



室蘭工業大学

学術資源アーカイブ

Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive



実規模模型を用いたRC製ロックシェットの耐衝撃性に関する実験的研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2018-05-31 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 山口, 悟 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00009629

実規模模型を用いたRC製ロックシェットの
耐衝撃性に関する実験的研究

平成 30 年 3 月

山 口 悟

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	6
1.3 研究の目的	12
1.4 研究の概要	14
第 2 章 落石の発生状況に関する検討	15
2.1 概説	15
2.2 全国の国道における落石の発生状況	15
2.3 北海道内の国道における落石の発生状況	17
2.3.1 既往の研究成果より	17
2.3.2 近年の北海道での落石状況	19
2.4 まとめ	23
第 3 章 北海道内国道のロックシェッド用緩衝材の実態調査結果	24
3.1 概説	24
3.2 緩衝材の実態調査	24
3.2.1 調査概要	24
3.2.2 調査結果	27
3.3 まとめ	34
第 4 章 実規模試験体製作と実験計測概要	35
4.1 概説	35
4.2 緩衝材の選定	36
4.3 実験施設と試験体の配置	37
4.4 ロックシェッド模型の設計	39
4.4.1 基本条件	39
4.4.2 現行設計法に基づいた断面設計	40
4.5 実規模模型の製作	47
4.5.1 実規模模型の概要	47
4.5.2 実規模模型の製作概要	51
4.6 衝撃荷重載荷用重錘と脱着装置	54
4.6.1 衝撃荷重載荷用重錘	54

4.6.2	重錘の脱着装置	55
4.7	計測システム	55
4.7.1	重錘衝撃力評価用加速度計	55
4.7.2	重錘貫入量計測用高速度カメラ	56
4.7.3	応答変位計測のための非接触型レーザ式変位計	57
4.7.4	鉄筋のひずみ計測のためのひずみゲージ	57
4.7.5	データ計測	57
4.8	緩衝材の土質試験結果と緩衝材の設置方法および密度管理	58
4.8.1	土質系緩衝材の概要	58
4.8.2	緩衝材の設置方法	60
4.8.3	緩衝材の密度管理	60
4.8.4	緩衝材の密度管理結果	61
4.9	計測項目および計測点	61
4.9.1	変位計測	61
4.9.2	鉄筋のひずみ計測	63
4.10	実験計画	69
第5章	敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動	71
5.1	概説	71
5.2	実験概要	71
5.2.1	実験ケース一覧	71
5.3	実験結果	73
5.3.1	重錘衝撃力波形	73
5.3.2	重錘貫入量波形	75
5.3.3	鉄筋ひずみ波形	76
5.3.4	曲げモーメント分布	79
5.4	まとめ	94
第6章	敷砂/碎石緩衝材を設置した場合における現行設計法の妥当性検討	96
6.1	概説	96
6.2	検討に用いる実験結果の概要	96
6.2.1	ラーメの定数	96
6.2.2	断面方向曲げモーメントの包絡線分布	96
6.3	現行設計法による作用曲げモーメントの算定	97

6.3.1	設計計算の概要	97
6.3.2	設計用曲げモーメント	98
6.4	設計用曲げモーメントの妥当性検討	98
6.5	設計用抵抗曲げモーメントの実安全余裕度	100
6.6	まとめ	101
第 7 章	敷砂および砕石緩衝材を設置した場合のロックシェットの塑性衝撃挙動	102
7.1	概説	102
7.2	実験概要	102
7.2.1	実験ケース一覧	102
7.3	実験結果	103
7.3.1	重錘衝撃力波形	103
7.3.2	重錘貫入量波形	104
7.3.3	変位波形	105
7.3.4	鉄筋ひずみ波形	106
7.3.5	ラーメの定数	108
7.3.6	曲げモーメントの時系列分布	109
7.3.7	変位分布	115
7.3.8	ひび割れ分布性状	119
7.4	まとめ	120
第 8 章	三層緩衝構造を設置した場合のロックシェットの耐衝撃挙動	123
8.1	概説	123
8.2	実験概要	123
8.2.1	TLAS の設計	123
8.2.2	実験ケース	125
8.3	実験結果	126
8.3.1	重錘衝撃力波形および伝達衝撃力波形	126
8.3.2	重錘貫入量波形と芯材 RC 版の損傷状況	127
8.3.3	変位波形と最大鉄筋ひずみ	132
8.3.4	変位分布の経時変化	133
8.3.5	曲げモーメント分布の経時変化	134
8.3.6	ひび割れ分布性状	136

8.4	まとめ	138
第9章	総括	141
9.1	結論	141
9.1	今後の研究課題	145
	参考文献	147

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国の道路は、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、火山や台風、降雨、降雪など非常に厳しい環境下にある。そのため、道路に係る防災事業の推進は自然災害から国民の生命・財産を守るための最も基本的な課題と云える(図-1.1, 写真-1.1)。なかでも北海道地域における道路網には、急峻な地形や海岸線に沿って構築されている場合も多く、岩盤崩落(写真-1.2)を始め、落石による道路災害が頻発し、地域住民や旅行者などに多大な影響を及ぼしている。このため、道路管理者によって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。しかしながら、写真-1.3に見られるような落石災害も発生しており、更なる落石防護構造物の新設や既存対策の補強など防災対策の実施が急務となっている。



写真-1.1 福井県越前町一般国道305号越前海岸落石事故（1989年7月）



写真-1.2 北海道古平町一般国道229号豊浜トンネル岩盤崩落事故（1996年2月）



写真-1.3 北海道増毛町一般国道231号湯泊覆道岩盤崩壊事故（2008年5月）

第1章 序論

さらに、近年気象にも変化が見られ（図-1.2 および図-1.3）、異常気象による集中豪雨や大型台風の多発、東日本大震災を始めとする巨大地震の発生などによってがけ崩れや落石が発生し、生命・財産など多大な被害を被っている。以上のことから、安全・安心な道路の確保には道路防災構造物の適切な更新や維持管理の最適化・最小化が重要な課題となっている。

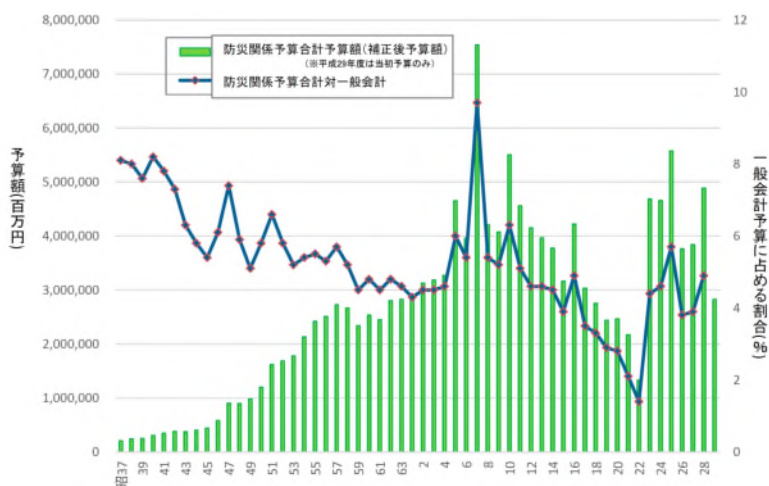


図-1.1 防災関係予算額の推移（H29 防災白書¹⁾より）

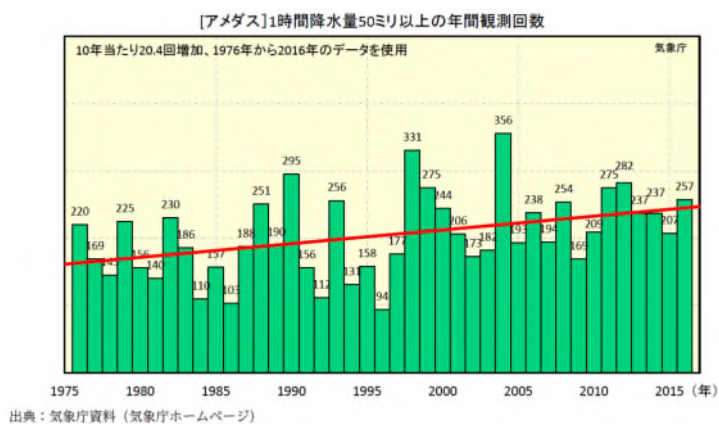


図-1.2 1時間降水量50mm以上の年間観測回数（H29 防災白書¹⁾より）

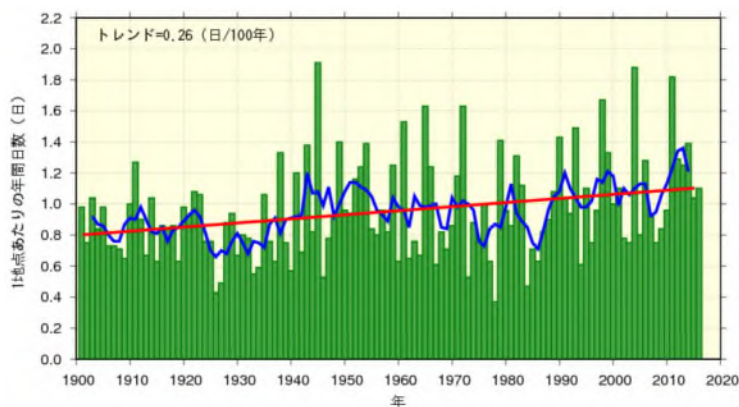


図-1.3 日降水量100mm以上の年間日数（気候変動監視レポート2016²⁾より）

本論文の研究対象である RC 製落石防護覆道（以後、ロックシェッド）（写真-1.4）は落石防護構造物の一つに挙げられ、落石対策便覧³⁾（図-1.4）に示すように比較的大きなエネルギーを対象とする防護構造物である。その実限界耐力は、過去の被災事例（写真-1.5）の検証^{4), 5)}や縮尺模型による検証結果^{6)~9)}から、現行設計の許容応力度法に基づいた設計落石入力エネルギーに対して 20 ~ 30 倍程度大きいことが明らかになっている。これより、ロックシェッドは、最も大きな落石入力エネルギーに対応可能な工法であると云える。

一方、現在土木構造物の設計の多くが性能規定を取り入れた性能照査型設計法へ移行している中、ロックシェッドに関しては未だ落石対策便覧等^{3), 5), 6)}の要領

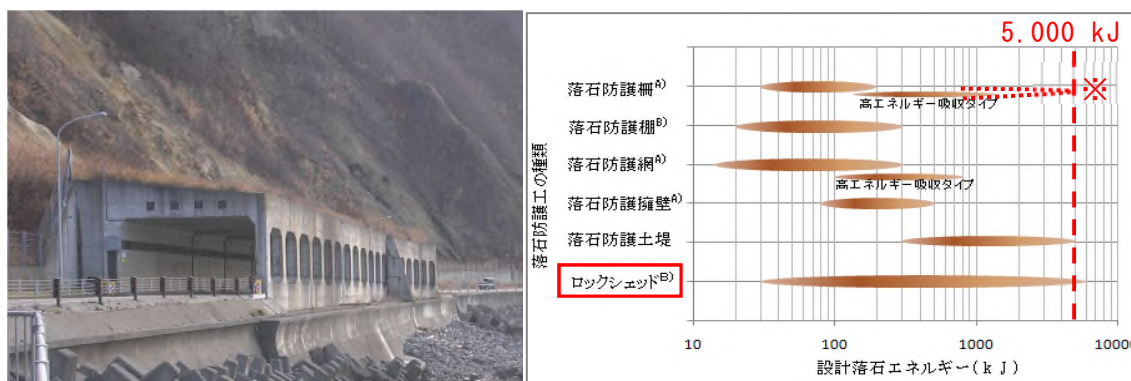


写真-1.4 北海道の国道に建設されている RC 製ロックシェッド

図-1.4 落石防護工の適用範囲 (落石対策便覧³⁾より抜粋)

※ 近年、落石防護柵(ネット)工は 5,000kJ まで対応可能なものが開発されている。



写真-1.5 北海道様似町一般国道 336 号ランベツ覆道岩盤崩落事故^{4), 5)}

第1章 序論

に基づく許容応力度法を基に設計が行われている。落石防護対策の先進地であるスイス連邦共和国のロックシェッドガイドライン¹⁰⁾においても日本と同様に最大衝撃力を静的な荷重に置き換えて設計を行っており、国内外において性能照査型設計法への移行が望まれている現状にある^{11,12)}。

前述のように、許容応力度設計法に基づいて断面設計を行う場合には、ロックシェッドの終局限界耐力は設計入力エネルギーに対して 20 ～ 30 倍程度の安全余裕度を有していることが明らかとなっている。これより、従来の仕様設計型から性能設計型に移行することによって、新たに設計を行う場合にはより経済的に、補強設計を行う場合には補強量の最適化が可能となり、費用の最適化が見込めることとなる。

このような状況下、室蘭工業大学および国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所（以下、寒地土木研究所）では RC 製ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法を確立するために、部材単位として小型 RC 梁、小型 RC 版、大型 RC 梁、大型 RC 版、小型 RC 門型骨組、小型 RC 箱型構造、そして実ロックシェッドの 2/5 縮尺模型、1/2 縮尺 RC 製箱型ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験を実施し、更には入力荷重を定量化するための敷砂などの緩衝材（小型・大型）に関する重錘落下衝撃実験、三層緩衝構造に関する実験的および数値解析的検討を行って来た。

また、落石対策先進地のスイス連邦共和国においてもロックシェッド頂版の 1/2 スラブ模型による実験や数値解析を実施^{11~12)}している。両国共に実ロックシェッドに対する性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには、これまでに実施してきた各種実験における試験体の寸法効果や衝撃荷重載荷時間と試験体の変位応答など、小型模型を用いた実験結果の弾性、塑性挙動に及ぼす影響を考慮しなければならず、それらの影響を排除するためには実規模実験を実施することが必要不可欠であると判断される。

このような共通的要求に基づき、室蘭工業大学と寒地土木研究所とスイス連邦工科大学チューリッヒ校（ETH）は国際共同研究¹³⁾により、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に必要とされる実構造物の耐衝撃挙動データの取得を目的として、実規模の 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。

本研究では、RC製ロックシェッドに関する実務設計に対応可能な耐衝撃設計計算法の確立を最終目的に、基礎的研究として落石の実態に関する整理取りまとめや北海道内の既設ロックシェッドに設置される緩衝材に関し実態調査を実施した。その上で、現行の許容応力度法により設計された実規模RC製ロックシェッドの重

錘落下衝撃実験を実施した。

以上、RC 製ロックシェットの合理的な設計法の確立に向けての課題を上げると、以下の通りである。すなわち、

- 1) 現行設計法（許容応力度法）により設計した実規模 RC 製ロックシェットに対して、載荷位置が及ぼす各部材の動的挙動および破壊性状への影響把握
- 2) 同 RC 製ロックシェットに対して、緩衝材の違いが各部材の動的挙動および破壊性状に及ぼす影響把握
- 3) 落石衝撃力評価と現行設計法に基づく実規模 RC 製ロックシェットの安全余裕度の検証

1.2 既往の研究

本研究において対象としている RC 製ロックシェッドの耐衝撃性に関する研究は、我が国では土木工学の分野における落石の衝撃問題に位置づけられる。落石による建造物の耐衝撃問題の研究に関しては、ロックシェッドの耐衝撃設計法の確立を目的として、落石衝撃力の評価や緩衝構造に関する研究、衝撃応答解析法の適用性に関する研究、RC 部材の耐衝撃挙動に関する研究、ロックシェッドの耐衝撃設計に関する研究等、多くの機関で盛んに行われている。これらの研究成果は貴重な参考文献となっていることから、以下に整理し概説する。

(1) 落石衝撃力評価に関する研究

各種実験での落石による衝撃力評価には、直接本体構造に落石が衝突し衝撃荷重が作用する場合と、衝撃荷重が緩衝構造を伝達して本体構造に作用する場合に分類され、以下の2つの方法が用いられている。なお、衝撃実験では、落石の代わりにコンクリート製や鋼製の重錘を使用している。前者に関しては、重錘衝突時の発生加速度により重錘が受ける衝撃力を求め、これを本体構造への作用衝撃力としている。(以下、重錘衝撃力)。後者の場合には、緩衝構造と本体構造が接している面における衝撃応力を測定し、これらを集積評価した合力を衝撃力としている(以下、伝達衝撃力)。

前者に関する研究の中で代表的なものとしては、寒地土木研究所(旧北海道開発局土木研究所)による一連の実験^{14)~16)}、鋼材倶楽部の研究報告¹⁷⁾、吉田らの実験的研究^{18)~21)}や土木研究所(旧建設省土木研究所)での報告^{22)~23)}がある。

後者に着目した研究では、衝撃的な現象を忠実に計測しようとする場合に測定機器の応答周波数が問題となることから、中野ら²⁴⁾は衝撃実験用に新たなロードセルを開発し、これを用いた各種の実験を行っている。

実験的な検討以外にも、衝撃力評価に関する解析的な研究として、園田ら²⁵⁾は Hertz²⁶⁾の式を改良するため Kelvin-Voigt モデルを用い、土の非弾性効果を考慮して衝撃力を求めている。また、三上ら²⁷⁾は、四要素モデルを用いて砂の非弾性効果の他、荷重分散効果も考慮して衝撃力の評価を行っている。更に、園田ら²⁸⁾は三要素モデルでの個別要素法(DEM 解析)を用いて衝撃力を評価することも試みている。また、芳村ら^{29)~30)}は Hertz 式の簡便性を生かしつつ、Hertz 理論に基づく接触変形と緩衝材の弾性変形を考慮し、エネルギーの釣り合い条件に基づいた衝撃力評価式を提案している。

近年では、前田ら^{31~32)}が個別要素法（DEM 解析）を用いて落石衝突時における敷砂緩衝材の応力伝播のメカニズムや種々の緩衝材（土砂や碎石など）に対する落石衝撃力および伝達衝撃力の定量化に関する研究を推進している。

(2) 緩衝構造に関する研究

緩衝構造に関する研究は、緩衝工がロックシェットの頂版上に設置されることが多いことより、ロックシェットに用いた緩衝工に対する多くの研究成果がある。緩衝構造は、落石エネルギーを緩和し本体構造の損傷を軽減する目的で設置される。

敷砂緩衝材に関する理論的な研究としては、室蘭工業大学による報告³³⁾やエネルギー基準による敷砂厚算定に関しての園田ら³⁴⁾の研究がある。

また、軟弱地盤等での盛土材として使用されている発泡スチロール（EPS）ブロックが高い衝撃特性を有していることに着目し、その落石に対する緩衝材としての適用性に関する吉田ら³⁵⁾や寒地土木研究所（旧北海道開発局土木研究所）^{36)~39)}等の研究がある。さらに、室蘭工業大学と寒地土木研究所は、EPS 材の高エネルギー吸収特性を更に有効的に利用するためと、単層で用いた場合の欠点を補うことを目的に、EPS 材と RC 版および敷砂という異種材料を組合わせた新しい緩衝システムである三層緩衝構造を開発し、実用化のための各種実験を実施^{40)~42)}し、実用設計手法⁴³⁾も確立している^{44~45)}。

これら以外にも、緩衝材として古タイヤを用いた場合の実験的研究⁴⁶⁾、高密度 EPS 材を用いた緩衝性能に関する実験⁴⁷⁾、三層緩衝構造の概念を応用し落石防護擁壁用の緩衝材として改良した二層緩衝構造^{48~53)}やジオグリッドを埋設したソイルセメントと EPS ブロックを組み合わせた新たな緩衝システムの研究^{54~69)}も行われている。

また、岡田ら⁷⁰⁾は、敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェットの衝撃応答解析を行う上で重要となる敷砂緩衝材の材料構成則を確立し、解析精度を大幅に向上させている。さらに、室蘭工業大学・寒地土木研究所・名古屋工業大学との共同研究において、大型緩衝材衝撃実験装置を用いて、敷砂や国外（スイス等）で採用されている碎石を用いた実規模の重錘落下衝撃実験を実施し、これらの緩衝効果についての検討を行っている^{71~73)}。これらの緩衝効果について、個別要素法（DEM）や有限要素法（FEM）を用いた数値解析的研究も進めている^{74~77)}。

(3) 衝撃応答解析法および構造部材に関する研究

RC 製ロックシェッド頂版等の RC 部材の衝撃応答解析に関しては、吉田ら^{78,79)}は、ロックシェッド頂版部の衝撃応答解析に有限要素法 (FEM) を用いた研究を行っており、岸ら⁸⁰⁾は両端単純支持矩形版の衝撃応答解析に有限帯板要素法 (FSM) を適用している。また、菅田ら⁸¹⁾は、RC 製骨組に衝撃荷重が載荷した場合の弾性衝撃解析を行うために、剛性マトリックス法にモード法を併用した解析方法を採用し、その適用性についての検討を行っている。榭谷ら^{82),83)}は、緩衝材として粒状体である敷砂が用いられていることに着目し、RC 製あるいは PC 製のロックシェッドを想定して DEM 法の適用性に関する研究を行っている。

構造部材に関する研究においては、佐藤ら⁸⁴⁾は衝撃を受ける RC 版の挙動に関する実験を行っており、三上ら⁸⁵⁾は鉄筋に代わるアラミド繊維製の新素材繊維ロッドを使用した RC 版の耐衝撃挙動に関する研究を行っている。

室蘭工業大学および寒地土木研究所では、RC 製ロックシェッドの性能照査型耐衝撃設計法を確立することを目的に、以下のような基礎的研究を実施している。すなわち、小型 RC 梁に関する研究^{86),87)}では、曲げ破壊型で終局に至る場合には入力エネルギーと残留変位や最大変位に高い相関があり、静的曲げ耐力は入力エネルギーと残留変位あるいは最大変位から算定可能であることを明らかにしている。また、RC 梁の繰り返し衝撃荷重載荷時の累積損傷の程度や残存耐力を評価可能な三次元弾塑性有限要素法による解析手法も確立している。

小型 RC 版に関する研究^{88),89)}では、最大重錘衝撃力を作用衝撃力と仮定し、作用衝撃力に対して動的耐力を照査する設計法を提案している。すなわち、作用衝撃力 (Hertz 式による計算値の $1/4$) \leq (動的応答倍率の下限値 (2.0) \times 計算静的押抜きせん断耐力) , とすることで安全側の耐衝撃設計が可能であること等を明らかにしている。

大型 RC 梁に関する研究^{90~91)}では、ロックシェッド頂版の単位幅 (1 m) に相当する大型 RC 梁を製作して重錘落下衝撃実験を実施し、終局までの耐衝撃挙動について検討を行っている。その結果、1) 敷砂を設置した場合の終局時破壊形態は曲げ破壊型になること、2) 現行設計法に基づいて断面設計を行った場合には、終局時の入力エネルギーは設計落石入力エネルギーの 25 倍程度に達することや、3) 累積残留たわみや最大たわみは累積入力エネルギーとほぼ線形関係にあること等を明らかにしている。

また、解析的研究^{92~97)}では、上記実験結果を詳細に再現可能な三次元弾塑性有限要素法による解析手法を確立している。更に、コンクリートの引張破壊エネルギー等価の概念を導入することで解析精度を低下させずに要素分割長を大きくす

ることが可能となり、計算時間の短縮とコスト縮減を可能とする解析手法も提案している。

大型RC版に関する研究^{98~100)}では、RC製ロックシェットの頂版を模擬した平面寸法 5 m × 4 m の大型試験体を製作し、緩衝材無や緩衝材として敷砂あるいは砕石を用いる場合の三種類について重錘落下衝撃実験を実施し、終局までの耐衝撃挙動について検討を行っている。その結果、1) 緩衝材を設置することにより、破壊モードが押し抜きせん断破壊型から曲げ破壊型へ移行すること、2) 敷砂の場合にはラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とした Hertz の接触理論に基づく振動便覧式を用いることにより評価可能となる等を明らかにしている。

小型 RC 門型構造に関する研究^{101), 102)}では、RC 門型構造の衝撃荷重載荷時の応答特性を明らかにすることを目的として、小型模型の重錘落下衝撃実験を実施し、衝撃応答特性の検討を行っている。その結果、変位性状に関しては静載荷実験結果と類似の性状を示すが、終局状態までを考慮に入れる場合には衝撃荷重の静的荷重置換法での検討は多くの課題があることを明らかとしている。

また、上記で確立した RC 梁における三次元弾塑性衝撃応答解析手法を用いた解析結果から、衝撃力波形や変位応答波形性状は概ね再現されていることや、ひび割れ特性に関しても柱部の損傷状況は若干過小評価をしているものの骨組全体の損傷状況を良く再現しており、提案の解析手法が RC 製門型骨組に適用可能であることを示している。

小型 RC 箱型構造に関する研究¹⁰³⁾では、小型 RC 箱型構造模型の重錘落下衝撃実験を実施し、その耐衝撃挙動について検討を行っている。その結果、押し抜きせん断破壊で終局に至ることや、衝突エネルギーの増加に対応して載荷点直下の変位は線形的に増加するが、押し抜きせん断断面が形成されるような入力エネルギーに対しては変位が急増すること等を明らかにしている。また、解析的研究においても前述の RC 門型骨組と同様の解析手法を用いることで、重錘衝撃力波形、変位波形および変位分布性状やひび割れ分布性状については概ね再現可能であることを示している。ただし、押し抜きせん断破壊等による局部破壊に関する再現性はやや低いこと等を明らかにしている。

一方、室蘭工業大学および寒地土木研究所では、アーチ構造に関する研究も行っている。小型 RC アーチ構造に関する研究^{104~106)}では、その耐衝撃挙動を把握することを目的に、梁幅を変化させた小型 RC アーチ構造模型に関する重錘落下衝撃実験および静載荷実験を実施している。その結果、アーチの幅員が小さい場合には、曲げ破壊で終局に至る。しかしながら、アーチの幅員が広く版状の場合には押し抜きせん断破壊で終局に至ることから、衝撃荷重が大きい場合には十分

なアーチ効果が発揮されず脆性的な破壊に至る可能性があり、留意が必要であること等を明らかにしている。

更に、実規模アーチ構造に関する研究^{107~109)}では、廃道区間となった実際のアーチ構造（越波覆道）を用いて、緩衝材の種類と入力エネルギーを変化させた重錘落下衝撃実験および三次元弾塑性衝撃応答解析を実施し、実アーチ構造の耐衝撃挙動に関する研究も行っている。その結果、1) 矩形箱型構造と挙動が大きく異なることや、2) 断面曲げモーメントと軸力の最大応答はほぼ同時刻に発生すること、3) ブロック中央部載荷とブロック端部載荷では応答値に有意な差がないこと、4) アーチ構造に対しても三層緩衝構造の緩衝効果は矩形箱型構造に用いた場合と同様であることを明らかにしている。

(4) RC 製ロックシェットの耐衝撃設計に関する研究

RC 製ロックシェットの耐衝撃挙動に関する研究としては、寒地土木研究所（旧開発土木研究所）および室蘭工業大学が実施した一般国道 336 号美幌覆道および一般国道 228 号立岩覆道における実証実験^{110), 111)}がある。これらの実験では、敷砂および三層緩衝構造を用いて重錘を所定の高さから衝突させる場合の衝撃力評価ならびにロックシェット本体の耐衝撃挙動が詳細に測定されている。また、衝撃応答解析結果と実験結果との比較によって、伝達衝撃力を入力荷重として用いることの妥当性が確認されている。さらに三次元有限要素法に基づいた衝撃応答解析の妥当性も検証しており、同解析法を用いて算定した断面力を基に RC 製ロックシェットの三次元動特性を考慮した許容応力度法レベルでの設計手法も提案している¹¹²⁾。さらに、室蘭工業大学および寒地土木研究所では、RC 製ロックシェットの性能照査型耐衝撃設計法の確立を目指して、2/5 縮尺模型を対象に研究^{113), 114)}を行い、終局までの繰り返し載荷を行っている。実験においては、左右非対称構造形式の耐衝撃挙動を詳細に把握するとともに、その非対称性が応答性状に及ぼす影響について検討を行っている。その結果、1) 重錘衝撃力は、敷砂厚と重錘径による割増係数 α を考慮しラーメの定数を $\lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2$ とした Hertz の接触理論に基づく振動便覧式を用いることにより評価可能であること、2) 頂版部から終局に至り、その破壊性状は曲げ破壊と押し抜き破壊が同時に発生したような性状を示すことや、3) 柱上部も圧縮破壊に至る変状を生じることなどを明らかにしている。また、これらの実験結果を基に三次元弾塑性衝撃応答解析を実施して、終局までの耐衝撃挙動を高精度で再現可能な解析手法を確立している。さらに、コンクリート要素に関して、引張破壊エネルギー等価の概念を

適用することで解析精度を保持しながら解析時間・解析コストの効率化を図る手法を提案している。

近年、岸ら¹¹⁵⁾は、簡易解析手法の構築に関する研究も行っている。すなわち、実務設計を考え、橋梁等の耐震性能の評価に使用されているファイバー要素を用いた二次元骨組解析法を用いた検討を行ない、荷重分担幅（有効幅）を調整することで、落石荷重作用時における耐衝撃挙動を概ね再現可能であることを明らかにしている。ただし、有効幅は形状寸法や荷重規模によって変化し、2次元化する際の実効幅を一義的に決定出来ないこと等の課題も指摘している。そこで、岸ら^{15,16)}は1/2縮尺模型を対象に三次元動的骨組解析を提案し最大応答値は精度良く実験を再現可能なことを明らかにしている。また、実規模ロックシェッド模型に対して砂や砕石、三層緩衝構造（TLAS）の緩衝材を配置した場合^{116~118)}についても本解析手法の妥当性を確認し実構造への適用性を示している。

一方、PC製ロックシェッドに関しては、実規模覆工を用いた研究では、日本サミコンの研究¹¹⁹⁾や寒地土木研究所（旧北海道開発土木研究所）および室蘭工業大学における実規模PC逆L型および門型ロックシェッドに関する実験的研究^{120)~127)}がある。これらの研究では、桁の荷重分担率や構造形式の違いによる耐荷性状の検討、あるいは部材そのものの終局耐力に関する検討が行われている。

さらに、（国研）土木研究所（旧建設省土木研究所）ではPRC部材や接合部に関する研究^{128)~130)}を実施している。また、寒地土木研究所および室蘭工業大学では、部材そのものの耐荷力や残存耐力、靱性能やエネルギー吸収能を向上させるための研究^{131)~133)}も実施している。

1.3 研究の目的

これまで RC 製ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計の確立に向け、部材単位から 1/2 縮尺モデルではあるが構造体単位までの種々の実験的・解析的検討を行っており、弾塑性衝撃挙動特性を明らかにすると共に、耐衝撃挙動を適切にシミュレーション可能な数値解析手法を提案している。ただし、実規模レベルでの詳細な耐衝撃挙動の把握や終局限界耐力など、いまだ未解明な部分も多い現状にある。

そこで本研究では、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として、実規模 RC 製ロックシェッドを対象に終局限界までの衝撃荷重を載荷する実験を実施し、合理的な設計法の確立に向け検討を行うこととした。実験に用いる緩衝材は、現行の落石対策便覧³⁾で規定されている敷砂緩衝材の他、碎石緩衝材や、表層から敷砂・芯材 RC 版・EPS ブロックから構成される三層緩衝構造 (TLAS) の 3 種類を設置した場合について、実験を行うこととした。

なお、ロックシェッドの耐衝撃特性に大きな影響を与える因子の一つに緩衝材の種類や特性が挙げられるが、昭和 58 年初版の落石対策便覧³⁾には、緩衝材の種類を制限するには至っておらず実態は不明な状況であった。これより、本研究では、全道の国道におけるロックシェッドの緩衝材の実態把握を目的として現地調査も行ったことより、その結果についても整理している。

図-1.5 には、RC 製ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法の確立に向けた研究の流れと本研究との位置づけをフロー図にして示している。

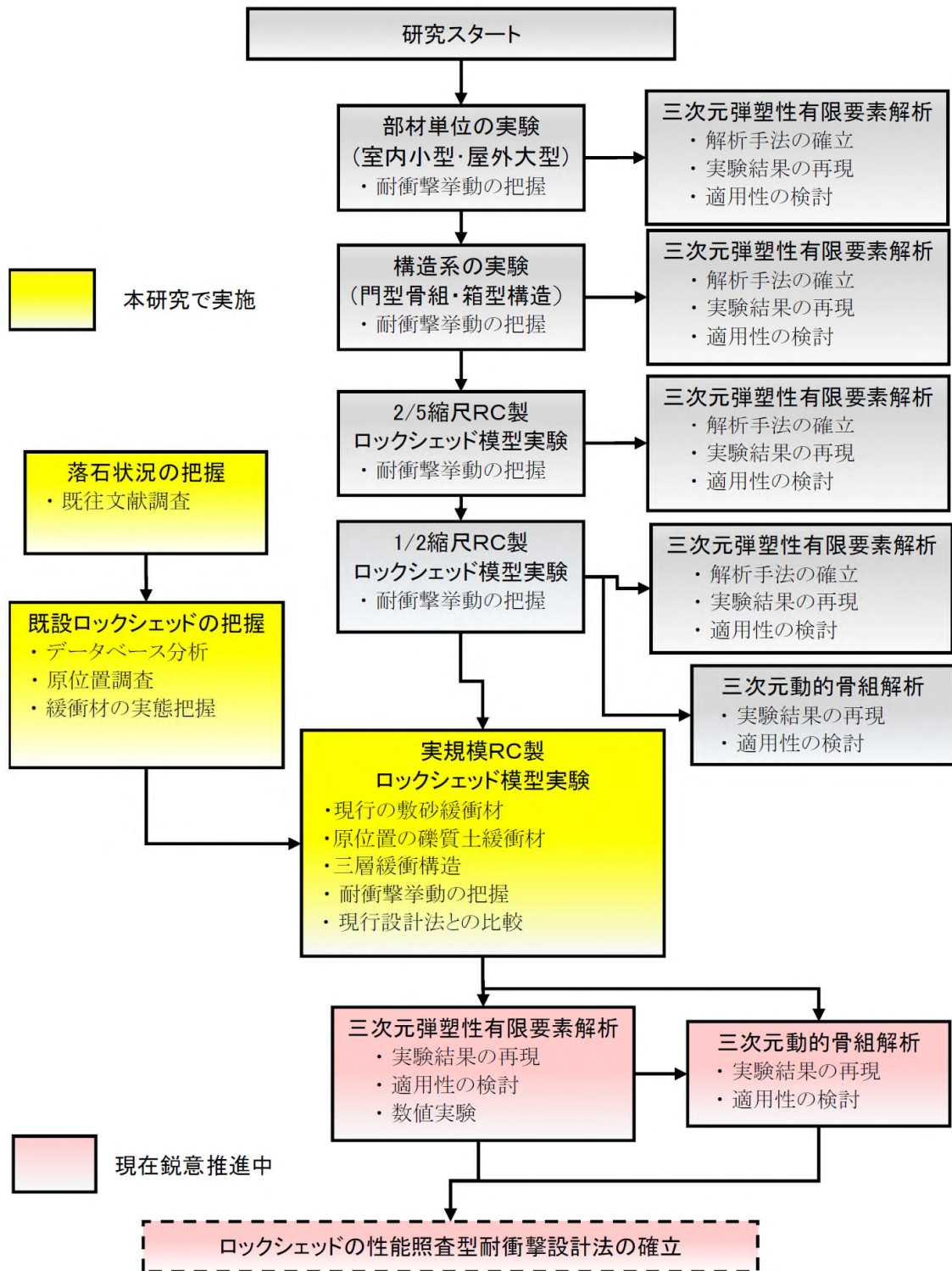


図-1.5 ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法確立に向けた研究の流れ

1.4 研究の概要

本研究では、まずロックシェッドの設計対象となる落石の現状を把握すると共に、調査結果としてとりまとめた。また、既設ロックシェッドの性能照査では緩衝材によるエネルギー吸収の把握が重要となることから、既設ロックシェッドの緩衝材の実態調査を実施した。さらに、RC製ロックシェッドの性能照査型設計法の確立に向けた基礎的資料の取得を目的として、実規模RC製ロックシェッド模型を製作し、頂版に現行設計基準の敷砂緩衝材、緩衝材実態調査結果から実績の多い碎石緩衝材、上述のTLASを用いる場合の三種類について、重錘質量、落下高さおよび落下位置を変化させた実規模ロックシェッドの重錘落下衝撃実験し、弾性域から終局までの耐衝撃挙動を明らかにしている。

本論文は、全9章で構成されており、各章の概要は以下のとおりである。

第1章では、研究の背景や目的について述べると共に、本研究に関連する既往の研究の整理を行った。

第2章では、本研究の背景である落石について既往文献などを収集整理し、日本国内と北海道の地理的特徴などから、その実態を述べている。

第3章では、北海道の国道における既設ロックシェッドの緩衝材に関する実態調査を実施し、緩衝材に使用される材料や設置状況を明らかにしている。

第4章では、実規模RC製ロックシェッド模型を用いた重錘落下衝撃実験を実施するための試験体設計、試験体建設、実験計測について述べている。

第5章では、実規模RC製ロックシェッド模型を用いて、敷砂緩衝材と碎石緩衝材を用いた弾性域での重錘落下衝撃実験を実施し、重錘衝撃力や衝撃荷重作用時の応答挙動について異なる載荷位置毎に考察を行っている。

第6章では、弾性域の実験結果から曲げモーメントによる包絡線を求め、現行設計の許容応力度法に基づき緩衝材のラーメの定数を変化させた場合における断面設計結果との比較を行い、設計断面力の安全余裕度について検討を行っている。

第7章では、敷砂緩衝材と碎石緩衝材を用いた場合において、入力エネルギーを大きくした場合における重錘衝撃力や塑性域における動的応答性状や破壊性状について、載荷位置や緩衝材の違いについて比較を行い、考察を行っている。

第8章では、TLASを用いた場合における重錘衝撃力やロックシェッドの動的応答性状について載荷位置の違いを比較し、考察を行っている。

第9章は本研究の総括であり、ここで得られた成果を要約するとともに、今後の研究課題について述べている。

第2章 落石の発生状況に関する検討

2.1 概説

本研究の背景である落石について、既往文献などを収集整理し日本国内と北海道の地理的特徴を下にロックシェッドの設計対象である国道の落石の実態を調査した。ここでは既往の国道における落石に関する資料を収集・分析し、取りまとめを行った。

2.2 全国の国道における落石の発生状況

ここでは土木研究所つくば中央研究所の研究成果¹³⁴⁾に基づいて分析する。なお、この統計資料は全国の国道指定区間（国土交通省の直轄管理区間）約 2万km において平成 2 年 ~ 16 年の 15 年間に発生した道路災害、とりわけ道路斜面災害ならびに路面異常等、合計1,300 箇所について収集したものである。なお、路肩のみへの土砂の堆積などがあるが、このような災害・変状は日常のパトロール等において処理されることが多いため、今回分析した収集データには含まれていない。被災種別は、落石、表層崩壊、岩盤崩壊、地すべり、土石流、路面異常の 6 種別である。

被災種別毎の災害の全国分布を図-2.1 に示す。また、被災種別毎の発生数を図-2.2 に、地方整備局毎の被災種別毎の発生数を図-2.3 に示す。

図-2.1 の被災種別毎の分布図より、日本全国で被災箇所が確認され、道路斜面災害が発生し通行止めが発生していることが分かる。

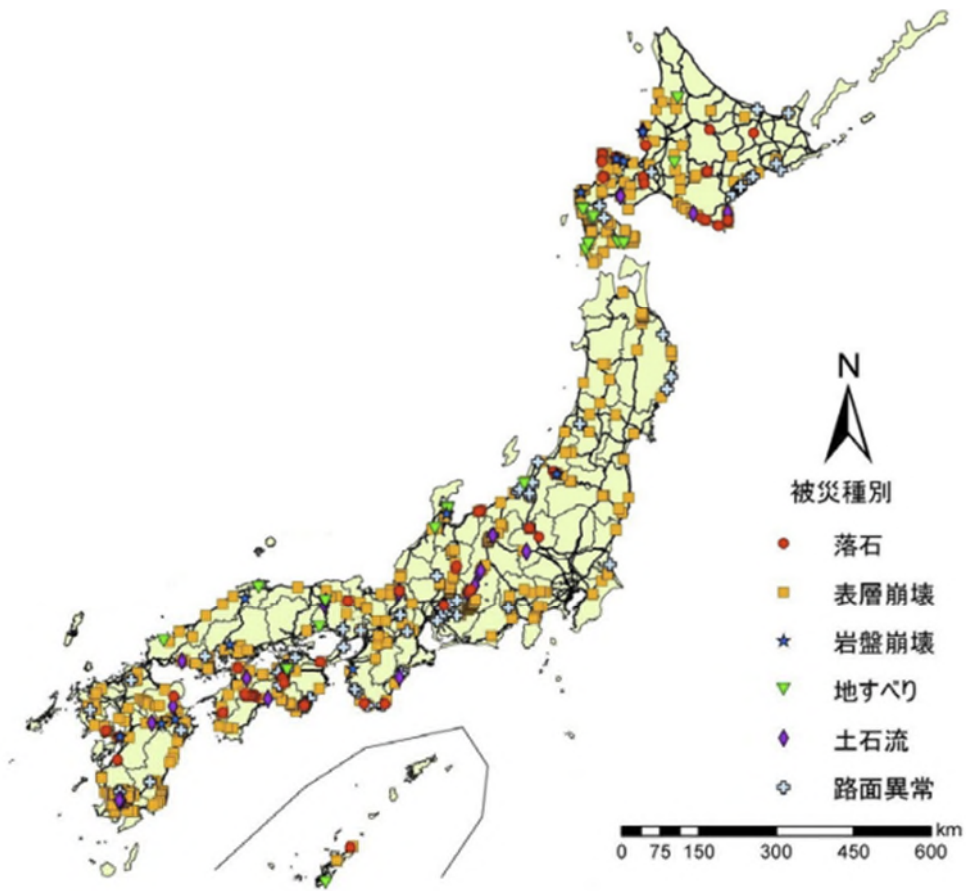


図-2.1 被災種別毎の災害の分布¹³⁴⁾

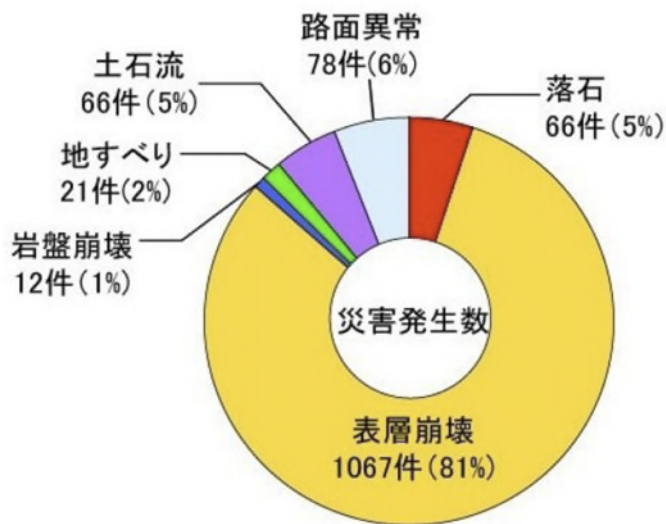
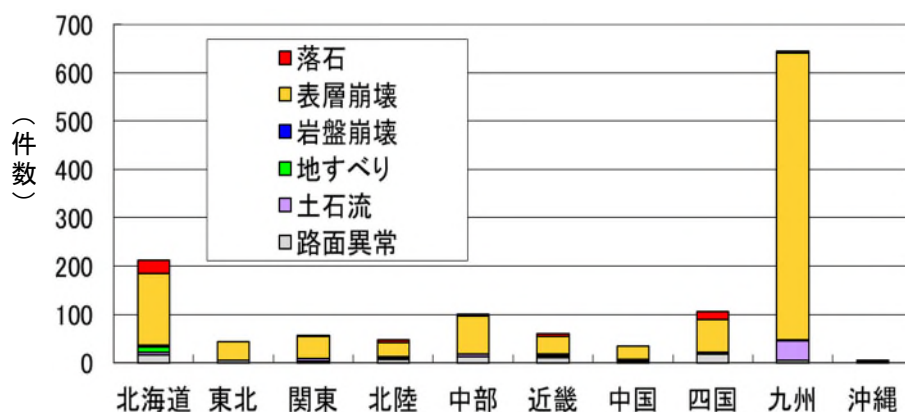


図-2.2 被災種別毎の災害発生数¹³⁴⁾

図-2.3 地方整備局毎の災害発生数¹³⁴⁾

また、図-2.2より、表層崩壊が 81 % を占めており、図-2.3からも全国各地で表層崩壊の多いことが分かる。表層崩壊に次いで土石流とともに落石が 5 % を占めている。

2.3 北海道内の国道における落石の発生状況

2.3.1 既往の研究成果より

寒地土木研究所寒地基礎技術研究グループ防災地質チームでは、1998年～2012年の道路防災点検で現道に影響したかその可能性のあった小規模な災害対応記録 498 事例と、1981年以降の発生規模が大きい 54 事例の計 552 事例について、事象の誘因分析を行っている¹³⁵⁾。

図-2.4には、災害事例の履歴分布を示している。なお、落石の定義は最大岩塊規模が約 2 m³未滿かつ個数で数えられる規模のものとしている。

道路斜面災害は、発生箇所の斜面形状(地形)や斜面構成物質(地質)といった素因(潜在的な原因)と災害発生の引き金となる誘因(直接的な原因)が複雑に関与して発生する。ここでは災害発生誘因を取り上げ、災害種別毎に整理を行った(図-2.5)。

落石の誘因は、降雨、融雪、経年変化、凍結融解、地震、動物の接触、人為的なもの、強風等と多岐に渡る。しかしながら、降雨により発生した事例が全体の2割程度を占め、最も多いことが分かる。

崩壊(土砂、岩石の強風化部及び数えられない規模の礫状物質が落下する現象)の誘因は、降雨による事例が圧倒的に多く全体の約6割を占め、融雪による事例が全体の2割程度であり、これに続く。

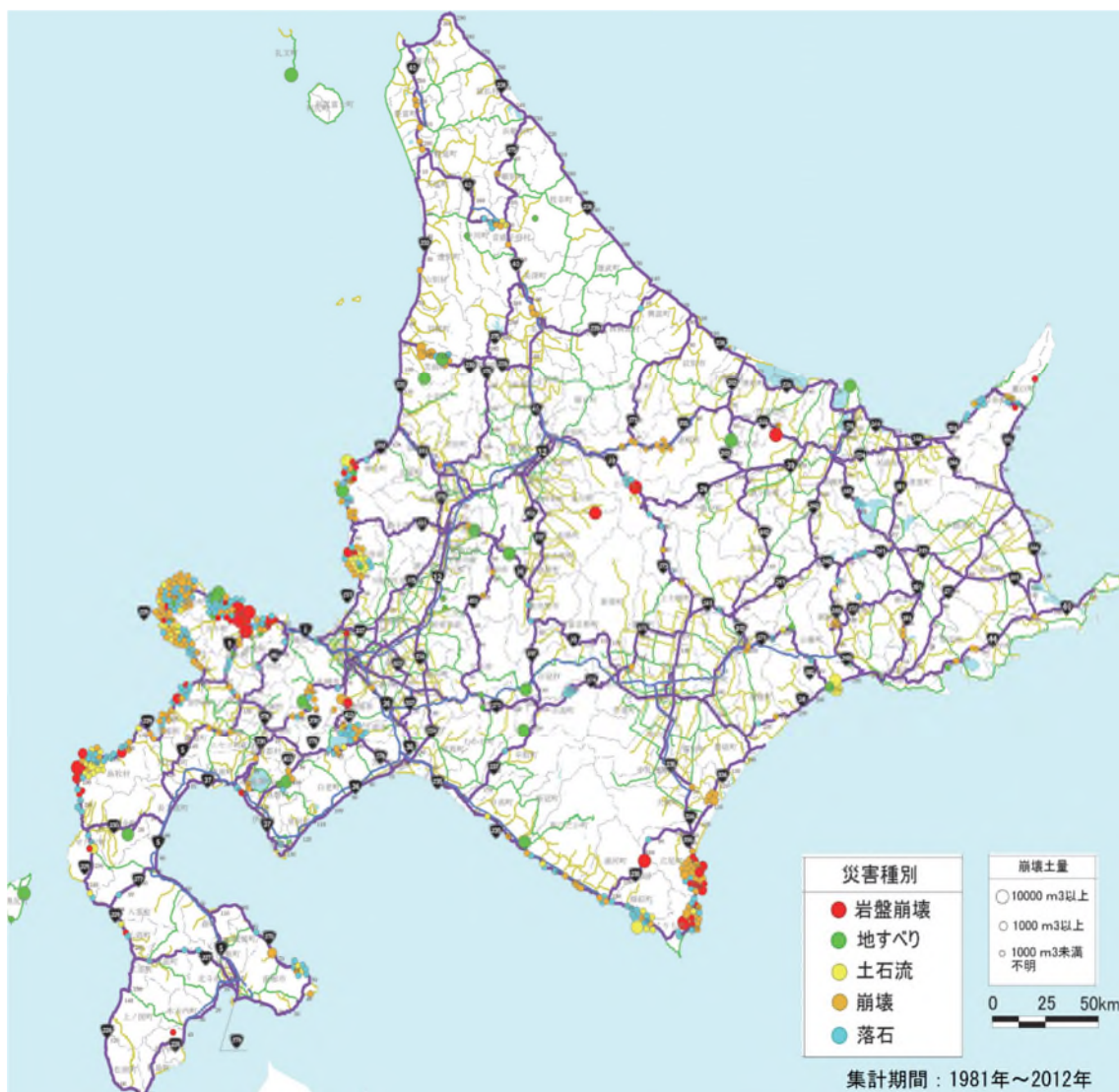
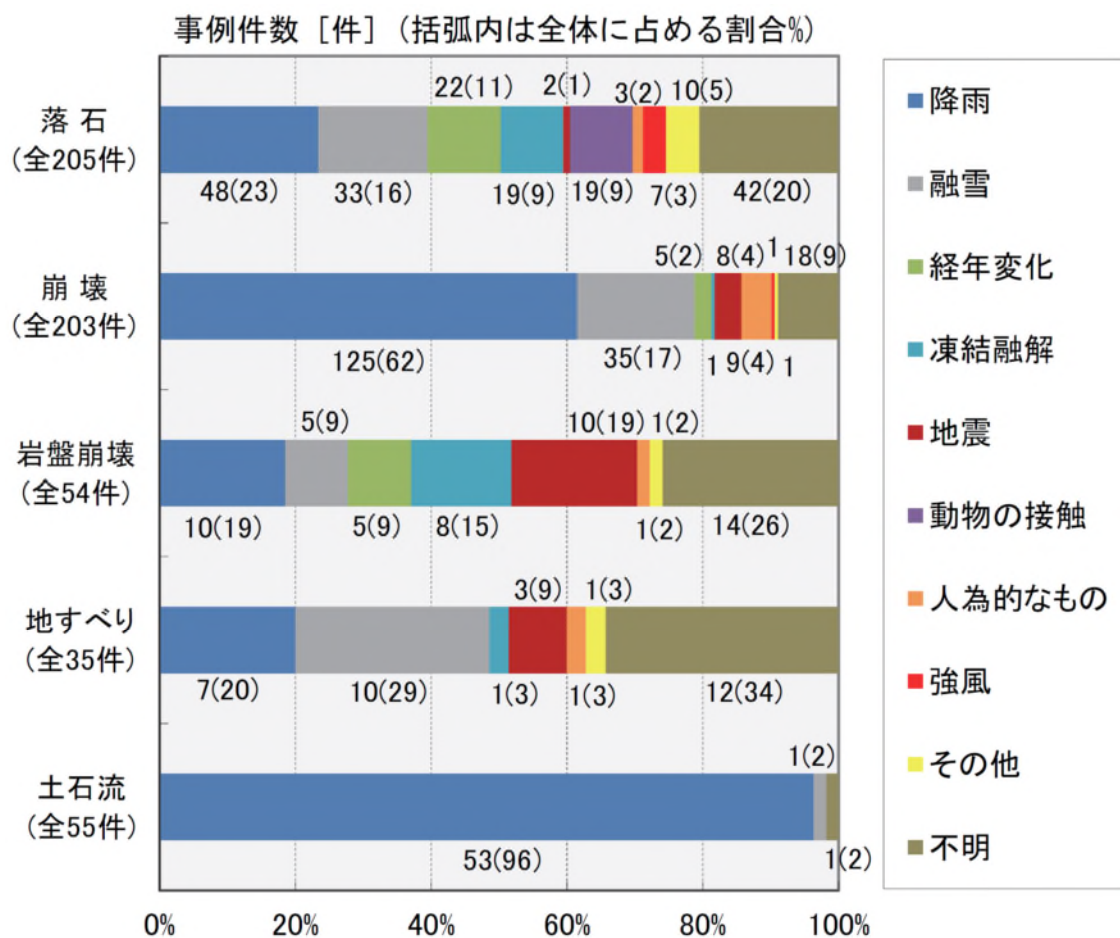


図-2.4 北海道における道路斜面災害の履歴分布 ¹³⁵⁾

岩盤崩壊は、降雨を誘因として発生した事例、地震を誘因として発生した事例が多く、それぞれ全体の2割程度を占めることが分かる。

地すべりは、融雪を誘因とする事例が全体の約3割を占めて最も多く、降雨を誘因とする事例が全体の2割を占めている。また、土石流はほぼ全ての事例が降雨を誘因として発生している。

以上より、地すべりを除く落石、崩壊、岩盤崩壊、土石流の4災害において、降雨を誘因とする事例が最も多いことが分かる。また、全体の発生件数552件の中で落石の事例が205件であり、全体の37%を占め最も多いことが分かる。

図-2.5 北海道における道路斜面災害の災害種別発生誘因¹³⁵⁾

2.3.2 近年の北海道での落石状況

落石による国道の通行止めは近年においても発生しているが、北海道は広大であること、人口が多い地域は一般に平野部であり落石の発生する箇所から離れていることなどもあり、国道の通行止めとして広くマスコミに報道をされても認知度が低い現状にある。近年の落石発生時の写真を以下に示す。

写真 2-1 において、山側のコンクリート擁壁の上には小規模な落石に対応するため落石防護柵が設置されている。最大長径約 80 cm の落石が道路の中央車線を超えて海側の車線まで到達している。落石発生時、降雨や地震は発生していない。

第2章 落石の発生状況に関する検討

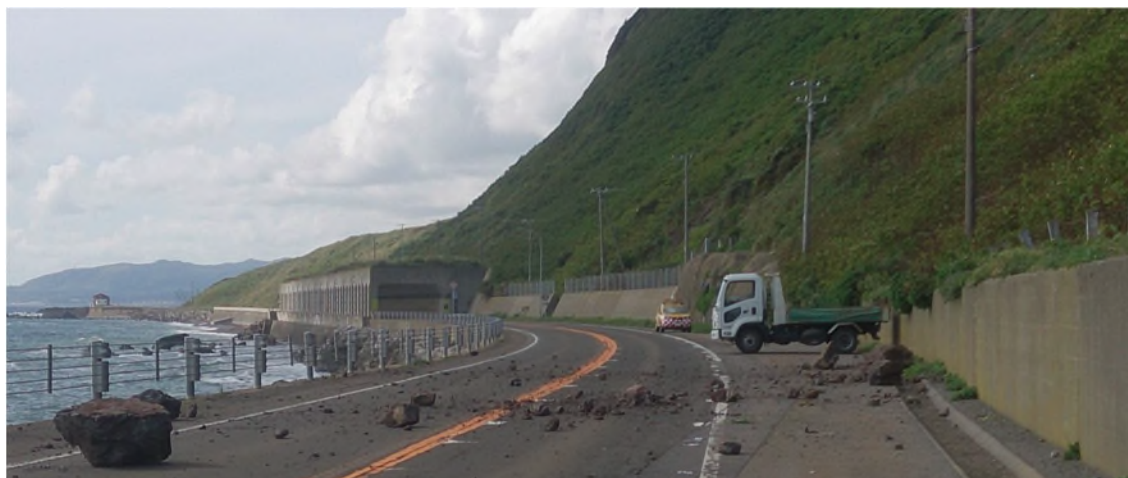


写真-2.1 北海道松前町一般国道 228 号落石事故（2014 年 9 月 6 日（土））
（最大長径約 80cm, 車両 1 台の乗車中 2 名が軽傷）
（国土交通省北海道開発局函館開発建設部 HP¹³⁶）より）



写真-2.2 北海道上川町一般国道 273 号落石事故（2014 年 9 月 7 日（日））
（落石 1m×1.2m 程度, 車両 1 台の物損のみ）
（国土交通省北海道開発局旭川開発建設部 HP¹³⁷）より）

写真 2-2 において、山側には落石防護構造物は設置されていない。1.0 × 1.2 m 程度の落石が道路まで到達している。落石発生時には、降雨や地震は発生していない。



写真-2.3 北海道岩内町一般国道 229 号落石事故（2017 年 3 月 28 日（火））
（落石 1.7 m×1.2 m×1.3 m 程度，人身，物損なし）
（国土交通省北海道開発局小樽開発建設部HP¹³⁸）より）

写真2-3は、岩内町敷島内トンネル蘭越側坑口付近で、山側のトンネル電気設備室の隙間を通して、1.7 m × 1.2 m × 1.3 m 程度の落石が道路まで到達した状況を示している。落石発生時に、地震は発生していない。

北海道開発局小樽開発建設部では、現地調査から、地層が長年の表面水により浸食され、岩石が地表に露出し不安定化したことで落石に至ったことを公表している。



写真-2.4 北海道の旧国道の落石状況

写真2-4 は、海岸線の国道で旧道となった箇所の落石発生状況である。岩盤の経年劣化により、廃道となった旧国道の路面上には多数の落石が確認できる。写真の奥では、落石が海岸擁壁を超えて海にまで到達している状況が分かる。

2.4 まとめ

本研究では、国内における国道上への落石の現状を把握することを目的に、日本全国の国道や、北海道内の国道に限定して落石の発生状況について検討を行った。本章で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 岩盤崩落や落石による事故を未然に防ぐために継続して防災事業を進めているが、落石災害の事象は現在も少なからず発生している。
- 2) 日本全国の国道における落石の発生状況より、海岸線の道路ないし海食崖の多い地域である北海道と四国において落石災害が多い。
- 3) 道路斜面災害は、発生箇所の斜面形状(地形)や斜面構成地質等の潜在的原因と、引き金となる誘因(直接的原因)が複雑に関与して発生する。落石の誘因は、降雨、融雪、経年変化、凍結融解、地震、動物の接触、人為的なもの、強風と多岐に渡る。このため、落石は余地予測が困難な事象と云える。

第3章 北海道内国道のロックシェッド用緩衝材の実態

調査結果

3.1 概説

本章では研究対象であるロックシェッドの耐衝撃挙動に大きく影響を及ぼすと考えられる緩衝材について、北海道内国道上に設置されているロックシェッドにおいて実態調査を行った。

3.2 緩衝材の実態調査

3.2.1 調査概要

(1) 調査箇所の選定

北海道内の国道のロックシェッドは 85 % が RC 製であることから、調査対象形式は RC 製ロックシェッドに限定している。具体的には、過去の被災箇所⁴⁾や過去に実験や解析を実施した箇所⁵⁾を中心に、表-3.1 と図-3.1 に示す 5 箇所を選定した。

表-3.1 調査箇所緒元

路線名	所在地	覆道名	延長(m)	竣工年	調査時経過年数
39	上川町	神削覆道	336	S61	25
229	島牧村	木巻覆道	59	S52	34
231	増毛町	湯泊第1覆道	138	S56	30
336	様似町	ルランベツ覆道	436	S54	32
336	広尾町	美幌覆道	324	H8	15

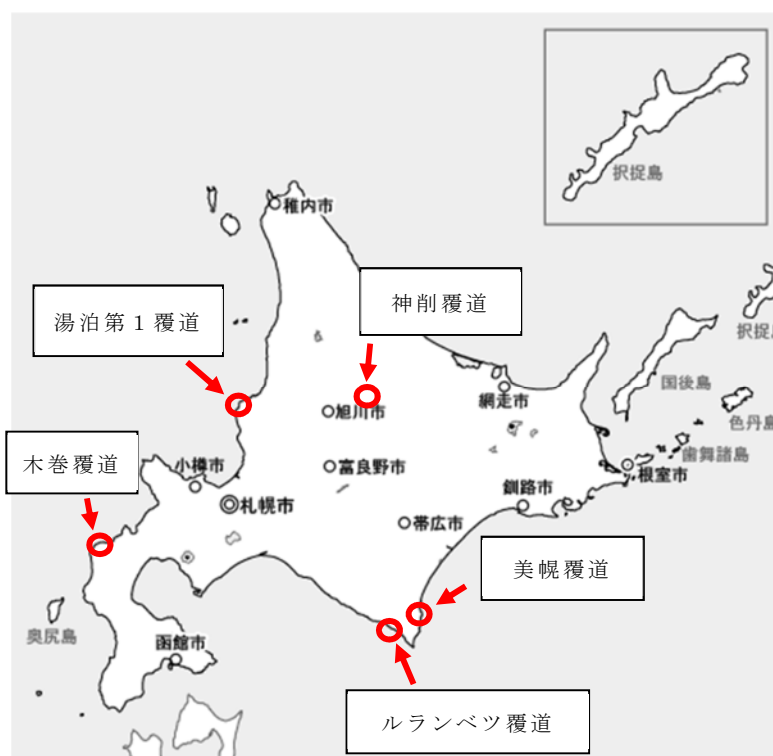


図-3.1 ロックシェットの緩衝材調査箇所図

(2) 設計上の設置条件

北海道開発局のロックシェットの設計施工については、「道路防災工調査設計要領（案）⁶⁾」に準拠して行うものとする」と記述されている。具体的には、図-3.2に示すように敷砂緩衝材を厚さ $T = 90 \text{ cm}$ 設置し、飛散防止材（砂利等） $T = 20 \text{ cm}$ を敷き均すとしている。また、落石対策便覧³⁾にも同様の記述がされている。

落石対策便覧の昭和58年初版には、緩衝材の砂層厚は $T = 90 \text{ cm}$ を標準とすることが多いと記述されている。このことから、調査対象を昭和58年以前に建設されたロックシェットの緩衝材を主とし、併せて平成8年に建設された美幌覆道の敷砂緩衝材の締固め度も確認することとした。

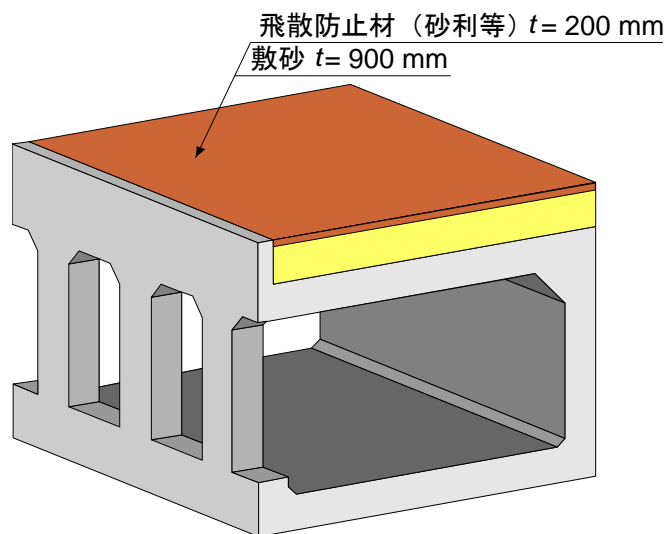


図-3.2 ロックシェッドの一般的な緩衝材厚さ図

(3) 調査項目

ロックシェッド頂版上の緩衝材は自然地盤と違い構造物上に設置されていることから、盛土と同様に現場密度を測定することにより締固め度の計測を行うこととした。現場では礫障害が懸念されたが、簡便な手法として図-3.3に示すサウンディングの動的円錐貫入試験（大型）¹³⁹⁾を併用した。

調査箇所は、飛散防止材（表層）と緩衝材（緩衝層：地表下50cm）とし、ロックシェッドの覆土厚さを確認するために、標準貫入試験と動的円錐貫入試験は全層で行った。

原位置試験（各ロックシェッドで1箇所）

- ・標準貫入試験
- ・動的円錐貫入試験（大型）
- ・現場密度試験（突砂法）（表層と緩衝層）

室内土質試験（各ロックシェッドの表層と緩衝層）

- ・土の粒度試験
- ・突固めによる土の締固め試験

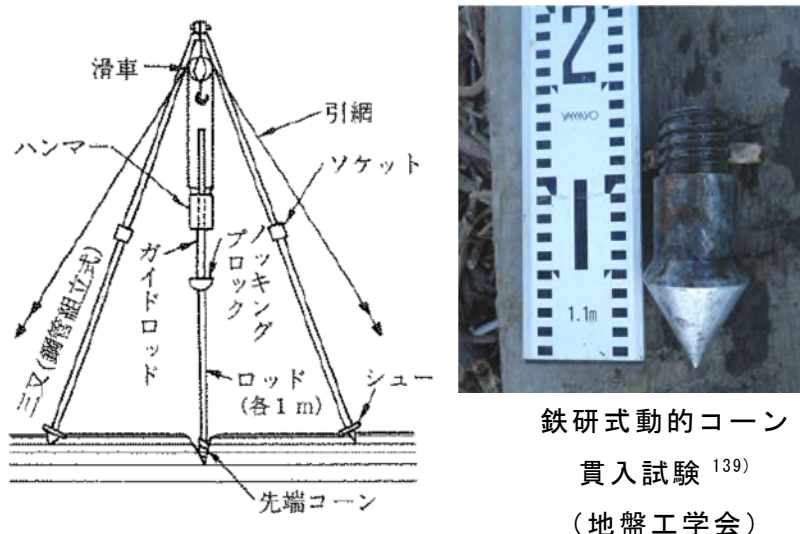


図-3.3 動的円錐貫入試験の概要¹³⁹⁾と先端コーン形状

3.2.2 調査結果

(1) 緩衝材の状況

写真-3.1 ～ 3.5 には、各原位置でのロックシェッドの状況写真を示している。

写真-3.1 は、各ロックシェッドの全景写真である。写真-3.2 はロックシェッド上の緩衝材の状況を示している。また、写真-3.3 ～ 3.5 は緩衝材の状況写真である。各ロックシェッドの緩衝材の状況は、以下の通りである。

(a) 神削覆道：地表より 35 cm が再生骨材（RC 材）、以深 50 cm までは礫質土から構成されていた。

(b) 木巻覆道：地表より 50 cm までは写真-3.5 に示すように $\phi 200$ mm 程度の石が多く、写真-3.3 に示すように内部には $\phi 1$ m 程度の巨礫が混入していた。写真-3.2 にはバックホウを用いた調査状況を示しているが、緩衝材上には 2 m を超える既存の落石も確認できた。

(c) 湯泊第 1 覆道：地表より 20 cm までは写真-3.5 に示すように細粒分に粘性のある礫質土であったが、 $\phi 50$ cm 程度の礫も混入していた。また、以深 50 cm までは細粒分と火山灰質の礫質土から構成されていた。

(d) ルランベツ覆道：地表より 60 cm までは最大礫径 75 mm 程度で細粒分が砂質の比較的均質な礫質土から構成されていた。

(e) 美幌覆道：地表より 25 cm までは最大礫径 75 mm 程度の礫質土が主体であるが、写真-3.5 に示すように所々に $\phi 200$ mm 程度の礫が混入している。また、以深 50 cm までは礫まじり砂が主体となっていた。

第3章 北海道内国道のロックシェッド用緩衝材の実態調査結果



写真-3.1 各ロックシェッドの全景



写真-3.2 各ロックシェッドの緩衝材の全景

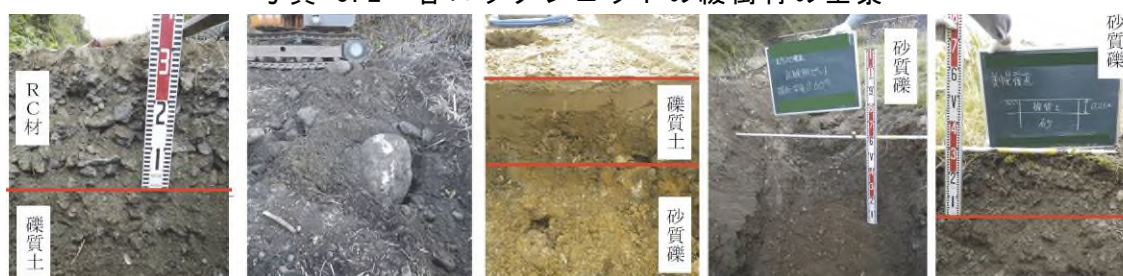


写真-3.3 各ロックシェッドの緩衝材の内部状況



(a) 神削覆道 (b) 木巻覆道 (c) 湯泊第1覆道 (d) ルランベツ覆道 (e) 美幌覆道

写真-3.4 地表面から 50 cm 下の緩衝材の状況



(b) 木巻覆道

(c) 湯泊第1覆道

(e) 美幌覆道

写真-3.5 各緩衝材の状況

(2) 標準貫入試験と動的円錐貫入試験結果

図-3.4 には、標準貫入試験（N 値）と動的円錐貫入試験（ N_d 値）結果を示している。なお、標準貫入試験による N 値は、50 cm 毎に 15 cm の予備打ちを行い、本打ちとして 30 cm の貫入に要する総打撃回数である。N 値の測定は 10 cm 毎に記録されていることから、10 cm 毎に記録されている N_d 値との比較を行った。

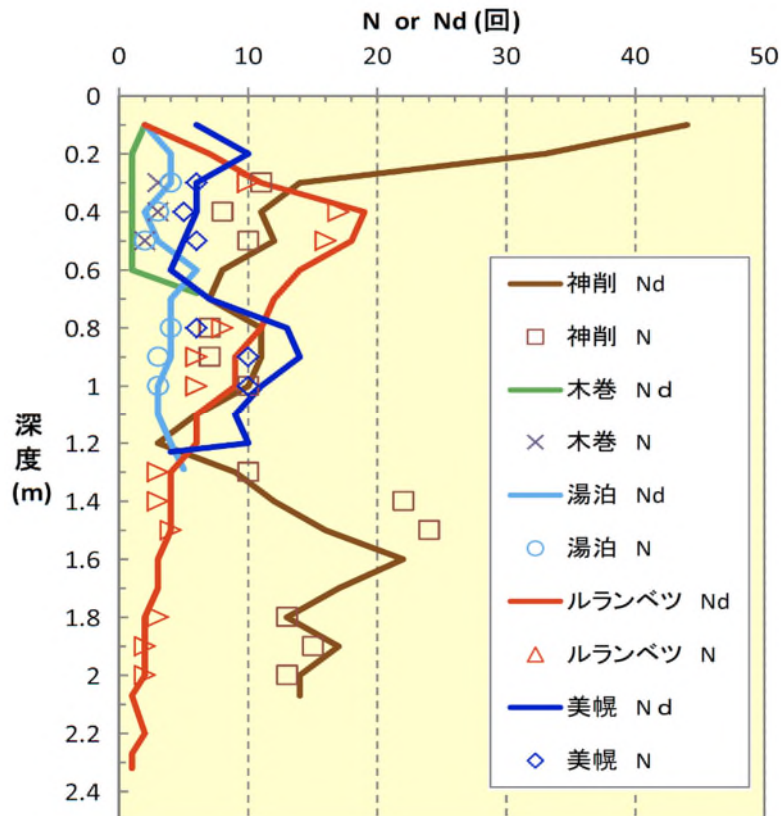


図-3.4 緩衝材の深度方向の N 値と N_d 値との比較図

図より、既設ロックシェットの緩衝材としての層厚は、現行の $T = 1.1 \text{ m}$ に近い箇所が 2 箇所あり、 2 m を超える箇所もあることが分かった。

標準貫入試験と動的円錐貫入試験との比較では、 $N \approx N_d$ の関係¹³⁹⁾が本調査箇所においても概ね成立していることが明らかになった。両者の相関係数は 0.85 であった。ロックシェットのように深度の浅い場合には、動的円錐貫入試験は簡便で有用である。しかしながら、打撃により円錐を貫入させる試験であるため、木巻覆道では礫による障害でロックシェットの頂版まで調査を実施することができていない。

(3) 室内土質試験結果

原位置よりサンプリングした試料を用いて室内土質試験を行った。その結果を表-3.2, 3.3 に示す。なお、表には後述する現場密度試験の突砂法の試験結果も併記している。図-3.5 には粒径加積曲線の結果を示している。

これらの結果より、湯泊第 1 覆道では土質分類が細粒分質礫質土であり、 2 mm 以下の細粒分が多く、特に表面から 0.2 m までの表土では粘土分の割合が 22.4% と非常に細粒であることが明らかになった。一方、湯泊第 1 覆道と美幌覆道にお

第3章 北海道内国道のロックシェッド用緩衝材の実態調査結果

表-3.2 緩衝材の土質試験結果（神削覆道，木巻覆道，湯泊第1覆道）

		神削覆道		木巻覆道		湯泊第1覆道	
試料名		再生路 盤材	発生土	発生土	発生土	発生土	発生土
試験深度(m)		0.0 ~ 0.20	0.35 ~ 0.50	0.0 ~ 0.2	0.2 ~ 0.5	0.0 ~ 0.2	0.2 ~ 0.5
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.722	2.718	2.726	2.727	2.687	2.677
粒 度	礫分 (2 ~ 75 mm) %	83.8	79.6	84.2	73.3	20.9	49.9
	砂分 (0.075 ~ 2 mm) %	13.7	15.2	11.7	20.2	43.0	27.9
	シルト分 (0.005 ~ 0.075 mm) %	1.5	2.8	2.8	3.8	13.7	13.0
	粘土分 (~ 0.005 mm) %	1.0	2.4	1.3	2.7	22.4	9.2
	最大粒径 mm	75	75	75	75	37.5	75
	60% 粒径 D ₆₀ mm	30.35	22.21	29.14	21.15	0.49	8.45
	均等係数 U _c	38.89	39.99	64.32	87.07	354.93	1320.30
地盤材料の分類名		粒径幅 の広い 砂まじ り礫	粘性土 まじり 砂質礫	砂まじ り礫	細粒分ま じり砂質 礫	細粒分 質礫質 土	細粒分 質砂質 礫
分類記号		GW-S	GS-Cs	G-S	GS-F	SFG	GFS
最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³		1.910	1.979	1.932	1.856	1.774	1.580
最適含水比 W _{opt} g/cm ³		12.7	11.8	12.6	13.3	16.0	22.9
原位置突砂法 乾燥密度 (KN/m ³)		1.862	1.889	1.698	1.579	1.680	1.447
原位置突砂法 含水比 W %		9.8	8.2	10.7	10.9	13.2	27.4

表-3.3 緩衝材の土質試験結果（ルランベツ覆道，美幌覆道）

		ルランベツ覆道		美幌覆道	
試料名		発生土	発生土	飛散防止材	敷砂
試験深度(m)		0.0 ~ 0.2	0.2 ~ 0.6	0.0 ~ 0.25	0.25 ~ 0.50
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.75	2.752	2.711	2.662
粒 度	礫分 (2 ~ 75 mm) %	69.7	72.3	72.8	50.1
	砂分 (0.075 ~ 2 mm) %	22.1	20.7	20.1	45.0
	シルト分 (0.005 ~ 0.075 mm) %	6.0	5.0	4.0	3.2
	粘土分 (~ 0.005 mm) %	2.2	2.0	3.1	1.7
	最大粒径 mm	53	75	75	75
	60 % 粒径 D ₆₀ mm	16.71	17.74	22.75	7.515
	均等係数 U _c	118.4	93.38	138.4	38.82
地盤材料の分類名		細粒分まじり砂質礫	細粒分まじり砂質礫	細粒分まじり砂質礫	砂質礫
分類記号		GS-F	GS-F	GS-F	GS
最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³		2.164	2.221	2.160	1.857
最適含水比 W _{opt} g/cm ³		8.7	7.8	8.2	9.3
原位置突砂法 乾燥密度 (KN/m ³)		2.000	2.086	1.981	1.596
原位置突砂法 含水比 W %		5.4	5.0	5.7	9.4

いては、敷砂以外は2 mm以上の礫分が約7割以上とそのほとんどが礫分であることが分かった。

第3章 北海道内国道のロックシェッド用緩衝材の実態調査結果

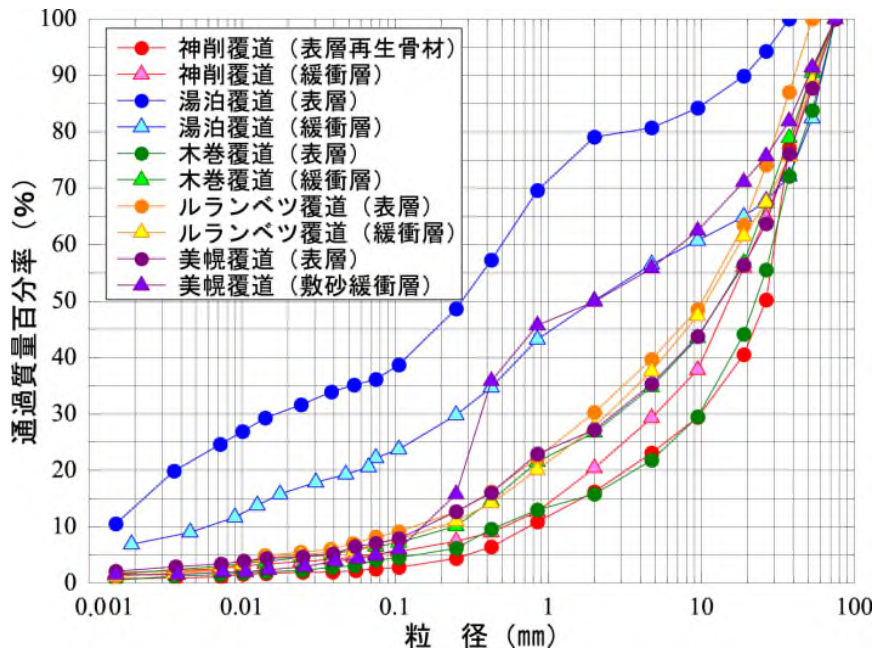


図-3.5 各ロックシェッドの粒径加積曲線の関係

室内土質試験の結果，緩衝材は主にロックシェッドを建設した際の現地発生土の礫質土であることが分かった。

(4) 密度試験結果

各ロックシェッドの現場密度試験結果から，図-3.6には締固め度を算出するための締固め曲線を，図-3.7には現場密度試験結果の締固め度と含水比の関係を示している。図中の凡例にある数字は，調査時点の建設後のロックシェッドの経過年数であり，緩衝材の締固め度と経過年数の関係も分かる。

図-3.7より，各土質とも締固め度が85%以上と道路盛土の路体締固め度の品質管理値¹⁴⁰⁾と同じ高い値となっている。15年経過している美幌覆道の敷砂緩衝材は締固め度が86%となっており，全体の平均は92%と道路の下層路盤の現場密度の規格値93%以上の値¹⁴⁰⁾に近く，非常に強固に締固まっていることが分かった。

敷砂緩衝材は，ブルドーザによる転圧を伴わない敷均しとして積算，施工されている。しかしながら，急崖斜面で建設されるロックシェッドの場合には，道路縦断方向にブルドーザで砂を押し敷き均されており，結果としてブルドーザによる数度の往復が自重転圧となっていることが，その要因であると推察される。

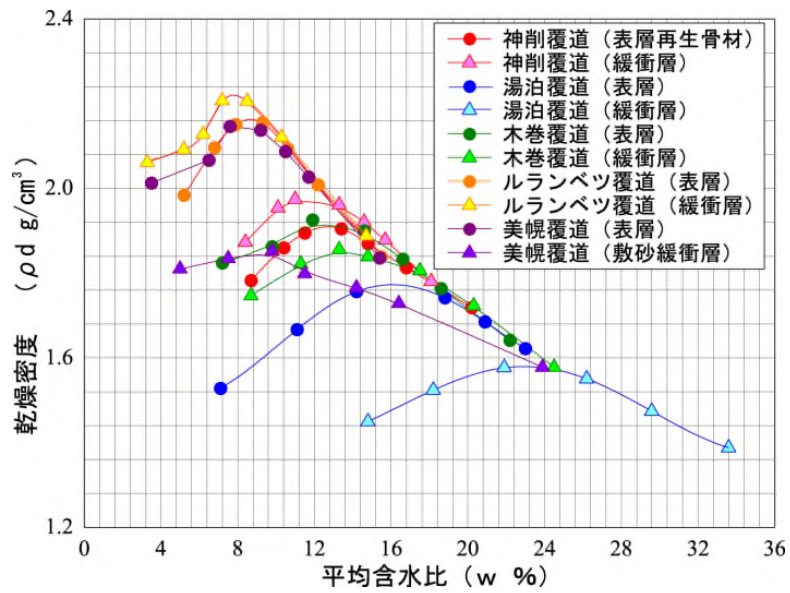


図-3.6 各ロックシェットの緩衝材の締固め曲線の関係

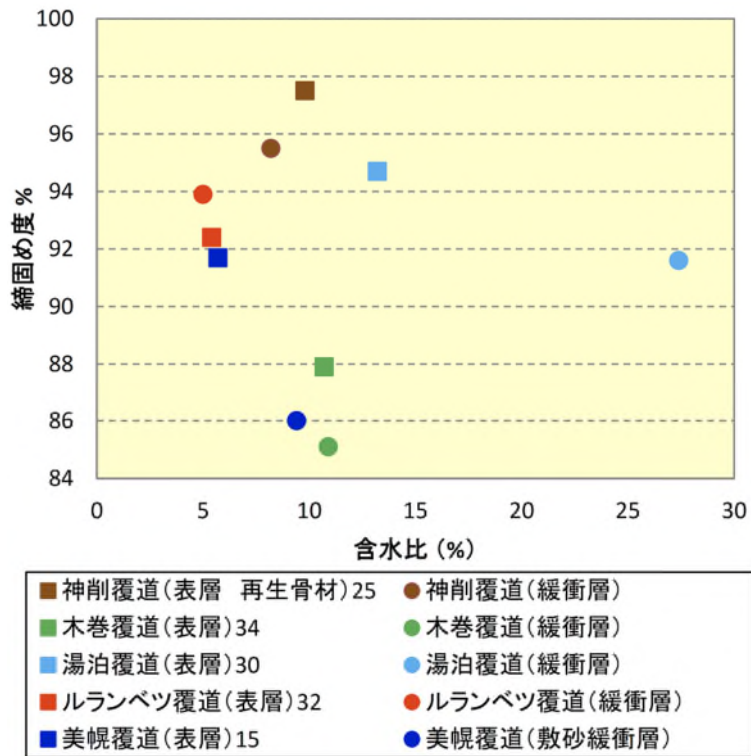


図-3.7 各現場密度試験結果の締固め度と含水比の関係

3.3 まとめ

本章では北海道内に建設されているロックシェッドを対象に、緩衝材の土質に関する実態調査を実施した。本章で得られた結果を整理すると、以下のように示される。

- 1) 調査箇所では昭和の年代に施工された既設ロックシェッドの緩衝材は現地発生土の礫質土であることが分かった。
- 2) 標準貫入試験（N値）と動的円錐貫入試験（ N_d 値）は、相関係数 0.85 と概ね一致する関係が確認された。
- 3) 緩衝材の締固め度は平均で 92 % と非常に強固に締固まっていることが明らかになった。

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

4.1 概説

前述のように対象斜面の経年変化や近年の調査手法の高度化によって、設計当初には想定され得なかった大規模な落石要因が確認されるなど、今後もロックシェットの安全性向上が望まれる現状にある。しかしながら、昨今の国や地方自治体の財政状況を考えると、許容応力度法に基づいた照査や対応する補修・補強対策には多大な費用を要することから現実的ではない。現在の構造物に関する設計法が仕様設計に基づいた許容応力度設計法的な考え方から、性能設計的な考え方に移行していることより、合理的な維持管理の観点からも現行設計法に基づいて設計施工された既設ロックシェットの限界入力エネルギーあるいは終局耐力の把握が重要であるものと判断される。

前述の通り、既設ロックシェットの緩衝材は現地発生土の礫質土を用いており、非常に強固に締固まっていることが明らかになった。本研究では、以下の観点から、実規模ロックシェット模型の下での重錘落下衝撃実験を実施することとした。

まず、緩衝材としては、①現設計で適用されている敷砂を適用する場合、②実ロックシェットに対して敷設されている緩衝材に類似しており、かつスイス等海外でも設計段階から適用されている礫質土に近い碎石を対象とした場合、③さらに岸らによって開発され実ロックシェットにも適用されている三層緩衝構造 (TLAS)^{43~45)}を対象とする場合の3ケースを対象とする。ここで適用した三層緩衝構造は詳細を後述するが、上層に50 cm厚の敷砂、芯材として30 cm厚のRC版、下層として100 cm厚のEPSブロックから構成されるものである。

また、重錘による入力エネルギー的には、①ロックシェット頂版上各点に載荷した場合におけるロックシェットの弾性衝撃挙動を把握するための小入力エネルギー載荷と、②限界状態における入力エネルギーを探索するために、入力エネルギーを順次増加させる高入力エネルギー載荷実験を実施することとした。

本章では緩衝材の選定、試験体設計、試験体製作、土質系緩衝材、実験計測について整理している。

4.2 緩衝材の選定

図-4.1には、本実験で用いた敷砂及び碎石の粒径加積曲線を前述の北海道内におけるロックシェッドで調査した緩衝材のそれと比較して示している。敷砂に関しては、知津狩産砂を用いているが、粒度が0.15~0.6 mm程度の単粒に近い分布性状を示している。

一方、碎石に関しては、小樽市見晴産の切込碎石を選定し、0 ~ 30 mm級の碎石を用いることとした。その粒径加積曲線は道内に設置されているロックシェッドの緩衝材表層部のそれに類似していることが分かる。また、スイスで通常用いられている緩衝材（写真-4.1）のそれともよく対応している。

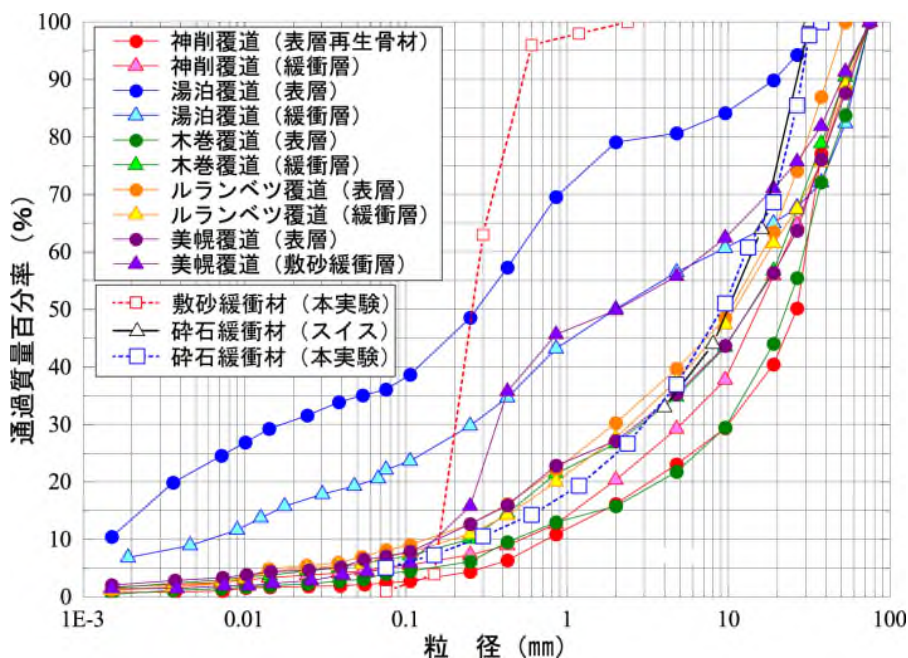


図-4.1 土の粒度試験（粒径加積曲線）



写真-4.1 スイスの大型RC版上の碎石緩衝材の設置状況¹¹⁾

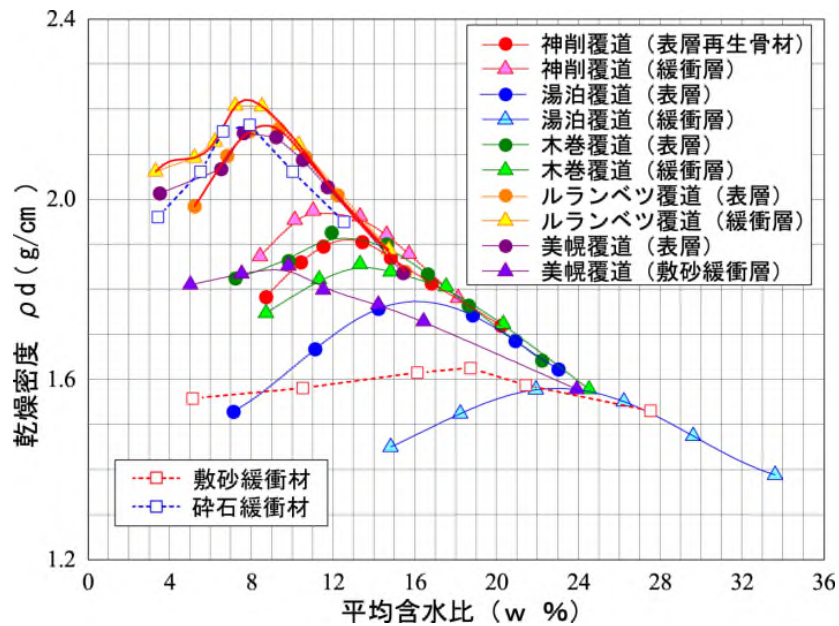


図-4.2 乾燥密度試験

図-4.2には、本実験で用いる敷砂及び碎石に関する締固め度を算出するための締固め曲線を既設ロックシェッド毎の現場密度試験結果と共に示している。図より、礫質土として用いる碎石緩衝材料の最適含水比は、乾燥密度が大きいルランベツ覆道の曲線とほぼ同様であり、乾燥密度が大きい材料であることが分かる。また、最適含水比は8%程度であることが本図から見て取れる。

敷砂緩衝材は単粒に近いため、締固めの度の指標となる最適含水比の曲線に明瞭なピーク値が示されていない。

4.3 実験施設と試験体の配置

実験施設は国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所が所有する北海道江別市角山実験場（約2.7ha）である。図-4.3には衝撃载荷実験場の平面図を示している。

衝撃荷重载荷実験は、一瞬の衝撃現象を正確に計測しなければならない。本実験は土質系緩衝材を用いることから、緩衝材の設置状況が実験の都度同様であることが重要であり、前提条件となる。

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

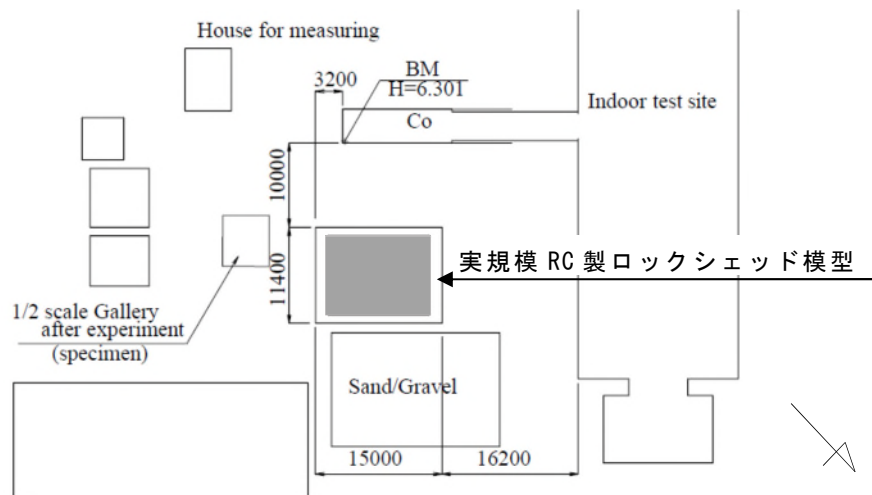


図-4.3 衝撃載荷実験場の平面図



写真-4.2 実規模RC製ロックシェッド模型を用いた重錘落下衝撃実験の状況

写真-4.2 には実規模ロックシェッド模型の衝撃荷重載荷実験の状況を示している。ロックシェッド模型は、高速度カメラ撮影時に逆光にならないように、道路軸方向を東西方向、柱側を南向きに配置して設置した。

4.4 ロックシェッド模型の設計

4.4.1 基本条件

(1) 断面設計

実規模実験のために製作するロックシェッド模型は、落石対策便覧³⁾に準じて許容応力度法に基づいて断面設計を行っている。すなわち、二次元静的骨組解析により作用断面力を算出し、許容応力度法に基づいて断面設計を行った。表-4.1には、本研究で設定した基本条件を示している。また、ロックシェッドの形状寸法を図-4.4に示す。なお、設計のための入力エネルギーに関しては、

- 1) 既往の研究^{5,7,8)}により、許容応力度法に基づいて設計されたロックシェッドの終局限界耐力は設計入力エネルギーに対して 20 ~ 30 倍の大きさを有していること；
- 2) 実験での最大入力エネルギーは、重機の性能限界から $E_{\max} = 3,000$ kJ（質量 $m = 10$ ton, 落下高さ $h = 30$ m）であること；
- 3) ロックシェッド模型の終局限界を実験により確認したいことより、実験での最大入力エネルギー E_{\max} は 1/30 程度とし、 $E_k = 100$ kJとして決定した。

表-4.1 基本条件一覧

項目	設定内容	備考
入力エネルギー	$E_k = 100$ kJ	重錘質量 $m = 2$ ton 落下高さ $h = 5$ m 入射角 $\theta = 90^\circ$
基礎条件	コンクリート基礎	便宜的に $N = 100$ 相当と仮定
背面土圧	考慮しない	実験条件
内空断面	内空幅 × 内空高 = 8.0×5.0 m	内空幅は 3 種 4 級を想定, 内空高は、建築限界や舗装および 横断勾配を考慮して 5.0 mと設定
1 ブロック延長	$L = 12$ m	道路防災工調査設計要領（案）落石覆工編 ⁶⁾ の標準形式
緩衝工	敷砂, 厚さ $t_s = 0.9$ m	
構造形式	RC製箱型形式	

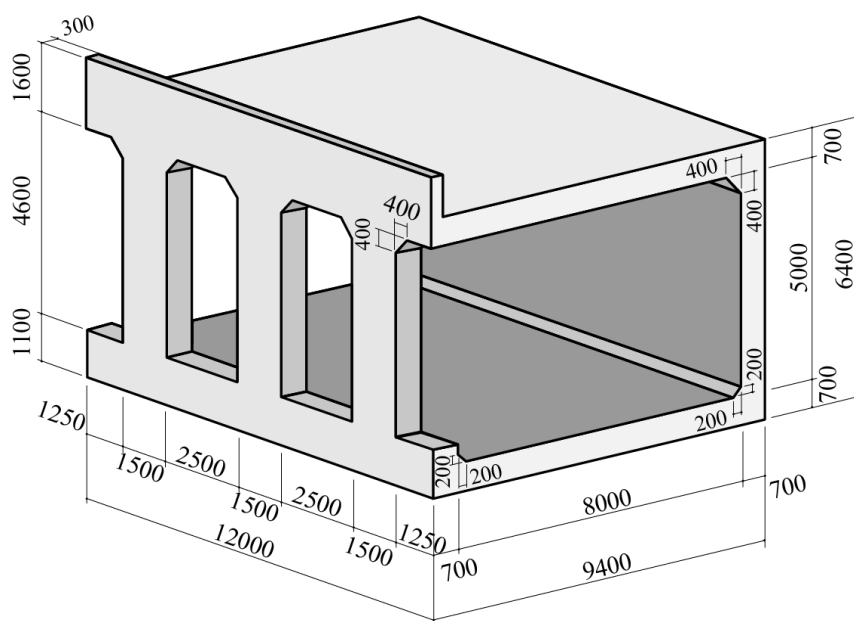


図-4.4 実規模RC製ロックシェッド模型の形状寸法

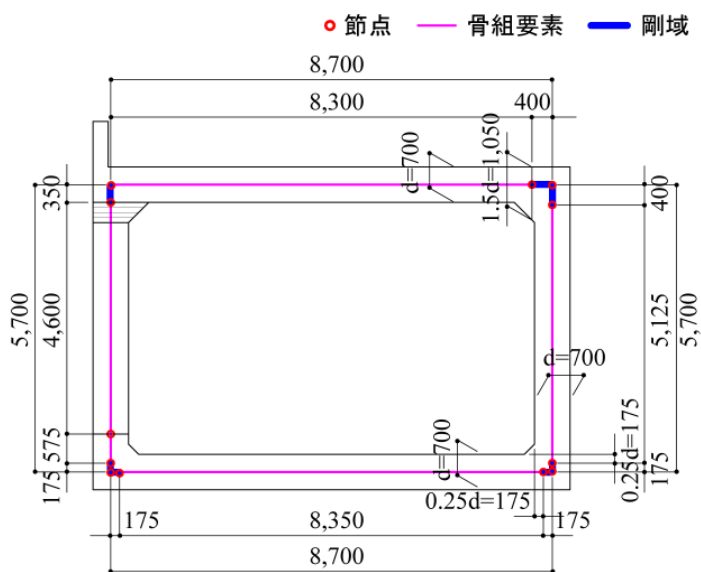


図-4.5 設計のための二次元骨組解析モデル

4.4.2 現行設計法に基づいた断面設計

(1) 設計の概要

1) 解析モデル

図-4.5には許容応力度設計に用いた二次元静的骨組モデルを示している。骨組モデルは、試験体の頂版・側壁・柱・底版の各断面中央位置に配置するようにモ

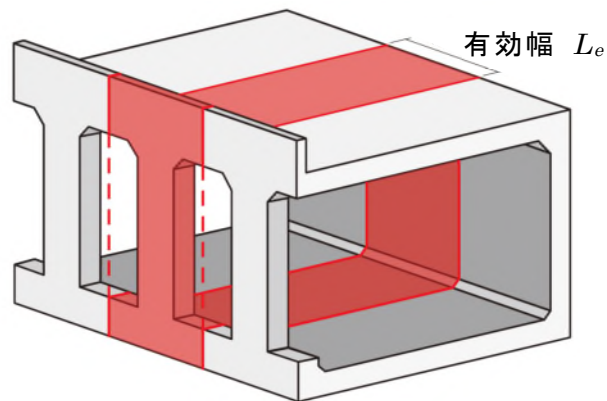


図-4.6 許容応力度法による有効幅の考え方

モデル化した。また、道路橋示方書¹⁴¹⁾に準拠し、隅角部には剛域を設定している。断面設計の際には、試験体延長 $L = 12.0 \text{ m}$ に対して、図-4.6に示す柱間隔 ($L_e = 4.0 \text{ m}$) を道路軸方向の有効幅 L_e としてモデル化している。

頂版上の敷砂緩衝材の質量は作用力で付加することで考慮している。なお、骨組モデルの総節点数、総要素数は共に 12 である。また、本数値解析にはSUCCES 任意形平面骨組解析Ver.2.21¹⁴²⁾を使用した。

2) 設計定数

表-4.2 には、設計に用いた定数の一覧を示している。二次元静的骨組解析において、ロックシェッド本体の単位体積重量は、鉄筋コンクリートとして入力している。また、試験体の断面設計では、常時（死荷重のみ）および落石時（死荷重および落石荷重）のみ行うものとし、許容応力度は割増係数を考慮した値を設定している。

表-4.2 設計定数の一覧

材料	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性係数 E (GPa)	使用材料	許容応力度
コンクリート	24.5 (鉄筋コンクリートとして入力)	25.0 (鉄筋コンクリートとして入力)	RC-2-1 $f'_{ck} = 24.0$ MPa	許容曲げ圧縮応力度 常時：8 MPa 地震時：12 MPa 許容せん断応力度(基本値) 常時：0.23 MPa 地震時：0.35 MPa
鉄筋			SD345	許容引張応力度 常時：180 MPa 地震時：300 MPa
砂	19.0	—	—	—

3) 落石衝撃力

落石衝撃力は、落石対策便覧³⁾における振動便覧式より、以下のように算出される。ただし、ラーメの定数は道路防災工調査設計要領（案）落石覆工編⁶⁾を参考に、 $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ 、割増係数 $\alpha = 1.0$ とした。

$$\begin{aligned}
 P &= 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot h^{3/5} \cdot \alpha && (4.1) \\
 &= 2.108 \times (2.0 \times 9.80)^{2/3} \times 8,000.0^{2/5} \times 5.0^{3/5} \times 1.0 \\
 &= 1,466 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- P : 落石衝撃力 (kN)
- m : 重錘質量 (ton)
- g : 重力加速度 (m/s^2)
- λ : ラーメの定数 (kN/m^2)
- h : 落下高さ (m)

また、敷砂緩衝材を用いた場合の衝撃力の分散は落石対策便覧に準拠し、**図-4.7**に示すように敷砂厚に対して 1:0.5 の範囲に等分布状に作用するものとした。ここでは、この等分布荷重を正方形分布に置き換えて作用させるものとする。本設計計算では、ロックシェッドに対して道路軸直角方向中心点を載荷位置とし、**図-4.8**に示すように二次元骨組に入力している。

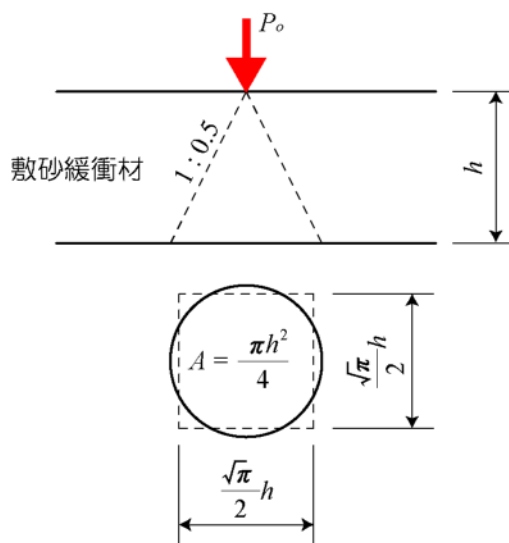


図-4.7 落石衝撃力の作用面積

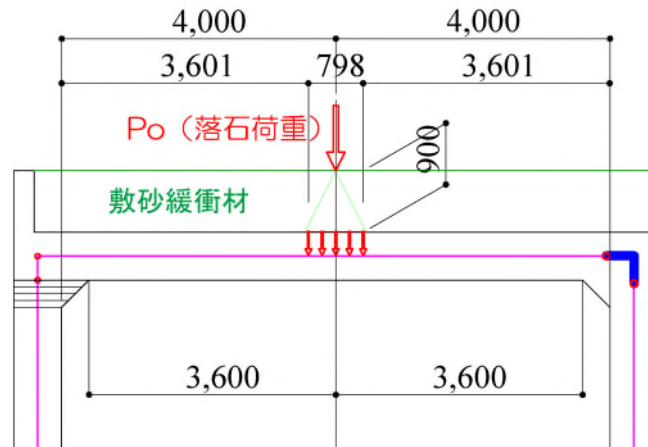


図-4.8 落石衝撃力の入力方法

4) 基礎地盤の条件

本実験ではコンクリート基礎上にロックシェッドを設置することから、ロックシェッド底面に鉛直方向（底版部材直角方向）のバネおよび、水平方向（底版部材方向）のせん断バネを考慮するものとする。鉛直方向バネは、圧縮方向のみ考慮するものとし、引張方向のバネ定数はゼロとする。また、水平方向せん断バネは鉛直方向バネの $1/3.5$ として設定している。鉛直方向のバネ定数および水平方向せん断バネ定数は、基礎地盤が堅固であることより $N = 100$ （標準貫入試験値）と仮定し、道路橋示方書IV 下部構造編¹⁴⁰⁾ に準拠して、以下のように算出している。

$$\begin{aligned} E_0 &= 2,800 \cdot N & (4.2) \\ &= 2,800 \times 100 \\ &= 280,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

- E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)
- N : 地盤のN値（標準貫入試験値）

$$\begin{aligned} k_{v0} &= (1 / 0.3) \cdot \alpha \cdot E_0 & (4.3) \\ &= (1 / 0.3) \times 1.0 \times 280,000 \\ &= 933,333 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

- k_{v0} : 直径0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)
- α : 地盤反力係数の換算係数

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

$$\begin{aligned} B_V &= \sqrt{A_V} \\ &= \sqrt{(B_V \times L)} \\ &= \sqrt{(9.4 \times 12.0)} \\ &= 10.621 \text{ (m)} \end{aligned} \quad (4.4)$$

ここに,

- B_V : 基礎の換算載荷幅 (m)
- A_V : 偏心を考慮した鉛直方向の載荷面積 (m²)
- B : ロックシェッド全幅 (m)
- L : ロックシェッド延長 (m)

$$\begin{aligned} k_V &= k_{V0} \cdot (B_V / 0.3)^{-3/4} \\ &= 933,333 \times (10.621 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 64,306 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned} \quad (4.5)$$

ここに,

- k_V : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$\begin{aligned} K_V &= k_V \times L_e \\ &= 64,306 \times 4.0 \\ &= 257,224 \\ &\approx 250,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (4.6)$$

ここに,

- K_V : 鉛直方向バネ定数 (kN/m²)
- L_e : 道路方向の有効幅 (m)

$$\begin{aligned} K_S &= k_V \times (1 / 3.5) \\ &= 73,493 \\ &\approx 73,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (4.7)$$

ここに,

- K_S : 水平方向バネ定数 (kN/m²) である.

(2) 二次元静的骨組解析結果

落石衝撃力 $P = 1,466 \text{ kN}$ に対して、許容応力度を満足する構造寸法および配筋状況を図-4.4、図-4.9に示す。この時の曲げモーメント図を図-4.10に示す。曲げモーメント図には各部材の許容抵抗曲げモーメントも合わせて示している。ロックシェッドの各部材厚、配筋状況および応力度計算結果を表-4.3に示す。

「(1) 設計概要」に示す条件の下で数値解析を実施した結果、いずれの部材も鉄筋の引張応力度は許容値の82～98%、コンクリートの圧縮応力度は柱を除くと許容値に対して44～80%であった。また、コンクリートの平均せん断応力は各部材端から有効高さの1/2の位置で照査しているが、頂版および柱部は許容応力度の57～80%程度、側壁や底版では24～41%となっている。押抜きせん断耐力 V_p は、集中荷重状態を仮定して $V_p = 1,505 \text{ kN}$ となり、作用荷重（落石衝撃力） $P = 1,466 \text{ kN}$ を上回っている。なお、隅角部には道路橋示方書に準拠して、補強筋を配置している。また、頂版厚は、本研究を性能照査型設計に向けた実証実験と位置づけ、通常より薄い0.7mとしている。

表-4.3 各部材の厚さ、配筋状況および応力度計算結果一覧

部材	厚さ (柱幅) (mm)	配筋面	配筋状況		鉄筋 (N/mm ²)		コンクリート (N/mm ²)			
			主鉄筋	配力筋 帯鉄筋(柱)	引張 応力度 σ_s	許容値 σ_{sa}	圧縮 応力度 σ_c	許容値 σ_{ca}	せん断 応力度 τ	許容値 τ_a
頂版	700	上面	D29@250mm	D19@250mm	249	300	6.7	12.0	0.46	0.81
		下面	D25@125mm	D22@250mm	269		9.6		0.49	0.61
側壁	700	外面	D29@250mm	D19@250mm	263	300	9.3	12.0	0.18	0.54
		内面	D19@250mm	D13@250mm	7		1.9		0.18	0.76
底版	700	上面	D22@250mm	D16@250mm	293	300	5.2	12.0	0.10	0.41
		下面	D16@250mm	D16@250mm	10		0.6		0.17	0.41
柱	700 (1,500)	外面	D29×10本	D16@250mm	246	300	11.9	12.0	0.48	0.65
		内面	D29×10本		92		6.6		0.48	0.72

※ 着色部にて断面を決定

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

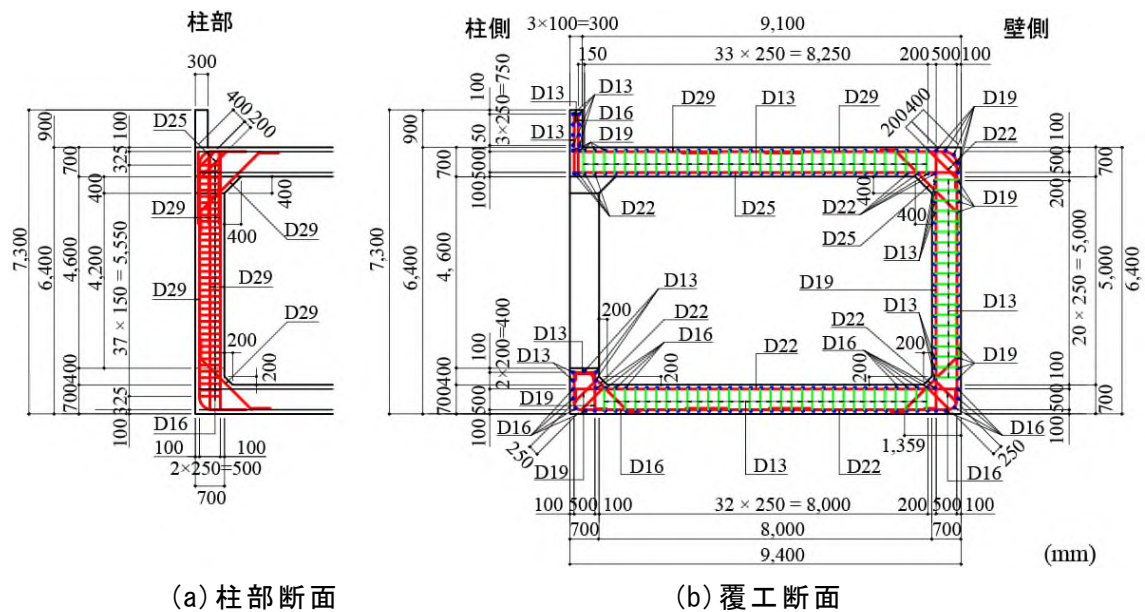


図-4.9 実規模模型の配筋図

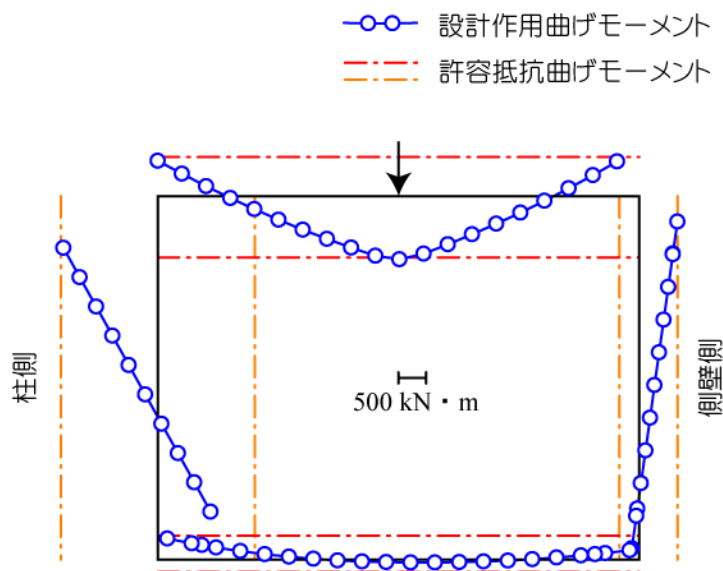


図-4.10 モーメント図（落石時）

4.5 実規模模型の製作

4.5.1 実規模模型の概要

図-4.4 には、実験に用いた実規模 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の長さが 12 m、外幅 9.4 m、壁高さ 6.4 m の箱型構造であり、内空断面は幅 8 m、高さ 5 m で、頂版、底版、側壁、柱の厚さはいずれも 0.7 m である。柱の道路軸方向の長さが 1.5 m、内空の四隅にはハンチを設けている。

図-4.9 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比についてはそれぞれ D25 を 125 mm 間隔および D29 を 250 mm 間隔（鉄筋比 0.68 %）で配置している。頂版の配力筋については、現行設計と同様に鉄筋量が軸方向鉄筋の 50 % 程度を目安に、上面が D19、下面が D22 をいずれも 250 mm 間隔で配置している。壁の断面方向鉄筋は、外側が D29、内側が D19 をいずれも 250 mm 間隔、また配力筋は外側が D19、内側 D13 をいずれも 250 mm 間隔で配置している。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 間隔で配置しており、配力筋は上面、下面共に D16 を 250 mm 間隔で配置している。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 間隔で配置している。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、

表-4.4 鉄筋の力学的特性値一覧

材質	呼び径	引張降伏強度 f_y (MPa)	引張強度 f_u (MPa)
SD345	D29	390.9	554.6
	D22	389.6	543.0
	D19	397.1	597.9
	D16	395.9	586.8
	D13	395.5	556.2

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

いずれの部材も鉄筋からの芯かぶりで 100 mm としている。表-4.4 には鉄筋の引張試験による力学的特性値を示している。なお、鉄筋の材質は全て SD 345 である。

また、コンクリートの設計基準強度は 24 N/mm^2 であり、実験時の底版、柱/壁、頂版の圧縮強度はそれぞれ、 30.7 N/mm^2 、 30.2 N/mm^2 、 37.9 N/mm^2 であった。



写真-4.3 試験体下面の剛基礎状況



写真-4.4 剛基礎下面の基礎状況



写真-4.5 鉄筋の材料検収



写真-4.6 鉄筋の加工寸法検収確認



写真-4.7 ひずみゲージを設置した鉄筋の搬出状況



写真-4.8 底版の鉄筋組立状況



写真-4.9 底版コンクリートの打設状況



写真-4.10 側壁の配筋状況



写真-4.11 柱上面の配筋状況

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要



写真-4.12 頂版の配筋状況



写真-4.13 頂版上面の軸方向鉄筋 D29



写真-4.14 頂版の鉄筋検査状況



写真-4.15 頂版のCo打設状況



写真-4.16 TLASの1層目のEPS設置状況



写真-4.17 TLASの2層目のEPS設置状況

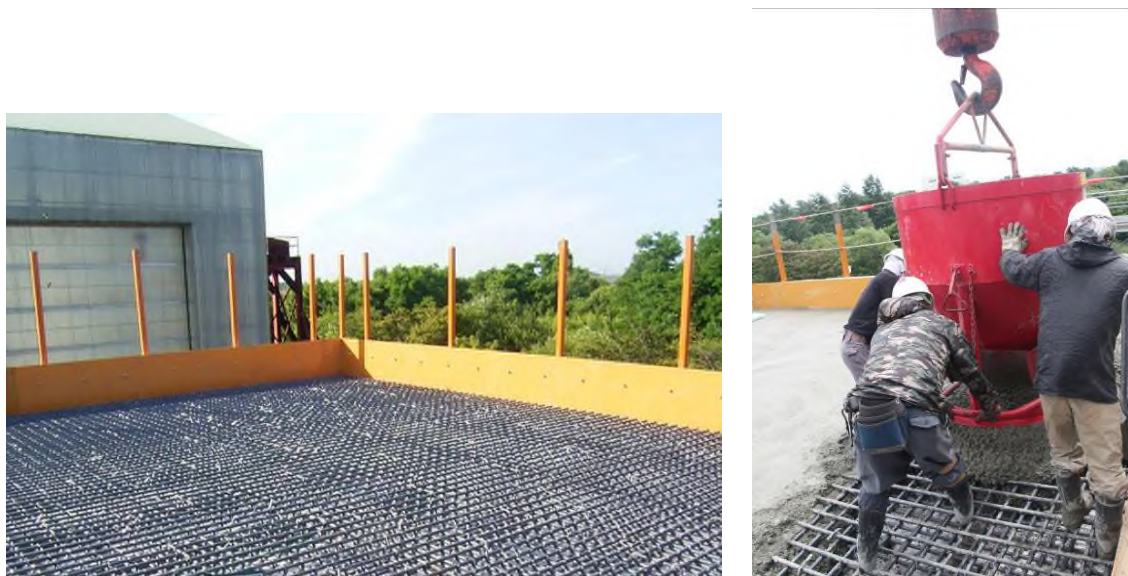


写真-4.18 TLAS の配筋状況とコンクリート打設状況

4.5.2 実規模模型の製作概要

実規模模型の基部には、写真-4.3 に示す厚さ $T = 50 \text{ cm}$ のコンクリートを打設し剛基礎としている。また、剛基礎の下には写真-4.4 に示すように厚さ $T = 28 \text{ cm}$ の基礎砂利を設置した。

調達した鉄筋は工場にて図面通りの鉄筋加工寸法に切断、曲げ加工され写真-4.5 と写真-4.6 に示すように確認検収を行った。その後、写真-4.27 に示すようにゲージ長 1 mm の箔ひずみゲージを所定の位置に貼り付けた。写真-4.7 には試験体作製のため、ひずみゲージを貼り付けた鉄筋を搬出している状況を示している。

写真-4.8 には底版の鉄筋組立状況を、写真-4.9 には底版のコンクリートの打設状況、写真-4.10 には側壁の配筋状況を示している。写真-4.9 と写真-4.10 からは、ひずみゲージからのケーブルが各部材の中心位置に配置されていることが分かる。写真-4.11 には柱上面の配筋状況を、写真-4.12 には頂版の配筋状況を示している。写真-4.13 には頂版上面の軸方向鉄筋 $D29 \text{ mm}$ が白色で確認できる。写真-4.14 には頂版の上下面の主鉄筋の検査状況を示している。写真-4.15 には頂版のコンクリートポンプ車によるコンクリート打設状況を示している。

写真-4.16 と 17 には、TLAS の EPS ブロックの設置状況を示している。EPS 上面に見える銀色の緊結金具は、隣り合う EPS ブロックの結合用金具である。写真-4.18 には EPS の上面に設置する $T = 300 \text{ mm}$ 厚の芯材 RC 版の配筋状況と、クレーンによる吊りホッパーを用いたコンクリート打設状況を示している。



写真-4.19 試験体の外観（敷砂緩衝材）

実規模模型製作時には、鉄筋加工時の材料検収、各部材毎の鉄筋組立検査とコンクリート打設に立会し、製作精度を確認している(写真-4.19)



2 ton 重錘

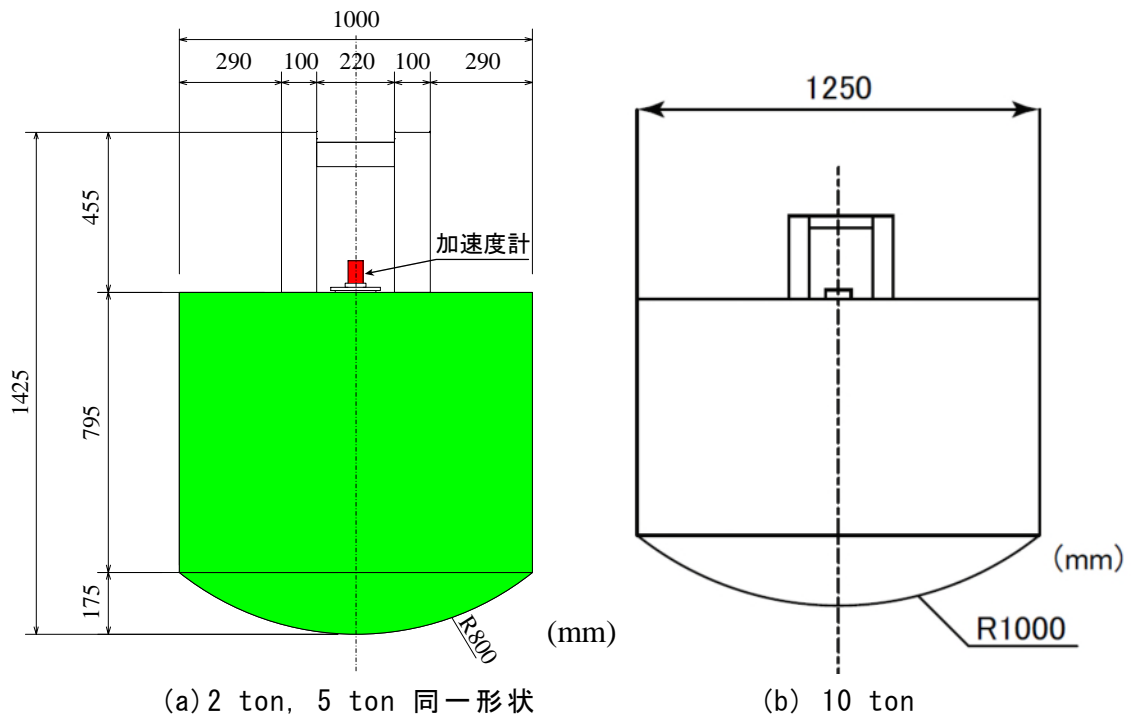
(b) 5 ton 重錘

(c) 10 ton 重錘

直径 : 1.0 m, 高さ : 97cm
 底部 17.5cm が半径 80cm の球状

直径 : 1.25 m, 高さ : 95cm
 底部 30cm が半径 100cm の球状

写真-4.20 実験に使用した重錘



(a) 2 ton, 5 ton 同一形状

(b) 10 ton

図-4.11 重錘形状図

4.6 衝撃荷重載荷用重錘と脱着装置

4.6.1 衝撃荷重載荷用重錘

衝撃載荷実験は，実験ケース毎に各重錘を所定の高さまで吊り上げ，着脱装置を介して重錘を自由落下させることにより実施している．弾性域での実験の場合には 2 ton 重錘を，ひび割れ後の塑性域での実験の場合には 5 ton, 10 ton 重錘を所定の高さまで吊り上げ，着脱装置を介して自由落下させることにより実施（写真-4.2）している．

写真-4.20 および図-4.11 には，衝撃荷重載荷実験に使用した重錘形状を示している．質量 2 ton, 5 ton 重錘とも形状は同一であり，直径 1 m，高さが 97 cm で，底部より高さ 17.5 cm の範囲が半径 80 cm の球形状となっている．質量 10 ton 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 の球形状となっている．また，重錘は鋼製円筒の内部に鋼塊とコンクリートを充填して所定の質量に調整している．

重錘形状は球体（ $\phi 1.0\text{ m}$ ）とし，2 ton 重錘と 5 ton 重錘は同一形状とした．これらの重錘形状は落石を球体と考えた場合よりも質量が大きいが，発生している落石が球体とは限らないことから本重錘を使用することとした．重錘衝撃力は重錘頂部表面に設置したひずみゲージ式加速度計出力を用いて評価している．

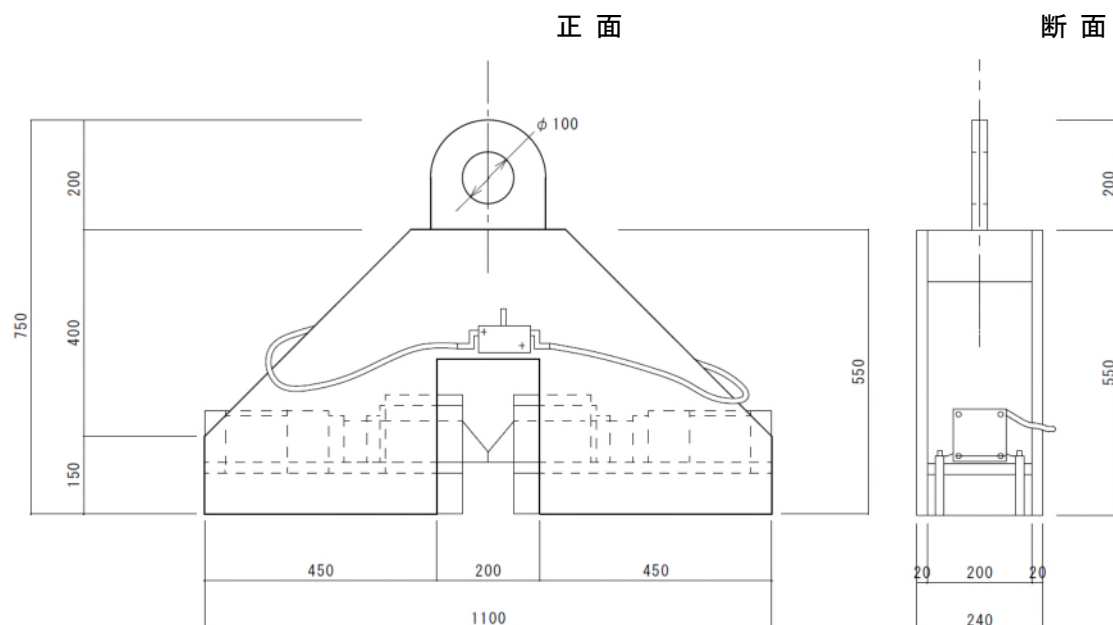


図-4.12 重錘脱着装置形状図



写真-4.21 油圧シリンダー



写真-4.22 油圧ポンプ

4.6.2 重錘の脱着装置

図-4.12 には、実験に使用した重錘落下時に用いる脱着装置を示している。重錘落下は、油圧シリンダー（写真-4.21）への油圧をソレノイドバルブを介して増圧（写真-4.22）させることにより行っている。また、重錘は、直交するトータルステーションを用いて芯出しを行い、重錘位置を微調整することで正確な位置に落下させている。

4.7 計測システム

4.7.1 重錘衝撃力評価用加速度計

写真-4.23 には、重錘衝撃力評価のために重錘上面に設置した加速度計を示している。加速度計はひずみゲージ式であり、確実に加速度波形を計測できるように容量の異なる4種類の加速度計（KYOWA社製、容量100 G、200 G、500 G、1,000 G、応答周波数DC ～ 2 kHz、3.5 kHz、5 kHz および7 kHz）を用いることとした。重錘衝撃力は、重錘質量に計測された加速度を乗じて評価している。



写真-4.23 重錘上面に設置した加速度計



写真-4.24 高速度カメラ (IDT 社製)

4.7.2 重錘貫入量計測用高速度カメラ

重錘が緩衝材に衝突後の挙動を精度良く計測するために、本研究ではデジタル高速度カメラ (写真-4.24) を用いることとした。

撮影は 1,000 fps で、有効画素数がカラー1,120 × 1,120 (白黒 1,024 × 1,024) にて行った。また、運動解析ソフトを使用し、不動点と重錘に設置したターゲットマーカから動画像ターゲットマーク自動読み取りを行い、データ整理を行っている。なお、高速度カメラとデジタルデータレコーダとの同期は、ハイスピードカメラから出力されるマーカをデジタルレコーダに記録することで対応した。

実験では高速度カメラを2台用い、1台は重錘貫入量を、他の1台は頂版下面の変位計測のために使用した。



写真-4.25 レーザ式変位計



写真-4.26 移動架台を用いた変位計測

4.7.3 応答変位計測のための非接触型レーザ式変位計

本研究では、高速度カメラの他、各点の応答変位を精度良く計測するために非接触型レーザ式変位計（写真-4.25, KEYENCE 社製, LB-300）を用いることとした。変位計の計測最大応答周波数は 915 Hz, 測定ストロークは200 mmである。実験時には、写真-4.26に示すような移動架台を用いて計測を行っている。

4.7.4 鉄筋のひずみ計測のためのひずみゲージ

実験では断面力評価のために各部材の鉄筋ひずみを計測することとした。ここでは、ゲージ長が 1 mm の箔ひずみゲージ（KYOWA 社製）を用いている。写真-4.27, 28 には鉄筋にゲージを貼り付けた状態、および防水処理を施した状態を示している。なお、リード線には絶縁性の保持と電圧降下及びノイズを除去するために EFTE ケーブルを用いている。



写真-4.27 ひずみゲージ貼り付け状況



写真-4.28 防水加工の完了状況

4.7.5 データ計測

実規模衝撃荷重実験で用いたセンサは、非接触型レーザ式変位計、高速度カメラとの同期を除いて、全てひずみゲージタイプであることより、これらのセンサに対しては直流増幅器（応答周波数 DC ~ 50 kHz）を用いることとした。各センサからの出力は全てKYOWA社製のメモリーレコーダ/アナライザ EDX-1500A および EDX-2000（応答周波数 DC ~ 20 kHz）に一括収録している。その後、コンピュータ処理によって各物理量に変換している。さらに、各物理量には計測時のノイズ除去を目的として 1 ms の矩形移動平均法による数値的なフィルター処理を施している。写真-4.29には、計測室での計測機器の状況を示している。



写真-4.29 計測室内の計測機器状況



写真-4.30 頂版上の敷砂緩衝材



写真-4.31 頂版上の碎石緩衝材



写真-4.32 敷砂 安息角度 27.8度



写真-4.33 碎石 安息角度 37.0度

4.8 緩衝材の土質試験結果と緩衝材の設置方法および密度管理

4.8.1 土質系緩衝材の概要

本研究では、土質系緩衝材として使用した土質試験結果一覧を**表-4.5**に示す。写真-4.30と写真-4.32には敷砂緩衝材の設置状況と安息角、写真-4.31と写真-4.33には碎石を緩衝材として用いた場合の設置状況と安息角を示している。

以下に各緩衝材の設置方法や密度管理について述べる。

表-4.5 緩衝材の土質試験結果一覧

緩衝材名			敷砂	碎石
項目			知津狩産砂	小樽市見晴産
土粒子の密度	ρ_s	g/cm ³	2.665	2.712
最大粒径		mm	4.750	37.5
60%粒径	D_{60}	mm	0.314	12.948
50%粒径	D_{50}	mm	0.286	10.204
30%粒径	D_{30}	mm	0.217	4.452
10%粒径	D_{10}	mm	0.133	1.105
均等係数	U_c		2.4	11.7
曲率係数	U_c'		1.1	1.4
最小乾燥密度	$\rho_{d \min}$	g/cm ³	1.296	1.573
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$	g/cm ³	1.584	1.852
最大間隙比		e_{\max}	1.056	0.724
最小間隙比		e_{\min}	0.682	0.464
湿潤密度	ρ_t	g/cm ³	1.801	2.282
最適含水比	w_{opt}	%	18.8	5.1
最大乾燥密度	$\rho_{d \max}$	g/cm ³	1.516	2.171
安息角	ϕ	deg	27.8	37.0

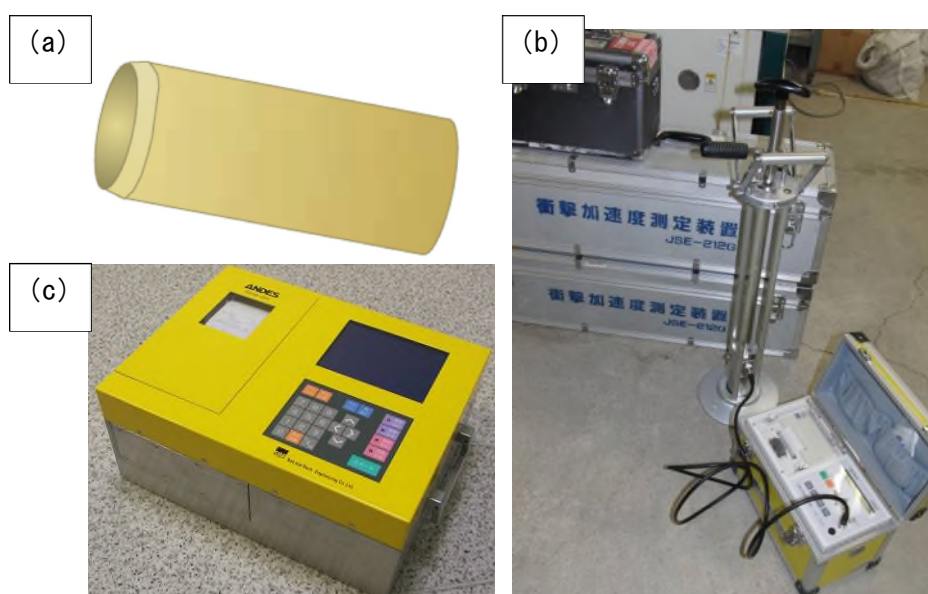


図-4.13 地盤密度測定機器；(a) シンウォールチューブ
(b) 衝撃加速度計，(c) RI 測定器

4.8.2 緩衝材の設置方法

敷砂緩衝材の場合には、敷砂の締固め度が一定になるように、層厚が $T = 30 \text{ cm}$ 毎に足踏みおよびバケット容量 0.2 m^3 のバックホウを1往復させることによって締固めを行い、所定の厚さである $T = 90 \text{ cm}$ に成形した。TLAS の場合には層厚が $T = 25 \text{ cm}$ 毎に同様の処置を施している。

砕石緩衝材の場合も敷砂緩衝材と同様に $T = 30 \text{ cm}$ 毎に砕石を投入し、既設ロックシェッドの礫質土緩衝材の場合と同様に、タンピングランマーを用いて縦横それぞれ1往復以上転圧を行い、プレートマークが残らない程度の密実な状態まで締固めを行っている。

4.8.3 緩衝材の密度管理

土質系緩衝材では各層毎に密度管理を行っている。敷砂緩衝材の湿潤密度および含水比の計測は、 $T = 30 \text{ cm}$ (TLAS では $T = 25 \text{ cm}$) 毎の締固め終了後に重錘落下点近傍を除く任意の3地点から図-4.13, 14 に示す3種類の地盤密度試験を実施した。

シンウォールチューブでは、 $\phi 75 \text{ mm}$, 高さ 150 mm の真鍮製円筒(図-4.14 (a))を用いて、定体積条件で地盤を採取することにより、密度を測定した。衝撃加速度計には、土木研究所寒地土木研究所が開発した装置を用いて、地盤表層の貫入抵抗(硬さ (G)) を計測した(図-4.14 (b))。RI (ラジオアイソトープ) 測定器 (ANDES) を用いる場合には、測定器直下約 200 mm の深さの平均密度を測定することとした。

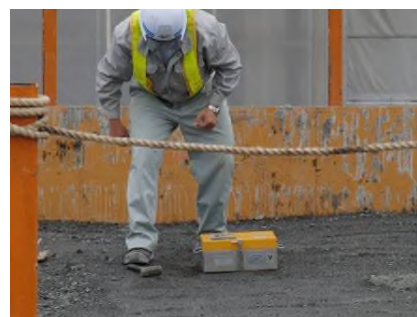
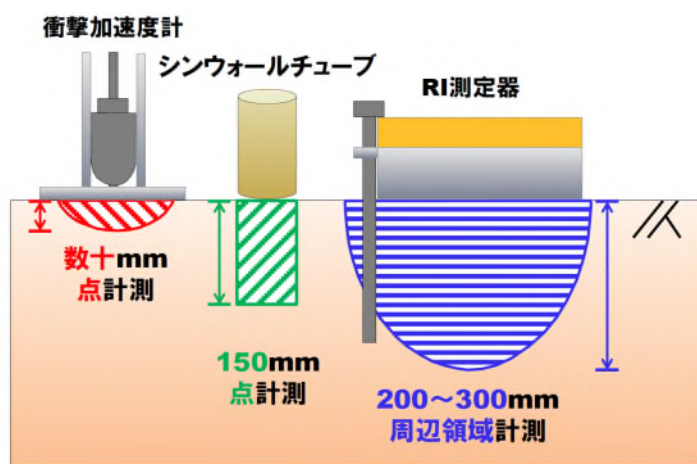


図-4.14 地盤密度測定機器による測定範囲の模式図

写真-4.34 RIによる測定状況(砕石緩衝材)

砕石緩衝材に対しては、シンウォールチューブを用いる場合には礫によってスムーズな貫入計測ができないことや、衝撃加速度計を用いる場合には載荷点が礫と局所的に接触し測定値にばらつきが発生することが明らかになっている。このため、本研究では、より深部まで計測出来る RI 測定器を使用（写真-4.34）することとした。

4.8.4 緩衝材の密度管理結果

敷砂緩衝材の各層毎の湿潤密度および含水比のばらつきは小さく、実験時の湿潤密度は平均で 1.559 g/cm^3 、含水比は平均 8.14%であった。また、締固め密度に関しては、シンウォールチューブでは、94.3 ~ 95.5%，衝撃加速度計では、25.2 ~ 28.8 G，RI 測定器（写真-4.34）では、92.0 ~ 94.0%であった。

砕石緩衝材の各層毎のばらつきは小さく、実験時の含水比は平均 2.3%，締固め密度については、RI 測定器で 84.9 ~ 89.3%であった。

4.9 計測項目および計測点

ここでは各計測項目に対する計測点を示す。

4.9.1 変位計測

非接触型レーザ式変位計を用いた計測箇所は、実験ケース毎に変位架台（写真-4.26）を移動させ、載荷点直下を基準点として直交する柱断面（道路軸直角方向）と道路軸方向の2方向とした。

図-4.15には右側の柱位置で実験を実施する場合の計測箇所を側面図として示している。道路軸方向には 13 箇所計測を実施しており、端部は100 mm 内側の点を計測することとし、それ以外の頂版下面の鉛直変位は 1 m 間隔で実施している。

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

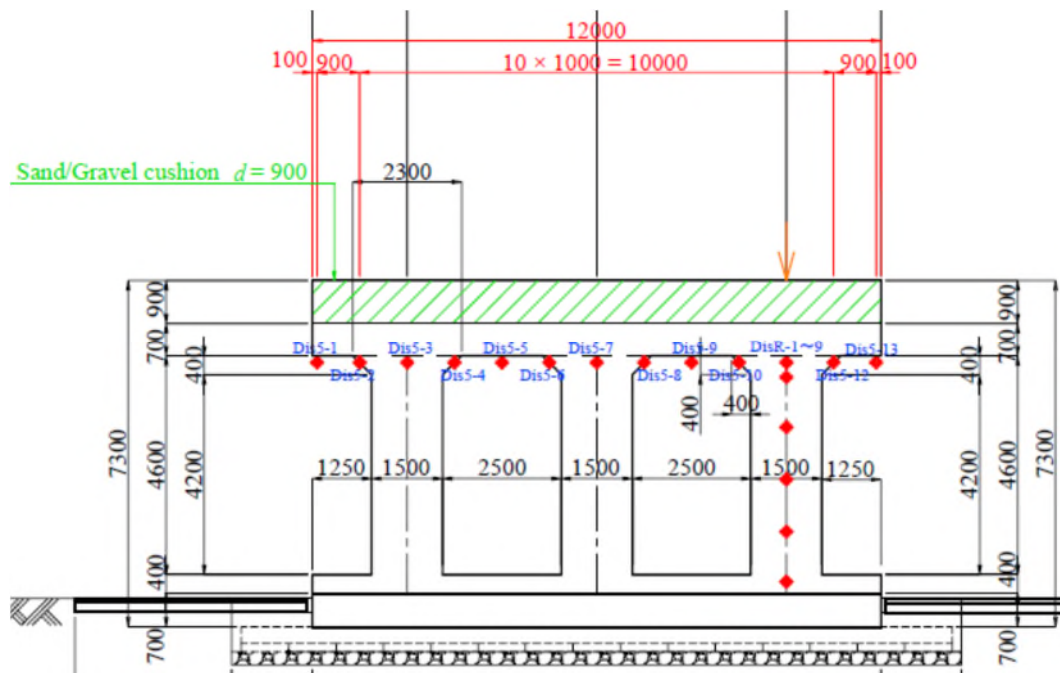


図-4.15 部材変位計測箇所図（側面図）

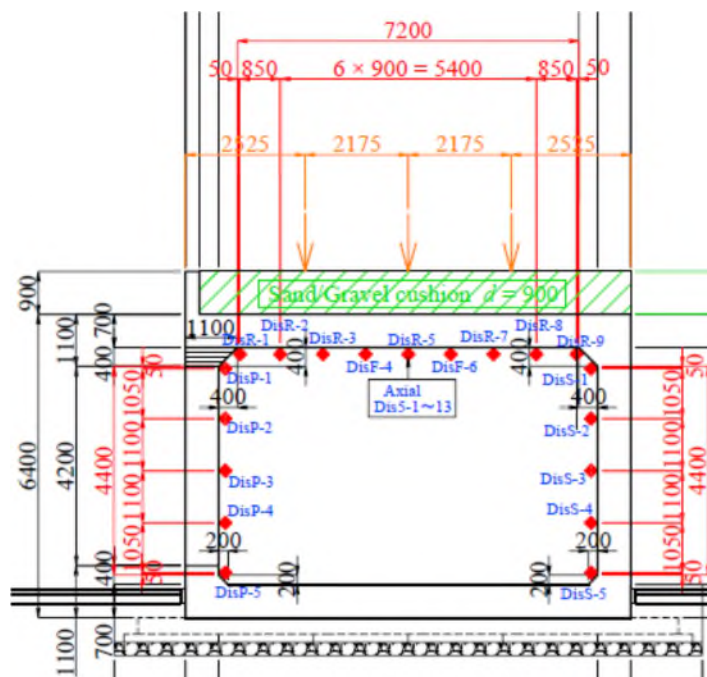


図-4.16 部材変位計測箇所図（断面図）

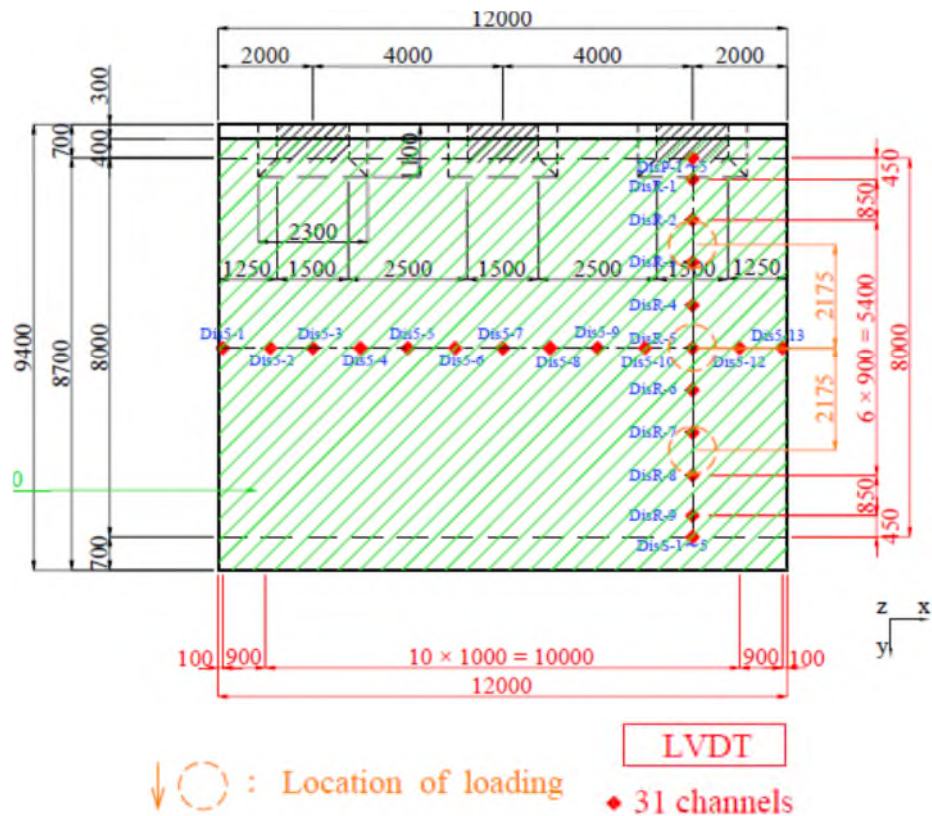


図-4.17 部材変位計測箇所図（平面図）

図-4.16にはロックシェッド断面での変位計測箇所を示している。図-4.17には右側の柱と道路中心とを結んだ地点に載荷する場合の計測箇所について、ロックシェッドの平面図で示している。非接触型レーザ式変位計は31チャンネルを用い、実験毎に配置位置を変えて計測を行った。

4.9.2 鉄筋のひずみ計測

図-4.18～図-4.24には鉄筋のひずみ測定箇所を示している。測定点数は、頂版108箇所、柱72箇所、側壁42箇所、底版18箇所の合計240点である。写真-4.35には鉄筋組立後、所定の位置にひずみゲージが設置されているかの確認状況を示している。

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

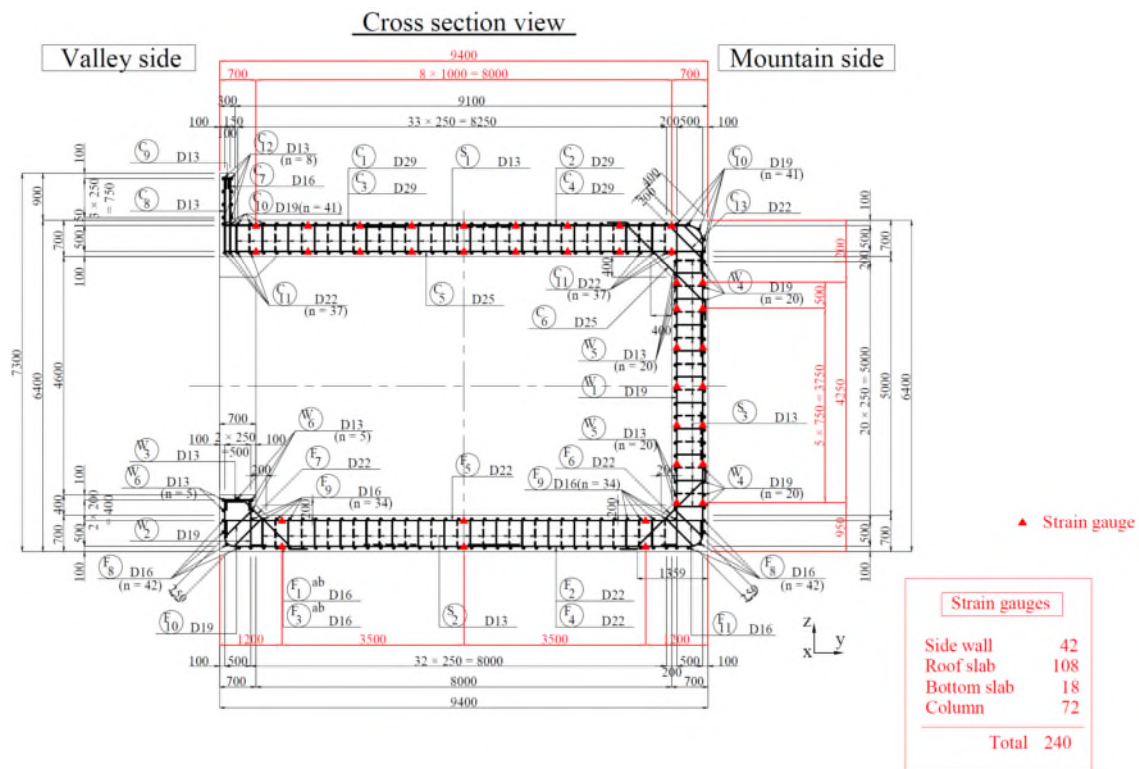


図-4.18 鉄筋ひずみゲージ設置箇所（断面図）

4.9 計測項目および計測点

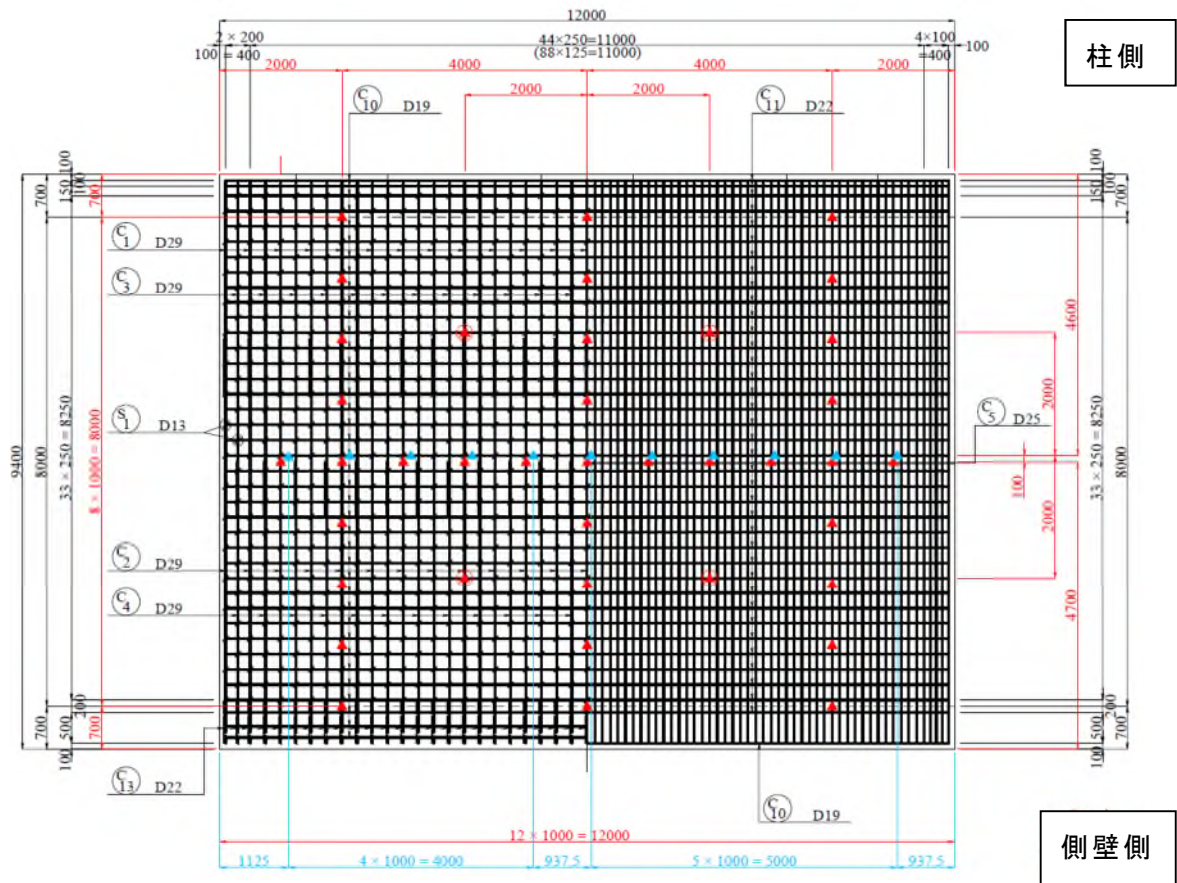


図-4.19 頂版内の鉄筋ひずみゲージ設置箇所図

第4章 実規模試験体製作と実験計測概要

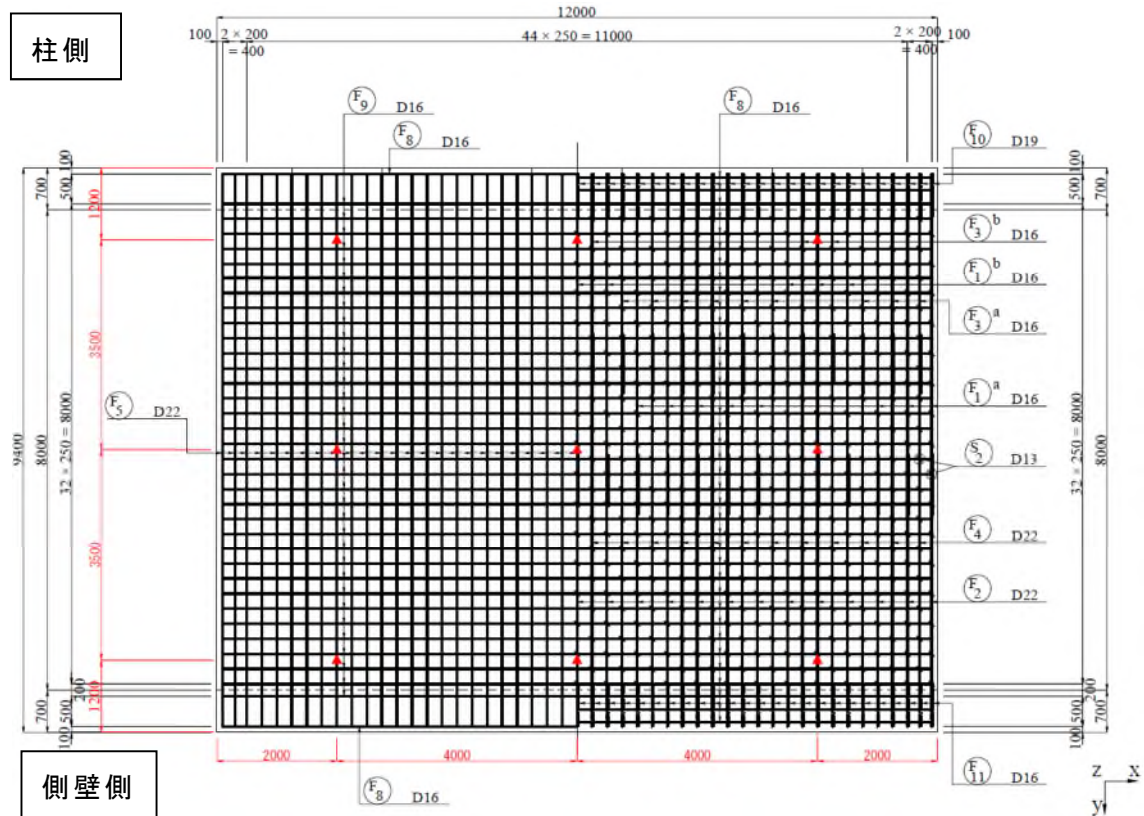


図-4.20 底版内の鉄筋ひずみゲージ設置箇所図

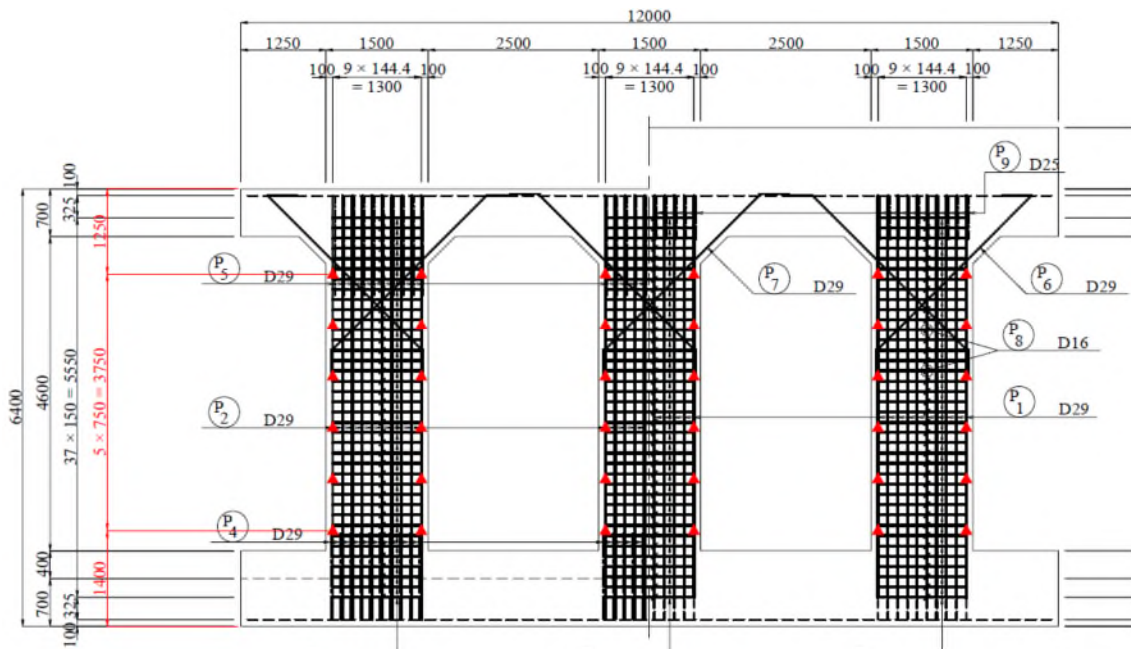


図-4.21 柱内の鉄筋ひずみゲージ設置箇所図（側面図）

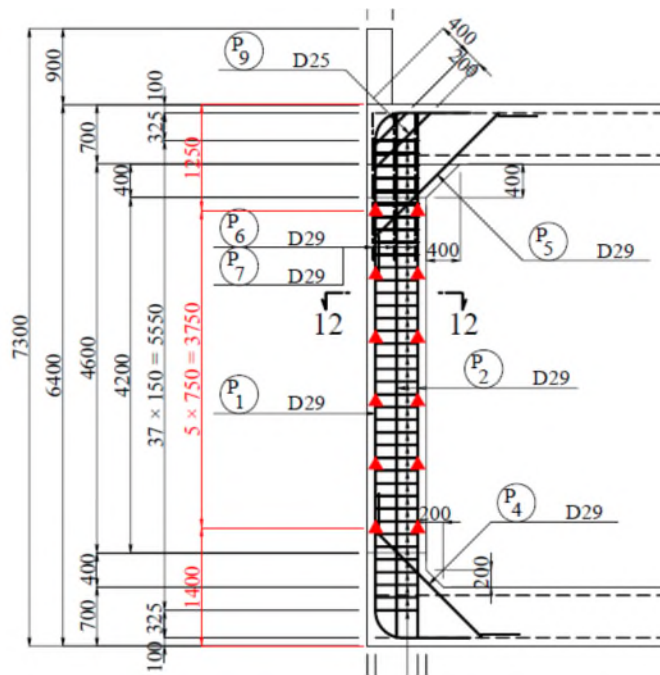


図-4.22 柱内の鉄筋ひずみゲージ設置箇所図（断面図）

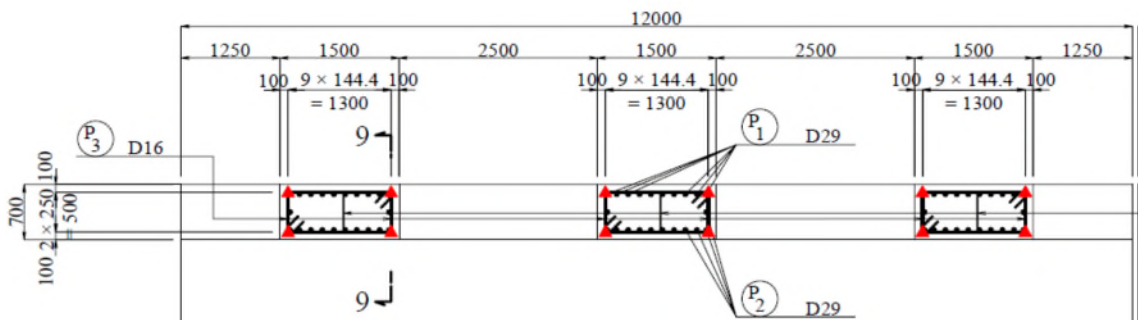


図-4.23 柱内の鉄筋ひずみゲージ設置箇所図（平面図）（上面からの見下げ図）

4.10 実験計画

実験は図-4.25 に示す試験体模型に対して、次章に示す実験の順番で順次、弾性域実験の後、塑性域実験を実施した。表-4.6 には実験を実施した順番に、実験ケースを一覧にして示している。各実験ケースを分かりやすくするために、緩衝材の種類（S：敷砂，G：碎石，T：三層緩衝構造），図-4.26 に示す重錘载荷位置として、柱の位置（A，B，C）と道路軸直角方向の位置（P：柱側，C：中央，W：側壁側）の組み合わせ，入力エネルギー E (kJ) をハイフンで結び簡略化して示している。

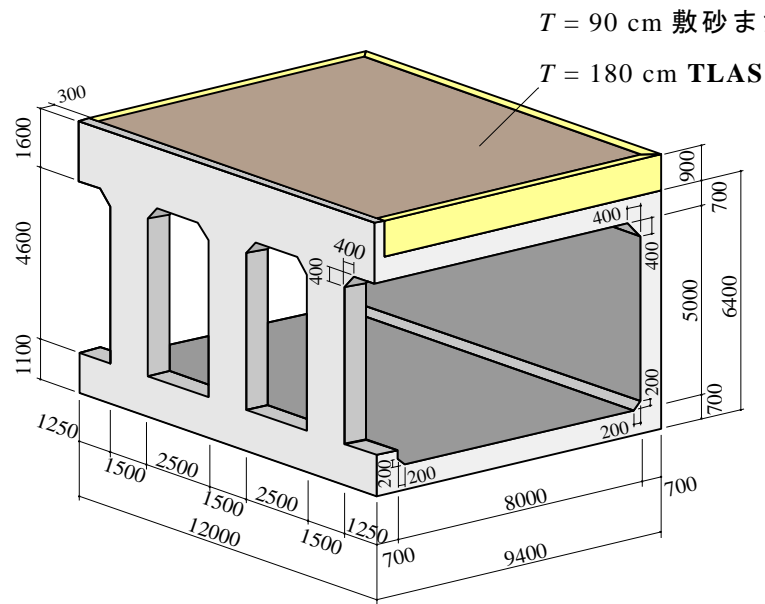


図-4.25 緩衝材を設置した試験体の形状寸法

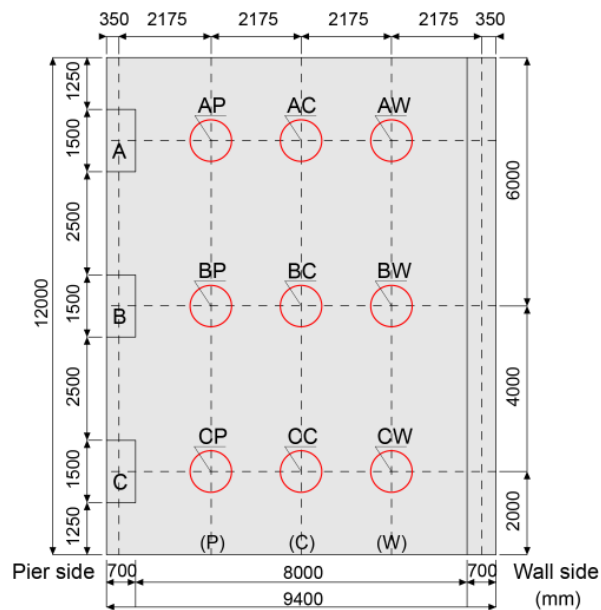


図-4.26 重錘载荷位置図

表-4.6 実験ケースの一覧と載荷点頂版変位量

No	実験ケース	緩衝材	載荷位置	重錘質量 (t)	落下高さ (m)	入力エネルギー (kJ)	載荷点最大変位 (mm)	載荷点残留変位 (mm)	
1	S-BC-E20	砂	BC	2	1	20			
2	S-BW-E40		BW		2	2			40
3	S-BP-E40		BP						
4	S-BC-E40		BC						
5	S-AC-E40		AC						
6	S-AW-E40		AW						
7	S-AP-E40		AP						
8	G-AW-E20	碎石	AW	2	1	20			
9	G-AC-E20		AC		2	2			40
10	G-AP-E40		AP						
11	G-AC-E40		AC						
12	G-BC-E40		BC						
13	G-BW-E40		BW						
14	G-BP-E40		BP						
15	G-CW-E40		CW						
16	G-CC-E250		CC				5	5	
17	T-BC-E3,000	三層	BC	10	30	3,000	9.1	1.4	
18	T-CC-E3,000		CC				9.0	0.8	
19	S-AC-E250	砂	AC	5	5	250	4.6	0.4	
20	S-BC-E1,500		BC	10	15	1,500	12.2	1.9	
21	G-BC-E1,500	碎石	BC	10	15	1,500	27.4	5.1	
22	G-AC-E1,500		AC				37.1	9.7	
23	G-CC-E3,000		CC		30	3,000	76.1	35.3	

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝

撃挙動

5.1 概説

本章では、緩衝材がロックシェッドの弾性衝撃挙動におよぼす影響を検討することを目的として、緩衝材として敷砂あるいは碎石を設置した場合において、2 ton 重錘を 2 m から落下させる低エネルギー入力下での重錘落下衝撃実験を実施した。

5.2 実験概要

5.2.1 実験ケース一覧

図-5.1 には、重錘落下位置およびその名称を示している。写真-5.1 には、実験ケース S-BC の場合における実験状況を示している。また、表-5.1 には実験ケースの一覧を示している。なお、本実験では入力エネルギーが小さいため、ひび割れの発生は確認できていない。また、変位応答も非常に小さく、ノイズと同レベルであったことから検討から除くこととした。

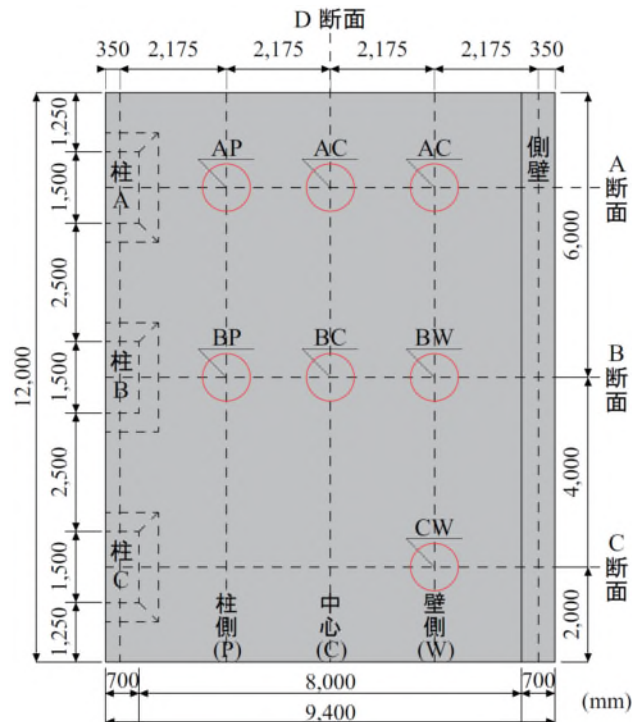


図-5.1 载荷位置と名称

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動



写真-5.1 実験ケースが S-BC の場合における実験状況

表-5.1 弾性域の実験ケース一覧

実験 ケース	載荷 断面	載荷 位置	緩衝材 の種類	緩衝材 厚さ (mm)	重錘質量 (ton)	落下高さ (m)	入力エネ ルギー E_k (kJ)		
S-AP S-AC S-AW	柱部	AP AC AW	砂	900	2	2	40		
S-BP S-BC S-BW		中央部						BP BC BW	
G-AP G-AC G-CW								柱部	AP AC CW
G-BP G-BC G-BW	中央部								BP BC BW
									碎石

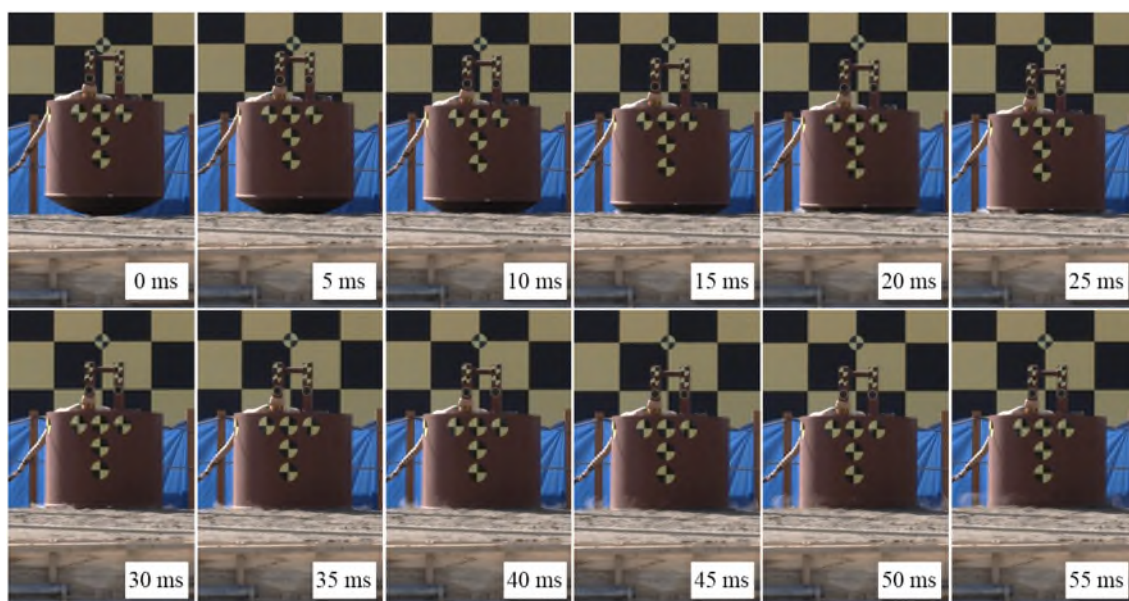


写真-5.2 実験ケースが S-AC の重錘貫入状況

5.3 実験結果

5.3.1 重錘衝撃力波形

写真-5.2 には、実験ケース S-AC における重錘貫入状況を高速カメラ映像より抽出し、5 ms 間隔で示している。また、図-5.2、図-5.3 には、緩衝材として敷砂を用いる場合と碎石を用いる場合における各載荷点に対する重錘衝撃力波形を示している。波形性状は、大略的にはいずれの載荷ケースにおいても重錘衝突直後から急激に立ち上がり最大値に達した後零レベルまで低下する波形性状を示している。詳細に見ると、図-5.2 の敷砂緩衝材の場合には、主波動の継続時間が 50 ms 程度の正弦半波状の波形を示しているが、除荷時に零近傍で振幅が 20 ～ 70 KN 程度で継続時間が 30 ～ 50 ms 程度の台形状の波形性状を示し、零レベルに至っている。最大衝撃力値に着目すると、中央載荷（B 断面載荷）時には、側壁側載荷時が最も大きく、柱側載荷時が最も小さい。これは、頂版の断面方向拘束度の大きさに対応しているものと推察される。また、端部載荷の場合には、載荷位置にかかわらず類似の値を示している。これは、端部の自由端の影響が大きいことを示唆している。また、中央断面載荷と端部断面載荷で比較すると、中央断面載荷の方が大きいことが分かる。これより、重錘衝撃力は、頂版の境界条件に基づく撓化性に大きく影響されることが明らかになった。

一方、図-5.3 の碎石を緩衝材として用いる場合について見ると、いずれの場合も継続時間が 25 ms 程度の正弦半波状の波形性状を示している。また、敷砂緩衝材で示された除荷時の台形状の波形分布は出現していない。最大衝撃力値を見る

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

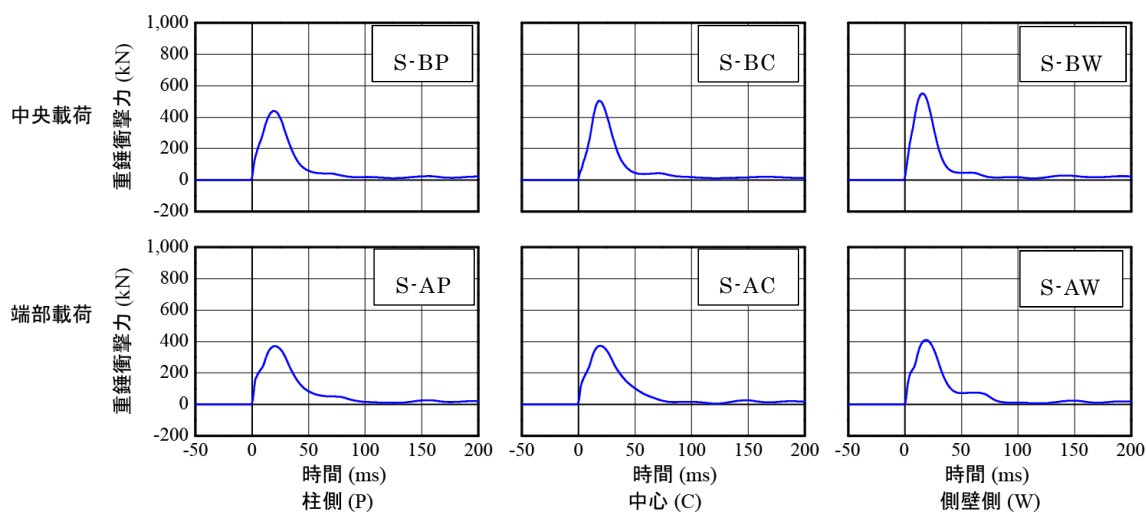


図-5.2 敷砂緩衝材重錘衝撃力波形

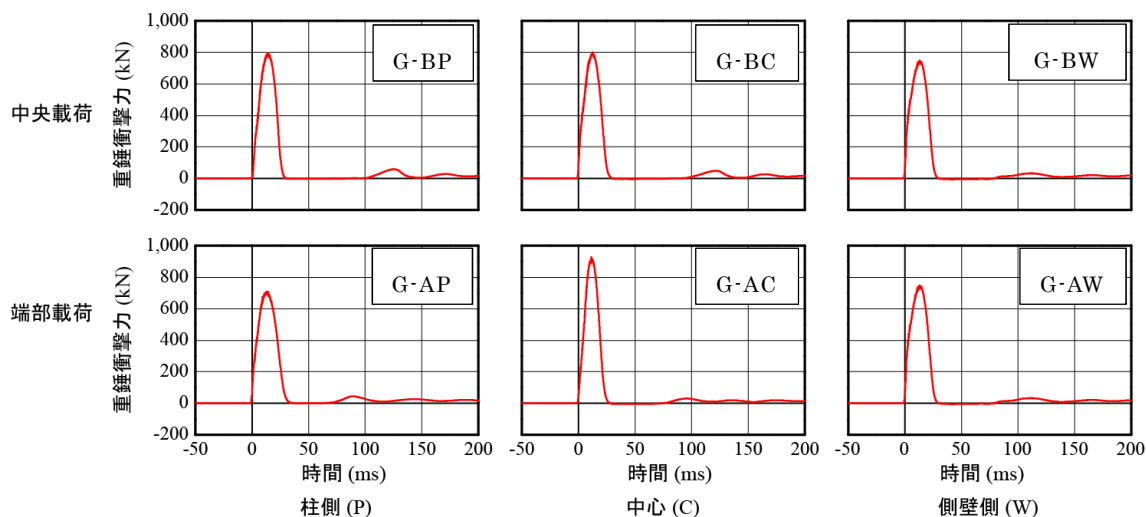


図-5.3 碎石緩衝材重錘衝撃力波形

と、中央断面載荷の場合には載荷位置による明確な差は示されていない。また、端部断面載荷の場合には、中央点載荷時に最も大きな値を示しており、側壁側と柱側で類似していることが分かる。端部断面載荷で中央点載荷の場合には、中央断面載荷（B断面載荷）の場合よりも大きな値を示していることより、碎石の締固め状況等局所的な条件に依存しているものと推察される。

敷砂を用いる場合と碎石を用いる場合の緩衝性能を比較すると、敷砂緩衝材の場合には波動継続時間が2倍程度長く、かつ最大衝撃力も1/2程度に低減されており、入力エネルギーが小さい場合には、敷砂緩衝材が碎石緩衝材よりも優れていることが明らかになった。

5.3.2 重錘貫入量波形

図-5.4, 図-5.5 には, 重錘衝撃力波形と同様に敷砂及び碎石を緩衝材として設置した場合における重錘貫入量波形を比較して示している. これらの波形は高速カメラで得られた画像をデジタル処理して得られたものである.

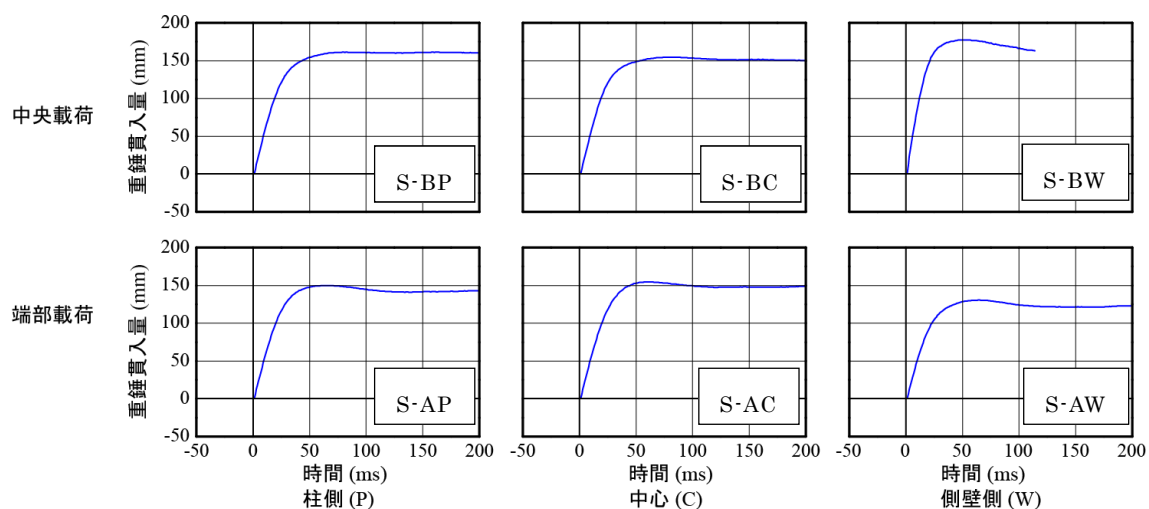


図-5.4 敷砂緩衝材を設置した場合における重錘貫入量波形

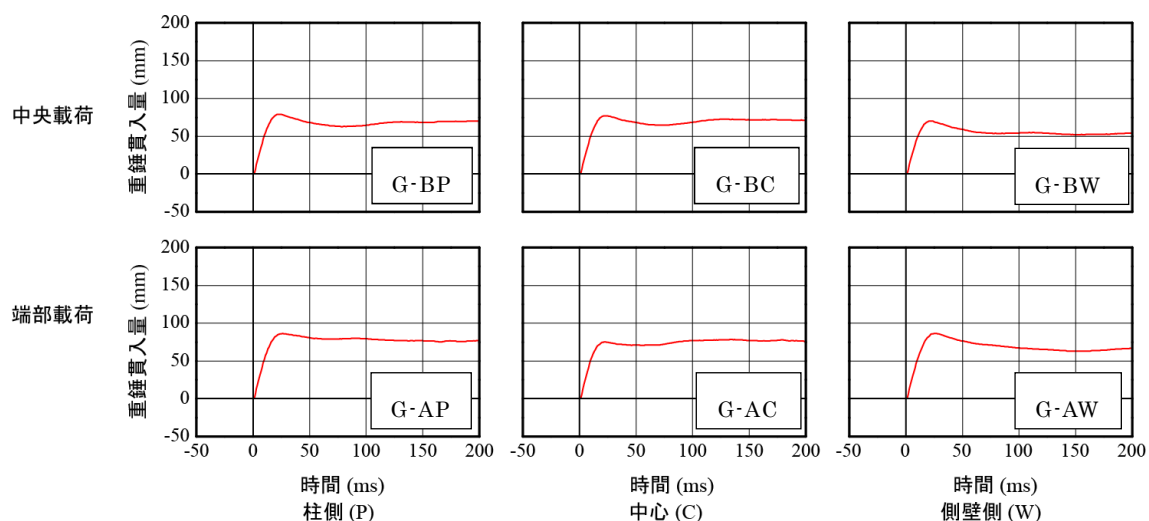


図-5.5 碎石緩衝材を設置した場合における重錘貫入量波形

図-5.4の敷砂緩衝材を設置した場合の波形を見ると, 載荷位置によって最大貫入量に多少の差異が生じているものの, 波形は類似した性状を示していることが分かる. すなわち, 重錘衝突後ほぼ線形に貫入量が増加し, その後勾配が徐々に

第5章 敷砂および砕石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

緩やかになり最大貫入量に達している。また、重錘貫入量が線形から勾配が緩やかになる変化点の時刻はいずれのケースも最大重錘衝撃力発生時刻とほぼ一致している。また、中央断面載荷の場合には、側壁側載荷（S-BW）時が最も大きな貫入量を示しており、最大重錘衝撃力が最も大きい場合と対応していることが分かる。

一方、**図-5.5**の砕石緩衝材を設置した場合の波形を見ると、いずれの場合も最大貫入量に到達後、特に中央断面載荷の場合において、重錘は緩やかに上下に振動していることが分かる。敷砂緩衝材の場合にはこのような現象が現れていないことより、載荷点周辺の砕石の拘束効果によることが窺われる。

敷砂と砕石緩衝材における最大貫入量を比較すると、敷砂緩衝材の場合が砕石のそれに比して大略 2 倍程度大きい値を示していることが分かる。これより、入力エネルギーが小さい場合には、敷砂緩衝材の場合には砕石に比較して締固め度も小さく、緩衝性能は砕石よりも優れていることが分かる。

5.3.3 鉄筋ひずみ波形

図-5.6 ～ **図-5.9** には、敷砂及び砕石を緩衝材とした場合における載荷断面各点における主鉄筋ひずみ波形を示している。図中、柱および側壁部の場合には内外縁ひずみ、頂版の場合には上下縁のひずみを示している。**図-5.6**と**図5.7**は、敷砂緩衝材を設置した場合の波形であるが、中央断面載荷及び端部断面載荷の場合と共に最大ひずみが 50μ 以下の値を示していることから、コンクリートにはひび割れが発生していないことが分かる。従って、衝撃荷重載荷後においても、波形は零レベルに収斂し、残留はしていない。**図-5.6**の中央断面載荷時の波形を見ると、衝撃荷重載荷時にはいずれの載荷点直下では下縁ひずみが引張側の値を示していることから、正曲げの性状を示していることが分かる。また、柱頂部及び側壁頂部においては外縁部ひずみが引張側の値を示していることから、静載荷時と同様の曲げモーメント分布を示していることが類推される。主波動の継続時間を調べると 50 ms 程度であることより、**図-5.2**で示されている重錘衝撃力の継続時間と対応していることが分かる。各ひずみ波形は、衝撃荷重が除荷後減衰自由振動状態となり、零レベルに収斂している。また、上下縁ひずみと内外縁ひずみはいずれもひずみ零の線を基準にして振動を示しており、この点からも中立軸は変動していないことが分かり、ひび割れの発生もなく弾性的に挙動していることが再確認できる。

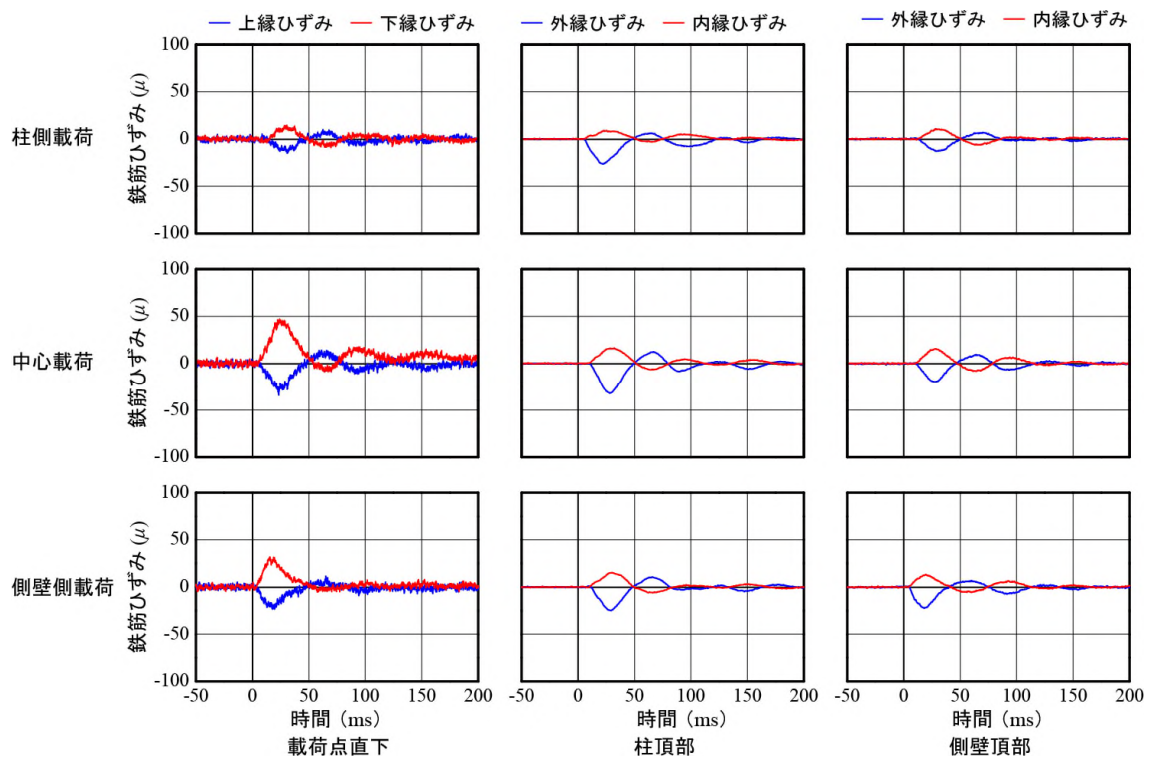


図-5.6 敷砂緩衝材を設置した場合における中央断面の鉄筋ひずみ波形

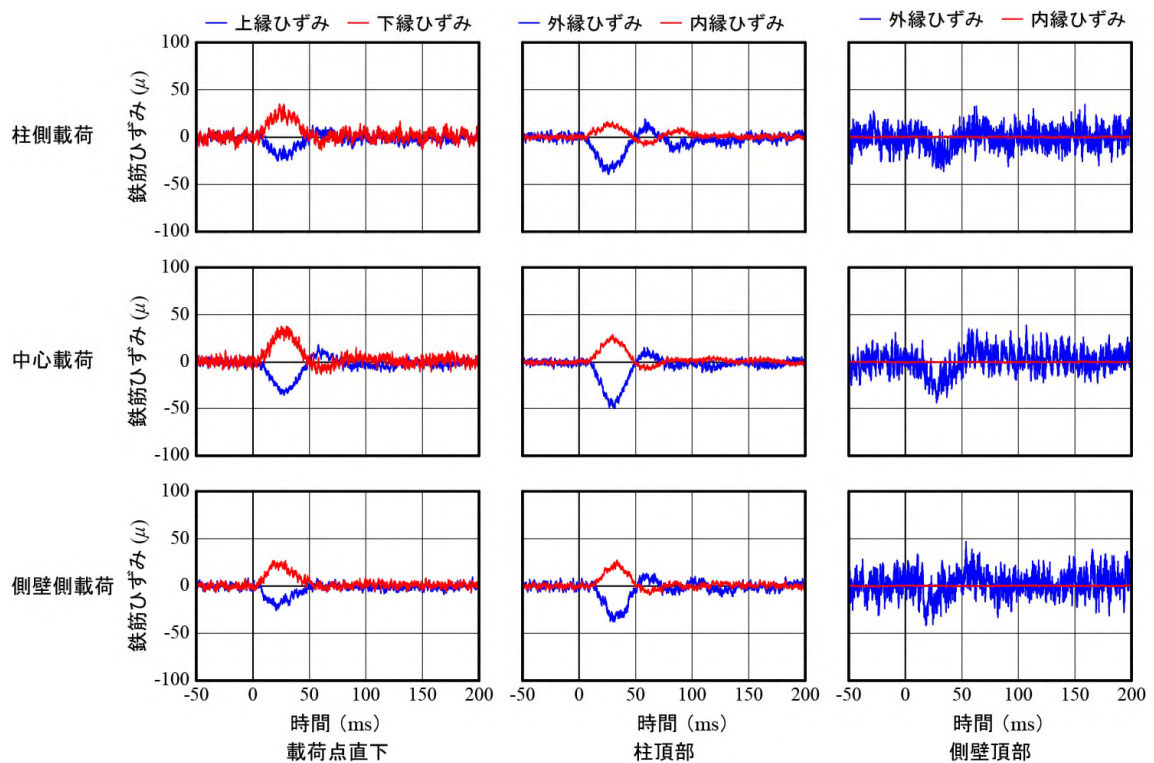


図-5.7 敷砂緩衝材端部断面載荷ひずみ波形

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

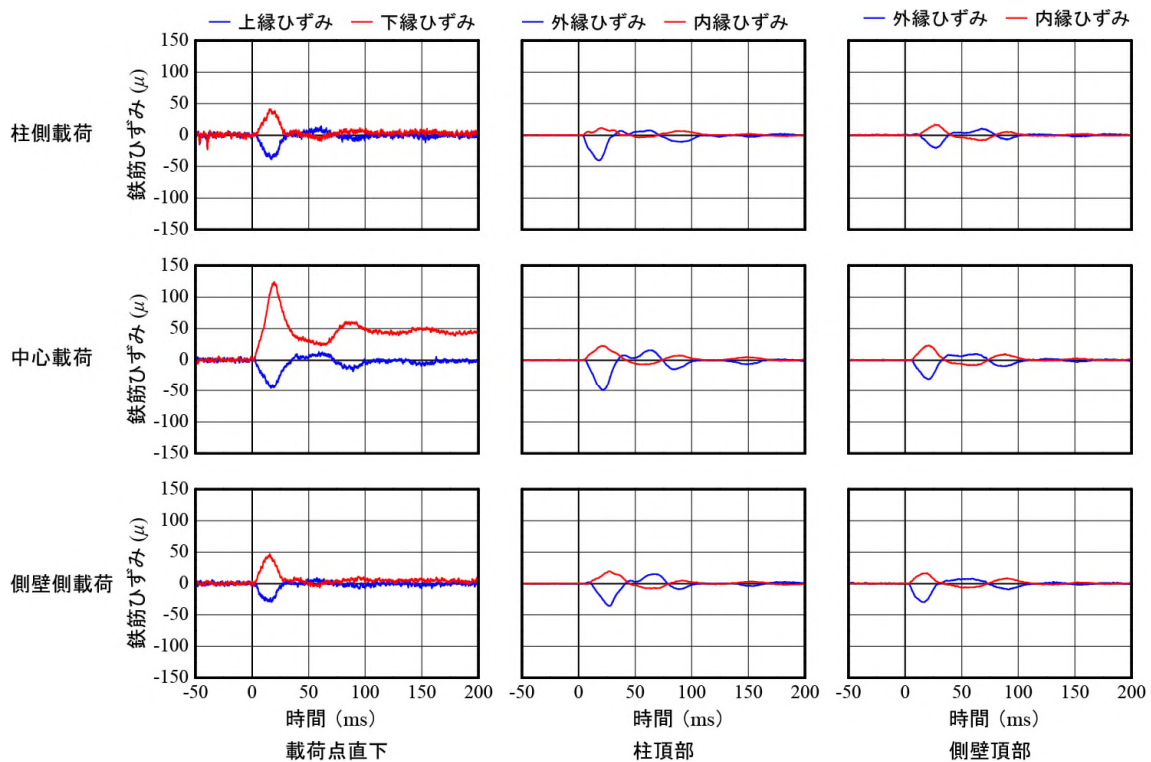


図-5.8 碎石緩衝材中央断面載荷ひずみ波形

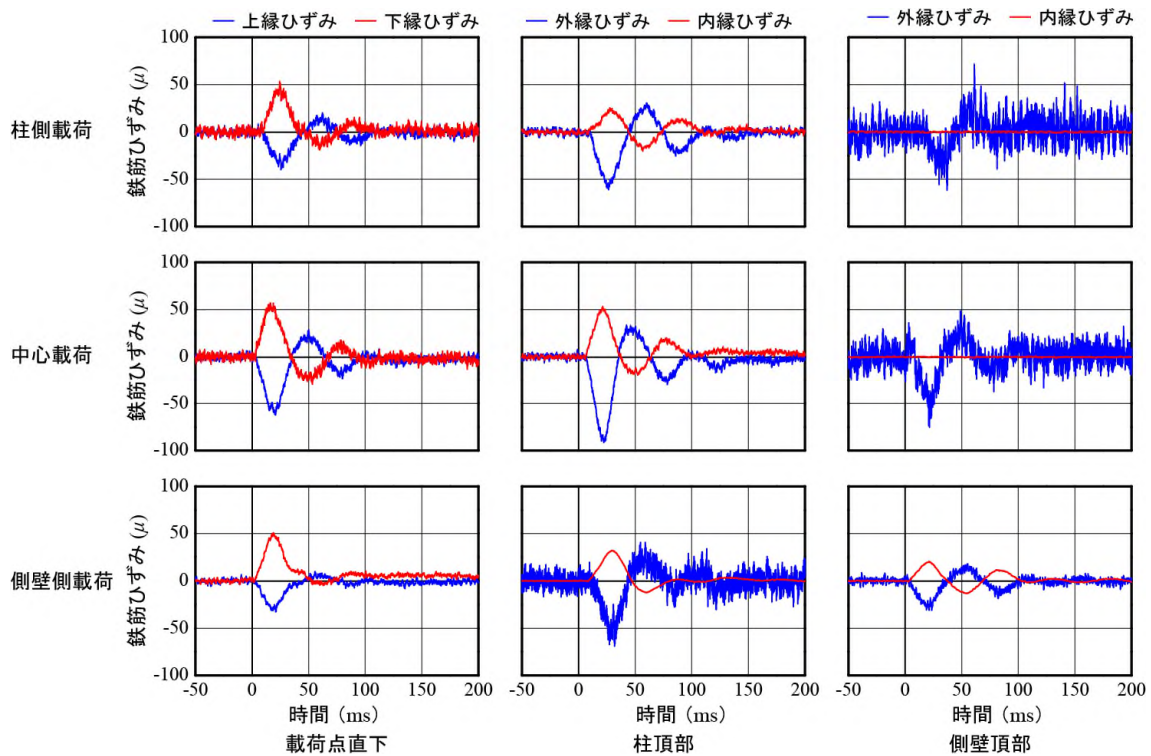


図-5.9 碎石緩衝材端部断面載荷ひずみ波形

5.3.4 曲げモーメント分布

(1) 道路横断方向曲げモーメント分布

ここでは、実験結果から得られた鉄筋ひずみを用いて、断面方向及び道路軸方向の曲げモーメントを算出し、その分布性状について検討を行うこととする。なお、曲げモーメントの算定は、以下の手順に基づいて算定した。すなわち、

- i) 断面内のひずみ分布は、断面内上下縁あるいは内外の鉄筋ひずみ値を用い、かつ平面保持を仮定して決定する；
- ii) 断面内の応力分布は、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¹⁴³⁾に準拠した各材料の応力-ひずみ関係から評価する；
- iii) 断面内に発生している軸力は、断面内応力分布を総和して評価する；
- iv) 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ものと仮定し、曲げ応力成分のみを抽出し算定する；

である。

図-5.11 ～ 図-5.22 には、敷砂緩衝材を設置した場合における各実験ケースに関する曲げモーメント分布の経時変化を示している。なお、頂版および側壁部に関しては単位幅（1m）当たりの断面力，柱部に関しては1本あたりの断面力として評価している。時系列分布図は、柱を含む道路軸直角方向断面毎に、重錘衝突時より5ms，10ms，それ以降は頂版の最大曲げモーメント発生時を含め10ms刻みで50msまで，それ以降は20ms刻みで100msまでを図化している。

図-5.11 より、中央断面柱側載荷(S-BP)について見ると、B断面では重錘衝突後 $t=5\text{ms}$ 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、時間の経過とともに見かけ上の固定端が壁側に移動しながら、 $t=24.6\text{ms}$ で最大断面力値を示した後、減衰自由振動状態に移行している。一方、柱部の曲げモーメントは頂版と同程度の断面力で同様の増加傾向を示しているが、側壁部には大きな断面力は発生せず若干振動状態を示している程度となっている。

また、A断面およびC断面における曲げモーメントの時刻歴分布について見ると、両者の時刻歴分布はほぼ同様の分布性状を示しているものの、各部材の曲げモーメント値はB断面（載荷断面）に比較して小さく、また最大値発生時刻が遅く示され、載荷点からロックシェッド全体に断面力が伝達されていく状況が示されている。

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

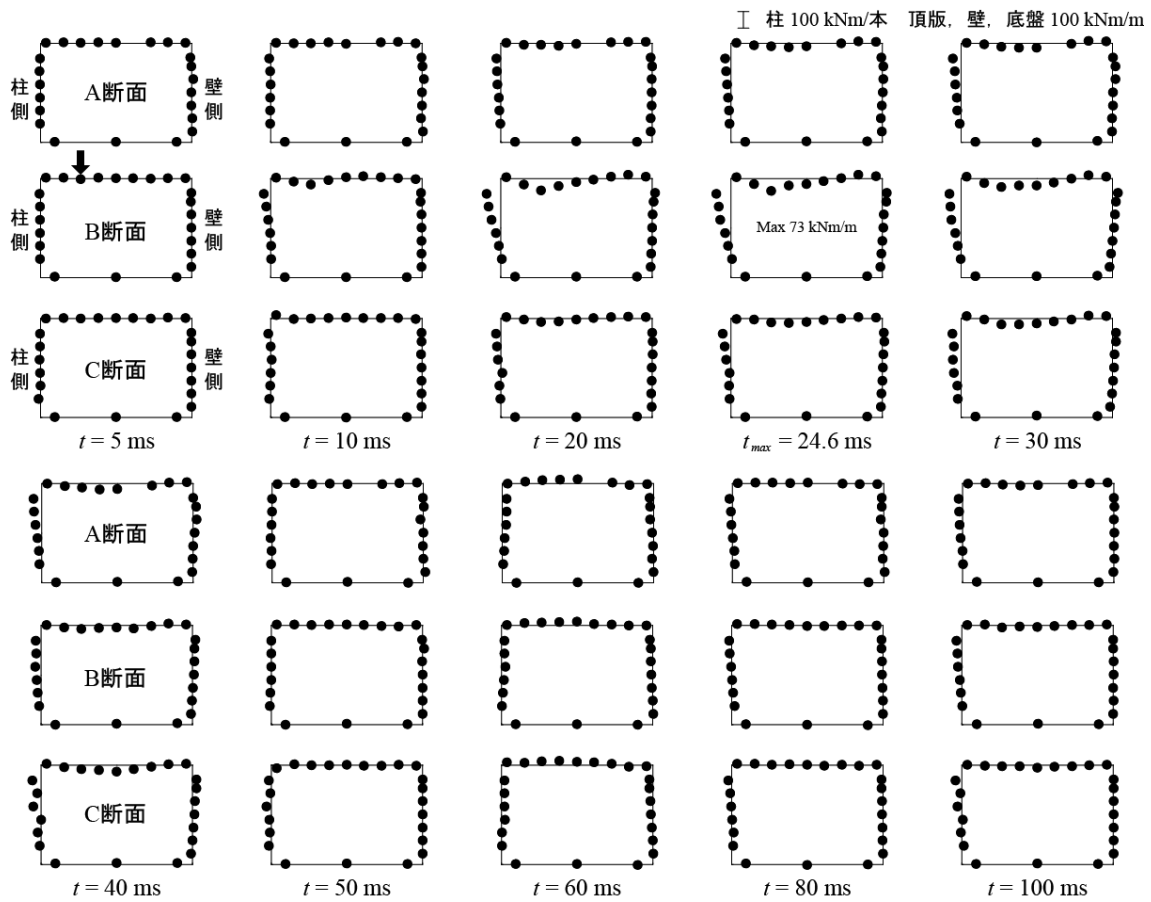


図-5.11 中央断面柱側載荷時 (S-BP) における曲げモーメントの時系列分布

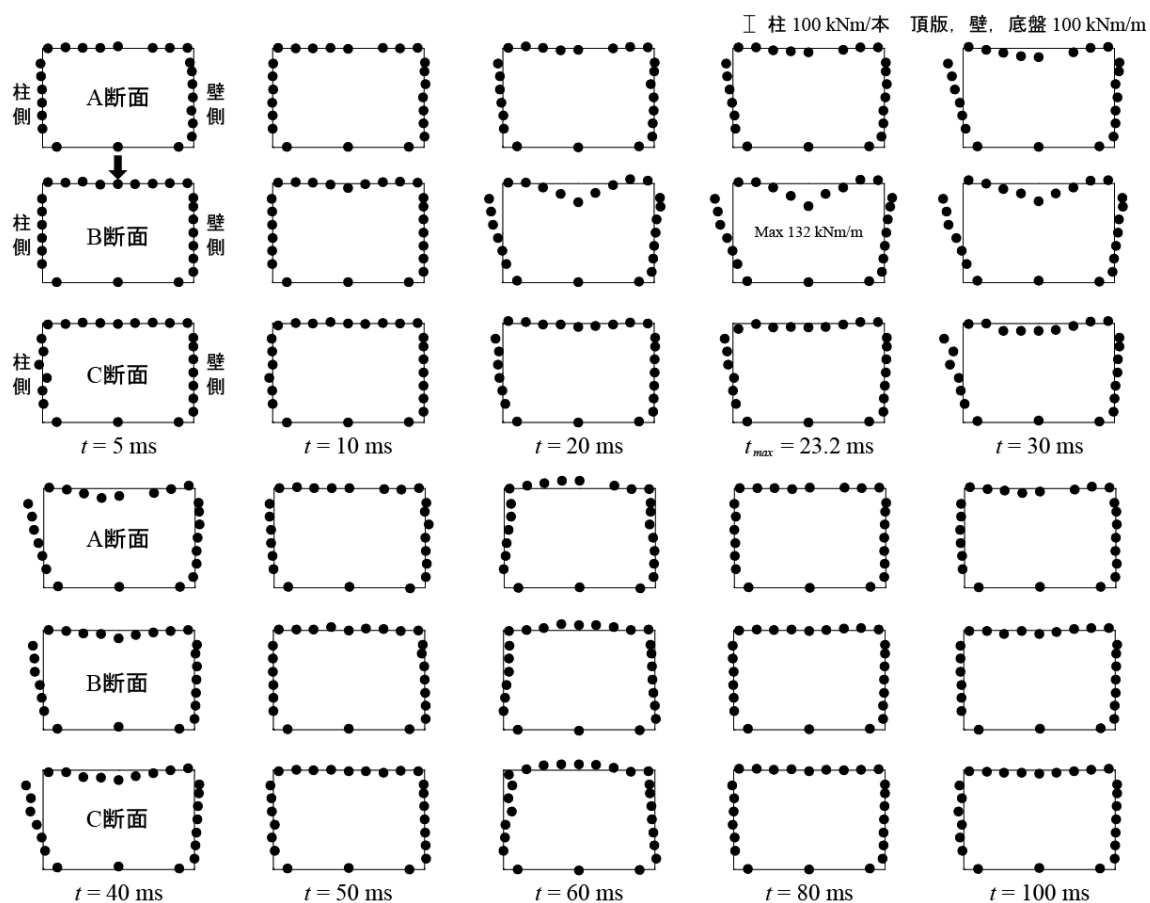


図-5.12 中央断面中央載荷時 (S-BC) における曲げモーメントの時系列分布

図-5.12 より，中央断面中央載荷 (S-BC) の場合には，B 断面では重錘衝突後 $t = 5 \text{ ms}$ 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，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を始めている．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．側壁部については上部 1/2 程度の範囲に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く，また減衰する時刻も短い．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．

次に，A 断面および C 断面における曲げモーメントの時刻歴分布を見ると，載荷断面である B 断面での最大値発生時刻では大きな断面力の発生は見られないものの，それ以降の時刻において B 断面の断面力が減衰状況を示していることとは逆に断面力の増加が見られ， $t = 40 \text{ ms}$ では柱部，頂版部，側壁部のいずれにおいても最大曲げモーメントは B 断面よりも大きく示されている．

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

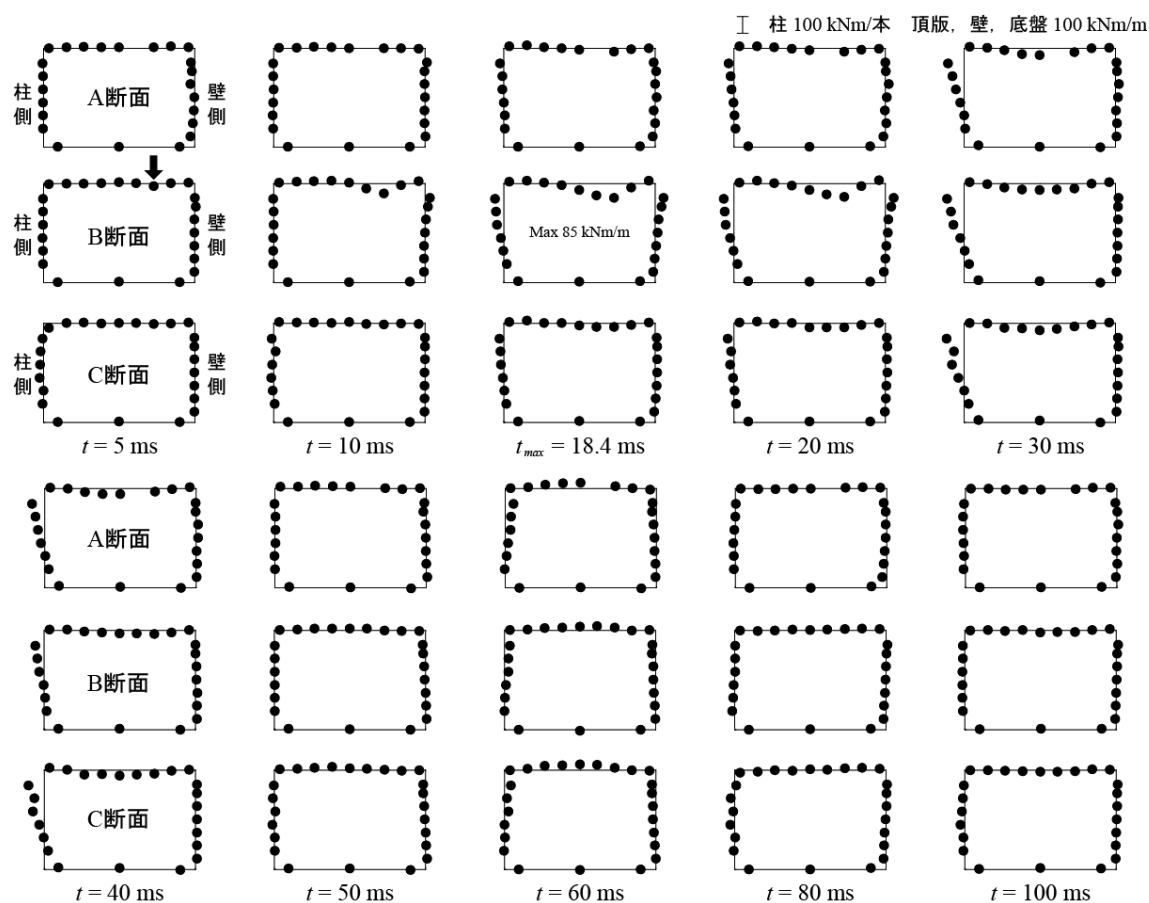


図-5.13 中央断面側壁側載荷時（S-BW）における曲げモーメントの時系列分布

図-5.13 の中央断面側壁側載荷(S-BW) について見ると、中央断面である B 断面では重錘衝突後 $t = 5 \text{ ms}$ 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、 $t = 18.7 \text{ ms}$ において載荷点直下の頂版部曲げモーメントが最大値に達しており、柱部および側壁部においても上部から下部に向かって線形に分布する曲げモーメントが発生している。頂版部は最大値発生以降載荷点直下の値が減少すると共に分布性状が中央載荷時と類似の滑らかな分布性状に移行している。このことに伴い $t = 30 \text{ ms}$ では柱上部の曲げモーメント値は増加し、A、C 断面の柱部においても B 断面と同程度の曲げモーメントが発生している。これは、柱部の曲げ剛性が側壁部のそれに比較して相対的に小さいことによるものと推察される。

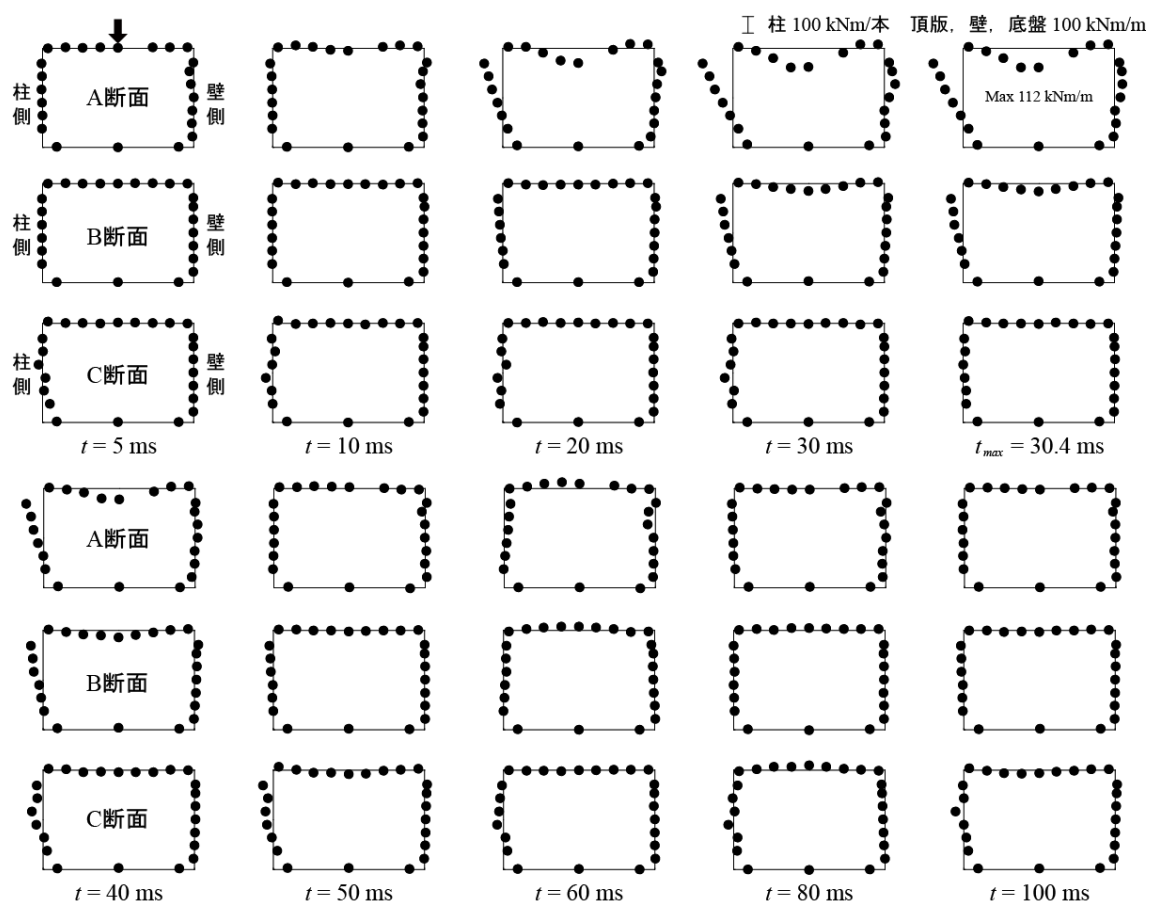


図-5.14 端部断面中央載荷時 (S-AC) における曲げモーメントの時系列分布

図-5.14 には端部断面中央載荷 (S-AC) の場合における曲げモーメントの時系列分布を示している。A 断面では、重錘衝突後 $t = 5 \text{ ms}$ 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、 $t = 10 \text{ ms}$ 以降では柱部の曲げモーメントも頂版部とともに増加し、 $t = 30.4 \text{ ms}$ において載荷点直下の頂版部曲げモーメントが最大値に達している。その分布性状は柱部側がピン支持、側壁側が固定端のような様相を示している。これは、柱部と側壁部の曲げ剛性の違いによるものと推察される。柱部上端にも非常に大きな曲げモーメントがほぼ線形に発生しており、下端では負の曲げモーメントが発生している。側壁部については $t = 30 \text{ ms}$ 前後において上端部近傍に曲げモーメントの発生が見られるが、その値は小さい。また、載荷断面に大きな曲げモーメントが発生した後、隣接する中央断面に曲げモーメントが伝播する形で作用している。しかしながら、反対側端部であるC 断面には曲げモーメントがほとんど作用していない。ここで、中央断面中央載荷 (S-BC) の場合における曲げモーメント値と比較すると、頂版部の作用曲げモーメントは中央断面載荷 (S-BC) 時に比較して 20 kNm/m 程度小さいが、柱頂部では逆に

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

中央部断面載荷時よりも70 kNm/m程度大きい。これは、中央断面載荷時の頂版中央部は2方向曲げ作用の効果によって載荷点周辺部が拘束されたような状態となり局所的な変形挙動を示すのに対して、端部載荷の場合には一方向曲げが卓越することにより中央部の撓みが相対的に大きいものの変形曲率が小さくなることによるものと推察される。

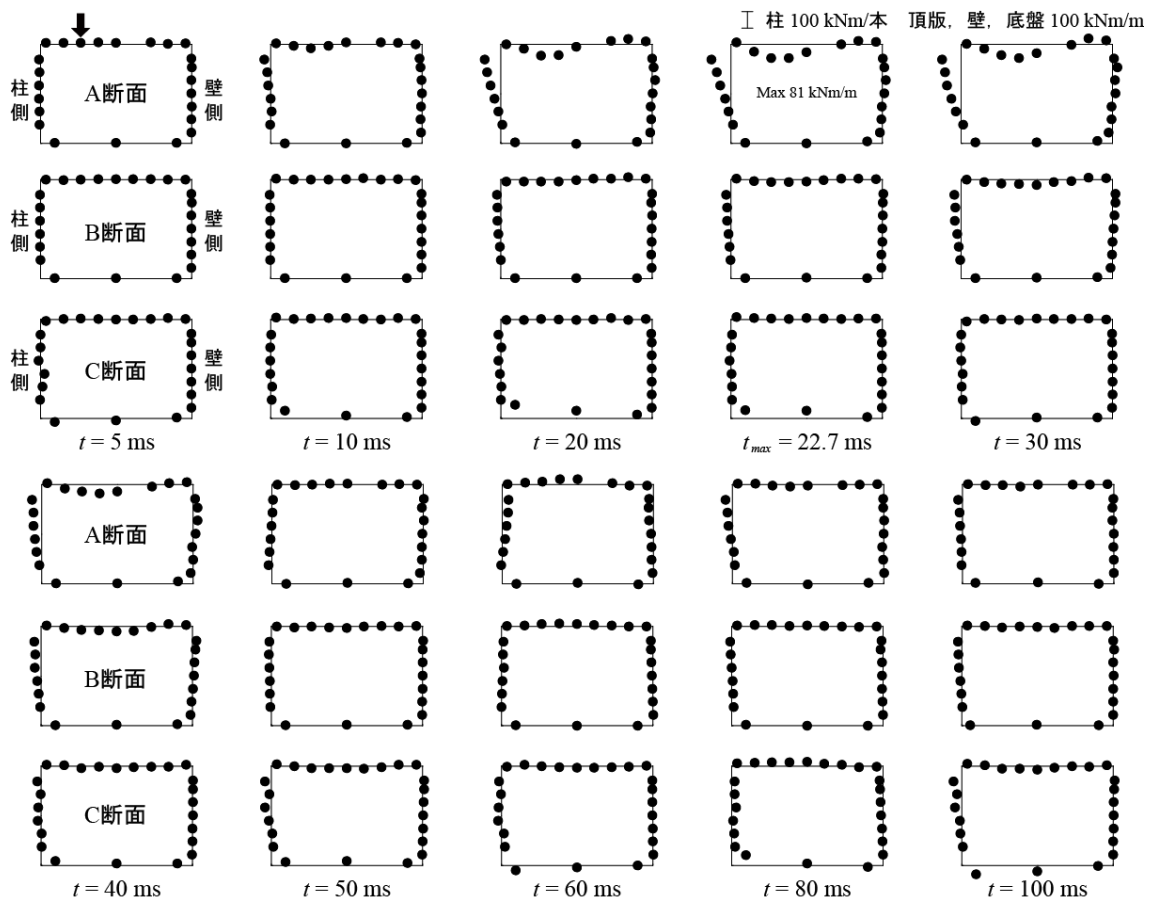


図-5.15 端部断面柱側載荷時 (S-AP) における曲げモーメントの時系列分布

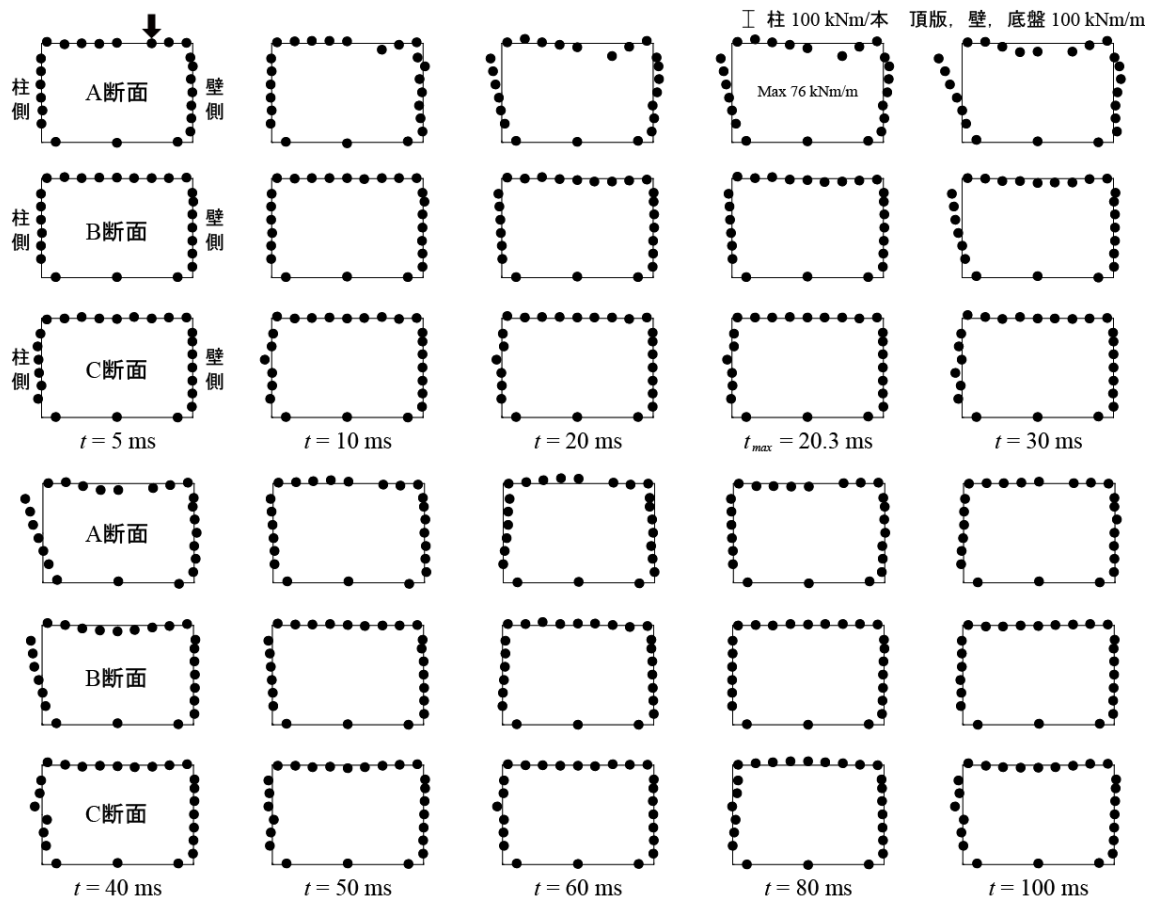


図-5.16 端部断面側壁側載荷時 (S-AW) における曲げモーメントの時系列分布

図-5.15 及び図-5.16 には、端部断面柱側載荷 (S-AP) の場合や側壁側載荷 (S-AW) の場合における曲げモーメントの時刻歴分布を示しているが、頂版の最大曲げモーメントはいずれの場合も載荷点断面で発生しており、その発生時刻と曲げモーメント値は柱側載荷で $t_{\max} = 22.7 \text{ ms}$, $M_{x,\max} = 81 \text{ kNm/m}$, 壁側載荷で $t_{\max} = 20.3 \text{ ms}$, $M_{x,\max} = 76 \text{ kNm/m}$ である。これより、周辺拘束度の小さい柱側載荷の場合が若干大きい値を示していることがわかる。

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

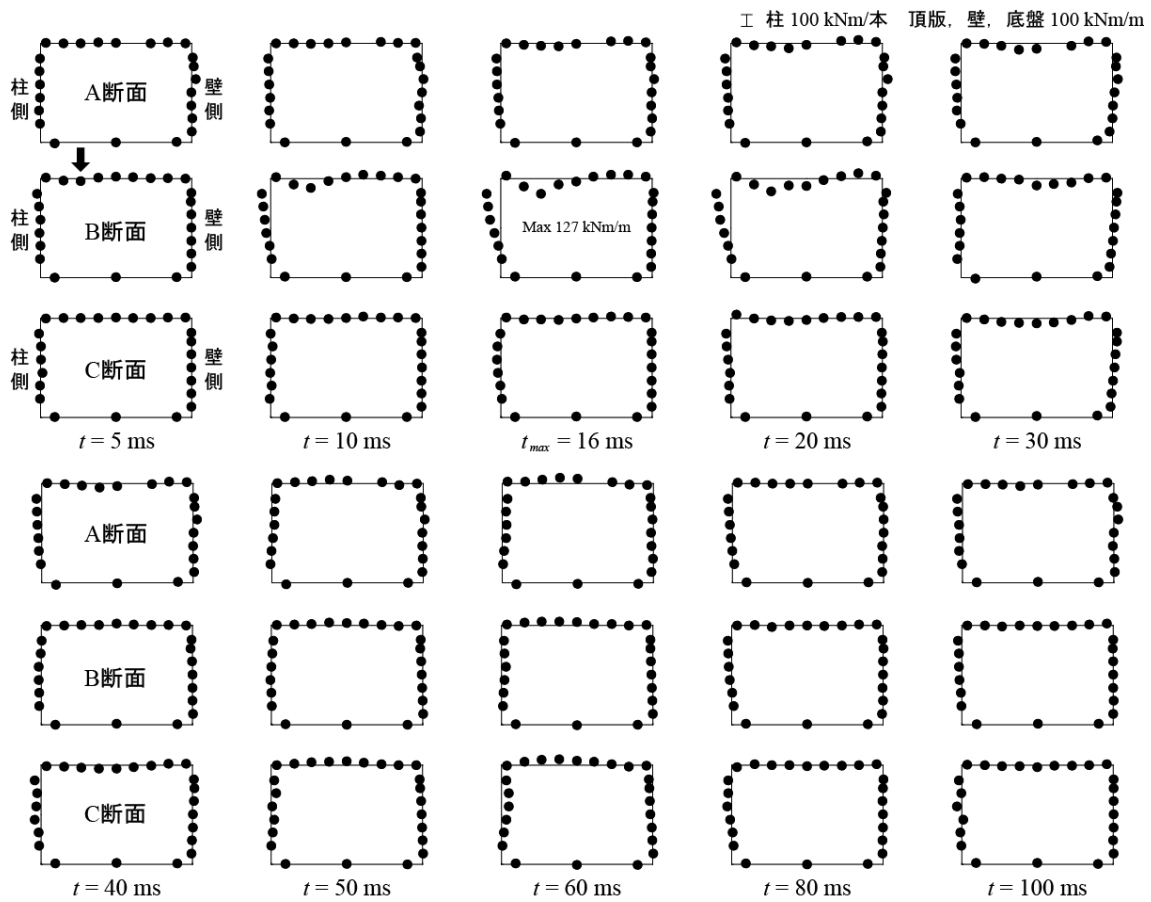


図-5.17 中央断面柱側載荷時 (G-BP) における曲げモーメントの時系列分布

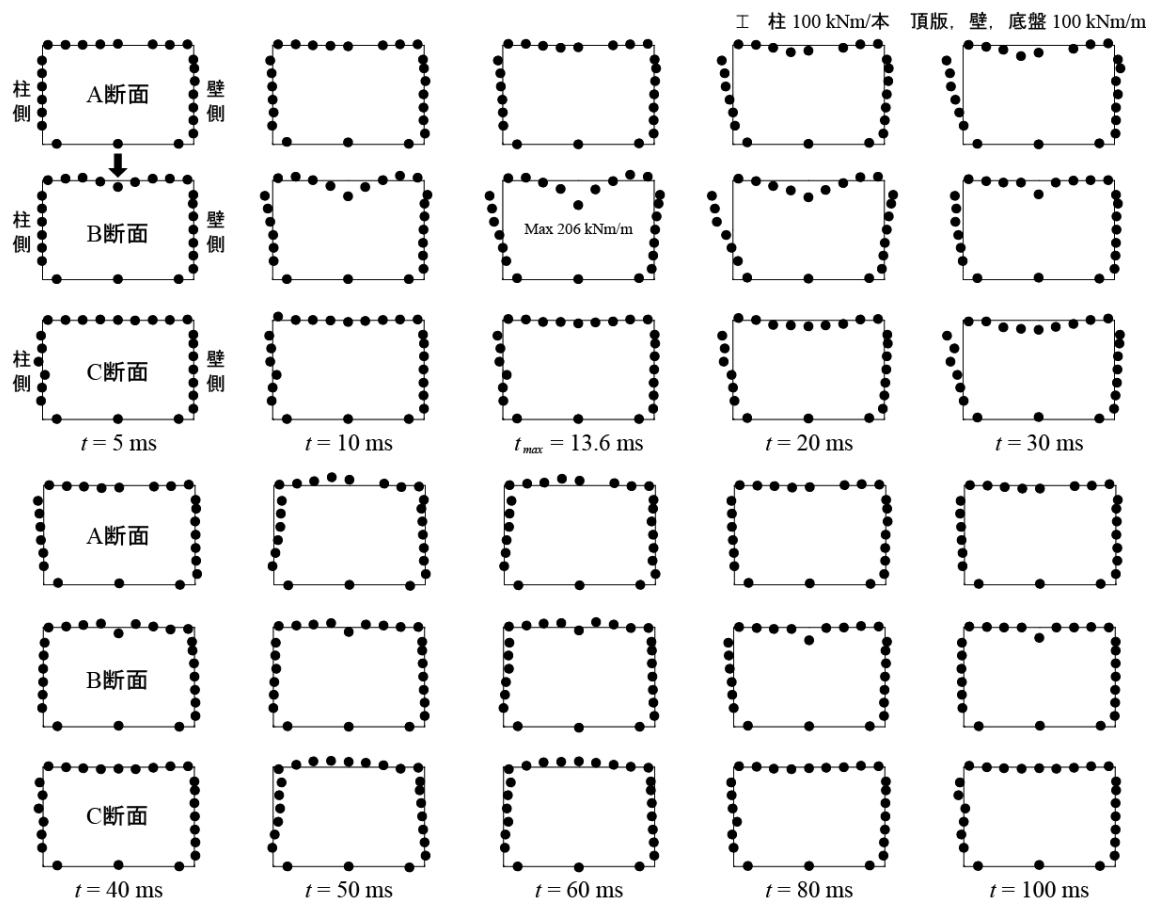


図-5.18 中央断面中央載荷時 (G-BC) における曲げモーメントの時系列分布

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

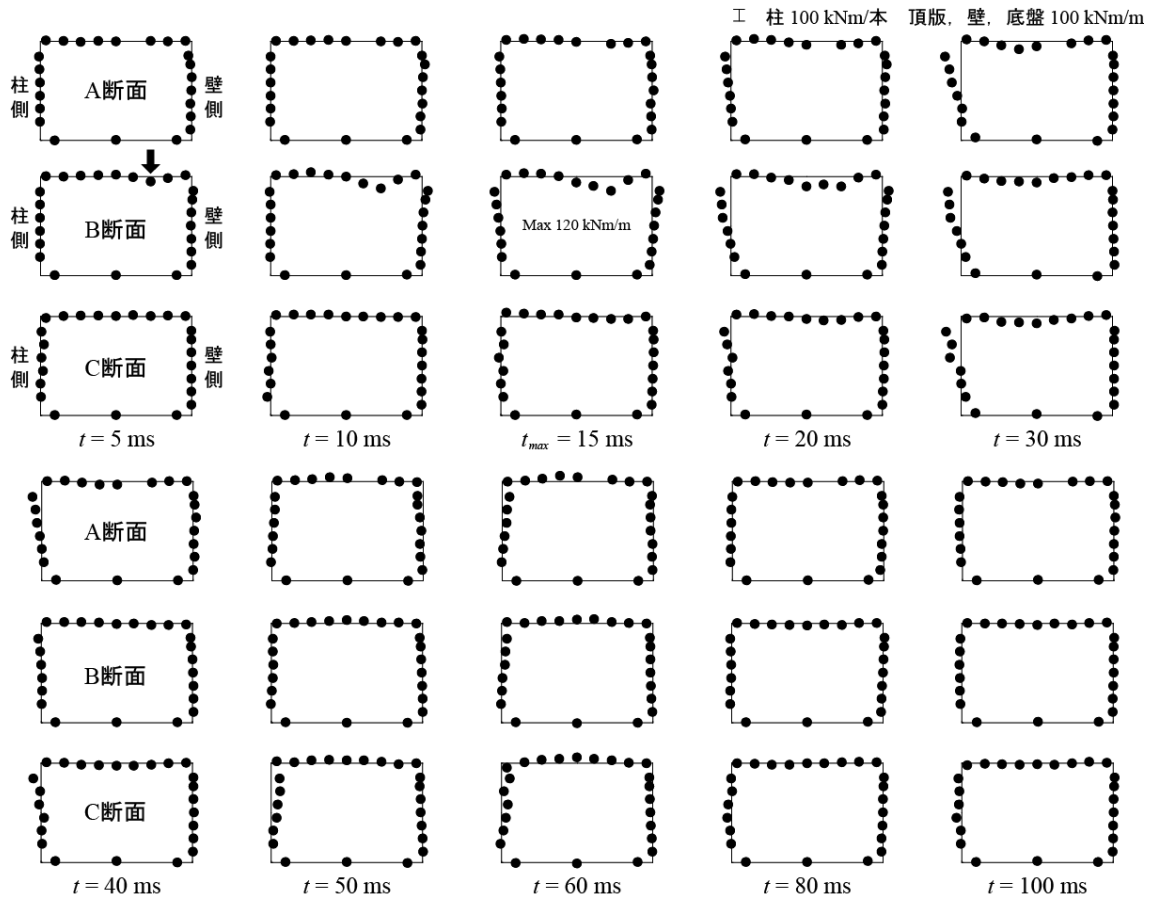


図-5.19 中央断面側壁側載荷時（G-BW）における曲げモーメントの時系列分布

図-5.17 ～ 図-5.19 には、碎石緩衝材を設置した場合における中央断面載荷時における断面方向曲げモーメントの時系列分布を示している。いずれの場合も、最大曲げモーメント発生時間及び曲げモーメント値を除き、敷砂緩衝材を設置した場合（図-5.11～図-13）と類似の応答性状を示していることが分かる。最大曲げモーメント発生時間は、重錘衝撃力波形分布に対応して、碎石緩衝材を設置した場合（BP, BC, BWの順にそれぞれ $t_{max} = 16\text{ms}$, 13.6ms , 15ms ）が敷砂緩衝材を設置した場合（それぞれ、 $t_{max} = 24.6\text{ms}$, 23.2ms , 18.4ms ）より早い。また、最大曲げモーメント値も、重錘衝撃力波形に対応して、碎石緩衝材を設置した場合（柱側載荷から順に、 $M_{x,max} = 127\text{KNm/m}$, 206KNm/m , 120KNm/m ）が、敷砂緩衝材を設置した場合（ $M_{x,max} = 73\text{KNm/m}$, 132KNm/m , 85KNm/m ）よりも大きいことが分かる。その程度は、最も重要となる中央載荷で1.56倍となる。

図-5.20 ～ 図-5.22 には、碎石緩衝材を設置した場合における端部断面載荷時における断面方向曲げモーメントの時系列分布を示している。なお、側壁側載荷に対しては、反対側の端部断面であるC断面を用いて載荷実験を行っている。

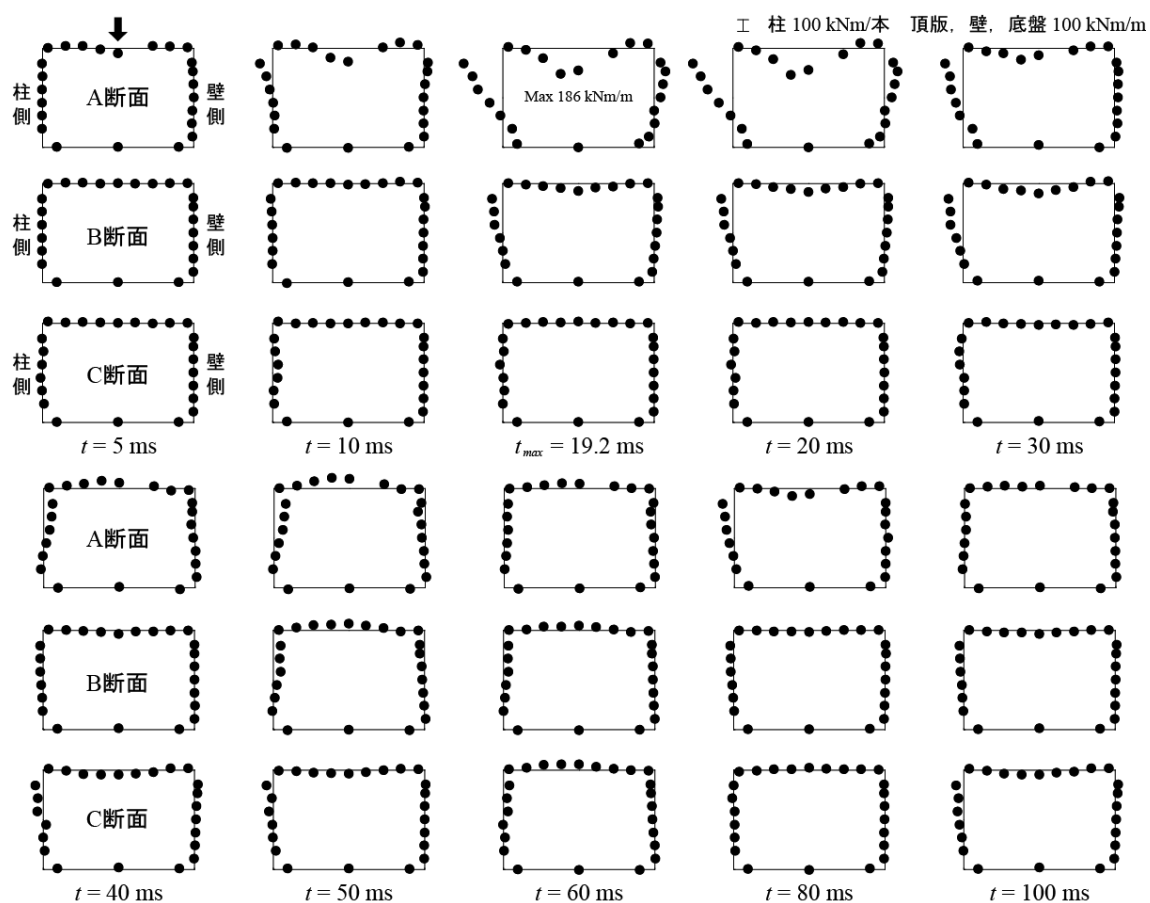


図-5.20 端部断面中央載荷時（G-AC）における曲げモーメントの時系列分布

各時刻歴分布図より，中央断面載荷時と同様に，最大曲げモーメント発生時間と最大値を除き，敷砂緩衝材を設置する場合と類似の波形分布性状を示していることが分かる．最大曲げモーメント発生時間は，柱側載荷時から順に $t_{\max} = 24.2\text{ms}$, 19.2ms , 18.2ms であるのに対して，敷砂緩衝材設置の場合には $t_{\max} = 22.7\text{ms}$, 30.4ms , 20.3ms であることから，ほぼ砕石緩衝材の場合が早期に最大曲げモーメントに至っていることが分かる．また，最大曲げモーメントに関しても，砕石緩衝材の場合には柱側載荷時から順に $M_{x,\max} = 130.0\text{ kNm/m}$, 186.0 kNm/m , 133 kNm/m であるのに対し，敷砂緩衝材の場合には $M_{x,\max} = 81.0\text{ kNm/m}$, 112.0 kNm/m , 76 kNm/m であることから，中央断面載荷時と同様に砕石緩衝材を設置した場合の曲げモーメントが大きいことが分かる．その割合は，中央載荷時で 1.66 倍となっており，中央断面載荷時に比較して大きい値を示している．これより，砕石緩衝材を用いる場合における最大曲げモーメント値は，敷砂の場合の 1.7 倍程度として評価することにより安全側で設計が可能になることが明らかになった．

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

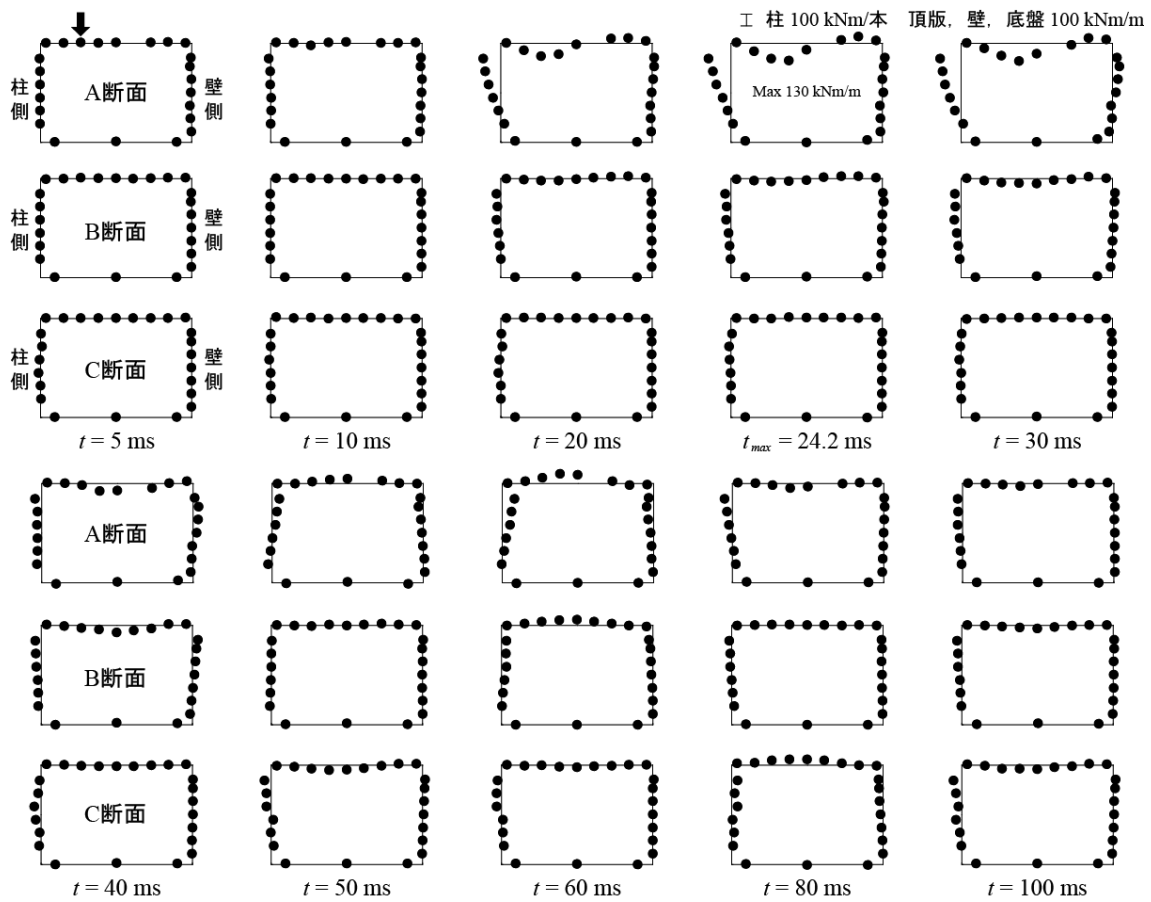


図-5.21 端部断面柱側載荷時 (G-AP) における曲げモーメントの時系列分布

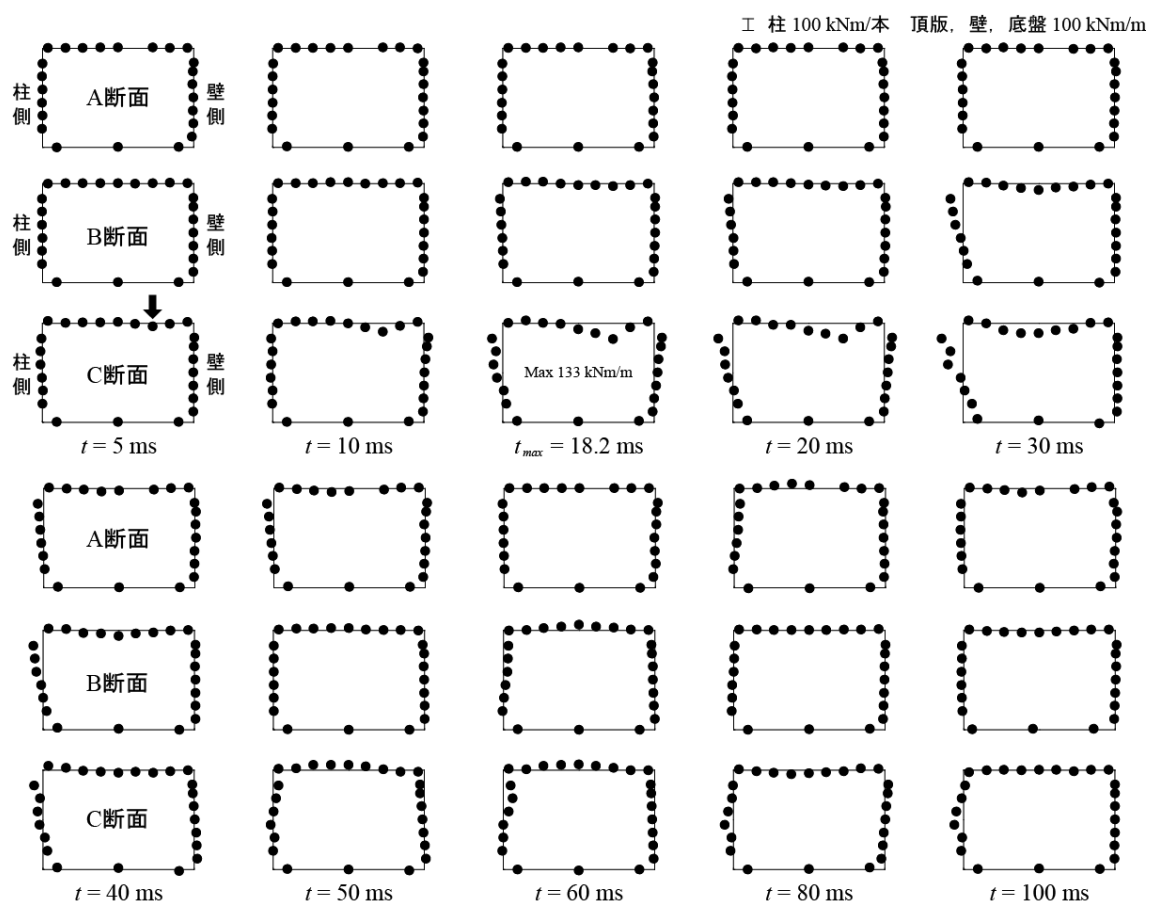


図-5.22 端部断面側壁側載荷時（G-CW）における曲げモーメントの時系列分布

(2) 道路軸方向曲げモーメント分布

図-5.23 ～ 図-5.25 には，中央断面載荷時における道路軸方向曲げモーメントの載荷点を通る道路軸方向分布の時系列分布を示している．図-5.23 は，中央断面の中央載荷時における分布を示しているが，図よりA断面とC断面部で負曲げの傾向を示しており，固定梁と類似した分布性状を示している．載荷後， $t_{max} = 23.2 \text{ ms}$ で最大曲げモーメントに至っているが，その後は急激に減衰しており，周辺の拘束効果の大きいことが類推される．最大曲げモーメントは 92 kNm/m であり，断面方向曲げモーメントの 132 kNm/m の 7 割程度である．

図-5.24と図-5.25 には，柱側及び壁側載荷時における時刻歴分布を示している．図より，それぞれ柱あるいは側壁部の拘束効果により，軸方向曲げモーメントの小さいことが分かる．

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

図-5.26には、端部断面中央載荷時における道路軸方向曲げモーメントの軸方向分布を示している。図より、端部での曲げモーメントが零であることより、載荷

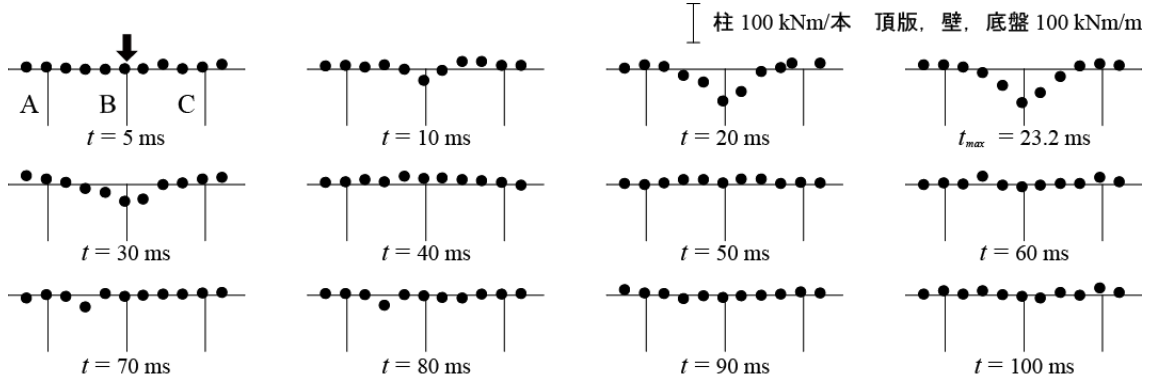


図-5.23 敷砂緩衝材を設置した場合の中央断面中央載荷時（S-BC）における道路軸方向曲げモーメントの載荷点を通る軸方向分布

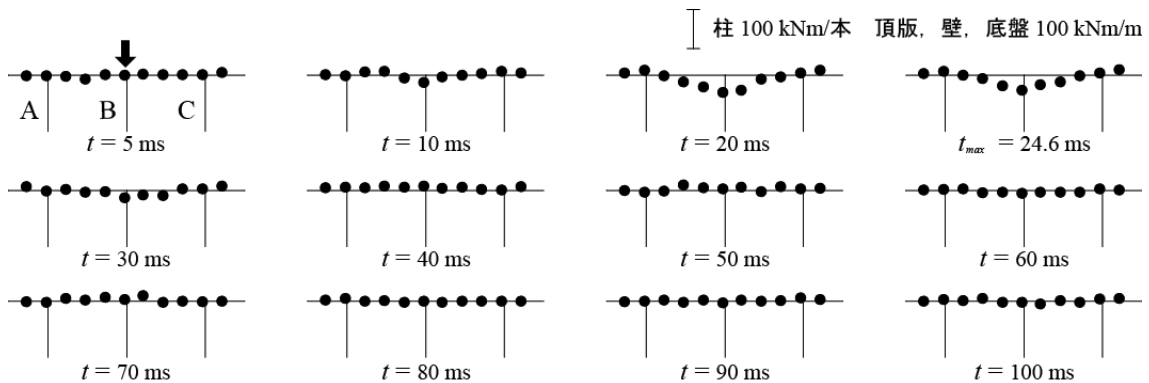


図-5.24 敷砂緩衝材を設置した場合の中央断面柱側載荷時（S-BP）における道路軸方向曲げモーメントの載荷点を通る軸方向分布

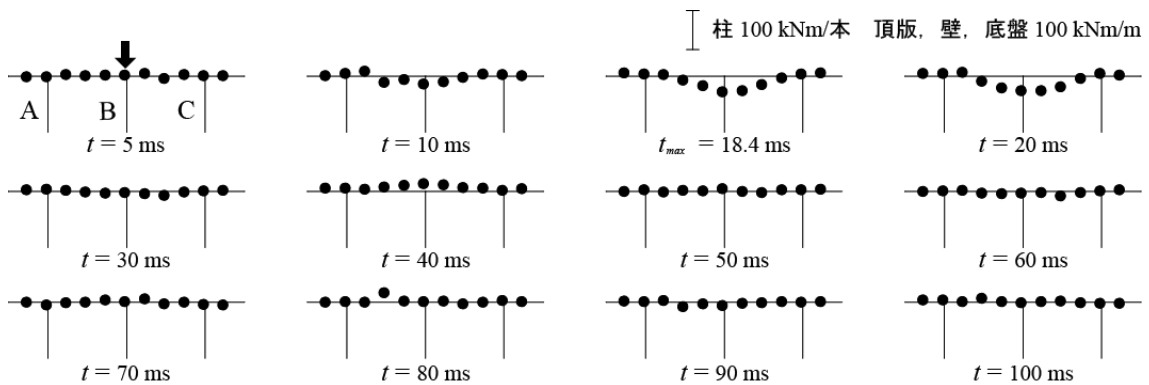


図-5.25 敷砂緩衝材を設置した場合の中央断面壁側載荷時（S-BW）における道路軸方向曲げモーメントの載荷点を通る軸方向分布

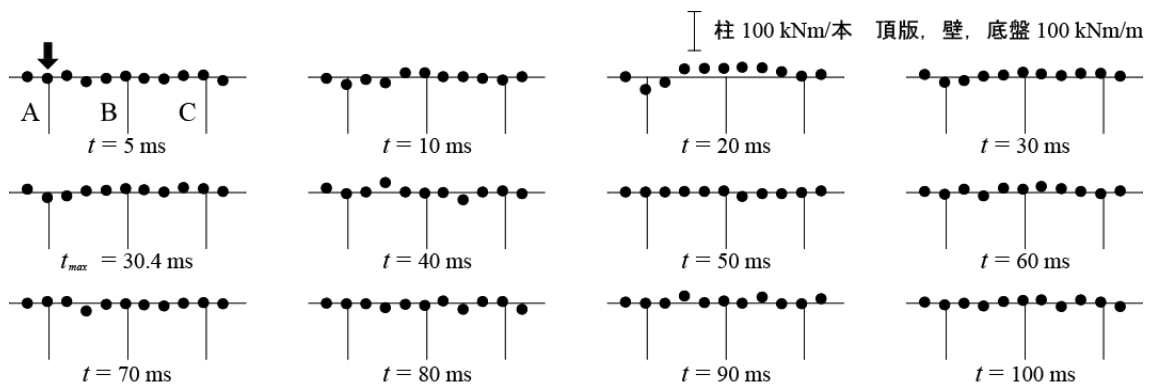


図-5.26 敷砂緩衝材を設置した場合の端部断面中央載荷時（S-AC）における道路軸方向曲げモーメントの載荷点を通る軸方向分布

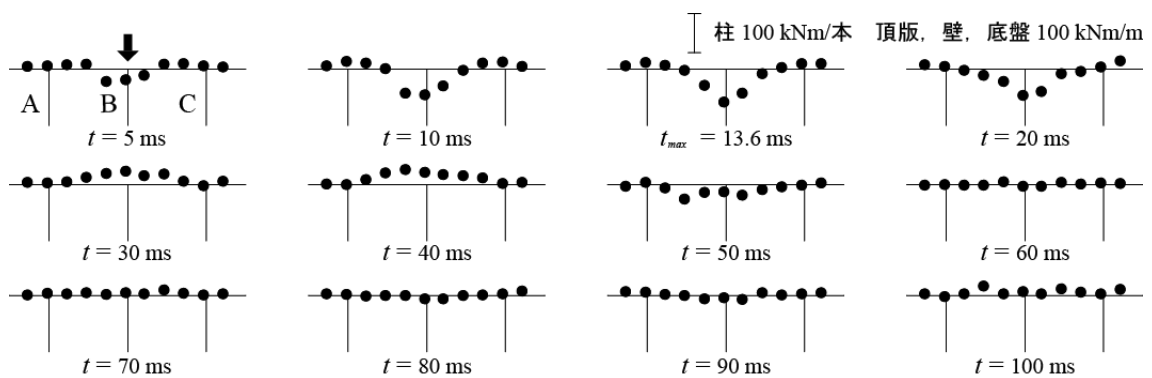


図-5.27 砕石緩衝材を設置した場合の中央断面中央載荷時（G-BC）における道路軸方向曲げモーメントの載荷点を通る軸方向分布

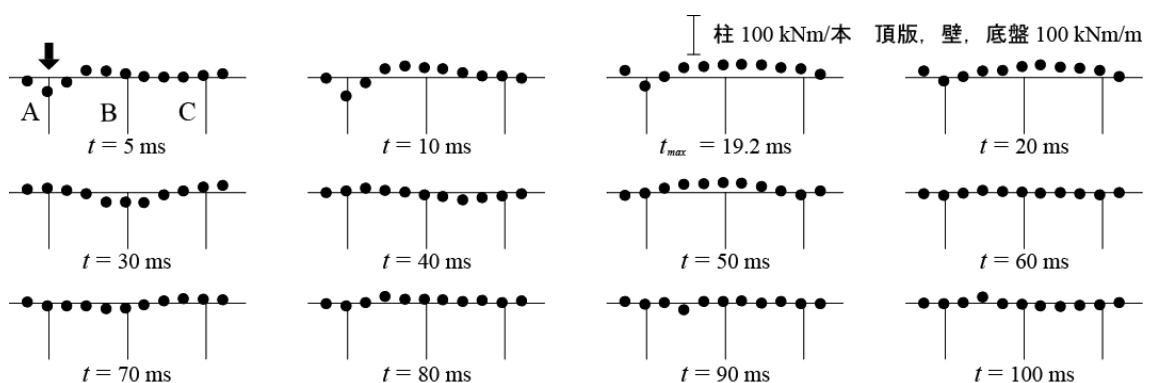


図-5.28 砕石緩衝材を設置した場合の端部断面中央載荷時（G-AC）における道路軸方向曲げモーメントの載荷点を通る軸方向分布

第5章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合の弾性衝撃挙動

点で局所的に正曲げモーメントが発生しており、かつB断面近傍頂版部は変形を拘束することにより負曲げの分布を示している。いずれの曲げモーメント値とも小さい。

図-5.27と図-5.28には、碎石緩衝材を設置した場合における軸方向曲げモーメントの時刻歴分布について、特に応答が大きいと思われる中央断面中央載荷時と端部断面中央載荷時における分布図を示している。図より、断面方向曲げモーメント分布と同様に、敷砂緩衝材を設置した場合よりも大きい値を示している以外は類似していることが分かる。図-5.26(S-AC)の最大軸方向曲げモーメントは32 kNm/mであり、断面方向曲げモーメントの112 kNm/mの3割程度であり、図-5.27(G-BC)の最大軸方向曲げモーメントは82 kNm/mであり、断面方向曲げモーメントの206 kNm/mの4割程度であり、図-5.27(G-BC)の最大軸方向曲げモーメントは40 kNm/mであり、断面方向曲げモーメントの182 kNm/mの2割程度であることから、現設計法で規定されている断面方向主鉄筋の50%程度は妥当であるものと推察される。

5.4 まとめ

本章では、緩衝材がRCロックシェッドの弾性域における耐衝撃挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、敷砂および碎石を緩衝材として設置した場合において、2 ton 重錘を2 mの高さから落下させる重錘落下衝撃実験を実施した。本実験より得られた知見を整理すると、以下のように示される。

- 1) 碎石緩衝材を設置する場合の重錘衝撃力波形は、敷砂を緩衝材とする場合に比べて、最大衝撃力は2倍程度に大きく、荷重継続時間は1/2程度と短い。
- 2) 従って、ロックシェッド内のひずみ波形等も対応して碎石緩衝材の場合が敷砂緩衝材に比較して2倍程度の値を示す。
- 3) 断面方向曲げモーメントに関しては、いずれの緩衝材に対しても頂版両端部及び側壁頂部の曲げモーメントは零近傍の値を示し、単純支持に類似した分布性状を示す。
- 4) 柱頂部の曲げモーメントは静載荷時と類似した負の曲げモーメント分布を示す。

- 5) 中央断面中央載荷における曲げモーメント分布は2方向曲げの剛性効果により、より局所的な分布を示す。一方端部断面中央載荷の場合には1方向曲げの状態となり単純梁に類似した分布性状を示し、中央断面載荷時より小さな値を示す。
- 6) 最大曲げモーメントは、中央断面載荷や端部載荷に関わらず、中央点載荷時に発生する。
- 7) 緩衝材による最大曲げモーメント値を比較すると、重錘衝撃力や応答ひずみ値と同様に、碎石緩衝材の場合が敷砂緩衝材の場合よりも大きい。その割合は、中央断面中央載荷、端部断面中央載荷で、それぞれ1.6、1.7倍程度になっている。従って、碎石緩衝材を用いる場合には、敷砂緩衝材を用いる場合の1.7倍程度にすることによって、安全側で設計が可能である。
- 8) 道路軸方向曲げモーメントに関しては、載荷点において最大値を示すものの、その値は断面方向曲げモーメントの1/2程度で有り、現行の設計基準における配力筋の鉄筋比はほぼ妥当であることが明らかになった。
- 9) 軸方向の曲げモーメント分布は、周辺頂版の拘束効果により固定梁のような性状を示し、載荷点で正曲げを示すものの距離が離れると負曲げが発生する。

第6章 敷砂/碎石緩衝材を設置した場合における現行設

計法の妥当性検討

6.1 概説

本章では、敷砂あるいは碎石緩衝材を設置した場合における実験結果を基に、現行設計法に基づいて求められた断面方向曲げモーメント値と比較する形で、その妥当性を検討するものとする。実験に供した実規模ロックシェッド試験体は、落石質量 $m = 2$ ton, 落下高さ $h = 5$ mとし、入力エネルギーが $E_r = 100$ kJを想定して現行設計法に則して設計されたものである。本実験では、第5章で示されたようにできるだけ弾性に近い状態での動的挙動を把握するために、重錘質量 $m = 2$ ton, 落下高さ $h = 2$ mとし、入力エネルギーが $E_r = 40$ kJで実施しており、これらの実験値を用いて検討を行うこととする。

6.2 検討に用いる実験結果の概要

6.2.1 ラーメの定数

落石による衝撃力評価において落石対策便覧で用いられている振動便覧式中のラーメの定数に関しては、後述のように碎石緩衝材の場合が敷砂緩衝材の場合に比較して概ね5倍程度大きいことが明らかになっている。また、基盤の撓化性の影響を受けることも明らかになっており、端部断面中央載荷時の定数は、中央断面中央載荷時に比較して小さい。

本章ではこれらを含めて、入力エネルギー $E_r = 40$ kJの場合における実験結果において、緩衝材の材料毎に平均値を用いて比較検討を行うこととする。それらの値は、敷砂緩衝材の場合が $\lambda = 1,438$ kN/m², 碎石緩衝材の場合が $\lambda = 5,692$ kN/m²である。

6.2.2 断面方向曲げモーメントの包絡線分布

第5章では、緩衝材が異なる場合の各載荷点に対する断面方向曲げモーメントの経時変化について考察を行っている。設計の観点からは、最大・最小曲げモーメント値が重要になることから、各載荷点における曲げモーメントの包絡線分布を求めた。図-6.1と図-6.2には、中央断面載荷時と端部断面載荷時における曲げモーメント分布の包絡線分布図を示している。第5章において考察を行っているが、図より碎石緩衝材を設置した場合が敷砂緩衝材を設置した場合よりも大きい

6.3 現行設計法による作用曲げモーメントの算定

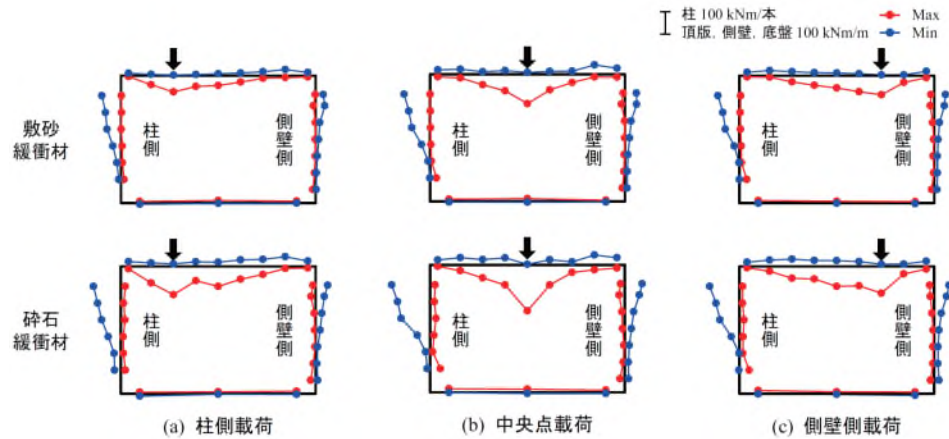


図-6.1 中央部断面載荷における曲げモーメントの包絡線分布

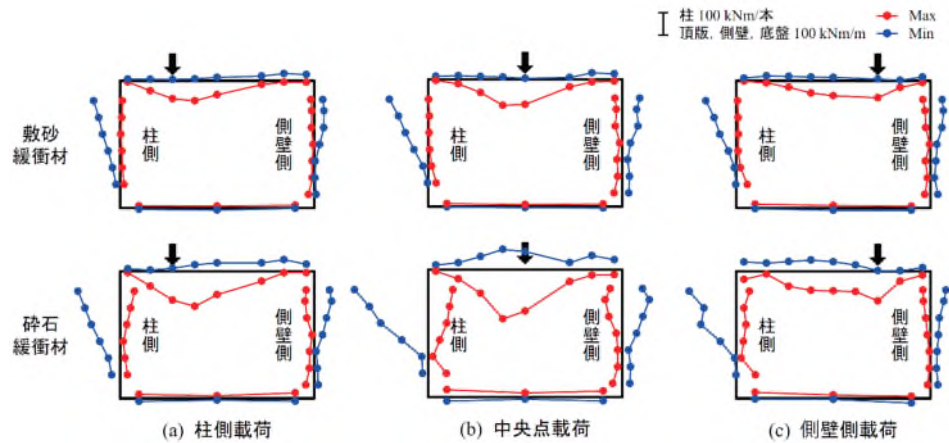


図-6.2 端部断面載荷における曲げモーメントの包絡線分布

応答性状を示していることが分かる。

6.3 現行設計法による作用曲げモーメントの算定

6.3.1 設計計算の概要

(1) 設計計算モデル

設計計算解析モデルは、第4章に示した実規模試験体作製時と同様であることより、ここでは省略する。なお、試験体延長は試験体モデルと同様に $L = 12.0$ m である。また、頂版上の敷砂/碎石緩衝材の質量は、作用力で付加することで考慮している。骨組モデルの総節点数、総要素数は共に 12 とした。本数値解析には SUCCES 平面骨組解析 Ver.2.21143) を使用している。

(2) 衝撃力の算定

落石衝撃力は、道路防災工調査設計要領（案）落石覆工編⁶⁾を参考に $\lambda = 8,000$ kN/m^2 として、落石対策便覧式³⁾を用いて評価した。その結果、 $P = 846$ kN として求められる。なお、実験結果から求められた各緩衝材に対する算定結果は、敷砂緩衝材の場合はラーメの定数を $\lambda = 1,438$ kN/m^2 として $P_s = 426$ kN 、碎石緩衝材の場合はそれぞれ $\lambda = 5,692$ kN/m^2 として $P_g = 738$ kN として求められる。なお、割り増し係数 α は、実験用試験体を用いての評価であることより、 $\alpha = 1.0$ として設定する。

6.3.2 設計用曲げモーメント

図-6.3 には、前節で求められた衝撃力を静的に作用させて求められた断面設計用曲げモーメント分布を示している。図には、ラーメの定数が $\lambda = 8,000$ kN/m^2 （以後、設計ラーメの定数）を設定する場合の他、実験結果求められた各緩衝材に対するラーメの定数（以後、実ラーメの定数）を設定した場合の分布図も比較して示している。

図より、断面設計用曲げモーメント分布は、実験結果の場合と同様に固定支持の門型骨組に類似した分布性状を示していることが分かる。また、実験結果から求められたラーメの定数を設定した場合の曲げモーメント分布図と比較すると、敷砂緩衝材の場合が設計用曲げモーメントの1/2程度の値を示しており、碎石緩衝材の場合は設計用曲げモーメントと類似していることが分かる。

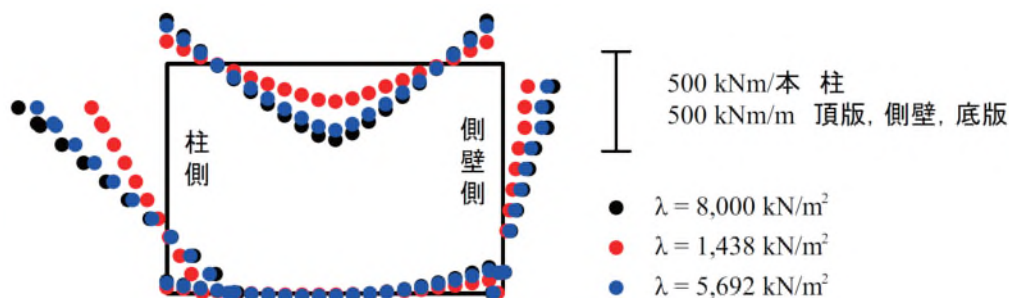


図-6.3 設計用曲げモーメント

6.4 設計用曲げモーメントの妥当性検討

ここでは、図-6.3 で得られた設計用曲げモーメント分布を、実測結果の主鉄筋ひずみから算定した曲げモーメント値と比較することにより、設計用曲げモーメントの妥当性を検証する。

図-6.4には、正と負方向の設計用曲げモーメントを赤線で示している。図より、頂版、柱、側壁共に実験結果は設計用曲げモーメントよりも小さいことが分かる。これは、設計用曲げモーメントは柱部を考慮しかつ柱間隔を有効幅 $L_e = 4\text{ m}$ として骨組構造に簡略化して算定しているのに対して、実構造は版構造であることより断面方向のみならず道路軸方向にも抵抗することによるものと判断される。本実験結果との比較により、現設計で規定している有効幅 $L_e = 4\text{ m}$ は安全側の設計になっていることが明らかになった。

図-6.5には、実験結果から求められたラーメの定数を用いた場合における設計抵抗曲げモーメント分布との比較を示している。図より、いずれの場合も実測結果の曲げモーメント値は設計抵抗曲げモーメントよりも小さいことが分かる。詳細に見ると、敷砂緩衝材の場合には、ラーメの定数が小さく評価されるため、安全余裕度は小さくなっている。一方、碎石緩衝材の場合には、設計ラーメの定数を用いた場合と同程度の余裕度を有していることが分かる。

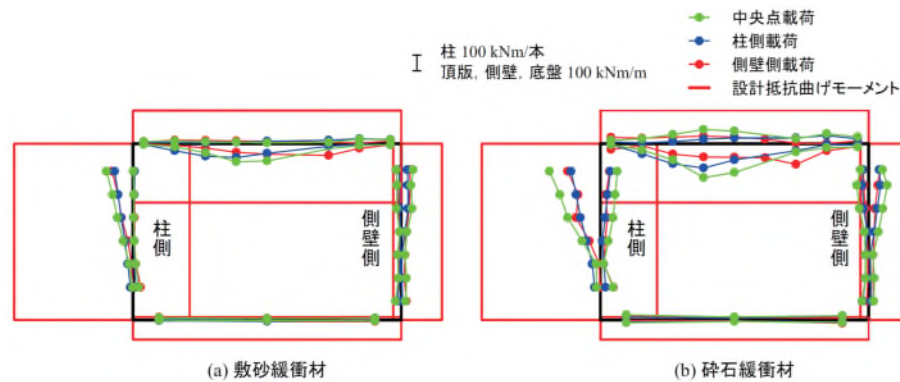


図-6.4 設計用ラーメの定数を用いた場合における設計抵抗曲げモーメントと実作用曲げモーメントとの比較

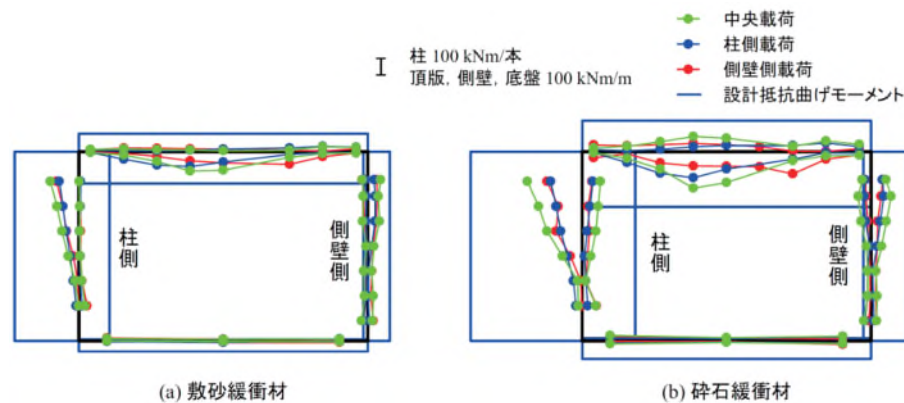


図-6.5 実ラーメの定数による設計抵抗曲げモーメント分布と実作用曲げモーメントとの比較

6.5 設計用抵抗曲げモーメントの実安全余裕度

前述の通り，実験結果から得られた実ラーメの定数を用いて評価した設計用抵抗曲げモーメント値が設計要領案に即して得られた値よりも小さいことから，ここでは実ラーメの定数を用いて得られた設計用抵抗曲げモーメント値の安全余裕度について検討を行うこととする。

図-6.6には，その結果を敷砂緩衝材を用いた場合と，碎石緩衝材を用いた場合に分けて示している。図より，いずれの実験ケースにおいても曲げ余裕度は1.0以上であり，最も厳しい場合においても敷砂緩衝材と碎石緩衝材共に安全余裕度は1.5前後であることが分かる。

緩衝材の違いによる安全余裕度を調べると，碎石緩衝材を用いる場合が敷砂緩衝材を用いる場合に比較して曲げ余裕度が大きくなる傾向にあり，特に中央断面載荷の場合において顕著である。これは，碎石緩衝材の場合には最大衝撃力が敷砂緩衝材の場合に比較して大きいものの衝撃荷重継続時間が約1/4程度と短いことにより，これがロックシェッドの動的応答特性にも影響を与えていることが上げられる。

また，道路軸方向の載荷位置に着目すると，端部断面載荷の場合の曲げ余裕度は中央部断面載荷の場合よりも小さい。これは，端部断面載荷の場合には載荷位置近傍の限定的な領域で1方向曲げに衝撃荷重に抵抗しているのに対し，中央部断面載荷の場合には2方向曲げの版作用によってブロック全体で抵抗していることによるものと考えられる。

断面方向の載荷位置に着目すると，中央点載荷の場合の曲げ余裕度が，柱側および側壁側載荷の場合よりも小さい。これは，柱側および側壁側載荷の場合には載荷位置が曲げ剛性の大きい柱や側壁近傍であるため，曲げモーメントの分散幅が中央点載荷の場合よりも大きくなることによるものと推察される。

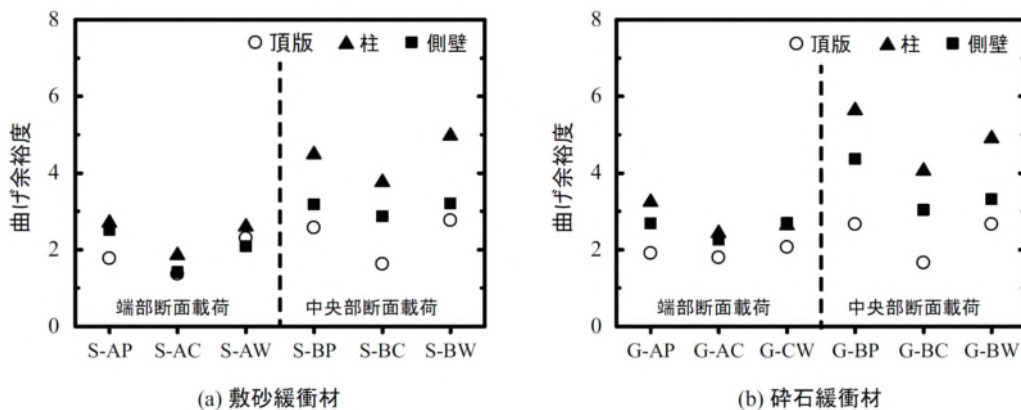


図-6.6 各実験ケースにおける設計用曲げモーメントの実安全余裕度

6.6 まとめ

本章では、道路防災工調査設計要領（案）落石覆工編で示されている現行設計法の妥当性を検証することを目的に、入力エネルギー $E_k = 40 \text{ kJ}$ の場合における実験結果を基に、現行設計法に基づいた設計用曲げモーメント値と比較する形で検討を行った。本章で得られた知見を整理すると、以下の通りである。すなわち、

- 1) 現行設計法で規定されている敷砂緩衝材のラーメの定数 $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ を用い、有効幅を柱間隔の $L_e = 4 \text{ m}$ とすることで、安全側の設計曲げモーメントを与える。
- 2) 実験結果から得られた緩衝材のラーメの定数を適用した場合においても、安全側の設計曲げモーメントを与える。その余裕度は、敷砂と碎石緩衝材で 1.5 程度である。これは、中央載荷時には 2 方向曲げの効果が期待できることが大きい。
- 3) 断面方向の載荷点の影響を見ると、中央部載荷が最も厳しい。これは、柱側および側壁側載荷の場合には、曲げ剛性の大きい柱部あるいは側壁に近いことにより分散効果が大きいためである。

第7章 敷砂および砕石緩衝材を設置した場合のロック シェットの塑性衝撃挙動

7.1 概説

本章では、緩衝材が RC製 ロックシェットの塑性域における耐衝撃挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、敷砂および砕石を緩衝材として設置した場合におけるロックシェットが塑性挙動を呈するレベルの重錘落下衝撃実験を実施した。実験は10 ton 重錘を高さ15 mから落下させ、 $E_k = 1,500$ kJを入力した場合について実施している。

7.2 実験概要

7.2.1 実験ケース一覧

図-7.1 には重錘落下位置を、表-7.1 には実験ケースの一覧を示している。本実験では、応答が最も大きくなる BC 及び AC 部に載荷することとした。

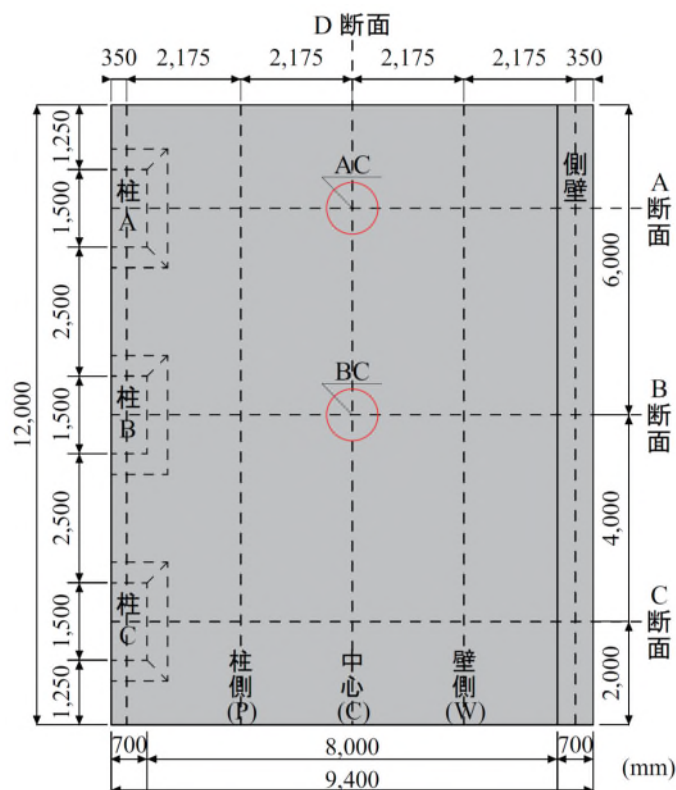


図-7.1 載荷位置と名称

表-7.1 実験ケース一覧

実験ケース	载荷断面	载荷位置	緩衝材の種類	緩衝材厚さ (mm)	重錘質量 (ton)	落下高さ (m)	入力エネルギー E_k (kJ)
S-BC	中央	BC	敷砂	900	10	15	1500
G-BC			碎石				
G-AC	端部	AC					

7.3 実験結果

7.3.1 重錘衝撃力波形

図-7.2 には、各载荷ケースに関する重錘衝撃力波形分布を示している。

(a) 図より、敷砂緩衝材を設置し中央断面载荷の場合には、継続時間が 50 ms 程度の正弦半波状の主波動が励起し、除荷時に 1,000 kN に至った段階で主波動と同程度の周期で振動し徐々に零レベルまで減衰している。従って、荷重継続時間はほぼ 150 ms となっている。波形性状的には、図-5.2 における入力エネルギーの小さい場合と類似している。なお、後続の振幅の小さい波形は、敷砂に衝突後の重錘と敷砂内を伝搬する応力波動との連成作用によるものと推察される。最大重錘衝撃力は 5,000 kN 弱の値を示している。

(b) 図には、碎石緩衝材を設置し中央断面载荷の場合における重錘衝撃力波形を示している。図より、継続時間が 45 ms 前後の三角形の分布を示していることが分かる。従って、荷重継続時間は敷砂緩衝材の場合に比して 1/3 以下と短い。図-5.3 における入力エネルギーの小さい場合と比較すると、波形性状は類似していることが分かる。但し、荷重継続時間は本実験の場合が若干長くなっている。これは、入力エネルギーが大きいことにより、ロックシェッド本体も大きく応答することに起因しているものと推察される。一方、最大重錘衝撃力は $P_{\max} = 9,000$ kN 程度を示し、敷砂緩衝材の場合に対して 1.8 倍程度と大きい。

敷砂緩衝材の場合に比して、荷重継続時間が短くかつ最大重錘衝撃力が大きくなる要因としては、碎石の場合には敷砂に比較して粒径も大きく鋭角な形状をしていることから、かみ合わせ効果を発揮し側方流動も抑制されることにより、弾性体に近い性状を示すことによるものと推察される。

(c) 図には、碎石緩衝材を設置し端部断面载荷の場合における重錘衝撃力波形を示している。図より、(b) 図と同様に三角形の分布を示すものの、除荷時の 1,000 kN に達した段階で、継続時間が 35 ms 程度の台形状の波形分布を示している。従って、波形全体の継続時間は 65 ms 程度となり、(b) 図の中央断面载荷時よりは延びていることが分かる。また、最大重錘衝撃力は $P_{\max} = 7,000$ kN 弱程度と、

(b)図の中央断面載荷時よりも約 2,000 kN 程度小さくなっていることが分かる。このように、(b)図に比して荷重継続時間が延びていることと最大重錘衝撃力が小さくなっていることの要因には、後述のように、中央断面載荷の場合には2方向曲げ状態となり変形が小さいのに対して、端部載荷の場合には自由端近傍で1方向曲げが卓越し変形が大きくなることによるものと推察される。

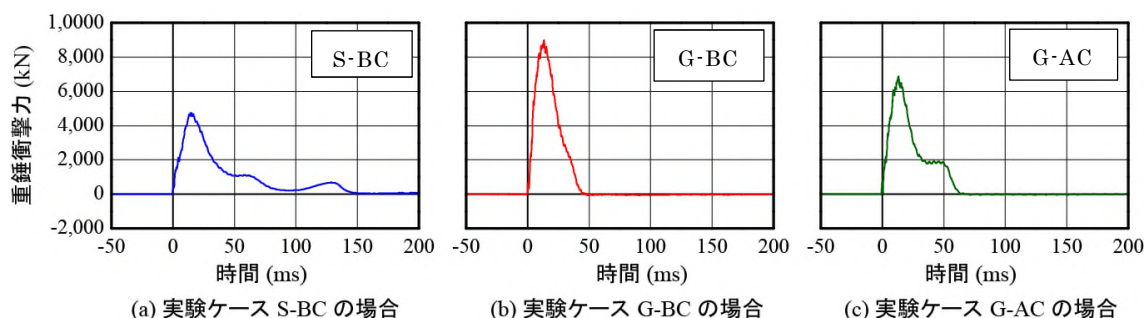


図-7.2 重錘衝撃力の時刻歴波形

7.3.2 重錘貫入量波形

図-7.3 には、図-7.2 と同様に 3 ケースについての重錘貫入量波形の時刻歴分布を示している。各波形は重錘に取り付けたマーカーを高速度カメラを用いて追跡し画像処理を行って得られたものである。

(a)図より、敷砂緩衝材を設置し中央載荷の場合には、重錘は図-7.2(a)の重錘衝撃力波形の波動継続時間である 150 ms 前後まで単調に貫入し、リバウンドの傾向を示していないことが分かる。最大貫入量は 640 mm 程度である。設定敷砂厚は 900 mm であることより、未だ 260 mm の余裕が有り、緩衝機能は十分保持しているものと推察される。また、設計入力エネルギーは $E_k = 100$ kJ であるが、その 15 倍の入力エネルギーに対しても、未だ十分機能を果たすことが明らかになった。

(b)図より、碎石緩衝材を設置し中央載荷の場合には、重錘衝撃力(図-7.2(b))の波形継続時間程度でリバウンドの傾向を示していることが分かる。最大貫入量は 280 mm 程度であり、リバウンドによって 80 mm 程度が復元していることが見て取れる。また、最大貫入量は敷砂緩衝材の場合の 44 % 程度であり、入力エネルギーが小さい場合(図-5.4 と 図-5.5) と類似していることが分かる。

(c)図より、碎石緩衝材を設置し端部断面載荷の場合には、(b)図と類似の波形性状を示すものの、最大貫入時の時刻が重錘衝撃力波形同様に 50 ms 前後になっており若干遅れて発生していることと最大貫入量も大きい。また、(b)図と(c)図

の比較から、载荷位置の違いによってリバウンド後の貫入量に差があることが分かる。この差は頂版の残留変形量も考慮されていることが推察される。

砕石緩衝材の場合には、いずれの場合も未だ 600 mm 程度の厚さが保持されていることより、本入力エネルギーの 2 倍程度までは緩衝材として十分に機能することが推察される。

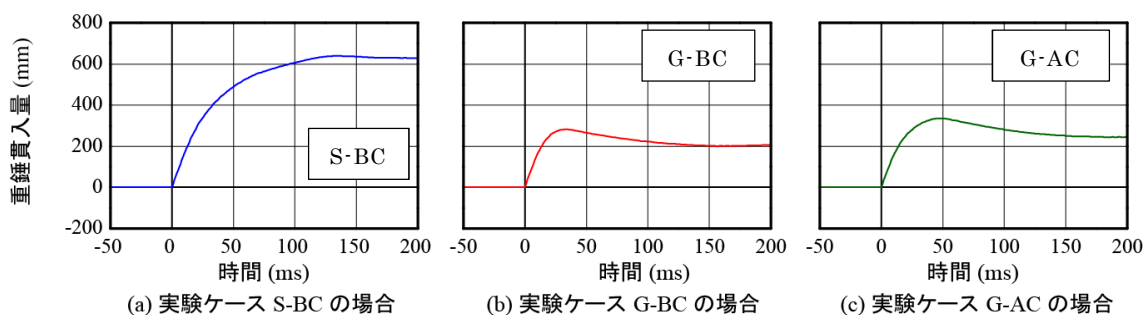


図-7.3 重錘貫入量波形

7.3.3 変位波形

図-7.4 には、上述と同様に载荷点直下部の変位波形に関する時系列分布を比較して示している。

(a) 図より、敷砂緩衝材を設置し中央断面载荷の場合には、最大変位が 12.2 mm、周期が 100 ms 程度の減衰自由振動を呈していることが分かる。変位は 1.9 mm 程度残留している。

(b) 図より、砕石緩衝材を設置し中央断面载荷の場合には、最大応答変位が 27.4 mm を示し、(a) 図の敷砂緩衝材の場合と類似した挙動を示している。敷砂緩衝材を設置した場合と比較すると、2.25 倍の変位となっており、重錘衝撃力の場合(1.8 倍)より若干大きな応答を示していることが分かる。これは、各実験を繰り返し载荷状態で実施していることにより、損傷が累積したことによるものと推察される。

最大変位も大きいことにより、残留変位も敷砂緩衝材を用いる場合よりも大きく、5.1 mm となっている。その割合は 2.68 倍と最大変位の割合よりも大きい。しかしながら、この場合の残留たわみは、道路軸直角方向の内空幅である 8 m に対して 0.06 % であり、後述のひび割れ図からもロックシェッドは未だ終局には至っていないことが分かる。

(c) 図より、砕石緩衝材を設置し端部断面载荷の場合には、最大変位がさらに大きく 37.1 mm を示し、中央断面载荷時と類似した波形性状を示している。但し、最大変位到達後の交番する上方への変位は零を示しており、中央断面に比較してひび割れの発生による損傷度合いの大きいことが類推される。残留変位は 9.7 mm

となっている。中央断面載荷時に対する最大変位及び残留変位を比較すると、端部断面載荷の場合がそれぞれ 1.35 倍、1.90 倍大きい応答結果となっている。これより、中央断面載荷時には断面方向には骨組構造体として、また道路軸方向には版効果が発揮されて曲げ剛性が大きく評価されるが、端部載荷時には断面方向には骨組構造体として抵抗するものの、道路軸方向には自由端があることにより 1 方向曲げの状態になって、拘束効果が半減され曲げ剛性が大幅に小さく評価されることが分かる。

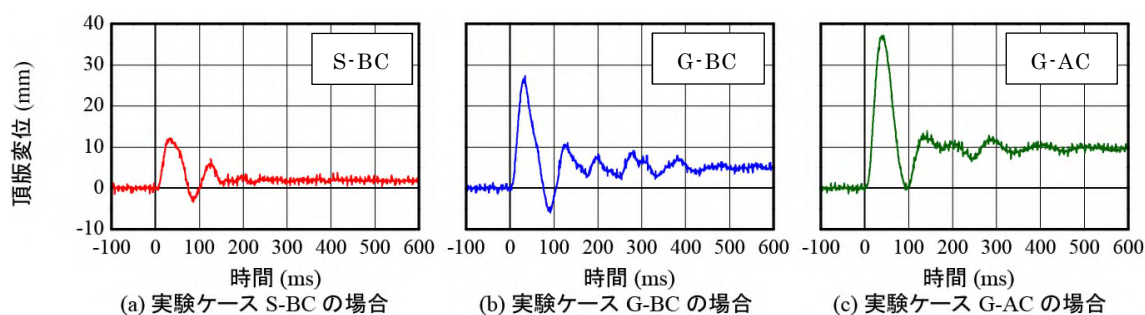


図-7.4 載荷点直下頂版変位波形

7.3.4 鉄筋ひずみ波形

図-7.5 には、前述同様に敷砂緩衝材を設置し中央断面中央載荷時、碎石緩衝を設置し中央断面中央部載荷時と端部断面中央部載荷における頂版載荷点、柱頂部、側壁頂部の鉄筋ひずみ波形を示している。

(a) 図より、敷砂緩衝材を設置し中央断面載荷の場合には、最大下縁ひずみが 0.15% に達し、周辺コンクリートは確実にひび割れが発生していることが分かる。除荷後 150 μ 程度のひずみが残留しているが、単独載荷としては未だ塑性域には達していない。一方、上縁ひずみの場合には、最大 250 μ 程度の圧縮ひずみが発生しているが、衝撃荷重が完全に除荷後はほぼ零ひずみとなっており、ひび割れの発生により中立軸が推移していることが推察される。

柱頂部のひずみ応答も載荷点ひずみと類似の性状を示していることが分かる。ひずみ値は載荷点ひずみよりも大きく、外縁の残留ひずみも若干大きい。一方側壁頂部のひずみ波形は、載荷点から離れていることや壁状となっており曲げ剛性が大きいことから、最大応答ひずみは 600~700 μ 程度を示している。従って、残留ひずみも小さい。

(b) 図より、碎石緩衝材を設置し中央載荷の場合には、(a) 図の敷砂緩衝材を設置した場合よりも大きい応答を示し、かつ重錘衝撃力波形と同様に載荷時の継続時間が敷砂緩衝材の場合の約 1/2 程度で約 50 ms となっている。最大下縁ひずみ

は 0.20 % に達していることが分かる。また、リバウンド時の下縁ひずみも 900 μ 前後の圧縮ひずみに達している。さらに下縁ひずみは圧縮ひずみの状態で残留していることから、繰り返し載荷状態で絶対ひずみは引張側に残留していることは勿論であるが、本実験での初期値よりは若干上ぞり状態になっているものと推察される。

それに対して、柱頂部の場合には衝撃荷重載荷時には頂版載荷点部と類似した性状を示しているものの、リバウンド状態においては負曲げの状態が減衰自由振動状態を呈している。内縁ひずみは 700 μ の圧縮ひずみに達している。一方、側壁頂部のひずみ波形も、衝撃荷重載荷時には 0.15 % の引張ひずみに達しており、明確なひび割れが発生していることが類推される。除荷後には、柱頂部と同様に負曲げの状態が減衰自由振動に至っている。

(c) 図より、砕石緩衝材を設置し端部断面中央載荷の場合であるが、載荷点の下縁ひずみは中央断面載荷時とほぼ類似した挙動を示しているが、リバウンド以降のひずみ値が若干大きく分布していることが分かる。また、上縁ひずみはリバウンド時に最大 500 μ 程度の正ひずみを示し上縁側でもひび割れが発生していることが分かる。除荷後もリバウンド時と同様のひずみ分布で残留している。これより、本実験ケースの範囲内では、実験後中央断面載荷時に比較して明確に上ぞりの状態で制止していることが分かる。柱頂部のひずみ波形を見ると、外縁部の最大ひずみは中央断面載荷時と同程度であるが除荷後反転して圧縮ひずみで残留する傾向を示している。内縁ひずみの最大値も中央断面載荷時に比較して大きく示されているものの、最終的には圧縮側で残留している。

一方、側壁頂部のひずみ波形を見ると、その性状は中央断面載荷時に類似しているが、最大値は大幅に減少している。これは、中央断面部載荷の場合には、頂版と側壁部が 2 方向に同程度の曲げ剛性を有した版としての組み合わせ構造であるのに対して、端部断面載荷の場合には側壁部が十分な曲げ剛性を有しているものの頂版部が一方向曲げ状態で抵抗することによるものと推察される。

第7章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合のロックシェットの塑性衝撃挙動

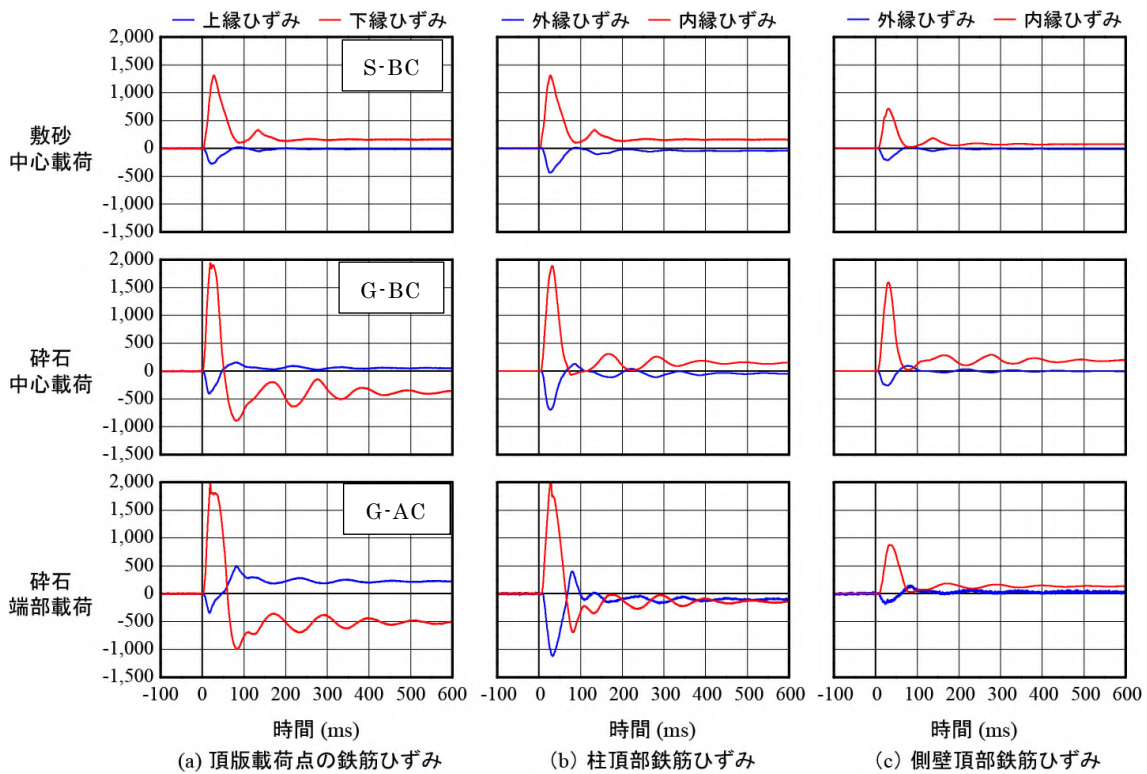


図-7.5 各実験ケース主要鉄筋ひずみ波形

7.3.5 ラーメの定数

図-7.6 には、実験結果から求められたラーメの換算定数に関して、入力エネルギーが $E_k = 40 \text{ kJ}$ でロックシェットにひび割れが発生しない程度（弾性域）の場合と、入力エネルギーが $E_k = 1,500 \text{ kJ}$ で大きくひび割れが発生する本実験における状態下の値を比較して示している。

図より、中央断面載荷時で両者に大差はなく、敷砂緩衝材の場合で $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$ であり、碎石緩衝材の場合には $\lambda = 7,000 \text{ kN/m}^2$ として設計的に安全側で評価できることが分かる。設計ガイドラインで提示している $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ は、基部を剛基礎とした場合における値であることより、実規模ロックシェットの場合においても頂版の曲げ剛性は緩衝材のラーメの定数に大きく影響することが分かる。また、ガイドラインで設置している値は設計的には安全側の値であることも明らかになった。

なお、端部断面載荷の場合における値が中央断面載荷の場合より小さいのは、端部載荷時の頂版の撓化性が大きいことによることは勿論である。

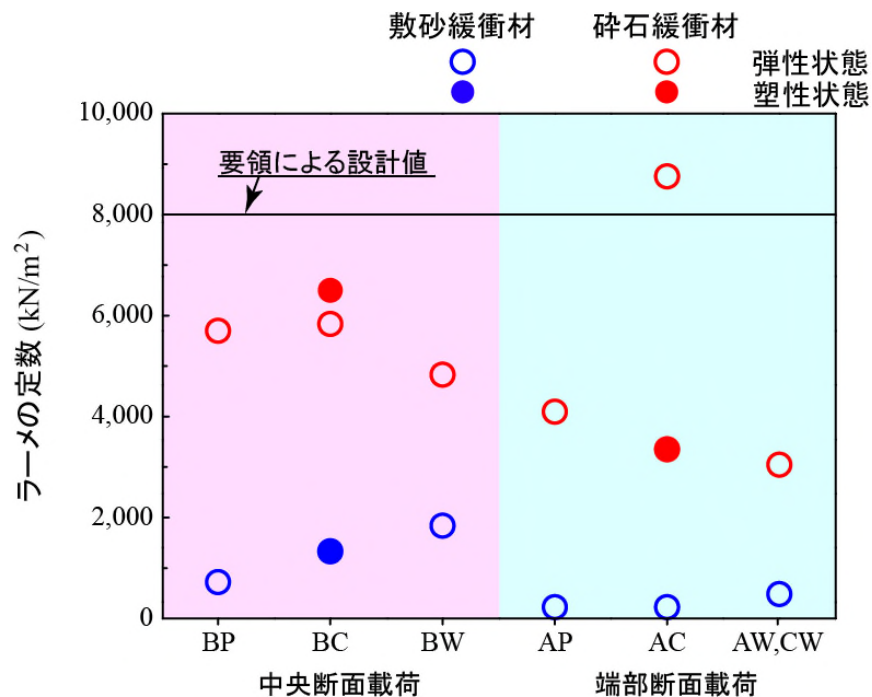


図-7.6 ラーメの定数

7.3.6 曲げモーメントの時系列分布

(1) 道路横断方向曲げモーメント分布

図-7.7 ~ 図-7.9 には、前述の重錘衝撃力波形、重錘貫入量波形、載荷点変位波形等と同様に、敷砂緩衝材を設置する場合の中央断面中央載荷時 (S-BC)、碎石緩衝材を設置する場合の中央断面中央載荷時 (G-BC) 及び端部断面中央載荷時 (G-AC) における断面方向曲げモーメント分布の時系列分布を示している。

図-7.7 より、敷砂緩衝材を設置し中央断面中央載荷 (S-BC) の場合には、第5章で示された入力エネルギーが小さく弾性挙動を示す場合の分布性状と基本的に類似した性状を示していることが分かる。但し、頂版部の曲げモーメント分布を見ると、前者の曲げモーメント分布は集中荷重載荷時と同様に載荷点から直線的な分布を示しているが、本ケースの場合には等分布荷重載荷時のように滑らかな曲線分布を示している。これは、入力エネルギーが大きいことにより、頂版に広くひび割れが発生し塑性化が進行したことによるものと推察される。また、剛骨組構造の場合と基本的に類似な分布を示すが、両端部には曲げモーメントが発生していないことが分かる。衝撃荷重除荷後の曲げモーメント分布は交番する分布傾向を示しているが、零近傍での値を示し、著しく減衰していることが分かる。

最大曲げモーメントに関しては、 $t_{\max} = 22.1 \text{ ms}$ 時に $M_{x,\max} = 412 \text{ kNm/m}$ の値を示している。その時の最大重錘衝撃力は $P_{\max} = 5,000 \text{ kN}$ 程度である。第5章で

第7章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合のロックシェッドの塑性衝撃挙動

の入力エネルギーが小さい場合には、 $t_{\max} = 23.2 \text{ ms}$ で $M_{x,\max} = 132 \text{ kNm/m}$ であり、最大重錘衝撃力は $P_{\max} = 500 \text{ kN}$ 程度となっている。両者を比較すると、最大曲げモーメント発生時間は類似していることが分かる。一方、最大重錘衝撃力と最大曲げモーメントの観点から比較すると、衝撃力はほぼ 10 倍になっているにも拘わらず最大曲げモーメントは 3.1 倍程度と小さい。これは、入力エネルギーが小さく弾性挙動を示す場合には敷砂の緩衝効果が発揮されているものの未だある程度集中化して荷重が作用していることや、本実験の場合には頂版の曲げモーメント分布からも明らかのように、敷砂緩衝材の緩衝効果によって衝撃荷重がある程度分散して作用することや、ひび割れの発生等塑性化の進行も一因として上げられる。

図-7.8には、碎石緩衝材を設置した場合の中央断面中央部載荷時 (G-BC) における断面方向曲げモーメント分布の時系列分布を示している。図より、敷砂緩衝材を設置した場合と基本的には類似しているが、頂版の曲げモーメント分布は特に最大曲げモーメント発生時においては直線的な分布を示し、第5章で示した入力エネルギーが小さいレベルと同様の分布を示していることが分かる。

最大曲げモーメントに関しては、 $t_{\max} = 16.4 \text{ ms}$ 時に $M_{x,\max} = 575 \text{ kNm/m}$ の値を示している。その時の最大重錘衝撃力は約 $P_{\max} = 9,000 \text{ kN}$ である。第5章での入力エネルギーが小さい場合には、 $t_{\max} = 13.6 \text{ ms}$ で $M_{x,\max} = 206 \text{ kNm/m}$ であり、最大重錘衝撃力は $P_{\max} = 800 \text{ kN}$ 程度となっている。両者を比較すると、最大曲げモーメント発生時間は敷砂緩衝材の場合と同様に類似していることが分かる。また、最大重錘衝撃力と最大曲げモーメントの観点から比較すると、最大重錘衝撃力は敷砂緩衝材の場合より大きく 11.25 倍であるにも拘わらず、最大曲げモーメントは 2.8 倍程度となっている。

また、同一入力エネルギー下で緩衝材の違いによる最大重錘衝撃力と最大曲げモーメントの関係について比較すると、碎石緩衝材の場合には敷砂緩衝材の場合に比して最大重錘衝撃力は 1.8 倍程度大きく、曲げモーメントが 1.4 倍程度となっており、曲げモーメントの比率が重錘衝撃力よりも小さいことが分かる。これは、入力衝撃力の波形継続時間等が影響しているものと推察される。入力エネルギーが小さい場合には、曲げモーメントの倍率が 1.56 倍であったことより、入力エネルギーが大きい場合には、その倍率が若干低減していることが分かる。

図-7.9には、碎石緩衝材を設置した場合の端部断面中央部載荷時 (G-AC) における断面方向曲げモーメント分布の時系列分布を示している。図より、中央断面中央部載荷時と基本的には類似した分布性状を示している。最大曲げモーメントは $t_{\max} = 17.7 \text{ ms}$ 時に $M_{x,\max} = 511 \text{ kNm/m}$ の値を示している。その時の最大重錘衝

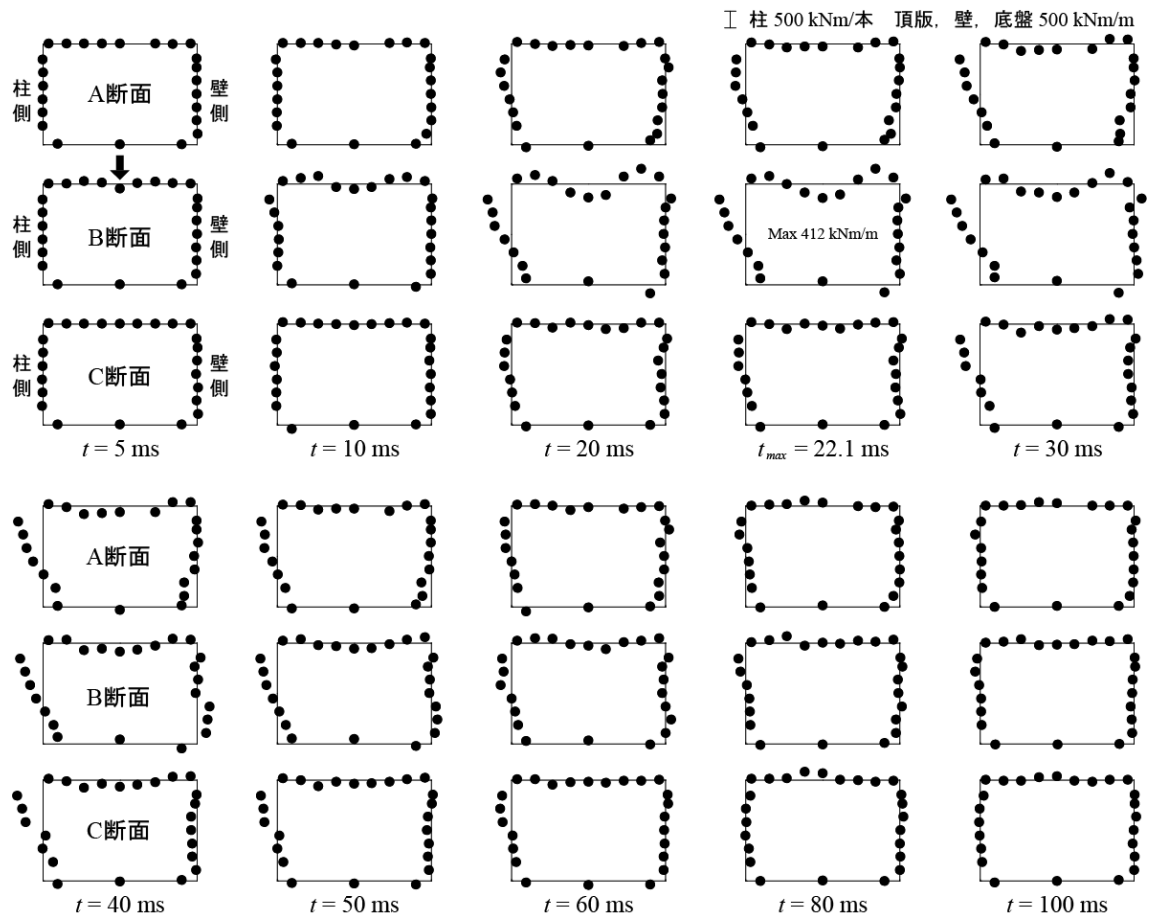


図-7.7 敷砂緩衝材を設置し中央断面中央載荷時 (S-BC) における
 曲げモーメント分布の時系列分布

第7章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合のロックシェットの塑性衝撃挙動

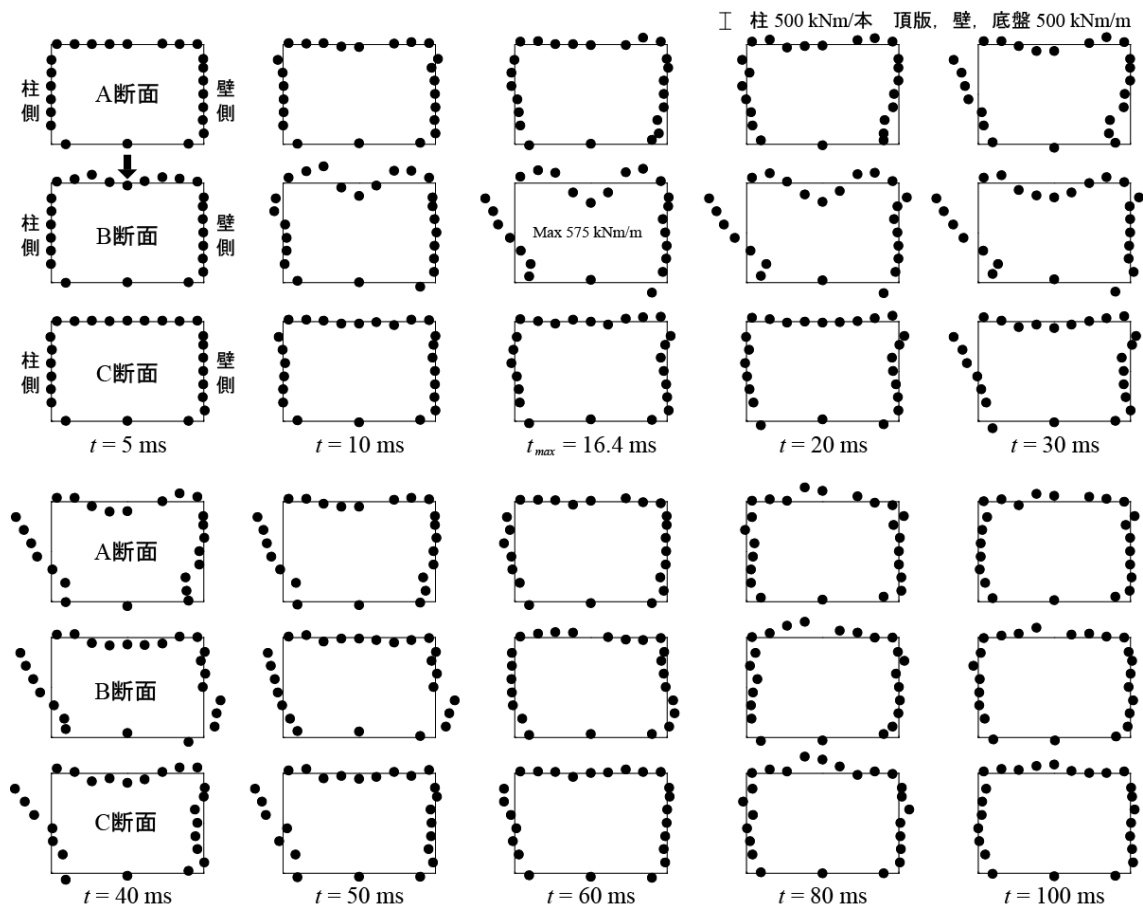


図-7.8 碎石緩衝材を設置し中央断面中央載荷時 (G-BC) における
曲げモーメント分布の時系列分布

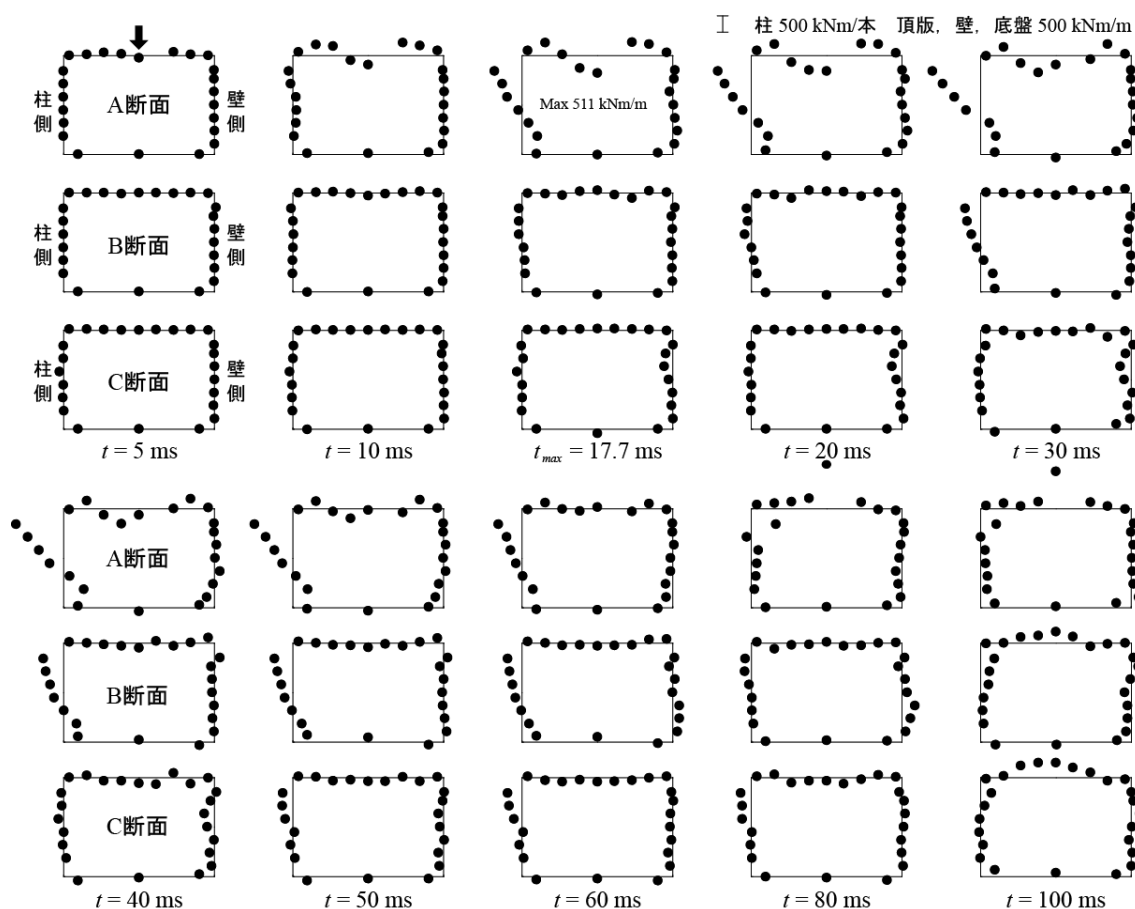


図-7.9 砕石緩衝材を設置し端断面中央載荷時（G-AC）における
曲げモーメント分布の時系列分布

撃力は $P_{\max} = 7,000$ kN 弱である。中央断面中央載荷の場合と比較すると、重錘衝撃力は大幅（80%程度）に低減しているものの、最大曲げモーメントは重錘衝撃力の割合よりも大きく90%程度となっている。これより、設計的には端部断面は中央断面中央載荷時における曲げモーメントを用いて安全側に設計可能であることが明らかになった。

(2) 道路軸方向曲げモーメント分布

図-7.10 ～ 図-7.12 には、断面方向曲げモーメント分布と同様の荷ケースに対する軸方向曲げモーメントの頂版中央部軸方向分布の時系列分布を示している。

図-7.10 には、敷砂緩衝材を設置した場合の中央断面中央載荷時（S-BC）における分布図を示している。図より、第5章に示した入力エネルギーの小さい場合における応答性状と基本的に類似していることが分かる。すなわち、荷点では正

第7章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合のロックシェッドの塑性衝撃挙動

曲げを示しているが、頂版と柱及び側壁が剛接合された構造体であることと、載荷点から自由端まである程度の距離があることより、頂版部が四方に拘束された4辺固定版と類似した構造形式になるため、載荷点周辺部には負曲げが発生している。しかしながら、自由端では応力零になることより、曲げモーメントも端部に向かって減衰し零値に至る分布を示すこととなる。正負の最大曲げモーメント値は、311 kNm/m、239 kNm/mとなっている。

図-7.11には、碎石緩衝材を設置した場合の中央断面中央載荷時（G-BC）における分布図を示している。分布性状は前述の敷砂緩衝材を設置した場合と類似しているが、載荷点近傍部の分布はより直線的となっており、集中荷重的に載荷していることが窺える。

図-7.12には、碎石緩衝材を設置した場合の端部断面中央載荷時（G-AC）における分布図を示している。載荷点が自由端に近接していることにより、載荷点における正曲げの値は小さい。また、載荷点近傍を除いた領域では全て負曲げの状態に至っていることを確認できる。これより、軸方向曲げに対しても、正曲げのみならず負曲げに対しても同程度の補強筋を配筋する必要のあることが示唆される。

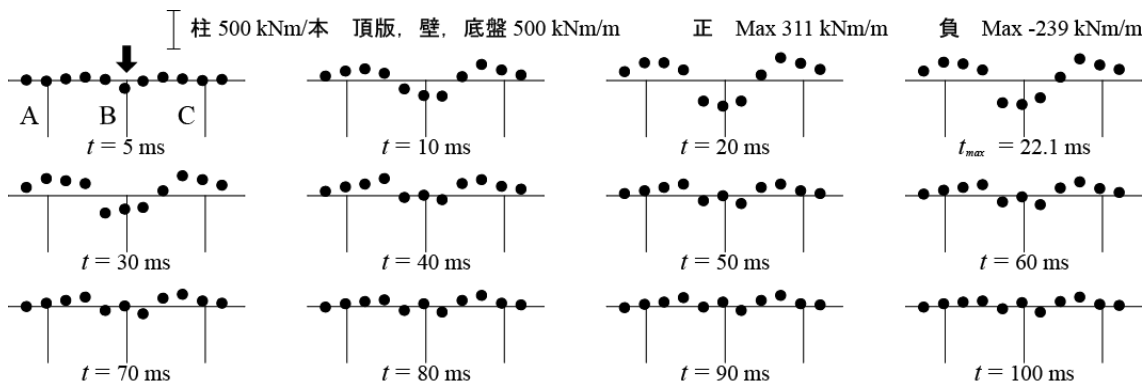


図-7.10 敷砂緩衝材を設置し中央断面中央載荷時（S-BC）における軸方向曲げモーメントの頂版中央部軸方向分布の時系列分布

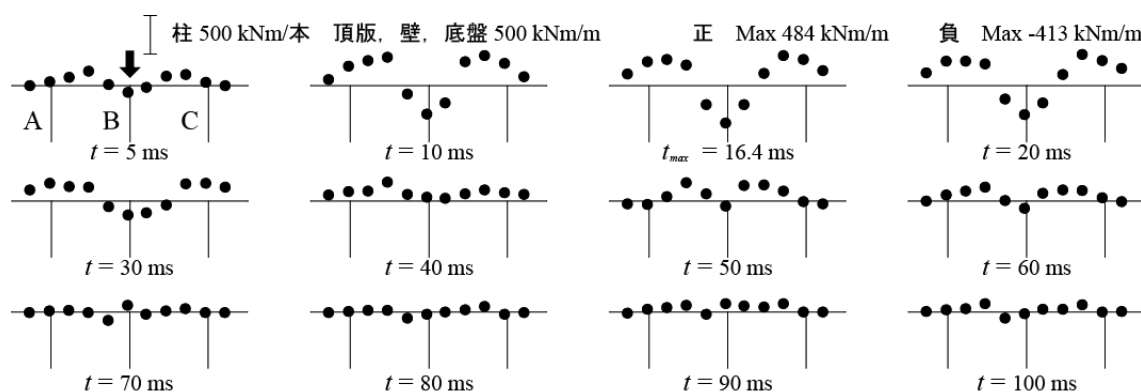


図-7.11 砕石緩衝材を設置し中央断面中央載荷時（G-BC）における
軸方向曲げモーメントの頂版中央部軸方向分布の時系列分布

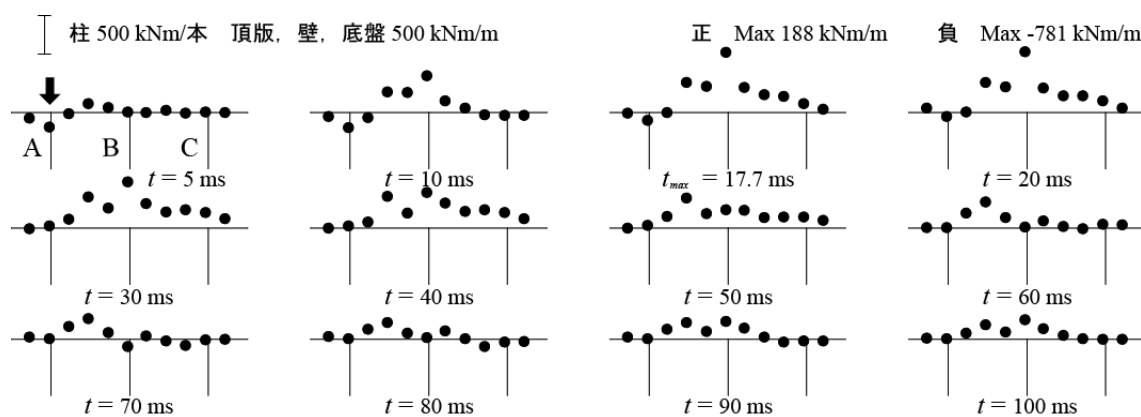


図-7.12 砕石緩衝材を設置し端部断面中央載荷時（G-AC）における
軸方向曲げモーメントの頂版中央部軸方向分布の時系列分布

7.3.7 変位分布

図-7.13 ~ 図-7.15 には、曲げモーメント分布と同様の載荷ケースに対する断面内法線方向変位分布及び頂版中央部の鉛直方向変位の軸方向分布の時系列分布を示している。

図-7.13には、敷砂緩衝材を設置し中央断面中央部に載荷した場合（S-BC）における変位分布の時系列分布を示している。断面内の変形図を見ると、衝撃荷重が直接載荷する頂版部で変形している以外は、柱部を除き変形の傾向は確認できない。柱部は外向きに若干の変形の傾向を示している。また、その分布形状は滑らかな放物線状になっている。最大変位は、載荷点で $t_{\max} = 33.8$ ms 時に 12.2 mm に達している。断面方向曲げモーメントの最大は $t = 22.3$ ms 時点で発生していることより、変形の最大は、頂版が両端固定版の曲げモーメント分布に類似した状態から主曲げ波が柱部や側壁部に到達し両端単純支持版の曲げモーメント分布

に類似した状態に移行後に生じていることが分かる。この時の残留変位は 1.9 mm と小さい。

軸方向分布を見ると、時間の経過と共に載荷点部の変位が大きくなり、やがて載荷点と同程度の変位が励起し、 $t = 40 \sim 50$ ms 時点で軸方向にほぼ均一な変形状態を呈していることが分かる。

図-7.14には、碎石緩衝材を設置し中央断面中央部に載荷した場合（G-BC）の時系列分布を示している。図より、頂版部は大きく変形しているが、周辺部の柱及び側壁部も基部がピン支持されたような変形状態を呈していることが確認できる。また、頂版部の変形状態は載荷点を中心に線形状の分布を示し、滑らかな曲線状を示した敷砂緩衝材を設置した場合とは異なっている。これは、載荷点部鉄筋が図-7.5に示されているように 0.2% に達して降伏していることより、載荷点部に塑性ヒンジが形成されていることが窺われる。最大変位に関しては、敷砂緩衝材を設置した場合と類似して $t_{\max} = 34$ ms 時に発生し、27.4 mm に達していることが分かる。この値は、敷砂緩衝材を設置した場合の 2.25 倍以上の値で有り、重錘衝撃力の場合より若干大きな値となっている。これは、載荷点近傍部に塑性ヒンジが形成されたことが大きく影響していることが推察される。残留変位は 5.1 mm と敷砂緩衝材を設置した場合に比較して 2.7 倍となっており、最大変位よりも大きい比率となっている。また、頂版幅に対する比率を求めると 0.06% であり、未だ終局に至っていないことが分かる。

頂版中央部の軸方向変位分布を見ると、軸方向にも載荷点を中心に線形な分布を示している。 $t = 50$ ms には軸方向に均一な分布を示しており、ロックシェットが断面方向に梁として仮定できるような状態になっていることが分かる。この時点は、図-7.2からも明らかのように、衝撃荷重が完全に除荷されて自由振動状態に移行する時点である。

図-7.15には、碎石緩衝材を設置し端部断面中央部に載荷した場合（G-BC）の時系列分布を示している。図より、頂版部は大きく変形し、中央断面載荷時と類似した分布性状を示していることが分かる。最大変位に関しては、 $t_{\max} = 42.3$ ms 時に発生しており、前述の敷砂緩衝材を設置した場合や碎石緩衝材を設置し中央断面載荷時の場合より若干遅く励起していることが分かる。最大変位は 37.1 mm に達しており、端部載荷による影響が的確に現れている。その割合は、中央断面載荷時に比較して 1.35 倍程度である。また、残留変位は 9.7 mm となっており、最大変位に比較してその倍率は大きく示されている。なお、最大変位値の頂版幅に対する割合は 0.5% 弱で有り、入力エネルギーが設計入力エネルギーの 15 倍であるにも拘わらず未だ終局に至っていないことが明らかになった。

頂版中央部の軸方向変位分布を見ると、その分布性状は両端固定梁の荷点側の端部が不等沈下された場合と類似した状態を示していることが分かる。これは、重錘による衝撃力が自由端から 2 m 程度内側（柱の中心位置）に荷点されていることによるものと推察される。本実験ケースの場合には偏心荷点状態であることより、構造体全体が均一な変形状態には至らず、 $t = 100$ ms 程度経過後に復元していることが分かる。

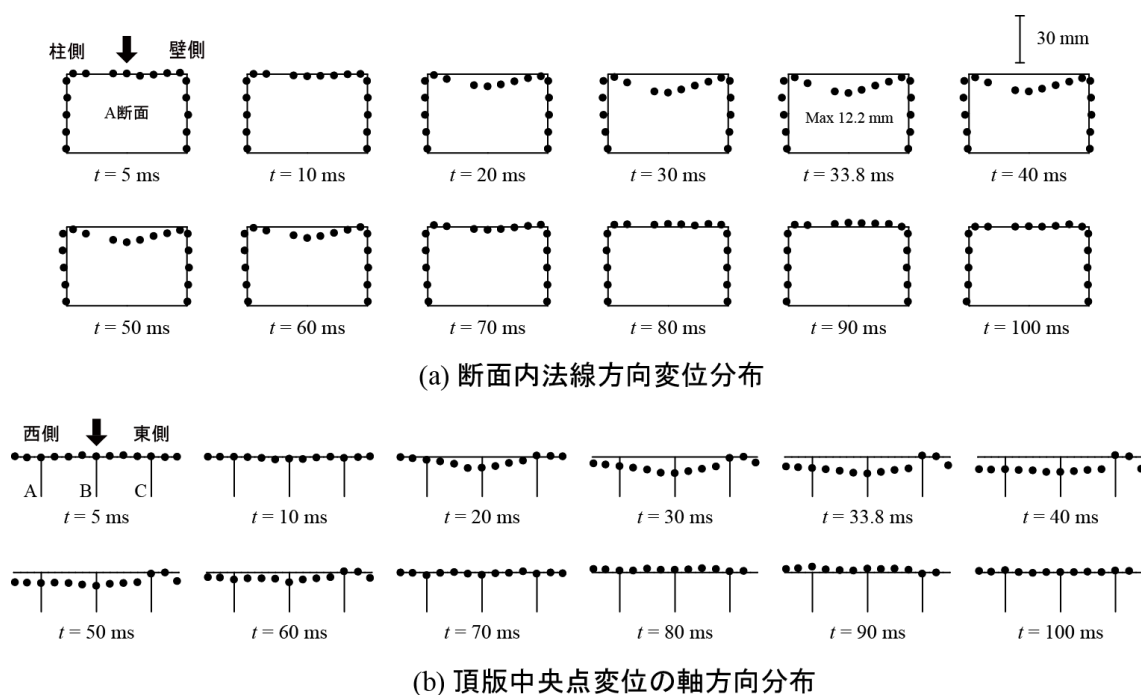


図-7.13 敷砂緩衝材を設置し中央断面中央荷点時における変位分布の時系列分布

第7章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合のロックシェットの塑性衝撃挙動

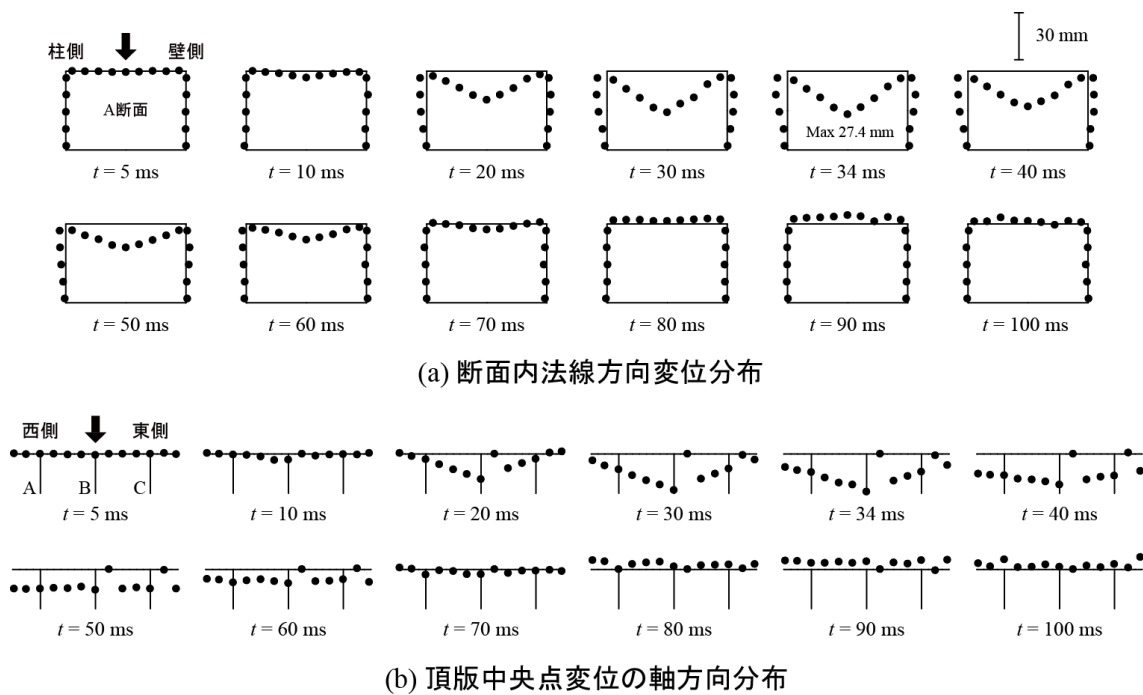


図-7.14 碎石緩衝材を設置し中央断面中央載荷時における変位分布の時系列分布

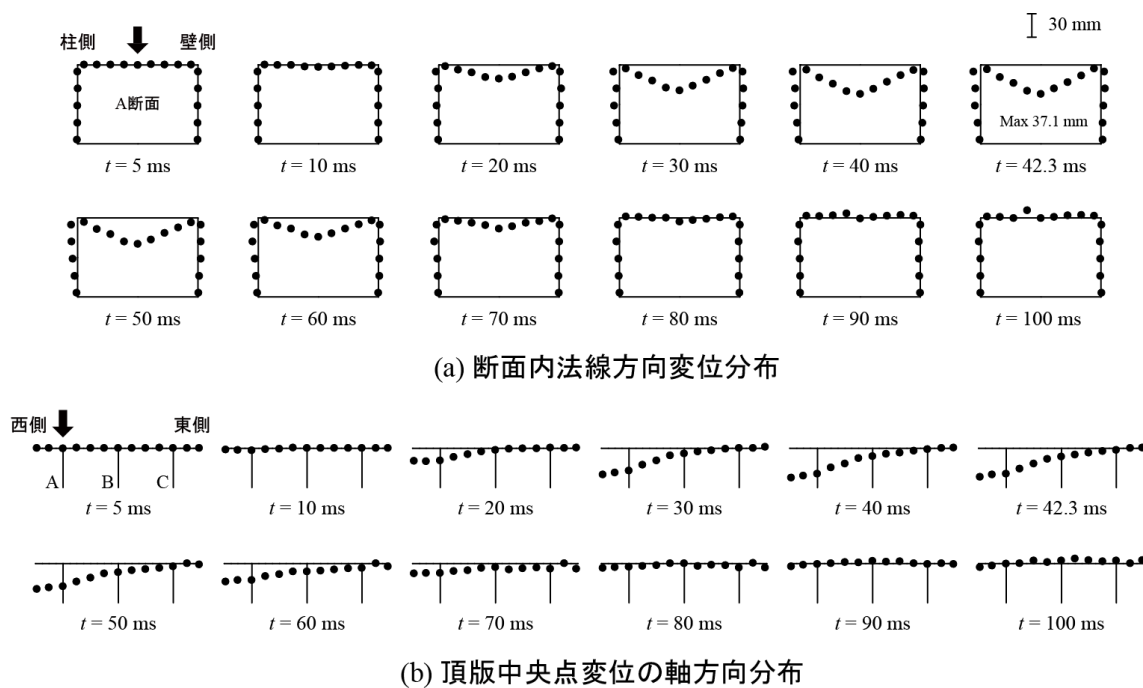


図-7.15 碎石緩衝材を設置し端部断面中央載荷時における変位分布の時系列分布

7.3.8 ひび割れ分布性状

図-7.16には、各実験終了後における頂版裏面、柱部、側壁部外縁のひび割れ分布を示している。本研究で扱っている実験は、実規模模型を用いた実証実験的なものであることより、表-4.6に示しているように、最初に入力エネルギーが小さく弾性的な挙動を示す実験を行い、次に高入力エネルギーの場合でも弾性的な挙動を示すことが期待されるTLASを設置した場合の実験を実施し、その後本章で扱っている入力エネルギーが $E_k = 1,500$ kJで、敷砂緩衝材を設置した中央断面中央載荷（S-BC）、砕石緩衝材を設置し中央断面中央載荷（G-BC）、端部断面中央載荷（G-AC）の実験を順に実施している。図中、既存のひび割れは黒線、それぞれの実験終了後におけるひび割れを色付きの線で示している。なお、頂版裏面ひび割れは見下げ図とした。また、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を確認している。

(a)図は、敷砂緩衝材を設置し中央断面中央載荷（S-BC）終了後のひび割れ分布を示している。まず、本実験前の実験結果発生したひび割れを見ると、これらのひび割れは、入力エネルギーが $E_k = 3,000$ kJでTLASを設置した場合の実験によって発生したものと推察されるが、頂版中央部に均一に発生する曲げひび割れであることが分かる。本実験ケース終了後のひび割れ分布を見ると、降伏線理論に基づく1辺の長さが頂版幅と同程度の正方形版に類似した対角線状のひび割れが発生していることが分かる。自由端側に若干の曲げひび割れが発生しているが、これは除荷後のシェッド全体での自由振動状態で発生したものと推察される。また、負曲げが発生する柱頂部及び側壁頂部には軸方向に延びるひび割れが発生している。

(b)図は、砕石緩衝材を設置し中央断面中央載荷（G-BC）終了後のひび割れ分布を示している。図より、敷砂緩衝材を設置した場合の実験と同様な対角線状のひび割れの他、さらに載荷点から自由端の両隅に延びる大きな対角線状のひび割れも確認できる。また、頂版に発生している曲げひび割れが発生する領域も幅方向に拡大している。柱頂部及び側壁頂部に発生する道路軸方向に延びるひび割れの本数も多い。これより、このレベルの入力エネルギーの場合には、砕石緩衝材の緩衝性能は敷砂緩衝材よりも劣り、衝撃力が大きいことが確認できる。

(c)図は、砕石緩衝材を設置し端部断面中央載荷（G-AC）終了後のひび割れ分布を示している。図より、端部載荷であることより、ひび割れは中央柱頂部に向かう対角線状のひび割れが発生している。勿論、道路軸方向への曲げひび割れも発生しているものと推察されるが、既存のひび割れが開口することにより、明確には確認できない。

第7章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合のロックシェットの塑性衝撃挙動

以上より，各載荷実験より，道路軸方向に平行する曲げひび割れの発生は勿論であるが，同時に版構造としての降伏線理論に対応した対角線状に進展するひび割れも発生することが明らかになった．特に衝撃荷重が大きい場合には，頂版幅を一辺の長さとする正方形版に類似した対角線状のひび割れの他，載荷点と自由端4隅を結ぶ大きな対角線状のひび割れも発生することが明らかになった．

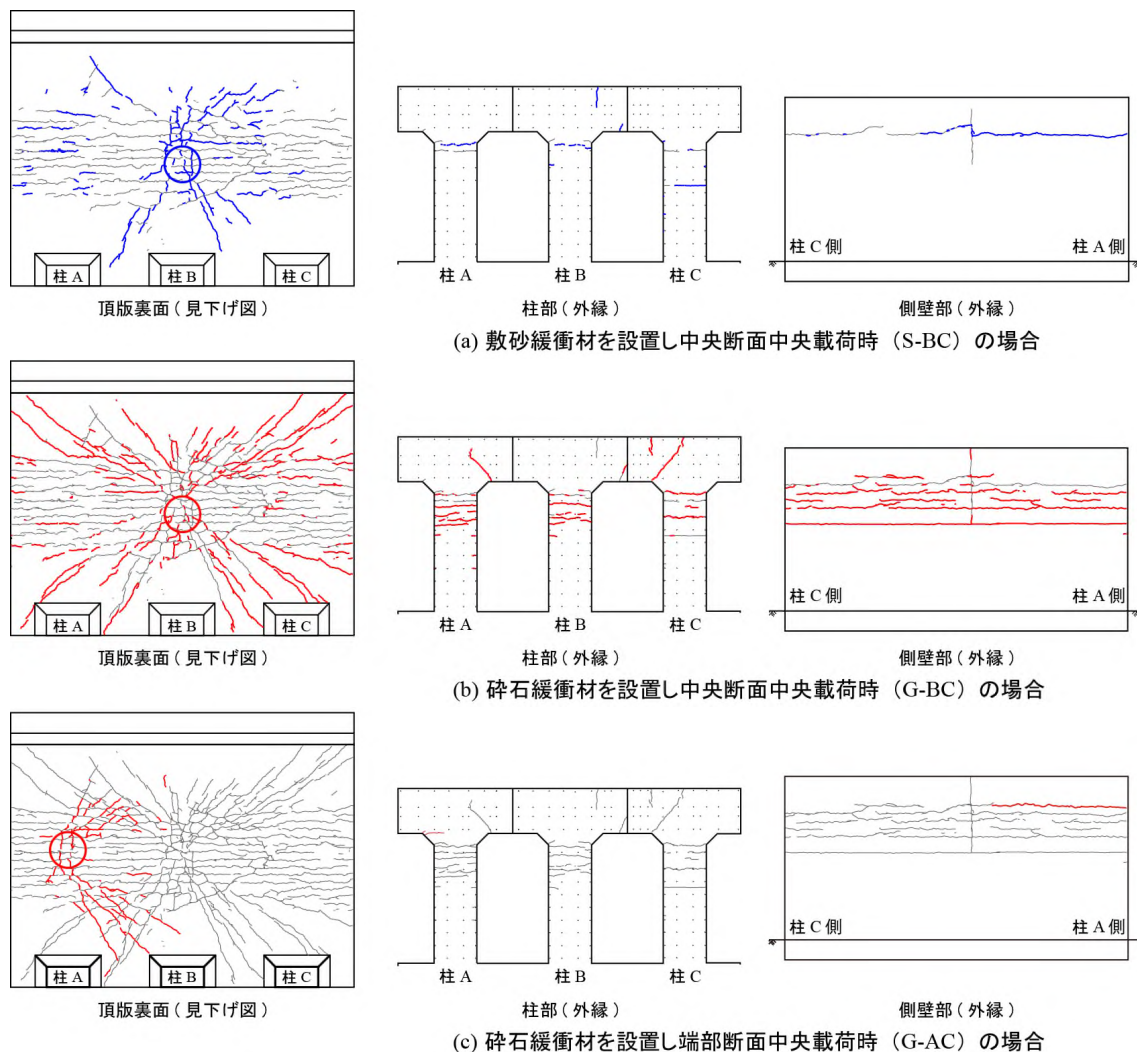


図-7.16 各実験終了後におけるひび割れ分布性状

7.4 まとめ

本章では，敷砂緩衝材と碎石緩衝材を設置した場合において，入力エネルギーが大きくロックシェットにひび割れが発生して塑性域に達した状態における，緩衝性能や対応するシェットの応答性状について，実験的に検討を行った．本実験では，10 ton重錘を15 mから落下させることにより $E_k = 1,500 \text{ kJ}$ を入力させ

ることとした。また、載荷位置は、敷砂緩衝材の場合には中央断面中央部とし、碎石緩衝材の場合には中央断面中央部と端部断面中央部とした。本章で得られた結果を整理すると、以下の通りである。すなわち、

- 1) 敷砂緩衝材を設置した場合の重錘衝撃力波形において、最大重錘衝撃力は 5,000 kN 程度である。主波動の継続時間が 50 ms 程度で、除荷時に約 1,000 kN に至った時点で主波動と同程度の周期で振動しながら徐々に零レベルに減衰する。一方、碎石緩衝材の場合には、継続時間が 50 ms 程度の正弦半波状波形分布を示す。
- 2) 中央断面中央載荷において、碎石緩衝材を設置した場合の重錘衝撃力は、敷砂緩衝材を設置した場合の 1.8 倍程度大きい。
- 3) 碎石緩衝材を設置して端部断面載荷時の最大重錘衝撃力は、中央断面載荷に比較して 80% 程度に低減する。これは、端部載荷の場合には自由端近傍であることより、1 方向曲げが卓越し、変形が大きくなることによるものと推察される。
- 4) 敷砂緩衝材を設置した場合の重錘貫入量は 640 mm 程度であった。設計入力エネルギーは $E_k = 100 \text{ kJ}$ であるが、本実験結果、その 15 倍の入力エネルギーに対しても未だ十分緩衝機能を果たすことが明らかになった。
- 5) 碎石緩衝材の場合における重錘貫入量は敷砂緩衝材に比較して 1/2 以下と小さく、緩衝性能的には敷砂緩衝材よりも劣ることが示された。
- 6) 鉄筋ひずみ波形において、敷砂緩衝材を設置した場合には未だ降伏点に至っていないが、碎石緩衝材を設置する場合には降伏点に達しており大きく塑性化することが明らかになった。
- 7) 重錘衝撃力評価で用いられる落石対策便覧式におけるラーメの定数を、実験結果から同定すると、敷砂緩衝材の場合には $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$ 、碎石緩衝材の場合には $\lambda = 7,000 \text{ kN/m}^2$ として評価される。設計ガイドラインで提示している $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ は、基部を剛基礎とした場合における値であるが、設計的にはいずれの緩衝材に対しても安全側の値であることが明らかになった。
- 8) 断面方向曲げモーメント分布に関しては、基本的には剛骨組構造に類似した分布性状を示すが、静的荷重載荷時とは異なり頂版の両端部には曲げモーメントは発生しない。また、敷砂緩衝材を設置する場合で、入力エネルギーが小さく弾性的な挙動を示す場合と比較すると、重錘衝撃力が 10 倍程度になる場

第7章 敷砂および碎石緩衝材を設置した場合のロックシェッドの塑性衝撃挙動

合でも、曲げモーメント分布は3倍程度と小さな値を示す。これは、入力エネルギーが小さい場合には衝撃荷重がある程度集中化して作用するのに対して、入力エネルギーが大きい場合にはより分散して作用する傾向にあることやひび割れの発生等塑性化が進行することも一因として上げられる。

- 9) 中央断面中央載荷において、碎石緩衝材の場合には、最大重錘衝撃力が敷砂緩衝材の場合に比して1.8倍程度大きいものに対して、曲げモーメントは1.4倍程度となっており、曲げモーメントの比率が重錘衝撃力よりも小さい。これは、入力衝撃力波形の継続時間等が影響しているものと推察される。
- 10) 碎石緩衝材を設置し端部断面載荷時の場合には、中央断面載荷時に比較して、最大重錘衝撃力は80%程度に低減するが、曲げモーメントは90%程度となっており、若干大きな値を示す。これより、設計的には端部断面においても中央断面載荷時における載荷点の曲げモーメントを用いて安全側で設計可能であることが明らかになった。
- 11) 道路軸方向曲げモーメントに関しては、載荷点近傍部では正曲げを示すが軸方向周辺部では負曲げとなり、端部では零モーメントを示す。正負の曲げモーメントは両者類似していることより、上下縁の鉄筋比は等しくすることが必要である。
- 12) 各部材の法線方向変位分布に関しては、載荷時には載荷点を中心とした局所的な変形を示すが、衝撃荷重除荷後の自由振動状態では道路軸方向にほぼ等しい変形状態となる。また、碎石緩衝材を設置し端部断面中央載荷時の最大変位は37.1 mmであるが、その頂版幅に対する割合は0.5%弱であり、入力エネルギーが設計入力エネルギーの15倍であるにも拘わらず未だ終局に至っていないことが明らかになった。
- 13) 本研究では、弾性状態から塑性状態に至るまでの応答性状を把握するために、入力エネルギーを変化させて実験を行っている。このような状況であることを認識した上で、各実験終了後のロックシェッドのひび割れ分布について検討を行った。その結果、頂版裏面には一方向曲げとしての曲げひび割れの他、頂版中央載荷時には頂版幅と同程度の正方形版に類似した降伏線理論に基づく対角線状のひび割れが発生する。特に碎石緩衝材を設置した場合には、衝撃力が大きいために、さらに自由端4隅と結ぶ対角線状のひび割れも発生することが明らかになった。

第8章 三層緩衝構造を設置した場合のロックシェッド の耐衝撃挙動

8.1 概説

本章では、表層に敷砂層，芯材としてRC版，裏層として発泡スチロール（EPS）ブロックから構成される三層緩衝構造（Three-Layer Absorbing System, TLAS）を設置した場合における緩衝性能と実規模ロックシェッドの動的応答性状を把握することを目的に、重錘落下衝撃実験を実施した。TLASに関する過去の研究実績から、表層敷砂層は直接衝撃による芯材RC版の損傷を軽減するために設置するものであり、通常層厚を $T = 50 \text{ cm}$ としている。芯材RC版は、敷砂緩衝材からの衝撃力を広く分散させるために設置するものであり、版厚は入力エネルギーの大きさによって $T = 20 \sim 30 \text{ cm}$ としている。また、裏層材のEPSブロックは0.55程度のひずみまで0.25 MPa以下の応力を保つことができることより、芯材RC版からの衝撃力をさらに低減して頂版に伝える働きをすることが明らかになっている。過去の実績から、入力エネルギーが $E_k = 3,000 \text{ kJ}$ までは、最大伝達衝撃力を2,500 kN以下に低減できることが明らかになっている。

本研究では、TLASに関するこれまでの知見の下に、10 ton 重錘を30 mから落下させて、入力エネルギーを $E_k = 3,000 \text{ kJ}$ として実験を行うこととした。載荷点は中央断面中央載荷と端部断面中央部としている。以下に、本実験結果についてその詳細を述べる。

8.2 実験概要

8.2.1 TLAS の設計

図-8.1 には、三層緩衝構造の概念図を示している。三層緩衝構造の各要素の設計は、道路防災工調査設計要領（案）落石対策編⁶⁾を参考に実施しているが、設計手順は以下に示すとおりである。

- 1) 芯材 RC 版に作用する落石衝撃力 P_a をラーメの定数を $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$ とする振動便覧式により算定する。
- 2) 上記落石衝撃力 P_a に対して芯材 RC 版がせん断破壊によって貫通しないように最小厚を決定することとし、これにかぶり厚さ 5 cm を考慮する。この際、直交する鉄筋比は等しく1%程度とし複鉄筋配置とする。また、施工性を考慮しRC版厚は $T = 20 \text{ cm}$ 以上で5 cm単位に丸めるものとする。

第8章 三層緩衝構造を設置した場合のロックシェッドの耐衝撃挙動

- 3) 落石の衝突によって発生する衝撃力の波形を継続時間が30 ms の正弦半波と仮定し、裏層 EPS ブロックに作用する衝撃エネルギー E_w を算定する。このエネルギー E_w が全て裏層 EPS ブロックの塑性変形によって吸収されるものと仮定して応力を求め、これを集積して伝達衝撃力 P_t を求める。
- 4) 裏層EPSブロック厚は、芯材 RC版が貫通破壊した場合においても全ひずみエネルギーを吸収するように E_w と受圧面積の関係から決定する。この際、EPS ブロックの最大ひずみ量は $\epsilon = 0.55$ 以下とする。使用する EPS ブロックは密度が 20 kg/m^3 のものとし、厚さは $T = 25 \text{ cm}$ 単位にまるめるものとする。

実験における最大载荷可能エネルギーが $E_k = 3,000 \text{ kJ}$ の条件により、重錘質量 10 ton (直径 1.25 m)、落下高さ 30 m に対して上記手順に従い三層緩衝構造の設計を行った。芯材RC版に作用する落石衝撃力は、 $P_a = 7,218 \text{ kN}$ 、伝達衝撃力は $P_t = 2,134 \text{ kN}$ である。また、各層の構成は、表層敷砂厚が50 cm、芯材RC版厚が30 cm、裏層 EPS ブロック厚が 100 cm である。芯材 RC スラブは、SD345-D22 を 125 mm ピッチで格子状に上下縁に配置した複鉄筋版としている。なお、芯材RCスラブは防災工設置現場における実施工と同様に、頂版上に設置した裏層 EPS ブロック上に鉄筋を直接配筋してコンクリートを打設し、頂版上のほぼ全面 (道路軸方向 10.9 m × 道路軸直角方向 8.4 m) に対して一体で製作している。実験時における芯材 RC版のコンクリートの圧縮強度は 36.0 MPa であった。表層の敷砂は 25 cm 厚ごとにバックホウの自重により締固めを行い、所定の $T = 50 \text{ cm}$ 厚にしている。

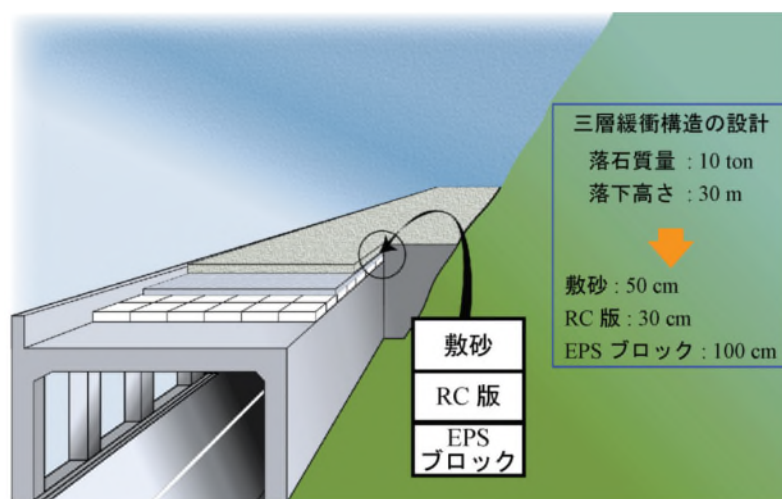


図-8.1 TLAS の概念図

8.2.2 実験ケース

図-8.2 には重錘落下位置を示している．また，実験ケースは，表-4.6 に示しているように，T-BC-E3,000，T-CC-E3,000 の2ケースである．なお，TLAS に関する実験（表-4.6）の直前に実施した G-CC-E250 では，頂版下面に若干のひび割れが発生しているものの，頂版載荷点直下の最大変位は 6 mm 程度，最大鉄筋ひずみは 600 μ 程度であり，残留変位は 1 mm 未満であることから，損傷程度は小さいものと判断される．また，各実験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．なお，各実験ケースでは，表層敷砂緩衝材のみを整地し直し，その他の EPS ブロックや芯材 RC 版は載荷点が異なることより，載荷点部近傍以外の損傷程度が小さいものとして置き換えをせずにそのまま用いることとした．

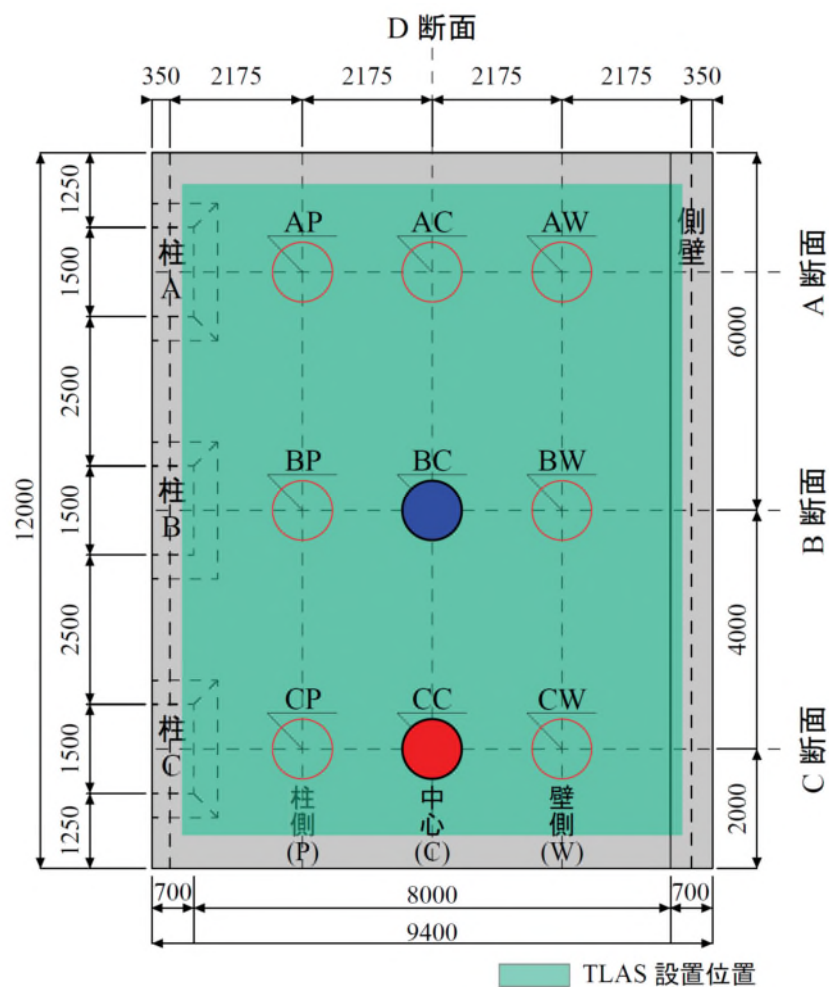


図-8.2 載荷位置と名称

8.3 実験結果

8.3.1 重錘衝撃力波形および伝達衝撃力波形

図-8.3には、TLASを設置した場合における2ケースの重錘衝撃力波形を比較して示している。図より、載荷位置が異なることによって第2波目の台形状の波動の継続時間が異なる以外は基本的に類似な分布性状を示していることが分かる。すなわち、初期に最大衝撃力を示す正弦半波状の波形が励起し、除荷時の2,000 kN程度から台形状の波動が励起して零レベルに減衰している。第1波目は芯材RC版を基盤として表層敷砂材に重錘が衝突する時の挙動であり、第2波目は重錘と敷砂及び芯材RC版が一体となって裏層EPS材に対して挙動することにより励起したものと推察される。なお、過去の実験結果⁵⁾より、この場合の頂版に伝達される伝達衝撃力波形は、第2波目の台形状の波動に類似していることが明らかになっている。

両波形を比較すると、端部断面載荷時の場合(T-CC-E3,000)には中央断面載荷時(T-BC-E3,000)に比較して最大重錘衝撃力が若干小さく、かつ台形状の波動継続時間が25 ms程度延びていることが分かる。これは、端部断面載荷の場合には中央断面載荷時に比較して、自由端が近接していることによってより撓化性に富むためと推察される。また、最大重錘衝撃力について、第7章で論じた入力エネルギーが $E_k = 1,500 \text{ kJ}$ で碎石緩衝材を設置した場合と比較すると、碎石緩衝材を設置した場合には、端部断面載荷時で最大重錘衝撃力が2,000 kN程度小さいことが明らかになっている。一方、TLASの場合にはその差が800 kNと非常に小さい。これは、TLASの場合には多少なりとも自由端部の撓化性の影響を受けるものの、基本的には芯材RC版を基盤とし、50 cm厚の敷砂緩衝材が設置された状態として挙動するためと推察される。

ここで、最大重錘衝撃力と伝達衝撃力について、設計計算結果と実験結果との比較を行う。実験結果の最大重錘衝撃力値は約7,600 kN程度であり、設計計算結果の7,218 kNに類似していることが分かる。また、伝達衝撃力値は実験結果が約4,000 kNとして評価されるのに対して、設計値は2,134 kNとなっており、実験値が2倍程大きな結果となった。これは、設計式では敷砂層や芯材RC版を剛体塊と仮定しているのに対して、実験では入力エネルギーが大きいことにより芯材RC版載荷点部が局所的に著しく損傷し、設計仮定と大きく異なったことによるものと推察される。ただし、後述のように、EPSブロックの載荷点部の変形量はT-BC-E3,000の場合で335 mm程度で、平均ひずみが $335/1,000 = 0.335$ であることより、未だ十分な緩衝性能を保持していることは勿論である。

伝達衝撃力波形に対応する第2波目の台形状の波形分布について、入力エネルギーが $E_k = 300 \text{ kJ}$ の場合⁵⁾と比較すると、本実験の場合には入力エネルギーが10倍大きいことにより、台形状分布の最大伝達衝撃力が2倍強の約4,000 kN、荷重継続時間が約70 msから100 ms程度に延びていることが分かる。

さらに、第7章で論じた入力エネルギーが $E_k = 1,500 \text{ kJ}$ で敷砂緩衝材や碎石緩衝材を設置した場合と比較すると、最大重錘衝撃力は碎石緩衝材で約9,000 kNであるのに対して、TLASを設置した場合は約7,500 kN程度であり、入力エネルギーが2倍の差があるにもかかわらず、少なくとも碎石緩衝材よりは小さいことが分かる。

敷砂緩衝材や碎石緩衝材の場合における伝達衝撃力は重錘衝撃よりも大きいことが知られていることを前提に、TLASの場合における最大伝達衝撃力を約4,000 kNとして比較すると、TLASの場合は敷砂や碎石緩衝材を設置した場合よりも小さいことが分かる。その程度は、入力エネルギーを等しくして換算すると、敷砂緩衝材に対して2倍以上、碎石緩衝材に対して4倍以上、緩衝性能に優れていることが分かる。

また、主波動継続時間に注目すると、敷砂及び碎石緩衝材ではほぼ50 msであるのに対して、TLASの場合には100 msと2倍以上に延びており、波動継続時間の観点からも緩衝効果に優れていることが分かる。

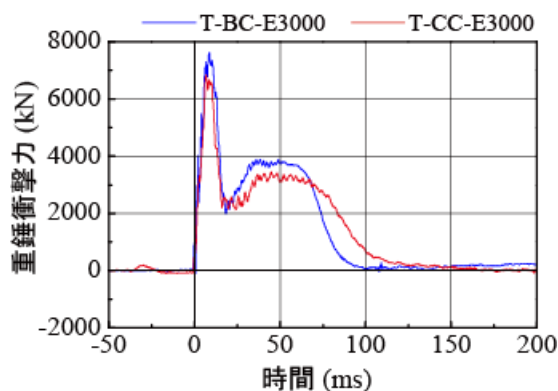


図-8.3 重錘衝撃力波形

8.3.2 重錘貫入量波形と芯材 RC 版の損傷状況

図-8.4には、両実験ケースにおける重錘貫入量波形を比較して示している。なお、本重錘貫入量波形は、敷砂や碎石緩衝材設置時と同様に、重錘にマーカを添付してそれを高速度カメラ撮影により追跡し、画像処理を行って算定評価している。図より、中央断面中央載荷の場合（T-BC-E3,000）には、70 ms程度まで単

第8章 三層緩衝構造を設置した場合のロックシェッドの耐衝撃挙動

調に増加し、最大値に達した後に単調にリバウンドしていることが分かる。一方、端部断面載荷（T-CC-E3,000）の場合には、最大貫入量到達時近傍で表層敷砂緩衝材がマーカを遮ったことにより計測不能になった。図-8.5には、各ケースに関する高速度カメラ記録から得られた各経過時間毎の重錘貫入状況を示している。図より、端部断面載荷の場合には、50 ms 経過後からマーカが読み取り不能になる状況が確認できる。

図-8.4より、中央断面載荷時には、重錘貫入量は敷砂緩衝材厚よりも大きい845 mm程度に達していることが分かる。また、端部断面載荷の場合には、実験終了後に確認すると1,123 mmに達している。これは、重錘衝突によって敷砂を介して芯材RC版が著しく損傷を受けEPSブロックに貫入したことによるものと推察される。EPSブロックは厚さが100 cmであることより、敷砂層厚が50 cmであることを考慮すると、未だ十分な緩衝性能を保持していることは勿論である。

図-8.6には、実験終了後の芯材RC版の損傷状況を示している。図より、中央断面載荷時（T-BC-E3,000）には、載荷点部は押し抜きせん断破壊を示し、上縁かぶりコンクリートが完全に圧壊し上縁鉄筋がむき出しの状態になっていることが分かる。また、端部断面載荷時（T-CC-E3,000）の場合には、押し抜きせん断破壊の領域が中央断面載荷時より広い。これは、自由端近傍載荷であることより、頂版の撓化性が大きいことによるものと推察される。また、中央断面載荷時と同様に、上縁鉄筋が露出している状態を確認できる。

なお、両ケースにおいて、載荷点の貫入状況を確認すると、中央断面載荷時と端部断面載荷でそれぞれ335 mm、468 mmであることが分かる。これより、裏層材であるEPSブロックは未だ600 mm程度の厚さを有しており、その平均ひずみも大略0.4以下であることが類推され、EPS材の応力-ひずみ曲線⁹⁾から、伝達衝

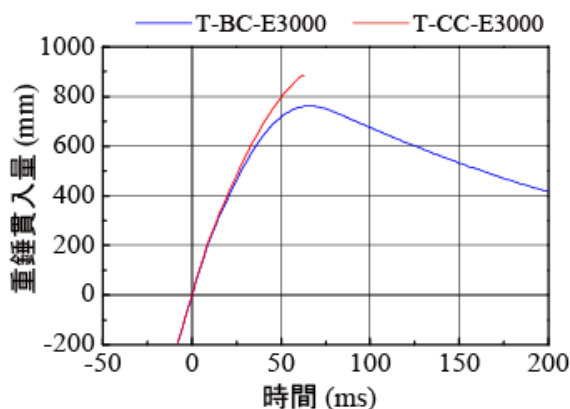


図-8.4 重錘貫入量波形

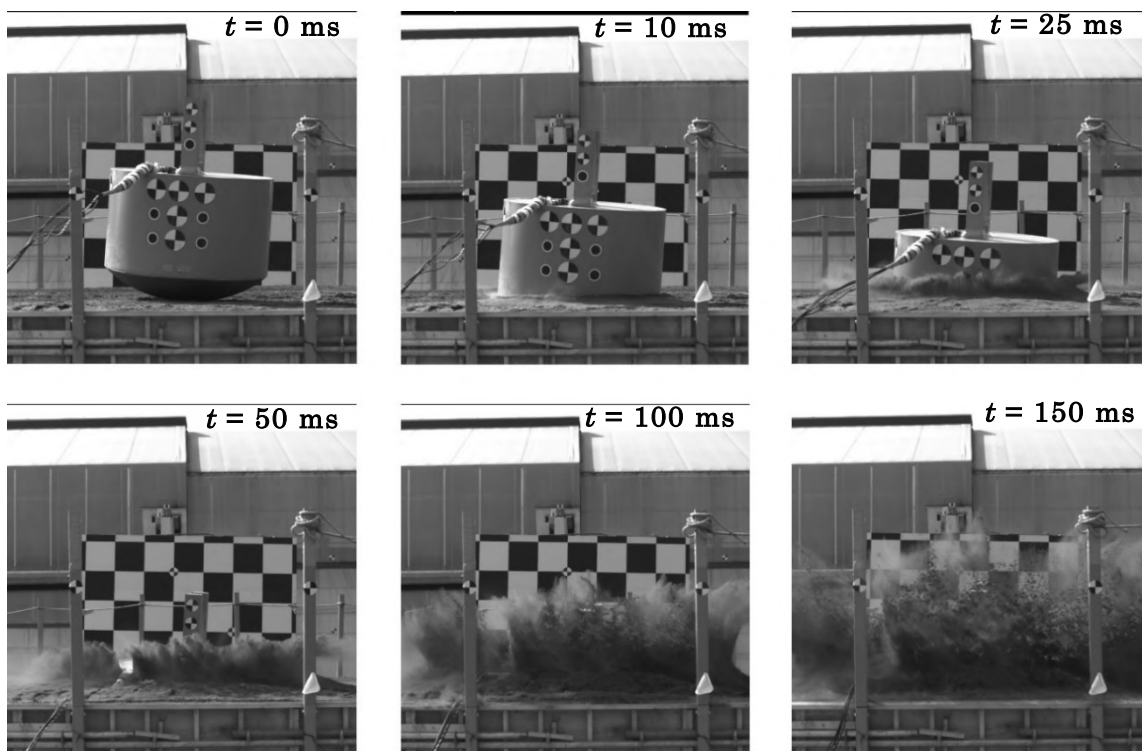
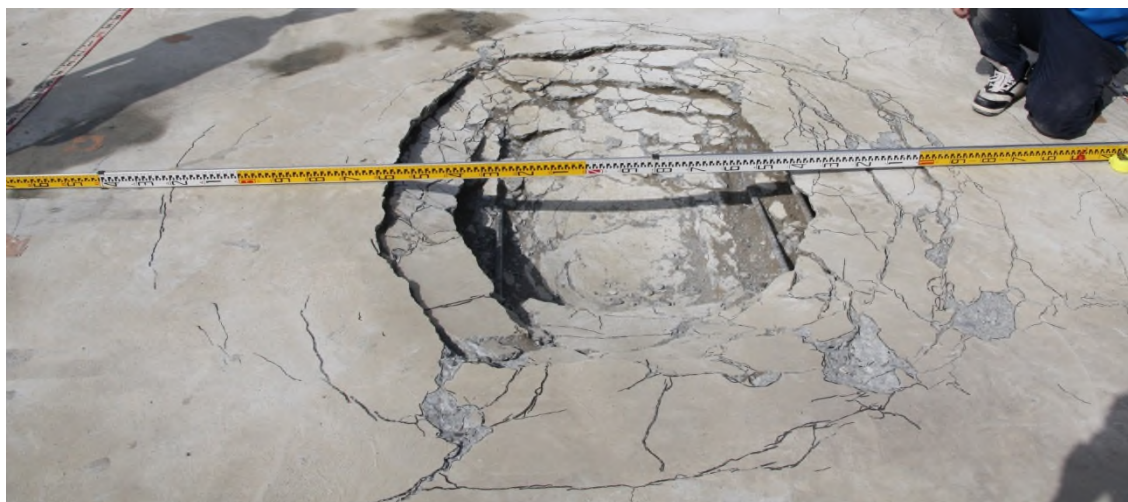


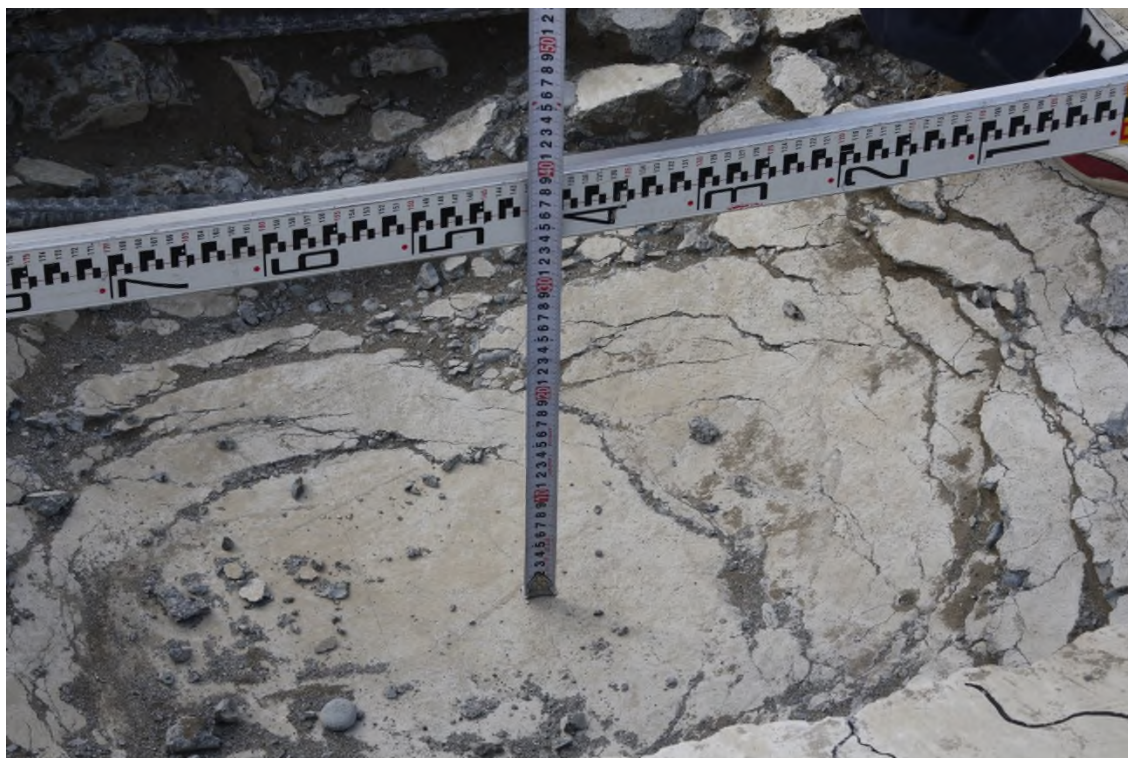
図-8.5 時刻歴重錘貫入状況 (T-EC-E3000)



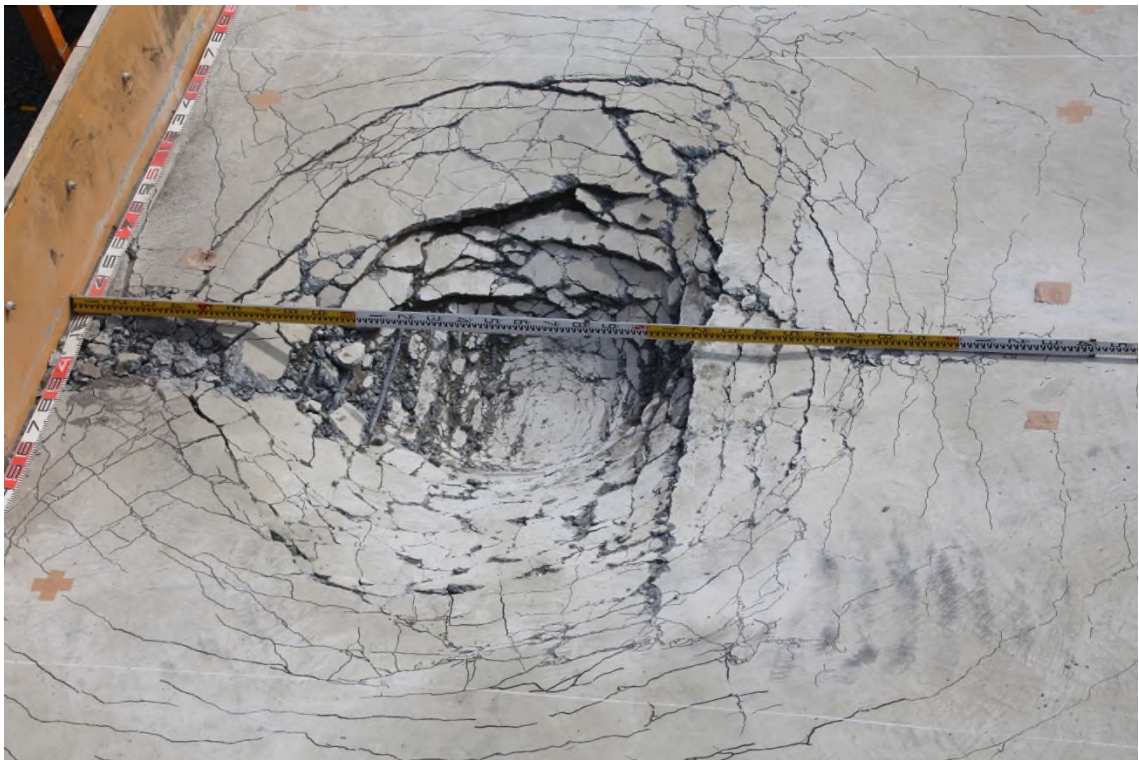
(a) TLAS 芯材 RC 版の損傷状況



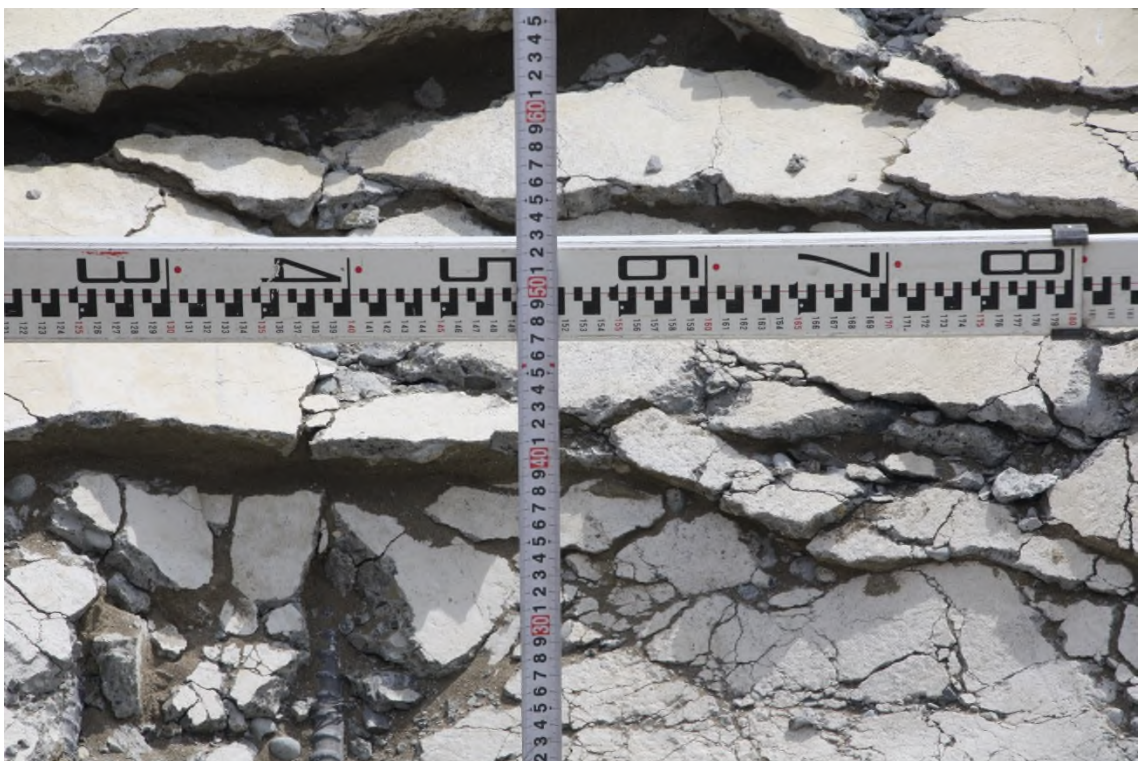
(b) TLAS 芯材 RC 版の損傷状況 (T-BC-E3000)



(c) TLAS 芯材 RC 版の貫入状況 (T-BC-E3000)



(d) TLAS 芯材 RC 版の損傷状況 (T-EC-E3000)



(e) TLAS 芯材 RC 版の貫入状況 (T-EC-E3000)

図-8.6 TLAS 芯材 RC 版の損傷状況

撃応力も未だ 0.2 MPa 以下であることが確認できる。

8.3.3 変位波形と最大鉄筋ひずみ

図-8.7 には、両実験ケースに関する荷点直下の頂版変位波形を比較して示している。図より、衝撃初期の 100 ms 程度までは両者類似の波形性状を示していることが分かる。その後、中央断面荷時 (T-BC-E3,000) には減衰振動に移行しているが、端部断面荷時の場合 (T-CC-E3,000) には再度 2.5 mm 程度変形した後中央断面荷時と類似した振動性状を示している。主波動の継続時間を見ると、重錘衝撃力のそれに比して若干長い傾向を示していることが分かる。

最大変位は 8 mm 程度であり、両ケースで類似している。その後、原点を中心に振動する傾向を示していることから、弾性に近い状態であることが類推される。

また、各実験ケースにおける鉄筋の最大応答ひずみ値を求めると、表-8.1 のように示される。第7章で示される入力エネルギーが $E_k = 1,500$ kJ で敷砂緩衝材や碎石緩衝材を設置した場合には、鉄筋ひずみがそれぞれ最大 1,250 μ , 2,000 μ に達しており、特に碎石緩衝材の場合には降伏に至っている。一方で、TLAS を設置して入力エネルギーが $E_k = 3,000$ kJ である本実験の場合には、表で示されるように最大で 650 μ 程度と弾性範囲内で応答していることが分かる。これより、鉄筋ひずみの観点から両者を比較すると、TLAS を設置した場合には敷砂緩衝材の場合に対して約 4 倍、碎石緩衝材の場合に対して約 6 倍の緩衝性能を有していることが分かる。

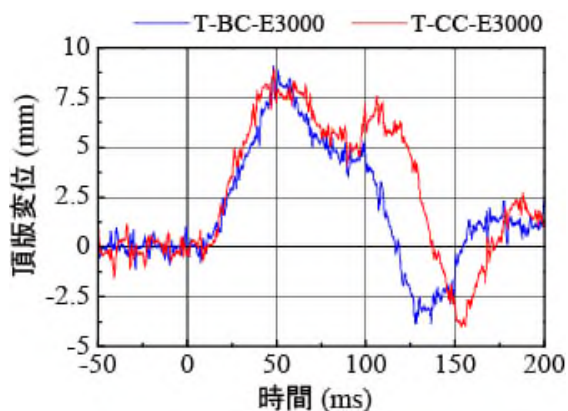


図-8.7 荷点直下頂版変位波形

表-8.1 鉄筋の最大応答ひずみ一覧

実験ケース	最大鉄筋ひずみ (μ)					
	柱頂部		頂版載荷点部		側壁頂部	
	外縁	内縁	上縁	下縁	外縁	内縁
T-BC-E3000	654	-284	-145	498	372	-175
T-CC-E3000	552	-344	-147	443	665	-140

8.3.4 変位分布の経時変化

図-8.8には、載荷点を通る断面の内空法線方向変位分布の経時変化を両ケースで比較して示している。図より、衝撃初期の100ms程度までは、時間的にも空間的にも両者類似した分布性状を示していることが分かる。頂版の変位分布が放物線状であることや、端部断面載荷時(T-CC-E3,000)と中央断面載荷時(T-BC-E3,000)で類似の変位分布を示していることは、芯材RC版の荷重分散効果や裏層EPSブロックの応力-ひずみ特性によって、衝撃荷重が広くほぼ均一な強度で分散して作用していることを暗示している。

最大変位が載荷位置に拘わらずほぼ8mm程度であることは、前述の通りである。なお、残留変位は端部で1.4mm程度で有り、頂版はほぼ完全に復元していることが分かる。なお、第7章で示された入力エネルギーが $E_k = 1,500$ kJで敷砂緩衝材や碎石緩衝材を設置した場合の頂版の最大変位及び残留変位は、中央断面載荷で最大変位が12.2mm, 27.4mm, 残留変位が1.9mm, 5.1mmである。TLASと敷砂緩衝材設置の場合における最大変位と残留変位が類似していることから、応答変位の観点からは、TLASの緩衝性能は敷砂に比較して3倍以上優れていることが分かる。

一方、図-8.9には、鉛直変位の載荷点を通る軸方向分布に関する経時変化を両ケースで比較して示している。図より、中央断面載荷(T-BC-3,000)の場合には軸方向にほぼ均一に変動していることが分かる。一方端部断面載荷の場合(T-CC-E3,000)には、線形に分布しており、自由端近傍載荷の影響を確認できる。このように、変位が線形に分布するのは芯材RC版による衝撃荷重の分散効果によるものと推察される。なお、第7章で示した碎石緩衝材設置の場合には、中央断面載荷時で載荷点を中心に折れ線状に分布しており、また端部断面載荷の場合には両端支持梁の一端が不同沈下を起こした場合と類似した分布を示していることは、前述の通りである。

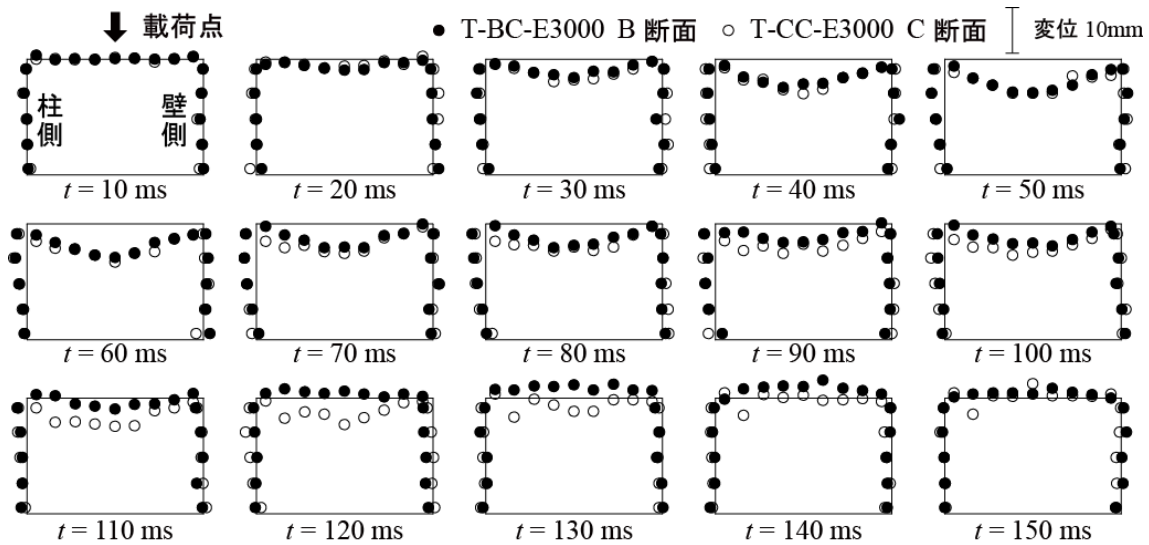


図-8.8 载荷中心を通る内空変位の道路横断方向分布に関する経時変化

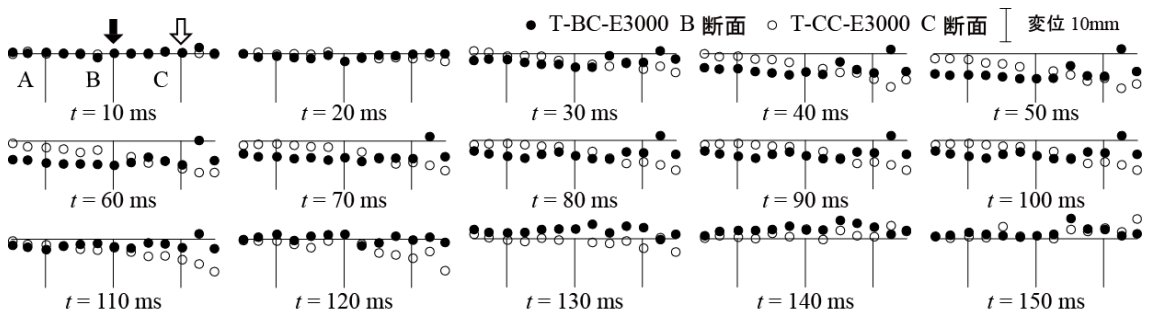


図-8.9 頂版中央部における変位の道路軸方向分布に関する経時変化

8.3.5 曲げモーメント分布の経時変化

図-8.10 には、断面方向曲げモーメントの载荷点を通る断面内分布に関する経時変化を両ケースで比較して示している。図より、载荷点の異なる2つの分布図は時間的にもほぼ類似した分布性状を示していることが分かる。これは、芯材 RC 版によって衝撃荷重が広く分散されることにより一方向曲げのような性状を示すことと、裏層 EPS ブロックの応力-ひずみ特性によって伝達応力がほぼ均等化されるためと推察される。

また、第7章で示された敷砂緩衝材や碎石緩衝材を設置した場合における頂版曲げモーメントの分布は、両端固定梁に類似して载荷点周辺が負曲げなることが明らかになっている。しかしながら、TLAS を設置した場合にはほぼ両端単純支持梁に類似した分布性状を示していることが分かる。これは、敷砂あるいは碎石

緩衝材の場合には衝撃荷重が集中荷重的に作用するのに対して、TLAS を設置した場合には上述のように満載等分布的にほぼ同一時間に作用するためと推察される。

頂版の最大曲げモーメントは 199 kNm/m として示されている。第7章で示された入力エネルギー $E_k = 1,500 \text{ kJ}$ の場合で敷砂あるいは砕石緩衝材を設置した場合には、中央断面載荷の場合でそれぞれ 412 kNm/m 、 575 kNm/m として示されている。TLAS 設置の場合と敷砂緩衝材あるいは採石緩衝材設置の場合で、入力エネルギーを等しくして比較すると、最大曲げモーメント値は、TLAS を設置する場合が敷砂や採石緩衝材を設置する場合に比較して、それぞれ $1/4$ 、 $1/5.8$ 程度の値になることが分かる。また、端部における負曲げの値は、中央部に比較してさらに低減されている。

図-8.11 には、断面方向曲げモーメントの載荷点を通る軸方向分布の経時変化を比較して示している。図より、前述の変位分布と類似した分布性状を示していることが分かる。すなわち、中央断面載荷の場合 (T-BC-E3,000) には軸方向にほぼ均一な分布を示しており、端断面載荷の場合 (T-CC-E3,000) には、他端部で零を示す線形な分布性状を示している。

図-8.12 には、軸方向曲げモーメントに関する載荷点を通る軸方向分布の経時変化を比較して示している。図より、第7章の入力エネルギーが $E_k = 1,500 \text{ kJ}$ の場合における敷砂あるいは砕石緩衝材を設置した場合の結果 (図-7.12) と比較して、曲げモーメント値のスケール値が $1/5$ となっており、非常に小さいことが分かる。これより、TLAS を設置する場合には、一方向曲げのみを考慮し、断面方向曲げにのみ着目して設計が可能であることが明らかになった。

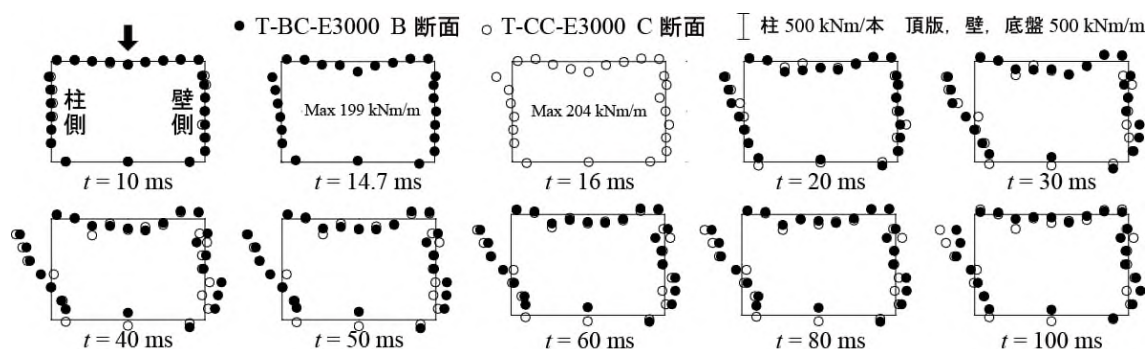


図-8.10 載荷中心を通る道路横断方向曲げモーメントの断面内分布に関する経時変化

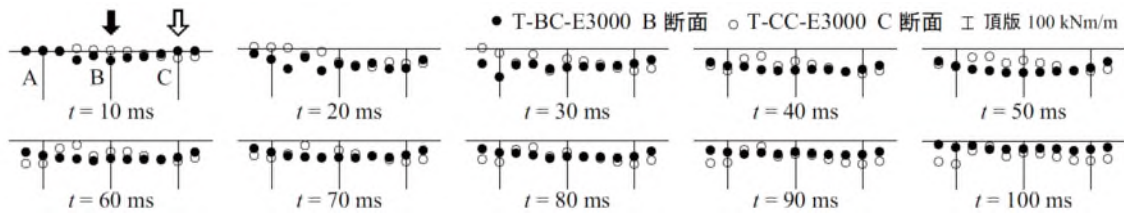


図-8.11 断面曲げモーメントの载荷点を通る軸方向分布の経時変化

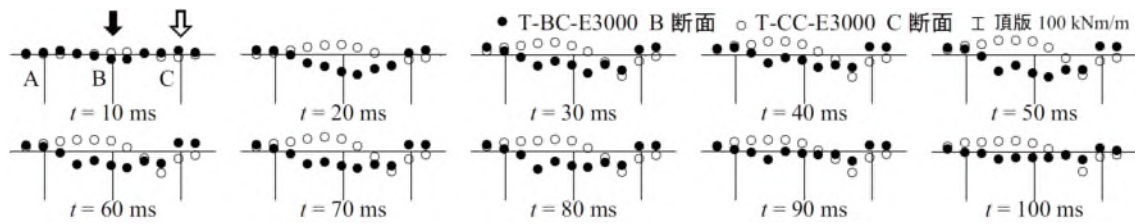
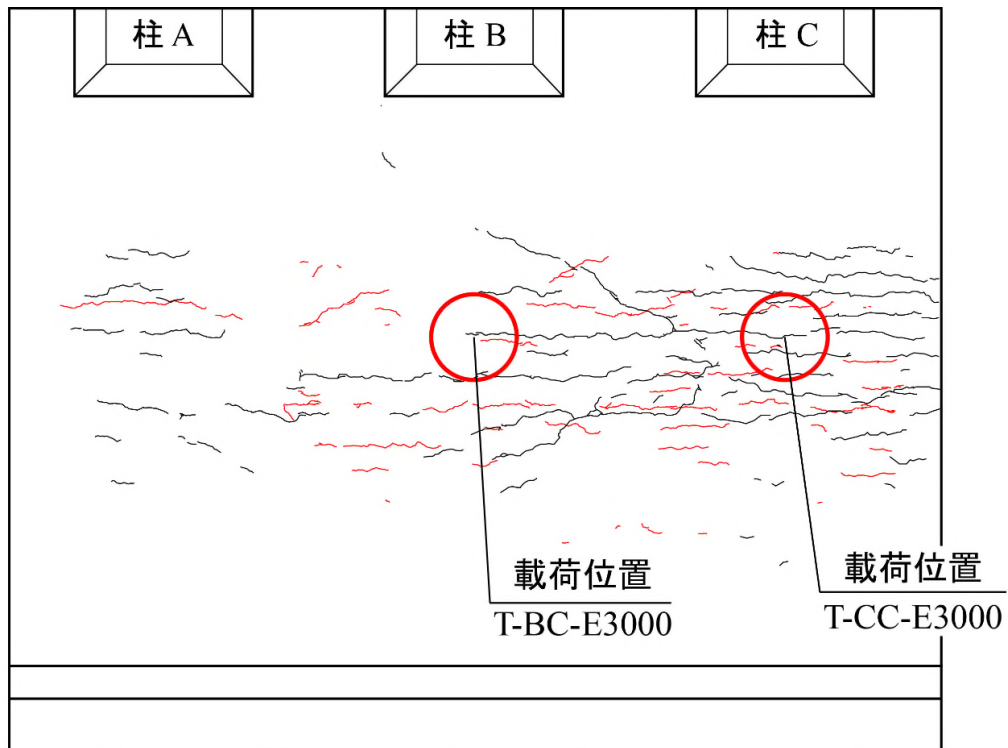


図-8.12 軸方向曲げモーメントの载荷点を通る軸方向分布の経時変化

8.3.6 ひび割れ分布性状

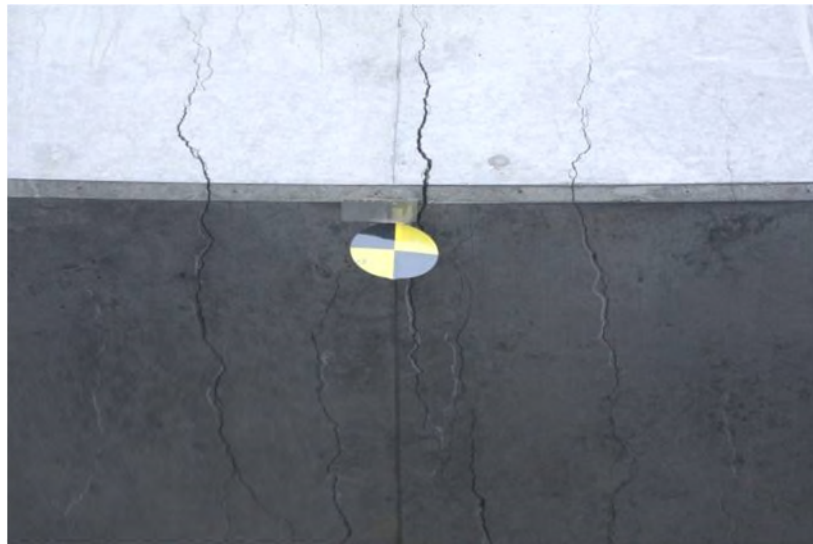
図-8.13 には、TLAS を設置した場合における実験終了後の頂版下面ひび割れ分布を、過去の衝撃荷重载荷によって発生したひび割れ分布と共に示している。また、写真-8.1 には、頂版下面のひび割れ発生状況を示している。図より、ひび割れは端部断面载荷側の頂版を中心に、道路軸方向への一方向曲げによりひび割れが発生していることが分かる。これより、TLAS を設置した場合には、前述のように一方向曲げが卓越することと、第 7 章で示した版効果による降伏線理論に基づいた対角線状のひび割れ（図-7.16）が発生しないことが明らかになった。

これは、TLAS の設置を前提にロックシェットの断面設計を行う場合には、現状の落石対策便覧と同様に骨組構造を仮定してもよいことを示唆している。

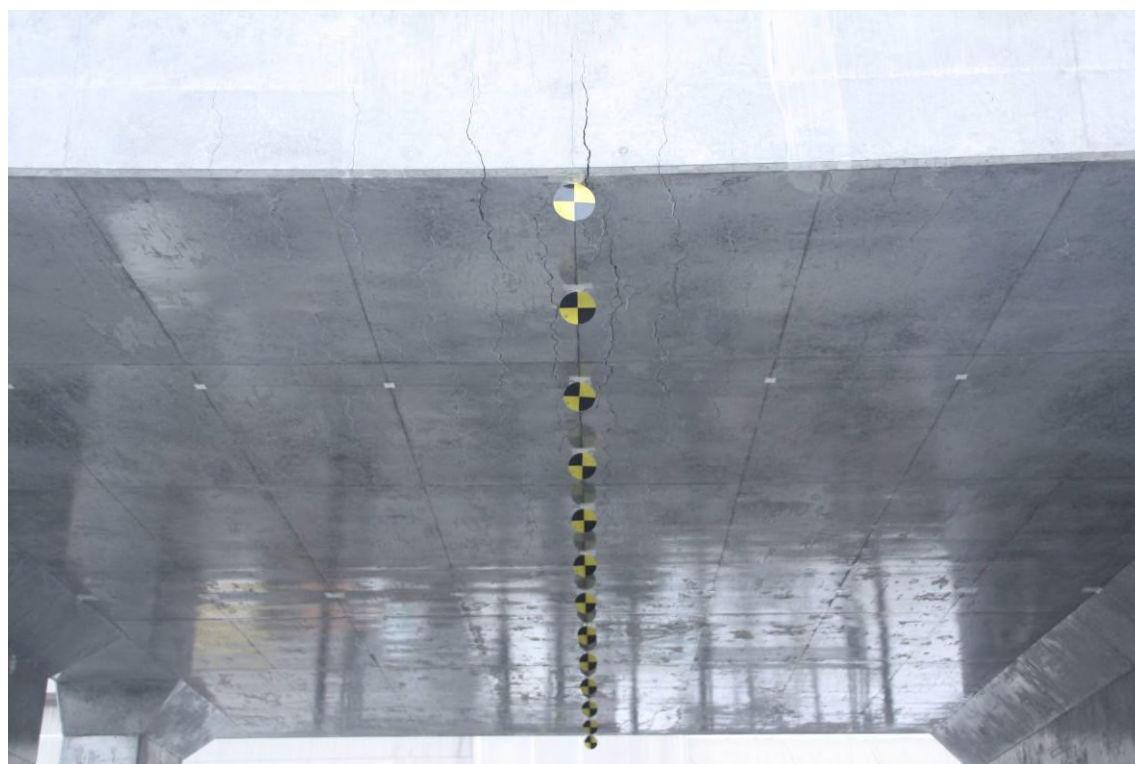


※ 黒線:TLAS実験前のひび割れ、赤線:T-BC-E3000によるひび割れ

図-8.13 頂版下面ひび割れ分



(a) 実験後の端部断面載荷側端部のひび割れ状況 (G-3000)



(b) 実験後の頂版下面全体のひび割れ発生状況 (G-3000)

写真-8.1 実験終了後における頂版下面のひび割れ発生状況

8.4 まとめ

本章では、緩衝材として、表層に $T = 50\text{cm}$ 厚の敷砂、芯材に $T = 30\text{ cm}$ 厚の RC 版、裏層に $T = 100\text{ cm}$ 厚の EPS ブロックからなる三層緩衝構造 (TLAS) を設置し、10 ton 重錘を 30 m から落下させる ($E_k = 3,000\text{ kJ}$) 重錘落下衝撃実験を実施した。載荷点は中央断面中央部 (T-BC-E3,000) と端断面中央部 (T-CC-E3,000) とした。本実験から得られた事項を整理すると、以下の通りである。すなわち、

- 1) 重錘衝撃力波形は、初期の正弦半波状の波形と後続する台形状の波形が連なった性状を示す。正弦半波状の波形は主に芯材 RC 版上に設置された敷砂緩衝材によって生じるものであり、後続の台形状の波形は重錘が芯材 RC 版と敷砂と共に剛体的に挙動して生じたものである。台形状の波形は、過去の研究から頂版に伝達する衝撃力波形に類似している。
- 2) 最大重錘衝撃力は、TLAS の設計時に用いられる評価式による結果と大略対応しており、その妥当性が明らかになった。

- 3) 主波動継続時間が 100 ms 程度であり，敷砂や碎石緩衝材の場合における 50 ms よりも長く，緩衝性能に優れることが確認できた。
- 4) 芯材 RC 版は押し抜きせん断破壊を呈しているが貫通には至らず，未だ機能を保持していることが確認できた。
- 5) 頂版載荷点等の最大鉄筋ひずみ値はいずれの実験ケースにおいても最大で 650 μ 程度の値を示しており，鉄筋は弾性状態を保持している。
- 6) 本実験結果得られた最大鉄筋ひずみ値と，入力エネルギー $E_k = 1,500$ kJ の場合における敷砂緩衝材と碎石緩衝材を設置した場合における最大鉄筋ひずみ値を比較すると，TLAS の緩衝性能は，敷砂緩衝材を設置する場合に対して約 4 倍，碎石緩衝材を設置する場合に対して約 6 倍程度であることが明らかになった。
- 7) 頂版の断面方向位分布は放物線状である。また，載荷点を通る軸方向分布は中央断面載荷時にはほぼ均一で有り，端部断面載荷時には載荷側自由端が大きい線形な分布性状を示す。これより，衝撃荷重は芯材 RC 版によって広く分散し，かつ EPS ブロックの応力-ひずみ特性によってほぼ一様な伝達応力が作用することが推察される。
- 8) 断面方向曲げモーメントは，衝撃荷重がほぼ一様に分散作用することによって骨組構造に等分布荷重が載荷する場合と類似した分布性状を示す。
- 9) 頂版下面には，主に道路軸方向に延びる一方向曲げによるひび割れが発生し，敷砂や碎石緩衝材を設置した場合のような降伏線理論に基づく対角線状のひび割れは発生しない。
- 10) 本実験で設置した TLAS を用いることにより，入力エネルギーが $E_k = 3,000$ kJ であるにも拘わらず鉄筋ひずみが弾性範囲内に有り，かつ頂版下面に生ずる曲げひび割れも少ないことから，ロックシェッドはさらなる入力エネ

第 8 章 三層緩衝構造を設置した場合のロックシェットの耐衝撃挙動

ルギーに対しても十分安全性を保持することが可能であるものと判断される。

第9章 総括

9.1 結論

本研究では、まずロックシェッドの設計対象となる落石の現状を把握すると共に、調査結果としてとりまとめた。また、既設ロックシェッドの性能照査では緩衝材によるエネルギー吸収の把握が重要となることから、既設ロックシェッドの緩衝材の実態調査を実施した。さらに、RC製ロックシェッドの性能照査型設計法の確立に向けた基礎的資料の取得を目的として、実規模RC製ロックシェッド模型を製作し、頂版に現行設計基準の敷砂緩衝材、緩衝材実態調査結果から実績の多い碎石緩衝材、上述のTLASを用いる場合の三種類について、重錘質量、落下高さおよび落下位置を変化させた実規模ロックシェッドの重錘落下衝撃実験し、弾性域から終局までの耐衝撃挙動を明らかにした。

本研究で得られた知見をまとめると、以下の通りである。

第1章では、本論文の序論として、研究の背景や目的について述べるとともに、本研究に関連する既往研究の整理を行った。

第2章では、国内における国道上への落石の現状を把握することを目的に、日本全国の国道や、北海道内の国道に限定して落石の発生状況について検討を行った。その結果、

- 1) 岩盤崩落や落石による事故を未然に防ぐために継続して防災事業を進めているが、落石災害の事象は現在も少なからず発生している。
- 2) 日本全国の国道における落石の発生状況より、海岸線の道路ないし海食崖の多い地域である北海道と四国において落石災害が多い。
- 3) 道路斜面災害は、発生箇所の斜面形状(地形)や斜面構成地質等の潜在的原因と、引き金となる誘因(直接的原因)が複雑に関与して発生する。落石の誘因は、降雨、融雪、経年変化、凍結融解、地震、動物の接触、人為的なもの、強風と多岐に渡る。このため、落石は余地予測が困難な事象と云える。

第9章 総括

第3章では、北海道の国道における既設ロックシェットの緩衝材に関する実態調査を実施し、昭和の年代に施工されたロックシェットの緩衝材は現地発生土の礫質土であり、緩衝材の締固め度は平均で92%と非常に強固に締固まっていることが明らかとなった。

第4章では、江別市角山にある実規模衝撃載荷実験施設と試験体の配置、実規模RC製ロックシェット模型試験体の試験体設計、試験体製作、土質系緩衝材、実験計測について記述した。

第5章では、緩衝材がRCロックシェットの弾性域における耐衝撃挙動に及ぼす影響を検討することを目的として、敷砂および砕石を緩衝材として設置した場合において、2ton重錘を2mの高さから落下させる重錘落下衝撃実験を実施した。本実験より得られた知見を整理すると、以下のように示される。

- 1) 砕石緩衝材を設置する場合の重錘衝撃力波形は、敷砂を緩衝材とする場合に比べて、最大衝撃力は2倍程度に大きく、荷重継続時間は1/2程度と短い。従って、ロックシェット内のひずみ波形等も対応して砕石緩衝材の場合が敷砂緩衝材に比較して2倍程度の値を示す。
- 2) 中央断面中央載荷における曲げモーメント分布は2方向曲げの剛性効果により、より局所的な分布を示す。一方端部断面中央載荷の場合には1方向曲げの状態となり単純梁に類似した分布性状を示し、中央断面載荷時より小さな値を示し、最大曲げモーメントは、中央断面載荷や端部載荷に関わらず、中央点載荷時に発生する。
- 3) 緩衝材による最大曲げモーメント値を比較すると、重錘衝撃力や応答ひずみ値と同様に、砕石緩衝材の場合が敷砂緩衝材の場合よりも大きい。その割合は、中央断面中央載荷、端部断面中央載荷で、それぞれ1.6、1.7倍程度になっている。従って、砕石緩衝材を用いる場合には、敷砂緩衝材を用いる場合の1.7倍程度にすることによって、安全側で設計が可能である。

第6章では、道路防災工調査設計要領(案)落石覆工編で示されている現行設計法の妥当性を検証することを目的に、入力エネルギー $E_k = 40 \text{ kJ}$ の場合における

実験結果を基に、現行設計法に基づいた設計用曲げモーメント値と比較する形で検討を行った。本章で得られた知見を整理すると、以下の通りである。すなわち、

- 1) 現行設計法で規定されている敷砂緩衝材のラーメの定数 $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ を用い、有効幅を柱間隔の $L_e = 4 \text{ m}$ とすることで、安全側の設計曲げモーメントを与える。
- 2) 実験結果から得られた緩衝材のラーメの定数を適用した場合においても、安全側の設計曲げモーメントを与える。その余裕度は、敷砂と砕石緩衝材で 1.5 程度である。これは、中央載荷時には 2 方向曲げの効果が期待できることが大きい。
- 3) 断面方向の載荷点の影響を見ると、中央部載荷が最も厳しい。これは、柱側および側壁側載荷の場合には、曲げ剛性の大きい柱部あるいは側壁に近いことにより分散効果が大きいためである。

第 7 章では、敷砂緩衝材と砕石緩衝材を設置した場合において、入力エネルギーが大きくロックシェッドにひび割れが発生して塑性域に達した状態における、緩衝性能や対応するシェッドの応答性状について、実験的に検討を行った。本実験では、10 ton 重錘を 15 m から落下させることにより $E_k = 1,500 \text{ kJ}$ を入力させることとした。また、載荷位置は、敷砂緩衝材の場合には中央断面中央部とし、砕石緩衝材の場合には中央断面中央部と端部断面中央部とした。本章で得られた結果を整理すると、以下の通りである。すなわち、

- 1) 中央断面中央載荷において、砕石緩衝材を設置した場合の重錘衝撃力は、敷砂緩衝材を設置した場合の 1.8 倍程度大きい。
- 2) 砕石緩衝材を設置して端部断面載荷時の最大重錘衝撃力は、中央断面載荷に比較して 80% 程度に低減する。これは、端部載荷の場合には自由端近傍であることより、1 方向曲げが卓越し、変形が大きくなることによるものと推察される。敷砂緩衝材を設置した場合の重錘貫入量は 640 mm 程度であった。設計入力エネルギーは $E_k = 100 \text{ kJ}$ であるが、本実験結果、その 15 倍の入力エネルギーに対しても未だ十分緩衝機能を果たすことが明らかになった。
- 3) 砕石緩衝材の場合における重錘貫入量は敷砂緩衝材に比較して 1/2 以下と小さく、緩衝性能的には敷砂緩衝材よりも劣ることが示された。

第9章 総括

- 4) 重錘衝撃力評価で用いられる落石対策便覧式におけるラーメの定数を，実験結果から同定すると，敷砂緩衝材の場合には $\lambda = 2,000 \text{ kN/m}^2$ ，碎石緩衝材の場合には $\lambda = 7,000 \text{ kN/m}^2$ として評価される．設計ガイドラインで提示している $\lambda = 8,000 \text{ kN/m}^2$ は，基部を剛基礎とした場合における値であるが，設計的にはいずれの緩衝材に対しても安全側の値であることが明らかになった．
- 5) 中央断面中央載荷において，碎石緩衝材の場合には，最大重錘衝撃力が敷砂緩衝材の場合に比して 1.8 倍程度大きいものに対して，曲げモーメントは 1.4 倍程度となっており，曲げモーメントの比率が重錘衝撃力よりも小さい．これは，入力衝撃力波形の継続時間等が影響しているものと推察される．
- 6) 碎石緩衝材を設置し端部断面載荷時の場合には，中央断面載荷時に比較して，最大重錘衝撃力は 80 % 程度に低減するが，曲げモーメントは 90 % 程度となっており，若干大きな値を示す．これより，設計的には端部断面においても中央断面載荷時における載荷点の曲げモーメントを用いて安全側で設計可能であることが明らかになった．
- 7) 各部材の法線方向変位分布に関しては，載荷時には載荷点を中心とした局所的な変形を示すが，衝撃荷重除荷後の自由振動状態では道路軸方向にほぼ等しい変形状態となる．また，碎石緩衝材を設置し端部断面中央載荷時の最大変位は 37.1 mm であるが，その頂版幅に対する割合は 0.5 % 弱であり，入力エネルギーが設計入力エネルギーの 15 倍であるにも拘わらず未だ終局に至っていないことが明らかになった．

第 8 章では，緩衝材として，表層に $T = 50\text{cm}$ 厚の敷砂，芯材に $T = 30 \text{ cm}$ 厚の RC 版，裏層に $T = 100 \text{ cm}$ 厚の EPS ブロックからなる三層緩衝構造 (TLAS) を設置し，10 ton 重錘を 30 m から落下させる ($E_k = 3,000 \text{ kJ}$) 重錘落下衝撃実験を実施した．載荷点は中央断面中央部 (T-BC-E3,000) と端断面中央部 (T-CC-E3,000) とした．本実験から得られた事項を整理すると，以下の通りである．すなわち，

- 1) 重錘衝撃力波形は，初期の正弦半波状の波形と後続する台形状の波形が連なった性状を示す．正弦半波状の波形は主に芯材 RC 版上に設置された敷砂緩衝材によって生じるものであり，後続の台形状の波形は重錘が芯材 RC 版と敷砂と共に剛体的に挙動して生じたものである．主波動継続時間が 100

ms 程度であり，敷砂や碎石緩衝材の場合における 50 ms よりも長く，緩衝性能に優れることが確認できた．

- 2) 台形状の波形は，過去の研究から頂版に伝達する衝撃力波形に類似している．
- 3) 最大重錘衝撃力は，TLAS の設計時に用いられる評価式による結果と大略対応しており，その妥当性が明らかになった．
- 4) 本実験結果得られた最大鉄筋ひずみ値と，入力エネルギー $E_k = 1,500$ kJ の場合における敷砂緩衝材と碎石緩衝材を設置した場合における最大鉄筋ひずみ値を比較すると，TLAS の緩衝性能は，敷砂緩衝材を設置する場合に対して約 4 倍，碎石緩衝材を設置する場合に対して約 6 倍程度であることが明らかになった．
- 5) 頂版の断面方向位分布は放物線状である．また，載荷点を通る軸方向分布は中央断面載荷時にはほぼ均一であり，端部断面載荷時には載荷側自由端が大きい線形な分布性状を示す．これより，衝撃荷重は芯材 RC 版によって広く分散し，かつ EPS ブロックの応力-ひずみ特性によってほぼ一様な伝達応力が作用することが推察される．
- 6) 本実験で設置した TLAS を用いることにより，入力エネルギーが $E_k = 3,000$ kJ であるにも拘わらず鉄筋ひずみが弾性範囲内に有り，かつ頂版下面に生ずる曲げひび割れも少ないことから，ロックシェッドはさらなる入力エネルギーに対しても十分安全性を保持することが可能であるものと判断される．

9.1 今後の研究課題

最終目的である RC 製ロックシェッドの合理的な耐衝撃設計法の確立に向けて，今後は以下に示すような課題を解決する必要があるものと判断される．

- 1) 三次元弾塑性有限要素法解析法，三次元動的骨組解析法とも，実験結果を精度よく再現可能であることから，今後は載荷位置や入力エネルギー，内空規模や部材厚・鉄筋比などを変化させた数値解析を推進し，合理的な耐衝撃設

計法としてどこまでの塑性域（ロックシェットの損傷状況（かぶりコンクリートの剥落の程度等））を設計指標とするか検討が必要である。また、杭基礎など基礎形式の差が耐衝撃挙動に及ぼす影響に関しても検討が必要である。

- 2) 性能照査型耐衝撃設計法を確立するためには、敷砂や碎石緩衝材に対しては、与えられた層厚に対しての緩衝材として機能を果たす最大入力エネルギー（吸収エネルギー）を特定（敷砂や碎石緩衝材に関する材料構成則の確立）することが必要である。なお、TLAS に関しては、入力エネルギー3,000 kJ 以下においては設計法が提案されていることや、その妥当性が本研究で示されたことより、特に課題はないものと判断しているが、3,000 kJ を超える範囲においては TLAS に関しても敷砂等と同様に最大入力エネルギーを特定する必要がある。

参考文献

- 1) 内閣府：平成 29 年度版 防災白書
- 2) 国土交通省気象庁：気候変動監視レポート 2016, 2017.7
- 3) (社) 日本道路協会：平成 12 年度版落石対策便覧, 2000.6
- 4) 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
- 5) (社) 土木学会：構造工学シリーズ 8, ロックシェットの耐衝撃設計, 1998.11
- 6) (社) 北海道開発技術センター：道路防災工調査設計要領 (案) 落石対策編, 落石覆工編, 2001.3
- 7) 山口 悟, 岸徳 光, 今野久志, 西 弘明：敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェット模型に関する衝撃載荷実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1149-1159, 2010.3
- 8) 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
- 9) 岸 徳光, 牛渡裕二, 今野久志, 山口 悟, 川瀬良司：重錘落下衝撃荷重を受ける 1/2 スケール RC 製ロックシェット模型に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1029-1040, 2012.3
- 10) ASTRA (2008). Einwirkungen infolge Steinschlags auf Schutzgalerien, Richtlinie, Bundesamt für Strassen, Baudirektion SBB, Eidgenössische Drucksachen- und Materialzentrale, Bern.
- 11) Schellenberg, Kristian: On the design of rockfall protection galleries. vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich, 2009, ETH e-collection
- 12) Numerical simulation of rockfall impact on a rigid reinforced concrete slab with a cushion layer, C. Roethlin, F. Calvetti, S. Yamaguchi, and T. Vogel, PROTECT 2013 in INDIA, Aug, 2013.
- 13) スイス連邦工科大学 (ETH) 等との落石防護工に関する協議, 池田憲二, 西弘明, 今野久志：寒地土木研究所月報, No.732, pp.34-36, 2014.5.
- 14) 岡田憲治, 小山田欣裕：覆道の衝撃実験について, 第 21 回北海道開発局技術研究発表会, pp.202-207, 1978.2
- 15) 岡田憲治, 竹田俊明：覆道の衝撃実験について, 第 22 回北海道開発局技術研究発表会, pp.249-255, 1979.2

- 16) 岡田憲治, 中松俊裕 : 覆道の衝撃実験について, 第 23 回北海道開発局技術研究発表会, pp.112-123, 1980.2
- 17) 鋼材倶楽部 : 新しい落石覆いの開発に関する研究, 鋼材倶楽部研究報告, 1973.4
- 18) 吉田 博, 竹島 忠, 古市進作, 石塚賢吉 : ロック・シェッド上の落石による衝撃力の推定に関する実験, 道路, No.428, pp.35-41, 1976.10
- 19) 吉田 博, 石塚賢吉, 細川 豊, : ロック・シェッド上の落石による衝撃力の推定法に関する研究, 道路, No.444, pp.38-43, 1976.10
- 20) 吉田 博, 榊谷 浩 : 落石の衝撃力実験結果と各種推定式の関連について, 第 1 回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関する論文集, pp.6-16, 1983.7
- 21) 吉田 博, 榊谷 浩, 鈴木哲治, : 敷砂上の落石の衝撃加速度と衝撃土圧に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 352 号, pp.61-70, 1984.12
- 22) 佐々木 康, 古賀泰之 : 敷砂上の落石の衝撃力に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 340 号, pp.127-137, 1983.12
- 23) 建設省土木研究所動土質研究室, 敷砂上の落石の衝撃力に関する実験報告書, 土木研究所資料第 1822 号, 1982.3
- 24) 中野 修, 岸 徳光, 松岡健一, 後藤雪夫 : 衝撃荷重測定用ロードセルの試作, 土木学会論文集, No.453/VI-17, pp.151-161, 1992.9
- 25) 園田恵一郎, 小林治俊, 鈴木輝男 : ロックシェッドに対する落石荷重計算法 (ヘルツ式の改良) について, 第 1 回落石の衝撃力及びロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集, pp.25-35, 1983
- 26) 土木学会編 : 土木技術者のための振動便覧, pp.18-27, 1983.7
- 27) 三上敬司, 能町純雄, 松尾健一, 岸 徳光 : 落石による落石覆工への衝撃力に関する評価, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.559-569, 1987
- 28) 小林治俊, 園田恵一郎, 上林厚志, 中岡健一 : 落石覆工に作用する衝撃土圧の三次元弾性論による一検討, 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.99-100, 1991.3
- 29) 芳村 仁, 三上 隆 : ロックシェッドに作用する落石の衝撃力についての一考察, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 40 号, pp.51-54, 1984.2
- 30) 芳村 仁, 三上 隆, 運上茂樹, 若林 学 : ロックシェッドに作用する落石の衝撃力, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 42 号, pp.103-108, 1986.2

- 31) 羽柴寛文, 前田健一, 内藤直人, 山口 悟, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司 : 落石特性の異なる水平堆積層内の衝撃力伝達挙動に関する二次元個別要素法解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.2, I_443-I_454, 2012.9
- 32) 内藤直人, 前田健一, 山口悟, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司 : 落体の衝撃力と貫入挙動に着目した敷砂の衝撃緩衝メカニズム, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.69, No.2, I_361-I_370, 2013.9
- 33) 岸 徳光, 吉田紘一, 松岡健一, 能町純雄 : 層状弾性体にモデル化した覆工敷砂部の衝撃応答解析, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.817-826, 1988.3
- 34) 園田佳臣, 佐藤紘志, 石川信隆 : エネルギー基準による落石覆工上のサンドクッション厚の算定法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1617-1625, 1991.3
- 35) 吉田 博, 松葉美晴, 法貴貫志郎, 久保田努 : 発泡スチロールの落石に対する緩衝効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 427 号/VI-14, pp.143-152, 1991.3
- 36) 佐藤匡之, 岸 徳光, 中野 修 : 重錘落下衝撃に対する砂および EPS の緩衝効果, 土木学会第 45 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp.500-501, 1990.9
- 37) 中野 修, 今野久志, 岸 徳光 : EPS を用いた落石覆道の緩衝構造について, 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.65-68, 1991.3
- 38) 今野久志, 中野 修, 岸 徳光, 松岡健一 : EPS を用いた緩衝システムを伝達する応力性状, 土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp.1050-1051, 1991.9
- 39) 中野 修, 今野久志, 金子 学, 小野裕二 : EPS の落石覆工緩衝材への適用について, 建設省技術研究会論文集, 1991.11
- 40) 岸 徳光, 中野 修, 今野久志, 松岡健一 : 三層緩衝構造の緩衝効果に関する室内実験, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1577-1586, 1992.3
- 41) 岸 徳光, 佐藤昌志, 中野 修 : 三層緩衝構造の緩衝性能大型屋外実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1257-1265, 1995.3
- 42) 佐藤昌志, 岸 徳光, 西 弘明, 松岡健一 : 三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼす芯材 RC スラブの継手部の影響, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.1249-1256, 1995.3
- 43) 中野 修, 岸 徳光, 松岡健一, 遠藤 紘 : 三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼす裏面材料の影響, 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, 土木学会, pp.192-198, 1993.5

- 44) 佐藤昌志, 岸 徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1337-1346, 1996.3
- 45) Rockfall Engineering, Wiley Publishing, edited by S. Lambert and F. Nicot, Chapter 11, Design procedure for a three-layer absorbing system in rockfall protection galleries by N. Kishi and H. Kon-No, pp.375-392, 2011.
- 46) 三上善蔵: 落石防止防護工法, 理工図書, pp.120-124, 1984.12
- 47) 勘田益男, 前 育弘: 重錘落下実験による高密度 EPS を用いた落石衝撃力の算出における一提案, 第 4 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, 土木学会, pp.13-16, 1998.6
- 48) 岸 徳光, 川瀬良司, 今野久志, 岡田慎哉: 落石防護擁壁用途二層緩衝構造の伝達衝撃力算定式の定式化, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1289-1298, 2003.3
- 49) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 鈴木健太郎: 二層緩衝構造と杭基礎を併用した壁式落石防護擁壁の開発に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.1285-1294, 2006.3
- 50) 今野久志, 岸 徳光, 川瀬良司, 石川博之: 杭付形式 RC 落石防護擁壁の耐衝撃性能に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.751-756, 2007.7
- 51) 西 弘明, 岡田慎哉, 今野久志, 岸 徳光: H 形鋼を併用した杭付落石防護擁壁の衝撃載荷実験について, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.829-834, 2009.7
- 52) 川瀬良司, 岸 徳光, 西 弘明, 牛渡裕二, 刈田圭一: 鋼管杭頭部に H 形鋼を併用した落石防護擁壁の重錘衝突実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1113-1122, 2010.3
- 53) 川瀬良司, 岸 徳光, 西 弘明, 牛渡裕二, 刈田圭一: 杭付 RC 落石防護擁壁の数値シミュレーションと簡易設計法の提案, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1213-1224, 2011.3
- 54) トウラシット・トゥン, 岸 徳光, 小室雅人, 牛渡裕二: ソイルセメントの衝撃挙動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.34, pp.739-744, 2012.7
- 55) 岡田伸之, 岸 徳光, 牛渡裕二, 川瀬良二: ソイルセメントと EPS ブロックを組み合わせた緩衝工に関する静荷重および衝撃荷重載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.721-726, 2012.7

- 56) 牛渡裕二, 岸 徳光, 保木和弘, 前田健一: ソイルセメントを有する三層緩衝構造を設置した 1/2 スケール落石防護擁壁模型に関する重錘衝突実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.727-732, 2012.7
- 57) 山口 悟, 岸 徳光, 栗橋祐介, 牛渡裕二: ソイルセメントに関する重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.733-738, 2012.7
- 58) 菅原慶太, 岸 徳光, 牛渡裕二, 小室雅人: 表層材ソイルセメント厚を変化させた落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.715-720, 2012.7
- 59) 鈴木健太郎, 牛渡裕二, 岸 徳光, 栗橋祐介: 落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼすソイルセメント中の芯材ジオグリッド位置の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, pp.709-714, 2012.7
- 60) 牛渡裕二, 栗橋祐介, 前田健一, 鈴木健太郎, 岸 徳光: ソイルセメントを用いた三層緩衝構造を設置した落石防護擁壁模型に関する重錘衝突実験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.997-1007, 2013.3
- 61) 栗橋祐介, 牛渡裕二, 川瀬良司, 中野雄哉, 岸 徳光: ソイルセメント・ジオグリッド・EPS から成る三層構造の静載荷実験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.989-997, 2013.3
- 62) 西 弘明, 牛渡裕二, 川瀬良司, 岸 徳光: ソイルセメント・ジオグリッド・EPS から成る三層構造の静的耐荷挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp. 757-762, 2013.7
- 63) 山口 悟, 木幡行宏, 牛渡裕二, 岸 徳光: ソイルセメント・敷砂・砕石の緩衝効果に関する重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp. 751-756, 2013.7
- 64) 菅原慶太, 牛渡裕二, 小室雅人, 岸 徳光: 表層材ソイルセメント強度を変化させた落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.763-768, 2013.7
- 65) 小室雅人, 牛渡裕二, 岸 徳光, トウラシット・タウン: ソイルセメントを有する三層緩衝構造を付設した落石防護擁壁模型の耐衝撃挙動に関する弾塑性衝撃応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.745-750, 2013.7
- 66) 内藤直人, 前田健一, 牛渡裕二, 山口 悟: ソイルセメントの衝撃力伝達挙動に関する二次元個別要素法解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.733-738, 2013.7

- 67) 藤堂俊介, 牛渡裕二, 栗林祐介, 岸 徳光 : ソイルセメント厚が異なる落石防護擁壁用三層緩衝構造の重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.769-774, 2013.7
- 68) 保木和弘, 牛渡裕二, 小室雅人, 岸 徳光 : 異なる母材を用いたソイルセメントの緩衝性能に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.739-744, 2013.7
- 69) 鈴木健太郎, 牛渡裕二, 栗橋祐介, 岸 徳光 : 落石防護擁壁用三層緩衝構造の緩衝性能に及ぼすソイルセメント中の芯材ジオグリッドの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, pp.727-732, 2013.7
- 70) 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
- 71) 山口 悟, 今野久志, 西弘明, 小室雅人, 岸徳光 : 敷砂緩衝材の緩衝特性に関する大型重錘落下衝撃実験, 土木学会構造工学論文集, Vol.59A, pp.967-976, 2013.3
- 72) S. Yamaguchi, H. Kon-No, H. Nishi, Y. Kohata, M. Komuro, Ch. Roethlin, and N. Kishi : Large-Scale Falling-Weight Impact Test of Sand Cushion, PROTECT 2013 (INDIA), Performance, Protection & Strengthening of Structures Under Extreme Loading, CD, 2013.8
- 73) 山口 悟, 木幡行宏, 小室雅人, 内藤直人, 岸徳光 : 敷砂あるいは碎石緩衝材の緩衝特性に関する大型重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.983-995, 2014.3
- 74) 今野久志, 山口 悟, 西弘明, 武田雅弘, 岸徳光 : 敷砂厚の異なる敷砂緩衝材の実規模重錘落下衝撃実験と衝撃応答解析, 土木学会構造工学論文集, Vol.59A, pp. 977-988, 2013.3
- 75) 田士大輔, 小室雅人, 山口 悟, 今野久志, 岸 徳光 : 重錘落下衝撃を受ける敷砂緩衝材の緩衝性能に関する数値シミュレーション, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 70 号, 2014.2
- 76) 内藤直人, 前田健一, 山口 悟, 今野久志, 牛渡裕二, 鈴木健太郎 : 二次元個別要素法解析による敷砂緩衝材の衝撃力伝達メカニズム, 土木学会構造工学論文集, Vol.61A, pp.876-886, 2015.3
- 77) 奥村勇太, 前田健一, 内藤直人, 西 弘明, 山口 悟, 川瀬良司 : 落石衝突による敷砂緩衝材内の変形挙動, 土木学会構造工学論文集, Vol.61A, pp. 867-875, 2015.3

- 78) 吉田 博, 細川 豊, 石塚賢吉: 落石によるロック・シェッド動的効果について, 道路, No.438, pp.54-58, 1977.8
- 79) 吉田 博, 榎谷 浩, 岡 衛: 落石覆工屋根上への落石による衝撃荷重特性について, 土木学会論文集, 第 362 号, pp.461-470, 1985.10
- 80) 岸 徳光, 能町純雄, 松岡健一, 吉田絃一: 一方向に補剛された両端単純支持矩形板の衝撃応答特性について, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.549-557, 1987.3
- 81) 菅田紀之, 岸 徳光, 松岡健一, 尾崎 訊: 剛性マトリックス法の衝撃応答解析への適用性, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1519-1527, 1991.3
- 82) 吉田 博, 榎谷 浩, 今井和昭: 個別要素法による敷砂上への落石の衝撃特性に関する解析, 土木学会論文集, 第 392 号, pp.297-306, 1988.4
- 83) 榎谷 浩, 中田吉彦, 梶川康男: 個別要素法の衝撃問題への適用に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1477-1487, 1992.3
- 84) 佐藤睦治, 吉田絃一, 千葉利則: 衝撃を受ける RC 版の挙動に関する実験について, 第 2 回落石の衝撃力及びロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集, pp.21-27, 1986.7
- 85) 三上 浩, 岸 徳光, 松岡健一, 能町純雄: 組紐状 AFRP ロッドを用いたコンクリートスラブの重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1591-1602, 1991.3
- 86) 岸 徳光, 三上 浩: 衝撃荷重載荷時に曲げ破壊が卓越する 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.53A, pp.1251-1260, 2007.3
- 87) 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
- 88) 岸 徳光, 三上 浩, 栗橋祐介: 矩形 RC 版の衝撃耐荷挙動に及ぼす重錘直径の影響, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.1034-1043, 2008.3
- 89) 岸 徳光, 三上 浩, 栗橋祐介: 低速度衝撃を受ける四辺支持 RC 版の耐衝撃設計法に関する一提案, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1327-1338, 2009.3
- 90) 岸 徳光, A.Q.Bhatti, 今野久志, 岡田慎哉: 重錘落下衝撃荷重載荷時の大型 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
- 91) 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

- 92) 岸 徳光, A.Q.Bhatti, 三上 浩, 今野久志, 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
- 93) 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
- 94) 今野久志, 岸 徳光, 岡田慎哉, 三上 浩: 敷砂を設置した大型 RC 梁の重錘落下衝撃挙動における重錘質量の影響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.30, No.3, pp.871-876, 2008.7
- 95) 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: 実規模 RC 桁の繰り返し重錘落下衝撃挙動解析に関する破壊エネルギー等価概念の適用性検討, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1137-1148, 2010.3
- 96) 岸 徳光, 今野久志, 山口 悟, 三上浩, 玉木美帆: 合入力エネルギー一定下での実規模 RC 桁の繰り返し重錘落下実験, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1105-1114, 2011.3
- 97) 玉木美帆, 岸 徳光, 今野久志, 三上 浩: 繰り返し重錘落下を受ける実規模 RC 桁の耐衝撃挙動に関する数値解析法の妥当性検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, p.769-774, 2011.6
- 98) 山口 悟, 岸 徳光, 今野久志, 西 弘明: 敷砂及び砕石を用いた 2 辺支持大型 RC スラブの重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.751-756, 2010.6
- 99) 今野久志, 岸 徳光, 山口 悟, 西 弘明: 2 辺支持大型 RC スラブの重錘落下衝撃実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.733-738, 2010.6
- 100) 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
- 101) 岡田慎哉, 岸 徳光, 今野久志, 西 弘明: RC ラーメン模型の重錘落下挙動に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.865-870, 2008.7
- 102) 岡田真哉, 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
- 103) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 牛渡裕二, 鈴木健太郎: 小型 RC ラーメンスラブ模型の耐衝撃挙動に関する重錘落下衝撃実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1177-1188, 2010.3

- 104) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉: 小型 RC アーチ梁模型の衝撃応答特性に関する数値解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.847-852, 2006.6
- 105) 川瀬良司, 岸 徳光, 今野久志, 岡田慎哉, 鈴木健太郎: 小型 RC アーチ模型の耐衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1191-1202, 2007.3
- 106) 川瀬良司, 岸 徳光, 岡田慎哉, 鈴木健太郎: 重錘落下衝撃荷重載荷時の RC アーチに関する弾塑性応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.901-906, 2008.7
- 107) 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, Vol.27, No.2, pp.871-876, 2005.6
- 108) 川瀬良司, 岸 徳光, 牛渡裕二, 鈴木健太郎: 三層緩衝構造で補強したトンネル坑口部の落石衝撃挙動に関する数値解析的検討, 第7回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演文集, 2004.11
- 109) 岡田慎哉, 岸 徳光, 川瀬良司, 西 弘明: RC 巻き出し工模型に関する重錘落下衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.757-762, 2007.6
- 110) 岸 徳光, 中野 修, 松岡健一, 菅田紀之: RC 覆工の衝撃応答解析手法の適用性に関する実証的検討, 土木学会論文集, 第483号/I-26, pp.97-106, 1994.1
- 111) 岸 徳光, 佐藤昌志, 今野久志: 敷砂や三層緩衝構造を設置した場合の柱式 RC 覆道の衝撃挙動解析, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1773-1782, 1998.3
- 112) 土木学会: ロックシェットの耐衝撃設計, 構造工学シリーズ 8, pp.178-234, 1998.11
- 113) 今野久志, 岸 徳光, 栗橋祐介, 山口 悟, 西 弘明: 敷砂緩衝材を設置しない RC 製ロックシェット模型の耐衝撃挙動に関する重錘落下衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1101-1112, 2010.3
- 114) 山口 悟, 岸 徳光, 西 弘明, 今野久志: 緩衝材の有無による RC 製ロックシェット模型の衝撃載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.823-828, 2011.6
- 115) 牛渡裕二, 川瀬良司, 今野久志, 岸 徳光: RC 製ロックシェット模型の重錘落下衝撃挙動に関する二次元骨組解析法の妥当性検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.61-66, 2011.6

- 116) 今野久志, 西 弘明, 牛渡裕二, 栗橋祐介, 岸 徳光: 三層緩衝構造を設置したRC製ロックシェットの耐衝撃挙動に関する数値解析的検討, Vol.61A, pp.1024-1033, 2015.3
- 117) 今野久志, 山口 悟, 牛渡裕二, 岸 徳光: 実規模 RC 製ロックシェットの三次元動的骨組解析における各種解析パラメータの影響に関する一検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.607-612, 2015.7
- 118) 小室雅人, 山口悟, 今野久志, 平田健朗, 岸徳光: 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, Vol.61A, pp.935-944, 2015.3
- 119) 日本サミコン(株): 落石によるロック・シェットの動的効果に関する研究, 1976.6
- 120) 菅田紀之, 中野 修, 西 弘明, 岸 徳光: 敷砂を緩衝材とする PC 多主桁の衝撃挙動, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 49 号, pp.199-204, 1993.2
- 121) 中野 修, 岸 徳光, 菅田紀之, 佐竹利治: 三層緩衝構造を設置した PC 多主桁の衝撃挙動, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 49 号, pp.145-150, 1993.2
- 122) 菅田紀之, 佐藤昌志, 西 弘明, 松岡健一: 緩衝材を設置した実大 PC 覆工の衝撃応答性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.16, No.2, pp.949-954, 1994.6
- 123) 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, Vol.17, No.2, pp.691-696, 1995.6
- 124) 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造を用いた実規模 PC 製落石覆工の重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1347-1356, 1996.3
- 125) 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門型 PC 落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.1181-1186, 1996.6
- 126) 佐藤昌志, 西 弘明, 岸 徳光, 松岡健一: 実規模 PC 覆工モデルの耐衝撃性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1851-1860, 1998.3
- 127) 今野久志, 佐藤弘史, 長尾彰洋: PC 鋼材量および鉄筋量の割合を変化させた PRC 梁の衝撃実験について, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, pp.1620-1621, 1994.9
- 128) 今野久志, 佐藤弘史, 長尾彰洋: ロックシェットの接合部に関する衝撃載荷実験, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集第 I 部, 1995.9

- 129) 佐藤弘史, 今野久志, 長尾彰洋, 若林 修: 構造形式の異なるロックシェッド模型の衝撃載荷実験, 第 3 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, 土木学会, pp.191-196, 1996.5
- 130) 岸 徳光, 竹本伸一, 三上 浩, 今野久志: T 型 PRC 梁の静的・衝撃耐荷性状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1827-1838, 1998.3
- 131) 今野久志, 佐藤昌志, 竹本伸一, 松岡健一: 各種大型 PRC 桁の静的耐荷性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.925-930, 1999.6
- 132) 今野久志, 岸 徳光, 池田憲二, 竹本伸一: 各種大型 PRC 桁の耐衝撃挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1819-1830, 2000.3
- 133) 今野久志, 池田憲二, 岸 徳光, 竹本伸一: せん断余裕度を変化させた大型 PRC 桁の静載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.631-636, 2001.6
- 134) 佐々木靖人, 浅井健一, 倉橋稔幸, 矢島良紀: 土木研究所 HP 地質研究室, 道路斜面災害等による通行止め時間の縮減手法に関する調査 (1), 2009.3
- 135) 大日向昭彦, 日下部祐基, 伊東佳彦: 国土交通省北海道開発局 HP 技術管理課技術開発: 北海道の国道斜面における崩壊等の発生誘因分析について, 第 57 回 (平成 25 年度) 北海道開発技術研究発表会, 2014.2
- 136) 国土交通省北海道開発局函館開発建設部 HP, 報道発表資料, 2014.9.6
- 137) 国土交通省北海道開発局旭川開発建設部 HP, 報道発表資料, 2014.9.7
- 138) 国土交通省北海道開発局小樽開発建設部 HP, 報道発表資料, 2017.3.28
- 139) (公社) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 2004.6
- 140) 国土交通省北海道開発局 HP: 仕様書・設計要領等, 道路・河川工事仕様書
- 141) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2012.3
- 142) 土木・建築設計計算支援ソフトウェア SUCCES: <http://www.kts.co.jp>
- 143) (公社) 土木学会: コンクリート標準示方書【設計編】, 2012.