

# 論文 PFFRC パネルおよび EPS 材による緩衝構造を設置した落石防護擁壁の実規模衝撃荷重載荷実験

安藤 隆浩<sup>\*1</sup>・小室 雅人<sup>\*2</sup>・岸良 竜<sup>\*3</sup>・岸 徳光<sup>\*4</sup>

**要旨:** 本論文では、圧縮強度 400 N/mm<sup>2</sup> 以上を有する無孔性コンクリートに鋼繊維を混入させた鋼繊維補強無孔性コンクリート (Porosity-Free Fiber-Reinforced Concrete) 製パネルと発泡スチロール材 (EPS 材) を併用した緩衝構造を衝突面に設置した落石防護擁壁を対象に、重錘衝突による実規模衝撃荷重載荷実験を実施した。また、比較として緩衝構造を設置しない場合についても同様に実験を行った。その結果、PFFRC パネルと EPS 材を併用した緩衝構造を設置することで、入力エネルギーが約 130 kJ においても、擁壁は損傷せず、本緩衝構造を設置することで、既設落石防護擁壁の耐衝撃性を飛躍的に向上可能であることが明らかとなった。

**キーワード:** 鋼繊維補強, 無孔性コンクリート, 落石防護擁壁, 緩衝効果

## 1. はじめに

我が国の海岸線や山岳部の道路沿いには、入力エネルギーが 100 kJ 程度の比較的小規模落石等に対する道路防災対策として、落石防護擁壁 (以下、擁壁) が数多く設置されている。現行設計法では、擁壁を剛体と仮定し、落石衝突によって擁壁に伝達される運動エネルギーと弾性応答時の回転エネルギーが等価となる水平変位および回転が生じるものとして設計が行われている<sup>1)</sup>。しかしながら、実際に供用されている擁壁を見ると、**図-1**に示すように、設計では想定していない局部破壊が生ずる事例も確認されている。また、近年では、暴風雨などの異常気象や斜面の経年劣化に伴い、設計当初よりも大きい落



図-1 落石防護擁壁の損傷事例

石荷重が擁壁に作用する場合も想定されている。このような場合には、擁壁の損傷に伴う第三者被害の発生も懸念されることから、それらの事象に適切に対応するためには、既設擁壁に関する耐衝撃挙動の適切な把握と耐衝撃性向上法の確立が重要であると考えられる。

このような状況を鑑みて、山澤ら<sup>2),3)</sup>は、擁壁の合理的な耐衝撃設計法の確立に向けた、数多くの擁壁模型を対象とする重錘衝突による衝撃荷重載荷実験を実施している。その結果、1) 基礎地盤材料が擁壁の耐衝撃挙動に与える影響は小さいこと、2) 重錘衝突によって現行設計では想定されていない押抜きせん断破壊が生じること、などを明らかにしている。また、このようなせん断破壊を抑制する方法の一つとして、岸ら<sup>4)</sup>は RC 版と EPS 材を用いた二層緩衝構造を、牛渡ら<sup>5)</sup>はソイルセメント、ジオグリッド、EPS ブロックを用いる三層緩衝構造を提案し、それぞれの緩衝効果について実験的に検討を行っている。その結果、いずれの方法に関しても一定の耐衝撃性向上効果を確認しており、一部実用化に至っている。しかしながら、擁壁自体の合理的な耐衝撃設計法の確立には至っておらず、より効率的に耐衝撃性を向上させる方法についても未だ課題があるものと考えられる。

表-1 使用材料の一覧

種類	名称	略号	成分ならびに物性
結合材	PFC 専用プレミックス粉体	B	最密度粉体, 密度: 2.97 g/cm <sup>3</sup>
細骨材	珪砂	S	最大寸法: 0.3 mm, 密度: 2.62 g/cm <sup>3</sup>
短繊維	高強度鋼繊維	F	直径 0.2 mm, 長さ 15 mm, 密度 7.84 g/cm <sup>3</sup> 引張強度: 2,800 N/mm <sup>2</sup> , 引張弾性率: 200 kN/mm <sup>2</sup>
混和剤	高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系
	消泡剤	DF	ポリアルキレングリコール誘導体

\*1 室蘭工業大学 大学院工学研究科 博士前期課程 環境創生工学系専攻 (学生会員)

\*2 室蘭工業大学 大学院工学研究科 もの創造系領域 土木工学ユニット 教授 博(工) (正会員)

\*3 太平洋セメント(株) 中央研究所 研究開発推進部高機能コンクリートチーム 博(工) (正会員)

\*4 室蘭工業大学 大学院工学研究科 もの創造系領域 土木工学ユニット 特任教授 工博 (正会員)

表－2 PFFRC の配合

水準	W/B (%)	F (Vol.%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )			外割,F (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤添加量	
			W	B	S		SP	DF
P3-F3	14	3.0	193	1,380	896	295	B × 1.6%	B × 0.2%
P3-F2		2.0				157		
P1-F3	33	3.0	326	987		235	B × 0.25%	

一方で、近年、国内外において超高強度コンクリートに関する研究が推進され、圧縮強度 400 N/mm<sup>2</sup> 以上を有する無孔性コンクリートに鋼繊維を混入させた鋼繊維補強無孔性コンクリート (Porosity-Free Fiber-Reinforced Concrete, 以下、PFFRC) が開発され、一部実用化されつつある<sup>6),7)</sup>。著者らも、PC 鋼棒を軸方向鉄筋として採用した PFFRC 梁を製作し、基礎的な静的耐荷力の検討とともに、重錘落下による衝撃荷重実験を実施し、その耐衝撃挙動についても検討を行っている。その結果、圧縮強度あるいは鋼繊維混入率の増加に対応して、PFFRC 梁の耐衝撃性が向上することを明らかにしている<sup>8)</sup>。

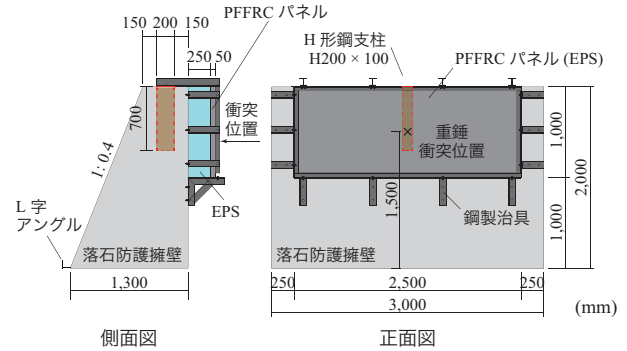
本研究では、PFFRC の高強度特性および高靱性のより実務的かつ効果的な活用法を念頭に、既設擁壁を対象として PFFRC 製パネルを用いた新たな緩衝構造を提案した。具体的には、コンクリート強度や繊維混入率を変化させた PFFRC で製作したパネルおよび発泡スチロール材 (EPS 材) を併用した緩衝構造を提案し、その緩衝効果の検討を目的に、本緩衝構造を衝突面に設置した実規模落石防護擁壁に関する衝撃荷重実験を実施した。なお、PFFRC の設定圧縮強度は 300 と 100 MPa、繊維混入率は 3 と 2% に変化させた計 3 種類の PFFRC パネルを製作した。また、比較のために、緩衝構造を設置していない擁壁についても同様に検討を行っている。

## 2. 実験概要

### 2.1 PFFRC および EPS 材の概要

表－1 には、PFFRC に関する材料を示している。表より、結合材には、最大粒子の低熱ポルトランドセメントと最小粒子のシリカフェームに対して中間粒子となる粉体 (石英微粉末) を加えて最密粒度とした PFC 専用プレミックス結合材 (B)<sup>7)</sup> を、細骨材には珪砂 (S) を、混和剤には高性能減水剤 (SP) ならびに消泡剤 (DF) を用いている。また、短繊維には引張強度 2,800 MPa の高強度鋼繊維 (F) を用い、設定混入率に対応して体積比の外割で混入している。なお、水結合材比 (W/B) も圧縮強度に対応して変更することにした。

表－2 には、PFFRC の配合を示している。本研究では、圧縮強度および鋼繊維混入率を変化させた 3 種類の PFFRC 材を製作することとした。PFFRC は圧縮強度によって作成方法が異なる。本研究では、設定圧縮強度を 300 MPa



図－2 試験体の形状寸法

と 100 MPa の 2 種類に設定して検討を行っている。圧縮強度が 300 MPa の場合には、オムニキサ (容量 150 ℓ) に F を除く材料を投入した後に 6 分間の練混ぜを行い、その後 F を投入し、さらに 2 分間の練混ぜを行っている。練混ぜ終了後、型枠に打設し 40 °C の一次養生を 6 時間行い、脱型後セメントの水和反応を促進するため試験体内部に水を供給する煮沸吸水処理を 30 分行った。その後、二次養生 (最高温度 90 °C、保持時間 48 h、1 気圧) を行い、さらに加熱養生 (最高温度 180 °C、保持時間 48 h、1 気圧) を実施した。

一方、設定圧縮強度が 100 MPa の場合には、オムニキサ (容量 150 ℓ) に F を除く材料を投入した後に 4 分間の練混ぜを行い、その後 F を投入し、さらに 2 分間の練混ぜを行った。練混ぜ終了後、型枠に打設し 2 日間静置した。その他、詳細については文献<sup>6),7)</sup> を参照されたい。

### 2.2 試験体概要

図－2 には、本研究で対象とした PFFRC 製パネル (以下、パネル) および EPS 材を用いた提案の緩衝構造を設置した落石防護擁壁の形状寸法を示している。擁壁の形状寸法 (幅 × 高さ × 天端奥行き × 基部奥行き) は、3,000 × 2,000 × 500 × 1,300 mm であり、防護柵支柱を模擬して H 形鋼支柱 (H200 × 100 × 5.5 × 8) を幅方向中央部に 700 mm 埋設している。なお、材料試験結果より擁壁の圧縮強度は  $f'_c = 33$  MPa であった。

図－2 に示すように、提案の緩衝構造は、擁壁背面に接するように EPS 材 (厚さ 250 mm) を、さらにその前面に荷重分散用として PFFRC パネル (厚さ 50 mm) を設置している。パネルの形状寸法 (短辺 × 長辺) は 1,000 × 2,500 mm である。なお、図に示すように、緩衝構造は、各構成部材を固定するために山形鋼等を用いて加工した鋼製治

表-3 実験ケース一覧

試験体名	パネルの材料特性			設定重錘 落下高 $H$ (m)	設定重錘 衝突速度 $V$ (m/s)	実測重錘 衝突速度 $V'$ (m/s)	設定衝突位置からの 実衝突位置のずれ
	設定 圧縮強度 (MPa)	実測 圧縮強度 (MPa)	鋼繊維 混入率 (%)				
N-H10	-	-	-	10	14.0	13.9	上に 120 mm, 左に 65 mm
P3-F3-H10	300	334	3.0			14.4	下に 250 mm, 左に 25 mm
P3-F2-H10		312	2.0			14.3	下に 90 mm, 右に 85 mm
P1-F3-H10	100	87.9	3.0			14.1	下に 80 mm, 右に 75 mm
P3-F3-H15	300	334		15	17.2	18.9	下に 220 mm, 左に 85 mm

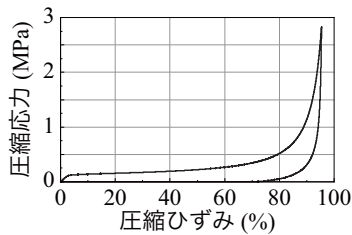


図-3 EPS材の応力-ひずみ関係

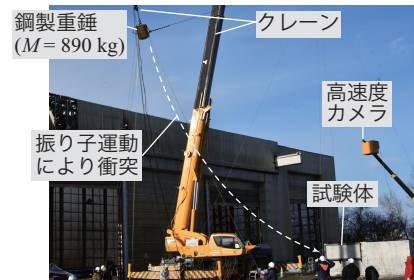
具を取り付け、全側面を拘束するように設置した。また、EPS材は、平面寸法規格が $2,000 \times 1,000$  mmであることから、擁壁中央部に $2,000 \times 1,000$  mmを1枚、左右に $250 \times 1,000$  mmを1枚ずつの計3枚配置している。

表-3には実験ケース一覧を示している。表より、緩衝構造設置の有無、パネルの圧縮強度、繊維混入率および設定重錘落下高を変化させた5ケースの実験を実施した。試験体名に関して、緩衝構造を設置する場合には、第一項目はパネルの設定圧縮強度 (P3: 300 MPa, P1: 100 MPa) を、第二項目は繊維混入率 (F3: 3%, F2: 2%) を、第三項目は設定重錘落下高 (以後、単に落下高) (H10: 10 m, H15: 15 m) を表している。緩衝構造を設置しない基準試験体はN試験体とし、その落下高は10 mとした。なお、既往の研究<sup>8)</sup>より、PFRCとしては最も高強度かつ高靱性を有すると考えられるP3-F3パネルを用いた場合のみ、落下高を15 mとした場合の実験も実施した。また、表より、別途実施した材料試験結果より得られた各パネルの実測圧縮強度は、P1-F3試験体の場合のみ若干設定圧縮強度を下回っているものの、いずれも設定圧縮強度と同程度の値を示していることが確認できる。

図-3には、本実験で使用したEPS材に関する、別途実施した材料試験より得られた応力-ひずみ関係を示している。本研究では、一般的に土木建築用材料として広く用いられている単位体積重量が $0.2 \text{ kN/m}^3$  (D20) のEPS材を採用した。図より、ひずみが10%程度から60~70%程度に至るまで、応力が $0.2 \sim 0.3$  MPa程度とほぼ一定値を示していることが分かる。

### 2.3 実験方法

写真-1には、実験状況および試験体の設置状況を示している。写真に示すように、実験は2台のクレーンを用い、振り子運動によって重錘を擁壁に衝突させる形で実施



(a) 実験状況



(b) 試験体の設置状況

写真-1 実験状況および試験体の設置状況

した。重錘は、ワイヤロープを介して1台目のクレーンに接続し回転中心を決定した後、2台目のクレーンによって重錘後部に取り付けた脱着装置を介して所定の高さまで吊り上げている。写真-2には、重錘の形状寸法を示している。重錘は質量890 kgの鋼製であり、直径500 mm、全長690 mmの円柱状となっており、載荷部は高さ70 mm部が球形状となっている。図-2に示すように、設定重錘衝突位置は、擁壁幅方向中央部とし、パネルの長さ方向中央部 (= 1,500 mm) に重錘を衝突させることとした。

コンクリート基盤上には擁壁つま先部にストッパー (L字アングル) を設置し、擁壁の水平移動を拘束して回転のみを許容する形で載荷を行った。なお、表-3に示すように、重錘の実衝突位置は、N試験体を除いた全ての場合において設定衝突位置よりも若干低い。

本実験の測定項目は、1) 重錘衝撃力、2) 重錘移動量、3) 重錘衝突速度、および4) 擁壁回転角である。なお、重錘衝撃力は重錘に取り付けたひずみゲージ式加速度計から、その他の項目は高速度カメラ画像から計測を行った。サンプリング周波数に関して、重錘衝撃力は10 kHzで、高速度カメラは2,000 fpsで計測を行った。また、実験終了

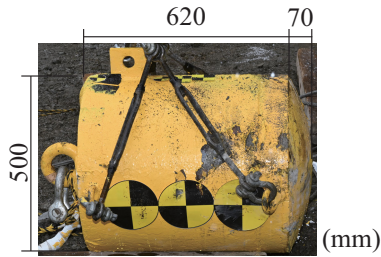


写真-2 重錘の形状寸法

後には、パネルおよび擁壁本体のひび割れ分布も観察・記録した。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 各種時刻歴応答波形

図-4には、本研究で実施した全5ケースに関する各時刻歴応答波形を示している。図-4(a),(b)図に示す重錘衝撃力波形に関しては、縦・横軸のスケールを変更した2つの波形を示している。なお、いずれのケースにおいてもワード数3の移動平均処理を施し、高周波成分を除去している。また、図-4(d)図に示す重錘波形は、図-4(c)図の擁壁回転角波形を基に簡易に回転成分を除去し、N試験体の場合には擁壁に対する相対移動量、緩衝構造を設置した場合には緩衝構造前面に対する相対移動量を表している。表-4には、図-4に示す重錘衝撃力および擁壁回転角に関する各応答値を整理して示している。

図-4(a),(b)図より、重錘衝撃力波形を見ると、緩衝構造を設置していないN試験体の場合には、最大7,842 kNを示す正弦半波の波形性状を示しており、その継続時間は2 msと非常に短いことが分かる。一方で、提案の緩衝構造を設置した試験体に着目すると、いずれの試験体の場合に関しても、N試験体の場合のような急激な波形の立ち上がりは示さず、载荷初期には高周波成分を多く含んでいることが分かる。また、 $t=20\sim 30$  ms時点において最大衝撃力を示す一波が励起していることが見て取れる。これは、後述の擁壁回転角や重錘移動量波形と対応して、重錘衝突によって緩衝構造が圧縮変形し十分に緩衝効果を発揮した後、重錘が緩衝構造とともに荷重を分散させながら擁壁に衝突したことによるものと推察される。さらに、N試験体と比較して継続時間も非常に長い波形性状を示していることが見て取れる。その継続時間は、H10/H15試験体の場合には、それぞれ40, 25 ms程度であり、H10試験体の場合が長い。なお、H10試験体間で比較すると、パネルの圧縮強度や繊維混入率にかかわらず、継続時間はほぼ同様であることも確認できる。これは、後述するように、いずれの試験体の場合においても、緩衝構造が大きく損傷しているためと推察される。さらに、表-4より、衝突初期の高周波成分を無視し、 $t=20\sim 40$  ms程度の範囲内で最大衝撃力を見ると、H10試験

体の場合には1,000 kN程度、H15試験体の場合には1,750 kN程度の衝撃力が励起していることが分かる。ここで、N試験体の場合と比較すると、緩衝構造を設置することによって最大衝撃力を13~22%程度まで低減可能であることが明らかとなった。

図-4(c)図より、擁壁回転角波形を見ると、N試験体の場合には、約 $t=10$  ms時点で回転運動を開始し、 $t=200$  ms時点で全試験体の中で最も大きい最大 $3.2^\circ$ まで到達していることが分かる。これは、緩衝構造が設置されていないことに加え、表-3より他の試験体と比較して、200 mm程度以上重錘が上方に衝突したことが要因であるものと推察される。最大値到達後は、擁壁つま先部を中心として逆回転を始め、約 $t=400$  ms時点で復元している様子うかがえる。なお、 $t=400$  ms以降においては減衰自由振動状態に至っていることも確認している。赤線で示すP3-F3-H10試験体の場合に着目すると、その概形はN試験体の場合と概ね同様であるものの、緩衝構造を設置していることによって、N試験体の場合と比較して10 ms程度遅く回転が生じ、その最大値は $2.1^\circ$ 程度と小さいことが分かる。これは、PPFRCの高強度特性とともに鋼繊維の架橋効果による高靱性特性によって衝撃荷重の分散化が図られ、かつEPS材の圧縮変形に伴い緩衝効果が効率的に発揮されるとともに、衝撃エネルギーがパネル自体の損傷によって更に吸収されたことによるものと推察される。P3-F2-H10とP1-F3-H10試験体の場合に着目すると、その傾向はP3-F3-H10試験体の場合と同様であることが確認できる。すなわち、N試験体の場合と比較して回転開始時刻が遅れるとともに、最大値も小さく示されている。

ここで、緩衝構造を設置したH10試験体間で比較すると、P3-F3試験体の場合が他の2試験体の場合と比較して最も回転角度が小さい。これは、1) P3-F3パネルが、他のパネルと比較して最も高強度かつ高靱性であり、効率的に緩衝効果を発揮できたこと、かつ2) 表-4に示す通り、P3-F3-H10試験体の場合には、実重錘衝突位置が他の2試験体と比較して150 mm程度下方であったこと、等によるものと推察される。更に、落下高が5 m大きいP3-F3-H15試験体の場合を見ると、入力エネルギーが大きくなったことによって、擁壁の回転角度は緩衝構造を設置したH10試験体の場合よりも大きく示されている。しかしながら、最大回転角は設定落下高が10 mのN試験体の場合よりも $0.3^\circ$ 小さく、かつ後述するように擁壁自体の損傷も確認されなかったことより、15 m落下時においても終局状態には至っていないことが明らかになった。

図-4(d)図より、重錘移動量波形に着目すると、N試験体の場合には、重錘衝撃力波形と対応して、 $t=1$  ms時点で最大15 mm程度の値を示していることが分かる。一

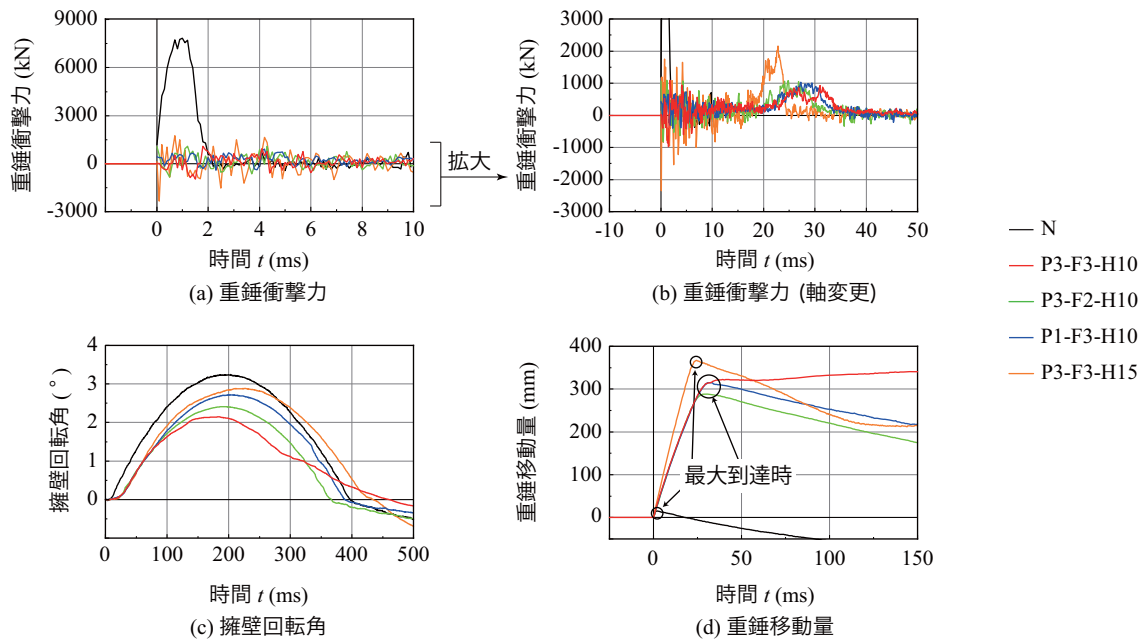


図-4 各時刻歴応答波形

表-4 各種応答値一覧

試験体名	衝撃力		擁壁回転角	
	最大値 (kN)	主波動継続時間 (ms)	最大値 (°)	最大到達時間 (ms)
N-H10	7,842	2	3.2	196
P3-F3-H10	1,091	43	2.1	184
P3-F2-H10	1,091	36	2.4	193
P1-F3-H10	910	37	2.7	201
P3-F3-H15	1,752	25	2.9	226

方で、緩衝構造を設置した試験体の場合においても、最大移動量到達時間が25～35 ms程度と遅れて示されており、衝撃力波形と対応した性状を呈していることが読み取れる。最大移動量に着目すると、H10試験体の場合には、いずれも300 mm程度、H15試験体の場合には350 mm程度を示しており、最大移動量は入力エネルギーの増大に対応して大きくなる傾向にあることが確認できる。なお、緩衝構造の全厚が300 mmであるのに対して、P3-F2-H10試験体の場合を除き、最大重錘移動量はいずれもそれを上回っている。これは、高速度カメラによって重錘側面に貼付したターゲットマーク(写真-2参照)を追跡することで移動量を評価しているものの、重錘底部が衝突後上方あるいは側方に回転移動したためと推察される。

### 3.2 実験終了後における試験体の損傷状況

図-5には、実験終了後の全5ケースに関する擁壁あるいはパネルの載荷面側のひび割れ図を示している。なお、N試験体の場合には擁壁載荷面を、それ以外の試験体に関してはパネル載荷面の損傷状況を示している。また、写真-3には、一例として、N試験体およびP3-F3-H15試験体に関する実験終了後における擁壁の載荷面および非

載荷面の損傷状況を示している。

図-5(a)より、N試験体の場合に着目すると、擁壁中央部近傍において重錘衝突による円形のひび割れが確認できる。また、重錘衝突位置を中心に上下左右にひび割れが進展しており、かつ上方には20～30°程度の傾きで斜めひび割れの発生も確認できる。また、写真-3を見ると、非載荷面においても損傷は著しく、天端から下方左右に向かって顕著な斜めひび割れが確認できる。これより、N試験体の場合には擁壁本体に押し抜きせん断破壊が発生し、終局に至っているものと判断される。

一方、図-5(b)～(d)に示す緩衝構造を設置したH10試験体の場合に着目すると、重錘衝突点近傍の緩衝構造は著しい損傷に至っており、かつ鋼繊維の架橋効果によって衝突点を中心として円形状に多数のひび割れが生じていることも確認できる。また、ひび割れの本数はP1-F3試験体の場合が他の2試験体の場合よりも若干少ない。これは、圧縮強度が小さいことによって、繊維の付着強度も小さく、その架橋効果が他の2つの試験体よりも小さいことによるものと推察される<sup>9)</sup>。しかしながら、いずれのケースにおいても擁壁自体の損傷は確認されていない。なお、圧縮強度や繊維混入率の大小が緩衝効果に与える影響に関しては、今後さらなる検討が必要であるものと考えられる。

図-5(e)より、落下高の最も大きいP3-F3-H15試験体の場合に着目すると、パネルの損傷状況は図-5(b)～(d)図に示すH10試験体と概ね同様であることが分かる。また、写真-3(b)に示す擁壁の損傷状況を見ると、落下高が最も大きいものの、緩衝構造を設置した他の試験体の場合と同様に、擁壁載荷面および非載荷面のいずれに

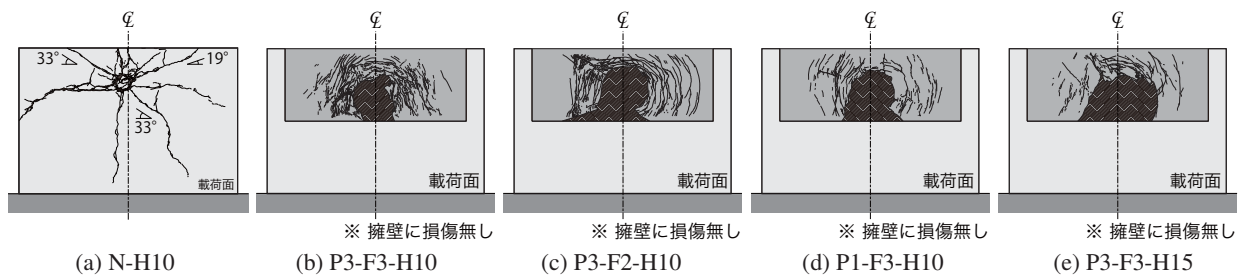


図-5 実験終了後における擁壁あるいはパネルの載荷面に関するひび割れ図



写真-3 実験終了後における擁壁の載荷面および非載荷面に関する損傷状況

においても損傷は発生していない。すなわち、本緩衝構造を設置することによって、130 kJ 程度の衝突エネルギーが作用した場合においても擁壁は健全であり、ひび割れ等の損傷は発生しないことが明らかになった。

#### 4. まとめ

- 1) 本研究で対象とした擁壁に重錘を直接衝突させる場合には、入力エネルギーが 87 kJ (≈ 重錘 890 kg, 落下高 10 m 相当) において押し抜きせん断破壊が発生し終局に至る。
- 2) 擁壁衝突面に PFFRC パネルと EPS 材を併用した緩衝構造を設置することで、入力エネルギーが 131 kJ (≈ 重錘 890 kg, 落下高 15 m 相当) においても、擁壁には損傷が見られず終局には至らない。
- 3) また、緩衝構造の緩衝効果は、PFFRC パネルの圧縮強度あるいは繊維混入率の増加に対応して大きくなるものと考えられるが、詳細については今後さらなる検討が必要であるものと判断される。

#### 謝 辞

本研究は、土木研究所寒地土木研究所が所有している角山実験場にて実施したものである。また、実験の実施にあたり勇建設(株)、(株)JSP より資材に関して多大なるご支援を頂いた。ここに深く感謝の意を表す。なお、本研究は JSPS 科研費 JP21K04229 の助成を受けたものである。

#### 参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：落石対策便覧, 2017.
- 2) 山澤文雄, 今野久志, 小室雅人, 岸徳光：基礎地盤が異なる落石防護擁壁の耐衝撃挙動, コンクリート

- 工学年次論文集, Vol. 39, No. 2, pp. 649-654, 2017.6
- 3) 山澤文雄, 中村拓郎, 畠山乃, 小室雅人, 岸徳光：落石防護擁壁の押抜きせん断耐力の評価方法に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol. 69A, pp. 1107-1115, 2023.3
- 4) 岸徳光, 川瀬良司, 今野久志, 岡田慎哉：二層緩衝構造を用いた落石防護擁壁模型の重錘衝突実験と数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 1567-1578, 2002.3
- 5) 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
- 6) 河野克哉, 中山莉沙, 多田克彦, 田中敏嗣：450 N/mm<sup>2</sup> 以上の圧縮強度を発現するセメント系材料の製造方法と硬化組織の変化, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 1, pp. 1443-1448, 2016.6
- 7) R. Yanagida, T. Nakamura, K. Kono, J. Niwa：Mechanical behavior and models for porosity-free concrete reinforced with high amounts of steel fiber, *Construction and Building Materials*, Vol. 354, 129098, 2022.11 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129098>
- 8) N. Kishi, M. Komuro, K. Kono, T. Kawarai：Impact resistance of Porosity-Free Fiber-Reinforced Concrete (PFFRC) beams under low-velocity impact loading, *Int. J. Protective Structures*, Vol. 13, No. 2, pp. 344-362, 2022.2
- 9) 董賀祥, 大久保誠介, 福井勝則：コンクリート強度が補強用繊維の付着特性におよぼす影響, *J.of MMIJ*, Vol. 127, pp. 249-255, 2011.5