

せん断補強筋のない軽量コンクリート RC 梁 に関する重錘落下衝撃挙動解析

IMPACT RESPONSE ANALYSIS OF LIGHT-WEIGHT RC BEAMS WITHOUT STIRRUP

岸 徳光*, 竹本伸一**, 三上 浩***, 南波宏介****

Norimitsu KISHI, Shin-ichi TAKEMOTO, Hiroshi MIKAMI and Kosuke NAMBA

*工博 室蘭工業大学教授 建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)
**博工 ドーピー建設工業 (株) 統括部長 (〒060-0001 札幌市中央区北 1 条西 6 丁目 2 番)
***博工 三井住友建設 (株) 技術研究所 主席研究員 (〒270-0132 千葉県流山市駒木 518-1)
****室蘭工業大学大学院 建設システム工学専攻 (〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

キーワード： 軽量コンクリート, RC 梁, 衝撃応答解析, 重錘落下衝撃実験
(light-weight concrete, RC beam, impact response analysis, falling-weight impact test)

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, 新しい材料の開発やその適用性検討が盛んに行われている。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 (以後, 軽量コンクリート) がある。これまでも, 軽量コンクリートは各種鉄筋コンクリート (RC) 構造物への適用を目的に, 梁や柱部材の静的な曲げおよびせん断耐力性状に関する実験的・解析的研究が既に行われている。一方, 軽量コンクリートは耐衝撃用途構造物への応用も考えられ, 著者らは曲げ破壊型 RC 梁を対象とした重錘落下衝撃実験を実施している。その結果, 普通コンクリートを用いる場合と同程度の曲げ耐衝撃性状を期待できることが明らかとなっている。しかしながら, 合理的に RC 梁の耐衝撃設計を実施するためには, 曲げ耐力のみならずせん断耐力評価法も確立しなければならない。また, せん断破壊型 RC 梁の場合には, 衝撃荷重重載荷時の破壊が脆性的であるため繰り返し載荷法による評価が困難であり, また同一断面に対しても入力エネルギーを種々変化させた多くの実験を実施しなければならない。これより, 衝撃荷重重載荷時のせん断耐力評価法の確立に向けた検討を効率的に行うためには, 実験的研究は数値解析的研究の援用の

下に効率的に実施されなければならないものと判断される。そのためには, 第 1 にせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃挙動に関する解析手法の確立が望まれる。

このような観点より, 本研究では, 上述のこれまでに著者らによって検討されてきた数値解析手法を踏襲して, せん断破壊型軽量コンクリート RC 梁の耐衝撃挙動を精度良く評価可能な簡易かつ合理的な数値解析手法を確立することを目的として, 静載荷時にせん断破壊で終局に至るせん断補強筋のない軽量コンクリート RC 梁を対象に 3 次元有限要素法による弾塑性衝撃応答解析を試み, 実験結果と比較することによってその妥当性を検討した。なお, 本数値解析には, 陽解法に基づく非線形動的構造解析用汎用コード LS-DYNA (ver.960) を用いている。

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

本研究では, 著者らによって過去に実施された軽量コンクリートを用いたせん断破壊型 RC 梁に関する重錘落下衝撃実験結果を用いて, 提案の数値解析手法の妥当性を検討することとする。

本数値解析で対象とした軽量コンクリート RC 梁は, 断面の形状寸法, 軸方向鉄筋比が同一で純スパン長のみ異なる 4 種類の試験体である。試験体の断面寸法 (梁幅×梁高) はいずれも 200×300 mm

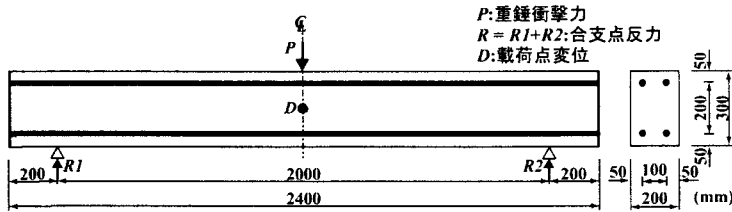


図-1 試験体の形状寸法 (LW4 梁)

表-1 静的設計値一覧

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	衝突速度 V (m/s)
LW3	0.015	1.5	3.0	80.7	175.1	0.46	3.35.
LW4		2.0	4.0		131.3	0.61	
LW5		2.5	5.0		105.0	0.77	
LW6		3.0	6.0		87.6	0.92	

表-2 コンクリートの力学的特性値

実験時材令 (日)	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
52	41.8	2.53	21.1	0.21

表-3 鉄筋の力学的特性値

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

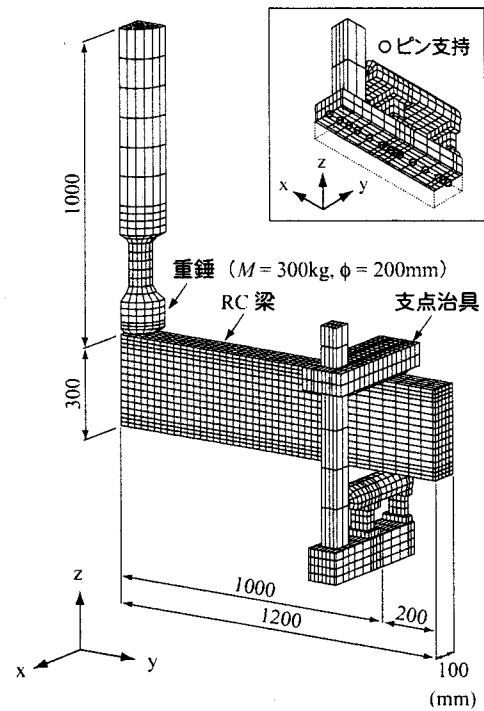


図-2 有限要素モデル (例: LW4 梁)

であり、純スパン長は 1.5 m, 2 m, 2.5 m, 3 m の 4 種類である。図-1 には、軽量コンクリート RC 梁の形状寸法および配筋状況の一例を測定項目と合わせて示している。軸方向鉄筋は D22-SD345 をいずれも芯かぶり 50 mm の位置に配筋し、梁両端面で厚さ 9 mm の定着鋼板に溶接して、その定着長を節約している。

表-1 には、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。表中の計算せん断耐力 V_{usc} 、計算曲げ耐力 P_{usc} はいずれもコンクリート標準示方書に準拠して算出している。特に V_{usc} の値は上述の示方書に則して計算値の 70% に低減して評価している。また、せん断余裕度 α は、 V_{usc} を P_{usc} で除した値である。いずれの梁も $\alpha < 1.0$ であることから、本 RC 梁は、静載荷時には設計的にせん断破壊型で終局に至ることが想定される。なお、各耐力値は表-2 および表-3 に示しているコンクリートおよび鉄筋の力学的特性値を用いて算出している。

このような状況下で、本研究では、各断面寸法を有する RC 梁の衝撃荷重載荷時における最大耐力を求めるために、300 kg 鋼製円柱重錘を用いて衝突速度 V を 3 m/s から 4.25 m/s までの 5 段階に変化させ

た、単一の重錘落下衝撃実験を実施している。

3. 数値解析および仮定

3.1 数値解析モデル

図-2 には、一例として LW4 梁に関する有限要素モデルを示している。解析対象は、RC 梁の対称性を考慮してスパン方向および断面方向に 2 等分した 1/4 モデルである。適用した要素タイプは、鉄筋要素も含めて全て 8 節点あるいは 6 節点の 3 次元固体要素である。

RC 梁部は実験に用いた梁の形状寸法に基づき忠実にモデル化している。ただし、軸方向鉄筋は公称断面積と等価な正方形要素として簡略化している。支点治具部は、ロードセルや跳ね上がり防止用治具も含め、実構造に即してモデル化し、支点の底部には実験時と同様に治具全体の x 軸回りの回転のみを許容するように境界条件を設定している (図-2)。

要素の積分点数は 1 点積分を基本としているが、軸方向鉄筋に関しては断面方向に 1 要素でモデル化しているため、解析精度を考慮して 8 点積分としている。コンクリートと重錘および支点治具の要素間には、面と面との接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面を定義している。また、コンクリートと軸方向鉄筋要素間には、完全付着を仮定している。衝撃

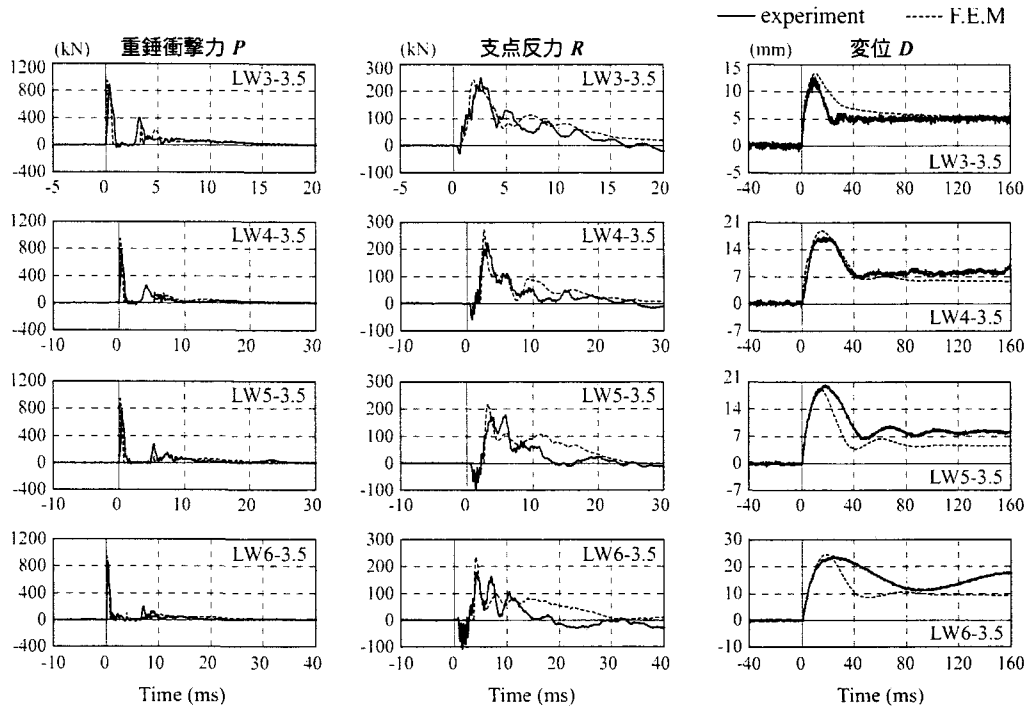


図-3 各応答波形に関する解析結果と実験結果の比較図

荷重は、重錘要素の全節点に設定した衝突速度を付加することによりRC梁上に設置した形で与えている。

3.2 材料物性モデル

コンクリート要素に用いた物性モデルは、圧縮側に対しては折線近似による相当応力-相当歪関係、引張側に対しては破壊圧力に達した段階で引張力を伝達しないとする弾塑性体モデルである。本研究では、相当歪が $1,500\mu$ に達した状態でコンクリートが降伏するものと仮定し、完全弾塑性体のバイリニア型にモデル化した。引張側の破壊圧力に関しては、普通コンクリートの場合で圧縮強度の1/10と仮定したが、本実験に用いられている軽量コンクリートの場合には、予備解析を実施し、圧縮強度の1/16と仮定している。なお、降伏の判定には von Mises の降伏条件式を採用している。一方、軸方向鉄筋要素に用いた物性モデルは、降伏後の塑性硬化係数 H' を考慮した等方弾塑性体モデルである。降伏応力 σ_s 、弾性係数 E_s およびポアソン比 ν_s には、表-3 に示されている値を採用している。降伏の判定は、ここでも von Mises の降伏条件に従うこととした。また、塑性硬化係数 H' は、弾性係数 E_s の1%と仮定している。また、重錘、支点治具および定着鋼板の要素に関しては弾性体モデルを適用している。これらの要素の弾性係数 E 、ポアソン比 ν には公称値を用い

ることとし、それぞれ $E = 206 \text{ GPa}$ 、 $\nu = 0.3$ と仮定している。

4. 数値解析結果と実験結果の比較

4.1 重錘衝撃力、支点反力および変位波形

図-3には、衝突速度 $V = 3.5 \text{ m/s}$ における LW3、LW4、LW5 および LW6 梁の重錘衝撃力 P 、支点反力 R および変位 D の各応答波形に関する数値解析結果を、実験結果と比較して示している。また、図-4には、既往の研究¹⁾を踏襲し、実験終了後のひび割れ分布を最大変位時近傍の最大主応力分布図を示している。第1主応力分布図における白色分布は第1主応力が零応力であることを表しており、大きな応力が発生する領域において白色分布を示す場合には、ひび割れが発生していることを意味している。

最初に、重錘衝撃力波形 P について見ると、数値解析結果と実験結果は、いずれの試験体に関しても波形の立ち上がりから減衰に至るまで両者で非常に良く対応していることがわかる。すなわち、両波形は衝撃初期における振幅が大きく継続時間の短い波形成分と、その後励起される振幅が小さく継続時間の比較的長い波形成分の2波から成る分布性状を示している。支点反力波形 R について見ると、数値解析結果と実験結果は負反力成分を除き高周波成分も含め両者で比較的良く対応していることがわかる。

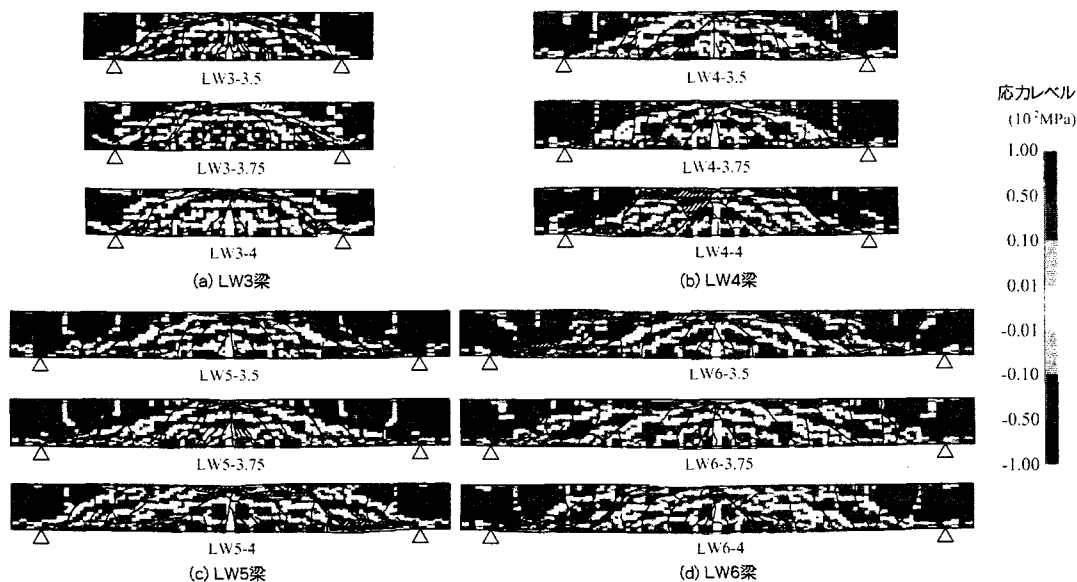


図-4 最大変位発生時近傍の第1主応力分布と実験終了後のコンクリートのひび割れ分布

ただし、LW5-3.5、LW6-3.5 梁は、最大支点反力発生後の波形分布性状に関して解析結果と実験結果に差異が生じている。これは、図-4に示されているように、実験結果の斜めひび割れ発生とともに上縁コンクリートの剥離・剥落や下縁かぶり部の割裂ひび割れの発生によって軸方向鉄筋のみでせん断力に抵抗する性状を数値解析において再現できないためと推察される。変位波形 D を見ると、立ち上がりから最大応答値程度までの波動は、両者で比較的良く対応していることが分かる。また、最大応答値以降から残留変位に至る波動に関しては、著しい破壊に至る場合を除き、大略類似した傾向を示している。

これより、梁下面のコンクリートが剥落するような著しい破壊に至る場合を除き、本数値解析手法を適用することによって各応答波形を大略評価可能であることが明らかとなった。

4.2 各応答波形の最大値

図-5には、全試験体の各最大応答値を数値解析結果と実験結果と比較して示している。図中の 45° 勾配を有する実線は、数値解析と実験結果が一致していることを意味している。すなわち、この実線より下側の領域は実験結果が大きいことを、上側の領域は数値解析結果が大きいことを表している。また、破線は両結果に対する誤差幅を表している。

図-5(a)の最大重錘衝撃力について見ると、いずれの試験体も数値解析結果が実験結果に比べて大きく示されている。しかしながら、その差はいずれの試験体の場合においてもほぼ15%以下と比較的小

さい。図-5(b)の最大支点反力に関しては、著しい損傷を受けている LW5-4.25 梁の場合で実験結果が若干大きく示されているもののその差は20%以下であり、その他の梁は解析結果が実験結果より大きくなる傾向を示している。しかしながらその差もほぼ20%以下である。図-5(c)の最大変位に関しては、支点近傍部の軸方向鉄筋が大きく塑性変形し、かつ梁下面のコンクリートが剥落した LW6-4.25 試験体を除き、解析結果と実験結果の差は20%以下となっている。誤差はせん断スパン比が小さい場合は実験結果が解析結果より大きく、せん断スパン比が大きい場合には解析結果が実験結果より大きくなる傾向を示しているようである。

以上より、本数値解析手法を用いることにより、最大重錘衝撃力は15%程度以下の誤差幅で工学的に安全側で評価可能であり、最大支点反力および最大応答変位においても20%程度以下の誤差幅で評価可能であることが明らかとなった。

4.3 せん断スパン比毎の最大応答値の比較

図-6には、各せん断スパン比毎の最大応答値の解析結果を実験結果と比較して示している。

図-6(a)の最大重錘衝撃力に関しては、いずれのせん断スパン比に対しても衝突速度に対応して増加傾向にあり、かつ解析結果が実験結果より大きい値を示している。その差異は衝突速度にかかわらず同程度の衝撃力値である。従って、衝突速度が大きいほど誤差割合は小さく評価されるものと考えられる。

図-6(b)の最大支点反力に関しては、せん断スバ

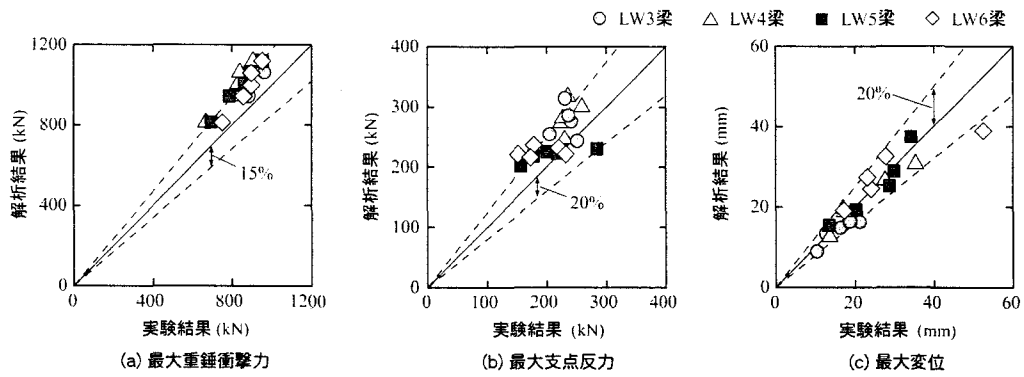


図-5 各最大応答値に関する比較

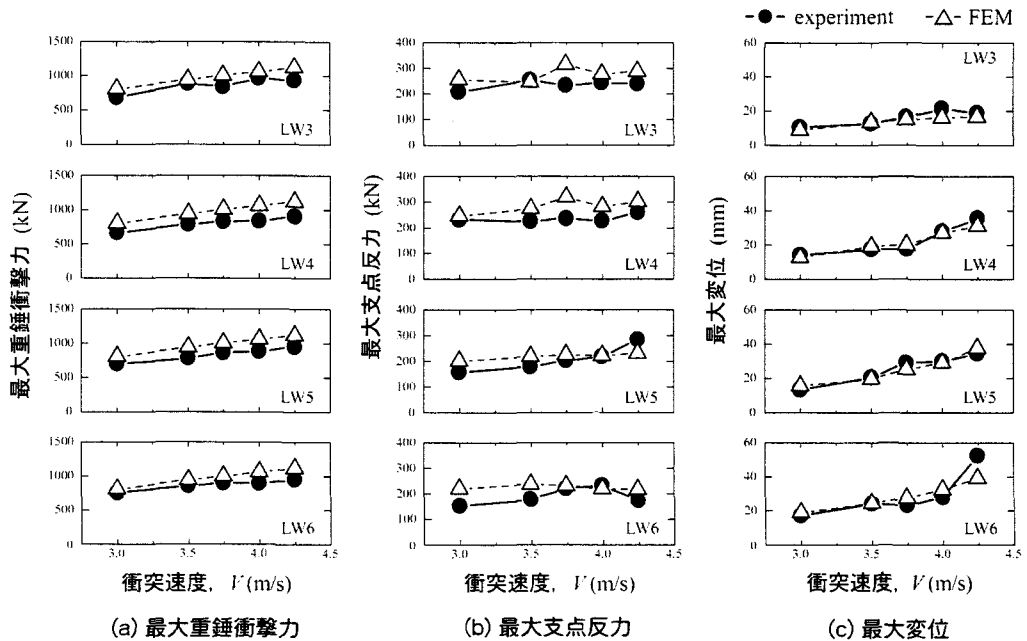


図-6 各最大応答値と衝突速度の関係図

ン比の小さい LW3, 4 梁の場合にはほぼ解析結果が実験結果より大きくなる傾向を示している。一方、せん断スパン比の大きい LW5, 6 梁の場合には、解析結果と実験結果で分布性状が異なっている。すなわち、解析結果の場合には、衝突速度 V の大きにかかわらず同程度の値を示している。一方、実験結果において、LW5 梁の場合は V の増加とともに大きくなる傾向を示し、LW6 梁の場合は $V = 4 \text{ m/s}$ までは V の増加とともに大きくなる傾向を示しているが、 $V = 4.25 \text{ m/s}$ では減少している。

また、LW3, 4 梁の $V = 3.75 \text{ m/s}$ における解析結果は $V = 3.5 \text{ m/s}$, 4 m/s 時における値よりも大きく、かつ実験結果とも最も差が大きい。これは、後述の梁側面におけるひび割れ分布特性からも明らかなように、 $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時の解析結果ではスパン中央部に発生する曲げひび割れも $V = 4 \text{ m/s}$ 時の場合よりも明

確ではなく、アーチ作用が卓越したよりせん断破壊型の状態を示している。これに対して $V = 4 \text{ m/s}$ 時の場合には、曲げひび割れの発生とともに下端鉄筋に沿う割裂ひび割れも発生していることから、 $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時に比して耐力が小さく評価されたものと推察される。また実験結果との差は、図-4 から明らかなように、実験結果では $V = 3.75 \text{ m/s}$ 時においても上端鉄筋に沿う割裂ひび割れが発生しているのに対して、数値解析ではこの挙動が再現できていないことによるものと推察される。

図-5(c)の最大変位に関してはせん断スパン比の大小にかかわらず衝突速度が大きく損傷が著しい LW6-4.25 梁の場合を除いて、解析結果と実験結果はほぼ対応していることが分かる。

以上より、提案の数値解析手法を用いることにより、最大重錘衝撃力や最大変位に関してはせん断ス

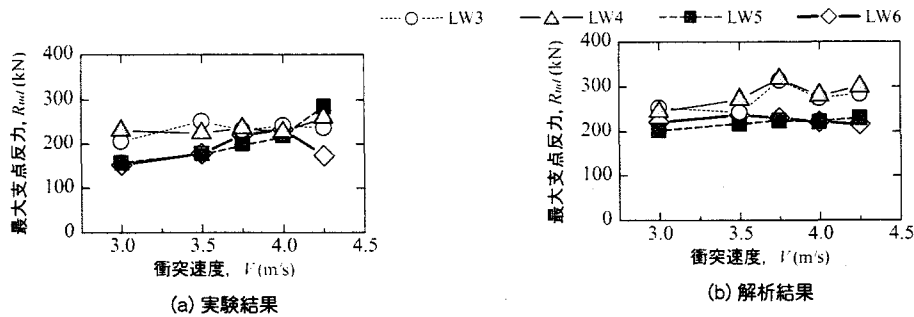


図-7 最大支点反力と衝突速度の関係

パン比を変化させた場合の各衝突速度に対する実験結果の分布特性を損なわずに評価可能であることが明らかになった。一方、最大支点反力に関しては上端筋に沿う割裂ひび割れやそれに起因するコンクリートブロックの剥離、剥落傾向を評価できないために、衝突速度毎の分布に若干差異を生じる傾向にあることが明らかになった。

4.4 衝撃せん断耐力評価

前述のように、最大重錘衝撃力は、RC梁の損傷の程度にかかわらず衝突速度の増加に対応して増加する傾向を示すことが明らかになっている。従って、最大重錘衝撃力を衝撃荷重載荷時のせん断耐力として用いることは、設計的に危険側の評価を与えることとなる。これに対して、最大支点反力の場合には、実験結果および数値解析結果とも衝突速度に対して一定値を示す傾向にある。また、支点反力波形の場合には、載荷点から離れていることにより重錘衝突時の局所応答の影響が小さく、梁全体としての応答が卓越するものと推察される。これより、本論文では曲げ破壊型RC梁の耐力評価時と同様に、最大支点反力値を用いて評価することとする。

図-7には、実験の結果と数値解析結果の各衝突速度における最大支点反力値を比較して示している。前述のように、実験結果に関してはRC梁の損傷状態も考慮に入れて衝突速度 $V = 3.5 \sim 3.75$ m/s 時に限界せん断耐力が発生するものとする。この時の全梁の平均耐力を求めると 215 kN となる。一方、数値解析結果の場合には、せん断スパン比の小さい LW3 梁、LW4 梁がせん断スパン比の大きい LW5、6 梁の場合よりも大きい値を示している。これは、せん断スパン比が小さい場合、衝撃力が直接支点到達していることが考えられ、純粋に断面における耐力とすることはできない。また、逆に小さい値を用いる方が設計工学的に安全側の解を与えることより、ここでは、せん断スパン比が大きく、支点的影

響が小さい LW5、6 梁の最大支点反力を用いて評価することとする。LW5、6 梁の場合には、それぞれ $V = 3.50, 3.75$ m/s で極大の最大支点反力値を示していることより、両梁の $V = 3.50$ m/s と 3.75 m/s 時における最大支点反力の平均値をせん断耐力として評価することとすると 227 kN となる。

これより、数値解析によって評価された衝撃荷重載荷時のせん断耐力は損傷の程度は異なるものの、実験結果より得られた耐力とよく対応していることが明らかになった。この時の静的耐力に対する割合は計算せん断耐力 V_{usc} に対して 2.8 程度となる。

以上より、軽量コンクリートを用いたせん断補強筋のない RC 梁の衝撃荷重載荷時におけるせん断耐力は、提案の数値解析手法を用い、せん断スパン比を 5 以上として解析することにより、安全側で適切に評価可能であることが明らかとなった。

5. まとめ

以上、本研究において、提案された本数値解析手法を用いることにより、得られた結果を要約すると、

- 1) 各応答波形は梁下面のコンクリートが剥落するような著しい破壊に至る場合を除き、本数値解析手法により大略推定可能である。
- 2) 梁下面のコンクリートが剥落するような著しい破壊に至る場合を除き、最大重錘衝撃力は 15% 程度、また最大支点反力および最大応答変位は 20% 程度の誤差幅で評価可能である。
- 3) せん断スパン比を 5 以上として解析することにより、安全側で衝撃荷重載荷時のせん断耐力を評価可能である。

参考文献

- 1) 岸 徳光, 三上 浩, 安藤智啓, 松岡健一: せん断補強筋を有するせん断破壊型 RC 梁の衝撃挙動に関する数値シミュレーション, 構造工学論文集, Vol.48A, 2002.3, pp.1555-1565