

敷砂緩衝材を設置した実規模ロックシェットの耐衝撃挙動に関する数値解析的検討

Numerical study on impact resistant behavior of full-scale RC rock protection gallery with sand cushion

小室雅人*, 山口悟**, 今野久志***, 平田健朗****, 岸徳光†

Masato Komuro, Satoru Yamaguchi, Hisashi Kon-no, Takero Hirata, Norimitsu Kishi

*博(工), 室蘭工業大学准教授, 大学院工学研究科 暮らし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)
komuro@news3.ce.muroran-it.ac.jp

** (独) 土木研究所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 1-3)

*** 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)

**** 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 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

† 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 this paper, in order to establish a rational impact response analysis method of the RC rockfall protection galleries, elasto-plastic response analyses of a full-scale gallery with sand cushion under falling weight impact loading were conducted. Here, a new constitutive model for sand cushion was proposed, which was modified by adding the initial stiffness and yield plateau to a previous model. An applicability of the proposed model and analysis method were investigated comparing with the experimental results. From this study, it was seen that applying the proposed cushion model and analysis method, the dynamic response behavior of the gallery can be accurately predicted irrespective of the magnitude of the impact energy.

Key Words : rock protection gallery, sand cushion, impact response analysis, finite element method

キーワード：ロックシェット, 敷砂緩衝材, 衝撃応答解析, 有限要素法

1. はじめに

我が国の山岳部や海岸線の道路には, 落石から通行車両や人命を保護するために落石覆道(以後, 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¹⁾等に基づき許容応力度法によって設計が行われている。しかしながら, 近年, 様々な土木構造物の設計法は, 許容応力度法による仕様規定型設計法から性能規定型設計法に移行してきており, ロックシェット等の耐衝撃構造物においても, より合理的な設計が可能となる性能照査型設計法の確立が望まれている。

このような背景のもと, 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²⁾や数値解析³⁾を行うとともに, 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⁴⁾や数値解析^{5), 6)}を実施している。しかしながら, 1) これらの検討はすべて縮小模型によるも

のであること, また, 2) ロックシェットの耐衝撃挙動(弾塑性応答)は, 衝撃力波形性状(荷重強度と衝撃荷重継続時間)とロックシェットの固有振動数の関係に影響を受けることが予想されること等より, 性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには, 実規模模型を用いた衝撃実験による実挙動の把握や上記解析手法の適用性検証を行うことが重要であるものと考えられる。

このような観点から, 性能照査型設計法の確立に向けた実構造物の各種耐衝撃挙動データの取得や合理的な数値解析手法の提案を目的に, 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実施した。本プロジェクトでは, 緩衝材, 重錘落下位置および入力エネルギーを変化させた数多くの実証実験を実施している^{7)~10)}。

本論文では, それらの実験ケースの中で, 緩衝材として敷砂緩衝材を用いた重錘落下衝撃実験を対象に, 三次元弾塑性衝撃応答解析を実施した。ここでは, 敷砂緩衝材として既往の研究において提案された構成則モデル¹¹⁾を適用した場合には, 伝達衝撃力や載荷点変

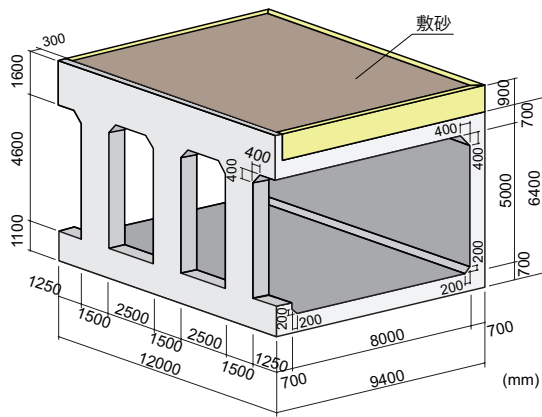


図-1 試験体の形状寸法



写真-1 試験体の外観

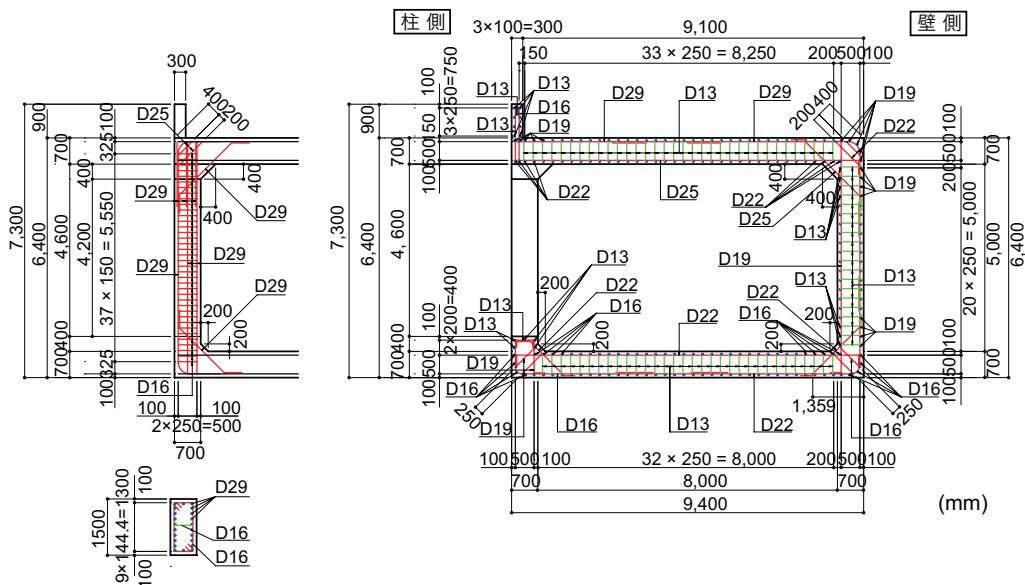


図-2 配筋図

位応答が実験結果よりも遅く励起される傾向があることが確認されたため、それらを修正した新しい構成則モデルを提案し、その妥当性を実験結果との比較によって検討している。なお、本ロックシェッド模型は現行設計法に従えば、約 100 kJ の落石入力エネルギーに対応して設計されたものである¹²⁾。また、本数値解析には非線形衝撃応答解析用汎用コード LS-DYNA¹³⁾を用いている。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

図-1には、実験に使用した RC 製ロックシェッドの形状寸法を、写真-1にはその外観を示している。試験体は、道路軸方向長さが 12 m、外幅 9.4 m、壁高さ 6.4 m の箱型構造である。内空断面は幅 8 m、高さ 5 m であり、内空の四隅にはハンチを設けている。柱

表-1 鉄筋の力学的特性値一覧

材質	呼び径	降伏強度 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

の道路軸方向長さは 1.5 m、部材厚さは、頂版、底盤、柱および側壁共に 0.7 m である。

図-2には試験体の配筋状況を、表-1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。鉄筋比は一般的なロックシェッドと同程度とし、頂版下面および上面の軸方向鉄筋はそれぞれ D25 を

表-2 実験ケース一覧

実験番号	実験ケース名	緩衝材	载荷位置	重錘質量 m (t)	落下高 H (m)	入力エネルギー E_i (kJ)
1	S-BC-E20	敷砂	BC	2	1	20
2, 3	S-BW/BP-E40	敷砂	BW, BP	2	2	40
4	S-BC-E40	敷砂	BC	2	2	40
5	S-AC-E40	敷砂	AC	2	2	40
6, 7	S-AW/AP-E40	敷砂	AW, AP	2	2	40
8, 9	G-AW/AC-E20	碎石	AW, AC	2	1	20
10 ~ 15	G-AP-E40 ~ G-CW-E40	碎石	AP, AC, BC, BW, BP, CW	2	2	40
16	G-CC-E250	碎石	CC	5	5	250
17, 18	T-BC/CC-E3000	TLAS	BC, CC	10	30	3,000
19	S-AC-E250	敷砂	AC	5	5	250
20	S-BC-E1500	敷砂	BC	10	15	1,500
21, 22	G-BC/AC-E1500	碎石	BC, AC	10	15	1,500
23	G-CC-E3000	碎石	CC	10	30	3,000

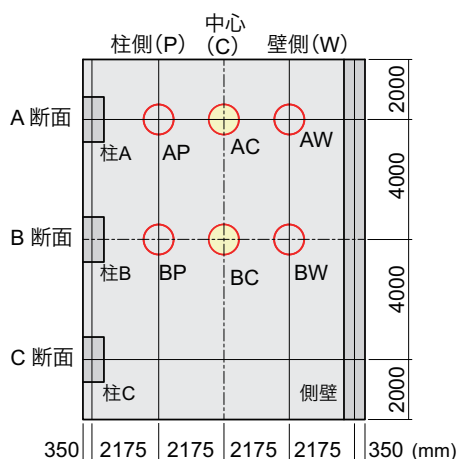


図-3 载荷位置

125 mm 間隔および D29 を 250 mm 間隔 (鉄筋比 0.68) とした。また、頂版の配力筋は現行設計と同様に鉄筋量が軸方向鉄筋の 50 % 程度とした。側壁の断面方向鉄筋は外側が D29, 内側が D19 であり、いずれも 250 mm 間隔、また配力筋は外側が D19, 内側 D13 とし、いずれも 250 mm 間隔で配置した。

底盤の断面方向鉄筋は、上面が D22, 下面が D16 をいずれも 250 mm 間隔で、配力筋は上面, 下面共に D16 を 250 mm 間隔で配置した。柱の軸方向鉄筋は、外側, 内側共に D29 を 144 mm 間隔で 10 本, 道路軸方向の両面は D29 を 250 mm 間隔で配置した。帯鉄筋は、D16 を中間拘束鉄筋を含め、高さ方向に 150 mm 間隔で配置している。コンクリートのかぶりは、いずれの部材も鉄筋からの芯かぶり 100 mm である。なお、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/側壁、および頂板コンクリートの圧縮強度はそれぞれ 30.7 MPa, 30.2 MPa, および 37.9 MPa であった。

2.2 実験ケース

図-3 には重錘による载荷位置を、表-2 には本プロジェクトにおける全実験ケースの一覧を示している。実験ケース名は、第一項目に緩衝材の種類を示す記号 (S: 敷砂, G: 碎石, T: 三層緩衝構造, TLAS), 第二項目には载荷位置を、第三項目には入力エネルギー (kJ) を示している。実験は、重錘をトラッククレーンにより所定の高さに吊り上げ、着脱装置により所定の位置に自由落下衝突させることにより行っている。本研究では、同一の実規模 RC 製ロックシェッドに対して、表-2 に示す実験番号の順に緩衝材の種類、载荷位置、入力エネルギーを変化させた実験を行い、弾性領域から終局に近い塑性領域までの耐衝撃挙動データを取得している。

本実験における計測項目は、1) 加速度計による重錘衝撃力、2) レーザ式非接触型変位計による試験体各部の変位、3) ひずみゲージによる鉄筋ひずみ、4) 高速度カメラによる重錘貫入量である。また、各実験終了後にはひび割れ分布状況を記録している。なお、各実験終了後に発生したひび割れ等の損傷に対しては、一切の補修等の修復は施していない。

本研究では、これら一連の実験ケースの中から、緩衝材として敷砂を用いたケースを対象に、衝撃応答解析を実施している。具体的には、表-2 に灰色の網掛けで示す载荷位置が中央断面中心载荷の“BC”および端部断面中心载荷の“AC”である実験番号 4, 5, 19, 20 の 4 ケースとした。

3. 数値解析概要

3.1 解析モデル

図-4 には、本数値解析で用いた覆道模型および鉄筋の要素分割状況を示している。本解析モデルは、コ

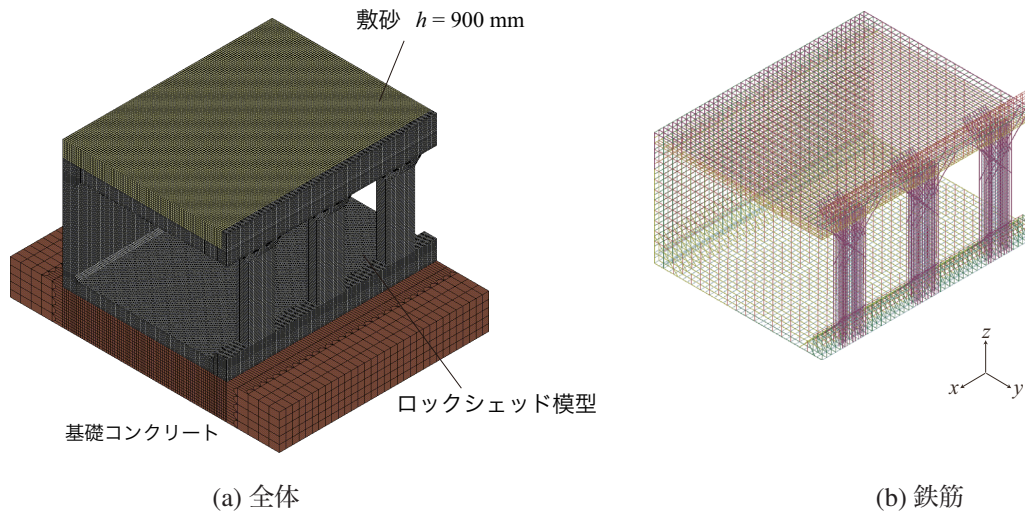


図-4 有限要素モデル

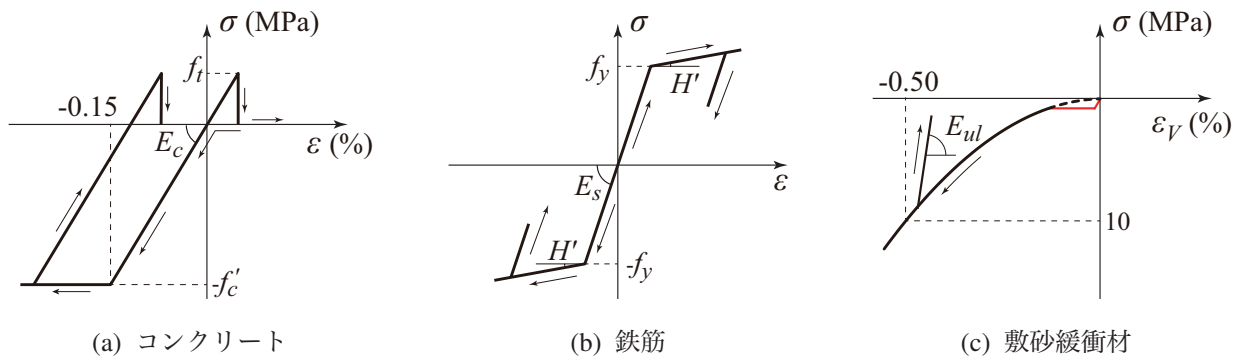


図-5 材料物性モデル

コンクリートの要素長を 62.5 mm を基本に分割しており、総節点数および総要素数は、それぞれ約 136 万節点、約 138 万要素である。なお、敷砂緩衝材の要素分割に関しては、1 辺の長さが 100 mm の立方体要素とした。

要素のモデル化に関しては、鉄筋には 2 節点の梁要素を用い、その他の要素には 8 節点の固体要素を用いた。要素の積分点に関しては、要素変形量と計算精度を考慮して、敷砂緩衝材には 8 点積分、その他の固体要素には 1 点積分、梁要素には 4 点積分を用いた。

境界条件に関しては、基礎コンクリート底面を完全固定とし、敷砂側面の面外変形を拘束している。これは、実験では頂版上に木製型枠を設置し、敷砂の側方流動を拘束していることを模擬したものである。

本解析では、重錘-敷砂緩衝材間および試験体底面-基礎コンクリート間には、面と面との接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面(摩擦係数:0)を定義している。また、敷砂緩衝材-頂版上面間には摩擦係数を 0.5 とし、滑りのみを考慮した接触面を定義している。なお、コンクリート-鉄筋要素間は完全付着を仮定している。

本解析では、全部材に対して重力を考慮している。

表-3 解析ケースの一覧

ケース名	载荷位置*	質量 m (t)	落下高さ H (m)
C40	BC	2	2
E40	AC	2	2
E250	AC	5	5
C1500	BC	10	15

* 図-3 参照

また、減衰定数は、質量比例分のみを考慮するものとし、予備解析を実施して鉛直方向最低次固有振動数に対して 1% と設定した。表-3 には、解析ケースの一覧を示している。解析ケース名は载荷位置(C:BC, E:AC)と入力エネルギーの組み合わせで示している。なお、本数値解析では計算の煩雑さを避けるために、全解析ケースにおいて無損傷のロックシェッドに一度だけ重錘を衝突させている。すなわち、本解析では実験における载荷履歴の影響は考慮していない。

3.2 構成則モデル

図-5 には、本数値解析で用いたコンクリート、鉄

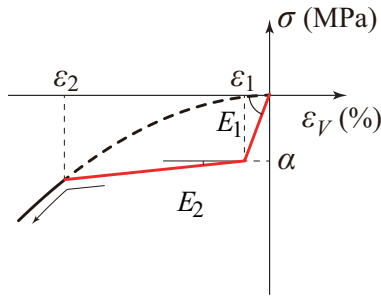


図-6 提案の敷砂緩衝材モデル

筋および敷砂緩衝材の応力-ひずみ関係を示している。以下、それぞれのモデルに関して述べる。

(1) コンクリート

図-5 (a) には、コンクリートの応力-ひずみ関係を示している。圧縮側に関しては、相当ひずみが0.15%に達した段階でコンクリートが降伏するものとし、完全弾塑性体のバイリニア型にモデル化した。また、引張側に関しては引張強度 f_t に達した段階で応力を完全に解放するものとしている。引張強度 f_t は圧縮強度 f'_c の1/10と仮定している。なお、圧縮強度 f'_c に関しては前述(2.1節)のとおりであり、ポアソン比 $\nu_c = 0.167$ および単位体積質量 $\rho_c = 2.35 \text{ t/m}^3$ とした。また、降伏の判定には、コンクリートの内部摩擦角を 30° に仮定して、Drucker-Prager の条件式を採用している。なお、基礎コンクリートは弾性状態であることを確認している。

(2) 鉄筋

図-5 (b) には、鉄筋に関する応力-ひずみ関係を示している。鉄筋要素に用いた物性モデルは、塑性硬化係数 H を弾性係数 E_s の1%とするバイリニア型の等方硬化則を適用している。降伏の判定には von Mises の降伏条件式を採用している。要素の弾性係数 E_s 、ポアソン比 ν_s には公称値を用いることとし、全ての鉄筋で等しく、それぞれ $E_s = 200 \text{ GPa}$ 、 $\nu_s = 0.3$ と仮定した。なお、降伏応力 f_y に関しては、鉄筋径ごとに異なり表-1に示す値を用いた。また、単位体積質量 ρ_s は、鋼材には公称値である $\rho_s = 7.85 \text{ t/m}^3$ を仮定した。

(3) 敷砂緩衝材

図-5 (c) には、既往の研究¹¹⁾で提案された敷砂緩衝材の公称応力-体積ひずみ関係を示している。この構成則モデルは、著者らが過去に実施した敷砂緩衝材に関する衝撃実験結果(重錘質量 $m = 3 \text{ t}$ 、落下高さ $H = 5 \sim 30 \text{ m}$)を対象に数値解析を実施してその妥当性を検証したものであり、次式で与えられる。また、本論文ではこのモデルを従来モデルと呼ぶことにする。

$$\sigma = 50 \varepsilon_V^2 \quad (1)$$

ここで、 σ は公称応力 (MPa)、 ε_V は体積ひずみであ

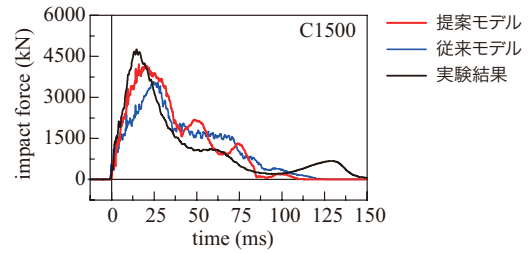


図-7 従来モデルと提案モデルの比較
(重錘衝撃力波形, C1500)

る。なお、除荷勾配 E_{ul} は $E_{ul} = 10 \text{ GPa}$ である。

一方、従来モデルをロックシェッドに適用した場合には、載荷点変位の最大値が実験結果と比較して遅れて励起される等、実験結果を必ずしも適切に再現できないことが確認されている⁵⁾。従って、従来モデルを実規模 RC 製ロックシェッドの敷砂緩衝材に適用することは適切ではないものと考え、より実験結果を再現可能な新しい構成則モデルの構築を試みた。具体的には、敷砂緩衝材に関する静載荷実験結果¹⁴⁾を参考に、既往の構成則モデルに初期勾配と降伏棚を付加した図-6に示す公称応力-体積ひずみ関係を用いた。すなわち、式(1)で示す従来モデルに $E_1 = 100\alpha$ の初期勾配を付加し、さらに体積ひずみが1%から緩やかな直線勾配 $E_2 = 0.01 E_1 (= \alpha)$ で従来モデルに擦り付くような、以下のモデルを考案した。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_0 &= 100 \alpha \varepsilon_V & \varepsilon_V < 0.01 \\ &= (0.99 + \varepsilon_V) \alpha & 0.01 < \varepsilon_V < \varepsilon_1 \\ &= 50 \varepsilon_V^2 & \varepsilon_1 < \varepsilon_V \end{aligned} \right\} (2)$$

ここで、 α は公称応力 (MPa)、 ε_1 は従来モデルと交差する体積ひずみである。本数値解析では、予備解析結果を踏まえ、公称応力 α を $\alpha = 1.0$ として計算を行った。なお、単位体積質量 $\rho = 1.6 \text{ ton/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu = 0.06$ と仮定した。

図-7には、C1500における重錘衝撃力波形を例に、従来モデルと提案モデルによる解析結果を実験結果と比較して示している。図より、提案モデルを適用した場合における衝撃力波形は、従来モデルと比較して波形の立ち上がり勾配や最大値およびその発生時刻が改善されていることが確認される。

(4) 重錘

重錘に関しては鋼材(弾性体)と仮定し、その質量を重錘モデルの体積で除すことにより、所定の単位体積質量を与えている。

4. 数値解析結果

4.1 各種応答波形

図-8には、数値解析結果から得られた重錘衝撃力、

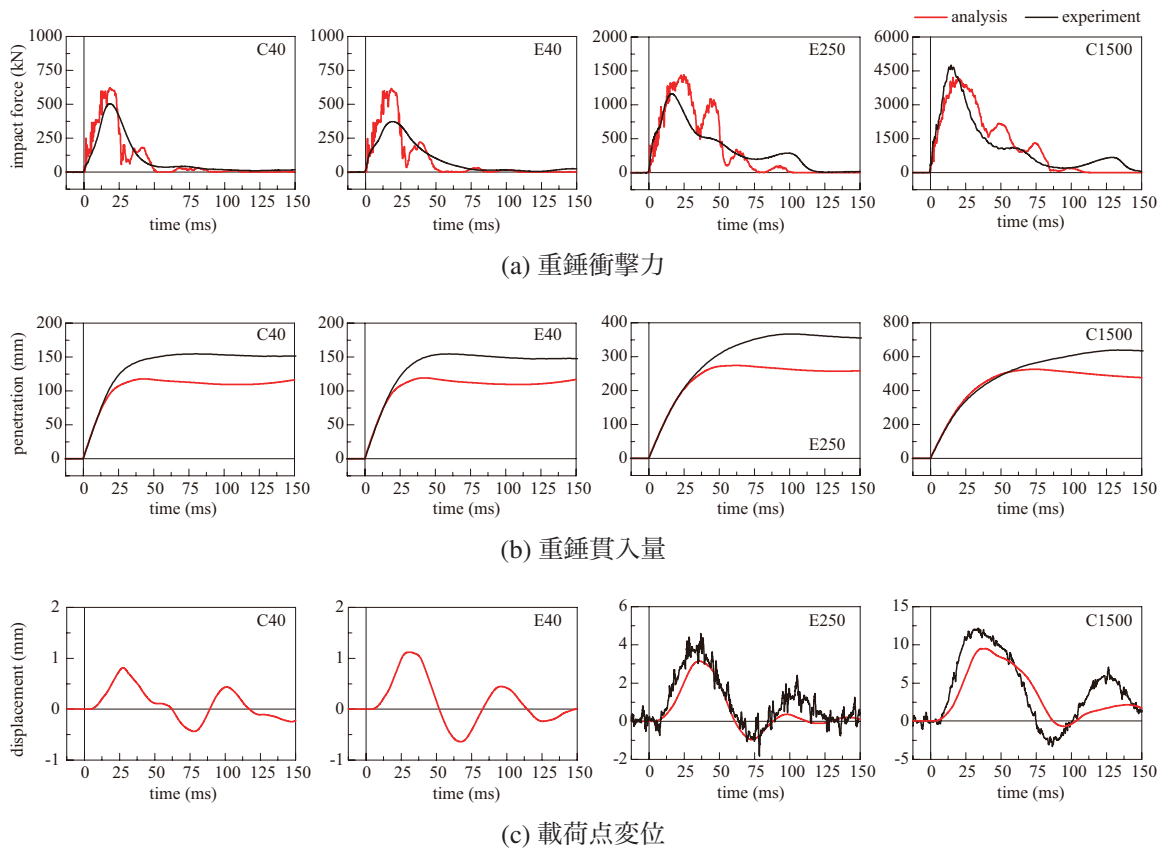


図-8 各種応答波形

重錘貫入量および載荷点直下の頂版下面応答変位(以後、載荷点変位)を実験結果と比較して示している。なお、入力エネルギーの小さいC40およびE40の場合には、変位応答が小さく計測結果の評価が困難であったため、数値解析結果のみを示している。

図-8(a)に示す重錘衝撃力波形に着目すると、実験結果の重錘衝撃力は、入力エネルギーの小さいC40およびE40の場合には、振幅の大きい第1波から構成されているものの、入力エネルギーの増加と共に、第1波に加えて振幅の小さい第2波で構成されていることが分かる。数値解析結果を見ると、最大振幅を示す第1波の後、除荷時において第2~4波で構成されている。また、荷重継続時間も実験結果と比較して若干短い。しかしながら、C40の場合を除いて重錘衝撃力の立ち上がりから最大値に至るまで、解析結果は実験結果をほぼ適切に再現していることが分かる。

(b)図に示す重錘貫入量に関しては、数値解析結果の立ち上がりは実験結果と非常によく対応していることが分かる。一方で、最大貫入量に関しては、数値解析結果は実験結果と比較して過小に評価する傾向にあることが分かる。なお、最大貫入量に対する数値解析結果の割合は実験結果の76~82%程度となっている。

(c)図に示す載荷点変位に着目すると、入力エネルギー

の大きいE250およびC1500の場合には、波形の立ち上がりが実験結果と比較して緩やかで、かつ最大値を若干小さく評価しているものの、波形性状等は実験結果をほぼ適切に再現しているものと考えられる。一方、入力エネルギーの小さいC40およびE40の場合において、最大変位が1mm程度と弾性的な挙動を示していることが確認される。また、載荷位置の違いによる最大応答変位に着目すると、端部載荷の場合が若干大きくなることが分かる。なお、E40およびC40の各実験ケース終了後において、頂版下面にはひび割れが発生していないことを目視によって確認している。

4.2 鉄筋ひずみ

図-9には、載荷点直下における上端、下端鉄筋ひずみについて数値解析結果と実験結果を比較して示している。

(a), (b)図より、入力エネルギーの小さいC40/E40の場合には、数値解析結果と実験結果はよく対応していることが分かる。また、ひずみ波形は上下端でほぼ対称となっており、かつ最大値も 50μ 程度と小さい。これより、弾性応答範囲内において、数値解析結果は実験結果をほぼ適切に再現可能であるものと考えられる。

(c)図に示すE250の場合における実験結果に着目す

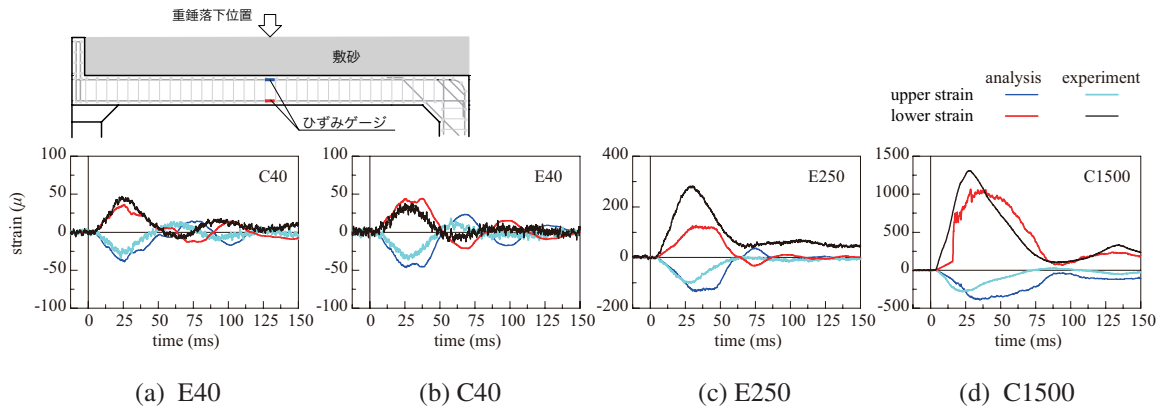
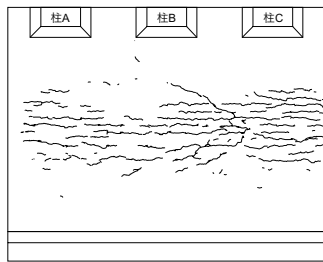
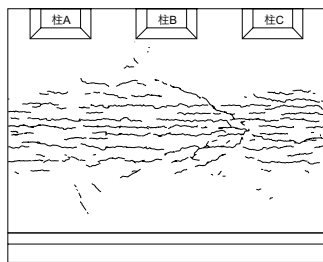


図-9 鉄筋ひずみ



(a) E250 実験前



(b) C1500 実験前

図-10 実験前のひび割れ分布

ると、上下端鉄筋の最大ひずみは大きく異なり、下端鉄筋では約 300μ のひずみが発生している。一方、数値解析結果では上下端鉄筋のひずみ波形はほぼ対称な性状を示しており、実験結果と比較して、特に下端鉄筋のひずみが過小評価されている。なお、数値解析結果における下端鉄筋の最大ひずみが実験結果のそれよりも小さな値を示す一つの要因としては、図-10に示すように実験前に頂版下面にひび割れが生じていたのに対し、数値解析ではこれらのひび割れ(载荷履歴)を考慮していないことが考えられる。

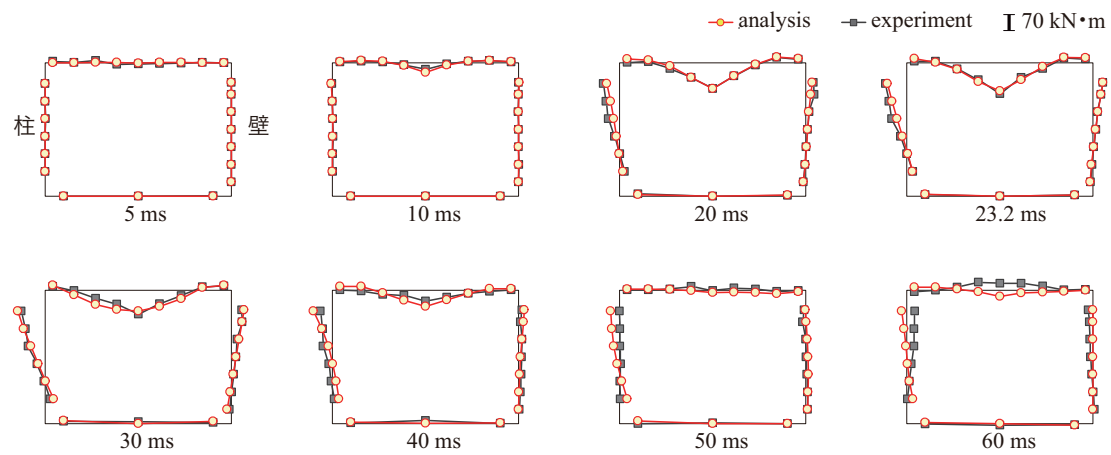
(d) 図に示す C1500 の場合に着目すると、数値解析結果は、実験結果と比較して上端鉄筋では若干大きく、下端鉄筋では若干小さめに評価している。しかしながら、E250 の場合と比較すると、両者の差は相対的に小さいことが分かる。これは、入力エネルギーが E250 の場合と比較して大きいことにより、発生する

鉄筋ひずみも大きくなり、結果として履歴損傷の影響が相対的に小さくなったものと推察される。

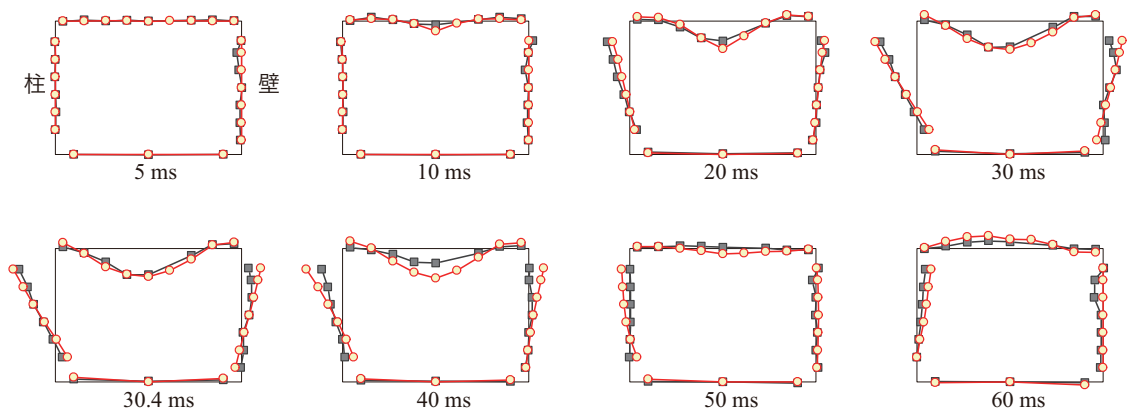
4.3 モーメント分布

図-11には、各载荷断面における道路横断方向の曲げモーメント分布について、数値解析結果と実験結果を時系列で比較して示している。頂版および側壁部の断面力は有効幅を 1 m とし、柱部に関しては 1 本あたりの断面力で評価している。また、曲げモーメント分布(内側を正、外側を負とする)に関しては、ロックシェッド内に配筋されている鉄筋ひずみを用い、断面内におけるひずみの線形変化を仮定した断面分割法を援用して算出している。詳細に関しては文献7)を参照されたい。ここでは、前節における鉄筋のひずみ波形性状より、入力エネルギーの小さい E40 および C40 の場合に着目して検討を行うこととする。すなわち、入力エネルギーの大きい E250 および C1500 の場合に関しては、载荷履歴(ひび割れ)の影響によって鉄筋ひずみを適切に評価できないことより、ここでは考察の対象から除いている。また、E40 の場合における頂版部において鉄筋ひずみの一部に欠測があり、この部分の断面力は算定されていない。

(a) 図に示す C40 の場合における実験結果に着目すると、重錘衝突後 $t = 5 \text{ ms}$ 以降より载荷点直下の頂版部曲げモーメントが増加し始め、若干遅れて柱上部および側壁上部の曲げモーメントが増加している。頂版部曲げモーメントは、 $t = 23.2 \text{ ms}$ で最大値を示し、その後減衰自由振動状態に移行している。柱部の曲げモーメントに着目すると、上端が大きく下端に向かってほぼ直線的な分布性状を示しており、最大断面力発生時には下端において若干負の曲げモーメントが発生している。側壁部に関しては、上部 $1/2$ 程度の範囲に曲げモーメントの発生が見られるが、その値は柱部に比較して小さい。これは、柱部に比較して曲げ剛性が大きいことによるものと推察される。数値解析結果は、除荷後における自由振動状態を除いて、最大曲げ



(a) C40



(b) E40

図-11 載荷断面における道路横断方向のモーメント分布

表-4 頂版部最大曲げモーメントの比較

ケース名	最大曲げモーメント (kNm)		
	解析結果 (1)	実験結果 (2)	比 (2)/(1)
C40	121.6	132.1	1.086
E40	120.2	112.5	0.936

モーメントに達するまでの分布性状をほぼ適切に評価していることが分かる。

(b) 図に示す E40 の場合における実験結果に着目すると、C40 の場合と同様に重錘衝突後 $t = 5$ ms 以降より載荷点直下の頂版部曲げモーメントが増加し始め、C40 の場合よりも若干遅く $t = 30.4$ ms において最大値に達していることが分かる。数値解析結果は、 $t = 30$ ms において側壁側の曲げモーメント分布に若干の差異が確認されるものの、最大曲げモーメントに至るまでの分布性状を概ね再現していることが分かる。なお、最大値発生以降の推移に関しては、実験結果が若干早く復元する傾向にあるものの、全体的には

両者はよく一致しているものと判断される。

表-4 には、C40 および E40 の場合における頂版部最大曲げモーメントを比較した一覧を示している。なお、数値解析結果の曲げモーメントは、実験結果の最大曲げモーメント発生時刻で評価している。表より、実験結果と数値解析結果の差は 10 % 以内であり、本数値解析手法を用いることによって頂版部の最大曲げモーメントを精度よく評価できるものと判断される。

4.4 変位分布

図-12 には、ロックシェッド内縁の法線方向変位（以下、単に変位）分布について、実験結果と数値解析結果を時系列で比較して示している。ここでは、入力エネルギーの大きい E250 および C1500 の場合に関する結果を示している。なお、入力エネルギーの小さい C40 および E40 の場合に関しては、前節でも述べたように変位応答が非常に小さいことより、ここでは考察の対象から除いている。

(a), (b) 図より、数値解析結果と実験結果の変位分布を比較すると、図-8(c) に示すように解析結果の最大応答時刻が実験結果よりも若干遅れて発生するため、

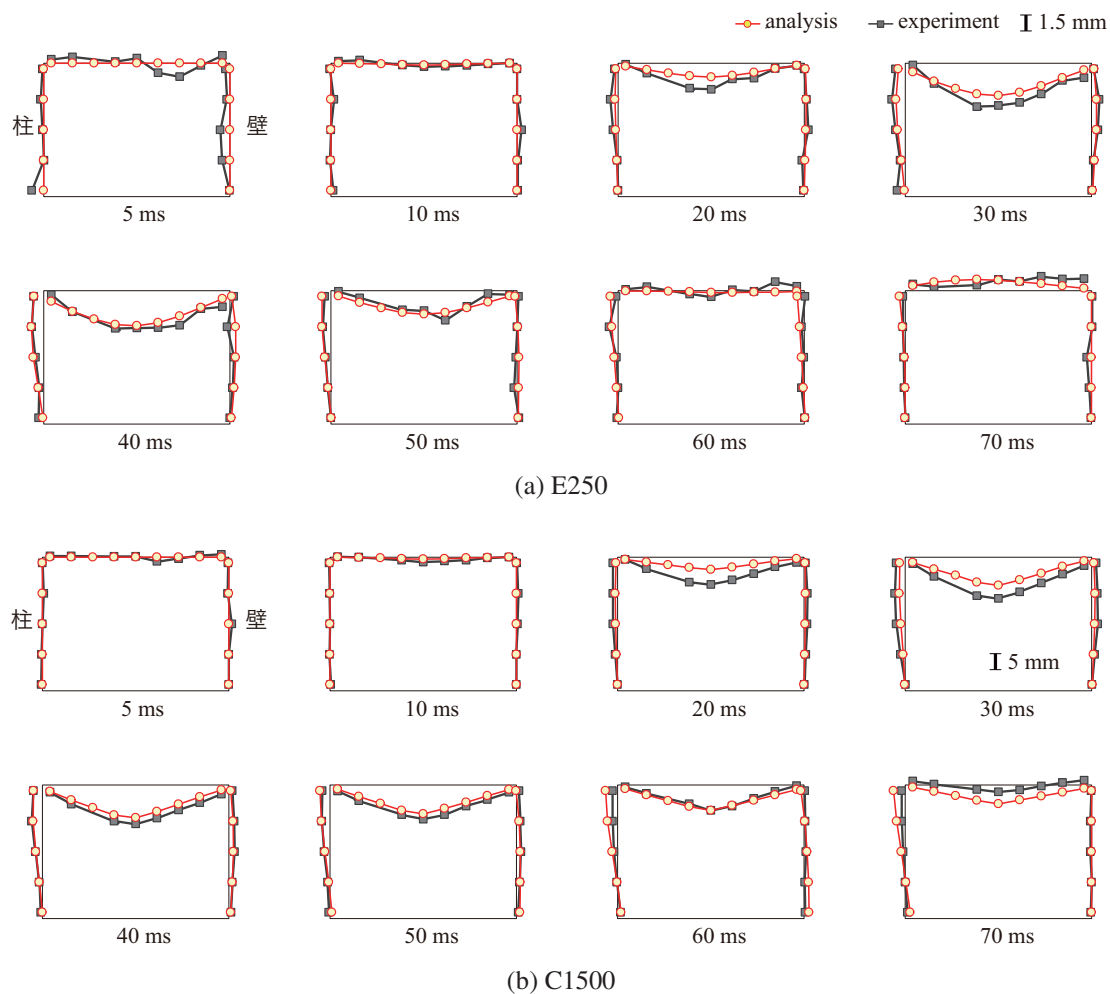


図-12 道路横断方向変位分布図

振動性状に多少のずれが生じているものの、最大応答変位は実験結果と概ね対応していることが分かる。この両者の差異は、前述したように本数値解析では荷履歴の影響を考慮していないことによるものと推察される。

4.5 ひび割れ分布

図-13には、実験終了後のひび割れ分布の比較として、C1500の場合に関する結果を比較して示している。なお、実験結果には、C1500の実験ケース終了後に発生したひび割れ(赤線)と、荷履歴によって発生した既存ひび割れ(黒線)を区別して示している。また、数値解析結果において、赤色で示された要素がひび割れと等価な状態であると判断される要素である。すなわち、図-5(a)に示したコンクリートの応力-ひずみ関係に従うと、図中の赤色で示された領域(コンクリート要素の最大主応力が $-0.001 \sim 0.001$ MPaの範囲)は、ひび割れが発生して除荷状態にあるか、もしくは荷状態で発生応力が小さい要素であることを示している。従って、変形が大きく示されている領域では、ひび割れが発生し除荷状態にあるものとして評

価可能である。

図-13より、数値解析結果は実験結果に見られる側壁に平行して発生した曲げひび割れの他、荷点から放射状に広がるひび割れの一部も再現しており、ひび割れ分布性状を大略評価可能であることが分かる。

5. まとめ

本論文では、緩衝材として敷砂を用いた実規模RC製ロックシェットの重錘落下衝撃実験を対象に、三次元弾塑性衝撃応答解析を実施した。ここでは、敷砂緩衝材に関して既往の研究成果を若干修正した新しい構成則を提案し、実験結果との比較によって提案の解析手法の妥当性を検討した。本研究で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 入力エネルギーが小さくロックシェットの動的応答が弾性範囲内の場合には、提案の緩衝モデルおよび解析手法を用いることによって、その動的応答性状をほぼ適切に再現可能である。
- 2) 一方、入力エネルギーが大きくロックシェットが弾塑性応答を呈する場合には、荷履歴の影響を

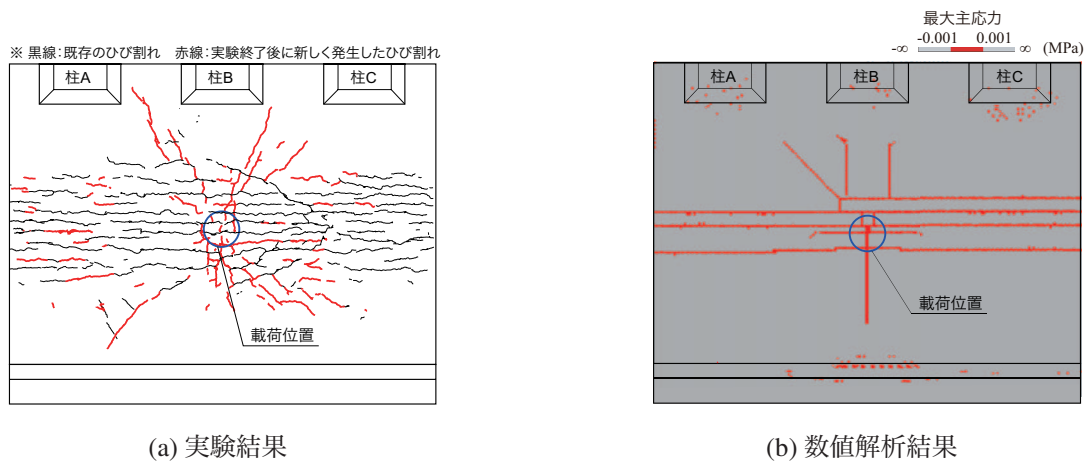


図-13 ひび割れ分布 (C1500)

考慮していないことから、実験結果における鉄筋ひずみを過小評価する傾向にある。一方、ロックシェットの最大変位や頂版のひび割れ分布に関してはほぼ適切に評価可能である。

今後は、緩衝材として碎石および三層緩衝構造を用いた場合に関しても数値解析を実施し、適切な材料構成則の構築を試みると共に、最終的には载荷履歴の影響を考慮した数値解析を行いたいと考えている。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：落石対策便覧, 2000.6
- 2) 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志, 牛渡裕二, 保木和弘：2 辺支持大型 RC スラブに関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1181-1193, 2011.3
- 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
- 4) 西 弘明, 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
- 5) 花岡健治, 岸 徳光, 今野久志, 牛渡裕二：重錘落下衝撃荷重載荷時の 1/2 RC 製覆道模型に関する数値解析手法の妥当性検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 757-762, 2011.7
- 6) 今野久志, 岸 徳光, 山口 悟, 牛渡裕二：载荷位置を変化させた 1/2 縮尺 RC 製ロックシェット模型の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.673-678, 2012.6
- 7) 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
- 8) 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, 2014.6
- 9) 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, 2014.6
- 10) 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载荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 36, No. 2, pp. 553-558, 2014.6
- 11) 岸 徳光, 岡田慎哉, 今野久志, 池田憲二：敷砂緩衝材の緩衝特性評価のための数値解析モデルに関する一考察, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 1323-1332, 2003.3
- 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) Hallquist, J. O., LS-DYNA Version 971 User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 2012.
- 14) 今野久志, 岸 徳光, 西 弘明, 山口 悟, 岡田伸之：敷砂緩衝材の緩衝特性に関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 1051-1063, 2012.3

(2014 年 9 月 24 日受付)

(2015 年 2 月 1 日受理)