

論文 軽量コンクリートを用いたせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性に及ぼすせん断スパン比の影響

竹本伸一*1・岸 徳光*2・今野久志*3・松岡健一*2

要旨：本研究では、軽量コンクリートを用いたせん断補強筋を有しないせん断破壊型 RC 梁の衝撃耐荷性状を検討するため、同一断面形状を有しせん断スパン比の異なる軽量コンクリート RC 梁に関して、300 kg 重錘をスパン中央部に一度だけ落下させる重錘落下衝撃実験を実施した。実験結果、1) せん断スパン比 $a/d = 3$ 程度の場合にはディープビーム的な傾向を示し、耐衝撃性が向上する傾向を示す。2) $4 \leq a/d \leq 6$ の場合にはせん断スパン比の影響が小さく、終局時の最大支点反力の静的耐力に対する比や吸収エネルギー量の入力エネルギーに対する比は 2.30, 0.70 前後の値である。

キーワード：軽量コンクリート, RC 梁, せん断スパン比, 衝撃耐力

1. はじめに

近年、道路橋や鉄道橋等の上部構造の軽量化を図ることを目的として、新しい構造形式の開発のみならず、新しい材料の開発およびその適用性検討が盛んに行われるようになってきた。このうち、新材料として期待されているものの一つに、粗骨材に焼成人工軽量骨材を用いたコンクリート¹⁾ (以後、軽量コンクリート) がある。焼成人工軽量骨材 (以後、軽量骨材) は、24 時間吸水率が 9 ~ 11 % と小さく、比重が 1.2 ~ 1.3 と小さいにもかかわらず圧壊荷重が 1,000 N 以上あること、この骨材を用いて 35 ~ 65 MPa の圧縮強度を有するコンクリートの製造が可能であること、有害化学物質を含まないこと、塩分を含まずアルカリ骨材反応の心配がないこと等、従来の人工軽量骨材に比べて格段に高品質化している。

このようなことから、軽量コンクリートの実用化を目指して、梁や柱部材に関する静的な曲げおよびせん断耐荷性状に関する実験的・解析的研究が一部の機関で実施されている^{2), 3)}。一方、耐衝撃性に関する研究も、矩形 RC 梁を対象に著者らによって実施されている⁴⁾。その結

果、1) 曲げ破壊型の場合の動的応答性状や耐衝撃性は普通コンクリートを用いる場合と同程度であることや、2) 数値解析的には、実測値の引張強度を用いることにより、普通コンクリートを用いる場合と同様の手法で解析可能であること等、が明らかになっている⁵⁾。しかしながら、軽量コンクリートを用いる場合の耐衝撃設計法を確立するためには、曲げ耐力のみならず、せん断耐力も明らかにすることが肝要である。

このような観点より、本研究では軽量コンクリート RC 梁の合理的な耐衝撃設計法を確立することを目的に、せん断スパン比の異なるせん断補強筋を有しないせん断破壊型 RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を実施した。本研究では、断面形状を同一とし、せん断スパン比のみを変化させてせん断余裕度をパラメータにとった 4 種類全 20 体を製作して、実験を行っている。

2. 実験概要

2.1 RC 梁の形状寸法

図-1 には、軽量コンクリート (Light-Weight Concrete) を用いた RC 梁 (以後、LW 梁) の形状寸法および配筋状況の一例を示している。

*1 ドーピー建設工業 (株) 部長 北海道本店設計部 (正会員)

*2 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)

*3 北海道開発土木研究所主任研究員 構造研究室 博 (工) (正会員)

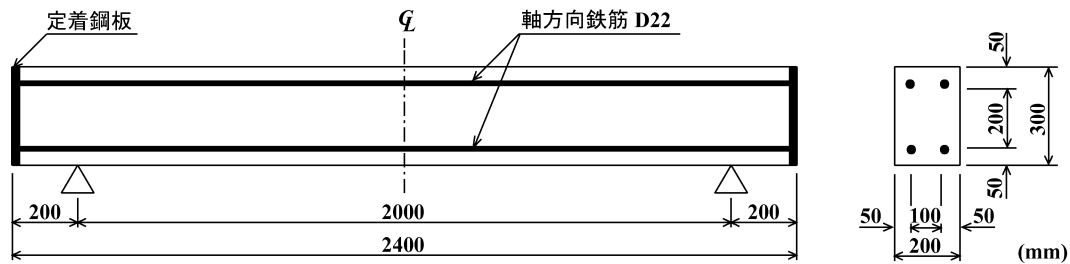


図-1 試験体概要図 (LW4 梁)

表-1 試験体の一覧

試験体名	主鉄筋比 P_t	純スパン長 (m)	せん断スパン比 a/d	計算静的せん断耐力 V_{usc} (kN)	計算静的曲げ耐力 P_{usc} (kN)	せん断余裕度 α	実測静的せん断耐力 P_{us} (kN)	実せん断余裕度 α'	衝突速度 V (m/s)
LW3	0.015	1.5	3.0	80.7	175.1	0.46	142.7	0.82	3, 3.5, 3.75, 4, 4.25
LW4		2.0	4.0		131.3	0.61	101.7	0.75	
LW5		2.5	5.0		105.0	0.77	90.5	0.86	
LW6		3.0	6.0		87.6	0.92	94.2	1.07	

表-2 コンクリートの力学的特性

コンクリート	比重	圧縮強度 f'_c (MPa)	引張強度 f_t (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c
軽量	1.86	41.8	2.53	21.1	0.21

表-3 鉄筋の力学的特性

鉄筋名称	材質	降伏強度 σ_y (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
D22	SD345	367	206	0.3

本実験に用いた試験体は、断面（梁幅×梁高）が 200 × 300 mm のせん断補強筋を有しない複鉄筋矩形 RC 梁である。純スパン長は 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 m の 4 種類としている。

表-1 には、各試験体の静的設計値の一覧を示している。試験体名は軽量コンクリートを表す LW とせん断スパン比の値を組み合わせて示している。表中の計算静的曲げ耐力 P_{usc} および静的せん断耐力 V_{usc} は、土木学会コンクリート標準示方書⁶⁾（以後、示方書）に基づき算定している。なお、 V_{usc} 値は示方書に基づき計算値の 70% に低減して評価している。表より、いずれの梁もせん断余裕度 α ($=V_{usc}/P_{usc}$) が $\alpha < 1.0$ であることより、静載荷時には設計的にせん断破壊で終局に至ることが予想される。また、表中には別途実施した静載荷実験結果の実測静的せん断耐力 P_{us} および P_{us} を P_{usc} で除して算定した実せん断余裕度 α' ($=P_{us}/P_{usc}$) も合わせて示している。ここで、LW3 梁の実測静的せん断耐力は計算値の 1.8 倍程度と大き

い。これは、せん断スパン比が $a/d = 3$ と小さいことによりディープビーム的な挙動を示していることによるものと考えられる。

表-2 および 表-3 には、実験時のコンクリートと鉄筋の力学的特性を示している。軽量コンクリートは、寸法 10 ~ 15 mm 程度の軽量骨材（比重 1.20）を粗骨材として用いている。表より、コンクリートの比重は 1.86 で、普通コンクリートの 80% 程度となっている。また、引張強度は圧縮強度の 1/20 程度であり、普通コンクリートに比べて小さいことがわかる。

2.2 実験方法

実験は、リバウンド防止用治具付の支点治具上に設置した RC 梁のスパン中央部に所定の高さから一度だけ重錘を自由落下させる単一載荷法により実施している。治具全体は回転のみを許容するピン支持に近い構造である。重錘は載荷点部直径が 150 mm の円柱状鋼製であり、その底部には片当たりを防止するために 2 mm の球状のテーパが施されている。

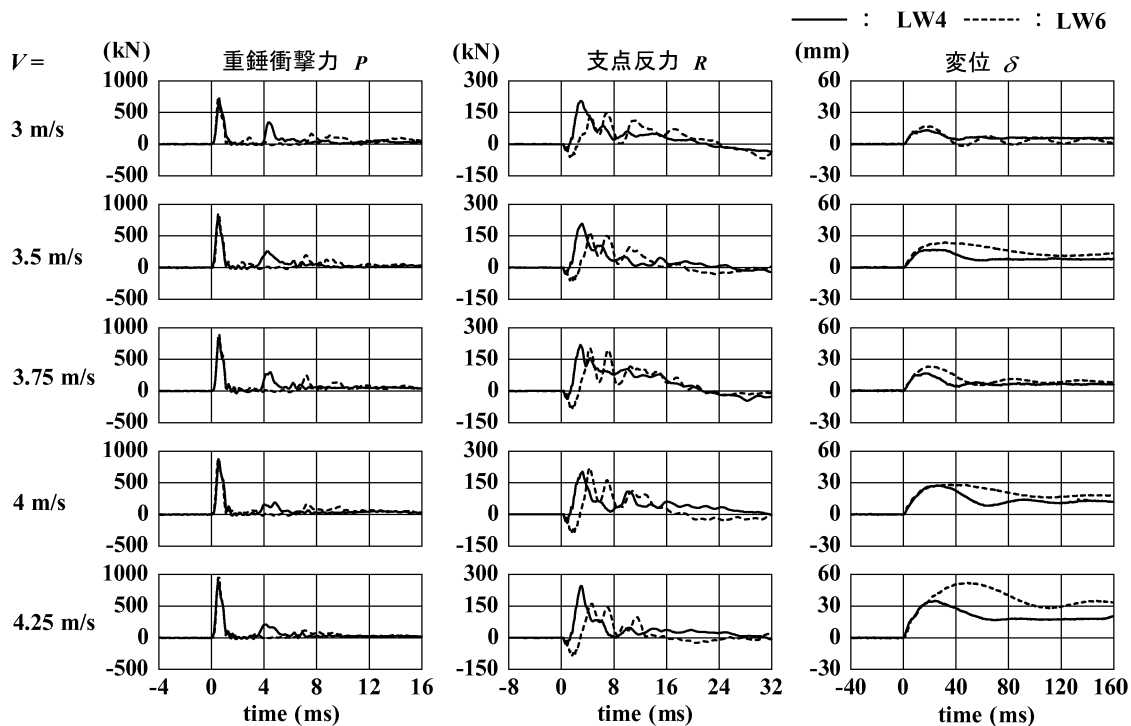


図-2 重錘衝撃力、支点反力および変位波形

測定項目は、重錘衝撃力 P 、合支点反力 R （以後、支点反力）および载荷点変位 δ （以後、変位）波形である。実験終了後には、RC 梁側面に生じたひび割れをスケッチしている。

3. 衝撃実験結果および考察

3.1 重錘衝撃力、支点反力および変位波形

図-2 には、LW4 梁と LW6 梁の重錘衝撃力 P 、支点反力 R および変位 δ に関する応答波形を衝突速度 V 毎に示している。ここでは、スパン長の違いが RC 梁の衝撃挙動に与える影響も検討するため、純スパン長が 2 m (LW4) と 3 m (LW6) の場合の結果を比較して示している。なお、時間軸は、重錘衝撃力の立ち上がり時点を 0 ms として整理している。

両梁の重錘衝撃力波形 P は、衝撃初期には衝突速度 V の大きさにかかわらず継続時間が 1 ms 程度の正弦半波（第 1 波）の分布性状を示している。その後、荷重がほぼ零の状態が数 ms 継続した後、振幅が第 1 波に比べて小さな第 2 波が励起されている。第 1 波目の振幅および継続時間は両梁でほぼ同一である。また、第 2 波目の振幅の大きさや立ち上がり時間には両梁で

差異が見られ、スパン長が短く、せん断スパン比およびせん断余裕度の小さい LW4 梁で振幅が大きく、立ち上がり時間も早い。これは、RC 梁のスパン長が異なることによる梁の固有振動周期の違いに起因しているものと判断される。

両梁の支点反力波形 R は、 V の大きさにかかわらず、15 ~ 30 ms 程度の継続時間を有する三角形状の波形に周期が数 ms 程度の波形成分が合成された分布性状を示している。このように、支点反力波形 R には、重錘衝撃力波形 P に見られた第 1 波と第 2 波の形成は見られない。なお、波動の継続時間は、両梁とも V の増加に伴い徐々に長くなる傾向にあることが分かる。これは、後述する変位波形 δ の場合と対応しており、RC 梁の塑性化が V の増加とともに進行していることを示唆している。波動の立ち上がり時間を比較すると、LW4 梁が LW6 梁よりも早いことが分かる。これは、スパン長の違いにより主波動の支点への到達時間が異なることによるものと推察される。また、最大値は LW4 梁の場合で若干大きく示されている。

変位波形 δ の結果から、いずれの梁も衝突速度 V の増加に伴い最大値が大きかつ周期が

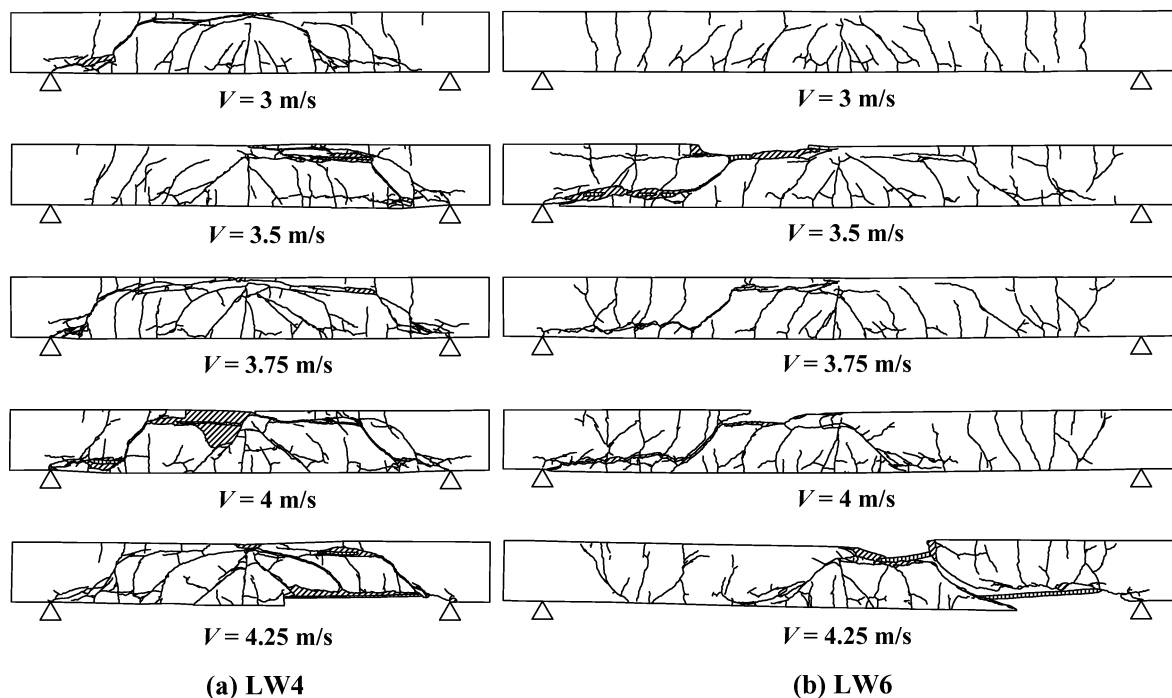


図-3 ひび割れ分布性状

延びており、RC 梁の塑性化が進行していることが分かる。両梁を比較すると、 $V = 3 \text{ m/s}$ 時点では、荷重載荷時の 40 ms 間は同様の振幅、継続時間を示している。その後、LW4 梁はほとんど振動性状を示さず残留している。一方、LW6 梁は減衰振動を呈し残留変位値に漸近している。 $V \geq 3.5 \text{ m/s}$ において、LW4 梁は衝突速度の増加に伴い荷重載荷時の継続時間が長くなる傾向を示している。 $V = 4.25 \text{ m/s}$ 時には荷重除荷後、振動状態を示さずに変位が残留している。これは、下端鉄筋とコンクリートの付着切れが広域的に発生し、鉄筋のみで抵抗していることによるものと推察される。LW6 梁の場合は、LW4 梁に比較して主波動継続時間が長く示されている。また、LW6 梁の $V = 3.5 \text{ m/s}$ 、 4 m/s における主波動継続時間は、これらの前後の衝突速度の場合と比較して長く、ほとんど振動していないことが分かる。これは、重錘衝突面近傍でコンクリートがブロック化して剥落し剛性が低下したことによるものと考えられる。

3.2 ひび割れ分布性状

図-3 には、実験終了後の LW4 梁および LW6 梁のひび割れ分布性状を衝突速度 V 毎に示している。せん断スパン比の違いに着目すると、

$V = 3 \text{ m/s}$ 時においては、LW4 梁は荷重点部から支点部に向けて進展するアーチ状のひび割れが形成されせん断破壊型を呈していることが分かる。一方、LW6 梁には、前述したアーチ状のひび割れは形成されず、スパン全域に渡って曲げひび割れが形成されている。これより、この衝突速度の時点では未だ曲げ型の応答性状が支配的であることが伺える。

$V = 3.5 \sim 4 \text{ m/s}$ において、LW4 梁のひび割れ分布性状は、アーチ状のひび割れがより明瞭に形成され、かつ荷重点部や支点部にはコンクリートの剥落も見られ、RC 梁の損傷が顕著化していることが分かる。一方、LW6 梁は、 $V = 3 \text{ m/s}$ の場合と同様に曲げひび割れが発生している。しかしながら、この衝突速度では梁の腹部で斜めひび割れが明瞭に発生し、このひび割れが主鉄筋に沿った割裂ひび割れとなって支点まで進展しており、LW6 梁も明らかにせん断破壊していることが分かる。

いずれの梁においても、 $V = 3.5 \text{ m/s}$ および 4 m/s においてコンクリートの剥落が見られ、終局に至っていることが推察される。しかしながら、 $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時点ではせん断破壊型のひび割れが顕在化しているものの、コンクリートの

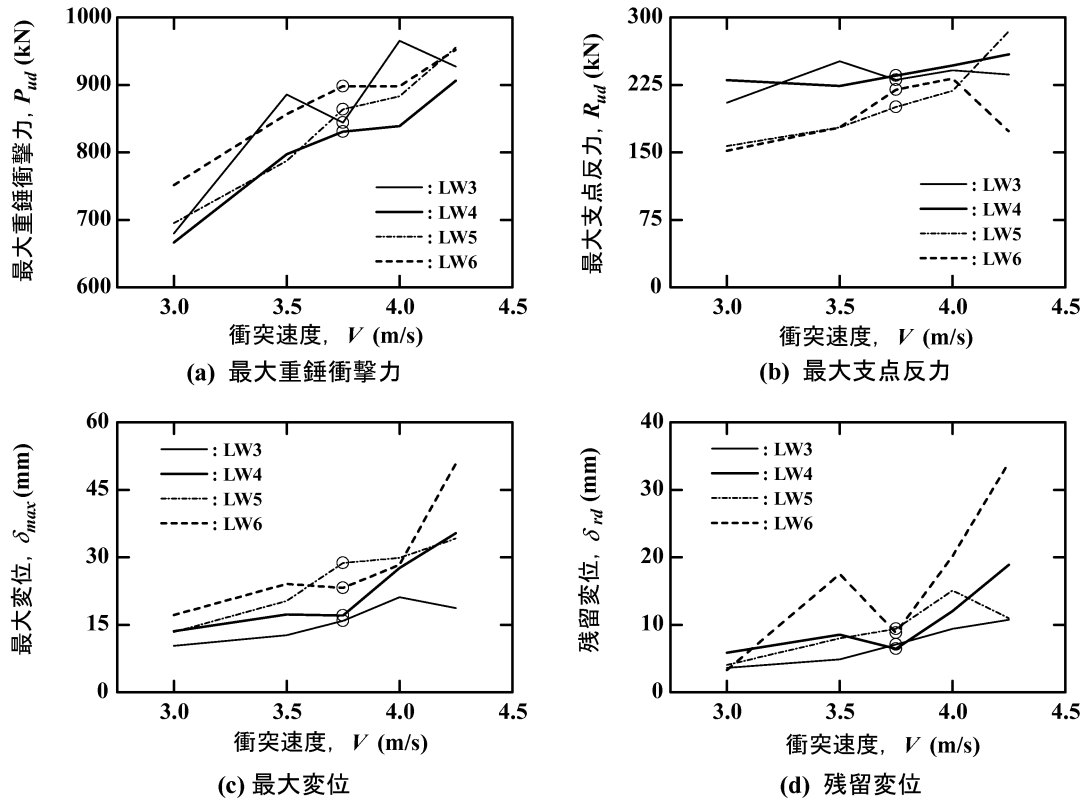


図-4 各種応答値

剥落は生じていない。これより、本論文では以後 $V = 3.5 \sim 4 \text{ m/s}$ の平均として $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時点を終局と仮定し議論を進めることとする。なお、他の LW3, LW5 梁の場合も同様の傾向を示していることを確認していることより、 $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時点を終局とする。

3.3 各種応答値と衝突速度の関係

図-4 には、各 RC 梁の最大重錘衝撃力 P_{ud} 、最大支点反力 R_{ud} 、最大変位 δ_{max} および残留変位 δ_{rd} と衝突速度 V の関係を示している。なお、終局時点である $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時の値には○印を記している。

最大重錘衝撃力 P_{ud} に関しては、せん断スパン比が最も小さい LW3 梁を除くと、せん断スパン比の増大と共に P_{ud} も増加傾向にあることが分かる。LW3 梁の場合には、 $V = 3 \text{ m/s}$ 時において、支点近傍まで達するアーチ状のひび割れを確認しており、静載荷時のせん断耐力が計算耐力を大幅に上回ったことと同様に、せん断スパン比が小さいことによるディープビーム的な挙動を示したことによるものと推察される。

なお、 $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時に値が減少したのは載荷点部のコンクリートが剥落したことによるものと考えられる。

最大支点反力 R_{ud} に関しては、衝突速度 V が小さい領域では、せん断スパン比が大きい場合に R_{ud} が小さくなる傾向にあることが分かる。これは、せん断スパン比が大きい場合には、せん断ひび割れと共に曲げひび割れも顕在化する傾向にあることや、主波動伝播時のエネルギー損失が大きくなることによるものと考えられる。しかしながら、終局時点ではいずれの梁も類似の値を示しており、せん断スパン比によらず同程度の最大支点反力を示すことが分かる。

最大変位 δ_{max} は、せん断スパン比の大きさにほぼ対応して大きくなる傾向を示している。残留変位 δ_{rd} は、LW6 梁を除き各衝突速度に対して各梁とも大差のない値を示している。LW6 梁の場合には、 $V = 3.5 \text{ m/s}$ 、 4.25 m/s 時に大きな残留変位を示している。これは、図-3 のひび割れ分布性状からも明らかのように、ブロック化した大きなコンクリート塊が剥落し、かつ

表-4 終局時における各種応答値一覧 ($V = 3.75 \text{ m/s}$)

試験体名	入力エネルギー E_k (kJ)	最大重錘衝撃力 P_{ud} (kN)	最大支点反力 R_{ud} (kN)	最大変位 δ_{max} (mm)	残留変位 δ_{rd} (mm)	吸収エネルギー E_a (kJ)	耐力比 R_{ud} / P_{us}	エネルギー比 E_a / E_k
LW3	2.11	843.9	230.7	15.9	7.1	1.67	1.62	0.79
LW4		830.8	235.3	17.1	6.4	1.47	2.31	0.70
LW5		863.9	200.6	28.7	9.4	1.34	2.22	0.64
LW6		898.0	219.6	23.2	8.8	1.49	2.33	0.71

割裂ひび割れも進展することにより、鉄筋とコンクリートが分離して鉄筋のみで抵抗する傾向にあることによるものと考えられる。

3.4 終局時における応答値の比較

ここでは、上述の議論より、各梁の終局時点を衝突速度 $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時点とし、各梁の耐衝撃性を検討する。また、図-2 から明らかのように、支点反力波形と変位波形とは位相差も少なくかつ共に低周波成分が卓越していることより、ここでは支点反力が静載荷時の載荷荷重と類似の特性を示すものと仮定し、終局時の最大支点反力を衝撃耐力として評価することとする。表-4 には、両梁の終局時における各種応答値を示している。表中、耐力比は最大支点反力を実測静的せん断耐力で除した値であり、エネルギー比は試験体が吸収したエネルギー量を入力エネルギー量 ($E_k = MV^2 / 2$, M ; 重錘質量) で除した値である。なお、吸収エネルギーは、支点反力-載荷点変位 ($R-\delta$) 曲線の第1象限を用いて評価している。

ここで、ディープビーム的な挙動を示していると考えられる LW3 梁を除いて、耐力比 R_{ud} / P_{us} 、エネルギー比 E_a / E_k を比較すると、それらの値はせん断スパン比の大小によらず大略類似であり、平均値は 2.29, 0.68 となる。

4. まとめ

本研究では、軽量コンクリートを用いたせん断補強筋を有しないせん断破壊型 RC 梁の衝撃耐荷性状を検討するため、同一断面形状を有しせん断スパン比の異なる軽量コンクリート RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を実施した。本実

験結果を要約すると、以下のとおりである。

- 1) 重錘衝撃力、支点反力波形は、せん断スパン比にかかわらず類似の分布性状を示す。
- 2) せん断スパン比が3の場合には、静・衝撃載荷時共に、ディープビーム的な挙動を示し耐力が向上する傾向を示す。
- 3) せん断スパン比が4～6においては類似の耐衝撃性状を示し、終局時の耐力比および吸収エネルギー比はそれぞれ 2.30, 0.70 前後の値となる。

参考文献

- 1) 人工軽量骨材アサノライト, 太平洋マテリアル (株)
- 2) 岡本享久, 早野博幸, 柴田辰正: 超軽量コンクリート, コンクリート工学, Vol.36, No.1, pp.48-52, 1998.1
- 3) 二羽淳一郎, 岡本享久, 前堀伸平: 高品質軽量コンクリートの構造部材への適用, コンクリート工学, Vol.38, No.12, pp.3-9, 2000.12
- 4) 竹本伸一, 岸 徳光, 安藤智啓, 松岡健一: 高性能軽量コンクリートを用いた曲げ破壊型 RC 梁の耐衝撃挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.1339-1344, 2001.6
- 5) 岸 徳光, 安藤智啓, 松岡健一, 竹本伸一: 高性能軽量コンクリートを用いた曲げ破壊型 RC 梁に関する弾塑性衝撃応答解析, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.1267-1277, 2003.3
- 6) コンクリート標準示方書 (平成 14 年制定) 設計編, 土木学会, 2002.