

(52) 敷砂緩衝材を付設した 2/5RC 製ロックシェッド模型の耐衝撃挙動に関する実験的研究

Falling-weight impact test for scale model of RC type rock-shed with sand cushion

牛渡 裕二*, 川瀬 良司**, 今野 久志***, 山口 悟****, 岸 徳光****

Yuji Ushiwatari, Ryoji Kawase, Hisashi Kon-no, Satoru Yamaguchi and Norimitsu Kishi

*構研エンジニアリング 防災施設部 (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

**博 (工) 構研エンジニアリング 取締役 (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

***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 条 3 丁目 1-34)

****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)

*****工博 室蘭工業大学大学院教授工学研究科くらし環境領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

Key Word : RC rock-shed, Sand cushion, Falling-weight impact test

キーワード：RC 製ロックシェッド，敷砂緩衝材，重錘落下衝撃実験

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，降雪など厳しい自然環境下にある．このような中，自然災害から国民の生命・財産を守ることは最も基礎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 11～20 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¹⁾．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．

このような中，北海道の道路は急峻な地形や海岸線などを通過し築造されている場合も少なくなく，大規模な岩盤崩壊や落石を始めとする道路災害（写真-1）が続き，道路防災水準を向上させるための研究開発が急務となっている．

著者らは，これまで落石による衝撃力を直接受ける RC 製落石覆道（以後，ロックシェッド）の頂版部に着目し，RC 梁，RC スラブ等に関する縮尺模型や実物大の試験体を対象に，衝撃载荷実験および弾塑性衝撃応答解析を実施し，耐衝撃挙動に関する検討を行ってきた^{2)～5)}．また，同一試験体に対する繰り返し衝撃载荷実験を実施し，斬増する衝撃荷重に対する損傷の進展過程やひび割れ性状に関する実験結果を取り纏めている．さらに，それらの動的性状を再現できる数値解析手法も確立している⁶⁾．

今後，ロックシェッド等の耐衝撃用途構造物に関する設計法が限界状態設計法や性能照査型設計法に移行



写真-1 ロックシェッド入り口付近の落石 (2008.5)

する場合においては，各種限界状態の定義も含め，終局入力エネルギー量あるいは動的終局耐力評価法を確立することが主要な課題となる．

このような観点から，本論文では耐衝撃用途 RC 構造物の限界状態設計法あるいは性能照査型設計法の確立に向けた基礎資料を得ることを目的に，現在設置されている RC 製ロックシェッドを対象に，2/5 スケールのロックシェッド模型を製作し，入力エネルギーを変化させた衝撃荷重载荷実験を実施し，終局限界近傍までのロックシェッドの弾塑性衝撃挙動に関する検討を行った．

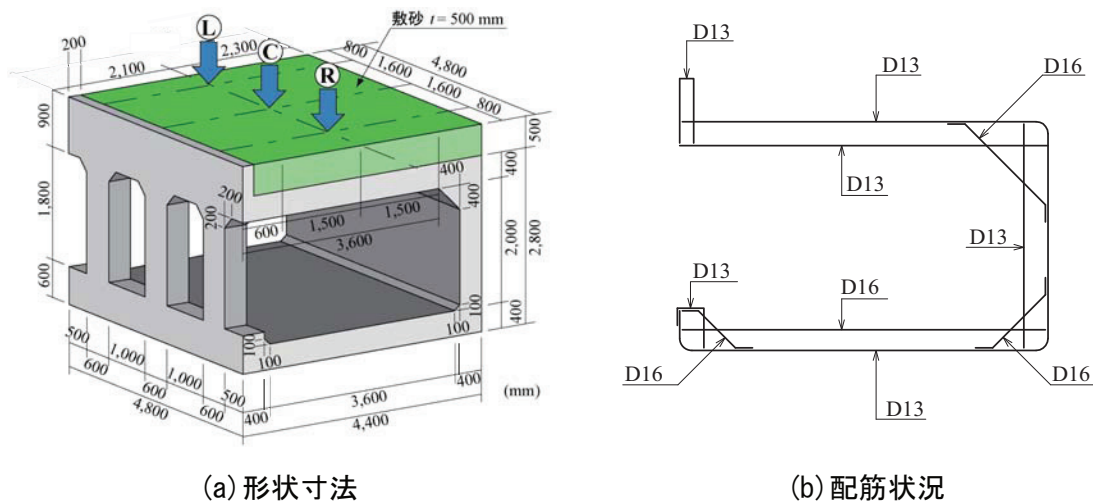


図-1 試験体の形状寸法および配筋状況

表-1 実験ケース一覧

実験ケース名	緩衝工	重錘質量 M (kg)	載荷方法	載荷位置	落下高さ H (m)	入力エネルギー E_k (kJ)		
S-C-H1.0	敷砂 $t = 50$ cm	10,000	繰り返し	中央 C	1.0	100		
S-C-H5.0					5.0	500		
S-C-H10.0					10.0	1,000		
S-L-H2.5						左柱 L	2.5	250
S-R-H5.0						右柱 R	5.0	500

2. 実験概要

2.1 試験体の形状寸法および実験方法

我が国で建設されているRC製ロックシェッドは1ブロックが12mの構造になっている。また、箱型断面を有しているが、左右非対称の柱部と側壁部、上下には頂版と底版からなる構造で、各部材毎に剛性が異なっている。このことから、本実験では、より実物に近いロックシェッド模型（縮尺：2/5）を製作し、耐衝撃挙動を検証することとした。なお、実際の落石覆工には頂版上に敷砂が $t = 90$ cm、飛散防止材が $t = 20$ cm設置されていることから、敷砂緩衝材も模型の縮尺（縮尺：2/5）に対応して、厚さを $t = 50$ cmに設定した。

図-1(a)には、重錘落下衝撃実験に使用したRC製ロックシェッド模型の形状寸法を示している。模型は、外幅4.4m、長さ4.8m、高さ2.8mの矩形断面であり、内空断面は幅3.6m、高さ2mで、頂版厚は40cmである。なお、ロックシェッドの基部には1,200mm厚のコンクリート剛基礎を配置している。

図-1(b)には、道路軸直角方向断面の配筋状況を示している。模型縮尺を考慮し、鉄筋比については実ロックシェッドと同程度とすることとした。すな

わち、頂版下面および上面の断面方向にはD13を50mm間隔（主鉄筋比0.75頂版の配筋筋は、現行設計と同様に断面方向鉄筋の50%を目安に上面、下面共にD13を100mm間隔で配置している。側壁の断面方向鉄筋は外側にD13を50mm間隔、内側にD13を100mm間隔、また配筋筋は、外側、内側共にD13を100mm間隔で配置している。底版の断面方向には、上面にD16を100mm間隔、下面にD13を50mm間隔で配置しており、配筋筋は上面にD16、下面にD13をいずれも100mm間隔で配置している。柱の軸方向鉄筋は、外側、内側共にD13を50mm間隔、道路軸方向の両面にD13を70mm間隔で配置している。柱の帯鉄筋は、D13を中間拘束鉄筋を含め、高さ方向に60mm間隔で配置している。コンクリートのかぶり厚は、いずれの部材も芯かぶりを60mmとしている。鉄筋の材質は全てSD345である。力学的特性は、D13の降伏強度、引張強度がそれぞれ413MPa、580MPaであり、D16の場合は430MPa、609MPaである。また、使用したコンクリートの設計基準強度は 24 N/mm^2 であり、実験時の圧縮強度は 29.7 N/mm^2 であった。また、本模型には端部補強⁷⁾⁸⁾を取って行っていない。これは、今後の端部補強の効果を確認するための基礎資料を得るためである。



写真－2 実験状況

2.2 実験方法

表－1には、実験ケースを実施した順に一覧にして示している。本論文では、各実験ケースを分かりやすくするために、緩衝工（S：敷砂）、重錘落下位置（C：中央，L：柱側から側壁に向かって左側，R：右側）、および重錘落下高さを示すHとその高さ(m)を付し、それらをハイフンで結び簡略化して示している。

写真－2には、重錘落下衝撃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10,000 kg重錘を所定の高さまで吊り上げ、着脱装置を介して落下させることにより実施している。衝撃荷重作用位置は、ロックシェッドの道路軸直角方向にはスパン中央部、道路軸方向には各柱中心位置の各点とした。

実験は、1試験体に対して繰り返し重錘を衝突させる繰り返し斬増載荷により実施した。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。また、重錘全体の質量は、鋼製円筒の内部に鋼塊とコンクリートを充填することにより調整を行っている。

2.3 敷砂緩衝材

本実験で用いた敷砂緩衝材は、表乾密度 2.56 g/cm^3 、吸水率3.23%、単位体積重量 14.4 kN/m^3 の石狩厚田産細目砂である。粒度試験結果は、0.6, 0.3, 0.15 mmのふるい通過率がそれぞれ98, 70, 2%となっている。

実ロックシェッド上の砂の締め固まり程度に関する明確な測定値がないことより、実ロックシェッドの状態を再現することは不可能である。そのため、これまでの実験方法と同様に25 cm毎に足踏み式によって締め固めを行い、整形を行うこととした。なお、実験は斬増繰り返し載荷を行うことより、実験毎に敷砂緩衝材を重錘径の倍以上の範囲で取り除き、頂版上面のクラックの有無を確認の後、再整形を行っている。

敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比の測定は、実験ケースS-C-H1.0の実験前に実施した。実験時の湿潤密度は、 14.1 kN/m^3 、また含水比は、7.33%であった。

2.4 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、応答周波数DC～2 kHz）による重錘衝撃力、非接触型レーザ式変位計（容量500 mm、応答周波数約1 kHz）による内空変位、および3) 鉄筋に貼付したひずみゲージによるひずみである。

内空変位を計測する非接触型レーザ式変位計は、底板上面にアンカーしたH形鋼を用いて組立てた架台に設置し、所定の位置における変位を計測している。これらの各センサーからの出力波形は、サンプリングタイム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、各実験ケースの終了後には、試験体のひび割れ状況をスケッチしている。

3. 実験結果

3.1 応答波形

図－2には、重錘が緩衝材に衝突した時間を0 msとして、重錘衝撃力波形を示している。各重錘衝撃力波形に関しては、ノイズを含んだ高周波成分が含まれているため、波形収録後に1 msの矩形移動平均法により数値的なフィルター処理を施している。

図より、S-C-H1.0とS-C-10.0以外の波形性状は類似の性状を示している。S-C-H5.0は波動継続時間（以後、継続時間）が $t = 60 \text{ ms}$ 程度の正弦半波状の第1波と継続時間が $t = 40 \text{ ms}$ 程度の正弦半波状の第2波からなる波形性状を示している。主波動継続時間は125ms程度である。端部載荷であるS-L-H2.5とS-R-H5.0の場合には、継続時間が $t = 75 \text{ ms}$ 程度の正弦半波状の第1波と継続時間が $t = 75 \text{ ms}$ 程度の正弦半波状の第2波の波形性状を示している。全体の主波動継続時間はS-C-H5.0の場合より若干長い。これは、端部載荷であることより版の拘束効果が低減することによるものと考えられる。また、2波の波形から構成されるのは、敷砂を介して重錘とロックシェッド頂版が連成し、重錘が小さくリバウンドのような挙動を示すことに起因するものと考えられる。

S-C-H1.0の場合には、入力エネルギーが小さいことにより、振幅も小さいが、主波動継続時間はS-C-H5.0の場合と類似している。S-C-H10.0の場合には、継続時間が80 ms程度の三角形の1波形状となっている。このように1波の形状を示すのは、入力エネルギーが大きいことにより、頂版の荷重点近傍部の損傷が大きいため、重錘は頂版との相互作用によって生ずるリバウンドに類似した挙動を示すことなく敷砂中に貫入し、最大衝撃力に達した後大きくリバウンドして除荷状態に至るためと推察される。

中央載荷であるS-C-Hnの波形より、重錘の落下高が小さいほど主波動継続時間が長いことがわかる。こ

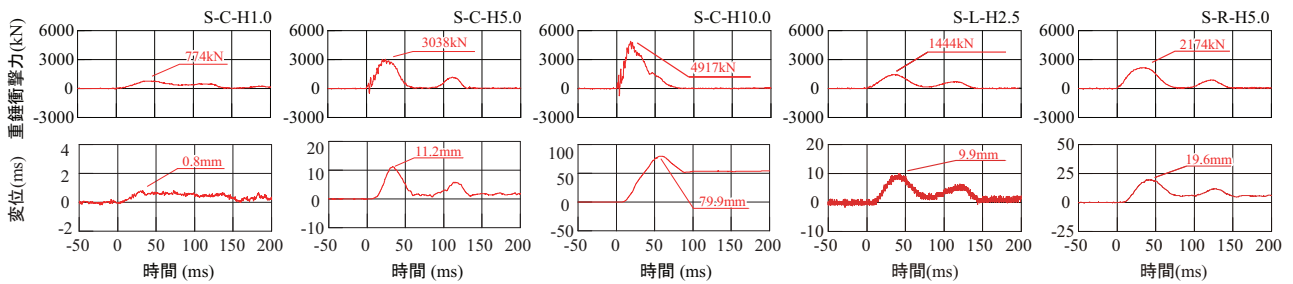


図-2 応答波形

これは、過去の実験結果⁵⁾と同様に、入力エネルギーが小さい場合には重錘貫入量も小さくなるが、一方で重錘がリバウンドして除荷状態に至るまでの動的応答継続時間は、貫入後の敷砂厚に対応して長くなることに起因しているものと推察される。

変位波形に着目すると、各変位波形は重錘衝突時点から 10 ms 程度経過後に励起していることがわかる。しかしながら、波形性状は重錘衝撃力波形に類似している。また、S-C-H1.0、S-L-H2.5 の場合には入力エネルギーが小さいことより、残留変位はほとんど発生していない。しかしながら、S-C-H5.0/10.0、S-R-H5.0 の場合には入力エネルギーが大きいことにより、残留変位が発生している。特に S-C-H10.0 の場合には、除荷後減衰自由振動を呈していないことより、著しく損傷を受けていることが見てとれる。

3.2 入力エネルギーと各種応答値

図-3 には、入力エネルギーと各種応答値の関係を示している。図中には、敷砂緩衝工を用いる場合の Hertz の接触理論に基づく振動便覧式⁹⁾により算出した衝撃力（ラーメの定数： $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ 、および $\lambda = 450 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数： $\alpha = \sqrt{D/T} = 1.58$ 、 D ：重錘径 125 cm、 T ：敷砂厚 50 cm）を示している。ここでの割増係数とは、緩衝材である敷砂層厚が、落石直径より小さい場合の落石衝撃力の増幅倍率である。図より、入力エネルギーの増加に伴い最大重錘衝撃力も増大していることがわかる。また、中央載荷と端部載荷における最大重錘衝撃力の関係をみると、同一入力エネルギーの 500 kJ では、S-C-H5.0 が S-R-H5.0 よりも 1.4 倍程度大きな値を示している。これは、自由端近傍載荷の場合には載荷点近傍頂版部の曲げ剛性が境界条件に基づく拘束効果の低減によって見かけ上低下することによるものと推察される。

図より、実験結果の最大重錘衝撃力は、ラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とし、 α を 1.58 とした場合の振動便覧式より得られた重錘衝撃力分布とほぼ同程度の値を示すことがわかる。また、端部載荷時の重錘衝撃力に関しては、ラーメの定数を $\lambda = 450 \text{ kN/m}^2$ とした場合にほぼ対応している。

以上より、敷砂緩衝工を設置した場合のロックシェッドの中央載荷時における重錘衝撃力は、落石径と敷砂厚を考慮（割増係数： α ）し、かつラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とした Hertz の接触理論に基づく振動便覧式により適切に評価可能であると考えられる。

一方、最大変位に直目すると、中央載荷の場合には、入力エネルギーが $E_k \leq 500 \text{ kJ}$ と $E_k > 500 \text{ kJ}$ では最大変位の増加傾向が異なっている。端部載荷の場合における結果より、 $E_k \leq 500 \text{ kJ}$ までは線形的な増加の傾向を示していることがわかる。また、端部載荷時の最大変位は、中央載荷時に比べて 1.8 倍程度大きい値を示している。これは、2 次元的に考えると、端部載荷時の頂版曲げ剛性は、自由端があることにより版の拘束効果が低減し、見かけ上中央載荷時の 1/2 程度になることを暗示している。

残留変位に着目すると、中央載荷の場合には、入力エネルギー $E_k = 1,000 \text{ kJ}$ の場合に顕在化している。一方、 $E_k = 500 \text{ kJ}$ では 2 mm 程度で、損傷が小さいことがわかる。端部載荷の場合においても $E_k = 500 \text{ kJ}$ の場合で 8 mm 程度であり、前述のとおり、損傷がそれほど著しくないことがわかる。

最大変位と残留変位の分布を比較すると、入力エネルギー $E_k = 1,000 \text{ kJ}$ の場合における最大変位に対する残留変位の比は 0.75 程度となっている。また、残留変位の道路軸直角方向全幅に対する割合を見ると 1.6 % (=60/3600) 程度であり、終局に近い状態であることが確認できる。一方、 $E_k \leq 500 \text{ kJ}$ の場合には、端部載荷の場合で、残留変位の道路軸直角方向全幅に対する割合が、0.05 % (= 2/3600)、0.2 % (= 8/3600) 程度であることより、ひび割れが発生しつつも損傷も顕在化せず、供用可能な状態にあることが推察される。

3.3 ひび割れ発生状況

図-4 には、各実験ケース終了後のひび割れ発生状況を示している。なお、S-C-H1.0 の場合には、ひび割れの発生は確認できなかった。

S-C-H5.0 の場合には、残留変位が 2 mm 程度であるが、図より頂版下面の載荷点を中心に RC 版特有の放射状のひび割れや各柱および側壁の頂部に道路直角方

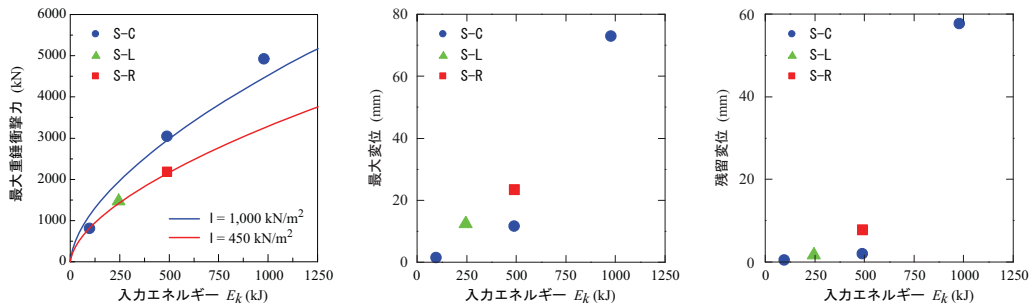


図-3 入力エネルギーと各種変位波形

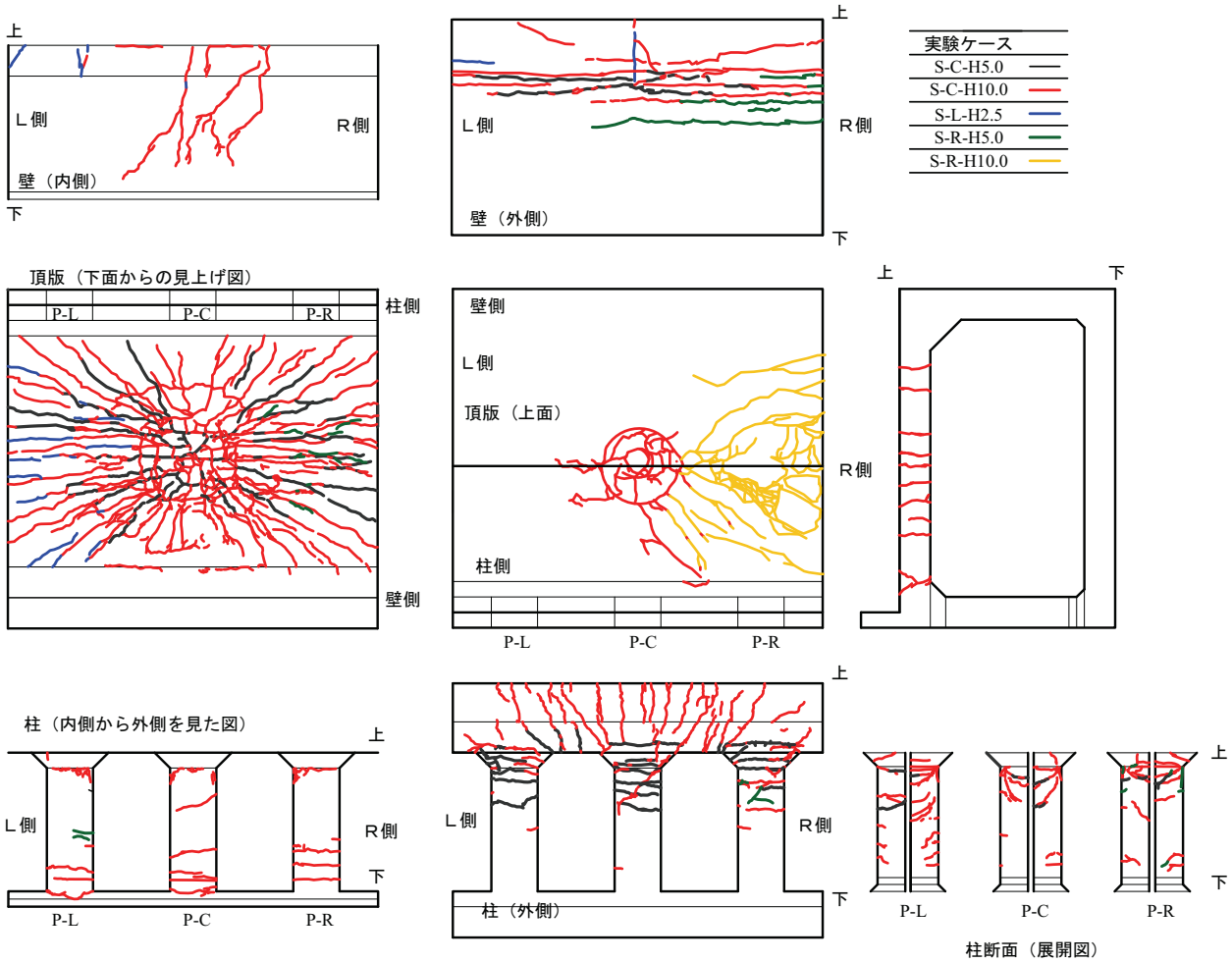


図-4 全実験ケースにおけるひび割れ状況図

向の2次元曲げに対応した曲げひび割れが発生している。しかしながら、かぶりコンクリートの剥落も見られず、十分供用可能であることがわかる。

S-C-H10.0の場合において、後述のように重錘の敷砂への貫入量が41 cmに達しており、重錘直下の敷砂は過度に締め固められた状態となっている。このため、頂版の上には重錘が直撃した場合と類似の円形状の押し抜きせん断破壊型のひび割れが発生している。また、頂版下面には、放射状のひび割れが一層拡大し、かつ一方方向曲げを示す道路軸方向のひび割れや3重円形状のひび割れも確認でき、押し抜きせん断破

壊の傾向も確認できる。柱部においても、頂部外側、底部内側に道路軸方向に沿ったひび割れが発生しており、箱型ラーメン構造に対応した曲げモーメント分布を形成していることが確認できる。また、砂止めのパラペット部にも中央部の柱を中心に上方から下方に進展するひび割れが発生しており、重錘のリバウンドに伴う構造全体の負曲げが作用していることがうかがわれる。大きなかぶりコンクリートの剥落は確認できないものの、上述のように残留変位が道路軸直角方向スパン長の1.6%に達しており、押し抜きせん断破壊の兆候も見られることから、終局限界に近い状況である

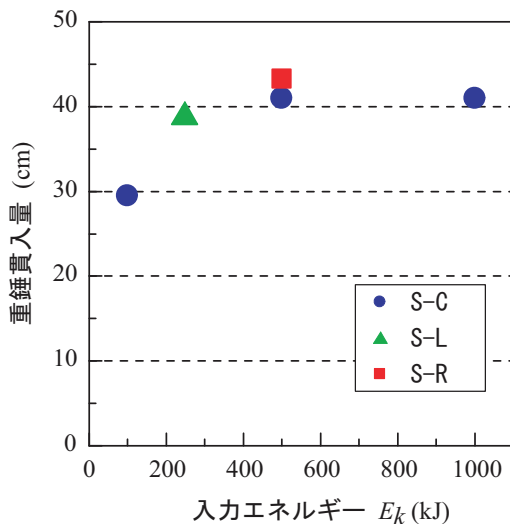


図-5 重錘貫入量と入力エネルギーの関係

ことが示唆される。

図-4より、S-L-H2.5の場合には、荷点近傍の頂版下面に一方向曲げを示す数本の曲げひび割れを確認できるが、それ以外の損傷は見あたらない。また、S-R-H5.0の場合においても頂版上面には目立ったひび割れの発生は確認できないが、頂版下面および側壁外面頂部に断面方向の曲げに伴う道路軸方向のひび割れが進展している。

以上より、落下高さが $H=5\text{ m}$ で入力エネルギー $E_k=500\text{ kJ}$ では、十分供用可能な状態である。しかしながら、 $H=10\text{ m}$ で $E_k=1,000\text{ kJ}$ の場合には、損傷がブロック全体に広がり、2方向の曲げひび割れと共に押し抜きせん断破壊型の円形状のひび割れも顕在し、終局に近い状態であることが確認された。なお、この場合の残留変位は道路軸直角方向スパン長の1.6%程度となる。

3.4 敷砂緩衝材の緩衝性能

図-5には、敷砂緩衝材への重錘貫入量と入力エネルギーの関係を示している。図より、入力エネルギー E_k の増加に伴い重錘の貫入量も増加していることがわかる。詳細に見ると、重錘落下高さが $H=1\text{ m}$ の場合には30 cm程度の貫入を示し、その後、 $E_k \geq 500\text{ kJ}$ においては、ほぼ40 cm前後の値に漸近していることがわかる。従って、 $E_k=500\text{ kJ}$ 以上の入力エネルギーを効率よく緩衝できないことを暗示している。これより、敷砂厚が50 cmの場合には、 $E_k=500\text{ kJ}$ 程度まではほぼ設計に対応した緩衝性能を発揮することが明らかになった。一方で、本実験に用いたロックシェッド模型は $E_k=1,000\text{ kJ}$ において緩衝材が対応した緩衝性能を発揮できない状況下でも、中央荷点において終局状態に近い耐衝撃性を示すことが明らかになった。

4. まとめ

本研究では、敷砂緩衝工を設置したRC製ロックシェッドの耐衝撃挙動を明らかにすることを目的に、敷砂緩衝工を設置した2/5スケールのロックシェッド模型を用いた斬増繰り返しによる重錘落下衝撃荷重実験を実施した。実験は、敷砂緩衝工を50 cm厚で設置し、重錘落下位置を試験体の中央部とした場合について実施した。本研究より得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 敷砂緩衝工を設置したロックシェッドの中央部荷重時の最大重錘衝撃力は、落石径と敷砂厚を考慮(割増係数: α)し、かつラーメの定数を $\lambda=1,000\text{ kN/m}^2$ としたHertzの接触理論に基づく振動便覧式により評価可能と考えられる。
- 重錘衝撃力は、端部荷重の場合には自由端の存在によって版効果が低減することにより、中央荷重時の1/1.4程度に低減する。一方で最大変位や残留変位は、端部荷重においてそれぞれ約2倍、4倍程度大きくなる。
- 50 cm厚の敷砂緩衝材の緩衝効果は、入力エネルギーが $E_k=500\text{ kJ}$ までは使用限界を十分確保可能である。また、 $E_k=1,000\text{ kJ}$ の場合には、残留変形が道路軸直角方向幅の1.6%程度となり、終局限界に近い状態となる。

参考文献

- 国土交通白書, 2009.
- 岸 徳光, 中野 修, 松岡健一, 西 弘明: 野外実験による敷砂の緩衝性能, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1587-1597, 1993.3
- 西 弘明, 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模PC落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, 17(2), pp.691-696, 1995.6
- 川瀬良司, 今野久志, 牛渡裕二, 岸 徳光: 各種緩衝材を設置した場合のトンネル坑口部の落石衝撃挙動解析, コンクリート工学年次論文集, 27(2), pp. 871-876, 2005.6
- 岡田慎哉, 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志: RCラーメン構造の耐衝撃挙動に関する実験的検討および数値解析手法の妥当性検討, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1388-1398, 2009.3
- 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: RC梁の繰り返し重錘落下衝撃挙動に関する数値シミュレーション, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1225-1237, 2009.3
- 土木学会: 構造工学シリーズ8, ロックシェッドの耐衝撃設計, 1998.11
- 日本道路協会: 落石対策便覧, 2000.6
- 土木学会: 土木技術者のための振動便覧, 1985.