

落石防護施設のメンテナンス技術に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 28～令 2

担当チーム：寒地構造チーム

研究担当者：西弘明、葛西聡、安中新太郎、
今野久志、中村拓郎、荒木恒也
山澤文雄、寺澤貴裕

【要旨】

人命や社会システムに関わる致命的な事態を招くことのないよう、道路施設のメンテナンス体制の構築とともに老朽化対策の本格実施が求められている。本研究では、落石防護施設のメンテナンスサイクルの効率的な実施に向けて必要な、調査点検技術、性能評価技術、補修・補強技術など、メンテナンス技術を検討した。はじめに落石防護施設の損傷事例を分析し、調査点検における着目点を整理した。また、劣化・損傷を有する部材の性能検証実験を実施し、劣化性状に対する耐荷性能を検討した。さらに、落石防護柵の補修・補強工法として、ベースプレート式構造の性能検証実験を実施し、耐荷性能を明らかにした。

キーワード：落石防護柵、落石防護網、メンテナンス、劣化・損傷、耐荷性能

1. はじめに

落石対策工は、落石の発生が予想される斜面内の浮石や転石の除去、あるいは斜面に固定する予防工と、落石を防護するための施設を設置する落石防護工に大別され、路線の性格や予想される落石の規模、落石の発生確率、被災の頻度やその状況等を考慮して、被害が最小限になるように選定されている。こうした落石対策施設の保有性能を持続させるためには適切な維持管理が重要であり、過去には道路防災点検や道路ストックの総点検等の既存の取り組みによって点検が実施されている。

平成 29 年 8 月には、道路土構造物点検要領¹⁾が制定され、特定道路土工構造物では、5 年に 1 回の頻度を目安として、近接目視による点検を基本とすることが定められた(国道を対象とした要領は平成 30 年 6 月に制定²⁾)。同要領において、特定道路土工構造物では点検において健全性を診断することとされており、表-1 に示す「健全」、「経過観察段階」、「早期措置段階」、「緊急措置段階」の 4 区分で判定することとなった。なお、ロックシェッドについては、シェッド、大型カルバート等定期点検要領³⁾が適用される。

落石対策施設の点検に関しては落石対策便覧⁴⁾等に示されているものの、膨大なストックを維持管理していくためには、過去の点検結果および損傷事例等を活用することによって点検効率化を図ることが望ましい。落石対策施設の損傷事例については、土木研究所が平成 9 年度に全国 158 地点における調査結果を報告⁵⁾し

ているが、近年の損傷実態について整理した事例はみうけられない。また、定期点検では、近接目視が基本であり、目視による劣化度判定が行われるが、劣化度と部材強度の関係については調査データが少ないのが現状である。既設落石対策施設を効率的に維持管理していくためには、こうした劣化や損傷状況に応じた適切な補修・補強方法を適用していく必要がある。

本研究では、落石対策施設の損傷実態の把握を目的として、北海道の国道に設置された落石防護施設の点検調査等を収集し、損傷形態を整理⁶⁾した。また、落石防護施設の合理的な維持管理手法を検討するためのデータ取得を目的に、廃道区間より採取したワイヤロープ、ひし形金網および中間支柱の各種載荷試験を実施⁷⁾⁸⁾した。更に、補修・補強技術の検討としてベースプレート式の支柱を有する従来型落石防護柵の耐衝撃性能を検証⁹⁾した。

表-1 健全性の診断における判定区分

判定区分	判定の内容(概要)
I 健全	道路の機能に支障が生じていない状態
II 経過観察段階	道路の機能に支障が生じていないが、別途、詳細な調査の実施や定期的な観察などの措置が望ましい状態
III 早期措置段階	道路の機能に支障は生じていないが、次回点検までに支障が生じる可能性があり、できるだけ速やかに措置を講じることが望ましい状態
IV 緊急措置段階	道路の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態

2. 劣化損傷事例

2.1 劣化損傷事例調査

本調査において収集した点検調書および施設別の点検箇所数を表-2 にまとめる。調査対象は国土交通省北海道開発局が管理する落石防護施設とし、はじめに過去の点検調書等の収集を行った。収集した点検調書は開発建設部毎に異なっており、防災カルテ、法面工・土木構造物点検調書、現状写真、定期巡回シートのいずれかとなっている。本調査では、これらの点検調書に記録されている計 263 施設を整理対象とした。なお、本調査の結果は、収集できた点検調書等を整理したものであり、北海道開発局が管理するすべての落石防護施設を対象とした結果ではない。

収集した点検調書から調査対象を落石防護柵および落石防護網に着目して「落石防護柵付きの擁壁（落石防護柵＋擁壁）」、「落石防護柵」、「落石防護網」に分類した結果、落石防護柵付き擁壁が 132 施設と最も多く、落石防護柵は 78 施設、落石防護網は 53 施設であった。調査対象箇所全体に占める割合は、図-1 に示すように、落石防護柵付き擁壁、落石防護柵、落石防護網でそれぞれ 50%、30%、20%である。

収集した調書において、損傷形態を落石防護柵の支柱基部付近のコンクリートのうきや剥離、金網等の破損、ワイヤロープ・支柱・金網の変形および腐食、擁壁のひび割れ、ワイヤロープ・金網のたるみ・ゆるみ、その他に分類し、施設ごとに観察された損傷の発生傾向を整理した。

2.2 調査結果・損傷傾向

施設別の損傷発生率を図-2 に示す。本調査で対象とした 263 施設のうち、全体の 16% (43 施設) で損傷が確認されている。また、施設別の損傷発生率では、落石防護柵付きの擁壁で 12%、落石防護柵で 18%、落石防護網で 25%となり、落石防護網の損傷発生率がやや高い傾向を示した。

次に、損傷が認められた 43 施設 (66 箇所) における損傷形態の割合を図-3 に、損傷事例を写真-1 に示す。なお、ひとつの施設で複数の損傷形態が認められた場合には都度計上している。損傷形態としては、鋼材の腐食が全体の 27%を占めており、変形と金網等の破損がそれぞれ 20%となっている。この様に、腐食等の環境作用による劣化に比べて、破損や変形等の落石の衝撃作用が原因と考えられる損傷の割合が大きく、落石防護施設の損傷要因は主として落石による場合が多い傾向を示している。

落石防護柵付き擁壁における損傷傾向を図-4 に

表-2 調査対象一覧

開発建設部	落石防護柵+擁壁	落石防護柵	落石防護網
札幌	7	8	1
函館	1	1	3
小樽	14	12	12
帯広	89	30	19
網走	20	27	15
稚内	1	0	3
合計	132	78	53

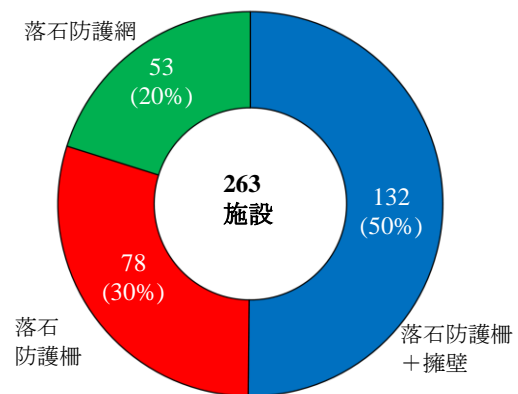


図-1 調査対象の割合

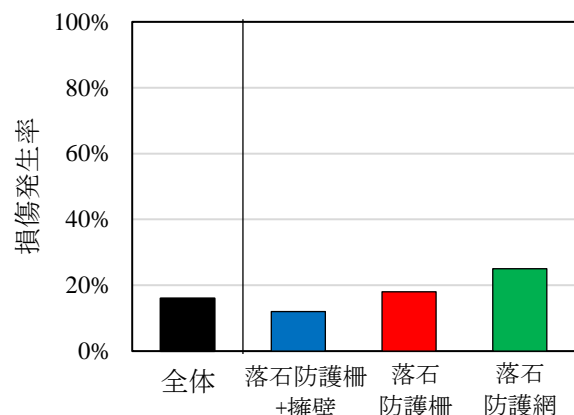


図-2 施設別の損傷発生率

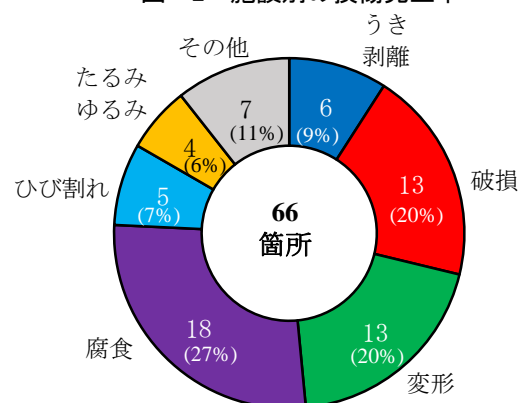


図-3 損傷形態の割合



(a) 支柱基部 うき・剥離



(b) 金網 破損



(c) 支柱部 変形



(d) 支柱部・索端金具 腐食



(e) 擁壁部 ひび割れ



(f) ワイヤロープ・金網 たるみ・ゆるみ

写真-1 損傷事例

示す。コンクリート製の擁壁部においては、支柱基部付近のうきや剥離（写真-1 (a)）、擁壁を貫通するような大きなひび割れが存在する場合もあった（写真-1 (e)）。また、防護柵部においては、金網の破損が4箇所、鋼材の腐食（写真-1 (d)）が5箇所、支柱・ワイヤロープ・金網の変形（写真-1 (c)）については損傷が認められた全25箇所中で8箇所と最も多い損傷形態であった。

落石防護柵における損傷傾向を図-5に示す。本調査の範囲内では金網が破損した箇所は認められなかったものの、前述の落石防護柵付き擁壁の結果と同様に、腐食や変形が多くなる傾向を示した。なお、基礎付近の土砂吸出しや完全に倒壊している事例等についてはその他として分類している。

落石防護網における損傷傾向を図-6に示す。この落石防護網は、斜面全面を覆うことによって落石に対処する施設であり、損傷形態としては金網の破損、腐食となっている。また、本調査の範囲内では、金網が破損に至っている場合（写真-1 (b)）が最も多い結果となった。なお、落石の堆積についてはその他として分類している。

次節では、これらの写真および別途実施した共同研究「落石防護網・柵の性能評価および補修・補強技

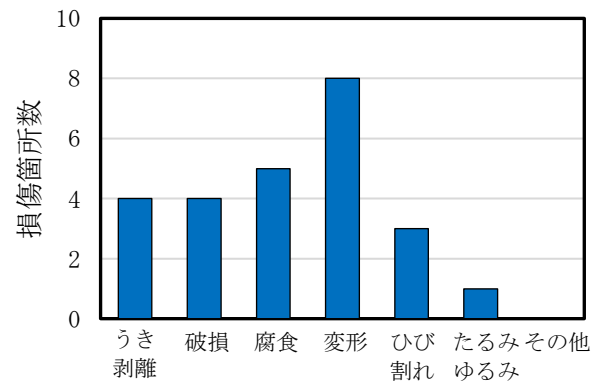


図-4 損傷傾向（落石防護柵+擁壁）

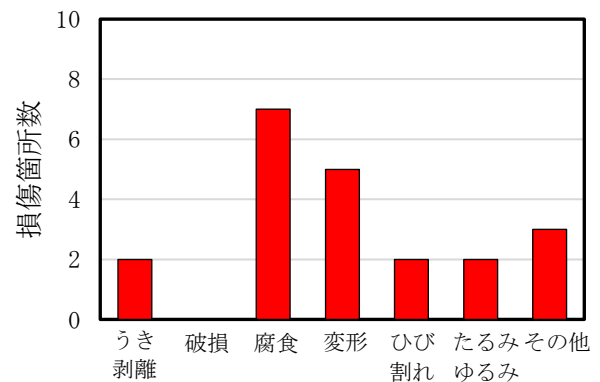


図-5 損傷傾向（落石防護柵）

術に関する研究」によって収集した全国の損傷事例の写真も活用し点検調査時の着目点を検討した。落石による落石防護工の損傷や変形については、点検時に部材の機能の低下や必要な機能が維持されているかを目視である程度判断できることから、劣化に関してのみ着目点の整理を行った。

2.3 点検時の着目点

落石防護工の性能（安全性）は、道路交通や人命に直接的に関わるものであることから維持管理を適切に行い、求められる機能を確保していく必要があり、構成部材に劣化や損傷等が生じた場合には、点検・調査結果に応じて補修や交換等、適切な対応を行う必要がある。

全道と全国の損傷事例を確認すると落石防護柵および落石防護網においては同じような損傷傾向を示したことから、メーカーやコンサル等の意見を聞きつつ点検の着目点を整理した。表-3 に落石防護柵および落石防護網に関する点検時の着目点の一例を示す。落石防護柵の支柱の着目点としては、土砂の堆積や水の影響により、支柱基部に断面の減少を伴う腐食の発生や、支柱箱抜き部より水が浸入し、基礎部にひび割れなど

の損傷の発生の有無である。ワイヤロープの着目点としては、腐食により素線の断面減少を伴う全体的に茶色となる錆または部分的に著しい錆の発生の確認と、更に落石防護網については、経年劣化により、たるみやゆるみも発生している箇所については機能低下の恐れもあるので注意が必要である。金網の着目点としては、腐食による金網素線の断面減少や破網により、金網としての機能が低下していないかである。

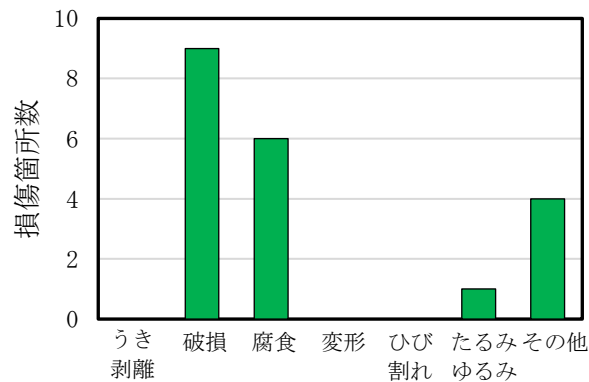


図-6 損傷傾向 (落石防護網)

表-3 落石防護柵および落石防護網の点検時の着目点の一例

対象種別・構造例	部位	劣化事例	着目点
落石防護柵  従来型落石防護柵の例	支柱	 基部腐食  断面減少  基礎部ひび割れ	<ul style="list-style-type: none"> 土砂の堆積・水の影響によって支柱基部に断面の減少を伴う腐食が発生していないか 支柱箱抜き部より水が浸入し、基礎部にひび割れなどの損傷が発生していないか
	ワイヤロープ	 部分腐食  全体腐食  全体腐食	<ul style="list-style-type: none"> 腐食により素線の断面減少を伴う全体的に茶色となる錆または部分的に著しい錆が発生していないか
	金網	 金網腐食  金網一部破網  金網破網	<ul style="list-style-type: none"> 腐食により金網の素線の断面減少や破網など機能の低下はないか
落石防護網  従来型落石防護網の例	ワイヤロープ	 たるみ・ゆるみ  腐食  破断	<ul style="list-style-type: none"> 腐食により素線の断面減少を伴う全体的に茶色となる錆または部分的に著しい錆が発生していないか 経年変化によりたるみやゆるみが発生するなど、機能の低下はないか
	金網	 金網腐食  金網腐食  金網破網	<ul style="list-style-type: none"> 腐食により金網の素線の断面減少や破網など機能の低下はないか

3. 劣化・損傷を有する落石防護施設の性能評価技術

本章では劣化・損傷を有する部材の性能検証実験を実施し、劣化性状に対する耐荷性能の評価方法を検討した。

3. 1 試験材料採取箇所

各種載荷試験に使用した材料は北海道内の2箇所の廃道区間より採取したものである。中間支柱（H150-75）・ひし形金網（φ3.2mm）は写真-2に示す従来型落石防護柵より採取した1種類（以後、劣化材）であり、ワイヤロープ（3×7G/O18φ）については、写真-2の従来型落石防護柵および写真-3のケーブル型防護柵より採取した2種類（以後、それぞれ劣化材Aおよび劣化材B）である。いずれの採取箇所も海岸線近傍に位置しており厳しい腐食環境下にあるが、構造物が設置されてからの経過年数は不明である。



写真-2 試験材料採取箇所（落石防護柵）



写真-3 試験材料採取箇所（ケーブル型防護柵）

3. 2 ワイヤロープ

3. 2. 1 材料調査

ワイヤロープの材料調査として酸洗減量測定および断面OM観察（光学顕微鏡観察）を実施した。劣化材の外観を写真-4に示す。劣化材Aは全体的に白色の腐食生成物が多く、劣化材Bは全面赤色の腐食生成物となっていた。

(1) 酸洗減量測定

酸洗減量測定については、100mm程度に切断した試験材料を1本ずつにばらし、酸洗液にはインヒビター添加の塩酸水を使用し、溶液中でめっきおよび錆を除去した。酸洗前後でマイクロメーターにより線径を測定した。

表-4には、酸洗前後の線径測定結果を示す。全体的に赤色の腐食生成物が発生していた劣化材Bは、劣化材Aよりも線径が細くなっていた。

(2) 断面OM観察

断面OM観察については、観察対象箇所をエポキシ樹脂で埋め込み所定の長さに切断し、湿式研磨で仕上げた後、観察を行った。

写真-5には断面OM写真を示す。劣化材Aは3本のより線の形状がほぼ均一であり、素線断面もほぼ円形である。一方、劣化材Bは素線間に腐食生成物が多く発生しており、素線同士の間隔が広がっていると同時に素線断面も所々腐食により減肉状態であった。

3. 2. 2 静的引張試験¹⁰⁾

(1) 引張試験概要

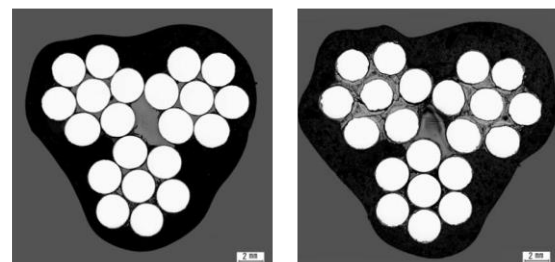
試験体は両端に円錐台の亜鉛合金末端を取付けたものであり、端末間のワイヤロープ長は900mmである。試験は素線もしくはストランドが破断し荷重が増加し



写真-4 劣化材の外観

表-4 酸洗前後の線径測定結果

調査材		線径 (mm)		
		酸洗前	酸洗後	減少量
劣化材A	A-1	3.030	2.811	0.219
	A-2	2.993	2.795	0.198
	A-3	3.000	2.809	0.191
劣化材B	B-1	2.955	2.766	0.189
	B-2	3.005	2.743	0.262
	B-3	3.019	2.778	0.240



(a) 劣化材A (b) 劣化材B

写真-5 劣化材A, Bの断面OM写真

なくなった時点で終了とした。劣化材 A については、試験結果のばらつきが小さかったことから3体、劣化材 B については試験結果にばらつきが見られたことから5体に対して引張試験を実施した。計測項目は載荷荷重とワイヤロープの伸びであるが、伸びは定点カメラで計測し、試験体中央の 500mm 標点間距離に対する%表示とした。

(2) 引張試験結果

図-7に劣化材 A および B と比較のため同一規格で現在使用されている新品ワイヤロープ(以後、新品材)の荷重-伸び関係を示す。

劣化材 A の荷重-伸び関係についてみると、3体の試験結果にばらつきはなくほぼ同一の曲線が得られており、破断荷重はいずれの試験体も約 170kN である。これは落石対策便覧⁴⁾に示されている破断荷重の規格値 157kN を上回っている。破断伸びに関しては、いずれの試験体も 5%程度であった。以上より、劣化材 A は外観からは錆や汚れが見られるものの、錆による素線の不均一な腐食がなく、見た目には劣化があまり進行していないものと推察される。

一方、劣化材 B の荷重-伸び関係についてみると、5体の試験結果は大きくばらついていることが分かる。これは外観状態からも分かるように、錆が全体的に発生していることに加えて素線上に不均一に発生しており、劣化の程度にばらつきがあることによるものと推察される。破断荷重に関しては Case2-3 のみが規格値を若干上回っているものの、残りの4体に関してはいずれも規格値を下回っており、Case2-4 および Case2-5 では規格値破断荷重の 70%程度まで大きく低下している。また、破断伸びについても破断荷重の低下に対応して小さく示されており Case2-4 および Case2-5 では 1%以下となっている。

新品材の荷重-伸び関係に関しては、3体の試験結果にばらつきはほとんどなく、破断荷重は平均で 192.6kN、破断伸びは 7.15%である。

(3) ロープ径および破断箇所

表-5 にロープ径の測定結果、破断荷重および破断伸びの試験値、破断箇所等の試験結果一覧を示す。また、試験後の試験体状況の一例を写真-6、7 に示す。ロープ径に着目すると、試験結果にばらつきが無くいずれも規格値破断荷重を上回った劣化材 A では、いずれも 20mm 弱の値となっている。一方、試験結果のばらつきが大きく大半が破断荷重の規格値を下回った劣化材 B では、ロープ径は 21mm 前後の値を示していることが分かる。これは後者の試験体の方が素線に対す

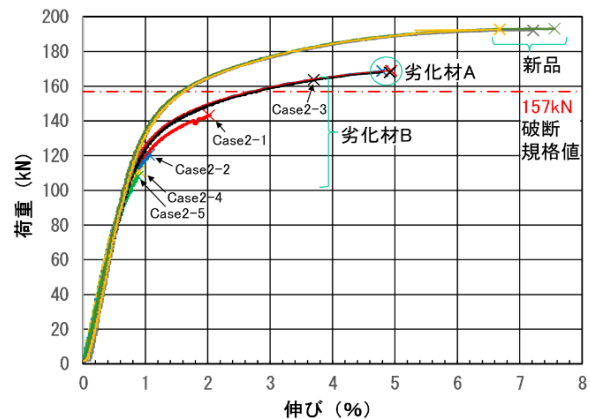


図-7 荷重-伸び関係

表-5 ワイヤロープの試験結果一覧

種別	Case	ロープ径 (mm)	試験値		X=破断箇所までの距離(mm)	破断箇所(×で示す) (左:FIX,右:MOVE)
			破断荷重 (kN)	破断伸び (%)		
劣化材 A	1-1	19.65	168.75	4.80	x=90mm	① ② ③ X 1ストランド破断
	1-2	19.82	169.00	4.94	x=80mm	① ② ③ X 1ストランド破断
	1-3	19.84	168.00	4.92	x=840mm	① ② ③ X 3素線破断
劣化材 B	2-1	21.09	143.25	2.02	x=90mm	① ② ③ X 1ストランド破断
	2-2	20.56	120.50	1.06	x=450mm	① ② ③ X 2ストランド破断
	2-3	20.61	163.75	3.70	x=760mm	① ② ③ X 1ストランド破断
	2-4	21.14	111.00	0.90	x=680mm	① ② ③ X 1ストランド破断
	2-5	20.97	108.00	0.88	x=750mm	① ② ③ X 2ストランド破断



写真-6 試験後の状況 (Case1-3)



写真-7 試験後の状況 (Case2-5)

る腐食生成物の付着量が多く、ロープ径の増加に反映されたものと推察される。このことは現地でワイヤロープ径を測定することが劣化度を判定するための一指標になりうる可能性を示唆するものである。

次に、破断箇所に着目すると、劣化材 A では新品材の破断箇所と同様に、試験体両端の亜鉛合金端末近傍で破断している。一方、劣化材 B では Case2-1 を除き試験体中央部や端末よりやや離れた位置で破断していることが分かる。新品材の引張試験では载荷途中において素線の破断音は無く、試験終了時に大きな音とともにストランドが破断するが、劣化材 B では载荷途中で素線の破断音が時々発生していた。これは錆が素線上に不均一に発生していたためと推察され、このような外観を有するワイヤロープでは破断荷重が低下する場合があります、外観目視による錆の発生状況も劣化度を判定するための一指標になりうる可能性を示唆するものである。

3. 3 ひし形金網

3. 3. 1 材料調査

ひし形金網の材料調査として、劣化材および新品材に対して成分分析、かたさ分析、金属組織分析を実施した。

成分分析については、C 炭素、Si 珪素、Mn マンガン、P リン、S 硫黄、Cr クロム、Cu 銅、Ni ニッケルの 8 元素について調査を行った。試料調整については、劣化材は 10%硫酸酸洗後、研削にて切粉を採取した。新品材は 10%塩酸酸洗後、研削にて切粉を採取した。分析方法は C および S は、燃焼赤外線吸収法、その他の元素については、ICP 発光分光分析法にて成分分析を行った。表-6 に成分分析結果を示す。劣化材は新品材に比較して Cu が多いものの、そのほかの成分に関しては同程度の値となっていた。

かたさ分析については、素線径の 1/4 地点を 5 箇所選定し、ビッカース硬さ試験を実施した。試験の結果、ビッカース硬さは劣化材が平均 155、新品材が平均 160 でありほぼ同程度の値を示した。

金属組織分析については、表層および中心近傍に観察位置を置き、観察倍率×50、×100、×500 にて組織観察を実施した。図-8 および図-9 に劣化材および新品材の金属組織観察結果を示す。

成分分析、かたさ分析、金属組織分析の試験結果より劣化材と新品材はほぼ同じ素線性状を有する金網であることが確認できた。

表-6 金網の成分分析結果

調査材	分析元素名								単位(%)
	C	Si	Mn	P	S	Cr	Cu	Ni	
劣化材	0.069	0.150	0.360	0.011	0.025	0.023	0.024	0.016	
新品材	0.050	0.250	0.510	0.016	0.018	0.024	0.008	0.013	

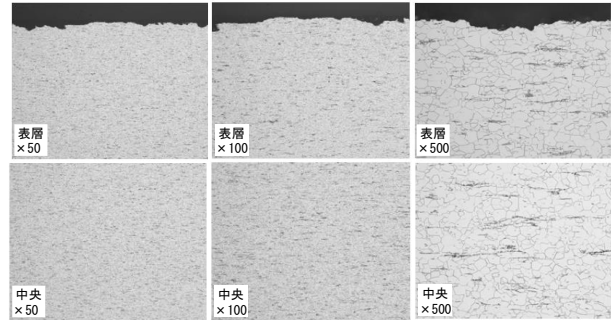


図-8 金属組成観察結果 (劣化材)

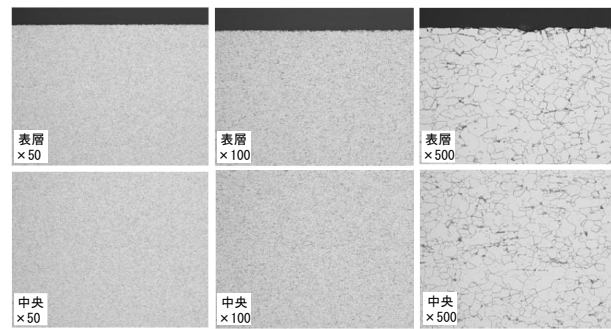


図-9 金属組成観察結果 (新品材)

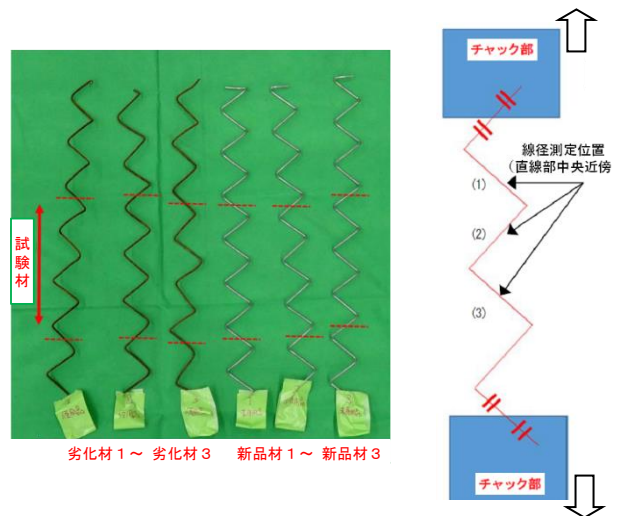


写真-8 試験材料切断位置

図-10 引張試験概要

3. 3. 2 素線引張試験

(1) 素線引張試験概要

ひし形金網(φ3.2mm)の素線引張試験は、劣化材と新品材の2種類に対して実施した。試験材料は金網の素線をばらし、写真-8の赤線位置で切断した部材を使用した。試験体数は劣化材、新品材ともに3体とした。引張試験の概要を図-10に示す。実験に先立ち図-10に示す3箇所の位置で線径を測定した。線径はそれぞれの測定箇所で行くする2つの直径を測定した。引張試験は引張試験機により試験材料の両端部をチャッキングした後、引張速度30mm/minにて実施した。

(2) 素線引張試験結果

表-7に試験材料の線径測定結果を示す。新品材の3体については、いずれの測定箇所においても直行する2つの直径はほぼ同じ値を示し円形断面となっていることが分かる。線径は平均で3.13~3.16mmである。一方、劣化材の3体については、いずれの測定箇所においても直行する2つの直径は異なる値を示しており、腐食生成物の付着の影響がうかがわれる。線径は平均で3.12~3.24mmである。写真-9に引張試験後の試験材料の外観を、表-8に素線引張試験結果を示す。ここで、引張強さは最大引張力を表-7の平均線径より求めた面積で除した値である。引張強さは劣化材が新品材に対して30%程度低下している結果となった。これは、破断位置の違いからも推察されるように劣化材の場合には腐食生成物により断面が欠損している箇所に応力が集中するためと考えられる。

3. 3. 3 金網部材静的載荷試験(面外静的引張試験)

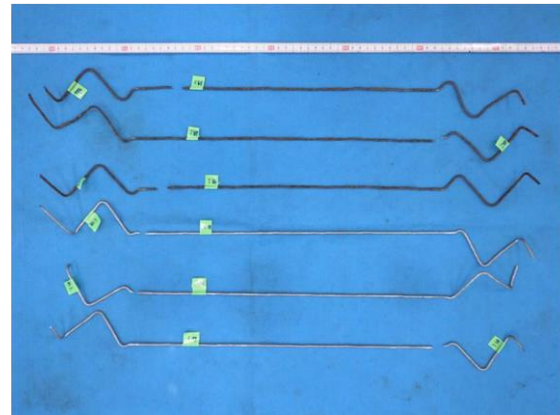
劣化材および新品材に対して金網の部材の静的載荷試験を実施した。試験は写真-10に示す載荷装置を使用し、1.2m×1.2m程度の金網に対して、1.0m×1.0mの位置で金網を拘束し、球面載荷治具(直径40cm)を用いた面外静的引張試験を実施した。図-11には、その荷重-変位関係を、写真-11には破網時の状況を示す。図-11より、荷重10kN程度までは劣化材と新品材は同様の性状を示すものの、それ以降の荷重では劣化材の変位が小さく剛性が大きく評価されている。これは劣化材試験体の列線の交点のかみ合わせや腐食生成物による摩擦の影響などが考えられるが、試験体数が少ないことから更なる検討が必要である。最大荷重は新品材が37.7kN、劣化材が32.9kNとなり13%程度小さくなった。

3. 3. 4 金網部材衝撃載荷試験

劣化材と新品材の衝撃載荷時の耐衝撃性状を比較す

表-7 線径測定結果

試験材	(1)		(2)		(3)		平均 (mm)
	1	2	1	2	1	2	
劣化材1	3.25	3.28	3.08	3.32	3.05	3.44	3.24
劣化材2	3.07	2.85	3.13	3.25	3.03	3.39	3.12
劣化材3	3.11	3.33	2.95	3.24	3.11	3.11	3.14
新品材1	3.16	3.16	3.16	3.16	3.15	3.15	3.16
新品材2	3.15	3.13	3.15	3.14	3.13	3.13	3.14
新品材3	3.14	3.12	3.13	3.13	3.13	3.12	3.13



(上部より劣化材3, 2, 1, 新品材3, 2, 1)

写真-9 引張試験後の外観

表-8 素線引張試験結果

試験材	最大引張力 (N)	引張強さ (N/mm ²)	破断位置
劣化材1	2,296	278	チャック部外側
劣化材2	2,316	303	チャック部近傍
劣化材3	2,226	287	チャック部外側
新品材1	3,224	411	チャック部近傍
新品材2	3,171	410	チャック部近傍
新品材3	3,187	414	チャック部近傍



写真-10 金網部材試験装置

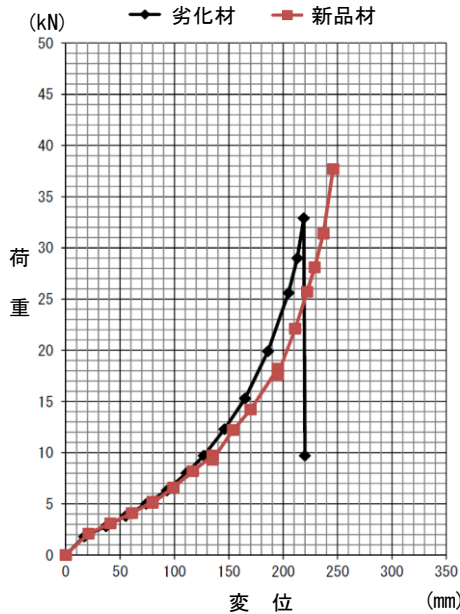


図-11 荷重-変位関係

るために重錘落下衝撃実験を実施した。試験体数の制約から劣化材は3体、新品材は4体に対して、面外静的引張試験と同一の試験体設置方法で試験を行った。使用した鋼製重錘の質量は245kg、直径は40cmの球体であり、落下高さは劣化材が0.8m、0.9m、1.0m、新品材が0.8m、1.0m、1.1m、1.2mとした。

表-9に試験条件と試験結果の一覧を示す。新品材は落下高さ1.2mで破網したのに対して劣化材の場合には落下高さ0.9mで破網しており、破網に至る重錘の衝突エネルギーは劣化材が新品材に比べて25%程度小さくなっている。

図-12に劣化材を用いた試験の重錘衝撃力波形を示す。破網が発生しなかった落下高さ0.8mでは、継続時間が100ms程度の正弦半波状の主波動が励起されているが、破網が発生した落下高さ0.9mおよび1.0mでは、破網時に一旦除荷され、その後振幅の小さな波形が励起する波形性状となっている。波形継続時間は同じく100ms程度である。

図-13に落下高さが0.8mと同一の劣化材および新品材の重錘衝撃力波形を示す。第1波目の主波動に関しては両者とも波形性状、最大値共にほぼ同じであるが、リバウンドによると思われる第2波の発生時刻は劣化材の方が早く励起されている。これは静的面外載荷試験の荷重-変位関係のとおり、荷重の大きな範囲では劣化材が新品材に比較して剛性が大きく評価されていることに対応しているものと推察される。



(a) 劣化材 (b) 新品材
写真-11 破網時の状況

表-9 試験条件と試験結果

試験材	落下高さ (m)	エネルギー (kJ)	最大衝撃力 (kN)	試験体の破断有無
劣化材1	0.8	1.922	31.2	無
劣化材2	0.9	2.162	26.7	有
劣化材3	1.0	2.403	33.6	有
新品材1	0.8	1.922	29.6	無
新品材2	1.0	2.403	32.3	無
新品材3	1.1	2.643	36.1	無
新品材4	1.2	2.884	34.4	有

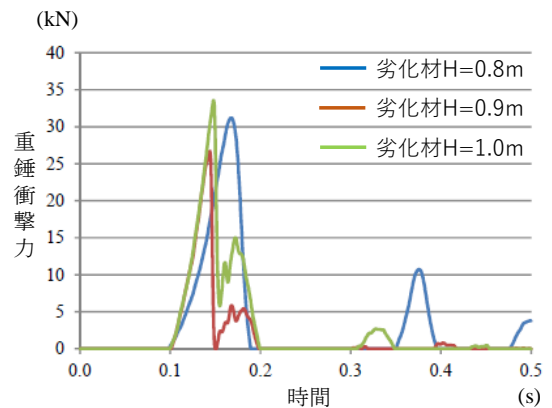


図-12 重錘衝撃力波形 (劣化材)

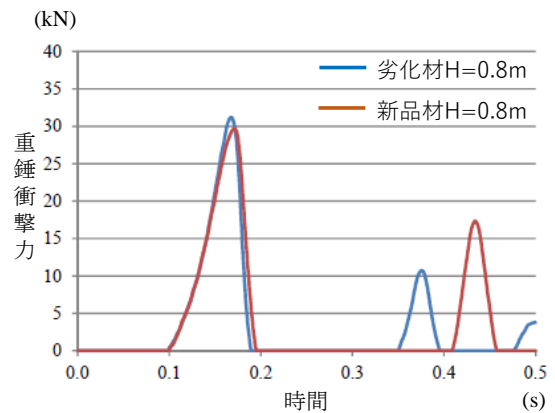


図-13 重錘衝撃力波形 (H=0.8m)

3. 4 H形鋼支柱

3. 4. 1 載荷試験用試験体の製作

耐荷力調査に供するための腐食劣化したH形鋼支柱（以後、劣化材）は、廃道区間の海岸線道路沿いに設置されていた落石防護擁壁を基礎とする従来型落石防護柵より採取したものである。劣化材の採取箇所を写真-12に示す。劣化材は、擁壁製作時の箱抜き部に後打ちコンクリートにより固定されており、大型ブレーカーを用いて劣化材を痛めないように慎重に採取した（写真-13）。その後、実験室内で基部の後打ちコンクリートを丁寧に研り取った。現場より採取した劣化材は7体であり、比較のために同一断面寸法の新品材のH形鋼（以後、新品材）を3体用意した。劣化材は、断面寸法がH-150×75×5×7mmであり、根入れ部長さが650mm、気中部長さ1,550mm、全長2,200mmである。載荷試験用の試験体を製作するにあたり、劣化材の根入れ部長さが300mmとなるようにH形鋼基部を切断し、切断面を厚さ22mmで1辺が400mmの矩形鋼板中央に全溶接した。新品材についても劣化材と同一寸法に加工製作した。その後、H形鋼根入れ部300mmを250×250×3mmの角形鋼管で覆い（角形鋼管基部は矩形鋼板に全溶接し、載荷方向にリブを設置）、角形鋼管とH形鋼の間をコンクリートで充填した。試験体の外観観察および点群データ取得のための写真撮影は、角型鋼管設置前およびコンクリート充填後の試験体完成時において実施している。

3. 4. 2 外観調査結果

写真-14～21には、載荷試験前の各試験体におけるH形鋼全体のウェブ表面全景および基部コンクリート面から30cm程度の範囲の引張側・圧縮側フランジとウェブ両面の拡大写真を示している。なお、新品材は任意の1体のみ示している。劣化材は、写真-12に示すように環境条件のほぼ等しい箇所より採取したものであるが、腐食劣化の程度にばらつきが見られる。劣化材は、現場設置時には緑色の塗膜系防錆処理が施されていたものと推察されるが、経年劣化により腐食が発生している。フランジとウェブの境界部やコンクリート基礎部との境界面近傍に腐食による板厚の減少が見られる。また、引張側フランジの基部には金網を設置するために用いられる吊り線を固定するための4φの孔（以後、吊り線孔）が設けられているが、この部分を中心に腐食が進行し板厚減少や断面欠損を生じているものも見受けられる。

写真-15は、劣化材1の外観状況を示している。基部に着目すると、引張側フランジとウェブの境界部の



写真-12 試験体採取箇所全景



写真-13 採取状況

腐食が著しく、吊り線孔近傍のフランジ厚が減少している。またウェブについても腐食により板厚が減少しており、所々で貫通孔が確認できる。

写真-16は、劣化材2の外観状況を示している。ウェブ全景より、載荷点上部の圧縮側ウェブには、腐食の進行により縦方向に細長い断面欠損が発生している。基部については、吊り線孔近傍のフランジ厚が減少している。また、ウェブについては引張側の腐食が激しく、中央部に向かって腐食範囲が縮小しており圧縮側の腐食は少ない。

写真-17は、劣化材3の外観状況を示している。ウェブ全景より、試験体の上部および中央近傍のウェブ中央に貫通孔を有する円形状の腐食が確認できるが、発生原因は不明である。基部に関しては、引張側フランジの吊り線孔近傍が腐食により断面欠損している。ウェブについては劣化材1と同様の範囲で腐食が進行しているが、板厚減少による貫通孔は確認できない。

写真-18は、劣化材4の外観状況を示している。ウェブ全景より、フランジとウェブの境界部の腐食が



写真-14 試験体の外観状況（新品材）



写真-15 試験体の外観状況（劣化材 1）

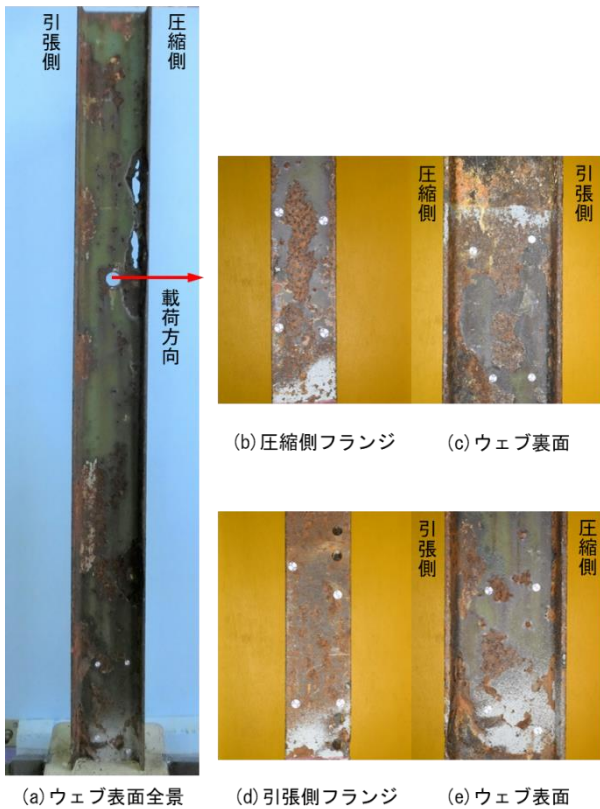


写真-16 試験体の外観状況（劣化材 2）



写真-17 試験体の外観状況（劣化材 3）



写真-18 試験体の外観状況 (劣化材 4)



写真-19 試験体の外観状況 (劣化材 5)

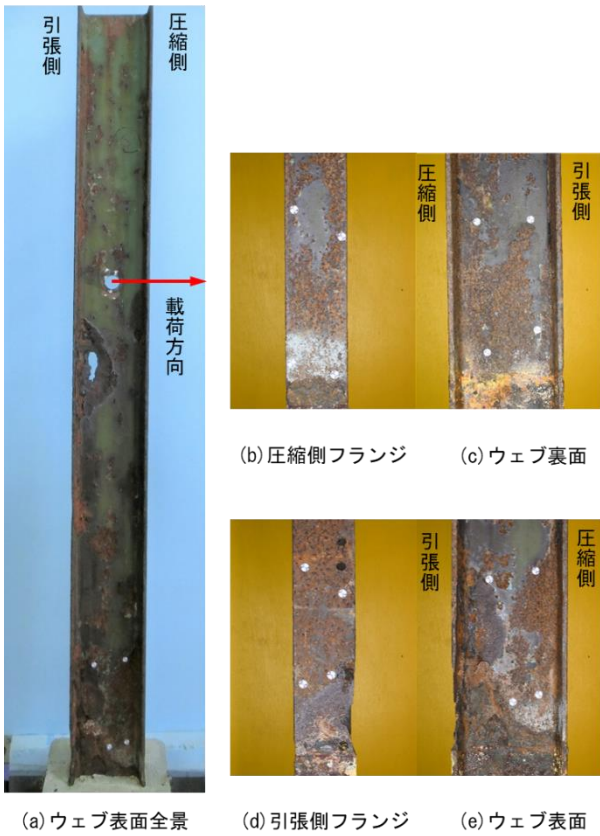


写真-20 試験体の外観状況 (劣化材 6)



写真-21 試験体の外観状況 (劣化材 7)

著しく、縦方向に細長い断面欠損が各所に確認できる。基部を見るとフランジの腐食による板厚の減少、フランジとウェブの境界部では断面欠損による貫通孔が確認できる。

写真-19 は、劣化材 5 の外観状況を示している。ウェブ全景より、フランジとウェブの境界近傍を中心に全体的に腐食が散見されるが、腐食程度は他の試験体に比較すると若干軽微であると思われる。基部についても全体的に腐食が発生しているが局所的な著しい断面減少は見られない。

写真-20 は、劣化材 6 の外観状況を示している。ウェブ全景より、載荷点より下部の引張側ウェブに板厚減少による貫通孔が確認できるが、それ以外は全体的には劣化材 5 と同様の腐食状況である。基部については引張側フランジの吊り線孔近傍が断面欠損しており、フランジ幅が減少している。ウェブについては劣化材 1 や劣化材 3 と同様の範囲で腐食が発生しているが局所的な著しい断面減少は見られない。

写真-21 は、劣化材 7 の外観状況を示している。ウェブ全景より、載荷点より上部のフランジとウェブの境界近傍に腐食の著しい箇所が見られるものの全体的には劣化材 5 と同様の腐食状況である。基部については引張側フランジの吊り線孔近傍が断面欠損しており、フランジ幅が減少している。ウェブについては劣化材 1 や劣化材 3 と同様の範囲で腐食が発生しているが局所的な著しい断面減少は見られない。

3. 4. 3 点群データによる部材断面調査結果

(1) 点群データの取得および処理方法

劣化した H 形鋼の耐荷力などの性能評価を、現場で採用可能な手法により行うため、多視点の撮影画像から「3次元の点群」(以降、単に「点群」と記す。)を構築するコンピュータビジョン技術の適用性を検討した。この手法により耐荷力を支配する部位の劣化後の形状を取得し、性能評価に係わる有効な情報を得ることができるかを確認したものである。

データ取得および処理に使用したカメラの諸元およびソフトウェアを表-10 に示す。いずれの機材も一般の市場で入手できるほか、ソフトウェアについてはオープンソフトウェアとして、インターネットから入手可能である。

多視点画像から点群を構築するために、同一対象物に対し撮影角度を変えた多くの画像が必要である。ここでは図-14 に示すように、およそ 5cm ずつ高さを 3 段階に変え H 形鋼を中心に周回する視点から、各周 32 画像 (およそ 11 度毎)、1 試験体当たり計 96 画像

表-10 点群作成に使用したカメラとソフトウェア

カメラ	形式	デジタル一眼レフ
諸元	画像解像度	5568x3712 ピクセル
	レンズ焦点距離	40mm
	受光素子幅	23.5mm
ソフトウェア	Regard3D	
設定 ライブラリ	特徴点抽出	AKAZE
	マッチングアルゴリズム	FLANN
	三角測量アルゴリズム	グローバル
	高密度化	SMVS
	ポリゴン生成	Floating Scale Surface Reconstruction

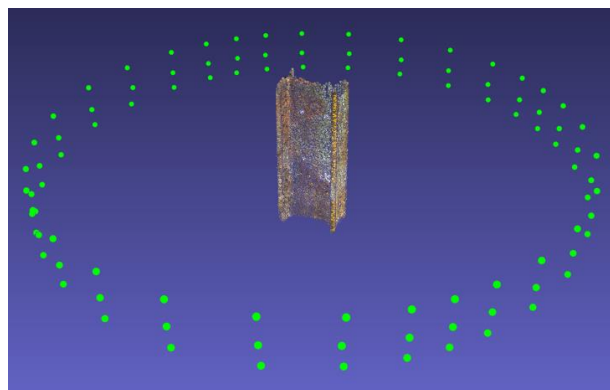


図-14 撮影位置 (緑点) と供試体位置



図-15 H型鋼 (劣化材 1) の点群データ

を撮影した。実際には実験室内に回転台を設け、この上に設置した試験体を回転させることにより、同様の角度からの画像を得た。

これらの画像は、表-10 に示すソフトウェアにより処理し、試験体毎の点群データを得た。得られた点群

表-11 ターゲットマーカー間の距離比較

	(実測値-点群値) / 実測値	
	平均	標準偏差
新品材 1	7.79e-05	3.45e-03
劣化材 1	-2.28e-03	8.93e-03
劣化材 2	-3.79e-04	4.81e-03
劣化材 3	-1.93e-04	6.35e-03
劣化材 4	1.55e-03	9.58e-03
劣化材 5	-2.72e-03	8.26e-03
劣化材 6	-1.99e-03	6.50e-03
劣化材 7	-2.67e-03	9.51e-03

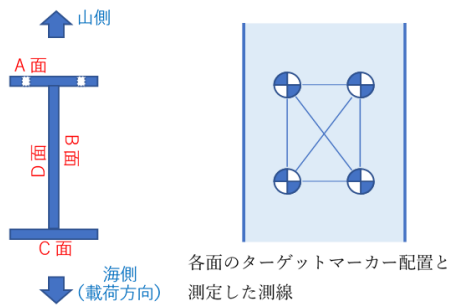


図-16 ターゲットマーカー貼り付け位置

はH形鋼基部付近の高さ約30cmの範囲を取得したもので、点群の各頂点間隔は概ね0.15mm前後、1試験体当たりの頂点数は約600万点となった(図-15)。

一般に多視点画像から得られる点群は、大きさや向きが実際の対象物と一致しない。この点を補うために、対象物に16個のターゲットマーカーを貼り付け、事前にそれらのマーカー間の距離を測定した。点群構築後に事前に測定したこれらの位置や距離を基に大きさと座標系上の位置を設定し、これと合うよう点群の各頂点の座標値を変換した。

(2) 取得データの検証

多視点画像から得られる点群は、撮影条件等により形状の歪みが生ずることがある。また得られた形状が、実際の対象物の寸法とどの程度一致するかを確認する必要もある。そのためまず、大きさと座標上の位置の特定のために使用したターゲットマーカー間の距離の測定値を用い、形状の歪みについて確認した。

次に点群と実際の対象物との寸法の誤差を確認するため、対象物の各部位の厚さを測定し、点群と比較した。

表-11に、全劣化材のターゲットマーカー間の距離の実測値と点群データから求めた値の比較結果を、図-16にはターゲットマーカーの張り付け位置を示す。この結果から、いずれの試験体においても、あらゆる

表-12 部材厚の実測値と点群からの算出値

部位	測線	位置	(mm)		
			①実測値	②点群値	②-①
山側フランジ	1	-10	6.579	6.550	-0.029
		55	6.830	6.800	-0.030
	4	-15	6.542	6.641	0.099
		-10	6.557	6.620	0.063
		45	6.702	6.789	0.087
海側フランジ	9	-20	6.382	6.480	0.098
		-15	6.391	6.461	0.070
		-10	6.391	6.420	0.029
		40	6.474	6.518	0.044
		45	6.472	6.471	-0.001
		50	6.434	6.514	0.080
	12	-10	6.382	6.503	0.121
		50	6.497	6.569	0.072
		55	6.479	6.521	0.042

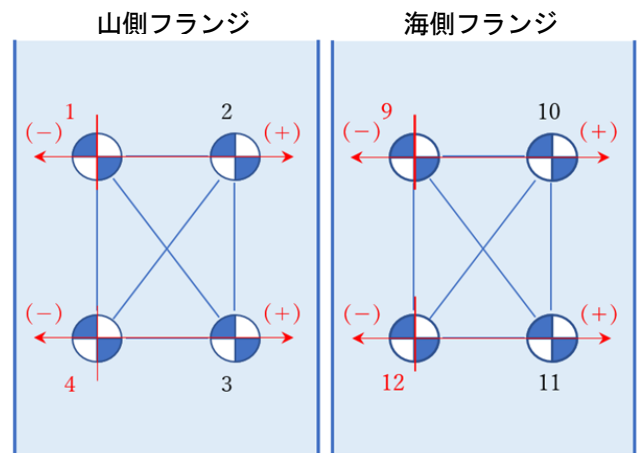


図-17 部材厚測定の測定した測線(赤線)

方向に対して偏りなく、測定距離と点群データ間距離との差が測定距離のおおよそ1/100以内に収まっていることが確認できた。

表-12、図-17に、新品材1の部材厚の実測寸法と点群から得られた値との比較結果を示す。どの値も概ね0.1mm以内に収まっている。ここに対象を新品材としたのは、劣化材の細かい凹凸表面上の測定点では、測定機器の測定部の当て方や、比較のための測定点の特定が困難であるためであり、それらが容易な平滑な平面を有する新品材を対象としたものである。

これらの結果から、劣化したH形鋼の性能を評価するに十分な精度の点群座標値を得ることができていることが確認できた。

(3) 腐食前の断面形状の推定

対象となったH形鋼を含む落石防護施設の施工年代は古く、詳細な寸法等の情報を得ることはできなかった。しかしながら腐食による断面減少量などの算定には、基準となる断面形状や寸法を必要とする。

そのため、塗装が残っている部分など劣化が進んで

表-13 各劣化材の腐食前の断面寸法（推定値）

部位	測定項目	測定位置	劣化材番号							平均値	
			1	2	3	4	5	6	7		
ウェブ	高さ	(1)	150.455 (-0.46)	150.696 (-0.22)	151.277 (0.36)	151.045 (0.13)	151.005 (0.09)	150.865 (-0.05)	151.07 (0.15)	150.92	
山側フランジ	幅	(2)	75.98 (-0.54)	77.47 (0.95)	77.14 (0.62)	76.09 (-0.43)	76.03 (-0.49)	76.96 (0.44)	75.99 (-0.53)	76.52	
海側フランジ			76.68 (0.16)	76.21 (-0.31)	76.12 (-0.40)	76.72 (0.20)	76.94 (0.42)	76.10 (-0.42)	76.86 (0.34)		
山側フランジ	厚さ	(3)B面側	7.05 (-0.51)	7.86 (0.30)	7.92 (0.35)	7.31 (-0.25)	7.35 (-0.21)	7.71 (0.15)	7.32 (-0.24)	7.56	
山側フランジ		(3)D面側	7.53 (-0.03)	7.59 (0.03)	7.81 (0.25)	7.34 (-0.22)	7.65 (0.09)	7.63 (0.06)	7.34 (-0.22)		
海側フランジ		(3)B面側	7.25 (-0.32)	7.47 (-0.09)	7.53 (-0.03)	7.84 (0.28)	7.66 (0.10)	7.52 (-0.05)	7.89 (0.33)		
海側フランジ		(3)D面側	7.92 (0.36)	7.16 (-0.41)	7.64 (0.07)	7.25 (-0.31)	7.77 (0.21)	7.50 (-0.06)	7.92 (0.36)		
山側フランジ		(4)B面側	12.14 (-0.26)	12.81 (0.41)	12.95 (0.55)	12.47 (0.07)	12.23 (-0.18)	12.66 (0.26)	12.44 (0.04)		
山側フランジ		(4)D面側	12.04 (-0.36)	12.69 (0.29)	12.92 (0.52)	12.03 (-0.37)	11.84 (-0.56)	12.58 (0.18)	12.22 (-0.18)		
海側フランジ		(4)B面側	12.74 (0.34)	12.09 (-0.31)	12.12 (-0.28)	12.50 (0.10)	12.39 (-0.02)	12.22 (-0.18)	12.36 (-0.04)		
海側フランジ		(4)D面側	12.61 (0.21)	12.42 (0.02)	11.94 (-0.46)	12.30 (-0.10)	12.83 (0.43)	12.19 (-0.21)	12.48 (0.08)		
ウェブ		(5)山側	5.89 (-0.01)	6.08 (0.18)	5.92 (0.03)	6.03 (0.14)	5.95 (0.06)	5.81 (-0.09)	6.08 (0.18)		5.89
ウェブ		(5)海側	5.68 (-0.21)	6.41 (0.52)	5.97 (0.07)	5.52 (-0.37)	5.49 (-0.40)	6.00 (0.11)	5.67 (-0.22)		

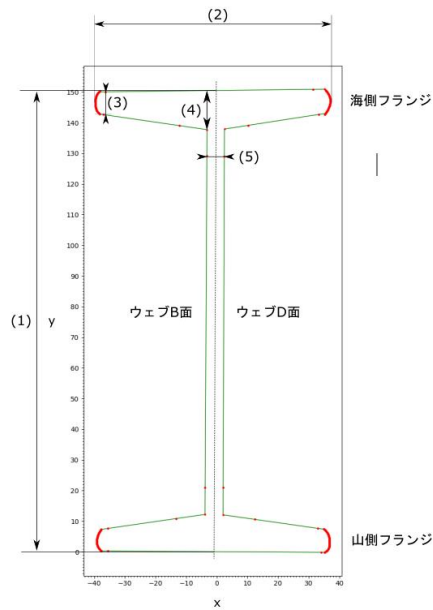


図-18 断面寸法図

いない部位（以降、「未劣化部位」と記す。）を劣化材毎に抽出し、それらの点群データから補間計算により腐食前の断面形状を推定した。具体的には、未劣化部位の座標値をH形鋼断面に平行な平面に投影した2次元座標値に対し、ウェブ、フランジを構成する面については直線により近似処理を行い、フランジの端部についてはスプライン曲線により近似処理を行った。

こうして得た各劣化材の腐食前の断面形状寸法を表-13、図-18に示す。得られた劣化材の形状を新品材と比較すると、フランジ部の厚さが新品材では約6.5mmと一定なのに対し、劣化材では端部が7~8mm、中心付近で12~13mmと、新品材より厚くなっていた。

また、各劣化材間の寸法値の差異について、現行のJIS規格の許容差（高さ、幅：±2mm以内、厚さ：SN材+1.7、-0.3mm）と比較すると、概ね同等程度、若しくは十分に小さいことから、これら寸法値を以後の評価に耐えうるものと判断し使用することとした。

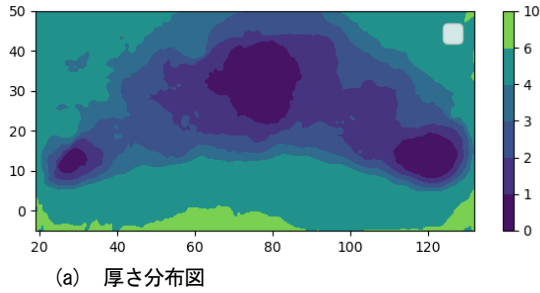


写真-22 剥離した腐食生成物（劣化材6）

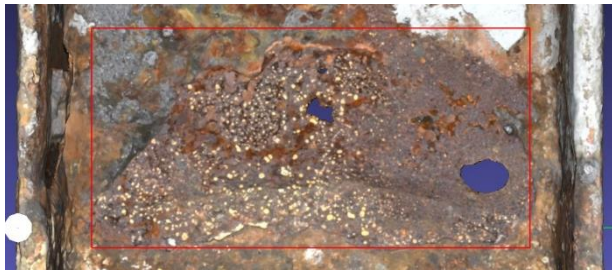
(4)劣化材の形状測定の有効性と課題

得られた点群データ等を基に劣化材の形状データを視覚化し、さらに载荷試験後の状況と比較した。

ここでまず、载荷試験時に得られた留意すべき事項について述べる。ここで得られた点群データによる部材厚値が十分な精度を有することは先に述べた。しかしながら载荷試験後に、これらの表面形状データには固着した腐食生成物の厚さも含まれていることが確認された。写真-22(a)(b)（劣化材6）に示すように、いくつかの劣化材の表面には有意な厚さを有する腐食生成物が固着しており、その厚さは最大で3~6mmに



(a) 厚さ分布図



(b) 試験前（データ画像）



(c) 試験後

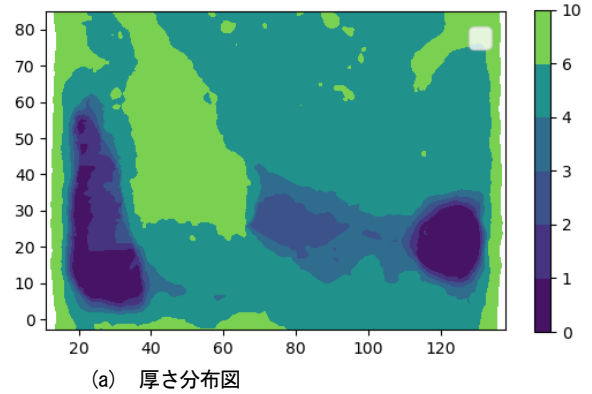
図-19 劣化材1のウェブの腐食と載荷前後の状況

達し、載荷試験時に試験体が大きな撓みを受けると剥離した。このことからこの腐食部剥離片の厚さを元の試験体表面形状から差し引かなければ、正しく構造的な性能の評価を行うことはできない。こうした固着した腐食生成物の厚さを非破壊的手法で測定する必要性がここで確認されたが、これは今後の課題である。

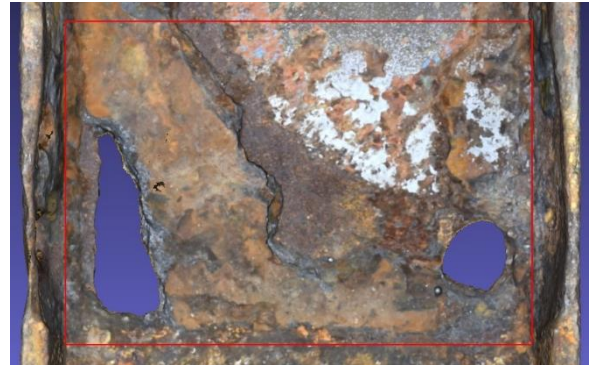
ここでは、劣化材の形状データから部位毎に劣化後の厚さを算出し整理した。それら部位とは、ウェブ厚さ、両フランジ毎の厚さ（これをさらにウェブ中心を挟み二つの部位に分割）であり、フランジ端部やウェブとフランジの接合部の曲線を有する部位は対象外とした。

まず腐食によるウェブ厚の減少について示す。

図-19は、劣化材1のウェブの腐食による肉厚減少量の分布と試験前後の状況を示したものである。これらから厚さ分布図の薄肉部に沿い破断が発生していることが分かる。また破断部付近の薄肉部の厚さは0～



(a) 厚さ分布図



(b) 試験前（データ画像）



(c) 試験後

図-20 劣化材4のウェブの腐食と載荷前後の状況

3mm と非常に薄く一部は表裏が貫通する腐食孔となっている。なお試験後に現れた破断線位置上からは腐食生成物片の剥離がなかったことから、試験前に取得した形状データから有効な部材厚の値が得られたものと考えられる。

一方、図-20、21はそれぞれ劣化材4および5の肉厚減少量の分布と試験前後の状況を示したものである。これらについても厚さ分布図の薄肉部に沿い破断が発生していることが分かるが、その部分の厚さは3～4ないし5mm程度と、劣化材1ほどの薄さではない。なおこれらについては破断部の一部が腐食生成物の固着範囲を通過している。

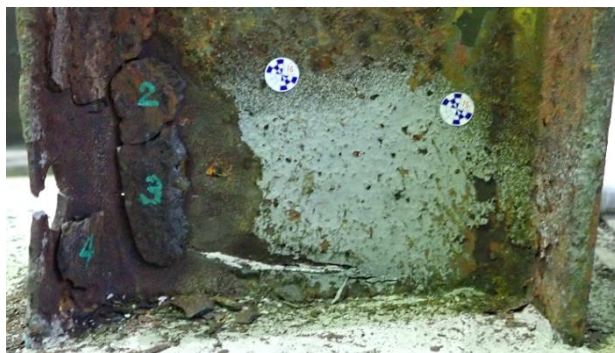
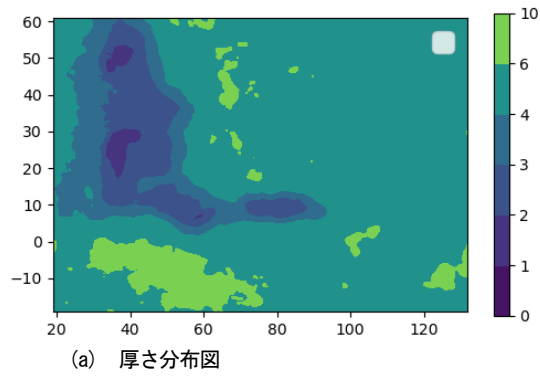


図-21 劣化材5のウェブの腐食と載荷前後の状況

次に腐食によるフランジ厚の減少について示す。

図-22、23はそれぞれ劣化材3、4の引張側フランジの肉厚減少量の分布と試験前後の状況を示したものである。これらの劣化材はいずれもウェブ位置を挟み図の右側は腐食範囲が広く深く、またウェブ位置を挟み図の左側でも、右側ほどではないが腐食範囲が広く深い。そしていずれも載荷試験によりフランジ部が完全に断裂した。

一方、図-24、25はそれぞれ劣化材2、6の引張側フランジの肉厚減少量の分布と試験前後の状況を示したものである。これらの劣化材もウェブ位置を挟み図の右側は腐食範囲が広く深い、ウェブ位置を挟み図の左側では殆ど腐食による断面減少が見られない。また載荷試験ではフランジの右側のみ亀裂が入った。なおこれらについては固着した腐食生成物がないか、

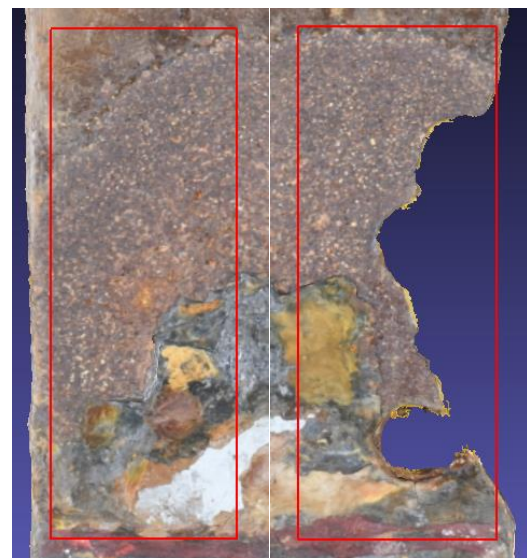
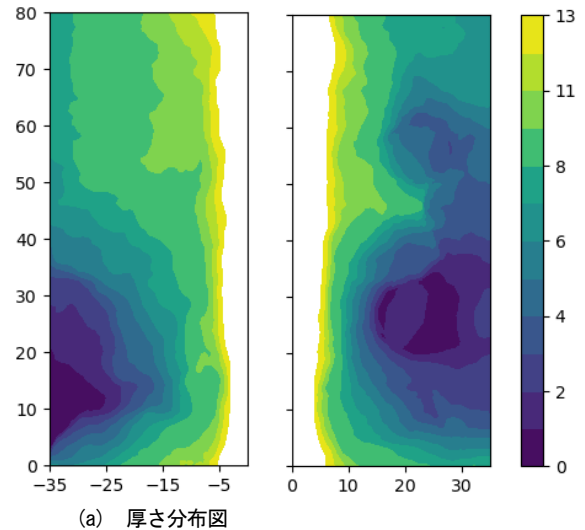


図-22 劣化材3のフランジの腐食と載荷前後の状況

少なくとも破断位置上にはなかった。最後に腐食による部材厚減少と破断発生位置について

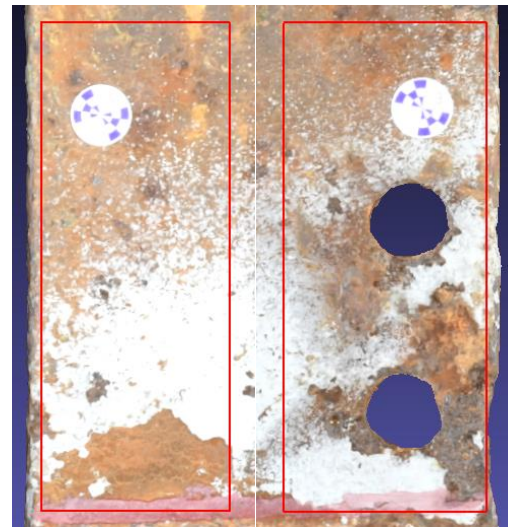
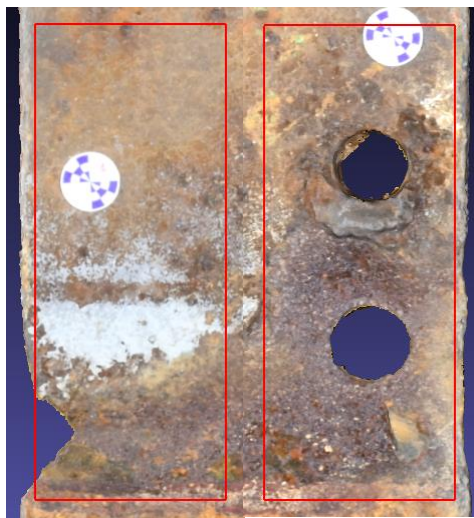
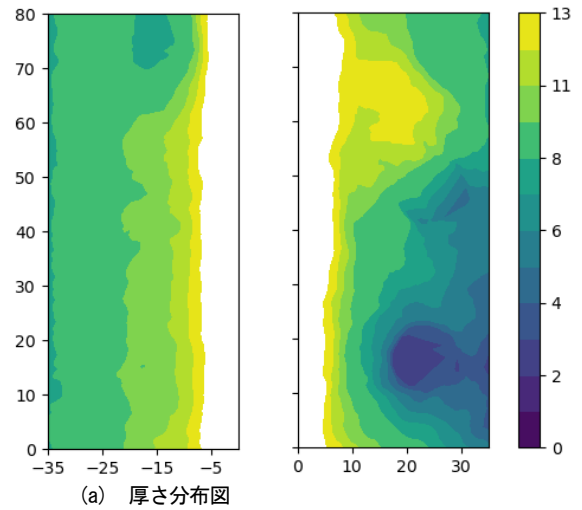
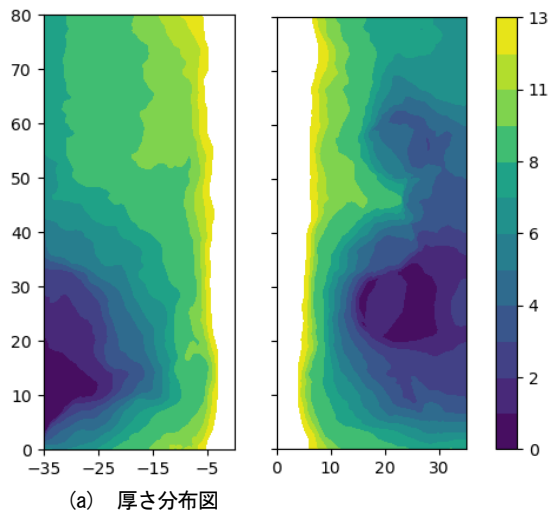


図-23 劣化材4のフランジの腐食と載荷前後の状況

示す。劣化材6について、写真-22(b)を見ると、ウェブ面上では破断部がコンクリート打設面に近い低い位置に現れている。そして破断部は引張側フランジに近づくにつれフランジ肉厚が薄く、高い位置(図-25(a)、

図-24 劣化材2のフランジの腐食と載荷前後の状況

(c)に移っている。以上より、H形鋼の曲げ引張載荷に対する破断位置は、薄肉部の分布に強く影響を受け、点群データから得られる形状から事前にそれらの位置を特定することがで

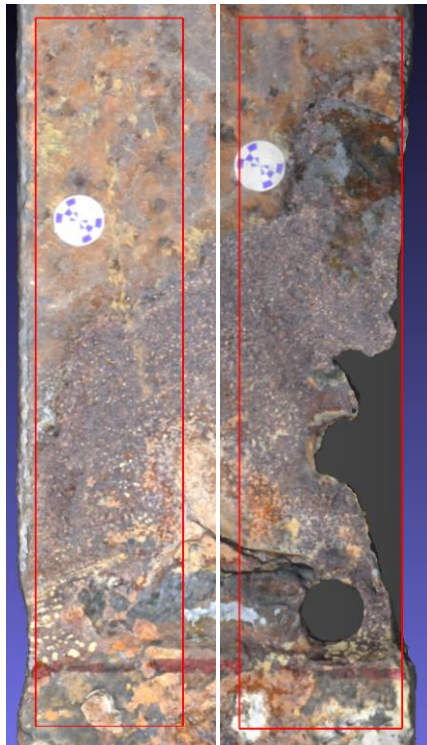
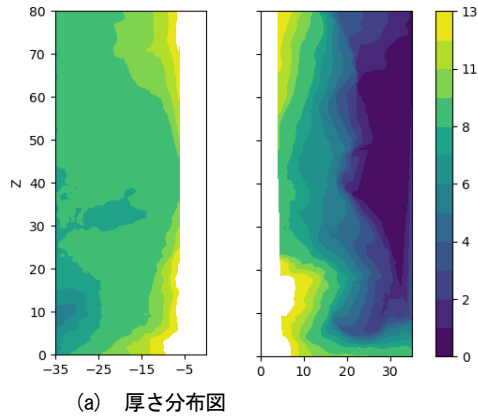


図-25 劣化材6のフランジの腐食と載荷前後の状況

きることが分かった。ただし、併せて腐食生成物の固着による隠れた断面欠損範囲を把握することができれば、さらに正確な評価を行うことができると考えられる。

3. 4. 4 静載荷試験結果

静載荷試験の概要を図-26 および写真-23 に示す。載荷試験は基部コンクリート表面から 1,000mm の高さの H 形鋼ウェブ中央に $\phi 28\text{mm}$ の穴を開け、丸鋼を通した両端に厚さ 38mm の鋼板およびシーブを設置し、ワイヤロープを用いて油圧ジャッキにより引張荷重を作用させた。基部コンクリートの呼び強度は 21N/mm^2 、新品材 H 形鋼の降伏強度はミルシートより $f_y = 282\text{N/mm}^2$ 、公称の断面係数 Z_x および塑性断面係数 Z_{px} はそれぞれ $Z_x = 88.8 \times 10^3\text{mm}^3$ 、 $Z_{px} = 102 \times 10^3\text{mm}^3$ であり、梁理論による降伏荷重 P_y および全塑性荷重 P_p はそれぞれ $P_y = 25.0\text{kN}$ および $P_p = 28.8\text{kN}$ である。

計測項目は、引張用ロードセルによる載荷荷重、レーザ変位計およびワイヤ式変位計による試験体各部の変位である。変位計測に関しては、基部コンクリー

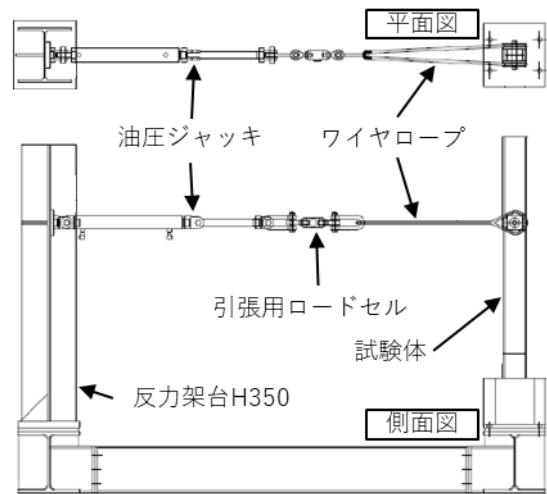
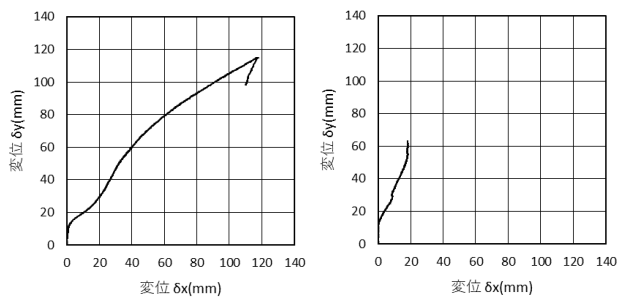


図-26 静載荷試験概要



写真-23 静載荷実験状況



(a) 新品材 1 (b) 劣化材 4

図-27 荷重位置の x-y 平面内における変位挙動

ト表面より高さ 15、200、400、600、800、1,000 mm の位置にレーザ変位計を設置し、荷重方向 (y 方向) の変位を計測した。また H 形鋼の荷重試験では、荷重による H 形鋼の変形の進行に伴い H 形鋼の弱軸方向への変形挙動も顕在化してくることから、高さ 900 mm および 1,100 mm の位置に対して、それぞれ左右 2 方向からワイヤ式変位計を設置し、x-y 平面内の変位挙動を計測した。荷重位置である高さ 1,000 mm の変位挙動は、高さ 900 mm および 1,100 mm の変位量の平均値により求めている。後述する荷重-変位関係の変位 δ_{xy} は、上記により求めた x-y 平面内の斜距離である。荷重位置の x-y 平面内の変位挙動計測例を図-27 に示す。(a) 図は新品材 1、(b) 図は劣化材 4 の結果である。いずれも荷重初期には荷重方向 (y 方向) の変位が卓越しており、その後、徐々に斜め方向へ変形が進行していることが分かる。

表-14 には、各試験体の最大荷重、最大荷重時の各方向の変位、荷重試験終了時の試験体状況を一覧にして示している。また、図-28 には各試験体の荷重-変位 (P- δ_{xy}) 関係を、写真-24 には劣化材の荷重試験後の試験体基部の状況を示している。

図-28 より、新品材 1 は梁理論に基づく降伏荷重 P_y と全塑性荷重 P_p の間の 27 kN 程度で塑性化に至り、その後変形の増加とともに荷重も徐々に増加し、変位 $\delta_{xy} = 119$ mm において最大荷重 31.5 kN を示した。その後、荷重は徐々に減少傾向を示したことから変位が 160 mm を超えた時点で荷重を終了した。荷重試験後の試験体は H 形鋼の弱軸方向に若干傾斜していた。荷重をさらに継続した場合には、過去の実験結果から圧縮側フランジが座屈し H 形鋼の弱軸方向に大きく変形したものと推察される。

表-14 より、劣化材の最大荷重についてみると、新品材よりも大きな値を示すものも見られる。これは前述の点群データによる部材断面調査結果で示したように、劣化材の方が新品材に比較してウェブ近傍の

表-14 実験結果一覧

試験体	最大荷重 Pmax (kN)	最大荷重時変位			荷重試験終了時の試験体状況
		δ_x (mm)	δ_y (mm)	δ_{xy} (mm)	
新品材 1	31.50	91.30	76.76	119.28	弱軸方向へ若干傾斜
新品材 2	31.30	84.94	60.18	104.10	弱軸方向へ若干傾斜
新品材 3	31.12	41.04	76.48	86.79	弱軸方向へ若干傾斜
劣化材 1	32.25	-43.63	85.10	95.63	フランジ破断、脆性的破壊
劣化材 2	31.32	-26.95	32.50	42.22	荷重試験を途中中断
劣化材 3	23.64	-10.53	38.78	40.18	フランジ破断・ウェブ亀裂
劣化材 4	17.82	8.58	27.90	29.19	フランジ破断・ウェブ亀裂
劣化材 5	29.00	-57.08	56.08	80.02	フランジ亀裂・ウェブ亀裂
劣化材 6	32.15	-78.19	118.82	142.24	フランジ亀裂・ウェブ亀裂
劣化材 7	29.53	-31.94	93.91	99.19	フランジ亀裂・ウェブ亀裂

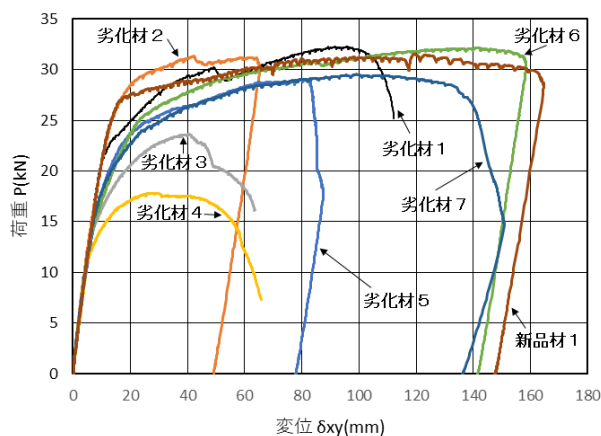


図-28 各試験体の荷重-変位関係

フランジ厚が 6mm 程度厚いことが一因であるものと推察される。また、図-28 より劣化材の荷重-変位関係を見ると、初期勾配は新品材とほぼ同じであるものの、新品材のような明瞭な降伏点が見られず勾配が徐々に緩やかになりながら最大値を示している。これはフランジへのひび割れ発生により引張側の抵抗断面が減少するためと推察される。

次に、図-28 の荷重-変位関係および写真-24 の荷重試験後の試験体基部の状況より各劣化材の耐荷性状について考察する。

劣化材 1 は、荷重 22 kN 程度より塑性化が進行し荷重点変位 $\delta_{xy} = 95.6$ mm で最大荷重に達した後、荷重が急激に低下し、荷重点変位 δ_{xy} が 110 mm を超えた時点で突然フランジが破断するとともに前述の図-19 に示したとおりウェブの薄肉部に沿ってひび割れが開口し脆的に破壊した。これは基部引張側ウェブの肉厚減少が著しく、引張側の抵抗のほとんどをフランジが担っていたため、フランジの破断にともない脆的に破壊に至ったものと考えられる。

劣化材 2 は、新品材の降伏荷重と同程度の 27 kN 程度より塑性化が進行し、変位の増加に対応して新品材

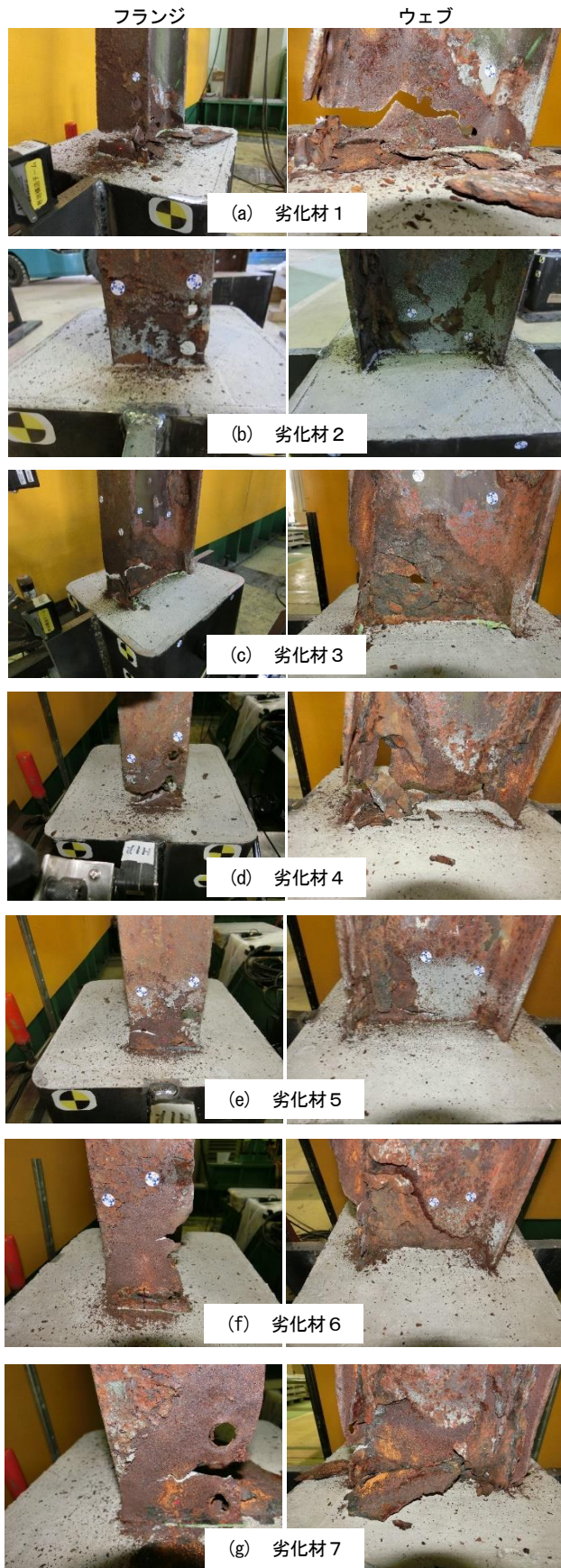


写真-24 荷重試験後の試験体基部の状況

1を上回る荷重で推移していたが、変位が 60 mm を超えたあたりより、載荷部近傍より異音がしたため載荷を中断している。基部の状況は載荷中断時の変位が小さいことから著しい損傷は見られなかったが、吊り線孔横のフランジが破断していた。

劣化材 3 および 4 は、荷重 12~14 kN 程度より塑性化が進行し、前述の図-22、23 に示したとおりフランジ右側の吊り線孔近傍あるいはフランジ左側の肉厚減少箇所からひび割れが徐々に開口し、最大荷重を示した後、除荷状態となっている。いずれの試験体もフランジ部が完全に断裂している。最大荷重は劣化材 3 が 23.6 kN、劣化材 4 が 17.8 kN であり新品材に対してそれぞれ 75%、57%程度の値となっている。最大荷重時の変位も新品材に対して、それぞれ 34%、24%と小さくなっていることが分かる。

劣化材 5 および 7 は、荷重 15 kN 程度より塑性化が進行し、初期勾配から最大荷重に至るまで同様の荷重-変位関係を示しており、いずれもフランジおよびウェブのひび割れが進行して急激に除荷状態に至っている。劣化材 5 は荷重が増加傾向を示している状態で変位が 80mm を超えた時点で急激に除荷状態に至った。載荷試験後の試験体基部の状況は、前述の図-21 に示したとおり引張側ウェブの薄肉部にひび割れが見られるとともに、写真-24 に示す通りフランジ左側端部よりひび割れの進展が確認できる。劣化材 7 は、最大荷重を示した後、荷重が徐々に低下した状態で変位 140mm 程度よりフランジおよびウェブのひび割れが開口して除荷状態に至っている。

劣化材 6 については、荷重 15 kN 程度より塑性化が進行し、変位の増加とともに荷重も増加し、変位 142mm で最大荷重 32.15kN に達した後、荷重が徐々に低下し始め変位 160mm 程度で載荷を終了した。降伏荷重は新品材 1 に比較して小さいものの、塑性化後の荷重-変位関係は新品材 1 と同様の性状を示している。試験終了後のフランジには断面欠損箇所より若干ひび割れは発生していたが、前述の図-25 (a)、(c) に示したとおり支柱基部より上方に離れた位置であったことから、ひび割れの進展や急激な荷重低下に至らなかったものと考えられる。

今後は、さらに劣化度の異なる H 形鋼の耐荷力調査を実施するとともに、数値解析を併用しながら耐荷力が低下する要因となる断面欠損や板厚減少のパターン分類や、非破壊試験による精度の高い板厚計測方法について検討を進める必要があるものと考えている。

4. 落石防護柵の効果的な補修・補強技術

落石防護柵の支柱の補修としては、埋込み式支柱を用いるとコンクリート基礎の除去を伴う取換えとなる。本章では効率的に取替を行う工法の一つとして、ベースプレート式の支柱を用いた従来型落石防護柵の耐衝撃性能を重錘衝突実験により検討した。

4. 1 概要

従来型落石防護柵は、ひし形金網とワイヤロープで構成される阻止面と、H形鋼の支柱を組み合わせた自立支柱式の落石防護柵であり、落石エネルギーが100kJ程度までの小規模な落石への対策工として、これまでに数多く採用されてきた(写真-25)。既存の従来型落石防護柵の損傷事例として、落石衝突に起因する支柱基部の局部座屈による横倒れや、ワイヤロープのゆるみ、ひし形金網の破網等が報告されている⁵⁾。北海道における落石防護施設の損傷事例調査においても、支柱の腐食や変形が確認されており、腐食等の環境作用による劣化に比べて、支柱やワイヤロープの変形や金網の破網等の落石が原因と考えられる損傷の割合が大きいことも確認されている⁶⁾。既設の防護柵を効率的に維持管理していくためには、こうした劣化や損傷状況に応じた適切な補修・補強方法を適用していく必要がある。

従来型落石防護柵の支柱に着目すると、支柱は、一般的に、地中コンクリート基礎やコンクリート製擁壁に埋め込まれている。このため、新規に支柱を追加する場合や、劣化あるいは損傷した支柱を取替える際には、コンクリート基礎の擁壁の一部除去をともなう工事等が必要となる。その一方で、支柱をアンカーボルトで固定するベースプレート式の支柱を用いる場合には、コンクリートはつり、切削等が不要となり、供用環境等によっては、工期の短縮等も期待できる。ただし、支柱の塑性変形によって落石エネルギーを吸収する従来型落石防護柵においては、支柱が塑性変形するまでの荷重にベースプレートを固定するアンカー等が十分に耐えられなければならない。

本章では、ベースプレート式の支柱を有する従来型落石防護柵の耐衝撃性能を検証することを目的に実施した重錘衝突実験の結果を報告する。

4. 2 実験概要

試験体は、柵高2m、延長9mの3スパンの実規模大の従来型落石防護柵であり、ベースプレート式支柱を有する防護柵(以下、ベースプレート式試験体)と比較用の埋め込み式支柱を有する防護柵(以下、埋め込み式試験体)の2種類としている。ベースプレート式



写真-25 従来型落石防護柵の一例

表-15 主たる構成部材一覧(ベースプレート式)

部材	仕様・寸法等
ワイヤロープ	18φ、GC 3×7 G/O、破断荷重193 kN
金網	3.2φ×50×50、Z-GS3、引張強さ393 N/mm ²
間隔保持材	PL-4.5×65、JIS G3101(SS400)、降伏点358 N/mm ² 、引張強さ468 N/mm ²
索端金具	25φ、降伏点367 N/mm ² 、引張強さ550 N/mm ²
中間支柱	H-200×100×5.5×8、JIS G3101(SS400)、降伏点265 N/mm ² 、引張強さ428 N/mm ²
端末支柱	H-175×175×7.5×11、JIS G3101(SS400)、降伏点294 N/mm ² 、引張強さ460 N/mm ²
控え材	[-100×50×5×7.5、JIS G3101(SS400)、降伏点：338 N/mm ² 、引張強さ469 N/mm ²

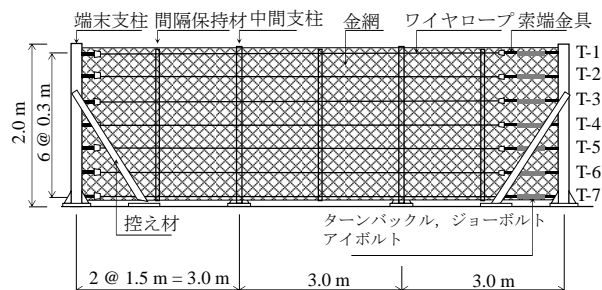


図-29 ベースプレート式試験体の概要図

試験体の主たる構成部材の一覧を表-15に、概要図を図-29に示す。なお、埋め込み式試験体におけるワイヤロープ、金網等の支柱以外の部材については、ベースプレート式試験体と同様の構成となっている。

端末支柱および中間支柱はH形鋼(SS400)であり、支柱間隔3mで設置されている。なお、本実験で使用した中間支柱では、別途実施した実験との比較のために、支柱基部の4φの吊り線用孔は設けていない。控え材は溝形鋼(SS400)であり、1本の端末支柱に対して挟み込むように2本設置されている。

本実験では、試行として、ベースプレートとコンクリート基礎の固定には根入れ深さが300mmでD25(M24)の樹脂カプセルアンカーを採用し、支柱は1

本当たり 4 か所で、控え材は 1 本当たり 2 か所でコンクリート基礎に固定されている。

阻止面は 300mm 間隔で配置した 7 本のワイヤロープと金網によって構成されており、間隔保持材として平板 (SS400) を各スパンの中央に配置している。金網には線径 3.2mm、網目寸法 50×50mm のひし形金網を用いている。ワイヤロープの公称直径は 18mm であり、ソケット式の索端金具を介して端末支柱に固定されている。なお、片方の索端金具は、ワイヤロープの張力を測定するために引付棒にひずみゲージを貼付し、曲げ変形が生じないように、ターンバックル、ジョーボルト、アイボルトを介して端末支柱に接続されている。また、ワイヤロープおよび金網は、Uボルトを用いて各支柱および間隔保持材に固定している。衝突実験の直前には、落石対策便覧⁴⁾に準拠して、ワイヤロープに 5kN 程度を目標に初期張力を導入している。

衝突実験は、**図-30** に示すように、振り子式で重錘を試験体に衝突させる形式を採用している。門型フレームに吊り下げた重錘をトラッククレーンによって所定の高さまで吊り上げてから落下させ、試験体に衝突する際に重錘を吊り下げロープから切り離すことにより衝撃荷重を試験体に作用させている。重錘には、**写真-26** に示す直径 0.5m、長さ 0.62m の円筒型で先端が丸みを帯びた 890kg の鋼製重錘が用いられている。

重錘の衝突位置は、試験体の中央スパンの高さ 1.4m の位置であり、重錘の落下高さは、重錘の衝突エネルギーが落石対策便覧⁴⁾の慣用設計法に準じて算定した試験体の可能吸収エネルギー 52.2kJ と同程度となるように、重錘作用位置から 6.0m の高さとしている。

4. 3 実験結果

本実験では、埋め込み式試験体とベースプレート式試験体のどちらの試験体においても、慣用設計法による可能吸収エネルギー相当の衝突エネルギーを有する重錘を捕捉することが確認されている。ここでは、各試験体における重錘作用時のワイヤロープ張力および損傷状態を概説する。

4. 3. 1 ワイヤロープ張力

ワイヤロープ張力の時刻歴応答波形を**図-31** に示す。なお、凡例は**図-29** に示しているワイヤロープ位置と対応しており、T-1 であれば上段から 1 本目のワイヤロープを表している。埋め込み式試験体では、重錘衝突にともなって衝突位置近傍のワイヤロープ T-2、T-3 の張力が増加している。その後、T-3 ではワイヤロープの索端金具からの引抜けが生じたことによって、T-3 の張力が減じるとともに T-4 の張力が代わりに増加

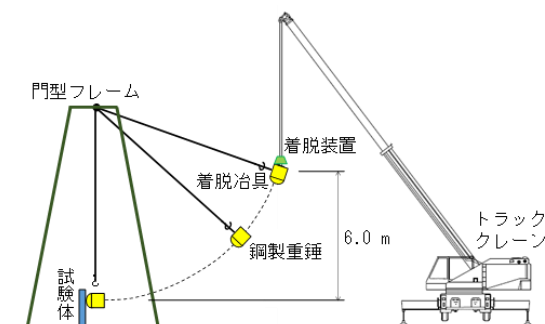
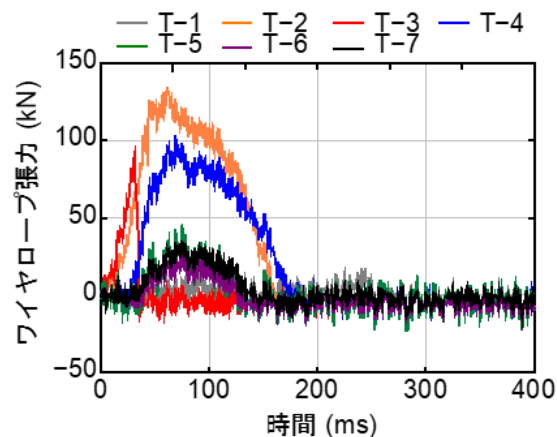


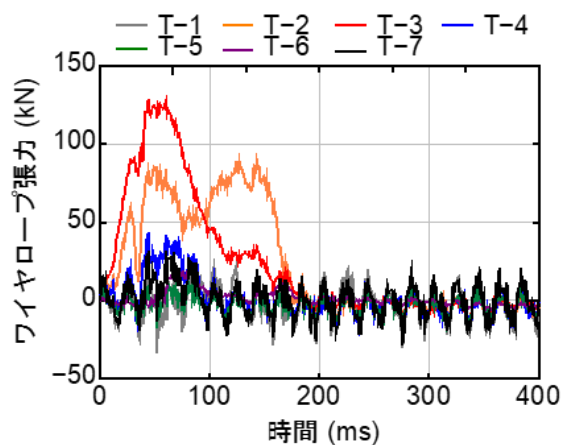
図-30 重錘衝突実験の概要図



写真-26 鋼製重錘



(a) 埋め込み式試験体



(b) ベースプレート式試験体

図-31 ワイヤロープ張力の時刻歴応答波形

している。ベースプレート式試験体においても、衝突位置近傍の T-2、T-3 のワイヤロープの張力が卓越していることがわかる。T-2 の波形がやや不安定な挙動を示している点については、阻止面への衝突後重錘の回転や支柱の変形等に起因すると考えられるが、本検討の範囲においては明らかにされていない。また、ベースプレート式試験体では、ワイヤロープの索端金具からの引抜けは生じなかったものの、写真-27 に示すように、実験終了時にはワイヤロープのすべり出しが認められた。落石作用時にワイヤロープが引抜ける場合や、ワイヤロープが引抜けている状態で落石が作用する場合には、防護柵に期待されている捕捉性能を十分に発揮できず、落石災害に直結する恐れもある。このため、索端金具へのワイヤロープの取り付け部の扱いについては、この点に留意する必要がある。

ワイヤロープの張力は、埋め込み式試験体とベースプレート式試験体のどちらの試験体においても重錘衝突後の 50ms 程度で最大となり、落石対策便覧⁴⁾に参考として示されているワイヤロープの降伏張力 118kN を越える張力が作用していることがわかる。また、慣用設計法による可能吸収エネルギー相当の落石が防護柵に作用する場合の端末支柱の設計においては、端末支柱にワイヤロープを介してこの程度の荷重が作用するため、この点についても留意しなければならない。

4. 3. 2 損傷状況

写真-28 に重錘衝突実験後の試験体の全景を示す。埋め込み式試験体とベースプレート式試験体のどちらの試験体においても、試験体中央付近の重錘衝突部において金網と間隔保持材が大きく陥没するとともに、2本の間中支柱が塑性変形していることがわかる。ただし、どちらの試験体においても金網の破網は認められず、重錘が試験体を貫通することはなかった。このように、本実験の範囲においては、埋め込み式試験体とベースプレート式試験体のどちらの試験体においても、慣用設計法による可能吸収エネルギー相当の衝突エネルギーを有する重錘を捕捉することが確認できている。

写真-29 (a) (b) にそれぞれの試験体の中間支柱の基部の損傷状態を示す。どちらの試験体も重錘衝突によって弱軸方向にねじれるように中間支柱が塑性変形していたものの、支柱基部に亀裂等は生じていないことがわかる。なお、中間支柱と同様に、端末支柱、控え材についても塑性変形が確認されている。ベースプレート式の支柱でリブプレートがある場合には、埋め込み式の支柱とは塑性ヒンジの形成位置が異なってお



写真-27 ワイヤロープのすべり出し



(a) 埋め込み式試験体



(b) ベースプレート式試験体

写真-28 重錘衝突実験後の試験体の全景



(a) 中間支柱 (埋め込み式) (b) 中間支柱 (ベースプレート式)



(c) 控え材 (ベースプレート式) (d) 支柱撤去後のアンカー

写真-29 基部の損傷状況

り、こうしたことなどによって、埋め込み式の支柱とは変形挙動が異なる可能性もあるため、設計時には留意する必要がある。また、ベースプレート式試験体の場合には、写真-29(c)に示すように控え材のベースプレート部のすべりも確認されたものの、端末支柱や中間支柱においてもアンカーボルトの引抜け等は認められなかった。実験終了後に支柱を撤去した後のアンカーボルトの様子を写真-29(d)に示す。実験時に支柱に塑性変形が生じたにもかかわらず、支柱撤去後にナットを再装着できる程度にアンカーボルトの健全性は保たれており、本実験において試行的に実施したベースプレートの固定方法によるコンクリート基礎への固定についても、慣用設計法による可能吸収エネルギー相当の衝突エネルギーを有する重錘が作用しても、十分な性能を有していたと考えられる。

5. まとめ

本研究では、北海道の国道に設置された落石防護施設の損傷形態の整理、落石対策施設の劣化部材に対する载荷試験、補修部材を使用した重錘衝突実験など、メンテナンス技術に関する検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 劣化損傷事例調査により、落石防護施設の損傷事例を分析し、調査点検における着目点を明らかにした。
- 2) 劣化・損傷を有する部材の性能検証により、ワイヤロープの劣化度の判定指標としては、外観目視による錆の発生状況のほか、ロープ径の測定も有効である可能性があることを示した。
- 3) 落石防護柵の補修・補強工法の検討として、ベースプレート式構造の重錘衝突実験を実施し、慣用設計法による可能吸収エネルギー相当の衝突エネルギーの重錘を捕捉できることを確認した。

参考文献

- 1) 国土交通省 道路局：道路土工構造物点検要領、2017.
- 2) 国土交通省 道路局 国道・技術課：道路土工構造物点検要領、2018.
- 3) 国土交通省 道路局：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、2014.
- 4) 日本道路協会：落石対策便覧、2017.
- 5) 土木研究所：平成9年度落石に関する実態調査報告書、土木研究所資料、第3556号、1998.
- 6) 中村拓郎、今野久志、山澤文雄、寺澤貴裕、西弘明：北海道における落石防護施設の損傷形態に関する事例調査、寒地土木研究所月報、No.786、pp.33-38、2018.
- 7) 今野久志、葛西聡、橋口寛史、堀謙吾、松嶋秀士：腐食劣化した従来型落石防護柵構成部材の各種载荷試験結果について、第12回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集、2019.
- 8) 寺澤貴裕、今野久志、山澤文雄、中村拓郎、小室雅人：腐食したひし形金網の力学特性に関する実験的検討、令和2年度土木学会全国大会第75回年次学術講演会、2020.
- 9) 中村拓郎、今野久志、山澤文雄、寺澤貴裕、安中新太郎：ベースプレート式支柱を有する従来型落石防護柵の重錘衝突実験、寒地土木研究所月報、No.811、pp.74-79、2020.
- 10) 今野久志、中村拓郎、西弘明、橋口寛史：腐食したワイヤロープの静的引張試験、平成30年度土木学会北海道支部論文報告集、第75号、2018.

A STUDY ON MAINTENANCE METHOD FOR ROCK-FALL PROTECTION FACILITIES

Research Period : FY2016-2020

Research Team : Cold-Region Construction Engineering
Research Group (Structures)

Authors : NISHI Hiroaki, KASAI Satoshi, YASUNAKA Shintaro,
KONNO Hisashi, NAKAMURA Takuro, ARAKI Nobuya,
YAMASAWA Fumio, TERASAWA Takahiro

Abstract: In order not to cause fatal situations related to human life and social systems, it is required to establish a road maintenance system and full-scale implementation of measures against aging. In this study, maintenance techniques such as survey and inspection technology, performance evaluation technology, repair and reinforcement technology, etc. necessary for efficient implementation of maintenance cycle of rock fall protection facilities were examined. Specifically, damage cases of rock fall protection facilities were analyzed, and the focus in the investigation and inspection was arranged. In addition, the performance verification experiment of the member with deterioration and damage was carried out, and the evaluation method of the load resistance performance for the deterioration condition was examined. In addition, as a repair and reinforcement method of rock fall protection fence, performance verification experiment of base plate type structure was carried out, and the load resistance performance was clarified.

Key words: Rock-fall protection fence, rock-fall protection net, maintenance, deterioration / damage, loading test