

敷砂緩衝材を設置した1/2 縮尺RC 製ロックシェッド模型の 重錘落下衝撃実験

Falling-weight impact loading test of a 1/2 scale model of the RC rock-shed with sand cushion

西 弘明*, 岸 徳光**, 牛渡 裕二***, 今野 久志****, 川瀬 良司†

Hiroaki Nishi, Norimitsu Kishi, Yuji Ushiwatari, Hisashi Konno and Ryoji Kawase

*博士(工学) 寒地土木研究所 上席研究員 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 暮らし環境系領域 社会基盤ユニット(〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

*** (株)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)

****博士(工学) 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)

†博士(工学) (株)構研エンジニアリング(〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1-1)

In order to accumulate basic knowledge for establishing the rational performance-based impact resistant design procedures of RC rock-sheds, the consecutive falling-weight impact test of a 1/2 scale model of the RC rock-shed with 90 cm thick sand cushion was conducted. In this test, impact response behavior of the rock-shed from the elastic through plastic region was investigated by increasing falling height of the weight. From this study, following results were obtained: 1) maximum impact force can be better evaluated by means of Hertz contact theory with Lamé's constant $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ and amplification factor due to aspect ratio of diameter of falling weight to thickness of sand cushion; and 2) roof of the rock-shed model with sand cushion reached ultimate state in the flexural failure mode.

Key Words : RC rock-shed model, sand cushion, falling-weight impact loading test

キーワード： RC 製ロックシェッド模型, 敷砂緩衝材, 重錘落下衝撃実験

1. はじめに

我が国の国土, 特に北海道は急峻な地形を呈しており, 山岳部や海岸線の道路には落石災害を防止するためのロックシェッドが数多く建設されている。ロックシェッドは, 比較的大きな落石エネルギーに対応した落石対策工であり, 通常斜面に想定される落石要因に応じて個別に設計されている。一方, これらの土木構造物は長期に渡って供用されることとなるため, 近年の異常気象(ゲリラ豪雨など)や対象斜面の経年変化により, 設計当初には想定され得なかった新たな落石要因が生じる場合がある。このような場合には, 現状のロックシェッドに補強を施し, 要求される性能を満たす, あるいは道路のルートを変更し, 危険箇所を回避するなどの対応が必要となる。しかしながら, これらの対応には多大な費用が必要となり, 建設コストの縮減が叫ばれる中で大きな負担となっている。

ここで, 現行のロックシェッドの耐衝撃設計は, 許容応力度法に基づいて行われている。しかしながら, 著者らの過去の研究によれば, これらの構造物は終局限界耐力に対して大きな安全率を有していることが明らかとなっている。これより, 性能照査型設計法の概念を用いてロックシェッドの耐衝撃設計を実施することが可能になれば, 新設設計の場合には構造のスリム

化が可能となり, 補強設計の場合には補強工を合理的かつ最小限に留めることができ, どちらの場合においても建設コストの縮減が見込まれる。

このような状況下において, 著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, RC 梁部材に限定して各種 RC 梁の衝撃実験および数値解析的検討を実施し, 性能照査型耐衝撃設計に資する静的曲げ耐力算定式を提案している^{1)~4)}。また, 構造系に関する検討としては, 実ロックシェッドの 1/4 程度の小型ラーメン模型に関する衝撃実験を実施し, 破壊に至るまでの耐衝撃挙動の把握を行った⁵⁾。

本研究では, 現行設計と同様に緩衝材として頂版上に 90 cm 厚の敷砂を設置した実ロックシェッドの 1/2 縮尺模型試験体を用いた重錘落下衝撃実験を実施し, 繰り返し載荷により終局に至るまでの耐衝撃挙動に関する検討を行ったので, その結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

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示している。試験体は, 実験ヤードの大きさ, 破壊までの入力エネルギー等を考慮し, 1 ブロックの道路軸方向長さが 12 m, 頂版厚 1 m, 内空

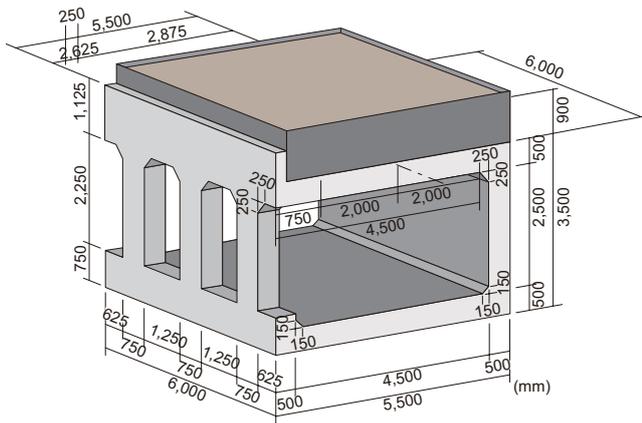


図-1 試験体の形状寸法

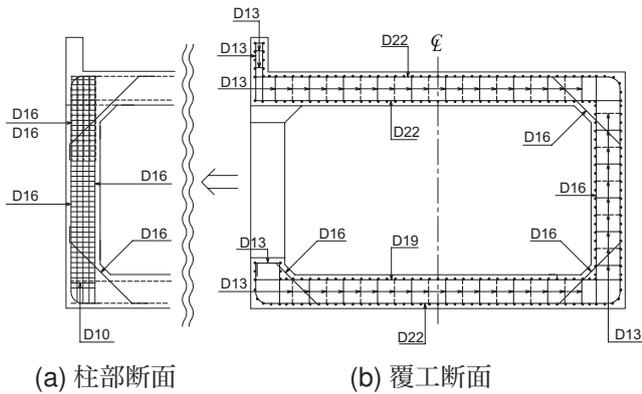


図-2 試験体の配筋状況

幅 8 m 程度の一般的な RC 製ロックシェッドの 1/2 縮尺模型としている。これより、試験体は、外幅 5.5 m、道路軸方向長さ 6.0 m、壁高さ 3.5 m の箱形構造となる。内空断面は幅 4.5 m、高さ 2.5 m であり、内空の四隅にはハンチを設けている。部材厚さは、頂版、底板、柱、壁共に 0.5 m とした。

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として D22 を 125 mm 間隔（主鉄筋比 0.73 %）で配置している。頂版の配力筋については、鉄筋量が軸方向鉄筋の 50 % 程度を目安に、上面、下面共に D13 を 125 mm 間隔で配筋している。鉄筋の材質は全て SD345 であり、力学的特性は D22 の降伏強度が 381 ~ 400 N/mm²、引張強度が 549 ~ 571 N/mm²、D13 の降伏強度が 378 ~ 397 N/mm²、引張強度が 539 ~ 564 N/mm² である。コンクリートのかぶり、芯かぶりでは 75 mm である。コンクリートの設計基準強度は 24 N/mm² であり、実験時の圧縮強度は 28.3 N/mm² であった。

2.2 衝撃実験概要

写真-1 には実験状況を示している。実験は、敷砂厚さを 90 cm とし、試験体の頂版中央部に質量 10,000 kg の鋼製重錘をトラッククレーンにより所定の高さ



写真-1 実験状況

まで吊り上げ、自由落下させることにより行っている。使用した鋼製重錘は、直径が 1.25 m、高さが 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。実験に使用した敷砂は、アスファルト合材用の細目砂であり、表乾密度は 2.56 g/cm³ である。実験に際しては、頂版上に型枠を設置し、厚さ 25 cm ごとに足踏みによって締め固めを行い、所定の厚さに整形している。実験時の敷砂の湿潤密度（かさ密度）は 1.531 g/cm³、含水比は平均 11.4 % であった。なお、各実験ケース終了後には重錘落下位置、敷砂への貫入量を調査した後、敷砂緩衝材を掘り返し、重錘落下点直下のひび割れ状況を確認した後、所定の厚さに再設置している。表-1 には実験ケースの一覧を示している。

実験は、頂版中央部での繰り返し载荷を行っており、弾性範囲内と想定される実験ケースとして落下高さ $H = 1.0$ m および 2.5 m を設定した。その後 $H = 5.0$ m から落下高さを 5.0 m ピッチで漸増させ、試験体の頂版裏面コンクリートが剥落する程度まで実施している。実験ケース名は、第 1 文字目に敷砂緩衝材を示す記号として S を、第 2 文字目には繰り返し载荷実験を示す II、第 3 文字目には H の後ろに重錘の落下高さ (m) を付し、それらをハイフンで結んで示している。

2.3 計測方法

本実験における計測項目は、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 200 G および 500 G、応答周波数 DC ~ 3.5 kHz および 5 kHz）3 個による重錘衝撃力、2) 非接触式レーザー変位計（測定範囲 ±100 mm、応答周波数約 1 kHz）による試験体変

表-1 実験ケース

実験ケース	緩衝工 t (cm)	重錘質量 M (kg)	载荷方法	落下高さ H (m)	入力エネルギー E_k (kJ)
S-II-H1.0	90	10,000	繰返し	1.0	98
S-II-H2.5				2.5	245
S-II-H5.0				5.0	490
S-II-H10.0				10.0	980
S-II-H15.0				15.0	1,470
S-II-H20.0				20.0	1,960
S-II-H25.0				25.0	2,450

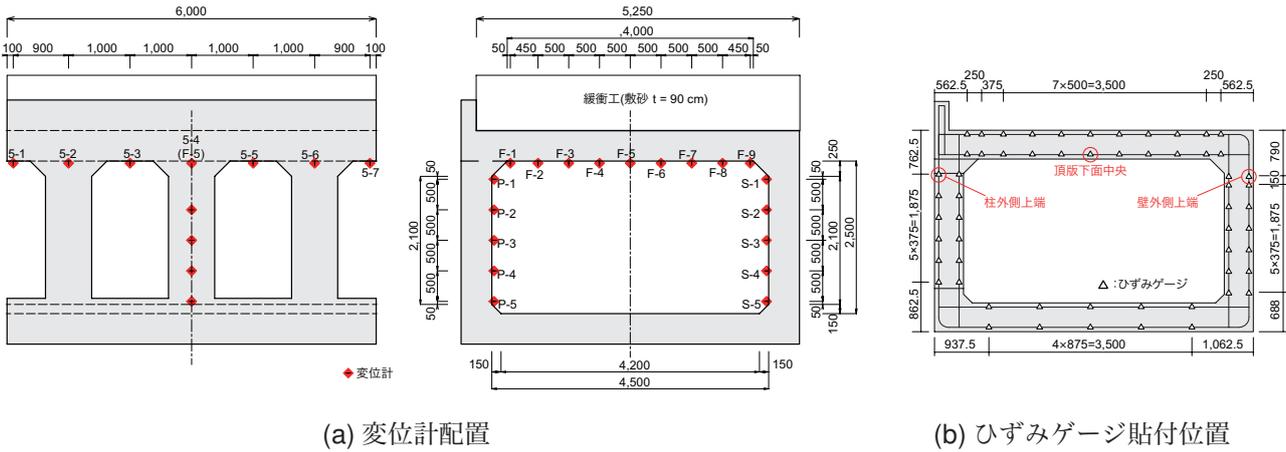


図-3 変位計およびひずみゲージ貼付位置

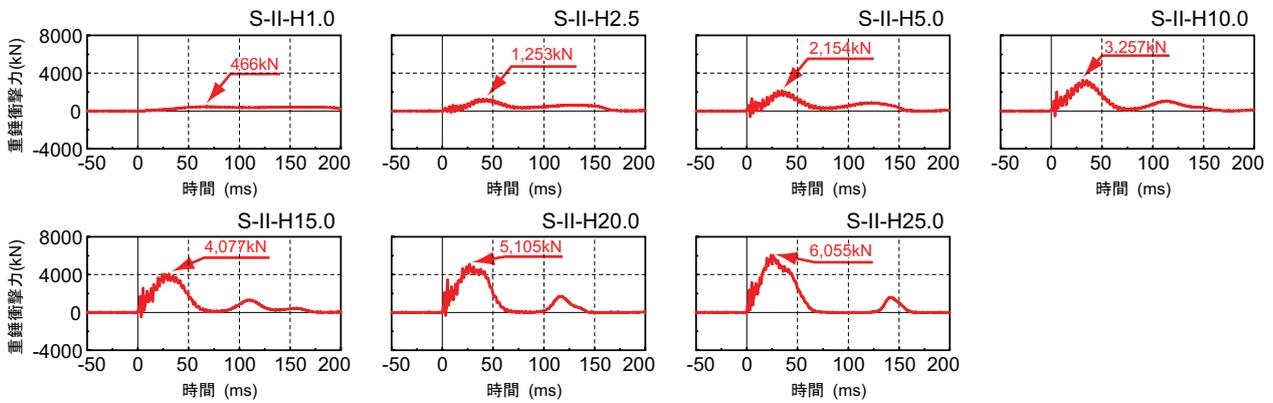


図-4 重錘衝撃力波形

位, 3) 鉄筋に貼付したひずみゲージによる鉄筋ひずみである。なお, 図-3 には, 変位計の配置位置および鉄筋ひずみゲージの貼付位置を示している。衝撃実験時の各種応答波形については, サンプルタイム 0.05 ms, 鉄筋ひずみおよび変位については 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, 波形の概要が生波形で把握することができるため, フィルター処理を実施していない。また, 各実験終了後には, 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 各種応答波形

図-4 ~ 図-7 には, 全実験ケースに関する重錘衝撃力波形および载荷点直下 (F-5) の鉛直方向変位波形, 柱上部 (P-1) および壁上部 (S-1) の水平方向変位波形を示している。波形はいずれも重錘衝突時刻を零として整理している。なお, 落下高さ 25 m の実験 S-II-H25.0 では, 頂版裏面コンクリートが剥落する可能性があったため, 変位は計測していない。

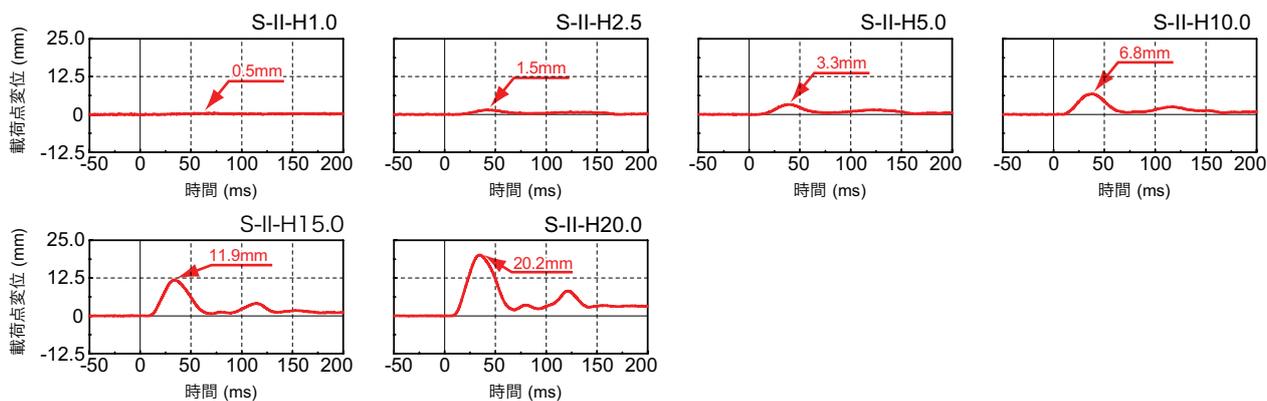


図-5 荷点鉛直方向変位波形 (F-5)

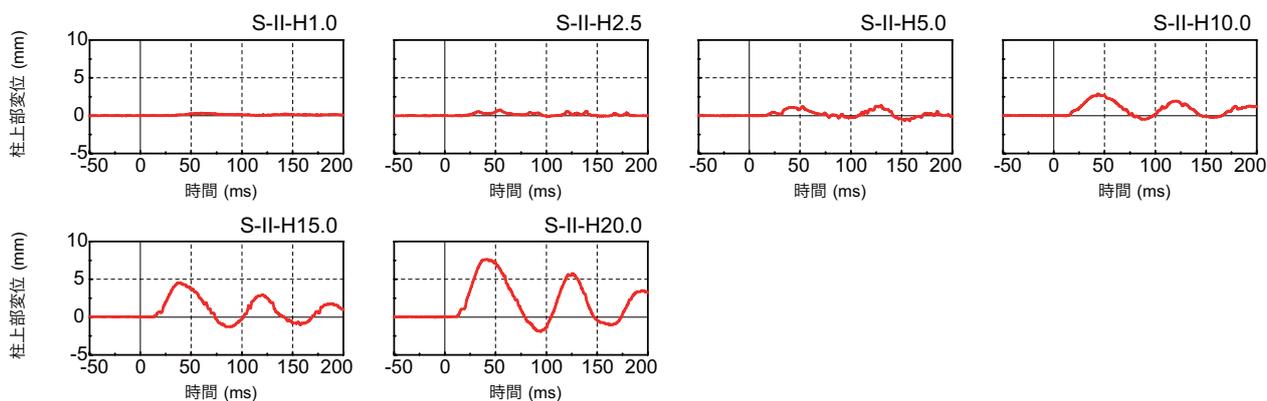


図-6 柱上部水平方向変位波形 (P-1)

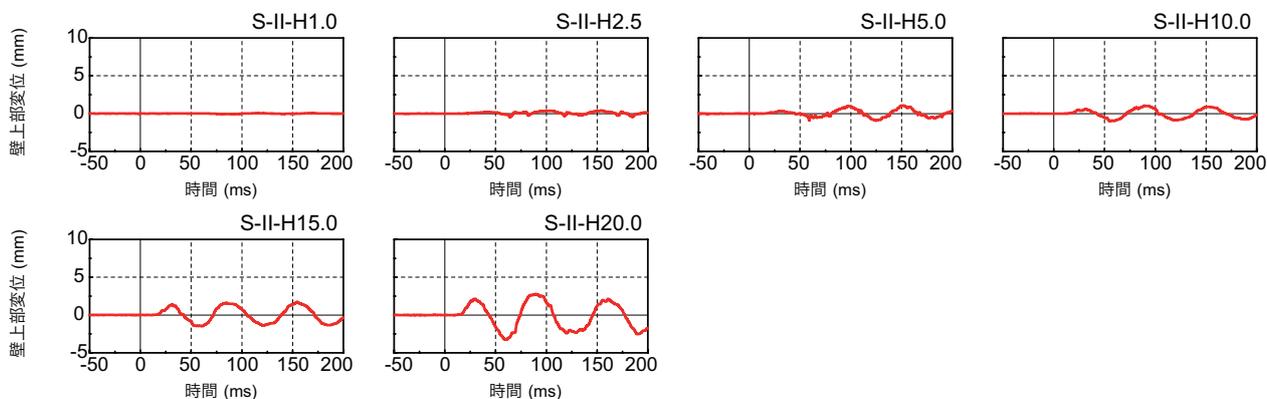


図-7 壁上部水平方向変位波形 (S-1)

図-4より、重錘衝撃力波形についてみると、落下高さの低いS-II-H1.0およびS-II-H2.5では振幅の小さい2つの正弦半波が合成されたような波形性状を示しているが、落下高さの増加と共に振幅の大きい第1波と振幅の小さい第2波とに明確に分離していく様子が示されている。また、第1波目の正弦半波は落下高さの増加と共に振幅が大きくなっていくが、継続時間は約70msと同程度となっている。第2波目の正弦半波については、落下高さの増加と共に振幅および継続時間が若干増加の傾向を示すと共に、ピーク値発生時刻

が遅延している。これは、頂版の損傷が顕著となる落下高さ $H = 10\text{ m}$ 以降に、落下高さの増加と頂版の累積損傷による剛性低下のため変位が増大すること、および、頂版が軟化することで1回目の衝突後に変形が戻るまでの時間が長くなることにより、2回目の衝突に至るまでの時間に遅延が生じたものと考えられる。

図-5より、荷点直下の変位波形についてみると、いずれの実験ケースにおいても重錘衝突時刻より10ms程度遅れて励起している。波形性状については、重錘衝撃力波形にほぼ対応しており重錘衝突初期

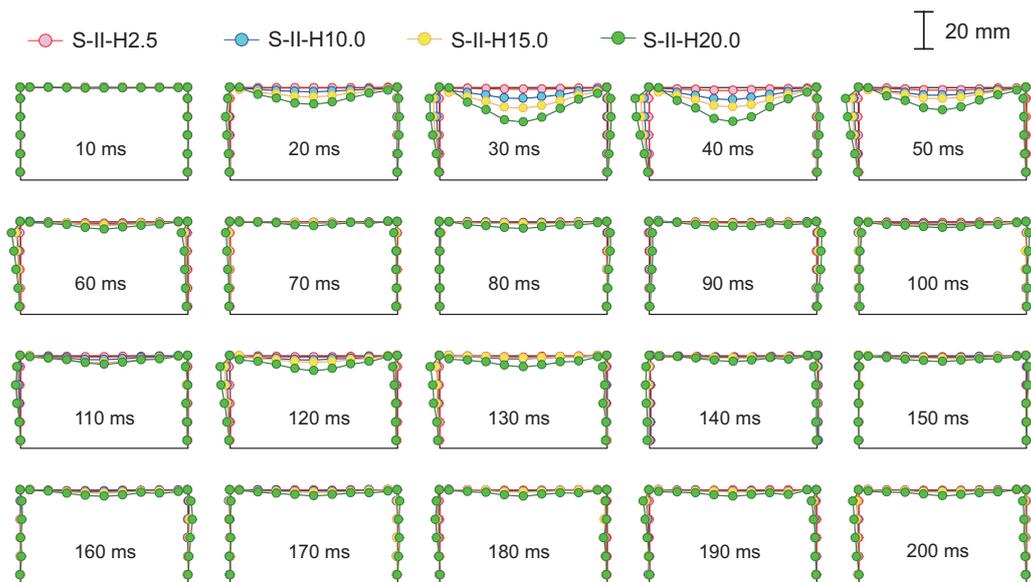


図-8 変位分布図(道路軸直角方向, 変形倍率: 50 倍)

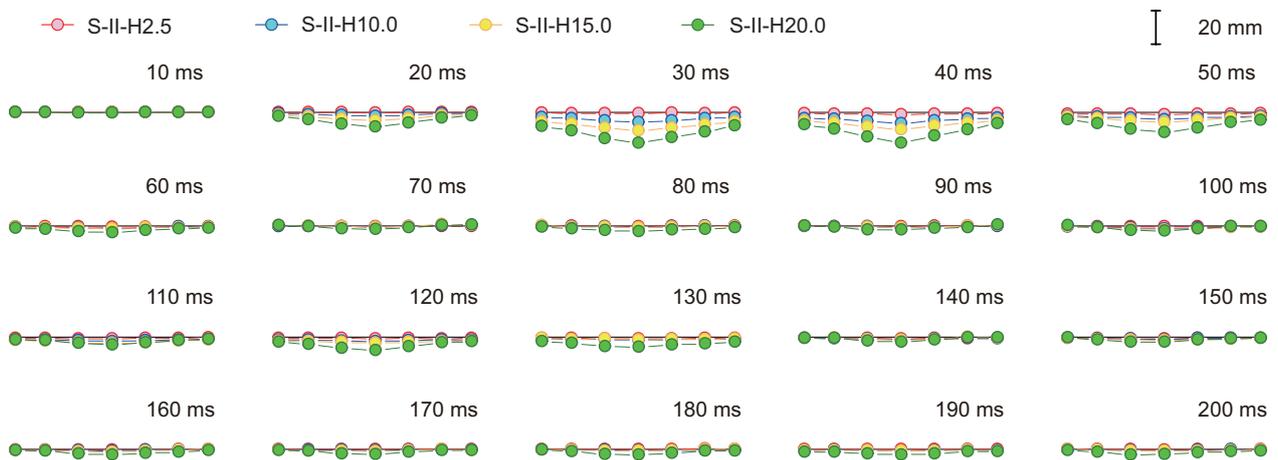


図-9 変位分布図(道路軸方向, 変形倍率: 50 倍)

の単純な正弦半波とその後に続く振幅の小さい正弦半波より構成されている。第1波目の正弦半波は落下高さの増加と共に振幅が大きくなっている。また、落下高さの低い S-II-H1.0 および S-II-H2.5 では残留変位は生じていないが、S-II-H5.0 以降の実験ケースにおいては落下高さの増加と共に残留変位が増加していることが分かる。

図-6, 7 より、柱上部および壁上部の水平方向変位波形についてみると、柱上部においては、重錘衝突時刻より 15 ms 程度遅れて励起しており、壁上部においては、重錘衝突時刻より 20 ms 程度遅れて励起している。波形性状については減衰自由振動となっており、振幅は、落下高さの増加と共に大きくなっている。また、頂版部の振動がほぼ収束したにもかかわらず、柱および壁は振動状態であることが分かる。

3.2 変位分布

図-8, 9 には、各実験ケースのロックシェッド内縁における変位分布を時系列で示している。図-8 は、道路軸中央断面に関する分布であり、図-9 は、幅員方向中央部の道路軸方向分布である。なお、変形倍率は 50 倍である。

変位波形と図-8, 9 の時系列変位分布より、S-II-H2.5 については、最大変位は $t = 40$ ms 前後で生じるものの 1.5 mm 程度と小さい。第2波は、 $t = 120$ ms 前後で生じ、変位分布図からもその変位が時系列で確認される。また、図-9 に示す道路軸方向分布に着目すると、载荷点位置とブロック両端部の変位量を比較すると、両端部の変位(変位計 5-1 および 5-7, 図-3 a 参照)は载荷点(変位計 F-5)の 50% 程度の値となっている。なお、残留変位は発生しておらず、ほぼ弾性

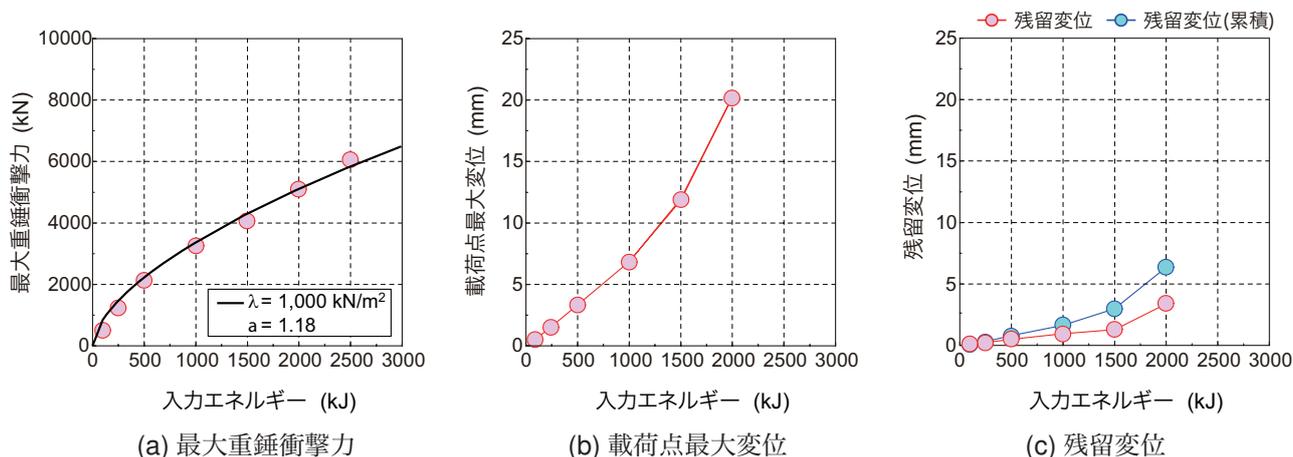


図-10 最大重錘衝撃力，載荷点最大変位および残留変位と入力エネルギーの関係

挙動を示していることが分かる。

S-II-H10.0 および S-II-H15.0 においては，最大変位は，いずれも $t = 35$ ms 前後で発生し，最大変位はそれぞれ 6.8 mm，11.9 mm，残留変位は 0.9 mm，1.3 mm となっている。道路軸方向の変位分布についても S-II-H2.5 と同様に，載荷点の変位とブロック両端部の変位を比較すると，両端部の変位（変位計 5-1 および 5-7）は載荷点（変位計 F-5）の約 50% と同程度の比率となっている。

次に，S-II-H20.0 について着目すると，変位波形の最大値は $t = 35$ ms 前後で生じ，最大変位が約 20 mm，残留変位は約 3.4 mm となっている。第 2 波は，上記ケースと同様に $t = 120$ ms 前後で生じていることが分かる。道路軸方向についても S-II-H2.5 と同様に，載荷点変位とブロック両端部の変位を比較すると，その比は，上記ケースより小さく 40% 程度となっている。これは，後述する残留変位と入力エネルギーの関係やひび割れ状況からも分かるように，入力エネルギーが大きいことと，繰り返し载荷による頂版部の累積損傷によって剛性が大きく低下したためと考えられる。

柱，壁部に着目すると， $t = 40$ ms では，頂版部が大きく変形するのに対応して柱部も外側に変形しているが，壁部の変形は小さいことが確認される。これは，柱の剛性が壁部に対して約 1/3 と小さいことに起因するものと推察され，一般的な左右対称のラーメン構造と異なる変形性状を示すことがあらためて確認される。

3.3 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-10 には，最大重錘衝撃力，載荷点最大変位（以後，最大変位）および残留変位と入力エネルギーの関係を示している。(a) 図に示す最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係には，敷砂緩衝材を用いた場合における Hertz の接触理論に基づく振動便覧式⁶⁾に基づき，

かつ敷砂厚と落石直径の比から決定される割り増し係数を考慮して算出した衝撃力（ラーメ定数： $\lambda = 1,000$ kN/m²，割増係数： $\alpha = (D/T)^{1/2} = 1.18$ ， D ：重錘径 125 cm， T ：敷砂厚 90 cm）も併せて示している。(a) 図より，最大重錘衝撃力は落下高さの増加と共に増大しており，その値は振動便覧式におけるラーメ定数を 1,000 kN/m² とし，敷砂厚と落石直径の比に基づいた割り増し係数を考慮することによって評価可能であることが分かる。

(b) 図には，S-II-H1.0 ～ S-II-H20.0 までの 6 ケースにおける最大変位と入力エネルギーの関係を示している。最大変位は，入力エネルギーが $E_k = 1,470$ kJ までは線形に増大しているが， $E_k = 2,000$ kJ では増加勾配が大きく示されている。

(c) 図には，(b) 図の実験ケースに対応する残留変位と入力エネルギーの関係を示している。残留変位は，最大変位の場合と同様に，入力エネルギーが $E_k = 1,470$ kJ を境に残留変位の増加割合が大きくなっており， $E_k = 2,000$ kJ では残留変位が急増していることが分かる。これは，入力エネルギーが大きい（20 m 落下）ことと，繰り返し载荷による累積損傷によって劣化損傷が一層進んだことによるものと推察される。

3.4 敷砂緩衝材への重錘貫入量

図-11 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，入力エネルギーが $E_k = 980$ kJ までは入力エネルギーの増加に対応して重錘貫入量も増加している。しかしながら，それ以降の入力エネルギーでは，貫入量は約 80 cm（層厚の約 90%）とほぼ一定値となっていることから，この程度の貫入量が本敷砂の限界であるものと推察される。

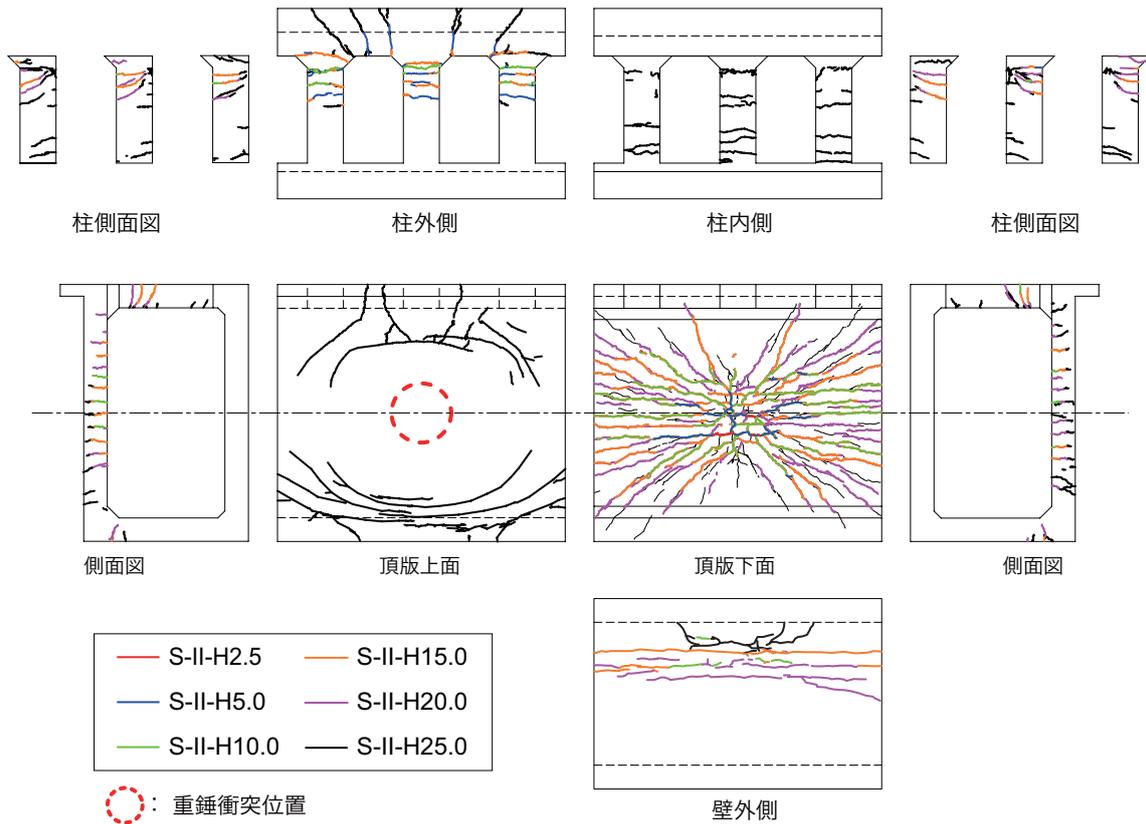


図-12 ひび割れ状況(展開図)

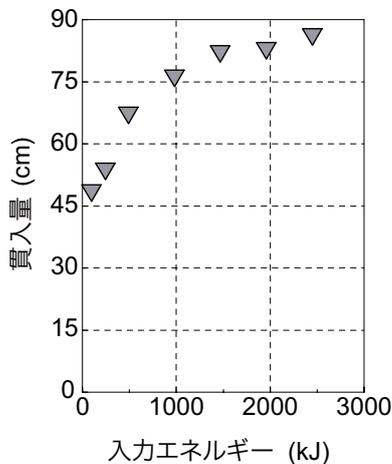


図-11 敷砂緩衝材への重錘貫入量

3.5 ひび割れ発生状況

図-12には、各実験ケース終了後のひび割れ状況を示している。また、表-2には、各実験ケースにおける鉄筋ひずみの最大応答値を一覧にして示している。ひずみの着目位置は、図-3(b)に示す3箇所である。なお、S-II-H1.0ではいずれの部材においてもひび割れの発生は確認できなかった。

図より、頂版裏面のひび割れは、入力エネルギーの小さいS-II-H5.0まではスパン中央部に曲げひび割れ

が発生し、その後S-II-H10.0において載荷点を中心とする放射状のひび割れが発生している。

さらに入力エネルギーが増大すると曲げひび割れの増加および斜めひび割れが延伸する。S-II-H20.0では曲げひび割れおよび斜めひび割れの密度が増加しており、この時点で残留変位も急増している。最終の実験ケースであるS-II-H25.0では、前述のひび割れが裏面全体に分布すると共に、載荷点直下ではスパン方向の曲げひび割れと断面方向のひび割れが直行し格子状のひび割れとなっていることが分かる。これより、コンクリートが剥落に近い状態に至っているものと推察される。本ケースでは、頂版上面にも負の曲げによるひび割れも確認される。

表-2より、頂版下面中央のひずみ値を見るとS-II-H20.0、S-II-H25.0でそれぞれ $2,202\mu$ 、 $3,177\mu$ と降伏ひずみより大きな値を示しており、ひび割れが頂版裏面全体に広がり、剥離に近い状態になっていることを裏付けている。

次に柱部に着目すると、入力エネルギーの小さいS-II-H2.5まではひび割れの発生は認められない。S-II-H5.0以降のケースからは、柱部の外側上方に曲げひび割れが発生し、落下高さの増加に伴いひび割れが増加している。最終ケースのS-II-H25.0では、柱上部内側ハンチ付け根でコンクリートの圧壊が生じ、頂版と同様、終局に至っていることが推察される。頂版と

表-2 鉄筋ひずみ最大応答値一覧

実験 ケース	頂版下面中央 ϵ (μ)	柱外側上端 ϵ (μ)	壁外側上端 ϵ (μ)
S-II-H1.0	49	33	18
S-II-H2.5	190	102	55
S-II-H5.0	492	581	119
S-II-H10.0	1,261	1,359	690
S-II-H15.0	1,806	2,204	1,206
S-II-H20.0	2,202	6,531	1,613
S-II-H25.0	3,177	8,891	1,974

同様に鉄筋ひずみに着目すると、表-2より、柱外側上端ではS-II-H20.0、S-II-H25.0で、6,531 μ 、8,891 μ と降伏ひずみより大きく、柱上部が終局に至ったことを裏付けている。

壁部に着目すると、S-II-H10.0まではひび割れの発生は認められない。S-II-H15.0以降では、壁部の外側上方に曲げひび割れが発生し、落下高さの増加に伴いひび割れは増加するが、終局までは至っていないものと推察される。頂版、柱と同様に鉄筋ひずみに着目すると、表-2より壁外側上端では最終ケースのS-II-H25.0で降伏ひずみ程度の1,974 μ が発生しており、終局までに至っていないことを裏付けている。

4. まとめ

RC製ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法の確立を最終目的に、耐衝撃挙動を把握することを目的に1/2縮尺模型に対する繰返し重錘落下衝撃実験を実施した。本研究により明らかになった事項を整理すると、以下のとおりである。

- (1) 最大重錘衝撃力は、振動便覧式におけるラーメ定数を1,000 kN/m²とし、敷砂厚と落石直径の比から決定される割り増し係数を考慮することによって評価可能である。
- (2) 载荷点直下の最大変位および残留変位は、入力エネルギーの増加に対応して増大するが、繰返し

载荷による頂版部の損傷累積により剛性が大きく低下した場合には残留変位が急増する。

- (3) 敷砂緩衝材を設置した場合のRC製ロックシェッドの頂版部には曲げ破壊型のひび割れが卓越して発生する。
- (4) 頂版部の終局状態が曲げ破壊型となる場合には、柱上部も損傷を受ける。

謝辞：本研究を行うにあたり、室蘭工業大学大学院工学研究科博士前期課程建築社会基盤系専攻構造力学研究室の花岡健治君ならびに又坂文章君に多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 岸 徳光, 三上 浩, 松岡健一, 安藤智啓: 静载荷時に曲げ破壊が卓越するRC梁の弾塑性衝撃応答解析, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.215-233, 1999.4
- 2) 岸 徳光, A.Q.Bhatti, 今野久志, 岡田慎哉: 重錘落下衝撃荷重時の大型RC桁に関する衝撃応答解析法の適用性検討, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.1261-1272, 2006.3
- 3) 岸 徳光, A.Q.Bhatti, 三上 浩, 岡田慎哉: 破壊エネルギー等価の概念を用いた大型RC桁に関する衝撃応答解析手法の妥当性検討, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1227-1238, 2007.3
- 4) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: RC梁の繰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
- 5) 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
- 6) (社)日本道路協会: 落石対策便覧, 2000.6

(2010年9月16日受付)