

## (53) 緩衝材を設置しない RC 製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験

Falling-weight impact test for scale model of RC type rock-shed without sand cushion

西 弘明\*, 岸 徳光\*\*, 今野 久志\*\*\*, 山口 悟\*\*\*\*

Hiroaki Nishi, Norimitsu Kishi, Hisashi Konno, and Satoru Yamaguchi

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

\*\*工博, 室蘭工業大学 教授, 社会基盤ユニット 暮らし環境系領域 (〒050-8585 北海道室蘭市水元町 27-1)

\*\*\*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 北海道札幌市豊平区平岸 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 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

Key Words: RC type Rock-Shed, Falling weight Impact loading test, Impact response, Performance verification method

キーワード: RC 製ロックシェッド, 重錘落下衝撃実験, 衝撃挙動, 性能照査型設計法

## 1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線における道路網には、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。その落石防護構造物の一つに、図-1 に示すような RC 製落石防護覆道 (以後、ロックシェッド) が挙げられる。

ロックシェッドは現在のところいずれも許容応力度法の下に行われている。また、過去の被災事例の検証や数値解析的検討から、許容応力度法により設計された同種の構造物では、耐力的に非常に大きな安全余裕度を有していることが明らかになっている<sup>1)</sup>。近年、様々な構造物の設計法が許容応力度設計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。これより、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の耐衝撃設計法の確立が望まれている。

設計手法を確立するためには、各種緩衝材を設置した状態下での、荷重位置や入力エネルギーを変化させた様々な荷重条件に対する終局状態までの挙動を把握することが必要となる。このようなことから、最終的には数値解析的な検討に頼らざるを得ないものと考えられる。

これまで、筆者らは、小型 RC 梁や大型 RC 梁等の衝撃実験結果<sup>2,3)</sup>に基づき、非線形動的構造解析用汎用コード LS-DYNA を用いた弾塑性衝撃応答解析を実施し、実験結果を精度よく評価可能であることを明らかにしている。さらには、繰り返し衝撃荷重を受ける RC 梁部材の応答値や累積損傷についても、上記解析コードを用いることにより精度よく評価できることを明らかにしている<sup>4)</sup>。上記数値解析手法の実構造物への適用性を検討す

るためには、可能な限り大型の試験体における終局までの耐衝撃挙動データを取得することが極めて重要である。

そこで、本研究では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の基礎的な検討として、実ロックシェッドの 2/5 縮尺模型試験体を製作し、重錘落下衝撃実験により終局状態に至るまでの耐衝撃挙動に関するデータを取得した。実験は、緩衝材の影響を受けない状態でのロックシェッドの耐衝撃挙動の把握および現行設計を考慮して敷砂緩衝材を設置した状態での耐衝撃挙動把握を目的に 2 体のロックシェッド縮尺模型を製作し、重錘落下衝撃実験を実施した。本論文では、その内の敷砂緩衝材を設置しない状態に対して実施した重錘落下衝撃実験結果について、報告するものである。

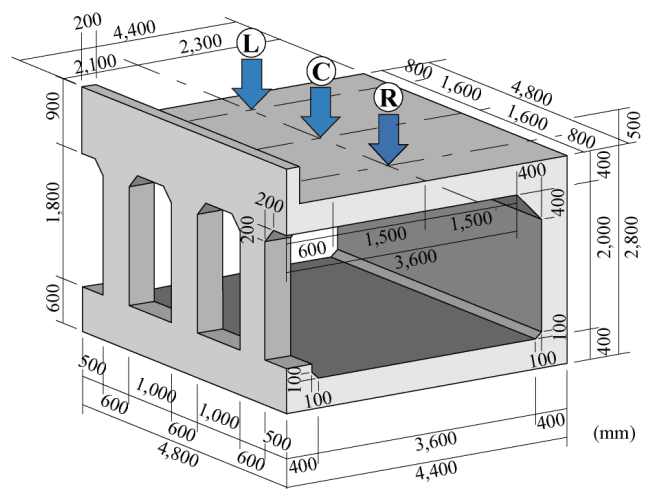


図-1 RC製ロックシェッド試験体形状寸法

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

図-1には、実験に供したRC製ロックシェッド縮尺模型試験体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12m、頂版厚1m、内空幅9m程度の一般的なRC製ロックシェッドの2/5縮尺模型としている。これより、試験体は、外幅4.4m、道路軸方向長さ4.8m、壁側高さ2.8mの箱形構造とした。内空断面は、幅3.6m、高さ2.0mであり、内空の四隅には実ロックシェッドと同様にハンチを設けている。部材厚さは、頂版、底版、柱、側壁共に0.4mである。

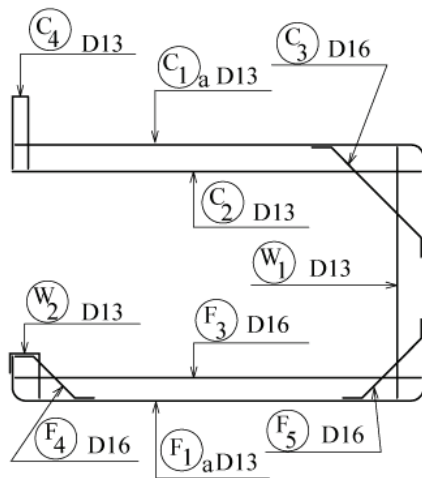


図-2 道路軸直角方向断面配筋図

図-2には、試験体の道路軸直角方向断面の配筋図を示している。鉄筋比は一般的な実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断面方向鉄筋としてD13を50mm間隔（鉄筋比0.75%）で53本配置している。頂版の配力筋は、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、外側がD13を50mm間隔、内側がD13を100mm間隔、また配力筋は、外側、内側共にD13を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、道路軸方向の両面はD13を70mm間隔で配置している。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、いずれの部材も鉄筋からの芯かぶりを60mmとしている。鉄筋は全てSD345であり、力学的特性は、D13の降伏強度、引張強度がそれぞれ413、580MPa、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24N/mm<sup>2</sup>であり、実験時の圧縮強度は29.7N/mm<sup>2</sup>であった。

### 2.2 衝撃実験の概要

写真-1には、衝撃載荷実験状況を示している。実験



写真-1 衝撃載荷実験状況(N-C-H1.25)

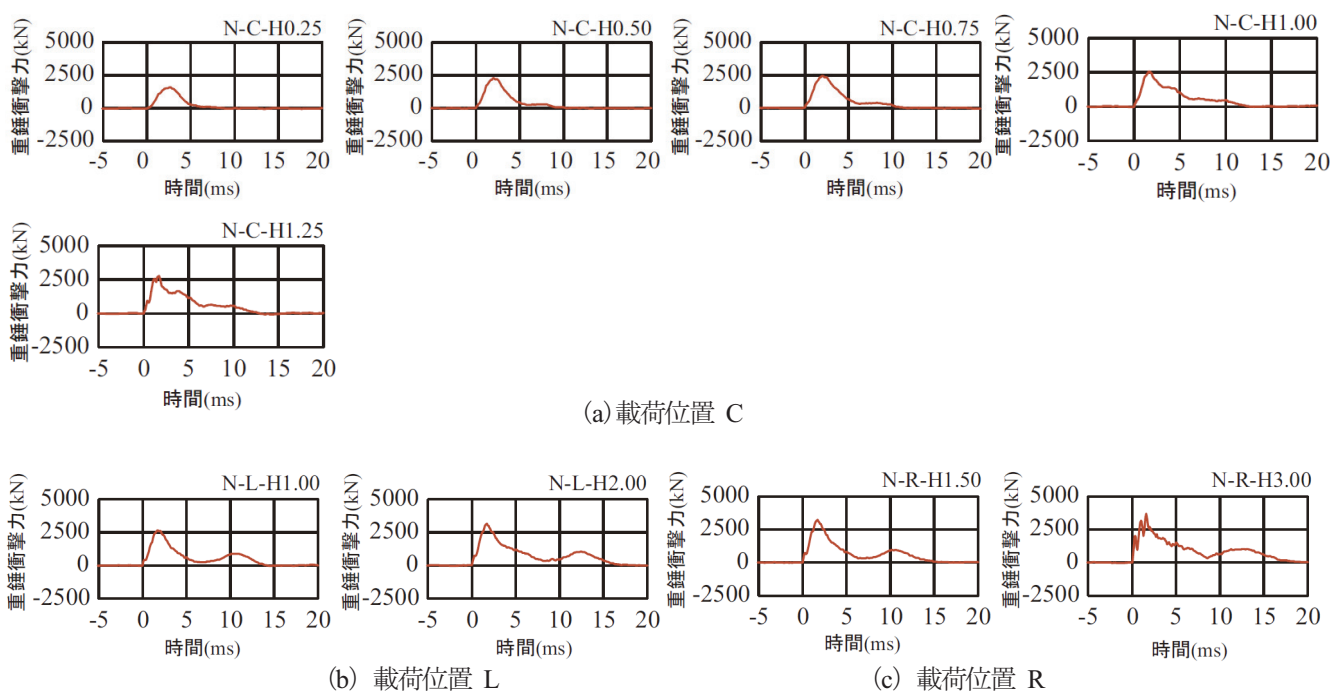
は、質量2,000kgの鋼製重錘をトラッククレーンを用いて所定の高さまで吊り上げ、所定の載荷位置に自由落下させることにより行っている。

使用した鋼製重錘は、直径が1.0m、高さが97cmで、底部より高さ17.5cmの範囲が半径80cmの球状となっている。また、鋼製円筒の内部には鋼塊とコンクリートを充填して質量を調整している。

表-1には、実験ケースを実施順に一覧にして示している。いずれの場合も、実験は緩衝材を設置しない状態で実施している。実験は道路軸方向に関しては各柱中心位置で、道路軸直角方向に関しては頂版スパン中央点に落下させることとした。実験ケース名は、第1文字目に緩衝材を使用していないことを示すN、第2文字目に

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 Ek(kJ)
N-C-H0.25	無	2,000	繰り返し	中央 C	0.25	5
N-C-H0.50					0.50	10
N-C-H0.75					0.75	15
N-C-H1.00					1.00	20
N-C-H1.25					1.25	25
N-C-H1.00				左柱 L	1.00	20
N-C-H1.50				右柱 R	1.50	30
N-C-H2.00				左柱 L	2.00	40
N-C-H3.00				右柱 R	3.00	60



図一 3 重錘衝撃力波形

は図一1 に示した载荷位置に関する指標 (C : 中央, L : 柱側から側壁部に向かって左側, R : 同じく右側), 第 3 文字目に重錘の落下高さを示す H と落下高さ (m) を付し, それらをハイフンで結んで示している。

実験は, ブロック中央断面 C への载荷を基本ケースとし, 落下高さ  $H = 0.25$  m から  $0.25$  m ピッチで落下高さを漸増させ, 頂版部に押し抜きせん断破壊が顕著に現れるまで実施した。

両端部の柱断面 L および R 载荷では, C 载荷における最終落下高さを参考に落下高さを設定した。実験ケースは全 9 ケースである。

### 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 500 G, 応答周波数 DC ~ 5 kHz, 予備として 1,000 G, DC ~ 7 kHz) による重錘衝撃力, 2) 非接触型レーザ式変位計 (容量 300 mm および 500 mm, 応答周波数約 1 kHz) による試験体内空変位, 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。非接触型レーザ式変位計は, 底版上面にアンカーで固定した H 形鋼により組み立てられた架台に設置し, 所定の位置の水平および鉛直方向変位を計測している。

衝撃実験時の各種応答波形は, 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。なお, 各実験ケースにおいて底版が変形していないことを底版鉄筋ひずみより確認している。各実験ケース終了後には, 試験体のひび割れ状況をスケッチした。

## 3. 実験結果

### 3.1 重錘衝撃力波形

図一3 には, 全実験ケースに関する重錘衝撃力波形を示している。なお, 重錘衝撃力波形に関しては, ノイズを含んだ高周波成分を除去するために波形収録後に 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。(a) 図の試験体中央への载荷である N-C-H0.25 から N-C-H1.25 までの 5 ケースの実験結果を比較すると, 落下高さの低い段階では正弦半波状の波形性状を示しているものの, 落下高さが増加するに従って三角形状の波形に振幅が小さく周期の長い波形が合成された性状を示している。また, 落下高さの増加と共に重錘衝撃力波形の立ち上がり勾配が大きくなるとともに早期に最大値に至っている。波形の継続時間は, N-C-H0.25 の場合で 5 ms 程度であり, 落下高さの増加と共に波形継続時間も増加し N-C-H1.25 では 12 ms 程度となっている。

(a) ~ (c) 図の载荷位置の違いによる影響を調べると, 同一の落下高さである N-C-H1.00 と N-L-H1.00 を比較すると, 第 1 波目の波形性状, ピーク値ともにほぼ同様の波形を呈している。自由端に近い L, R に载荷した場合には, C に载荷した場合に比較して第 2 波目の波形性状がより明瞭な正弦半波状の波形性状となっている。これは, 破壊性状の違いに起因するものと推察される。

次に L および R に载荷した N-L-H1.00 / 2.00 および N-R-H1.50 / 3.00 では, いずれもほぼ同様の波形性状を示している。また, 落下高さの増加に対応して波形継続時間は増加しているものの, 最大値についてはほぼ同程度の値を示している。

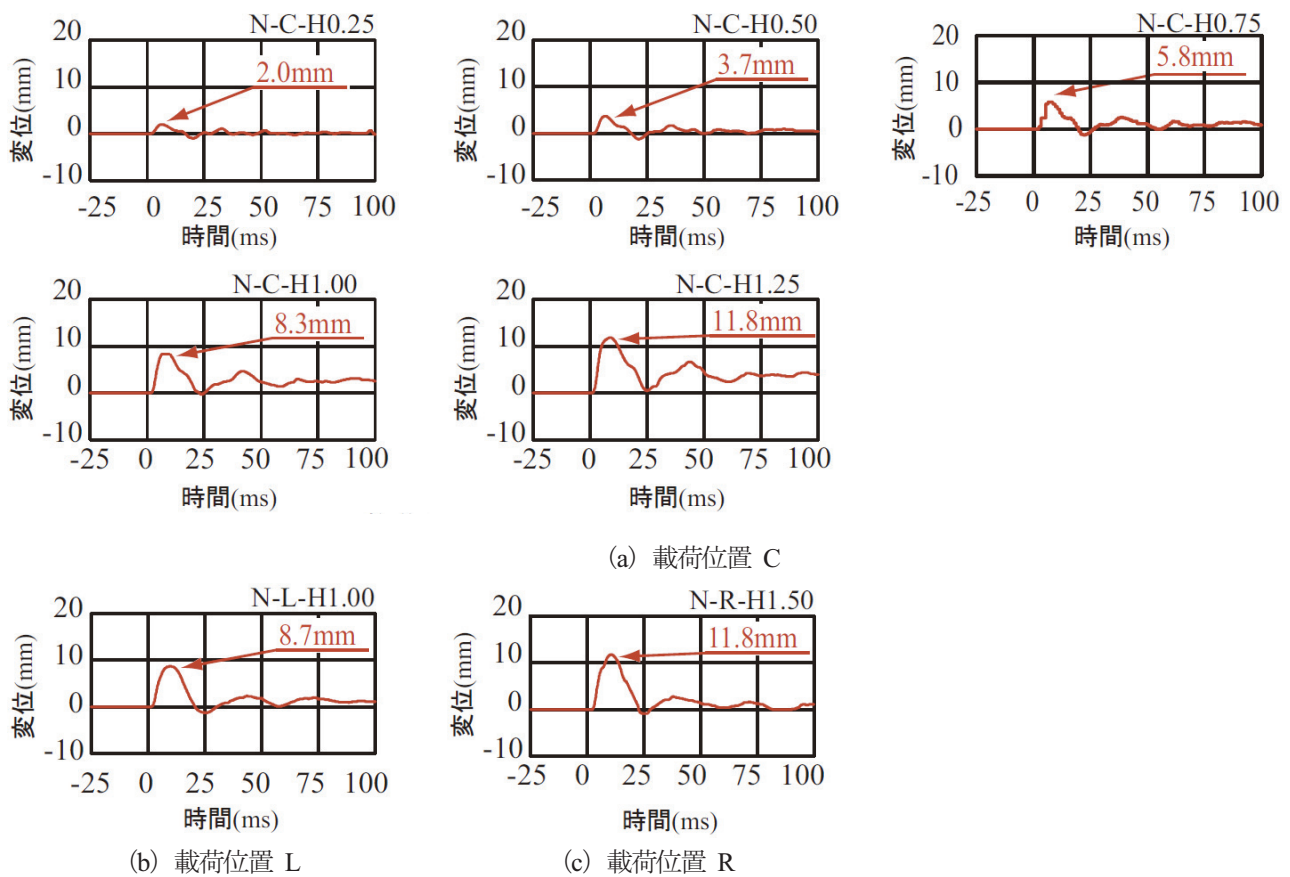


図-4 荷点変位波形

### 3.2 荷点変位波形

図-4には、各実験ケースに関する荷点変位波形を示している。なお、(b)図のN-L-H2.00および(c)図のN-R-H3.00の場合には、頂版裏面コンクリートが大きく剥落する可能性が想定されたことから、レーザ式変位計を取り外して実験を実施したため、変位波形は計測されていない。

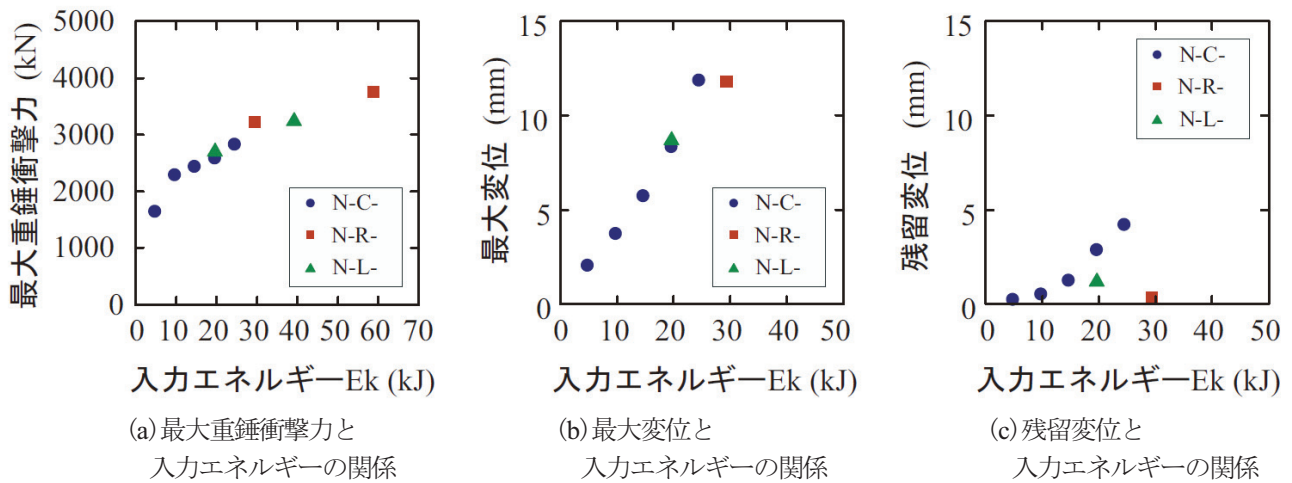
(a)図のN-C-H0.25からN-C-H1.25までの5ケースの実験結果を比較すると、いずれの荷点変位波形も重錘衝撃力波形より若干遅れて励起しており、重錘衝突による正弦半波状の最大応答波形とその後に続く減衰自由振動波形より構成されている。最大変位は重錘衝突後約10ms経過時点で発生しており、最大重錘衝撃力発生時間とは大きく異なっている。また、落下高さの増加と共に最大変位および波形の周期が増加する傾向が示されている。N-C-H0.75以降の実験ケースでは、落下高さの増加に対応して残留変位も増加の傾向を示している。これは、後述のひび割れ状況からも確認できるように、押し抜きせん断破壊が顕在化したためと考えられる。落下高さが同一で荷点位置の異なるN-C-H1.00と(b)図のN-L-H1.00の荷点変位波形を比較すると、波形の立ち上がりや最大値および周期等は、ほぼ同様の性状を示している。しかしながら、残留変位は、繰り返し荷荷の影響がないN-L-H1.00の場合が小さい。

### 3.3 各種応答値と入力エネルギーの関係

図-5には、最大重錘衝撃力、最大変位、残留変位の各種応答値と入力エネルギーの関係を示している。

(a)図には、全実験ケースの最大重錘衝撃力と入力エネルギーの関係を示している。荷点位置Cに関する実験ケースでは、入力エネルギー $E_k = 10$ kJを境にして、最大重錘衝撃力の増加割合が大きく変化している。これは、後述するひび割れ状況からも分かるように、頂版上面の重錘衝突部に重錘形状と同一の円形状のひび割れが発生し、押し抜きせん断型の破壊傾向を示すためと推察される。荷点位置LのN-L-H1.00、N-L-H2.00および荷点位置RのN-R-H1.50においても上記とほぼ同様のひび割れが発生しており、荷点位置Cにおける最大重錘衝撃力-入力エネルギー関係とほぼ同様な傾向を示している。N-R-H3.00の場合には、頂版上面の荷点近傍に同心円状のひび割れが広範囲に発生し剛性が低下するためか、入力エネルギーに対する最大重錘衝撃力の増加割合は、N-L-H1.00とN-L-H2.00の場合に比較して小さく示されている。

(b)図には、変位計測を実施しなかったN-L-H2.00およびN-R-H3.00を除く実験ケースの最大変位と入力エネルギーの関係を示している。荷点位置Cにおける実験ケースでは、最大変位は、入力エネルギー $E_k = 15$ kJ以降の実験ケースにおいて、増加割合が若干増加する傾向が見られるものの、全体的には入力エネルギーの増加に対

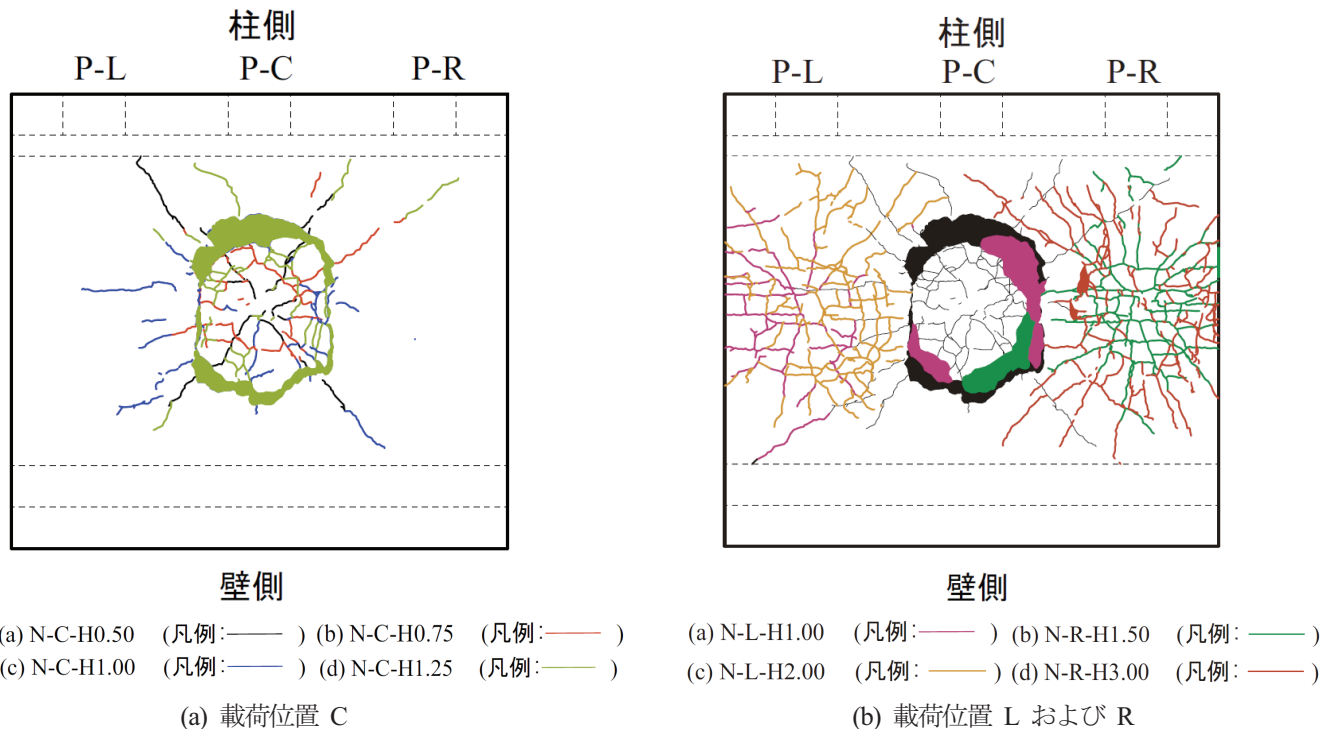


図一 5 各種応答値と入力エネルギーの関係

応してほぼ線形に増加している。一方、N-L-H1.00 およびN-R-H1.50 は、その荷位置における第一回目の荷であるが、荷位置 C における繰り返し荷の最大変位—入力エネルギー関係と同程度あるいは若干小さい値を示している。

(c) 図には、変位計測を実施しなかったN-L-H2.00およびN-R-H3.00を除く実験ケースの残留変位と入力エネルギーの関係を示している。荷位置 C における実験ケースでは、入力エネルギーに対する残留変位の増加割合は、入力エネルギー  $E_k = 15$  kJ を境に大きくなる傾向を示しており、繰り返し荷による損傷の影響が現れている。また、残留変位は最大変位の約 1/3 程度の値を

示している。N-L-H1.00 およびN-R-H1.50 の場合は、上述のように第一回目荷であるため、同一入力エネルギーにおける残留変位は小さくなる傾向にある。また、入力エネルギーの大きいN-R-H1.50 の場合より小さく示されている。この現象に関しては、(b) 図の最大変位が逆の性状を示していることから、詳細な検討が必要である。しかしながら、N-L-H1.00 の場合には入力エネルギーが小さいことより曲げ破壊型の性状を示すのに対して、N-R-H1.50 の場合には入力エネルギーが大きいことより、N-L-H1.00 の場合と比べてせん断破壊型の性状が卓越したことによることも一因として考えられる。



図一 6 各荷位置に対する頂版下面のひび割れ状況

### 3.4 ひび割れ発生状況

図-6には、各載荷位置に対する各実験ケース終了後の頂版下面におけるひび割れ状況を実験ケース順に重ね書きして示している。

(a) 図は、載荷位置 C に対するひび割れ結果である。実験ケースN-C-H0.25においては、ひび割れが発生していない。図より、N-C-H0.50 (黒色) の頂版下面には載荷点を中心とする両柱方向に向かう版としての曲げひび割れが発生している。N-C-H0.75 (朱色) ひび割れより、頂版下面には斜めひび割れが増加すると共に載荷点近傍部には道路軸方向の曲げひび割れおよび押し抜きせん断破壊を示す円形状のひび割れが一部に発生している。さらに落下高さを増加させたN-C-H1.00 (青色) の場合には、道路軸方向の曲げひび割れの増加および押し抜きせん断破壊に起因する円形状ひび割れが顕在化している。中央部載荷の最終実験ケースであるN-C-H1.25 (黄緑色) の場合には、押し抜きせん断破壊により頂版コンクリートが完全に押し抜かれコンクリートが一部剥落していることが分かる。

なお、頂版上面のひび割れに関しては、実験ケースN-C-H0.75まではひび割れは発生していないが、N-C-H1.00以降において載荷点部に直径 20 cm 程度の円形状のひび割れが発生していることを確認している。

図-6 (b) には、L および R に載荷した実験ケースの各載荷実験終了後の頂版下面におけるひび割れ分布を、載荷位置 C における全実験ケース終了後のひび割れ分布と比較して示している。

(b) 図より、N-L-H1.00 (桃色) では頂版下面に道路軸に平行な曲げひび割れが載荷点を中心に発生している。また、頂版上面においても負方向への変形の影響と思われる道路軸方向の曲げひび割れが、頂版を貫通する形で発生していた。落下高さがさらに大きいN-R-H1.50 (緑色) の場合には、頂版下面に対して(N-L-H1.00 (桃色) と同様な道路軸に平行な曲げひび割れおよび道路軸方向に対して斜め45°方向に伸びる版としての曲げひび割れ、さらに押し抜きせん断破壊に伴う円形状のひび割れが発生している。また、頂版上面においても負方向への変形の影響と思われる道路軸方向の曲げひび割れが頂版を貫通する形で発生していた。落下高さを増加させたN-L-H2.00 (橙色) およびN-R-H3.00 (赤色) では、頂版下面において各方向のひび割れが増加すると共に、押し抜きせん断破壊型の円形状のひび割れが顕在化しているのが分かる。また、頂版上面に対してはN-R-H3.00 (赤色) において載荷点を中心として同心円状のひび割れが試験体中央付近まで発生している。これは、自由端が大きく変形し曲げ破壊モードと押し抜きせん断破壊モードが混在して発生したためと考えられる。

載荷位置 C に対しての繰り返し載荷においては、落下高さ  $H = 1.25$  m において押し抜きせん断破壊により頂版コンクリートが円形状に剥落しているが、L および

R に載荷したケースでは落下高さ  $H = 3.0$  m においてもコンクリートが剥落する状況には至っていない。これは両載荷位置が自由端に近いために曲げ変形が卓越し、エネルギーの吸収効果が大きいことによるものと推察される。

また、柱の上部ハンチ付け根近傍では若干曲げひび割れが発生していた。側壁部では、N-C-H0.50 において上部ハンチの下方に水平方向のひび割れが若干発生した程度であり、頂版部に比較して損傷程度はいずれも小さい。

### 4. まとめ

本研究では、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の基礎的な検討として、実ロックシェッドの 2/5 縮尺模型試験体を製作し、敷砂緩衝材を設置しない条件下での重錘落下衝撃実験を実施し、終局状態に至るまでの耐衝撃挙動について実験的に検討を行った。本実験により得られた結果を整理すると、以下のよう

- 1) 入力エネルギーの増加に対応して最大重錘衝撃力も増加するが、押し抜きせん断破壊型のひび割れが顕在化することにより、その増加割合は減少する傾向にある。また、最大重錘衝撃力に及ぼす載荷位置の影響は見られない。
- 2) 入力エネルギーの増加に対応して載荷点変位はほぼ線形的に増加するものの、その残留変位は押し抜きせん断破壊面が形成される場合に急増する傾向にある。
- 3) 敷砂緩衝材を設置しない条件下でのロックシェッド試験体中央部への重錘落下衝撃実験では、押し抜きせん断破壊により終局に至る。
- 4) 自由端近傍部への衝撃荷重載荷の場合には、版効果が十分期待できないことにより、押し抜きせん断破壊型と曲げ破壊型のモードが連成し、エネルギー吸効果が大きくなることから、中央部載荷時よりも終局に至る入力エネルギーは大きくなる。

### 参考文献

- 1) 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
- 2) 今野久志, 岸 徳光, 石川博之, 三上 浩:敷砂を設置した大型RC 梁の重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, 2006.6
- 3) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩, 岡田慎哉:大型RC 梁の性能照査型耐衝撃設計法に関する一提案, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.1077-1088, 2008.3
- 4) 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

(2010年11月5日受付)