せん断補強筋量を変化させたせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性状

Experimental study for an influence of shear rebar ratio on impact resistant behavior of RC beams

室蘭工業大学	フェロー	岸 徳光 (Norimitsu Kishi)
三井住友建設(株)	フェロー	三上 浩 (Hiroshi Mikami)
室蘭工業大学	フェロー	松岡 健一 (Ken-ichi Matsuoka)
室蘭工業大学	○学生員	東中 邦夫 (Kunio Higashinaka)

1. はじめに

著者らは, RC 梁の耐衝撃性に関する合理的な設計手法 を確立することを目的として,静載荷時にせん断破壊が卓 越する (以後,せん断破壊型) RC 梁の耐衝撃性状に関する 実験的・解析的研究を継続して行っている.その結果,せ ん断補強筋を有しない RC 梁の耐衝撃性状に及ぼす,1)主 鉄筋比,2) せん断スパン比,3) コンクリート強度および 4) 載荷方法 (単一載荷と繰り返し載荷)の影響を明らかに している¹⁾.

しかしながら, せん断補強筋を有する RC 梁の耐衝撃性 状に関しては実験的な検討事例が少なく未だ未解明な部分 が多く残されている. せん断破壊型 RC 梁においても曲げ 破壊型 RC 梁の場合と同様, 耐力やエネルギー収支関係に 基づいた耐衝撃設計手法を確立するためには, これらを明 らかにする必要がある.

このような観点より、本研究ではせん断破壊型 RC 梁の せん断補強筋量が耐衝撃性状に与える影響を検討すること を目的として、せん断補強筋間隔を変化させた4種類の RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を実施し、その影響につ いて検討した。

2. 実験概要

2.1 RC 梁の形状寸法および静的設計値

図-1には、本実験に用いた RC 梁の形状寸法および配 筋状況の一例を示している。本実験に用いた試験体は、断 面寸法(梁幅×梁高)が150×380mmの複鉄筋矩形 RC 梁 である。下端鉄筋には曲げ耐力を大きくするために、直径 26mmの総ネジ PC 鋼棒(以下,G26)を用いている。本 研究では、せん断補強筋を配置しない場合の他、せん断補 強筋(D6)を170mm、113mm、85mm間隔で配置する場 合について実験を行った。 表-1には、各試験体の静的設計値および実測値の一覧 を示している.試験体名は普通コンクリートを表す N と せん断補強筋の配置間隔 (mm)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²⁾(以後、示方 書)に基づき算定している.せん断補強筋間隔は、有効高 さの 1/2、1/3、1/4 に設定している.別途実施した静載荷 実験で得られた実測せん断耐力 V_{usc} と同程度で あり、補強筋を有する試験体は V_{usc} の 1.5 ~ 1.6 倍となっ ている.また、 V_{usc} で除した実せん断余裕度 α は α よりも大きくなっている.なお、コンクリートの圧縮強度 は 44.8 MPa、下端鉄筋として用いた PC 鋼棒の降伏強度は 1049 MPa である.

2.2 実験方法

重錘落下衝撃実験は、跳ね上がり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 質量 400 kg で載荷点部直径が 150 mm の 円柱状鋼製重錘であり、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。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 び載荷点変位 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. 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、各RC梁の重錘衝撃力P,支点反力Rおよび変位δに関する各種応答波形のうち最終衝突速度近傍の結果を示している。図より、重錘衝撃力Pは各梁とも衝



図-1 試験体概要図 (N85)

平成16年度 土木学会北海道支部 論文報告集 第61号

試験体名	せん断	せん断補強筋の	主鉄筋比	せん断	静的	静的	せん断	実測	実せん断	备空声度
	補強筋比	有無とその間隔		スパン比	せん断耐力	曲げ耐力	余裕度	せん断耐力	余裕度	倒天还反
	P_s	(mm)	P_t	a/d	V_{usc} (kN)	P_{usc} (kN)	α	V _{us} (kN)	α'	V (m/s)
Ν	0	無し	0.021	4.12	121.1	412.2	0.29	127.0	0.31	2.5, 3, 3.5, 4
N170	0.248	170			194.7		0.47	307.2	0.75	6, 6.5, 7, 7.5
N113	0.373	113			231.8		0.56	361.4	0.88	6.5, 7, 7.5, 8
N85	0.497	85			268.3		0.65	403.6	0.98	7, 7.5, 8, 8.5

表-1 試験体の静的設計値および実測値一覧



図-2 各種応答波形

突速度 V にかかわらず衝撃初期の振幅が大きく周期の短い第1波とその後の振幅が小さく周期の長い第2波から構成されている. せん断補強筋を有する RC 梁(N170/113/85梁)の第2波の継続時間はせん断補強筋を有しない RC 梁(N梁)と比べると大幅に長くなっていることが分かる. また, せん断補強筋を有する RC 梁の第2波の継続時間は せん断補強筋比によらず,ほぼ同様となっている。

支点反力波形 R は, N 梁では継続時間が 12 ms 程度の三 角形波を示しており, N 170 / 113 / 85 梁では継続時間が約 15 ms 程度の三角形波と周期が 2 ms 程度の波形が合成され た分布性状を示している. なお, せん断補強筋を有する各 梁の波形性状はせん断補強筋量によらずほぼ同様である. この様に、衝突速度Vが大略同等で支点反力波形の性状も 同様であることから、せん断補強筋を有する RC 梁は塑性 化の進行の程度がほぼ同様であることが分かる.

変位波形 δ から, N 梁は V = 3.5 m/s 時においては振動状態を示しておらず,塑性化が進行していることが分かる. V = 4 m/s 時には最大変位,残留変位が大幅に増大しており,脆性的な破壊に至ったことが分かる.せん断補強筋を有する各梁では正弦減衰波状の波形を示しており,その周期はせん断補強筋間隔が密な程短くなっている.これより,せん断補強筋を配筋することにより剛性低下が抑制さ



図-4 ひび割れ分布性状

れていることが分かる.

3.2 最大支点反力と衝突速度の関係

図-3には、各RC 梁の動的耐力を検討するため、衝突 速度 V 毎における最大支点反力 R_{ud} を示している。図よ り、N170 / 85 梁の場合には、最終衝突速度において最大 支点反力 R_{ud} が低下していることより、この時点で終局に 至っているものと考えられる。また、N113 梁の場合には V にかかわらず最大支点反力がほぼ同様であるが、後述の ひび割れ分布図を見ると V = 7.5 m/s では載荷点近傍のコ ンクリートが著しく損傷していることより、この時点でほ ぼ終局に至っているものと考えられる。

一方, N 梁の場合には, V = 4.0 m/s において R_{ud} が増大 しているが, ひび割れ分布図を見ると, この時点において 下縁かぶり部のコンクリートが大きく剥落していることか ら終局に至っているものと判断される.

以上のことより,いずれの RC 梁においても最終衝突速 度においてほぼ終局に至っているものと考えられる.

3.3 ひび割れ分布性状

図-4には、各梁の衝撃実験終了後のひび割れ分布性状 を衝突速度V毎に示している.なお、図中の斜線部分はコ ンクリートの剥落部あるいはひび割れ開口部を示している. せん断補強筋を有しない N 梁の場合には, 載荷点から支点部へと進展するアーチ状のせん断ひび割れが発生し大きく開口している. このひび割れ分布性状は衝突速度 V が増加するとより顕在化し, V=4 m/s では梁下縁かぶり部でコンクリートの剥落が生じ, アーチ状のひび割れの開口も大きくなり, せん断破壊により終局に至っていることが分かる.

一方, せん断補強筋を配置した N170 梁の場合には, 載 荷点部から支点部にかけて, アーチ状および斜めひび割れ が発生している.しかし,ひび割れ間隔は N 梁に比べて細 かく広範囲に及んでおり,せん断補強筋の効果が確認でき る.この傾向は,せん断補強筋間隔が短くなるにつれてよ り顕著になっている.N170 梁の V = 7.5 m/s では,梁下縁 かぶり部が剥落しており、ほぼ終局に至っていることが分 かる.N113 / 85 梁の場合にはアーチ状ひび割れおよび斜 めひび割れ以外にも曲げひび割れが多数発生しており,梁 全体に分散していることが分かる.また,せん断補強筋量 の増加とともにひび割れの間隔が小さく,主鉄筋に沿った 梁下縁かぶり部の剥落も抑制されていることから,衝撃力



図-5 最大支点反力とせん断補強筋比の関係

に対する補強効果が現れている.

また,N113/85 梁においてはせん断破壊型のひび割れは 見られるものの,RC 梁の終局を示すようなひび割れの開 口や梁下縁かぶり部のコンクリートの剥落は見られない. 最終的には,載荷点部近傍のコンクリートの著しい損傷に よりほぼ終局に至っていると考えられる.

3.4 せん断補強筋による耐力向上効果

図-5には、各試験体の計算せん断耐力,実測せん断耐 力および最大支点反力をN試験体のそれぞれの結果で除 した無次元値をプロットして示している.これらの値は, せん断補強筋の配置による耐力の増分割合を示すものであ り,本論文ではそれぞれ,無次元計算せん断耐力比,無次 元実測せん断耐力比および無次元最大支点反力比と呼ぶこ ととする.なお,最大支点反力は,動的な耐力比に相当す るものと考えて,最終衝突速度よりも一段小さい衝突速度 における結果を用いている.

図より,無次元実測せん断耐力比は,無次元計算せん断 耐力比よりも全般的に大きいことが分かる.これは,せん 断補強筋によるせん断耐力増分の実測値が計算値を大きく 上回っていることを示している.これに対し,無次元最大 支点反力比は,無次元計算せん断耐力を上回っているもの の無次元実測せん断耐力比より小さい.これは,N113/85 梁の場合には,前述のひび割れ分布図にも示したように載 荷点部近傍のコンクリートが大きく損傷して,支点反力が 小さく示されたためと推察される.

しかしながら,N170梁の場合には静載荷時と同様,せ ん断破壊により終局に至っている.このように,せん断補 強筋の配置による耐力向上効果は,衝撃荷重載荷時の場合 には静載荷時の場合よりも小さいものと考えられる.この 原因の1つとしては,静載荷時と衝撃荷重載荷時における RC梁のせん断耐荷機構が異なることが考えられる.すな わち,静載荷時の場合には,アーチ状や斜めひび割れの開 口によってせん断破壊し,耐力が大きく低下するのに対し て,衝撃載荷時には,鉄筋に沿った割裂ひび割れの開口や 周辺コンクリートの剥落および載荷点部近傍の上縁コンク リートの剥落などによって最大支点反力の増加が抑制され



図-6 動的応答倍率とせん断補強筋比との関係

るためと考えられる。

3.5 動的応答倍率

図-6には、各試験体の最大支点反力 R_{ud} を実測せん断耐力 V_{us} で除した動的応答倍率を示している。図より、せん断補強筋を有しない N 試験体の動的応答倍率が 2.3 程度あるのに対し、せん断補強筋を有する梁は、いずれも 2.0 程度となっている。これは、前述の無次元最大支点反力比が無次元実測せん断耐力比よりも小さいことに関連するものと考えられる。このように、せん断補強筋の有無によって動的応答倍率が異なっているもののその差は小さく、安全側に 2 程度と評価すべきと考えられる。

4. まとめ

本研究では、せん断補強筋の有無およびその量を変化さ せたせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性状について検討を行っ た.得られた結果を要約すると以下の通りである.

- (1) せん断補強筋を有する RC 梁は,補強筋量によらず塑 性化の進行の程度はほぼ同様である.
- (2) せん断補強筋を有する RC 梁にはアーチ状および斜め ひび割れが細かく広範囲に発生する.また,その傾向 は補強筋量が多いほど顕著である.
- (3) 載荷速度の違いにより, RC 梁のせん断耐荷機構が異なる可能性がある.ただし、このことが無次元耐力比に及ぼす影響は顕著ではない.
- (4) せん断補強筋を有するせん断破壊型 RC 梁の動的応答 倍率はせん断補強筋量に関わらず 2.0 程度である.

参考文献

- 安藤 智啓,岸 徳光,三上 浩,松岡 健一,蟹江 俊二: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, No.2, pp.1809-1818, 2000.
- コンクリート標準示方書 (2002 年制定) 構造性能照査 編, 土木学会, 2002.