

災害発生後の防災構造物に対する調査点検手法と健全性評価に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 25～平 27

担当チーム：寒地構造チーム

研究担当者：西 弘明、今野久志、荒木恒也、山澤文雄、角間恒

【要旨】

本研究は、道路防災構造物の簡易健全度評価技術の提案、落石後の調査点検手法の提案および劣化損傷実態の把握を目的としている。

道路防災構造物の簡易健全度評価技術に関する研究では、RC 製ロックシェッドに関する重錘落下実験・三次元 FEM 解析結果を基に、橋梁耐震設計で用いられている三次元動的骨組解析手法に着目した検討を実施し、落石荷重の入力方法・解析モデルの策定等における工夫により、本手法の適用可能性を示した。道路防災構造物の落石後の調査点検手法に関する研究では、調査点検時に着目すべき調査位置や項目について、採用実績の多いロックシェッドの 6 形式を抽出し供用されている実構造諸元を用いて二次元骨組解析により検討した。また、道路防災構造物の劣化損傷実態に関しては、道路ストックの総点検結果等を元に整理・取りまとめを行った。

キーワード：RC 製ロックシェッド、三次元動的骨組解析、点検手法、劣化・損傷状況

1. はじめに

大規模地震あるいはその後の降雨等の影響により多くの落石災害が発生し、道路網が寸断されるなど地域生活に大きな影響を与えている。災害発生時には緊急点検等の結果を受け、供用判断や震災対策工検討が実施される。ここで、既設構造物は基本的に許容応力度法により設計されていることから、落石時の損傷部位・形態等を十分に想定できていない。また、構造物の被災要因に応じた点検（簡易健全度評価）技術は確立されていない状況にある。被災時の防災構造物の安全性、二次災害の可能性等を判断し、復旧対応を迅速かつ適切に実施することが求められている。

一方、各種落石防護工も含めた土工構造物のストック総点検が実施されるとともに、シェッドは橋梁等と同様に 5 年に 1 度の定期点検実施の対象構造物となった。定期点検の本格的実施に向け、H25 に実施した道路ストックの総点検結果等より、今後の効率的な維持管理において非常に重要となる、劣化損傷状況の整理・分析が求められている。

本研究では、道路防災構造物の簡易健全度評価技術の提案、落石後の調査点検手法の提案および劣化損傷実態を把握することを目的としている。

道路防災構造物の簡易健全度評価技術に関する研究では、RC 製ロックシェッドに関する重錘落下実験・三次元 FEM 解析結果を基に、橋梁耐震設計で用いられている、三次元動的骨組解析手法に着目した検討を実

施し、落石荷重の入力方法や解析モデルの策定等における工夫により、本手法の健全度評価に対する適用可能性を示した。道路防災構造物の落石後の調査点検手法に関する研究では、調査点検時に着目すべき調査位置や項目について、採用実績の多いロックシェッドの 6 形式を抽出し供用されている実構造諸元を用いて二次元骨組静的解析により検討した。また、道路防災構造物の劣化損傷実態に関しては、道路ストックの総点検結果等を元に整理・取りまとめを行った。

2. ロックシェッドの簡易解析手法適用性の検討

2.1 概要

RC 製ロックシェッドに関する重錘落下実験および三次元 FEM 解析結果を基に、橋梁耐震設計で用いられている三次元動的骨組解析手法に着目した検討を実施し、落石荷重の入力方法・解析モデルの策定等における工夫により、本手法の健全度評価に対する適用可能性について検討した。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体概要

図-1には、落石衝撃力 $P=1,466\text{kN}$ に対して許容応力度を満足するように設計した RC 製ロックシェッド試験体の形状寸法を、写真-1には外観を示している。試験体は、道路軸方向長さが 12m、外幅 9.4m、壁高さ 6.4m の箱型ラーメン構造である。内空断面は幅 8m、高さ 5m であり、内空の四隅にはハンチを設けている。柱の道

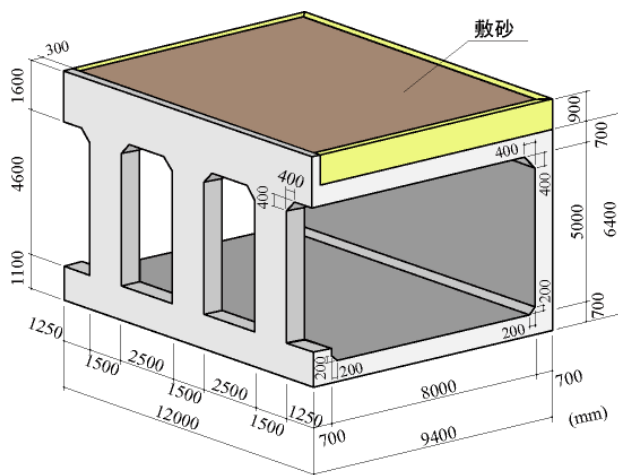


図-1 試験体の形状寸法



写真-1 実規模 RC 製ロックシェッド

路軸方向長さは1.5m、部材厚さは、頂版、底版、柱および壁共に0.7mである。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はそれぞれD25 を125mm 間隔およびD29 を250mm 間隔(鉄筋比0.68%)で配置している。頂版の配筋は、現行設計と同様に鉄筋量が軸方向鉄筋の50%程度となることを目安に、上面がD19、下面がD22 をいずれも250mm 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250mm 間隔、また配筋は外側がD19、内側がD13 をいずれも250mm 間隔で配置している。底版の断面方向鉄筋は、上面がD22、下面にD16 をいずれも250mm 間隔で配置しており、配筋は上面、下面共にD16 を250mm 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144mm 間隔で10 本、道路軸方向の両

表-1 実験ケース一覧

実験 No.	実験ケース名	緩衝材	载荷位置	重錘質量 (t)	落下高 (m)	入力エネルギー (kJ)
1	S-BC-E20	敷砂	BC	2	1	20
2～7	S-BW-E40～ S-AP-E40	敷砂	BW,BP,BC, AC,AW,AP	2	2	40
8,9	G-AW/AC-E20	砕石	AW,AC	2	1	20
10～15	G-AP-E40～ G-CW-E40	砕石	AP,AC,BC, BW,BP,CW	2	2	40
16	G-CC-E250	砕石	CC	5	5	250
17	T-BC/CC-E3000	TLAS	BC,CC	10	30	3,000
18	T-BC/CC-E3000	TLAS	BC,CC	10	30	3,000
19	S-AC-E250	敷砂	AC	5	5	250
20	S-BC-E1500	敷砂	BC	10	15	1,500
21	G-BC-E1500	砕石	BC	10	15	1,500
22	G-AC-E1500	砕石	AC	10	15	1,500
23	G-CC-E3000	砕石	CC	10	30	3,000

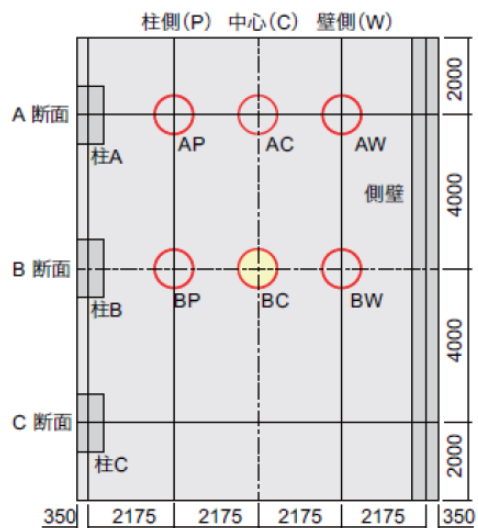


図-2 载荷位置

面はD29 を250mm 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150mm 間隔で配置している。コンクリートのかぶり、いずれの部材も鉄筋からの芯かぶり100mm としている。鉄筋の材質は全てSD345 である。また、コンクリートの設計基準強度は24N/mm² であり、実験時の底版、柱/壁、頂版の圧縮強度はそれぞれ、30.68N/mm²、30.19N/mm²、37.87N/mm²であった。

2.2.2 実験ケースおよび解析ケース

表-1に実験ケースの一覧を、図-2には载荷位置を示している。比較検討対象とした実験ケースはNo.20 のS-BC-E1500 である。数値解析では、先ず初めに実験結果の重錘衝撃力波形を入力することによって、実験結果との比較検討を行うこととする。既往研究より、RC梁の衝撃問題にファイバーモデルを用いる場合に

表-2 数値解析ケース一覧

解析 No.	要素長 (m)	減衰定数 (%)	緩衝材の 有無	入力荷重波形	Pmax (kN)
1～4	0.5	1.0, 2.5, 5.0, 10.0	有	重錘衝撃力	4,913
5～8	1.0	1.0, 2.5, 5.0, 10.0			
9～12	2.0	1.0, 2.5, 5.0, 10.0			
13	0.5	2.5		重錘衝撃力折線近似	4,800
14				重錘衝撃力台形	4,800
15				設計衝撃力台形	4,300
16				無	重錘衝撃力

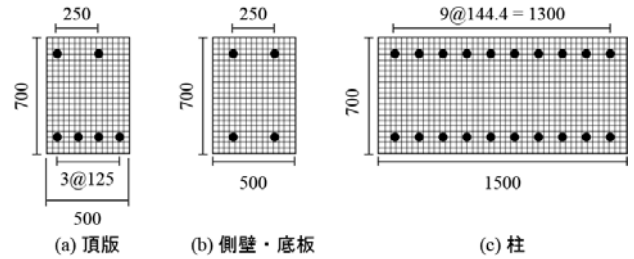


図-4 ファイバーモデルのセル分割状況

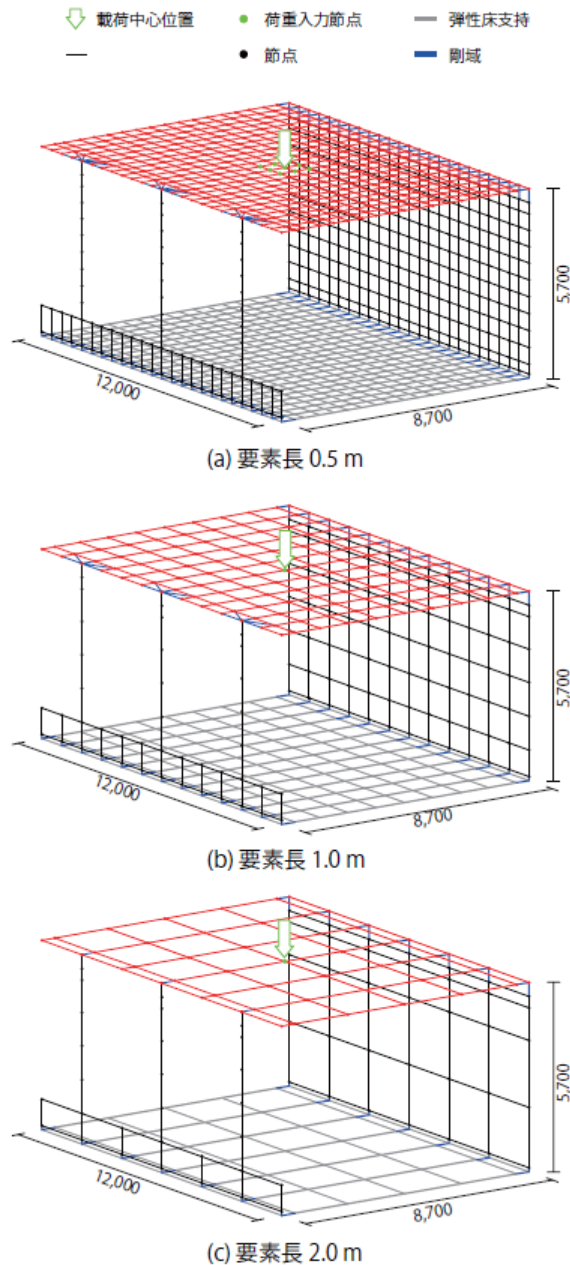
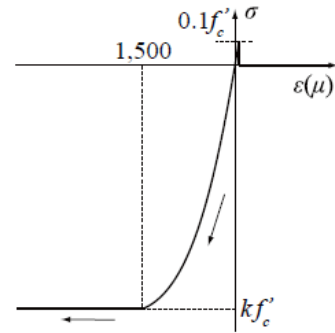
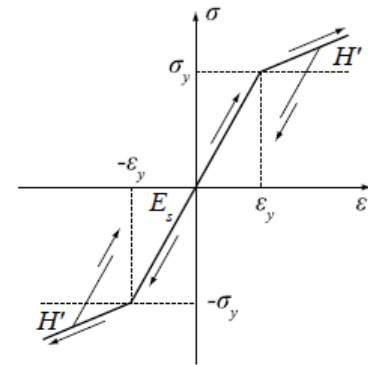


図-3 三次元骨組解析モデル

はその要素分割長は部材厚に対して0.5~1.0 倍程度に設定することで精度が得られるとの報告がある¹⁾。したがって、本数値解析では上記要素分割長の範囲内で、かつある程度均等に分割できるように標準要素長を部



(a) コンクリート



(b) 鉄筋

図-5 材料物性モデル

材厚の0.7倍(0.5m)とした。さらに、要素長を長くした場合には解析モデルの作成や解析時間に対して有利であることから、比較のために標準要素長を部材厚の1.4倍(1.0m)、2.8倍(2.0m)とした場合についても検討した。減衰定数に関しては $h=1.0\%$ 、 2.5% 、 5.0% 、 10.0% の4種類に変化させた数値解析を実施し、その影響について検討を行った。上記の検討結果を基に、実験結果を精度良く解析可能な要素長および減衰定数を決定し、それらを用いて入力荷重波形や敷砂緩衝材の質量考慮の有無に関する検討を実施している。表-2に数値解析ケース一覧を示している。

2.3 数値解析概要

2.3.1 数値解析モデル

図-3に本数値解析に用いた3 種類の三次元動的骨組

解析モデルを示している。要素分割は前述したとおり、部材厚をDとした場合の標準要素長を、0.5m(0.7D)、1.0m(1.4D)、2.0m(2.8D)の3種類とした。また、隅角部には道路橋示方書に準拠し剛域を設定している。柱と頂版の接合部には頂版の道路軸方向の変位やねじりを適切に柱に分担するように、柱頂部より放射状に剛域を設定している。骨組モデルには断面寸法や各材料定数を考慮したファイバー要素を使用した。ファイバー要素のセルの分割は、図-4に示すように各セルの中心近傍に軸方向鉄筋が配置されるように設定している。また、上記に直交する要素に関しても、同様のセル分割に対して前述2.1.1に示す配力筋を配置している。なお、底面の境界条件は弾性床支持とし、圧縮方向のみバネ定数を考慮している。ただし、試験体はコンクリート剛基礎上に設置されることから、バネ定数は十分に大きな値を入力している。コンクリートおよび鉄筋の質量は、道路軸直角方向の部材のみに考慮し、道路軸方向部材は剛性のみを考慮している。なお、ねじり剛性は断面形状に応じて解析ツール内で自動算出され、その値は線形弾性が仮定されている。また、頂版上の敷砂緩衝材の質量は要素に付加することで考慮している。減衰定数は質量比例分のみを考慮し、事前に固有振動解析を行い、鉛直方向最低次曲げ振動モードに対応した固有振動数に対して、 $h=1.0\%$ 、 2.5% 、 5.0% 、 10.0% に変化させた。また、本数値解析にはEngineer's Studio (Ver.1.07.00) を使用している。

2.3.2 材料物性モデル

図-5(a)、(b)図には、本数値解析に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料物性モデルを示している。

材料物性モデルは、道路橋示方書に則して設定している。コンクリートの圧縮領域に関しては、相当ひずみが $\varepsilon_{co}=-0.15\%$ に達した状態で降伏するものと仮定している。この際の降伏強度は一軸圧縮強度とした。また、引張領域に関しては、コンクリートの引張強度 f_t に達した段階で応力を解放するモデルとし、その強度 f_t は圧縮強度 f'_c の1/10と仮定した。鉄筋要素に用いた物性モデルは、塑性硬化係数 H' を弾性係数 E_s の1%とするバイリニア型の等方硬化則を適用している。

2.4 実験結果と数値解析結果の比較

2.4.1 要素長および減衰定数の影響

図-6～図-8には、後述する図-12の重錘衝撃力波形(実験結果)を入力荷重とした場合の各要素長における载荷点直下の頂版変位波形を示している。なお、以後の考察に使用する変位波形および変位量は、いずれも頂版上の任意節点における解析結果である。図-6に示

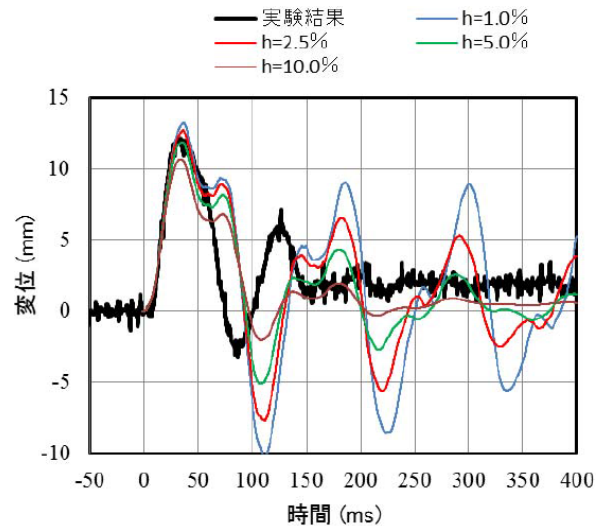


図-6 载荷点変位時刻歴波形(要素長 0.5m)

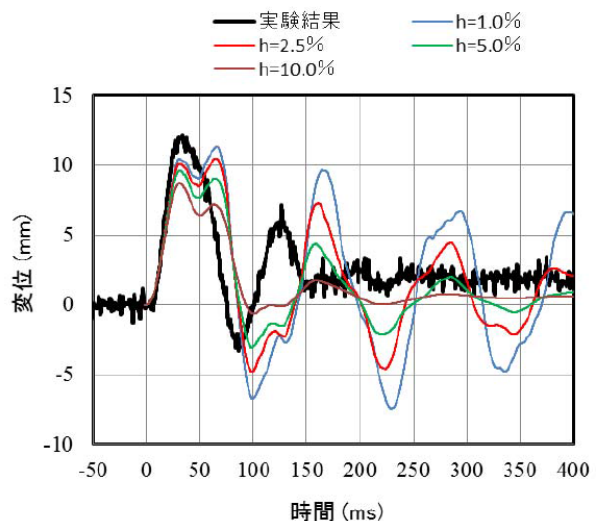


図-7 载荷点変位時刻歴波形(要素長 1.0m)

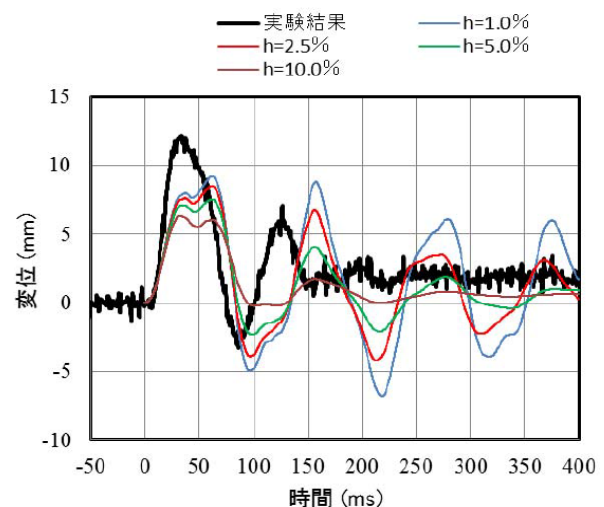


図-8 载荷点変位時刻歴波形(要素長 2.0m)

す標準要素長0.5m の各変位波形に着目すると、波形の立ち上がりから最大値に至るまでの波形は、全ての減衰定数の場合でほぼ同様の性状を示していることが分かる。最大値は減衰定数が多いほど小さくなる傾向を示しており、減衰定数 $h=10.0\%$ の場合においては実験結果の最大値を過小評価する傾向であった。最大値以降は実験値と異なる性状を示しており、実験値が $t=150\text{ms}$ 以降で残留変位付近において微動しているのに対し、解析結果は大きく振動している。図-7に示す標準要素長1.0m の各変位波形に着目すると、波形の立ち上がりは概ね一致しているものの、全ての減衰定数において実験結果の最大値には至っていない。図-8に示す標準要素長2.0m の場合においては、さらに実験結果を過小評価する結果であった。

図-9には、各要素長と荷点最大変位に関する実験結果に対する計算結果の比を示している。図より、標準要素長を0.5m、減衰定数 $h=2.5\sim 5.0\%$ と設定することで、実験結果の荷点最大変位の実験結果を最も良く再現可能であることが分かった。

図-10、11 には、減衰定数 $h=2.5\%$ における計算結果で、荷点変位が最大値を示す時刻における道路軸直角方向および道路軸方向の変位分布を実験結果と共に示している。

図-10 より、道路軸直角方向の変位分布はいずれの要素長においても実験結果と同様に荷点直下を最大値とする滑らかな2次放物線状の分布性状を示している。最大変位については、前述の通り要素長が1.0m、2.0m と長くなるに従って実験結果を過小評価している。一方、要素長0.5m の場合には、側壁近傍の変位量が実験結果に比較して若干小さく示されているものの、それ以外の解析結果は実験結果を精度良く再現できている。

図-11 より、道路軸方向の変位分布についてみると、要素長が1.0m、2.0m の場合には荷点直下の最大変位は過小評価しているものの両自由端の変位は実験結果と同程度の値を示していることから、要素長を長くすることにより道路軸方向の剛性が試験体に比較して大きく評価されているものと推察される。一方、要素長が0.5m の場合には、荷点直下を含む6m 程度の範囲において、解析結果は実験結果を精度良く再現している。ただし、両自由端近傍の変位については解析結果が実験結果に対して過小評価していることが分かる。

以上より、入力荷重を重錘衝撃力波形とした三次元的骨組解析は、最大応答値以降の波形性状に関しては、いずれの解析ケースにおいても実験結果を再現で

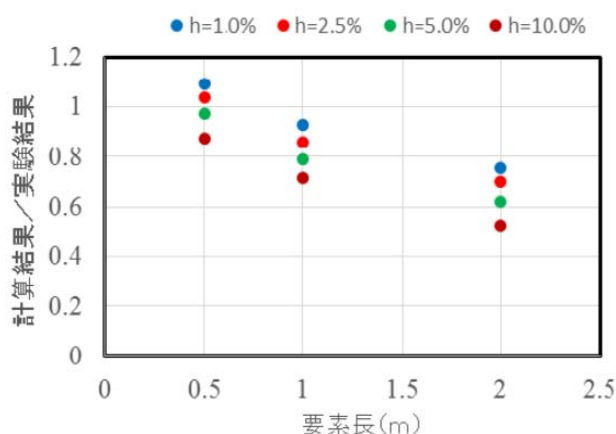


図-9 荷点最大変位に対する要素長および減衰定数の影響

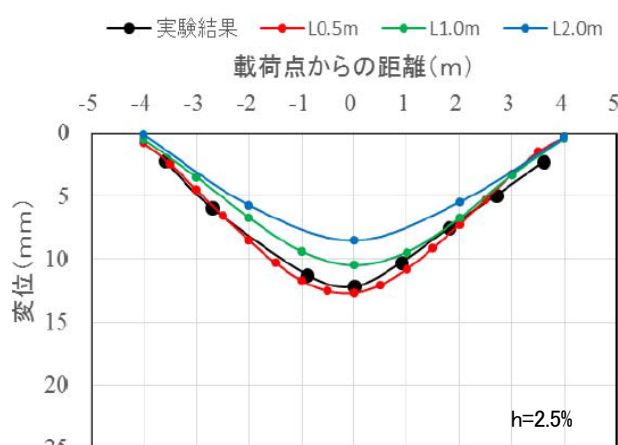


図-10 最大変位発生時の道路軸直角方向変位分

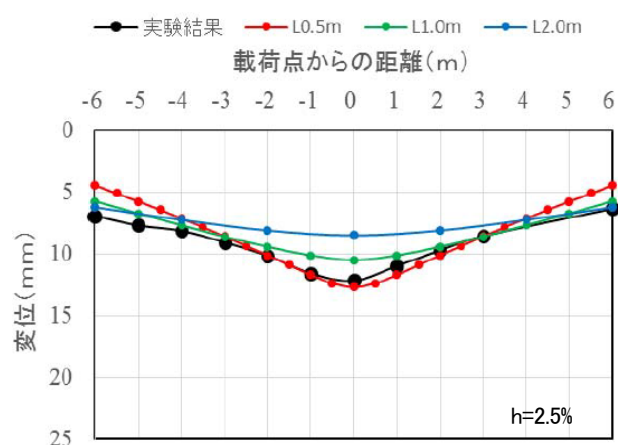


図-11 最大変位発生時の道路軸方向変位分布

きていない。しかしながら、標準要素長を0.5m(0.7D)、減衰定数 $h=2.5\sim 5.0\%$ と設定することで、実験結果の最大変位や道路軸直角方向変位分布および道路軸方向の荷点近傍における変位分布を概ね再現できている。

2.4.2 入力荷重波形の影響

図-12 には、入力荷重波形の違いによる影響を検討

するために用いた入力荷重波形図を示している。黒の実線は、前述までの検討において入力荷重波形として用いた重錘衝撃力波形を示している。重錘衝撃力波形は正弦半波状の波形に台形状の波形が合成されたような性状を示しており、最大重錘衝撃力は $P=4,913\text{kN}$ 、最大値到達までの時間は 14.6ms 、継続時間は 100ms 程度である。赤の実線は重錘衝撃力波形を折れ線近似したものであり（以後、重錘衝撃力折線）、最大衝撃力は $P=4,800\text{kN}$ 、最大値到達時間は 11.5ms で 18ms まで継続し、 36ms から 65ms まで $1,100\text{kN}$ の荷重が持続した後、 85ms で除荷している。緑の破線は、台形状の部分の有無の影響を検討するために重錘衝撃力折線波形の前半の台形部分を抜き出したものであり（以後、重錘衝撃力台形）、最大衝撃力は $P=4,800\text{kN}$ 、最大値到達時間は 11.5ms で 18ms まで継続し、その後 41.4ms で除荷している。青の実線は、文献2)を参考に敷砂緩衝材を用いた場合の数値計算に一般的に使用されている台形状に簡易化した入力荷重波形であり（以後、設計重錘衝撃力台形）、最大値到達および最大値から除荷までの時間がそれぞれ 10ms 、最大衝撃力継続時間が 15ms で荷重継続時間が 35ms である。設計重錘衝撃力台形の最大衝撃力は、落石対策便覧に示されている衝撃力算定式より、ラーメの定数を $\lambda=1,000\text{kN/m}^2$ 、割り増し係数 $\alpha=1.179$ として、 $P=4,300\text{kN}$ とした。

図-13 には、要素長を 0.5m 、減衰定数を $h=2.5\%$ とした場合の各入力荷重載荷時の載荷点直下における変位波形を実験結果と共に示している。

重錘衝撃力折線を入力荷重とした場合には、重錘衝撃力波形をそのまま入力した場合とほぼ同様の波形性状を示しており、実験結果の最大変位を精度良く再現している。次に、重錘衝撃力台形を入力荷重とした場合には、変位の立ち上がりから最大変位に至るまで、前述の重錘衝撃力折線を入力荷重とした場合と同様の性状を示しており、入力荷重波形の後半部における台形状の平坦部荷重の影響は小さいことが分かる。この部分の影響については、最大変位発生時以降の波形性状の違いとして現れている。設計重錘衝撃力台形を入力荷重とした場合には、波形性状は重錘衝撃力台形を入力荷重とした場合と同様であるが、最大変位に関しては設計重錘衝撃力台形を入力荷重とした場合が過大評価している。これは、最大衝撃力は前者が後者に対して 10% 程度小さいものの、最大衝撃力の継続時間が 2.3 倍程度長いと推察される。

以上より、入力荷重波形に関しては、最大衝撃力を緩衝材の種類や締固め度によって適切に評価し、台形

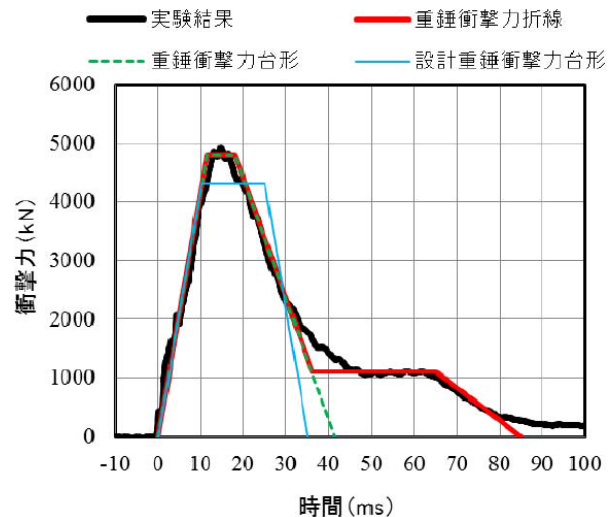


図-12 入力荷重波形

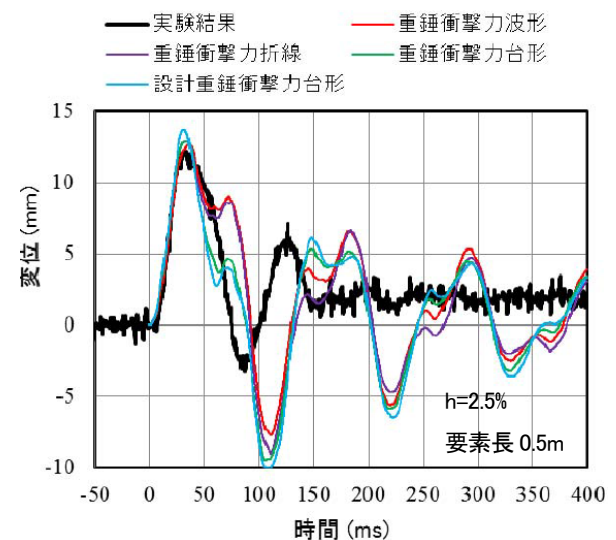


図-13 載荷点変位時刻歴波形(入力波形の影響)

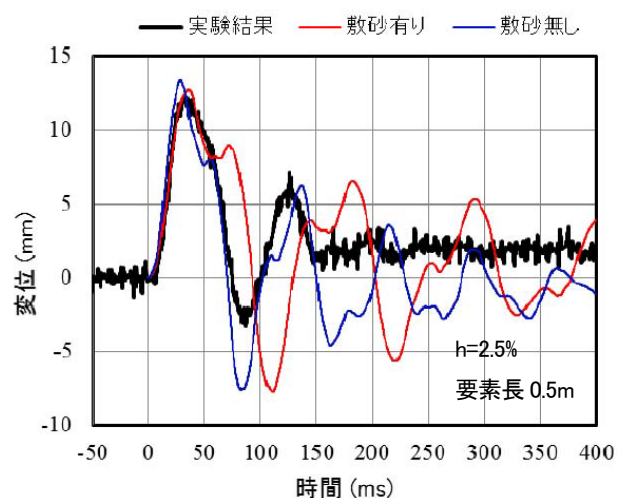


図-14 載荷点変位時刻歴波形(敷砂質量の影響)

状に簡易化したモデルを用いることで応答変位の最大値を安全側に評価できる可能性があることが明らかになった。

2.4.3 緩衝材質量の有無の影響

図-14 には、要素長を0.5m、減衰定数を $\eta=2.5\%$ とした場合の敷砂緩衝材質量の有無による載荷点直下の変位波形を実験結果と比較して示している。なお、入力荷重波形は重錘衝撃力波形を直接入力している。図より、敷砂の質量を考慮しない場合には、波形性状は考慮する場合とほぼ同様であるものの、波形の周期は質量の減少により短くなり、実験結果により類似している。また最大変位に関しては、考慮する場合よりも若干大きくなっており、設計的には安全側の評価を与え

る。

これらのことから、本解析法は、実務設計における解析ツールの一つとして十分適用可能であるものと考えられる。

3. 道路防災構造物の調査点検手法の検討

3.1 概要

落石発生後におけるロックシェッドの調査点検時において着目すべき調査位置や項目について、採用実績の多いロックシェッドの6形式を抽出し供用されている実構造諸元を用いて二次元骨組み解析により検討した。また、道路防災構造物の劣化損傷実態に関しては、道路ストックの総点検結果等を元に整理・取りまとめ

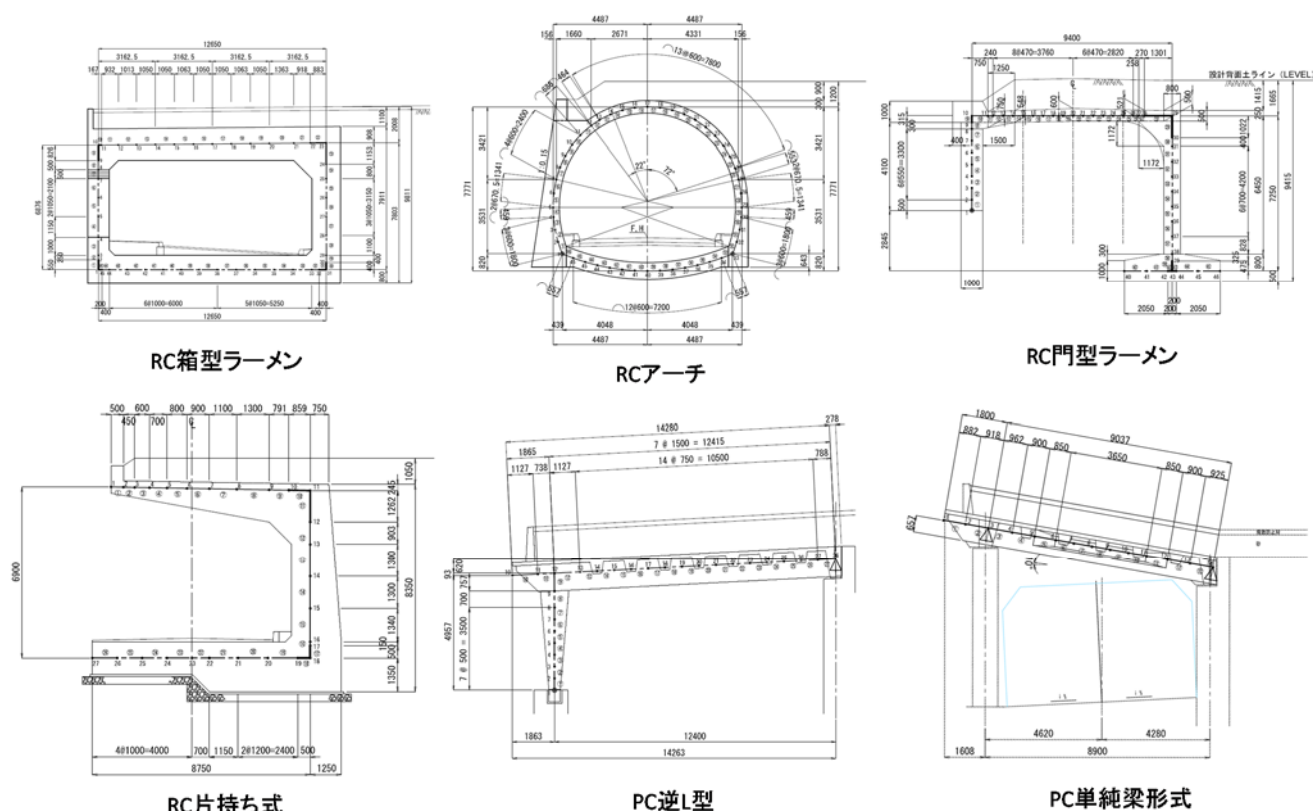


図-15 各ロックシェッドの解析モデル図



図-16 セル分割状況図(例)

表-3 材料物性値一覧

材 料	密度 $\rho(\text{t/m}^3)$	強度 (MPa)	弾性係数 E(GPa)	ポアソン比 v
コンクリート	2.35	21	20	0.167
鉄 筋	7.85	295	200	0.3

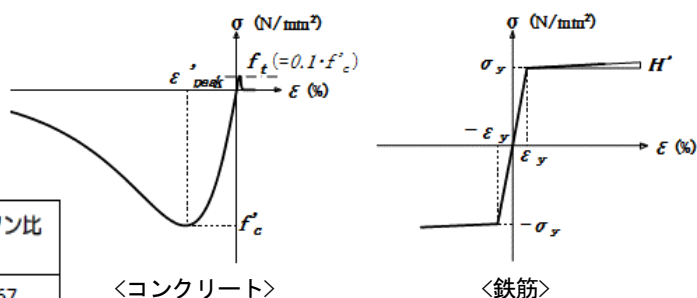


図-17 材料構成則モデル

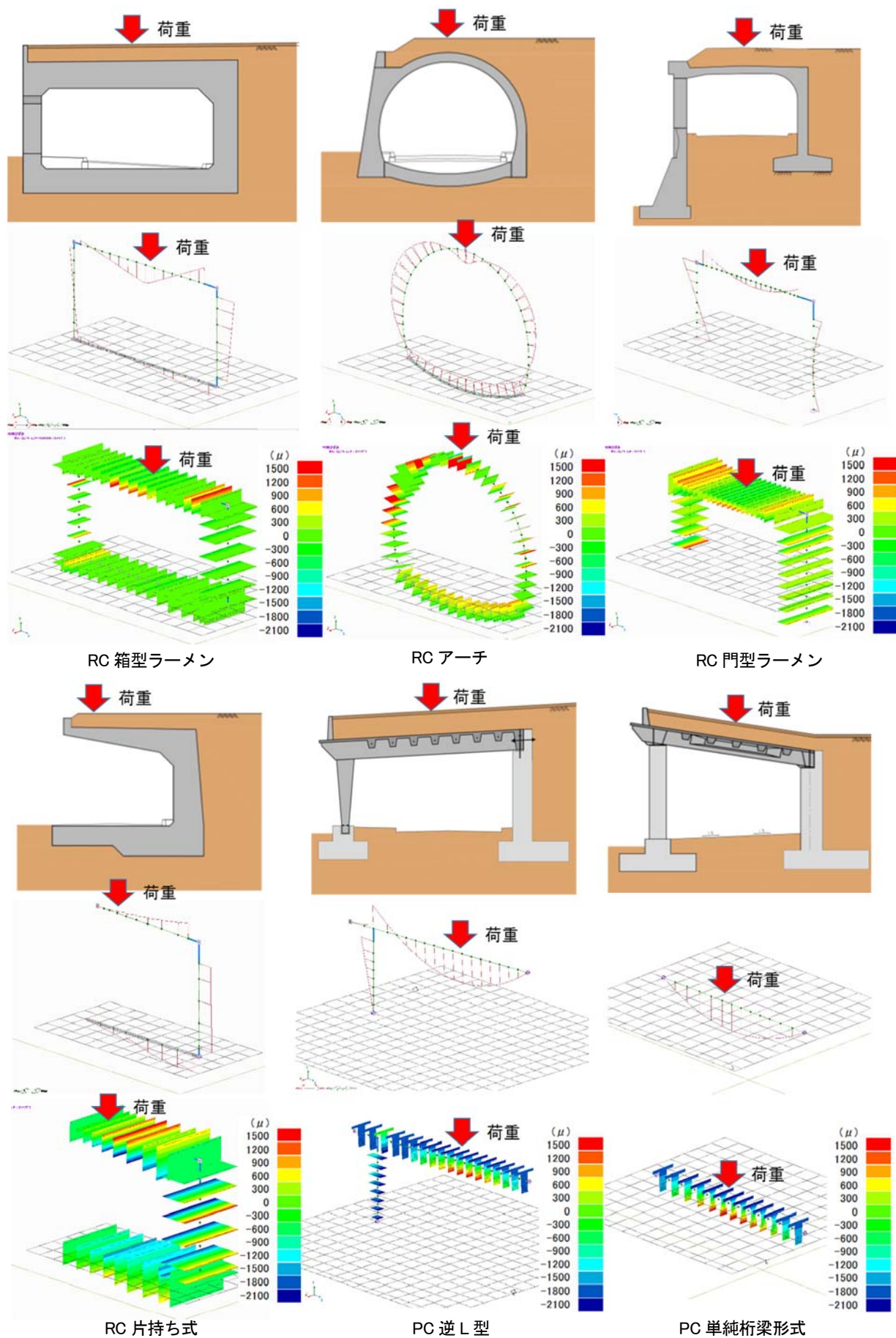
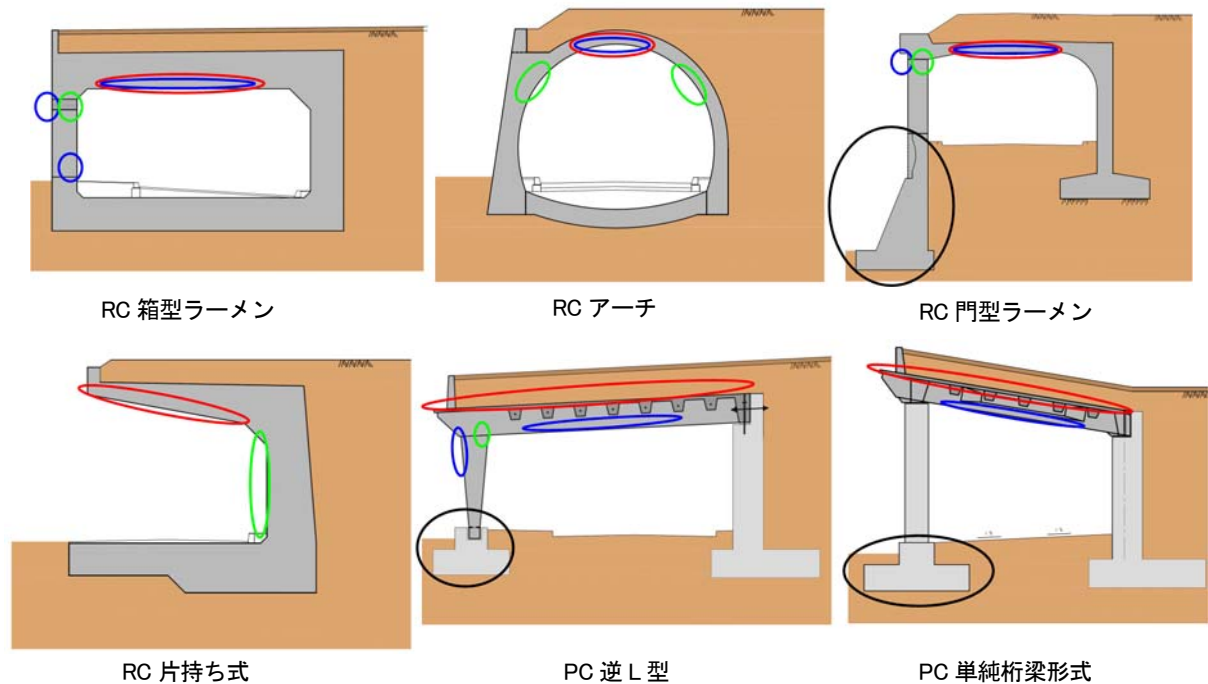


図-18 解析結果の例



マーク	想定される変状（目視点検可能箇所）
○	落石衝突位置直下における押し抜きせん断による円形状クラック
○	曲げ引張りによるクラック
○	圧縮力によるクラック（圧座）
○	谷側基礎（海岸擁壁など）の傾き・段ズレ

※頂版山側や側壁上部外側など計算上でも変状が予想されるが、点検に際しては目視不可なため、ここで着目箇所としてマーキングはしていない。

図-19 点検時の注目点および想定される変状の例

を行った。

3.2 数値解析による落石点検時の着目点の抽出

3.2.1 解析モデル

検討は、RC箱型ラーメン形式をはじめとする採用実績の多いロックシェッドの6形式を抽出し、供用されている実構造の諸元を用いて二次元静的骨組解析により実施した。

骨組解析は、損傷部位が実際の変状と合致するようファイバー要素を用いた弾塑性解析とし、落石荷重の載荷位置(1/4L～4/4L)および大きさ ($P=1000\sim 2000\text{kN}$) をパラメータとして実施している。対象としたロックシェッドの6形式は、RC箱型ラーメン、RCアーチ型、RC門型ラーメン、RC片持ち型、PC逆L型、PC単純梁形式である。

図-15に実際のロックシェッド図面等から作成した解析モデル図を示す。また、解析条件を図-16、図-17、表-3に示している。図-18には解析結果例として各形式の頂版部中央部(片持除く)に載荷した場合の二次元静的骨組解析の結果を示している。RC箱型ラーメンでは頂版中央部の変位および側壁上部の変位が大きくなっ

ているのが分かる。

3.2.2 点検時の着目点

図-19には、解析から得た結果により、各ロックシェッドでの点検時において着目すべき点および想定される変状の例を示している。これにより、例えばRC箱型ラーメンの場合には、頂版下面の落石衝突位置直下における押し抜きせん断による円形状クラックおよび曲げ引張りによるクラックが想定され、点検時においても着目する箇所となる。また、柱部では上部では圧縮力によるクラックおよび外側では曲げ引張りによるクラックによる変状が想定されることが分かる。また、柱部の下部では曲げ引張りによるクラックが想定されている。点検時には想定される変状など考慮しながら変状を受けやすい部位について確認することが望ましい。

3.3 道路防災構造物の劣化損傷実態

3.3.1 道路防災工造物の点検状況

日本経済再生に向けた緊急経済対策が閣議決定(H25.1.11)される中で、「命と暮らしを守るインフラ再構築（老朽化対策、事前防災・減災対策）」が盛り込ま



柱部地盤付近の腐食



海側鋼管柱基部の腐食、モルタル部の割れ



排水管の欠損と取付金具の腐食



谷側脚柱のはく離・鉄筋露出



頂版部 クラック・遊離石灰



天井目地部からの漏水と遊離石灰

写真-2 道路ストック総点検等におけるロックシェッドの損傷事例

れ、笹子トンネル事故を踏まえ老朽化により危険が生じているトンネル・橋梁等をはじめ河川、道路等の社会インフラの総点検を速やかに実施し、緊急的な補修など必要な対策を講ずることとなった。これを受け道路法の改正と並行し、道路ストックの総点検実施が道路局より地方整備局、地方公共団体等、各道路管理者に通知された。また、『社会資本の老朽化対策会議』(H25.3.21)が開催され、具体的な工程表として直轄は平成25年度内に点検完了、点検を踏まえた緊急修繕は平成26年度中に実施の予定とされた。

総点検は道路のり面工・土工構造物の調査要領(案)(H25.2)に基づき、第三者被害を防止する観点から、のり面工・土工構造物の変状等の異常(部材の落下等により災害、第三者被害につながるおそれのある変状等)を把握するための点検として実施された。なお、総点検においては必要に応じ、たたき落とし等の応急的な措置を適宜実施するとされている。斜面安定工としては、各種落石防護工についても点検対象となっている。

3.3.2 劣化・損傷状況

落石防護工に関して収集できた点検結果は、第三者被害を防止する観点から異常なしになるものがほとんどであるが、スノーシェッドなどの鋼材の腐食、頂版等のひび割れ・浮きに関して、今後の詳細調査等が必要なものもあった。また、第三者被害につながるおそれがあるものに該当していないが、今後判定基準に該当する異常に到達するおそれがあるものとしては、付

属物を含む鋼材の腐食、コンクリート部のひび割れ・劣化、目地の損傷などがあり、その多くはコンクリートのひび割れや鋼材の腐食等であった。今後、予防保全の観点からの対策技術の検討が必要であるものと考えられる。代表的な損傷事例を写真-2に示す。

4. まとめ

本研究は、道路防災構造物の簡易健全度評価技術の提案、落石後の調査点検手法の提案および劣化損傷実態の把握することを目的として実施したものである。本研究で得られた成果を以下に示す。

ロックシェッドの簡易的解析手法の適用性の検討より

- 1) 入力荷重を重錘衝撃力波形とした三次元動的骨組解析において、最大応答値以降の波形性状は、いずれの解析ケースにおいても実験結果を再現できていない。しかしながら、標準要素長を部材厚の0.7倍(0.5m)、減衰定数を $\eta=2.5\sim5.0\%$ と設定することで、実験結果の最大変位や道路軸直角方向変位分布および道路軸方向の載荷点近傍変位分布を概ね再現できることから、本解析法は実務設計における解析ツールの一つとして十分適用可能であるものと考えられる。
- 2) 入力荷重波形に関しては、最大衝撃力を緩衝材の種類や締固め度によって適切に評価し、台形状に簡易化したモデルを用いることで応答変位の最大値を安

全側に評価できる可能性がある。

- 3) 敷砂緩衝材質量の考慮の有無に関しては、解析結果の波形性状は両者とも類似であるものの、最大変位に関しては考慮しない場合が若干大きく、設計的には安全側の評価を与える。

道路防災構造物の落石後の調査点検手法の検討より

- 1) 各ロックシェットのタイプにより、損傷が予想される箇所等が異なるため、点検時には想定される変状など考慮しながら変状を受けやすい部位について確認する必要がある。
- 2) 点検結果より第三者被害につながるおそれのある事象は少なかったが、鋼材の腐食、コンクリートの剥離・ひび割れ等も見受けられたことから、今後予防保全の観点からの対策技術の検討が必要である。

参考文献

- 1) 小室雅人，牛渡裕二，武田雅弘，岸徳光：「衝撃荷重を受けるRC はりの動的応答性状に関するファイバー要素解析法の適用性」，コンクリート工学年次論文集，Vol. 36，No. 2，pp. 529-534，2014
- 2) 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

INSPECTION PROCEDURES AND SOUNDNESS EVALUATION OF DISASTER PREVENTION STRUCTURES AFTER DISASTER

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2013-2015

Research Team : Structures Research Team

Author : NISHI Hiroaki

KONNO Hisashi

ARAKI Nobuya

YAMASAWA Fumio

KAKUMA Ko

Abstract : This study aims to propose simple for evaluating the soundness of road disaster prevention structures and inspection procedures after rockfall, and to comprehend actual conditions of structural deterioration and damage.

Simple techniques for evaluating the soundness of road disaster prevention structures were developed on the basis of the results of falling-weight impact test and three-dimensional FEM analysis conducted on RC rock sheds. With reference to the three-dimensional dynamic frame analysis for the seismic design of bridges, rockfall load inputs and analytical models were elaborated to enhance the applicability of these techniques. As for inspection procedures for road disaster prevention structures after rockfall, major inspection points and items were examined through the two-dimensional frame analysis by using actual structure specifications extracted from six most common types of rock sheds. Actual conditions of structural deterioration and damage were sorted out on the basis of general inspection results of highway stock.

Key words : RC rock shed , three-dimensional dynamic frame analysis, inspection procedures, deterioration and damage