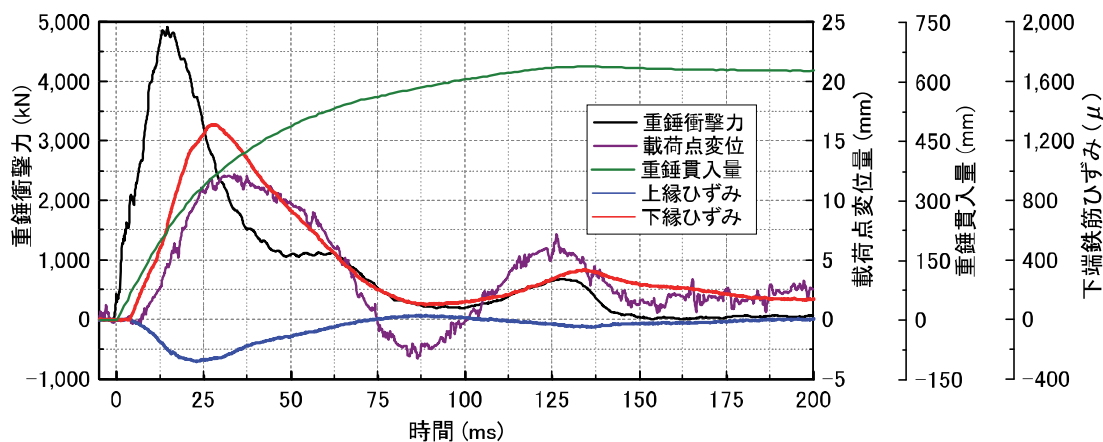


図-9 各種時刻歴応答波形 (S-BC-E1,500)

数約 1 kHz) 31 台による内空変位, 鉄筋に貼付したひずみゲージ 240 ch による鉄筋ひずみである。また, 高速度カメラ 2 台による重錘貫入量計測である。

高速度カメラは有効画素数  $1,024 \times 1,024$  とし, フレームレート 1,000 コマ (枚) / 秒 (1 ms (1/1,000 秒)) にて撮影し, デジタルデータレコーダと同期を行っている。衝撃実験時の各種応答波形については, サンプルングタイム 0.1 ms でデジタルデータレコーダにて一括収録を行っている。また, 各波形の高周波成分については 1 ms の矩形移動平均法 (サンプルングタイム間隔における重み付け平均をとり, データを平準化) により処理を行っている。また, 塑性域の各実験ケースの終了後には, 試験体のひび割れ状況を撮影している。

### 3. 実験結果 (載荷位置と入力エネルギーが同一な敷砂または砕石緩衝材を用いた塑性域実験の比較)

本実験では 1 つの試験体に落下高さの低い方から順次載荷する漸増繰返し載荷法により, 弾性域実験の後, 塑性域の実験を実施した。全 23 ケースの実験時の載荷点頂版最大変位量と繰返しによる各実験後の残留変位量は表-2 に示している。

参考文献 12) には, ロックシェッドの設計と事前解析について, 全 23 ケースの内, 弾性域の実験については, 参考文献 13, 14) として, 塑性域のそれぞれの実験結果

については 15, 16) として取りまとめを行っている。ここでは, 載荷位置と入力エネルギー  $E = 1,500$  kJ が同一な敷砂または砕石緩衝材を用いた塑性域実験結果 (S-BC-E1,500, G-BC-E1,500 の比較図の際には, 以後, E1,500) について考察する。

#### 3.1 各種時刻歴応答波形

図-8 には, 載荷位置と入力エネルギー  $E = 1,500$  kJ が同一な, 敷砂または砕石緩衝材を用いた塑性域の実験結果について, 重錘が緩衝材に衝突した時間を 0 ms とし, 重錘衝撃力, 載荷点における頂版下面の鉛直変位, 緩衝材への重錘貫入量の時刻歴応答波形を比較して示している。

図 (a) より, 敷砂または砕石緩衝材の重錘衝撃力波形は重錘衝突初期より重錘衝撃力が鋭く励起していることが分かる。砕石緩衝材は波動継続時間が 50 ms 程度の鋭い正弦半波状の 1 波による波形性状であるのに対して, 敷砂緩衝材の場合には最大ピーク値近傍は砕石緩衝材とほぼ同一時刻に発生し, その後振幅が小さい正弦半波状の 2 波で構成されている。敷砂緩衝材と砕石緩衝材のそれぞれの最大重錘衝撃力値は, 13.4 ms 時に 4,634 kN, 14.7 ms 時に 7,491 kN となっており, 砕石緩衝材の最大値は敷砂緩衝材の最大値よりも 1.62 倍大きい結果となった。

(b) 図より, いずれの載荷点においても頂版鉛直変位波形は重錘衝撃力よりも若干遅れて励起していることが

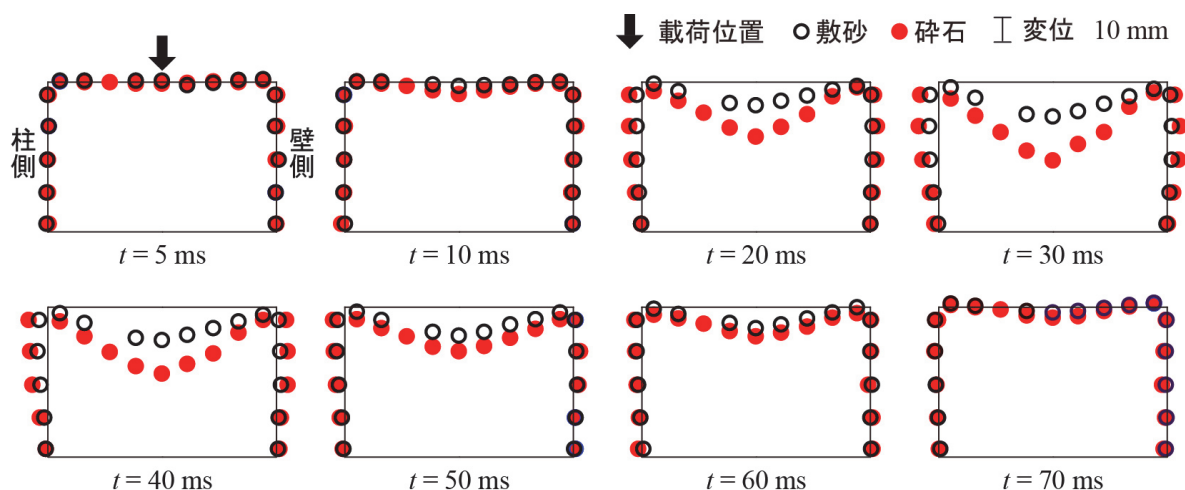


図-10 载荷位置を通る道路軸直角方向の内空変位分布(E1,500)

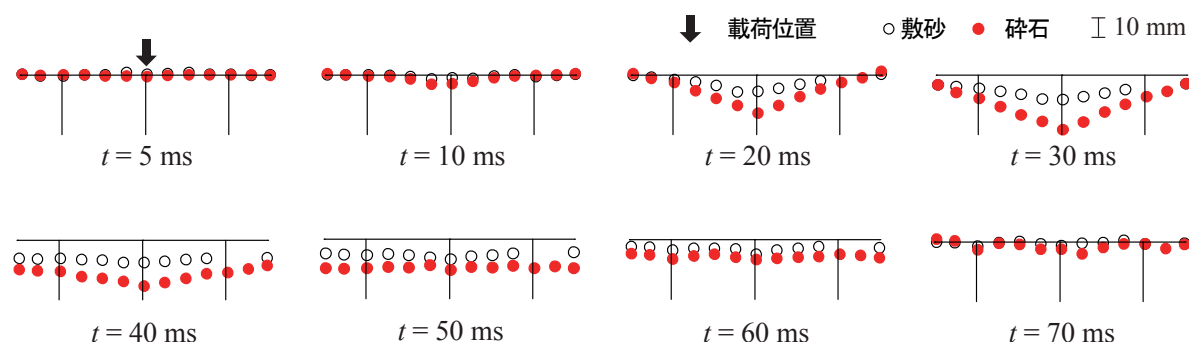


図-11 载荷位置を通る道路軸方向の頂版変位分布(E1,500)

分かる。頂版の時刻歴応答変位は最大変位を示した後、リバウンドするように負側へ変位し、減衰自由振動の状態に移行している。敷砂緩衝材の場合には衝撃を受けた頂版が変位開始から150 ms 程度で収束していることから、減衰自由振動の状態であったと推察される。一方、碎石緩衝材の場合には、载荷点直下の頂版変位は衝撃を受けたと同時に大きな三角形状の波形性状を示し、その後次第に減少する傾向を示し、正弦波状に波形が変化していることが分かる。敷砂緩衝材と碎石緩衝材のそれぞれの最大変位量はほぼ同時刻の約 30 ms で発生し、敷砂が12.2 mm、碎石が27.4 mm であり、残留変位量は敷砂が1.9 mm、碎石が5.1 mm となっており、碎石緩衝材は敷砂緩衝材よりも最大変位量で2.25 倍、残留変位量で2.69 倍大きい結果となった。碎石緩衝材の場合における残留たわみは0.06 % (道路軸直角方向の内空幅 8 mとの比) となり、後述のひび割れ図からもロックシェッドは終局限界状態には至っていないことが確認された。

(c) 図より、敷砂緩衝材と碎石緩衝材への最大重錘貫入量はそれぞれ約 65 cm と30 cm であった。敷砂緩衝材の最大重錘貫入量は緩衝材層厚 90 cm の約 70 % に達し、入力エネルギーが  $E = 1,500 \text{ kJ}$  以上の場合には敷砂による緩衝材としてのエネルギー吸収機能が低下する可能性が示唆された。敷砂緩衝材と碎石緩衝材のそれぞれの最大重錘貫入量は、約 130 ms で 640 mm、約 30 ms

で 280 mm となっており、碎石緩衝材の最大貫入量発生時刻は最大変位発生時刻とほぼ同時刻であることが分かる。

碎石緩衝材の最大変位量発生時刻と最大貫入量発生時刻がほぼ同時刻であったことから、ここでは敷砂緩衝材の各種時刻歴応答波形を重ねて図-9 に示す。

図より、時刻歴として重錘衝突初期より重錘衝撃力が鋭く励起すると同時に、重錘も敷砂内に貫入していることが分かる。その後、約 5 ms 経過後に上下縁の鉄筋ひずみが励起している。その後、重錘衝撃力、頂板上縁鉄筋ひずみ、頂版下縁鉄筋ひずみが最大値 ( $1,310 \mu$ ) に達した後、頂版の変位量が最大値に達していることが分かる。また、約 130 ms で励起している重錘衝撃力波形と重錘貫入量の最大値はほぼ同時刻に発生しており、この敷砂緩衝材の重錘衝撃力波形性状と最大重錘貫入量の関係は、緩衝材の緩衝特性に特化した大型緩衝材実験においても同様な計測結果が得られている<sup>11)</sup>。

### 3.2 変位分布の経時変化

図-10には、载荷位置を通る道路軸直角方向の内空変位分布に関する経時変化を重錘衝突後  $t = 5 \text{ ms}$ 、以降  $t = 10 \text{ ms}$  から 10 ms 刻みで  $t = 70 \text{ ms}$  まで示している。図中、マークの無い箇所は欠測点である。図より、各変位分布は緩衝材の種類によらず、時間の経過とともに載



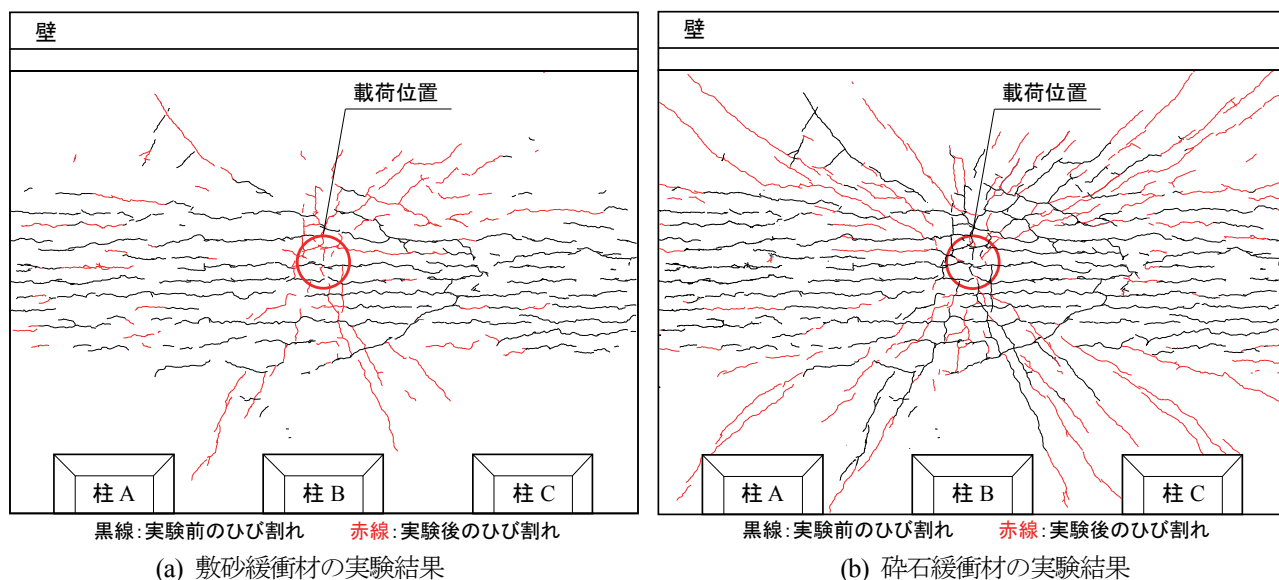


図-12 各実験後の頂版裏面ひび割れ性状(見下げ図 E1,500)

荷点直下を中心として変位量は増加し、 $t = 30 \text{ ms}$  程度で最大値に達した後、減衰状態に移行している。

頂版の変位分布に着目すると、敷砂緩衝材の場合には載荷点を中心とした曲げによる緩やかな曲線状の変位分布性状を示しているのに対し、砕石緩衝材の場合には載荷点中心部で変位量が著しく大きく、かつ載荷点中心部を頂点に頂版が角折れに類似した変位分布性状を示している。また、柱部と側壁部では上端部の変位が大きく、側壁部に比べて柱部上端の方が変位量は大きく示されている。敷砂緩衝材と砕石緩衝材との比較では、頂版部、柱部、側壁部の最大変位は砕石緩衝材による実験結果の場合が敷砂緩衝材の場合における実験結果よりも、それぞれ2 倍程度大きい。

図-11には、載荷位置を通る道路軸方向の頂版変位分布に関する経時変化を重錘衝突後  $t = 5 \text{ ms}$ 、以降  $t = 10 \text{ ms}$  から  $10 \text{ ms}$  刻みで  $t = 70 \text{ ms}$  まで示している。なお図中、マークの無い箇所は欠測点である。図より道路軸直角方向変位分布と同様に、各変位は緩衝材の種類によらず、時間の経過とともに載荷点直下を中心として変位量は増大し、 $t = 30 \text{ ms}$  程度で最大値に達した後、道路軸方向全幅にわたり、ほぼ同様の変位が時間の経過と共に発生し、減衰側に移行している。ここで載荷点直下の変位計測は道路軸方向、道路軸直角方向とも1つのレーザ変位計により計測を行っている。道路軸方向の  $t = 50 \text{ ms} \sim 60 \text{ ms}$  前後の頂版変位分布が道路軸方向全幅にわたり同様な値となっていることから、道路軸直角変位は頂版全体に渡って同様な分布性状を示していたものと推察される。

### 3.3 ひび割れ分布性状

図-12 には、実験 No.20と21の各実験後の頂版裏面ひび割れ性状を上からの見下げ図として示している。図中

の黒線によるひび割れ性状は各実験前の既存のひび割れ状況を示している。赤線はそれぞれの緩衝材を用いた場合の実験により発生したひび割れ分布性状を示している。

本実験では1つの試験体に対して、弾性域の実験後、試験体へのひび割れなどの影響を考慮し、入力エネルギーの低い塑性域の実験から漸増させて行っている。

図より、緩衝材の種類によらず道路軸方向への曲げひび割れと共に載荷位置から放射状のひび割れが発生していることが分かる。このような傾向は砕石を用いる場合に顕著 ((b)図) であり、放射状のひび割れが頂版端部まで達している。なお、頂版下面のひび割れ幅は最大で  $2 \text{ mm}$  程度であり、コンクリート片の剥落などの損傷には至っていない。また、両実験ケース終了後には既存の曲げひび割れの開口幅が拡大していることを確認している。

以上より、設計落石エネルギーが  $100 \text{ kJ}$  の許容応力度法により設計された実規模ロックシェッドに対して、15 倍の入力エネルギー  $E = 1,500 \text{ kJ}$  を作用させた場合の実規模実験に基づく性能照査の結果は、砕石緩衝材の場合よりも敷砂緩衝材の場合が緩衝効果として高い。また、砕石緩衝材を用いた場合の頂版の損傷は残留変位量が  $5 \text{ mm}$  程度であり、頂版下面のひび割れ幅も最大で  $2 \text{ mm}$  程度である。性能規定型設計では、使用や修復、終局限界状態など各種の規定<sup>5, 21)</sup>はあるが、本実験結果では通行車両に支障を与えるものではなく、砕石緩衝材実験時の頂版下面主鉄筋ひずみも  $2,000 \mu$  以下であること等から、使用限界状態を無補修と定義する場合には、使用限界状態を超えた状態にあるものと考えられる。しかしながら、図-8 に示すように敷砂緩衝材の場合には重錘が緩衝材厚の7 割程度まで貫入していることから、 $1,500 \text{ kJ}$  より大きなエネルギーに対しては、重錘(落石)が敷砂緩衝材を過度に圧縮し、緩衝材が緩衝性能を十分に発揮できない可能性があることに留意する必要がある。

#### 4. 実験結果(各種最大値と入力エネルギーの比較検討)

上記には載荷位置と入力エネルギーが同一な敷砂緩衝材または碎石緩衝材を用いた場合の実験結果について比較検討を行った。ここでは、各種最大値と入力エネルギーの比較検討を行うこととし、全23ケースの各種最大値について考察する。各図の図中に記載の記号は塗りつぶしを基本とし、入力エネルギー  $E = 250 \text{ kJ}$  以上の中央部での載荷(図-5 柱記号 B)の場合には記号を塗りつぶしで、それ以外の端部柱(A, C)の場合には記号を白抜きとして示している。

##### 4.1 最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係

図-13 には、全23ケースの最大重錘衝撃力と落石対策便覧<sup>2)</sup>により算出した重錘質量  $m = 10 \text{ ton}$  の衝撃力( $P = 2.108(m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha$ 、重錘質量:  $m = 10 \text{ ton}$ 、重力加速度:  $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ 、ラーメの定数:  $\lambda = 1,000 \sim 4,000 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数:  $\alpha = \sqrt{D/T} = 1.18$ ,  $D$ : 重錘径  $125 \text{ cm}$ ,  $T$ : 敷砂厚  $90 \text{ cm}$ )を曲線で示している。

図より、各実験結果の最大重錘衝撃力は入力エネルギーの増加に伴い増大していることが分かる。また、図から実験結果の最大重錘衝撃力は、碎石緩衝材を用いる場合には  $\lambda = 4,000 \text{ kN/m}^2$  程度の値を仮定することにより、敷砂緩衝材を用いる場合には  $\lambda = 1,500 \text{ kN/m}^2$  程度の値を仮定することにより、適切に評価可能であると考えられる。以上より、実物大実験による性能照査結果として、頂版厚  $70 \text{ cm}$  の既設 RC 製ロックシェッドの塑性域の重錘衝撃力を適切に評価可能であると考えられる。

ここで注意しなければならないのは、入力エネルギーの落石質量と落下高さの関係である。ロックシェッドの頂版厚が厚く構造部材の剛性が高い場合を想定し、著者らが実施した頂版を剛体と仮定した場合の大型緩衝材実験装置による碎石緩衝材の実験結果において、重錘質量  $m = 2 \text{ ton}$ 、落下高さ  $H = 20.00 \text{ m}$ ,  $31.25 \text{ m}$  の実験結果では、碎石緩衝材の最大重錘衝撃力や構造物に入力される最大伝達衝撃力は、 $\lambda = 20,000 \text{ kN/m}^2$  程度の実験計測値が得られており<sup>20)</sup>、設計の際に想定されている落石条件を踏まえて、ラーメの定数を適切に設定することが重要である。

##### 4.2 最大重錘貫入量と入力エネルギーの関係

図-14 には、全23ケースの最大重錘貫入量と入力エネルギーの関係を示している。各種緩衝材の重錘貫入量は入力エネルギーの増加に伴い、重錘の最大貫入量も増加していく傾向にあることが分かる。碎石緩衝材においては重錘貫入量が小さく、図-13 より最大重錘衝撃力は大きい傾向にあることが分かる。敷砂緩衝材においては先に記したとおり、より大きなエネルギーに対しては緩衝性能を十分に発揮できない可能性があることに留意する必要がある。

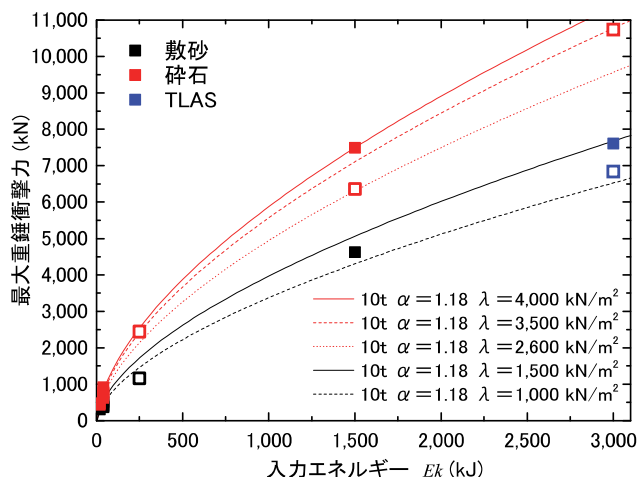


図-13 最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係

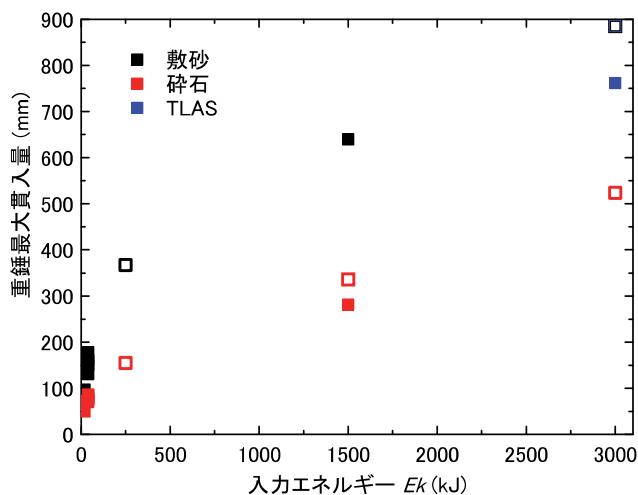


図-14 最大重錘貫入量と入力エネルギーの関係

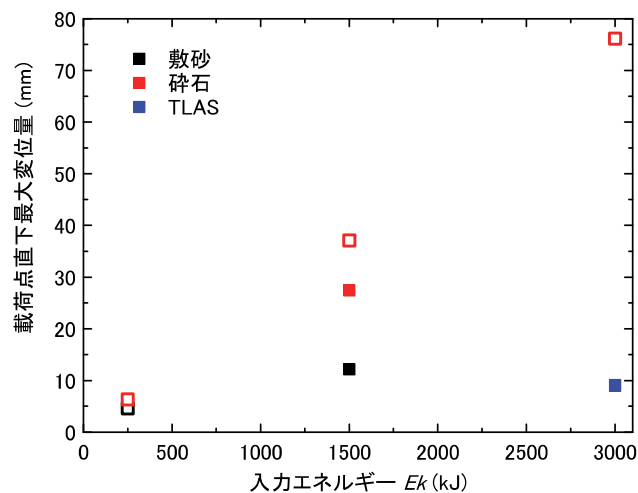


図-15 載荷点最大変位量と入力エネルギーの関係

##### 4.3 載荷点最大変位量と入力エネルギーの関係

図-15 には、弾性範囲内の実験では載荷点の頂版変位量が計測されていないことから、計測された載荷点直下の頂版最大変位量と入力エネルギーの関係を示している。図より、上記で比較をおこなった碎石緩衝材の場合には、試験体中央部よりも端部における実験結果の方が最大変

位置は大きいことが分かる。これは端部の場合、中央部に比べて試験体の剛性が低いことによるものである。また、入力エネルギー  $E = 3,000 \text{ kJ}$  の同一載荷点における比較では、碎石緩衝材においては最大変位量が  $76.1 \text{ mm}$  であるのに対して、同一の入力エネルギーでは緩衝材を TLAS とした場合には、最大変位量は  $9 \text{ mm}$  と TLAS は緩衝特性に優れていることが分かる。

#### 4.4 残留変位量と入力エネルギーの関係

図-16 には、最大変位が計測された載荷点直下の頂版の残留変位量と入力エネルギーの関係を示している。各実験後の残留変位の値の傾向は、最大変位量の結果と同様な結果となっている。入力エネルギー  $E = 3,000 \text{ kJ}$  の碎石緩衝材では残留変位量が  $35.3 \text{ mm}$ 、残留たわみは  $0.44 \%$ （道路軸直角方向の内空幅  $8 \text{ m}$  との比）であるのに対して、緩衝材を TLAS とした場合には、残留変位量が  $1.4 \text{ mm}$  であり、ほぼ弾性的な挙動となっている。

写真-7 には碎石緩衝材の入力エネルギー  $E = 3,000 \text{ kJ}$  の実験後の試験体頂版部側面ひび割れ状況を示している。写真より、頂版部には曲げによる試験体の道路軸方向と平行なひび割れが確認できる。しかしながら、写真に見られるように許容応力度法による設計試験体の 30 倍の入力エネルギーにおいても、コンクリート片が剥落するような終局限界状態とはならず、入力エネルギーが設計落石エネルギーの 30 倍の碎石緩衝材の実験結果は、車両が通行可能な状態となっている。しかしながら、ひび割れが生じたコンクリート構造物からは降雨等により石灰質が溶出すると共に、鉄筋が腐食することから、使用限界状態や修復限界状態など、各種の限界状態の定義においては今後検討が必要であるものの判断される。

今後は今回の実規模実験による性能照査と数値解析的検討を更に進め、許容応力度法による設計との整合や各種限界状態の定義などを含めて検討を進める予定である。

## 5. まとめ

本研究では RC 製ロックシェドの性能照査型耐衝撃設計法の確立に向けて、実構造物の各種耐衝撃データを取得することを目的に、実規模 RC 製ロックシェドを製作し、1つの試験体に対して漸増繰り返しによる重錘落下衝撃実験を実施した。緩衝材として敷砂緩衝材または碎石緩衝材を用いた重錘落下衝撃載荷実験によって以下のことが明らかとなった。

- 1) 許容応力度法による設計落石エネルギーが  $100 \text{ kJ}$  の実規模ロックシェドに対して、載荷位置が同一で 15 倍の入力エネルギー  $E = 1,500 \text{ kJ}$  を作用させた場合の結果は、実験前に発生しているひび割れ箇所が更に開口する応答変位を示すが、緩衝効果として碎石緩衝材よりも敷砂緩衝材の方が高い。
- 2) 入力エネルギー  $E = 1,500 \text{ kJ}$  の碎石緩衝材を用いた

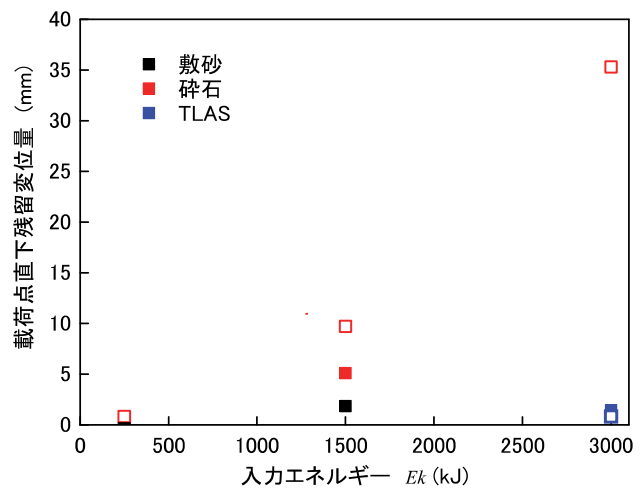


図-16 残留変位量と入力エネルギーの関係

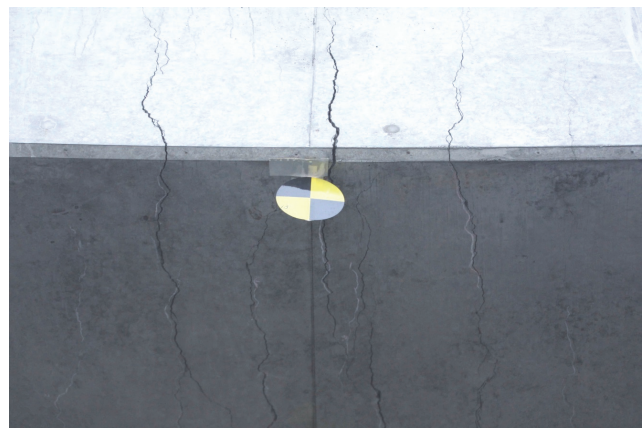


写真-7 頂版のひび割れ状況 (G-CC-E3,000)

実規模衝撃載荷実験（試験体中央部）の結果は、載荷点直下の頂版残留変位量が  $5 \text{ mm}$  程度であり、頂版下面のコンクリートひび割れ幅が最大で  $2 \text{ mm}$  程度であることから、限界状態の定義はあるが通行車両に支障を与えるものではなく、使用限界状態を無補修と定義した場合には、使用限界状態を超え修復限界状態にあると考えられる。

- 3) 許容応力度法による設計試験体の 30 倍の入力エネルギーにおいても、コンクリート片が剥落するような終局限界状態とはならず、車両が通行可能な状態であった。

## 謝辞

本論文を取りまとめるにあたり、室蘭工業大学大学院佐伯侑亮氏、勝見悠太氏には多大なる御支援をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 国土交通白書，pp.225，2014.7.
- 2) 日本道路協会：落石対策便覧，2000.6.
- 3) 熊谷守晃：ルランベツ覆道における落石災害に関する報告，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジ



- ウム講演論文集, pp.286-290, 1993.6.
- 4) 土木学会：構造工学シリーズ 8, ロックシェットの耐衝撃設計, 1998.11.
  - 5) 土木学会：構造工学シリーズ 22, 防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計－基準体系の指針－, 20013.1.
  - 6) 岸 徳光, 今野久志, 山口 悟, 三上 浩, 武田雅弘：連続衝撃荷重載荷時の実規模 RC 桁に関する数値シミュレーション, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1064-1075, 2012.3.
  - 7) 山口 悟, 今野久志, 西 弘明, 岸 徳光：緩衝材の有無による RC 製ロックシェット模型の衝撃載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.823-828, 2011.7.
  - 8) 岸 徳光, 牛渡裕二, 今野久志, 川瀬良司：敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェット模型の重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1173-1180, 2011.3.
  - 9) 岸 徳光, 牛渡裕二, 今野久志, 山口 悟, 川瀬良司：重錘落下衝撃荷重を受ける 1/2 スケール RC 製ロックシェット模型に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1029-1040, 2012.3
  - 10) 牛渡裕二, 今野久志, 小室雅人, 保木和弘, 岸 徳光：RC 製ロックシェットに関するファイバー要素を用いた三次元骨組動的応答解析法の適用性検討, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1008-1016, 2013.3
  - 11) 山口 悟, 木幡行宏, 小室雅人, 内藤直人, 岸徳光：敷砂あるいは碎石緩衝材の緩衝特性に関する大型重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.983-995, 2014.3
  - 12) 西 弘明, 牛渡裕二, 山口 悟, 小室雅人, 岸 徳光：重錘落下衝撃実験に供する実規模ロックシェット模型の断面設計に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.996-1006, 2014.3
  - 13) 岡田慎哉, 今野久志, 山口 悟, 栗橋祐介, 岸 徳光：緩衝材として碎石を設置した実規模 RC 製ロックシェットの重錘落下衝撃実験に基づいた弾性衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.1007-1018, 2014.3
  - 14) 今野久志, 山口 悟, 栗橋祐介, 岸徳光：三層緩衝構造を設置した実規模 RC 製ロックシェットの耐衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.535-540, 2014.7
  - 15) 山口 悟, 木幡行宏, 小室雅人, 岸徳光：敷砂緩衝材を設置した RC 製実規模ロックシェット模型の衝撃載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.553-558, 2014.7.
  - 16) 佐伯侑亮, 今野久志, 栗橋祐介, 岸 徳光：緩衝材として碎石を設置した実規模 RC 製ロックシェットの耐衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.547-552, 2014.7
  - 17) 北海道開発局：道路防災工調査設計要領（案）落石対策編, 1990.3
  - 18) Schellenberg, Kristian. : On the design of rockfall protection galleries. vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich, 2009, ETH e-collection
  - 19) Schellenberg, K. Kishi, N. Konno, H. : Analytical model for rockfall protection galleries – a blind prediction of test and conclusion, Applied mechanics and materials, Vol.82, pp.722-727, 2011, 9
  - 20) 山口 悟, 木幡行宏, 小室雅人, 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志：落石緩衝材としての敷砂と碎石の緩衝特性に関する大型重錘落下衝撃載荷実験, 土木学会第 69 回年次学術講演会, pp.537-538, 2014.9
  - 21) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編], 2012  
(2014 年 9 月 24 日受付)  
(2015 年 2 月 1 日受理)