

既設落石防護構造物の補修・補強技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 24～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、山口 悟、西城能利雄

【要旨】

本研究は、既設落石防護構造物の健全度や耐荷力を評価する技術、さらには必要な耐荷力を付与するための合理的な補修・補強技術を開発することを目的に実施している。

既設落石防護構造物の補修・補強技術に関する研究では、RC 製ロックシェッド頂版部およびPC 製ロックシェッド主桁の補修・補強工法として、アラミド繊維（AFRP）シート接着工法の適用性を検討するために、敷砂緩衝材を設置した扁平 RC 梁および PC 梁に対する重錘落下衝撃実験を実施し、その補修・補強効果を把握した。

キーワード：扁平 RC 梁、PC 梁、敷砂緩衝材、AFRP シート、補修、補強

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。今後、既往の道路防災総点検結果や震後点検結果を受け、防災対策工検討が実施されることになる。ここで、設計想定最大荷重に満たない落石等により損傷した対策工の再使用性の判断は難しい状況にある。既存ストックを有効活用しつつ、効率的・効果的に安全性向上を図り、落石災害に対する減災・防災強化事業を着実に推進していくことが求められている。このような背景のもと、本重点研究では、既設落石防護構造物の耐荷力を評価する技術、さらには必要な耐荷力を付与するための合理的な補修・補強技術を開発することを目的とした検討を行っている。

既設落石防護構造物の補修・補強技術に関する研究では、損傷を受けたロックシェッドの耐衝撃補強設計法を確立することを最終的な目的に、RC 製ロックシェッド頂版部およびPC 製ロックシェッド主桁の補修・補強工法として、アラミド繊維（AFRP）シート接着工法の適用性を検討するために、敷砂緩衝材をした扁平 RC 梁および PC 梁に対する重錘落下衝撃実験を実施し、その補修・補強効果を把握した。

2. 扁平 RC 梁の重錘落下衝撃実験

2. 1 実験概要

2. 1. 1 試験体概要

図-1には、試験体の形状寸法、配筋状況、敷砂緩衝

材配置状況およびAFRPシート接着状況を示している。本実験に用いた試験体の形状寸法は、450 × 150 × 2,400 mm（梁幅 × 梁高 × 純スパン長）の扁平断面を有する複鉄筋RC梁である。軸方向鉄筋には D13、D10 を用い、上下端に複鉄筋配置としている。また、せん断補強鉄筋には D6 を 125 mm 間隔で配筋している。また、軸方向鉄筋は梁端面に設置した厚さ 9 mm の定着鋼板に溶接している。また敷砂緩衝材有のS試験体は、厚さ 200 mm の敷砂緩衝材を梁中央部の 450 mm 四方の範囲に設置している。なお、敷砂は厚さ 100 mm 毎に足踏みにより締め固めた。実験時の含水率は 9.9% であった。表-1には、本実験に使用した

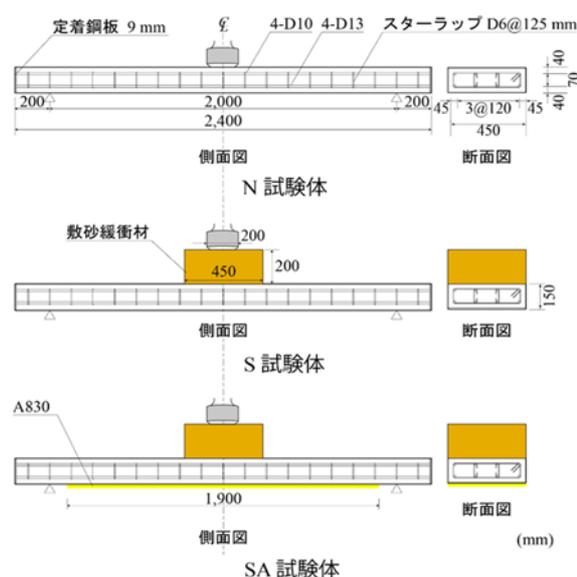


図-1 試験体の形状寸法および配筋状況

表-1 AFRP シートの力学的特性値 (公称値)

目付量 (g/m ²)	保証 耐力 (kN/m)	設計厚 (mm)	引張 強度 (GPa)	弾性 係数 (GPa)	破断 ひずみ (%)
830	1,176	0.572	2.06	118	1.75

AFRP シートの力学的特性値を示している。また、実験時におけるコンクリートの圧縮強度は30MPa であり、軸方向鉄筋の降伏強度は D10 および D13 で、それぞれ375MPa および 377MPa であった。

2.1.2 実験方法

写真-1には、実験状況を示している。実験は、質量300kg、先端直径200mmの鋼製重錘を所定の高さから試験体スパン中央部に自由落下させることにより行っている。重錘底部は、衝突時の片当たりを防止するために、高さ2mmのテーパを有する球面状となっている。RC梁は、浮き上がり防止治具付きの支点上に設置しており、支点部の境界条件はピン支持に近い状態になっている。衝撃荷重実験におけるRC梁の終局状態は、AFRPシートによる補強を行わない場合については、既往の研究と同様に残留変位量が純スパン長の2%程度に達した状態、AFRPシートにより補強を行った場合についてはシートが破断に至った状態を目安としている。測定項目は重錘衝撃力P、スパン両端の合支点反力(以後、支点反力)R、載荷点変位(以後、変位) δ 、である。また、実験終了後には、RC梁の側面を撮影し、ひび割れ性状を観察している。

2.1.3 実験ケース

表-2には、実験ケース一覧を示している。実験は敷砂緩衝材の有無、AFRPシート補強の有無および載荷方法をパラメータとしている。表中の試験体名のうち、第一項目は敷砂緩衝材の有無(N:無、S:有)および補強材の有無(A:有)、第二項目は載荷方法(IC:漸増繰り返し、IS:単一)および単一載荷時の重錘落下高さ(m)を示している。

2.2 実験結果

2.2.1 静載荷実験結果

(1) 荷重-変位関係

図-2には、RC梁の荷重-変位関係に関する実験結果を示している。図より、N-SおよびSA-S試験体を比較すると、AFRPシート曲げ補強により無補強の場合よりも主鉄筋降伏荷重が向上している。また、主鉄筋降伏後は、無補強の場合には荷重がほとんど増加しないのに対して、シートで曲げ補強した場合には剛性勾配の低下が抑制されるとともに最大荷重も増大している。



写真-1 実験状況

表-2 実験ケース一覧

試験体名	緩衝材の有無	載荷方法	落下高さ(m)	補強の有無	
N-S	-	静載荷	-	無	
N-IC	無	繰り返し 載荷	0.1		
			0.25		
			0.5		
N-IS-0.5	無	単一載荷	0.5		
			N-IS-1.0		1.0
			N-IS-1.5		1.5
S-IC	有	繰り返し 載荷	0.5		
			1.0		
			2.0		
			4.0		
S-IS-2.0	有	単一載荷	2.0		
S-IS-3.0			3.0		
S-IS-4.0			4.0		
SA-S	-	静載荷	-		有
SA-IC	有	繰り返し 載荷	0.5		
			1.0		
			2.0		
			3.0		
			4.0		
			5.0		
SA-IS-4.0	有	単一載荷	4.0		
			SA-IS-4.0-4.0	S-IS-4.0 の 後に 4.0	
			SA-IS-5.0	5.0	
			SA-IS-6.0	6.0	

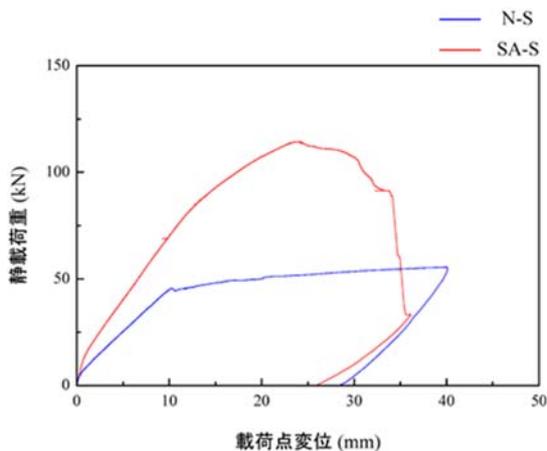


図-2 静載荷実験における荷重-変位関係

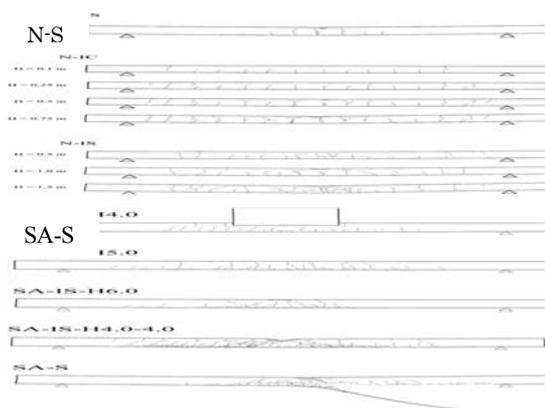
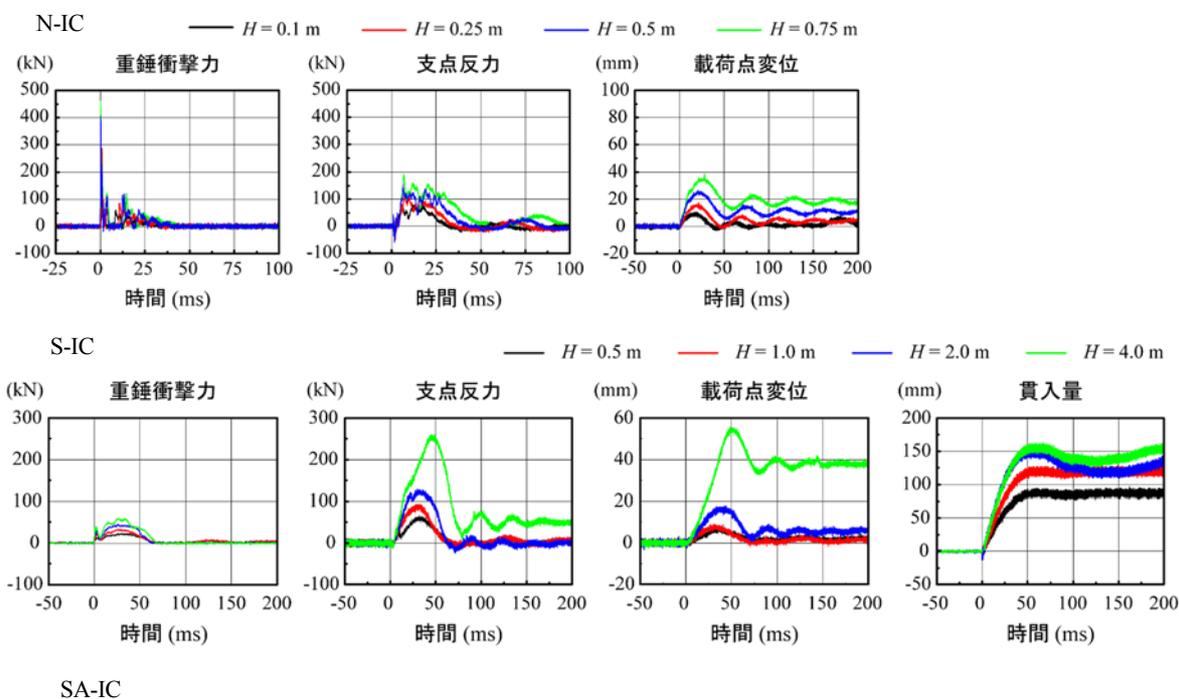


図-3 静載荷実験終了後におけるひび割れ状況



(a)重錘衝撃力 (b)支点反力 (c)載荷点変位 (d)重錘貫入量

図-4 時刻歴応答波形

(2) ひび割れ分布性状

図-3は、静載荷実験終了後における各RC梁側面のひび割れ分布性状を示している。図より、静載荷時におけるひび割れ分布性状はいずれの試験体も曲げ変形が

卓越し、ほぼ左右対称のひび割れ分布となっていることが分かる。なお、N-S 試験体の場合には載荷点部近傍に曲げひび割れが集中して発生しているが、SA-S 試験体の場合には曲げひび割れが梁全体に分散分布し

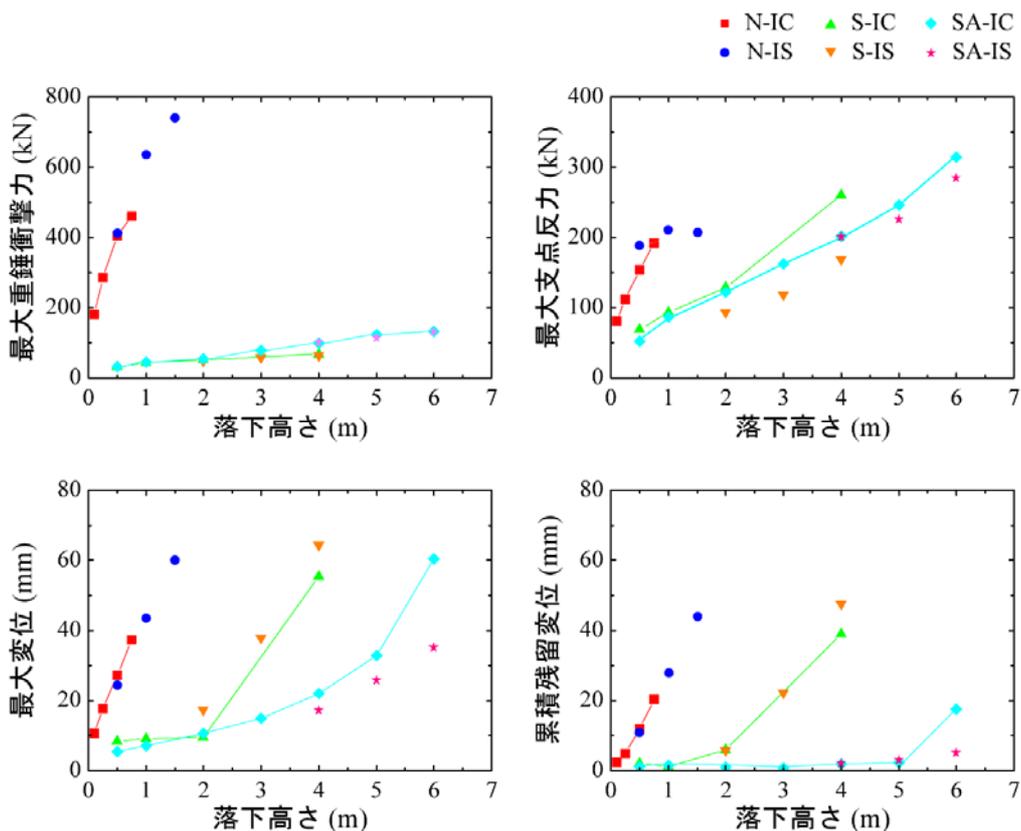


図-5 各種最大応答値と重錘落下高さの関係

ている。また、SA-S 試験体の場合には梁下縁コンクリート部に斜めひび割れが発生している。この斜めひび割れは上縁コンクリート圧壊後に発生したものであり、最終的には斜めひび割れの先端部がシートを下方に押し出して引き剥がすスピーリング作用によりシートが剥離したことを確認している。

2.2.2 衝撃荷重実験結果

(1) 時刻歴応答波形

図-4には、漸増繰り返し载荷の N/S/SA-IC に関する各種時刻歴応答波形を示している。

図-4(a)より、重錘衝撃力波形は、緩衝材を設置していないN-ICの場合には、重錘衝突直後に振幅が大きく継続時間が短い第1波に振幅の小さい第2波が後続していることが分かる。一方、緩衝材を設置した S/SA-IC の場合には N-IC に比較して最大振幅が小さく継続時間の長い正弦半波が卓越している。

図-4(b)より、支点反力波形は、N-IC では、30~50ms程度の主波動に高周波成分が合成された性状を示していることが分かる。S-IC の場合では、落下高さ H=0.5、1.0 および 2.0m において、継続時間 50ms 程度の正弦半波が卓越している。また、H=4.0m では振幅および継続時間が急増している。SA-IC の場合では、継続

時間30ms程度の正弦半波が卓越している。

図-4(c)より、载荷点変位波形は、緩衝材の有無に関わらず正弦半波状の第1波が発生した後、減衰自由振動を呈していることが分かる。落下高さ H=0.5m の結果を比較すると緩衝材を設置していない N-IC の場合には、最大変位が 20mm を超え、かつ残留変位も発生するのに対し、緩衝材を設置した S/SA-IC の場合には変形が小さくほとんど残留変位が発生しないことが分かる。

図-4(d)より、重錘貫入量は落下高さHの増加に伴い、増加する傾向にあることが分かる。なお、SA-ICでは、落下高さH=4.0m における最大重錘貫入量は 180mm 程度であり、緩衝材の厚さ(200mm)の9割程度、H=5.0、6.0 m では最大重錘貫入量が 200mm を超えている。

2.2.3 各種最大応答値

図-5には、各種最大応答値と重錘落下高さの関係を示している。図-5(a)、(b)より、最大重錘衝撃力および最大支点反力は、落下高さHの増加に伴い増大していることや、総じて S-IC/IS、SA-IC/IS の場合が N-IC/IS よりも小さいことが分かる。このことから、敷砂緩衝材の設置により作用する衝撃力が低減されていることが分かる。

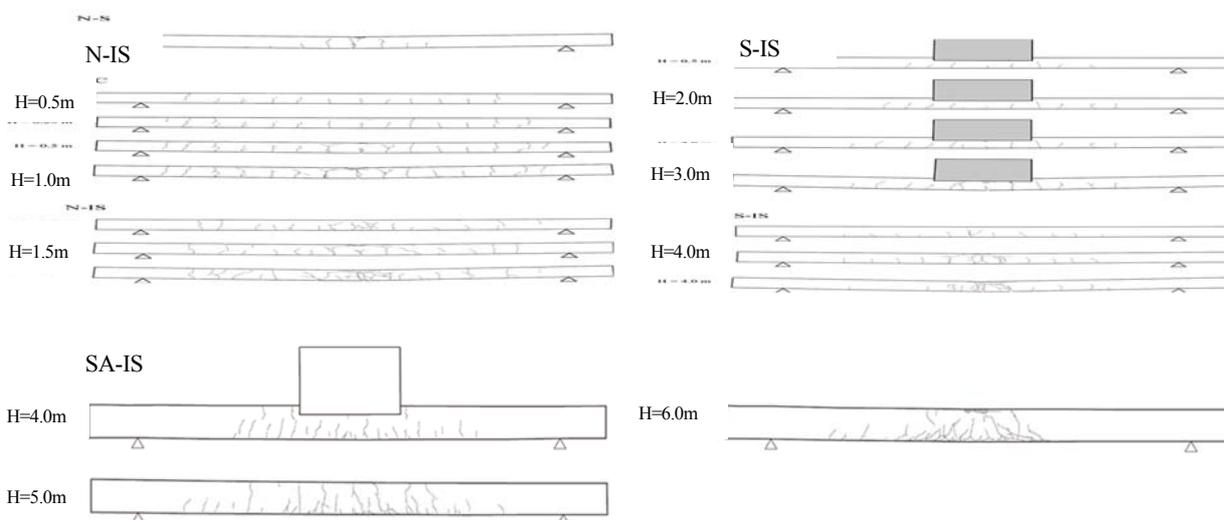


図-6 ひび割れ分布性状図

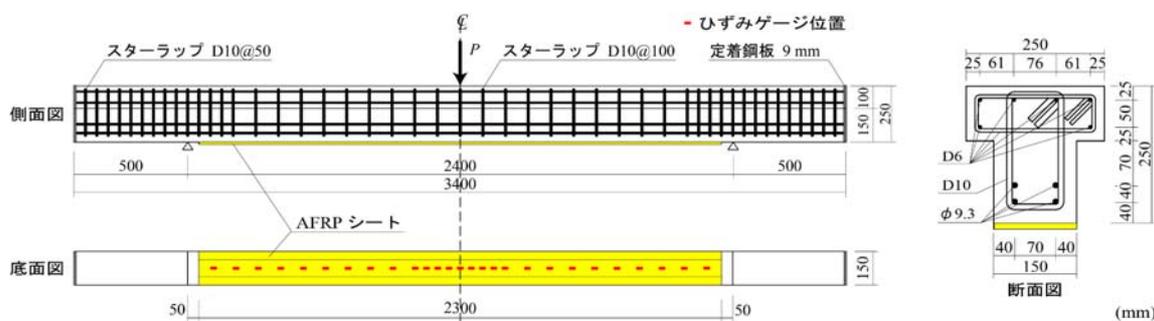


図-7 試験体の形状寸法および配筋状況

図-5(c)、(d)より、最大および残留変位は、N-IC/IS の場合は落下高さHの増大に伴いほぼ線形に増加していることが分かる。一方、S-IC/IS の場合は、H=2.0m までは有意な増加は見られず、H=3.0、4.0m において線形に増加している。また、SA-IC/IS の場合は H=5.0m まで緩やかに増加し H=6.0m で線形に増加している。このことから、敷砂緩衝材の設置はエネルギーの吸収に効果があり、さらにAFRPシート補強することによって曲げ剛性が向上するとともに、変形量も抑制されることが明らかになった。

2.2.4 ひび割れ性状

図-6には、単一载荷の衝撃実験終了時における各RC 梁側面のひび割れ分布性状図を示している。図より、緩衝材を設置していない N-IS の側面には両支点付近まで広い範囲に曲げひび割れが発生していることが分かる。また、図には示していないが、試験体底面には中央部から放射状に多くのひび割れが発生している。一方、緩衝材を設置した S-IS の側面の曲げひび割れは、N-IS よりも少ないものの、H=4.0m ではスパン中央部において大きく開口している。これは、S-IS の場



写真-2 衝撃载荷実験状況

合は敷砂緩衝材の設置により一方向曲げが卓越したことによるものと考えられる。SA-IS では敷砂緩衝材およびAFRPシート補強により H=6m でも終局には至っていない。

3. AFRPシートで曲げ補強したT型PC梁の重錘落下衝撃実験

3.1 実験概要

3.1.1 試験体概要

図-7には、試験体の形状寸法および配筋状況を示し

表-3 実験ケース一覧

試験体名	補強の有無	荷重方法	衝突速度 V (m/s)	コンクリート強度 (MPa)	計算曲げ耐力 (kN)	計算せん断耐力 (kN)	せん断余裕度
N-S	無	静荷重	-	75.5	105.6	286.7	2.71
N-I		衝撃荷重	1, 2, 3, 4, 5, 6	72.9	104.7	285.5	2.73
A-S	有	静荷重	-	69.9	168.5	284.1	1.69
A-I		衝撃荷重	1, 2, 3, 4, 5, 6	69.0	167.6	283.7	1.69

ている。本実験に用いたPC梁の断面寸法は、断面高さが 250mm、フランジ厚および幅がそれぞれ 100mm および 250mm、ウェブ幅が 150mm であり、スパン長は2.4mである。梁下縁にはPC鋼より線 SWPR7A φ9.3mm を4本、上縁のフランジ部には SD295 D6 を6本配置した。また、せん断補強鉄筋には SD295 D10 を用い、100mm 間隔で配置している。ただし、梁両端部には、PC鋼より線の定着を確保するために 50mm 間隔で配置した。PC鋼より線の初期導入緊張力は 57.8kN/本であり、鋼材の引張強度に対する割合は 58% である。

本実験に用いたAFRPシートは扁平RC梁の重錘落下衝撃実験と同様のものを使用している。また、実験時におけるコンクリートの圧縮強度は 69.0 ~ 75.5 MPa、PC 鋼より線の降伏強度および引張強度はそれぞれ 1,802 および 1,938 MPa であった。また、異形鉄筋 D6 および D10 の降伏強度は、それぞれ 340、392 MPa であった。

3.1.2 実験方法

静荷重実験は梁幅方向に200mm、梁長さ方向に100mmの荷重板をスパン中央部に設置し、容量 500kN の油圧ジャッキを用いて荷重した。

写真-2には、衝撃荷重実験の実験状況について示している。梁の両支点部は回転を許容し、浮き上がりを拘束するピン支持に近い構造となっている。衝撃荷重荷重は、質量 400kg、先端直径 230mm の鋼製重錘を所定の高さから PC梁のスパン中央部に自由落下させることにより行った。

なお、衝撃荷重荷重実験におけるPC梁の終局状態は、AFRPシートによる補強を行わない場合については、既往の研究と同様に残留変位量が純スパン長の 2% 程度に達した状態、AFRPシートにより補強を行った場合についてはシートが破断に至った状態を目安としている¹⁾。

測定項目は、重錘衝撃力(静荷重の場合は荷重荷重)

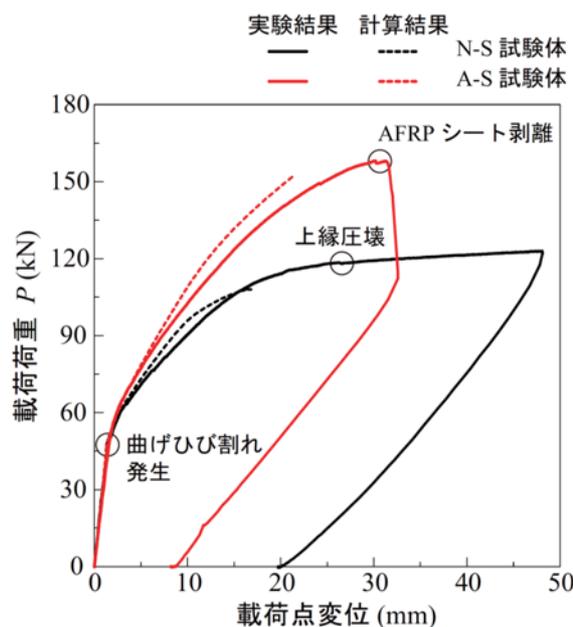


図-8 静荷重実験における荷重-変位関係

P、合支点反力(以後、支点反力) R、荷重点および梁各点の変位(以後、変位) δ、および AFRPシート幅方向中央部の軸方向ひずみである。実験終了後には、梁の側面を撮影し、ひび割れの状態を観察し記録している。

3.1.3 実験ケース

表-3には、本実験に用いた試験体の一覧を示している。また、計算曲げ耐力、計算せん断耐力およびせん断余裕度も併せて示している。ここで、計算曲げ耐力および計算せん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書²⁾に準拠して算定した。なお、AFRPシートはせん断耐力の向上に寄与しないものとしている。せん断余裕度は計算せん断耐力を計算曲げ耐力で除した値である。

本実験に用いた試験体は、AFRPシート補強の有無や荷重方法を変化させた全4体である。荷重方法は静荷重および初速度と増分速度を 1m/s とする漸増繰返し衝撃荷重である。表中の試験体名のうち、第一項目は

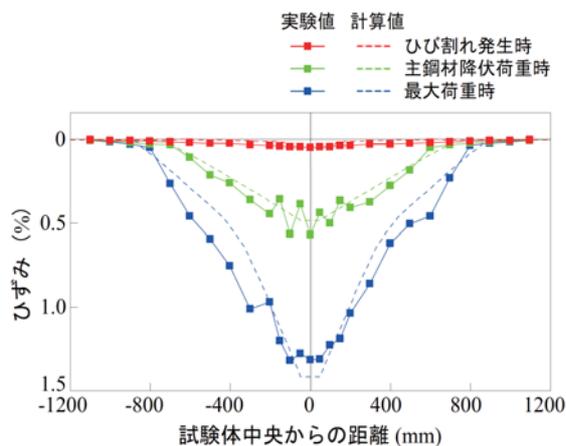


図-9 静載荷実験における AFRP シートの軸方向ひずみ分布性状

AFRPシート補強の有無(N: 無, A: 有)を示し、第二項目は載荷方法(S: 静的、I: 衝撃)を示している。

3.2 実験結果

3.2.1 静載荷実験結果

(1) 荷重-載荷点変位関係

図-8には、梁の荷重-載荷点変位関係に関する実験結果および計算結果を比較して示している。なお、計算曲げ耐力は、土木学会コンクリート標準示方書²⁾に準拠して各材料の応力-ひずみ関係を設定し、平面保持およびコンクリートとAFRPシートの完全付着を仮定して断面分割法により算出した。

図より、無補強のN-S 試験体の場合には、荷重 $P=50\text{kN}$ 程度において剛性勾配が低下し始めていることから、この時点において曲げひび割れが発生しているものと推察される。その後、 $P=100\text{kN}$ 程度において剛性勾配が大きく低下し始めている。これは、PC鋼より線が降伏したことによるものと判断される。一方、AFRPシート補強したA-S試験体の場合には、荷重 $P=50\text{kN}$ 程度までは無補強とほぼ同様の耐荷性状を示しているものの、その後の剛性勾配は無補強の場合よりも大きい。また、最大荷重も無補強の場合を上回っている。これは、AFRPシートで曲げ補強を施すことにより、梁の曲げ剛性や曲げ耐力が向上したことによるものと考えられる。

また、実験結果は計算結果と概ね対応しており、A-S 試験体の場合には終局荷重に関する実験結果が計算結果を $10 \sim 20\text{kN}$ 程度上回っていることが分かる。また、実験結果においてAFRPシートが全面剥離に至った時点の載荷点変位は、計算結果における終局時変位よりも 10mm 程度大きい。

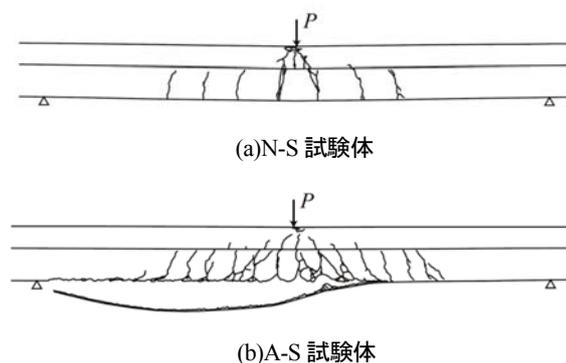


図-10 静載荷実験終了後におけるひび割れ分布

(2) ひずみ分布性状

図-9には、A-S 試験体の AFRPシートの軸方向ひずみ分布に関する曲げひび割れ発生時、主鋼材降伏荷重時および最大荷重時における実験結果を計算結果と比較して示している。なお、計算結果は AFRPシートとコンクリートの完全付着を仮定した断面分割法の結果に基づいて算出している。

図より、実験結果は、主鋼材降伏荷重時までは計算結果とほぼ対応していることが分かる。従って、この時点まではシートとコンクリートの付着はほぼ確保されているものと考えられる。一方、最大荷重時における実験結果に関しては、載荷点近傍では計算結果とほぼ同様であるものの、等せん断力区間では局所的に計算結果を大きく上回っていることが分かる。これは、ひび割れの発生によって AFRPシートに大きなひずみが発生したことや斜めひび割れの先端部がシートを下方に押し下げて引き剥がすスプーリング作用によるものと確認している。なお、スパン中央部では計算結果が実験結果を上回っている。これは、実験結果の場合には斜めひび割れやシートの部分剥離により載荷点近傍における AFRPシートひずみが均等化したことによるものと推察される。

(3) ひび割れ分布性状

図-10には、静載荷実験終了後の梁側面のひび割れ分布を示している。図より、無補強のN-S 試験体の場合には、載荷点近傍において曲げひび割れが大きく開口するとともに、上縁のフランジ部が圧壊していることが分かる。一方、補強したA-S 試験体の場合には、無補強の場合よりもひび割れ発生領域が広く、かつ多数のひび割れが密な間隔で発生していることが分かる。また、シートは載荷点部から左側支点部に向かって全面的に剥離している。

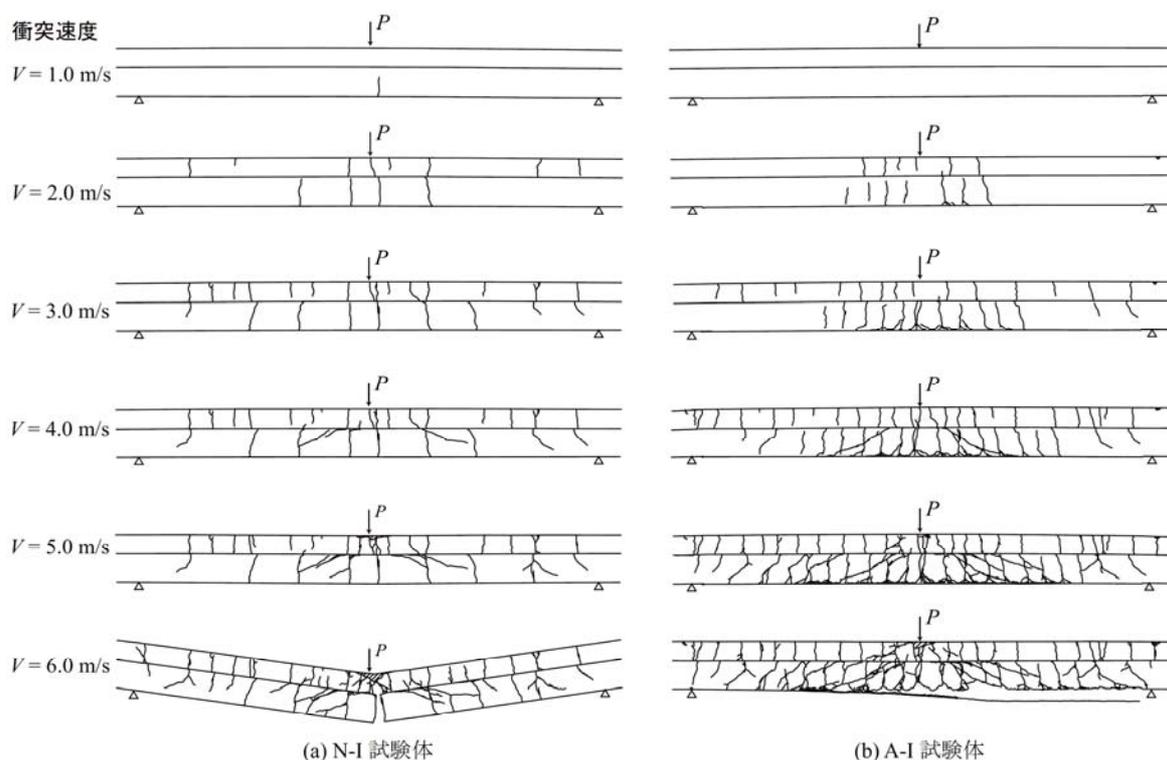


図-1-1 各衝撃荷重載荷実験終了後におけるひび割れ分布

3.2.2 衝撃載荷実験結果

(1) ひび割れ分布性状

図-11には、衝撃実験終了後におけるひび割れ分布性状を示している。図より、無補強および補強試験体ともに衝突速度 $V = 3\text{m/s}$ までは曲げひび割れが卓越し、 $V = 4\text{m/s}$ 以降は梁の上縁から鉛直方向に進展する曲げひび割れや、載荷点近傍から梁下縁に向かって進展する斜めひび割れが発生している。また、補強試験体は無補強の場合よりもひび割れが密な間隔で多数発生していることが分かる。

また、衝突速度 $V = 6\text{m/s}$ の場合には、無補強試験体は載荷点断面部のPC鋼より線が全て破断し角折れしていることが分かる。これに対して、補強試験体の場合には、シートが剥離するもののPC鋼より線の破断には至っていない。これらのことから、AFRPシート曲げ補強を施すことによってひび割れ分散効果が発揮されることや、PC鋼より線の負担が軽減されて損傷や変形量が抑制されることなどが明らかになった。

(2) 時刻歴応答波形

図-12には、各種時刻歴応答波形を示している。図-12(a)より、重錘衝撃力波形は、補強の有無や衝突速度によらず継続時間が 2ms 程度の第1波が卓越する性状を示していることが分かる。また、これらの波形

には高周波成分が励起している。なお、重錘衝撃力の最大値は衝突速度 V の増加に対応して大きくなる傾向にある。

図-12(b)より、支点反力波形は、継続時間が $20 \sim 40\text{ms}$ 程度の主波動に高周波成分が合成された波形性状を示している。また、主波動のピーク値および継続時間は、衝突速度が大きい場合ほど大きくなる傾向にある。補強試験体の主波動継続時間は、無補強試験体よりも短くなる傾向にある。これは、曲げ補強によりPC梁の曲げ剛性が増加したことによるものと考えられる。

図-12(c)より、載荷点変位波形は、補強の有無や衝突速度にかかわらず、第1波が励起した後減衰自由振動状態に至っていることが分かる。また、最大変位は衝突速度が大きい場合ほど大きくなる傾向にあるものの残留変位は極めて小さく、衝突速度 $V = 4\text{m/s}$ までは、残留変位はほとんど生じていない。補強試験体の場合には、最大変位および主波動継続時間が無補強試験体よりも小さい。このことから、AFRPシート補強によって曲げ剛性が向上するとともに、変形量も抑制されることが分かる。従って、AFRPシート接着工法は、T形PC梁の耐衝撃性向上法として有効であると考えられる。

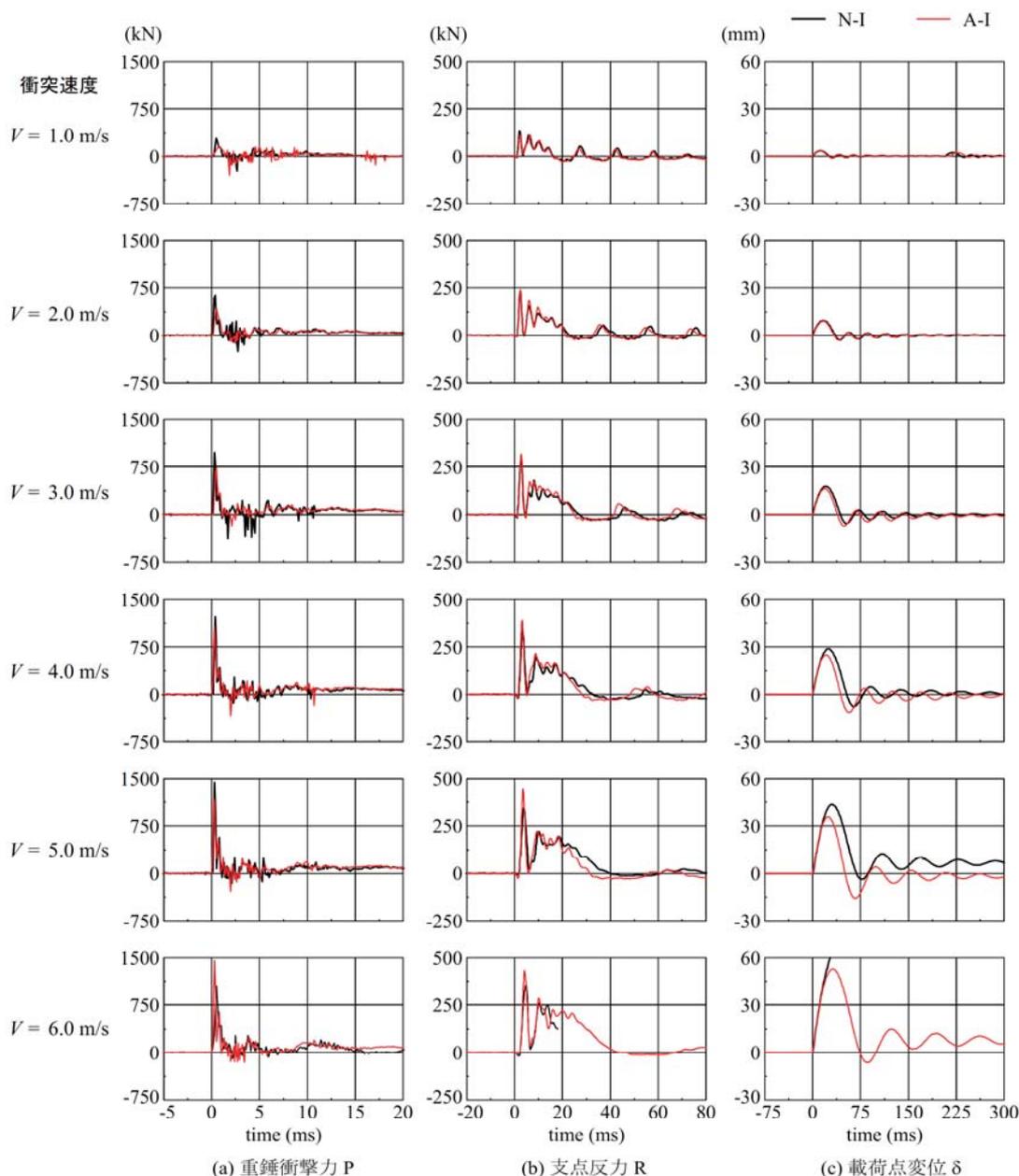


図-1 2 重錘衝撃力、支点反力および載荷点変位に関する時刻歴応答波形

(3) 最大応答時における変位分布と残留変位分布

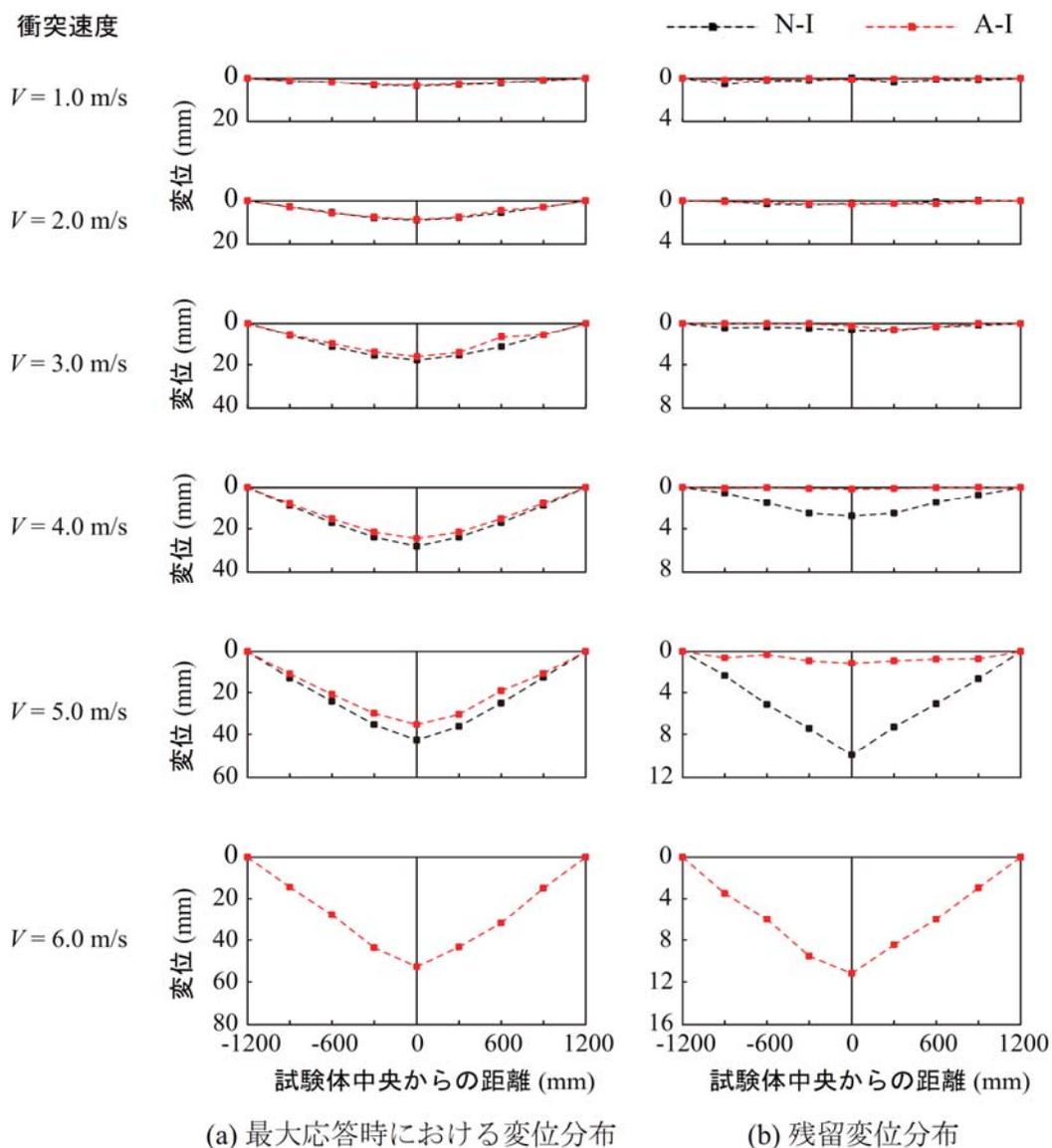
図-13には、無補強および補強試験体に関する最大応答時における梁全体の変位分布および残留変位分布を各実験ケースについて示している。なお、無補強試験体の衝突速度 $V=6$ m/s の場合については、PC鋼より線が破断し角折れしていることから、分布図は示していない。

図より、最大応答時の変位分布は、補強の有無に関わらず左右対称の分布性状を示していることが分かる。また、衝突速度 $V=3$ m/s までは、補強の有無に関わらずほぼ同様の分布性状を示しているものの、衝突速度 $V=4$ m/s 以降の場合には、補強試験体が無補強試

験体よりも小さくなる傾向を示している。

一方、残留変位分布は、補強の有無に関わらず衝突速度 $V=3$ m/s までは発生していない。従って、その時点まではほぼ弾性体として挙動しているものと考えられる。衝突速度 $V=4$ m/s の場合には無補強試験体で残留変位が発生し、 $V=5$ m/s でさらに増加して三角形の分布性状を呈している。これは、無補強試験体がスパン中央部で角折れし始めていることを示している。なお、補強試験体の残留変位はほとんど生じていない。

これらのことから、PC鋼材が降伏した場合におけるPC梁の耐衝撃性は衝突速度の僅かな増加に対して脆



図一 1 3 最大応答時における変位分布および残留変位分布

性的な破壊性状を示す傾向にあることが分かる。さらに、AFRPシート補強により変位量を抑制可能であり、残留変位の抑制効果も高いことも明らかになった。

4. まとめ

扁平RC梁の重錘落下衝撃実験より；

- 1)扁平RC梁に敷砂緩衝材を設置することにより、衝撃力が低減され、梁の変形を抑制可能である。
- 2)AFRPシート補強することにより、曲げ剛性が向上するとともに、変形量も抑制される。

AFRPシートで曲げ補強したT型PC梁の重錘落下衝撃実験より；

- 1)AFRPシート曲げ補強により、衝撃荷重を受けるT形

PC梁の変位量を抑制可能であり、特に残留変位の抑制効果が高い。

- 2)載荷履歴によりPC鋼材が降伏に至ったT形PC梁の耐衝撃性は、衝突速度の僅かな増加に対して脆性的な破壊性状を示す傾向にある。

参考文献

- 1) 岸 徳光、今野久志、西 弘明、三上 浩：衝撃荷重を受けたRC梁のひび割れ補修前後における残存衝撃耐力、構造工学論文集、Vol.51A、pp.1251-1260、2005.3
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、2012年制定、2012

STUDY ON THE TECHNIQUES FOR REPAIRING AND REINFORCING ROCKFALL PROTECTION STRUCTURES

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2012-2015

Research Team : Structures Research Team

Author : NISHI Hiroaki

KONNO Hisashi

YAMAGUCHI Satoru

SAIJOH Norio

Abstract : This study aimed to develop techniques for assessing the soundness and load-carrying capacity of rockfall protection structures in use and for repairing and reinforcing such structures to rationally provide the required load-carrying capacity.

As a part of the development of techniques for repairing and reinforcing rockfall protection structures in use, a study was done on repairing and reinforcing the top slabs of RC rock sheds and the main girders of PC rock sheds. To examine the applicability of aramid fiber reinforced plastic (AFRP) sheet adhesion work to the target members, a falling-weight impact test using a flat RC beam and a PC beam covered with a sand cushion was done, and the effectiveness of the AFRP adhesion work in repairing and reinforcing the structures was clarified.

Key words : flat RC beam, PC beam, sand cushion, AFRP sheet, repair, reinforcement