

# 論文 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

佐伯 侑亮<sup>\*1</sup>・今野 久志<sup>\*2</sup>・栗橋 祐介<sup>\*3</sup>・岸 徳光<sup>\*4</sup>

**要旨:** 本研究では、RC製ロックシェットの性能照査型設計法の確立を最終目的に、実構造物の各種耐衝撃挙動データ取得のために、実規模RC製ロックシェットを製作し重錘落下衝撃実験を行った。本論文では、緩衝材として碎石を用いた場合に着目した。検討の結果、1) 緩衝材として碎石を用いる場合のラーメの定数は3,000~4,000 kN/m<sup>2</sup>であること、2) 端部荷重の場合には、中央荷重の場合に比較して、頂版部の変形が4割程度大きく、かつひび割れが局所化する傾向にあること、3) 設計落石エネルギーの15倍である1,500 kJの入力エネルギーが作用する場合には、頂版の裏面に放射状のひび割れが発生すること、等が明らかになった。

**キーワード:** RC製ロックシェット、重錘落下衝撃実験、耐衝撃挙動、断面力分布

## 1. はじめに

日本海沿岸や山間部の国道には、落石から通行車両や人命を保護するためにロックシェットが建設されている。現在、ロックシェットは落石対策便覧<sup>1)</sup>に基づく許容応力度法にて断面設計が行われている。しかしながら、近年の実証実験や数値解析的研究等により、耐力に過大な安全余裕度を有していることが指摘されている。現在、構造物の設計法は、仕様規定型から性能規定型の設計法に移行する方向にある。このようなことから、ロックシェット等の耐衝撃用途構造物に対しても性能規定型の耐衝撃設計法の確立が望まれている。

著者らは、これまでRC製ロックシェットに関する性能照査型耐衝撃設計法の確立を目的に、RC梁やRC版等の部材単位での衝撃荷重載荷実験<sup>2)</sup>や数値解析<sup>3)</sup>を行っており、さらには2/5および1/2縮尺のRC製ロックシェット模型を製作して重錘落下衝撃実験<sup>4)</sup>や数値解析を実施している。しかしながら、これらの検討はすべて縮小模型によるものであることから、合理的耐衝撃設計法を確立するためには実大規模の実証実験等により寸法効果等の影響を明確にすることが極めて重要であるものと判断される。

このような背景より、著者らは、RC製ロックシェットに関する性能照査型耐衝撃設計法の確立を最終目的に、

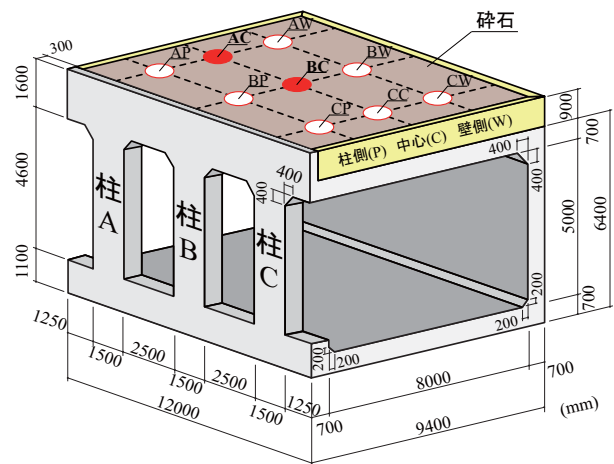


図-1 ロックシェット形状寸法

実規模構造物の各種耐衝撃挙動に関するデータ取得のため、実規模RC製ロックシェットを製作し、緩衝材種類、重錘質量、落下高さ、荷重位置を変化させた全23ケースの重錘落下衝撃実験を実施した。本論文では、緩衝材として碎石を用い、設計落石エネルギーの15倍である1,500 kJの入力エネルギーを作用させた場合の荷重位置の異なる実験ケースを対象に、実規模ロックシェットの耐衝撃挙動や破壊性状について検討を行うこととする。

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	緩衝材	荷重位置	重錘質量 (t)	落下高さ (m)	入力エネルギー (kJ)	実験前荷重点直下における残留変位 (mm)	実験前荷重点直下における上縁残留ひずみ (μ)	実験前荷重点直下における下縁残留ひずみ (μ)
G-BC-E1500	碎石	BC	10	15	1,500	3.2	-28	434
G-AC-E1500		AC				0.4	6	353

\*1 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 (学生会員)

\*2 (独) 寒地土木研究所 寒地構造チーム 総括主任研究員 (正会員)

\*3 室蘭工業大学大学院 暮らし環境系領域 社会基盤ユニット 講師 博(工) (正会員)

\*4 釧路工業高等専門学校 校長 工博 (正会員)

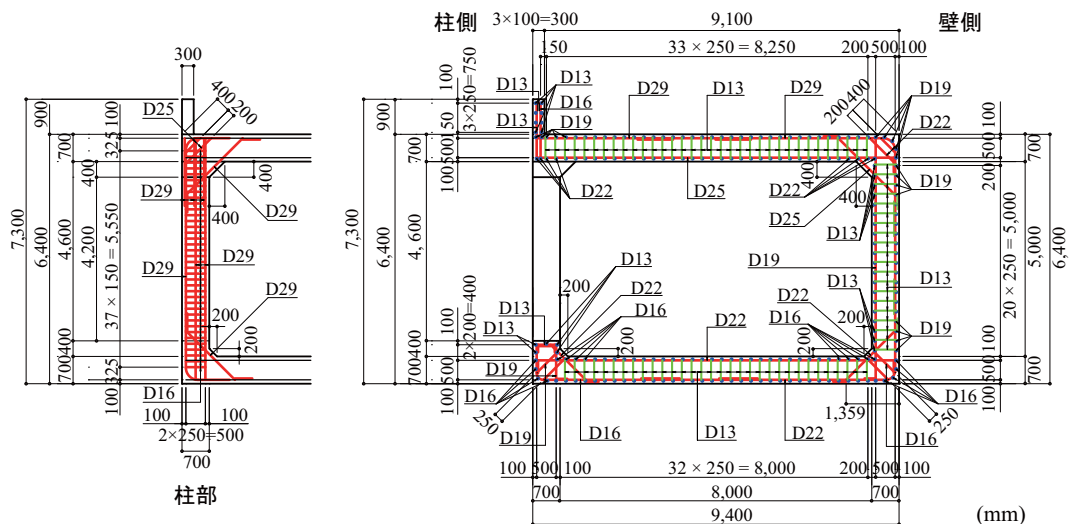


図-2 ロックシェッド配筋図

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

本研究プロジェクトでは、同一の実規模RC製ロックシェッドに対して、緩衝材の種類、載荷位置、入力エネルギーを変化させた全23ケースの実験を20日間程度の期間で連続的に実施している。本論文では、緩衝材に碎石を用い、入力エネルギーを1,500 kJとして、重錘落下位置をロックシェッドの頂版中央部および端部としたケースを対象に検討を行う。

図-1には、実規模ロックシェッド模型の形状寸法を示している。本ロックシェッドは、緩衝材として90 cm厚の敷砂を用いることを前提に設計落石エネルギーを100 kJとして設計した。したがって、本実験では設計の15倍の落石エネルギーを作用させることとなる。

表-1には、実験ケースおよび各実験前における残留変位、残留ひずみの一覧を示している。実験はロックシェッド模型に碎石を90 cm敷き、所定の位置に質量10 tonの鋼製重錘を高さ15 mから自由落下させることにより行っている。碎石は、最適締固め度となるように30 cm厚ごとにタンピングランマーを用いて十分に転圧して設置した。なお、碎石には小樽市美晴産の路盤用切込碎石(0~30 mm)を用いている。

図-2には試験体の配筋状況を、表-2には本実験で使用した各鉄筋の力学的特性値の一覧を示している。なお、鉄筋の材質はすべてSD345である。鉄筋比は一般に供されている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はそれぞれD25を125 mm間隔およびD29を250 mm間隔(鉄筋比0.68%)に配筋している。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厚で100 mmとしている。また、コンクリートの設計基準強度は24 MPaであり、実験時の底盤、柱/壁、頂版の圧縮強度はそれぞれ30.7、30.2および37.9 MPaであった。

表-2 鉄筋の力学的特性値一覧

材質	呼び径	降伏応力 $f_y$ (MPa)	引張強度 $f_u$ (MPa)
SD 345	D29	391	555
	D22	390	543
	D19	397	598
	D16	396	587
	D13	396	556

測定項目は重錘加速度、鉄筋ひずみ、頂版/柱/壁の内空変位(以後、単に変位)、重錘貫入量である。また、各実験終了後には頂版裏面のひび割れ分布状況を撮影し、かつ記録している。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 時刻歴応答波形

図-3には、重錘衝撃力、重錘貫入量、および載荷点直下における頂版内空変位(以後、頂版変位)の応答波形を示している。なお、重錘衝撃力は、重錘に取り付けた加速度計により得られた減速度波形に重錘質量を乗じて求めた。

図-3(a)の重錘衝撃力波形より、両ケースともに継続時間が50 ms程度の正弦半波状の波形性状を示していることが分かる。また、最大値は中央および端部載荷の場合でそれぞれ7,500および6,400 kN程度である。したがって、衝撃力算定のための振動便覧式<sup>1)</sup>からラーメの定数を求めるとそれぞれ4,000および3,000 kN/m<sup>2</sup>程度となる。また、端部載荷の場合には経過時間 $t = 40 \sim 50$  msにおいて、重錘衝撃力が2,000 kN程度を示している。これは、重錘が最大衝撃力を示した後の除荷状態でロックシェッド頂版の運動と連成したことによるものと推察される。

図-3(b)の重錘貫入量波形は、経過時間 $t = 20$  ms程度

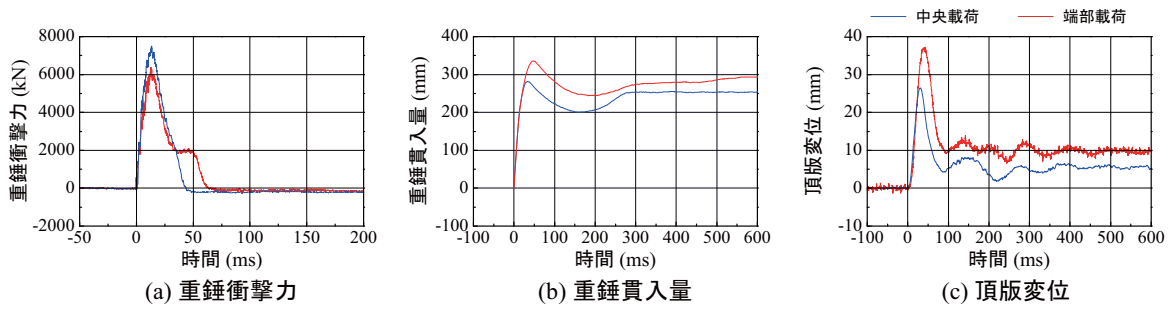


図-3 重錘衝撃力、重錘貫入量および荷点頂版変位に関する応答波形

表-3 最大値一覧

実験ケース	最大重錘 衝撃力 (kN)	最大重錘 貫入量 (mm)	最大頂版 変位 (mm)	最大頂版変位時の鉄筋ひずみ ( $\mu$ )					
				柱部		頂版		壁部	
				外縁	内縁	上縁	下縁	外縁	内縁
G-BC-E1,500	7,491	281	27.4	1810	-540	-230	1680	1540	-230
G-AC-E1,500	6,365	349	37.1	1480	-700	-340	1550	-	-110

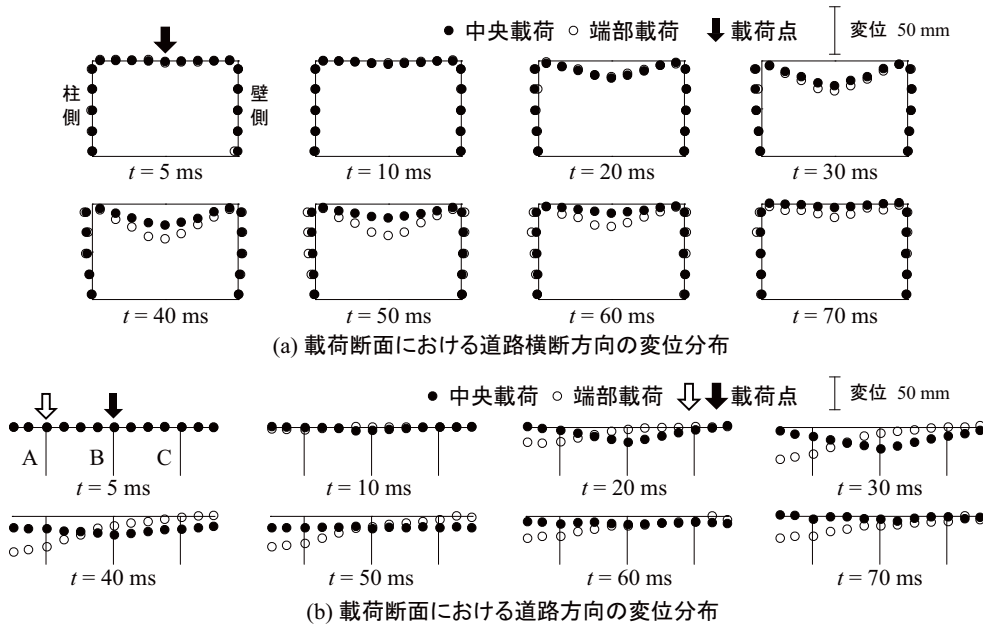


図-4 荷点断面の変位分布に関する経時変化

では、落下位置によらずほぼ同様の性状を示しており、一気に 250 mm 程度まで貫入していることが分かる。その後、中央荷点では約 280 mm 端部荷点で約 350 mm の最大重錘貫入量に達した後、いずれもリバウンド状態に移行している。

図-3(c)の頂版変位波形は、重錘衝突後振幅が大きく継続時間 80 ms 程度の第 1 波が発生した後、振幅の小さい波形性状を示し、経過時間  $t = 500$  ms 以降においてほぼ一定値に収束している。また、最大変位および残留変位は、端部荷点の場合が中央荷点の場合よりも大きい。これは端部荷点の場合には、荷点近傍において 1 辺が自由であることにより、たわみ剛性が小さく評価されるためと判断される。

### 3.2 鉄筋ひずみ

表-3には、最大重錘衝撃力、最大重錘貫入量および最大頂版変位と、最大頂版変位時の鉄筋ひずみの一覧を示している。表より、柱、壁部の外縁および頂版の下縁鉄筋において、1,500 ~ 1,800  $\mu$  程度の引張ひずみが発生していることが分かる。

### 3.3 変位分布経時変化

図-4には、荷点断面における変位分布の経時変化を示している。図-4(a)の道路横断方向の変位分布より、中央および端部荷点の場合の変位は、 $t = 10 \sim 30$  ms にかけて急激に増大し、その後復元する性状を示していることが分かる。また、経過時間  $t = 20$  ms までは、両者ほぼ同様の分布性状を示しているものの、 $t = 30$  ms 以降におい

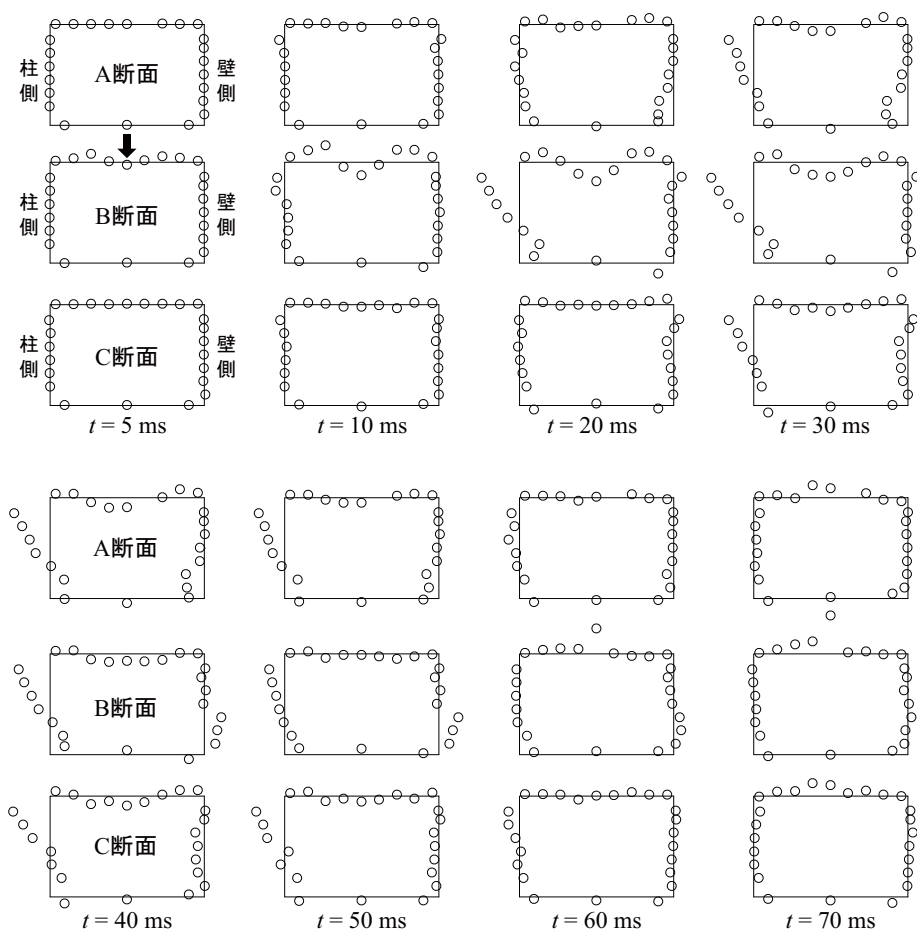


図-5 中央荷重時における断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化

て、端部荷重の場合の変位が大きく推移する傾向にあることが示されている。これは、上述と同様に、端部荷重点部のたわみ剛性が小さいことによるものと判断される。

図-4 (b) の道路軸方向の変位分布を見ると、中央荷重の場合には、 $t = 30$  ms において中央部の変位量が最も大きく、三角形の分布を示した後全体変形に推移しほぼ復元していることが分かる。これに対して、端部荷重の場合には、 $t = 40$  ms 時点で端部が最大変位を示し、その後若干は復元するものの大きく残留している様子が見られる。

### 3.4 曲げモーメント分布経時変化

図-5 および 図-6 には、それぞれ中央および端部荷重時における各柱位置の断面方向の曲げモーメント分布を経過時間  $t = 5 \sim 70$  ms までについて示している。なお、断面曲げモーメントは以下のようにして評価した。すなわち、1) 断面各点のひずみは断面内上下縁あるいは内外の鉄筋ひずみを用い、かつ断面内平面保持を仮定して決定する、2) 各点の応力は、求められたひずみに対して土木学会コンクリート標準示方書<sup>5)</sup>に準拠した各材料の応力-ひずみ関係から評価する、3) 断面内に発生している軸力は、断面分割法の考え方と同様に各要素に作用する

力を合算して評価する、4) 曲げモーメントは、軸力によって発生した軸応力成分が断面内に均等に分布していると仮定して曲げ応力成分のみを抽出し曲げモーメントを求め評価する。

図-5 より、荷重断面 (B 断面) の分布に着目すると、重錘衝突後、経過時間  $t = 10$  ms において、荷重点近傍には正の曲げモーメントが発生し、その外側には負の曲げモーメントが発生していることが分かる。柱部の分布も上部と下部で各々負と正の曲げモーメントが発生しており、静荷重時と類似の分布となっている。しかしながら、壁側上部の曲げは小さく評価されている。経過時間  $t = 70$  ms においては、頂版の荷重点近傍に負の曲げモーメントが発生しており、頂版がリバウンド状態に至っていることが分かる。

A, C 断面の曲げモーメントは、B 断面に比較して特に柱部上側の隅角部において小さく示される傾向にある。ただし、経過時間  $t = 30$  ms においては B 断面の場合と同様に、門型骨組に類似した曲げモーメント分布を示している。なお、経過時間  $t = 40$  ms において側壁下側の曲げモーメントの分布が乱れているのは、ひび割れの発生等

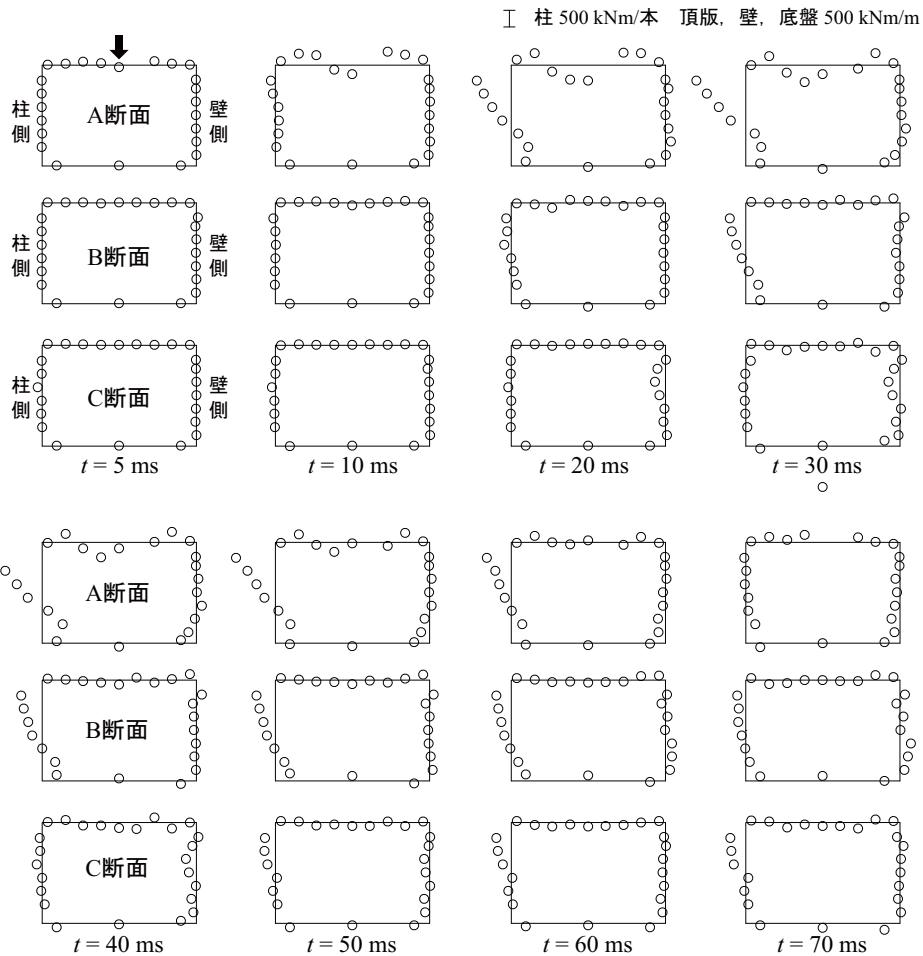


図-6 端部荷重時における断面方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化

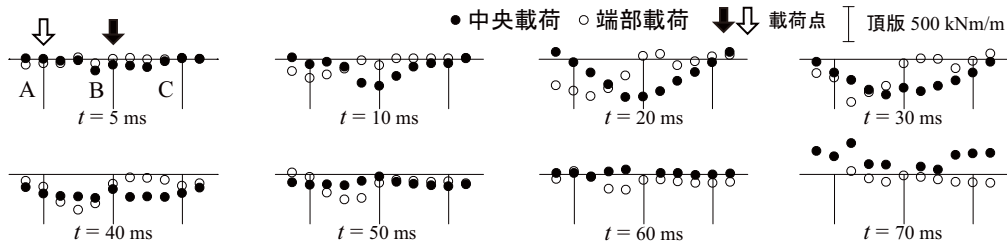


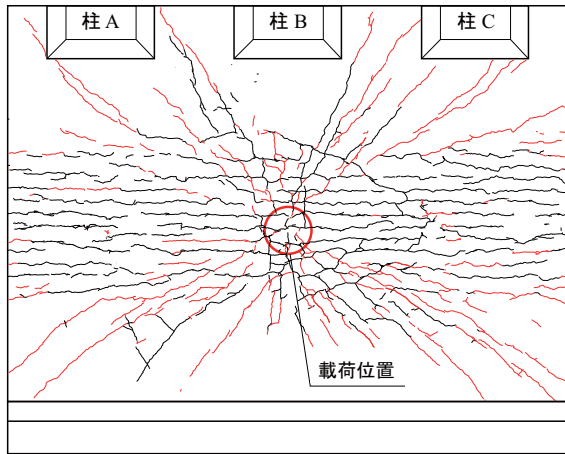
図-7 頂版中央部における断面方向曲げモーメントの道路軸方向分布に関する経時変化

の影響によるものと推察される。このような傾向は、後述の図-6においても同様に確認されている。また、その後B断面の場合と同様に各部位の曲げモーメントが復元しており、 $t = 70$  msでは頂版の荷重点近傍の曲げモーメントが負に転じており、ロックシェッド全体がリバウンド状態にあることが推察される。

図-6より、端部荷重の場合において、荷重断面(A断面)の分布に着目すると、前述の中央荷重時の荷重断面(B断面)の場合とほぼ同様の曲げモーメント分布を示していることが分かる。ただし、中央荷重の場合よりも柱部の曲げモーメントが大きく示され、かつ復元に至るまでの経過時間が長く示されている。また、B,C断面の性

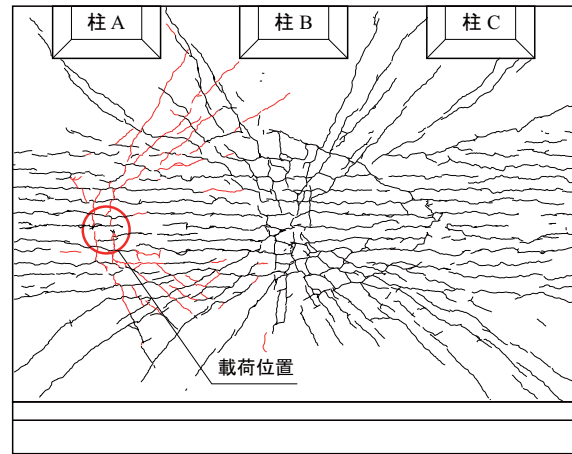
状を見ると、B断面にはA断面よりも小さい曲げモーメントが分布しているものの、C断面には曲げモーメントが殆ど発生していない。これらの結果より、端部荷重の場合には、反対側の端部断面では殆ど曲げモーメントが発生されないことが分かった。なお、側壁の曲げモーメントの分布が乱れているのはひび割れの影響によるものと推察される。

図-7には、頂版中央部における断面方向曲げモーメントの道路軸方向分布に関する経時変化を経過時間 $t = 5 \sim 70$  msについて示している。図より、中央荷重の場合には、経過時間 $t = 20$  msにおいて最大曲げモーメントが発生していることが分かる。また、 $t = 30$  msにおいては、



※ 黒線:既存のひび割れ 赤線:実験終了後に新しく発生したひび割れ

(a) 中央荷重の場合



※ 黒線:既存のひび割れ 赤線:実験終了後に新しく発生したひび割れ

(b) 端部荷重の場合

図-8 実験終了後における頂版裏面のひび割れ性状

B断面では曲げモーメントが復元し始め、A、C断面では正の曲げモーメントが発生し始めていることが分かる。 $t = 70 \text{ ms}$ では、全長に渡って負の曲げモーメントが発生しており、ロックシェッド全体がリバウンド状態に有ることが窺える。

一方、端部荷重の場合には、経過時間 $t = 30 \text{ ms}$ において、最大曲げモーメントが発生している。ただし、中央荷重の場合と異なり、最大曲げモーメントは荷重断面(A断面)ではなく、A断面とB断面の間の領域において発生していることが分かる。これは、重錘荷重の精度的な問題も指摘されるが、A断面近傍部には柱が存在していることより変位が拘束される傾向にあることが要因として上げられる。

### 3.5 頂版裏面ひび割れ性状

図-8(a)、(b)には、それぞれ中央および端部荷重実験終了後における頂版裏面のひび割れ性状を示している。図には既存のひび割れを黒線で、実験終了後におけるひび割れを赤線で示している。

(a)図より、中央荷重の場合には、荷重点から放射状にひび割れが進展していることが分かる。また、道路軸方向に発生している既存の曲げひび割れの開口幅が拡大していることも確認している。これより、ロックシェッド頂版部には、断面方向の曲げモーメントが卓越するのは勿論のこと、変形量の増大に伴って壁および柱側には曲げねじりモーメントも発生していることが窺える。

(b)図より、端部荷重の場合には、荷重点から中央部側に向かって放射状の新しいひび割れが発生していることが分かる。ここでは示されていないが、頂版中央部に分布している既存の曲げひび割れの開口幅が拡大していることは勿論である。なお、中央荷重の場合には頂版全体にひび割れの分散しているが、端部荷重の場合には中央部よりも荷重側にひび割れが分布しており、損傷が中央

荷重に比べ局所的であることが分かる。

### 4. まとめ

本研究では、RC製ロックシェッドの性能照査型設計法の確立を最終目的に、実構造物の各種耐衝撃挙動データを取得するために、実規模RC製ロックシェッドを製作し重錘落下衝撃実験を実施した。本実験により得られた知見を整理すると、以下の通りである。

- 1) 緩衝材として碎石を用いる場合のラーメの定数は $3,000 \sim 4,000 \text{ kN/m}^2$ 程度である。
- 2) 端部荷重の場合には、中央荷重の場合と比較して頂版部の変形が4割程度大きく、かつひび割れが局所化する傾向にある。
- 3) 設計落石エネルギーの15倍の入力エネルギーが作用する場合には、頂版の裏面に放射状のひび割れが発生する。

### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：落石対策便覧，2000.6
- 2) 岸 徳光，三上 浩，栗橋祐介：支持条件の異なるRC版の静的および衝撃荷重実験，構造工学論文集，土木学会，Vol. 56A，pp. 1160-1168，2010.3
- 3) Schellenberg, K., Kishi, N., and 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
- 4) 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.2，2006.7
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，土木学会，2007