

単一載荷を受けるせん断補強筋量の異なるせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃挙動

Impact Resistant Behavior of Shear-Failure Type RC Beams with Various Shear Rebar Volume under Single Impact Loading

三井建設(株)	フェロー	三上 浩 (Hiroshi Mikami)
室蘭工業大学	正 員	岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
室蘭工業大学	正 員	安藤 智啓 (Tomohiro Ando)
室蘭工業大学	○ 学生員	盛田 行彦 (Yukihiko Morita)

1. はじめに

著者らは、現在せん断破壊型鉄筋コンクリート(RC)梁の耐衝撃性に関する研究を継続して行っている。第1段階として静載荷時の設計概念に基づき、せん断補強筋を有しない場合の耐衝撃性に着目して検討を行い、その耐衝撃性を実験的に明らかにし、簡易かつ合理的な耐衝撃設計法を提案している¹⁾。しかしながら、せん断補強筋を有する場合の耐衝撃性に関しては、繰り返し載荷によるせん断補強筋量の影響や断面寸法の影響に着目した検討のみが行われているだけで、より実現象に即した単一載荷方法を採用した場合の検討は十分に行われていない。

このような観点より、本研究では、せん断補強筋を有するせん断破壊型 RC 梁を対象に単一衝撃荷重載荷時における耐衝撃性を検討することを目的として、せん断補強筋量の異なる3種類の RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を行った。

2. 実験概要

図-1には、実験に用いた RC 梁の形状寸法および配筋状況の一例を示している。実験に用いた A, B, C 試験体は、形状寸法(梁幅×梁高×純スパン長)が全て $200 \times 400 \times 2,000$ mm の複鉄筋矩形 RC 梁で、A 試験体はせん断補強筋を配筋していない場合、B, C 試験体はそれぞれ 150, 75 mm 間隔にせん断補強筋(D6)を配筋した場合としている。また、軸方向鉄筋(D35)は梁端面に設置した厚さ 22 mm の鋼板に溶接することにより、その定着長を節約している。

実験は、RC 梁のスパン中央部に質量 400 kg の円柱状

鋼製重錘を所定の高さから自由落下させることにより行っている。用いた重錘は、載荷点部の直径が 150 mm であり、その底部には衝突時の片当たりを防止するために高さ 2 mm のテーパが施されている。試験体はリバウンド防止用治具付の支点治具上に設置している。支点治具全体は RC 梁の回転のみを許容するピン支持に近い構造となっている。なお、測定項目は、重錘衝撃力 P 、合支点反力 R (以下、支点反力)、載荷点変位 δ (以下、変位) およびせん断補強筋歪 ϵ (150 mm ピッチで貼付) である。

表-1には、本実験に用いた試験体の設計値一覧を示している。表中の静的せん断耐力 V_{usc} および静的曲げ耐力 P_{usc} は、土木学会コンクリート標準示方書²⁾に基づき算定している。せん断余裕度 α は、この V_{usc} を P_{usc} で除した値であり、 $\alpha < 1.0$ は静載荷時に RC 梁がせん断破壊することを意味している。衝突速度 V には、C 試験体の場合には 0.9 m/s から本装置の使用限界である $V = 10.2$ m/s までを設定している。A, B 試験体の場合には梁の損傷が著しくなった表中の最終衝突速度までを設定している。表-2および表-3には、実験時のコンクリートおよび鉄筋の力学的特性を示している。

3. 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の応答波形

図-2には、各衝突速度における重錘衝撃力 P 、支点反力 R および変位 δ に関する応答波形を示している。また、ここでは重錘衝撃力の立ち上がりより 5 ms 前時間軸を仮定して各応答波形を整理している。

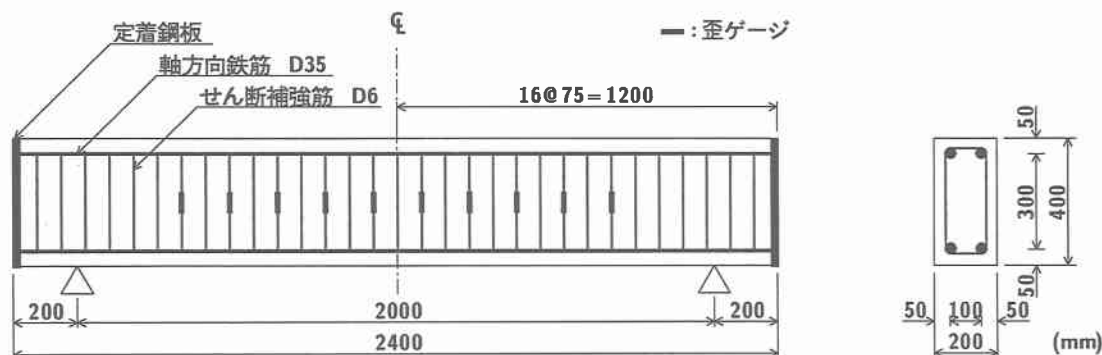


図-1 試験体の形状寸法および配筋状況の一例 (C 試験体)

表－1 試験体の設計値一覧

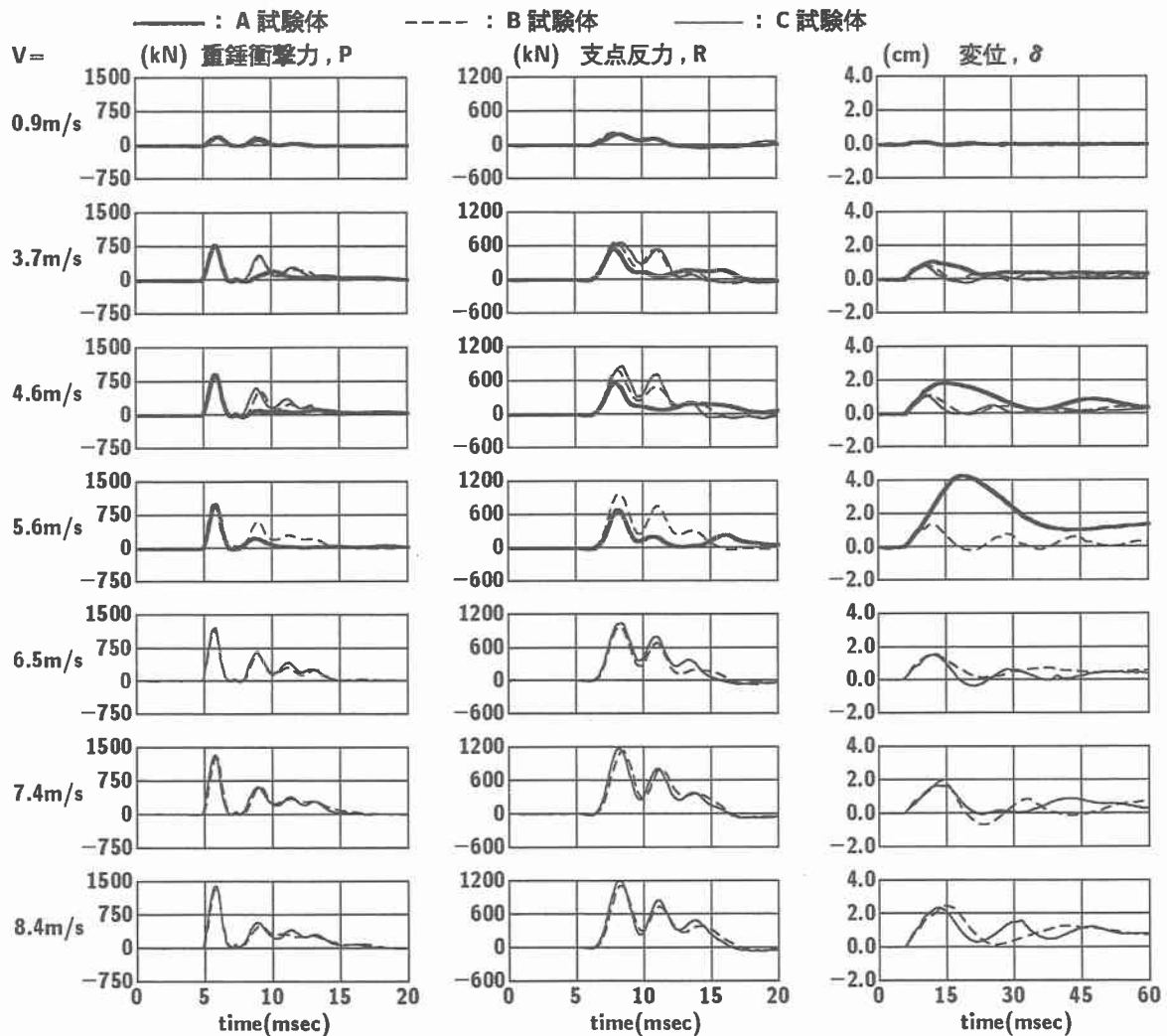
試験体名	主鉄筋比 p_t	せん断 スパン比 a/d	せん断 補強筋比 p_s	静的せん断 耐力 V_{usc} (kN)	静的曲げ 耐力 P_{usc} (kN)	せん断 余裕度 α	衝突速度 V (m/s)
A	0.0273	2.86	0.0	164.6	448.8	0.37	0.9, 3.7, 4.6, 5.6
B			0.00211	253.8		0.57	0.9, 3.7, 4.6, 5.6, 6.5, 7.4, 8.4
C			0.00422	343.0		0.76	0.9, 3.7, 4.6, 6.5, 7.4, 8.4, 9.3, 10.2

表－2 コンクリートの力学的特性

実験時材令 (日)	圧縮強度 f'_c (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c
37	41.2	25.7	0.19

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
D35	SD345	373	206	0.3
D6	SD295A			



図－2 重錘衝撃力、支点反力および変位の応答波形

図より、重錘衝撃力波形 P は、いずれの試験体においても衝突速度 V に関わらず、衝撃初期に振幅が大きく継続時間の短い第1波とその後に励起される振幅が小さく継続時間の比較的長い第2波から成る分布性状を示していることが分かる。また、第1波の振幅および第2波の継続時間は、 V の増加とともに増大していることが分かる。これは後述の支点反力波形や変位波形でも同様に見られる。各試験体の分布性状の差異に着目すると、

A 試験体の2波目の振幅および継続時間が、 $V = 3.7$ m/s 以降で他の試験体のそれと比較して小さくかつ長く示されていることが分かる。これは、せん断補強筋が配筋されていないために、斜めひび割れが発生した後、復元力が低下していることを暗示している。一方、B、C 試験体の場合には、 $V = 8.4$ m/s の比較的衝突速度の大きいレベルまで、両試験体は良く一致した分布性状を示している。なお、いずれの試験体も $V = 3.7$ m/s 時点に載荷点

部から両支点部にアーチ状に進展する斜めひび割れが発生していることを確認している（図-3）。しかしながら、せん断補強筋に関わらず、B,C 試験体では載荷速度 $V = 8.4 \text{ m/s}$ までは同程度の剛性が確保されていることが分かる。

支点反力波形 R は、A 試験体の場合には、衝撃初期の正弦半波に振幅が小さく継続時間の長い波形成分が合成された分布性状を、B,C 試験体の場合には半周期 3 ms 程度の正弦半波が数波合成されたような分布性状を示している。A 試験体と B,C 試験体のこのような分布性状の違いは、前述のように、A 試験体の場合には、せん断補強筋が配筋されていないことより、斜めひび割れの発生に伴いコンクリートの分担するせん断耐力が低減し、梁の塑性化が著しく進行したことに起因していると考えられる。なお、B,C 試験体に関する分布性状は、ここでも衝突速度に関わらずほぼ同様である。

変位波形 δ は全体の時間軸を 60 ms まで考慮して整理している。図より、衝撃荷重載荷時にはいずれの試験体も正弦半波的な分布性状を示しており、荷重除荷後に自由振動状態を呈している。各試験体の応答性状の差異を見ると、A 試験体の場合には $V = 3.7 \text{ m/s}$ 以上の速度で振幅や振動周期が他試験体のそれに比べて大きく示されている。これは、重錘衝撃力波形の第2波目や支点反力波形の性状に対応している。一方、B,C 試験体の場合には $V = 8.4 \text{ m/s}$ において振動周期に若干の差異が見られる。すなわち、B 試験体の振動周期が C 試験体のそれよりも多少長くなっている。これは、重錘衝撃力波形や支点反力波形では明確に示されていないものの、B 試験体の損傷度が C 試験体よりも進行していることを暗示している。

3.2 支点反力と変位の関係

前節の考察より、重錘衝撃力波形の第1波の最大振幅や継続時間に、試験体間の差異がほとんどないことが明らかとなっている。一方、支点反力波形に関しては、その影響が顕著に現れている。これは、重錘衝撃力波形よ

りも支点反力波形を用いることにより、RC 梁の耐衝撃性をより合理的に評価可能であることを示唆している。したがって、以降の考察では衝撃力評価として支点反力のみに着目して検討することとした。

図-4には、各試験体の支点反力と変位の $R-\delta$ 履歴曲線を衝突速度毎に比較して示している。図より、衝突速度 $V = 0.9 \text{ m/s}$ の場合には、各試験体の支点反力 R は変位 δ の増加とともに単調に増大し、最大支点反力値に到達後、初期剛性と同程度の剛性で除荷されていることが分かる。また、 $R-\delta$ 曲線は両者で大略類似した分布を示し、試験体による差異は小さい。しかしながら、斜めひび割れが発生する $V = 3.7 \text{ m/s}$ では、A 試験体の最大振幅は B,C 試験体のそれに比べて若干小さく、最大変位は多少大きく示されている。この差異は、 $V = 4.6 \text{ m/s}$ 、 5.6 m/s の場合ではより顕著に現れている。一方、B,C 試験体の履歴曲線に関しては、B 試験体の残留変位が C 試験体のそれに比べて若干大きい傾向を示すことを除き、両者の分布性状は良く対応している。これより、 $R-\delta$ 曲線の分布の違いは、せん断補強筋が配筋さ

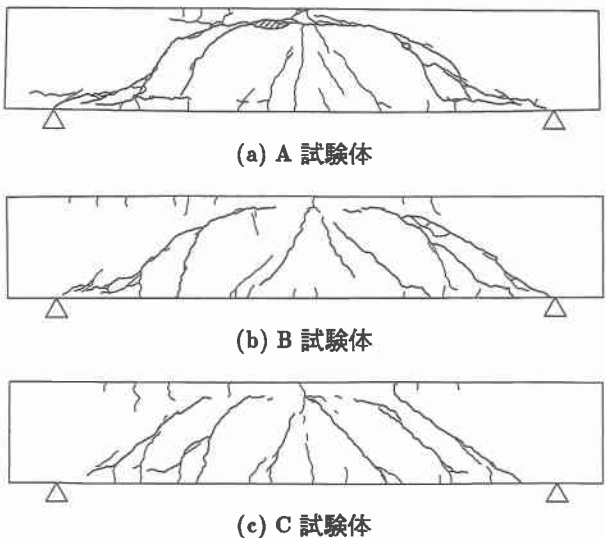


図-3 実験終了後のひび割れ状況（ $V = 3.7 \text{ m/s}$ ）

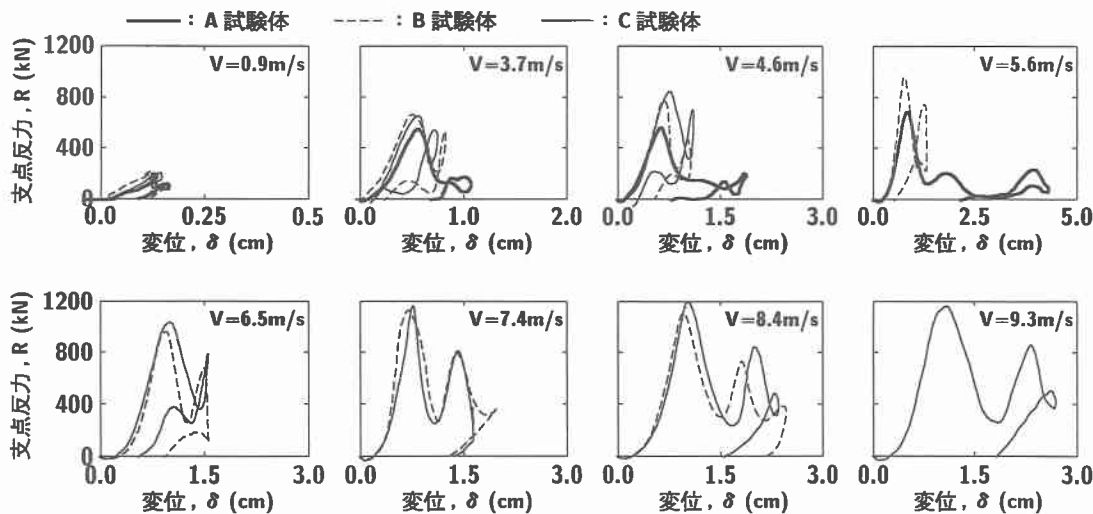


図-4 支点反力と変位の履歴曲線

れていない場合には斜めひび割れの発生に伴いコンクリートの分担せん断耐力が低減し梁の塑性化が進行する時点より、またせん断補強筋が配筋されている場合には補強筋が塑性化し梁の変位量が増大する時点より生じてくるものと推察される。

3.3 せん断補強筋の歪分布

図-5には、B,C試験体のせん断補強筋歪分布の経時変化を衝突速度 $V = 3.7 \text{ m/s}$ の場合を例に示している。図中、軸より上側が圧縮歪、下側が引張歪を示している。

図より、B試験体の場合には片側支点部近傍の1本のせん断補強筋に8msの時点より $5,000 \mu$ を超える非常に大きい歪の発生していることが分かる。また、荷重がほぼ除荷状態にある14msにおいてもこの点の歪は減少していない。これは、この近傍に明確なせん断ひび割れが発生していることを暗示している。他のせん断補強筋にも10ms時には $2,000 \mu$ 程度の歪が発生しているが、これらの歪は荷重の除荷とともに減少し、14msで零レベルに戻っている。

一方、C試験体の場合には、歪がスパン中心に対してほぼ対称に励起され、この対称な分布を維持した状態で時間の経過とともに歪レベルが増大している。10ms時にはスパンのほぼ1/4点において $2,500 \mu$ 程度の歪が生じているものの14ms時には零レベルに回復している。これより、C試験体の場合にはせん断補強筋がB試験体の場合の1/2の間隔で配筋されていることより、多くのせん断補強筋が効率良くせん断力に抵抗していることを伺わせる。

3.4 せん断耐力の加算則

図-6には、B,C試験体のせん断補強筋歪波形より算出したせん断補強筋の分担せん断力にA試験体より求める支点反力を足し合わせて評価した衝撃力波形（以下、加算則に基づく衝撃力波形）を支点反力波形と比較して示している。ここで、分担せん断耐力は修正トラス理論が適用されると仮定し、次のような手順により算出している。1) 各せん断補強筋の歪値を時間ごとに平均して、1本当たりの分担力を算出する。2) 示方書式²⁾に基づき作用せん断力を概算する、である。

図より、両試験体とも、最大支点反力は加算則に基づく衝撃力波形の最大値に大略類似していることが分かる。これは、支点反力を衝撃力評価の指標と考えることにより、示方書で示されている静載荷時の加算則が衝撃荷重載荷時においても成立していることを意味している。

4. まとめ

本研究では、せん断補強筋を有するせん断破壊型RC梁の耐衝撃性を検討するために、せん断補強筋量の異なる3種類のRC梁に関する重錘落下衝撃実験を行った。得られた結果を要約すると、以下のとおりである。

1) せん断補強筋が配筋されていない試験体の場合には、斜めひび割れが発生する衝突速度で、せん断補強筋を

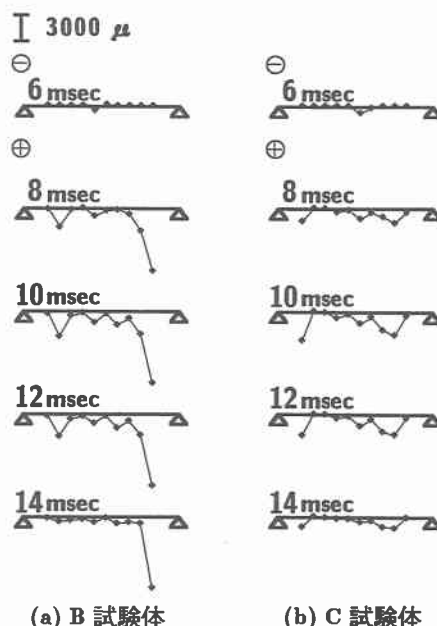


図-5 せん断補強筋の歪分布 ($V = 3.7 \text{ m/s}$)

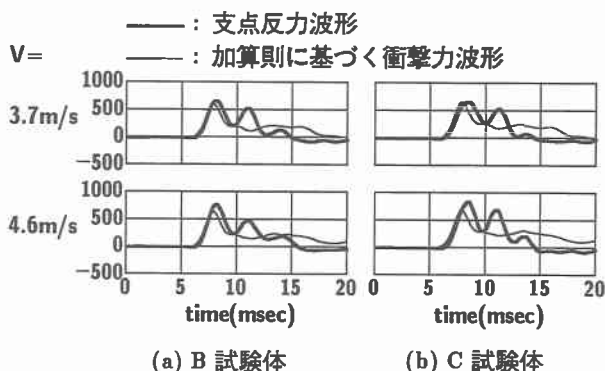


図-6 支点反力波形と加算則に基づく衝撃力波形

配筋している試験体の場合に比べ、最大支点反力は小さく残留変位は大きくなる。また、変位波形の振動周期も著しく増大する。

- 2) せん断補強筋が配筋されている場合には、斜めひび割れが発生するもののせん断補強筋が塑性化しない衝突速度の範囲では、重錘衝撃力、支点反力、変位波形や支点反力-変位曲線はせん断補強筋量に関わらず類似の分布を示す。
- 3) せん断補強筋を増加させることで、斜めひび割れ発生後のせん断力を効率良く分担し、梁の塑性化の進行を抑制させることができる。
- 4) 支点反力を衝撃力評価として用いることにより、示方書式の加算則が衝撃荷重載荷時においても成立する。

参考文献

- 1) 安藤智啓, 岸 徳光, 三上 浩, 松岡健一, 蟹江俊仁: スターラップを有しないせん断破壊型 RC 梁の単一載荷衝撃実験, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1809-1818, 2000.
- 2) コンクリート標準示方書(平成8年制定)設計編, 土木学会, 1996