PVA 短繊維混入による RC 片持ち梁の耐衝撃性向上効果 に関する実験的研究

Experimental study on upgrading effects of impact resistant capacity for RC cantilever beams due to mixing PVA short-fiber

栗橋祐介^{*}, 岸 徳光^{**}, 三上 浩^{***}, 田口史雄^{****} Yusuke KURIHASHI, Norimitsu KISHI, Hiroshi MIKAMI and Fumio TAGUCHI

*博(工) 室蘭工業大学講師 工学部 建設システム工学科(〒 050-8585 室蘭市水元町 27-1) **工博 室蘭工業大学理事・教授 工学部 建設システム工学科(〒 050-8585 室蘭市水元町 27-1) ***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) ****(独) 土木研究所寒地土木研究所上席研究員 耐寒材料チーム(〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

In order to investigate upgrading effects of static and impact resistant capacity for RC cantilever beams due to mixing PVA short-fiber, static and falling-weight impact tests were conducted taking with/without stirrups and mixing PVA short-fiber as variables. Here, stirrup ratio p_w and fiber mixing volume ratio V_f were set as 0.25 % and 1 %, respectively. In case of impact loading tests, iterative and single loading way were applied using 500 kg steel weight. The results obtained from this study are as follows: 1) mixing PVA short-fiber, static and impact load carrying capacity of RC cantilever beams can be upgraded due to bridge effects of short-fiber; 2) mixing $V_f = 1$ % of short-fiber, static and impact resisitant capacity of the RC cantilever beams can be upgraded upto these of the beams with $p_w = 0.25$ % of stirrup.

Key Words: RC cantilever beam, PVA short-fiber, impact loading test, impact resistance キーワード: RC 片持ち梁, PVA 短繊維, 衝撃荷重載荷実験, 耐衝撃性

1. はじめに

近年,我が国では北海道十勝沖地震(2003年),新潟 県中越地震 (2004 年),同中越沖地震 (2007 年) および 岩手・宮城内陸地震 (2008年)等の大規模地震が多発し ている、震災復旧等において重要な役割を果たす幹線 道路の橋梁においては、大きな地震動に対しても、落 橋等による道路交通の寸断を確実に防止されなければ ならない. そのため、我が国では主要な幹線道路から 優先的に橋梁の耐震補強や落橋防止対策を進めている ところである.ここで、落橋防止システムの1つであ る変位制限構造は、地震時における橋梁上部工の水平 移動の制御を目的に橋台や橋脚上面に設置される片持 ち梁部材であり、限られた断面寸法で大きな外力に抵 抗することが要求される. そのため, 鉄筋コンクリー ト(RC)構造とする場合には、過密配筋となる傾向に あり、コンクリート等の適切な施工が困難と判断され る場合には、鋼製のブラケットが採用され建設コスト が増加する場合もある.

著者らは、これまで、RC 構造物のせん断耐力や耐衝 撃性能の向上を目的に、ポリビニルアルコール (PVA) 短繊維をコンクリートに混入する方法に着目し,その 効果を実験的,数値解析的に検討してきた¹⁾⁻³⁾.その 結果,PVA 短繊維の混入によってコンクリートのひび 割れ開口を抑制する架橋効果が発揮され,RC 梁や RC 版のせん断耐力や耐衝撃性が飛躍的に向上することを 明らかにしている.また,上述の変位制限構造のよう なせん断スパン比が小さい RC 片持ち梁についても静 載荷実験を行い,PVA 短繊維の混入によりせん断耐力 を向上可能であることを確認している⁴⁾.

一方,伊藤らも、コンクリートケーソン下部の張り 出し部への PVA 短繊維混入コンクリートの適用を想 定した RC 片持ち梁の静載荷実験を行い,PVA 短繊維 混入によるせん断耐力の向上効果を明らかにしている ⁵⁾.これより,RC 製変位制限構造に PVA 短繊維混入 コンクリートを適用することにより,せん断耐力の向 上やせん断補強筋量の低減と鉄筋の過密配筋の軽減が 可能になるものと考えられる.

しかしながら,既往の研究では,PVA 短繊維混入に よる RC 片持ち梁の耐衝撃性向上効果については検討 されていない.変位制限構造は橋梁上部工の衝突によ る衝撃的外力を受ける部材であることより,耐衝撃設

封脸床夕	<u> </u>	短繊維混入率 せん断補強筋比		衝突速度
武駛伴名	戦 何 <i>刀</i>	$V_f(\%)$	$P_w(\%)$	V(m/s)
F0-N-S		0	0	-
F0-S-S	捣 載 荷	0	0.25	-
F1-N-S	日子甲入门门	1	0	-
F1-S-S		1	0.25	-
F0-N-II		0	0	1, 2, 3, 4
F0-S-II	衝撃	0	0.25	1, 2, 3, 4, 5
F1-N-II	(漸増繰り返し)	1	0	1, 2, 3, 4, 5
F1-S-II		1	0.25	1, 2, 3, 4, 5, 6
F0-N-IS		0	0	4, 5
F0-S-IS	衝撃	0	0.25	5, 6
F1-N-IS	(単一)	1	0	6
F1-S-IS		1	0.25	6, 7

表-1 試験体の一覧

表-2 各試験体の計算耐力の一覧

封除	圧縮	残存引張	計算曲げ	計算せん断耐力 (kN)				
品积	強度	強度	耐力 Puc	コンクリート	せん断補強筋	短繊維	合計 Vuc	V_{uc}/P_{uc}
平石	(MPa)	f_r (MPa)	(kN)	分担分 V_c	分担分 Vs	分担分 VF	$(=V_c + V_s + V_F)$	
F0-N	15 1		271	210	-	-	310	0.84
F0-S	43.4	-	571	510	41	-	351	0.95
F1-N	N 51.1 0	0.66	0.66 275	220	-	29	358	0.95
F1-S	51.1	0.00	575	529	41	29	399	1.06

計を推進する観点からも衝撃載荷実験を実施してその 耐衝撃性に関する検討を行うことは必要である.

このような背景より,本研究では, PVA 短繊維混入 によるせん断スパン比の小さい RC 片持ち梁の耐衝撃 性の向上効果を検討することを目的に,短繊維混入の 有無やせん断補強筋の有無を組み合わせた衝撃荷重載 荷実験を行った.なお,上述のとおり,静載荷実験結 果⁴⁾に関しては既報告であるが,衝撃荷重載荷実験結 果との対比を容易にするため,本論文では静載荷実験 結果についてもその概要を記載している.

2. 実験概要

2.1 試験体の概要

表-1には、試験体の一覧を示している。本実験では、短繊維混入およびせん断補強筋の有無を組み合わせた4種類のRC片持ち梁を対象に、静載荷実験と衝撃荷重の漸増繰り返しおよび単一載荷実験を行った。 試験体数は全15体である。試験体名の第1項目は、英文字のFと短繊維の体積混入率(以下,短繊維混入率 V_f%)を示しており、第2項目はせん断補強筋の有無



(S, N)を示している.また、第3項目は、載荷方法を 示しており、S, II および IS はそれぞれ静載荷、衝撃 漸増繰り返し載荷および衝撃単一載荷であることを示 している.なお、本実験では短繊維を混入する場合の 混入率 $V_f \ge 1$ %と設定しているが、これは現場施工 において PVA 短繊維をアジテータ車のドラムに投入 して撹拌する場合の作業性やポンプ圧送性、および既 往の研究における短繊維のせん断耐力向上効果²⁾や耐 衝撃性向上効果³⁾を考慮して決定したものである.ま





(a) 静載荷実験



(b)衝擊荷重載荷実験

写真-1 静載荷および衝撃荷重載荷実験の状況

た、せん断補強筋を配置した試験体は、短繊維混入に よるせん断耐力向上効果との比較やせん断補強筋と短 繊維を併用した場合の効果を検討するために製作した ものである.なお、せん断補強筋には SD295D6 を用 い、断面の有効高さ d の 1/2 の間隔で配置した.せん 断補強筋比 p_w は 0.25 % となっている.

表-2には、各試験体に用いたコンクリートの圧縮 強度および計算耐力の一覧を示している。表中の計算 せん断耐力の短繊維分担分 V_Fを除く全ての計算耐力 は、コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を用いて土 木学会コンクリート標準示方書⁶⁾に準拠して算出し た. なお,計算せん断耐力のコンクリート分担分 V_c およびせん断補強筋分担分 V_s の算出には,ディープビームの式を用いた.また,短繊維の分担分 V_F は,著者らの既往の研究²⁾に基づき下式により求めている.

$$V_F = b \times (z/tan\theta) \times f_r \tag{1}$$

ここに、b: ウェブ幅, z = d/1.15, d: 有効高さ、 θ : 斜めひび割れの角度, f_r : 短繊維混入コンクリートの 残存引張強度, である. なお, 残存引張強度 f_r は, 短 繊維混入コンクリートの一軸引張試験結果(**図**-1 案 照)に基づき, ひび割れ発生後に短繊維が保持する引

表-3 コンクリートの配合一覧

V_f	W/C	単位量 (kg/m ³)				SP
(vol.%)	(%)	W	С	S	G	$C\times(\%)$
0	48	162	337	887	1015	-
1.0	50	170	338	1150	729	1.13

SP: 高性能減水剤

張強度と定義して求めたものである.ここでは,既往の研究²⁾を参考に $f_r = 0.66$ MPa とした.また,斜めひび割れの角度 θ は45°と仮定した.

表より,計算せん断耐力 V_{uc} を計算曲げ耐力 P_{uc} で除 したせん断余裕度 α は, F0-N 試験体の場合には 0.84 であり,せん断破壊により終局に至ることが予想され る.一方,短繊維やせん断補強筋を適用もしくは併用 した F0-S, F1-N および F1-S 試験体の場合には, α が F0-N 試験体の場合よりも大きく,曲げ破壊型の傾向が 強くなることが予想される.

図-2(a)には、試験体の概要を示している.試験体 は、フーチング部と片持ち梁部から構成されており、 それぞれ、橋台や橋脚などの既設コンクリート部およ び変位制限構造部をモデル化したものである.なお、 フーチング部には一般的なレディーミクストコンク リートを用い、片持ち梁部には圧縮強度が同程度の普 通もしくは短繊維混入コンクリートを用いた.本試験 体の片持ち梁部の長さは400 mm、断面寸法(幅×高さ) は200×300 mm である.軸方向鉄筋にはSD345D29 を4本用い、片持ち梁端部に設置した鋼板に溶接定 着している.また、せん断補強筋を用いる場合には、 SD295D6を125 mm 間隔で配置した.載荷位置は、片 持ち梁端部から100 mm フーチング側の位置とした.

2.2 実験方法

図-2(b)には、試験体の設置状況を示している. 実 験は、試験体を鋼製の架台および反力壁に PC 鋼棒 (φ = 32 mm)を10本用いて固定し実施した.静載荷実験 では、梁幅方向に全幅、梁軸方向に100 mmの部分分 布荷重となるように厚さ25 mmの鋼製厚板を設置し、 容量 500 kN の油圧ジャッキを用いて載荷した.載荷 は、RC 片持ち梁がせん断破壊に至り、耐力が十分低下 するまで行った.

衝撃荷重載荷実験は,所定の高さから質量 500 kg の 鋼製重錘を自由落下させることにより行っている.用 いた重錘は載荷部直径が 150 mm であり,衝突時の片 当たりを防止するため,底部は高さ 2 mm のテーパを 有する球面状となっている.衝撃荷重の作用点は,片 持ち梁端部から 100 mm の位置である.衝撃荷重の載 荷には,初速度および増分速度を 1 m/s と設定して,終 局に至るまで繰り返し重錘を落下させる漸増繰り返し 載荷法(以後,繰り返し載荷)および所定の衝突速度で

表-4 PVA 短繊維の寸法および材料特性値

長さ	直径	アスペ	弾性	引張	破断
l	d	クト比	係数	強度	ひずみ
(mm)	(mm)	l/d	(GPa)	(GPa)	(%)
30	0.66	45	29.4	0.88	7.0

一度だけ載荷する単一載荷法を採用した.なお,繰り 返し載荷実験の場合には,最大重錘衝撃力が低下した 時点あるいはその増加割合が大きく低下した時点を終 局状態と定義して実験を終了している.なお,実験で は,この時点において斜めひび割れが大きく開口して いることを確認している.また,本実験では単一載荷 実験を各短繊維混入率ごとに2体ずつ実施しており, その衝突速度は繰り返し載荷実験における最終衝突速 度 V_{final} および1 m/s 大きい速度 V_{final} +1 (m/s) に設定 している.ただし,F1-N-IS 試験体に関しては,実験の 都合上 $V = V_{final}$ +1 (m/s) についてのみ実施している.

なお、衝撃荷重載荷実験において2種類の載荷方法 を採用したのは、1)繰り返し載荷実験を行うことによ り衝突速度の増大に伴う RC 片持ち梁の破壊進展過程 を逐次的に検討し、2)最終衝突速度 V_{final} を目安とし て単一載荷実験を行うことで、各 RC 片持ち梁固有の 耐衝撃性能を効率的かつ適切に評価するためである。 各試験体の重錘衝突速度は、前述の **表**-1に示す通り である.**写真-1**には、静載荷および衝撃荷重載荷実 験の状況を示している.

表-3には,普通および短繊維混入コンクリートの 配合を示している.また,**表-4**には,PVA 短繊維 の寸法および材料特性値を示している.鉄筋の降伏強 度は,SD295D6 および SD345D29 においてそれぞれ 369,393 MPa であった.

2.3 測定項目および測定方法

本実験における測定項目は,静荷重,重錘衝撃力,載荷点変位(以後,変位)および鉄筋ひずみであり,それ ぞれ,荷重測定用ロードセル,レーザ式非接触型変位計 およびひずみゲージにより測定している.また,実験 時には,片持ち梁側面に発生する斜めひび割れをデジ タルカメラにより撮影している.静荷重の測定は,容量 500 kNの静載荷用ロードセルを用いて行った.ま た,重錘衝撃力の測定は,容量が1,470 kN,応答周波 数が DC ~ 4.0 kHz のロードセルを用いて行った.変 位は,容量 200 mm,応答周波数 915 Hz のレーザ式非 接触型変位計を用いて測定した.

なお、衝撃荷重載荷実験の場合には、各応答波形を 広帯域用データレコーダで一括収録し、ウェーブメモ リーを用いて最大 200 ms まで 0.1 ms/word で A/D 変 換処理を行っている.また、重錘衝撃力の場合には高







周波成分が卓越するため原波形を用いることとした. 応答変位および鉄筋ひずみに関しては,低周波成分が 卓越していることより,ノイズ処理のため矩形移動平 均法により平滑化を施している.なお,移動平均の範 囲は,原波形の性状をできる限り変化させずに効率よ くノイズ処理をできるようにするため 0.5 ms (5 word) とした.

3. 静載荷実験結果

3.1 荷重-変位関係

図-3には、各試験体の荷重-変位関係を示している.図より、いずれの試験体においても、変位4mm 程度までは荷重が線形的に増加していることが分かる.短繊維およびせん断補強筋を用いていないF0-N-S 試験体の場合には、最大荷重到達後、斜めひび割れの 大きな開口により荷重が急激に低下して終局に至って いることが分かる.これに対し、短繊維やせん断補強 筋を用いたF0-S-S,F1-N-S およびF1-S-S 試験体では、 F0-N-S 試験体の最大荷重を上回った後、荷重 P = 400kN 程度で主鉄筋の降伏により剛性勾配が大きく低下 していることが分かる.また、軸方向鉄筋降伏後は、 荷重が漸増するものの、変位 $\delta = 8 \sim 11$ mm 程度で荷 重が低下し終局に至っている.

このことから、短繊維やせん断補強筋およびこれら の併用によって RC 片持ち梁のせん断耐力が 10 ~ 20 % 程度向上し、破壊モードが軸方向鉄筋の降伏を伴わ ないせん断破壊から降伏後のせん断破壊に移行してい ることが分かる.また、F0-S-S, F1-N-S および F1-S-S 試験体は、F0-N-S 試験体に比較してエネルギー吸収性 能が 30 ~ 50 % 程度向上している.これらの実験結果 を $\mathbf{表} - \mathbf{2}$ の計算値と比較すると、いずれの試験体も実



写真-3 繰り返し載荷時における各試験体のひび割れ進展状況

測耐力が計算耐力を上回っていることより,前述の設 計計算値は実験結果を安全側に評価していることが分 かる.

せん断補強筋を用いた F0-S-S 試験体と PVA 短繊維 を混入した F1-N-S 試験体は,変位 $\delta = 8 \text{ mm}$ 程度まで ほぼ同様の耐荷性状を示していることが分かる.その 後,F0-S-S 試験体の場合には荷重が急激に低下するの に対して,F1-N-S 試験体の場合には変位が $\delta = 11 \text{ mm}$ 程度に達した時点で荷重が低下している.このことか ら,最大耐力は短繊維混入率 $V_f = 1$ % およびせん断補 強筋比 $p_w = 0.25$ % の場合でほぼ同程度であるものの, エネルギー吸収性能は $V_f = 1$ %の場合が $p_w = 0.25$ % の場合よりも高いことが明らかになった.また,せん 断補強筋と PVA 短繊維を併用した F1-S-S 試験体の場 合には,他の試験体よりも剛性が高く,かつ最大荷重 も大きいことより,短繊維とせん断補強筋がともにせ ん断力を分担していることが分かる.

3.2 破壊性状

写真-2には,各試験体の最大荷重時,終局時および 実験終了後におけるひび割れ分布性状を示している. なお, F0-N-S 試験体は他の試験体よりも小さな荷重で せん断破壊により終局に至っていることから, F0-N-S 試験体の最大荷重時 (P = 378 kN) における各試験体の ひび割れ分布性状についても比較して示している.ま た,終局時としては,各試験体のひび割れの開口が顕 在化する変位 15 mm 時の状況を示した.

写真より, F0-N-S 試験体の最大荷重時には, いず れの試験体においても載荷部の鋼製プレート端部から フーチング側に向かって斜めひび割れが発生している ことが分かる.次に, F0-S-S, F1-N-S および F1-S-S 試 験体の最大荷重時のひび割れ性状を見ると, いずれの 試験体においても F0-N-S 試験体の最大荷重時よりも ひび割れ幅が大きく, 斜めひび割れの本数も多くなっ ていることが分かる.また,これらの試験体は,主鉄 筋降伏後に終局に至っていることより,片持ち梁部と フーチング部との間においてひび割れが大きく開口し ていることが分かる.

終局時 (変位 15 mm) および実験終了後のひび割れ状 況より, F0-N-S 試験体の場合には,1本の斜めひび割 れが大きく開口していることが分かる.F0-S-S 試験体 の場合には,比較的幅の広いひび割れが2~3本発生



写真-4 単一載荷時における各試験体のひび割れ状況

している.また,F1-N-S 試験体の場合には,斜めひび 割れの周辺に微細なひび割れが多数発生していること が分かる.F1-S-S 試験体の場合には,比較的幅の広い ひび割れと微細なひび割れが複合的に発生しており, 短繊維とせん断補強筋がともにせん断力に抵抗してい ることがうかがわれる.

4. 衝撃荷重載荷実験の結果

4.1 破壊性状

写真-3には、繰り返し載荷実験における各試験体の破壊性状を衝突速度 V ごとに示している.図より、 F0-N-II 試験体の場合には、衝突速度 V = 1 m/s 時には ほとんどひび割れは見られず、V = 2 m/s において 1本 の明瞭な斜めひび割れが発生していることが分かる. V = 3 m/s では、斜めひび割れが開口するとともに、載 荷点近傍のかぶりコンクリートがわずかに剥落してい る.また、下端鉄筋配置位置近傍にもひび割れが発生 している.V = 4 m/s においては、これらのひび割れ が大きく開口し、また断面上半分の斜めひび割れ発生 位置におけるかぶりコンクリートが大きく剥落してい る.また、後述するように最大重錘衝撃力の増加割合 が大きく低下していることから、せん断破壊に至って いるといえる.

F0-S-II 試験体では、V = 2 m/s において2本の明瞭な 斜めひび割れが発生し、その後V = 3, 4 m/s において、 段階的に斜めひび割れ本数が増加している.ただし、 F0-N-II の場合よりもひび割れ幅は狭く、かぶりコンク リートの剥落も見られない.V = 5 m/s においては、梁 側面のかぶりコンクリートの大部分が剥落するととも に、斜めひび割れが大きく開口しせん断破壊に至って いる.このことより、せん断補強筋の配置により耐衝 撃性が向上するものの,終局時にはかぶりコンクリー トの著しい剥落を生じることが明らかになった.

F1-N-II 試験体では、V=4 m/s まで F0-N-II 試験体と ほぼ同様の性状を示しているものの、全般的に F0-S-II 試験体よりもひび割れ本数は少なく、ひび割れ幅は 広い.従って、本実験において漸増繰り返し載荷時で は、短繊維を混入する場合よりもせん断補強筋を配置 する場合の方がひび割れ分散効果が高いものと推察さ れる.V=5 m/s においては、斜めひび割れが大きく開 口し、せん断破壊に至っている.ただし、F0-N-II 試験 体とは異なり、かぶりコンクリートの剥落は生じてい ない.

F1-S-II 試験体では、F1-N-II 試験体と同様に、V = 4 m/s までは衝突速度 V の増加に伴ってひび割れ本数が 増加し、V = 5 m/s においてこれらのひび割れが開口し ている.ただし、F1-N-II 試験体に比較して、ひび割れ が分散して発生しており、ひび割れ幅も狭いため、未 だせん断破壊には至っていない.V = 6 m/s 時には、ひ び割れが大きく開口するとともに、梁下縁部のかぶり コンクリートが一部剥落し、せん断破壊に至っている.

写真-4には、単一載荷時における各試験体のひび 割れ性状を示している。写真より、衝突速度*V が V_{final}* の場合では、いずれの試験体においても複数の斜めひ び割れの発生が見られるものの、ひび割れの大きく開 口するまでには至っていないことが分かる。従って、 これらの試験体は、さらに大きな衝撃力に対しても抵 抗できるものと考えられる。

一方,衝突速度 V = V_{final}+1 (m/s) の場合には,いず れの試験体においても斜めひび割れの開口が断面の上 縁から下縁にかけて貫通して見られる.また,後述す る重錘衝撃力波形の性状を考慮すると,この時点でせ ん断破壊に至っているものと判断される.なお,短繊



図-4 繰り返し載荷時における重錘衝撃力および応答変位波形

維を混入した場合には, 混入しない場合に比較して微細なひび割れが多数分散して発生する傾向にある. なお, FO-S-IS 試験体では片持ち梁側面のかぶりコンクリートが一部剥落しているのに対し, 同一衝突速度 (V = 6 m/s) で載荷した F1-N-IS 試験体ではかぶりコンクリートの剥落がほとんど見られない. これは, 繰り返し載荷実験の場合と同様, 短繊維の架橋効果によりかぶりコンクリートの剥落が抑制されていることによるものである.

以上のことから、短繊維の混入やせん断補強筋の配 置により、RC片持ち梁の耐衝撃性が向上することや、 これらを併用することにより耐衝撃性はさらに向上す ることが明らかになった.また、せん断補強筋のみを 用いる場合には、終局時にかぶりコンクリートの著し い剥落を生じる傾向にあることが明らかになった.な お、短繊維混入率を1%とする場合の耐衝撃性向上効 果は、せん断補強筋比を0.25%とする場合と同等以上 であることが明らかになった.

4.2 各種応答波形

(1)繰り返し載荷実験

図-4には、漸増繰り返し載荷時における重錘衝撃 力および応答変位波形を衝突速度 V=1 m/s から各試 験体の V_{final} まで示している.なお、重錘衝撃力波形 は、載荷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.そのため、ここでは各試験体の重錘衝撃力波形を 検討しやすくするため、(a)第1波目に着目して載荷 初期の時間軸を拡大した場合と、(b)第2波目に着目 して、縦軸をその振幅に合わせて拡大した場合、につ いて示している.なお、(c)の応答変位波形において、 F0-N-II 試験体では、測定不良により適切なデータが得 られていないことより、検討から除外している.

図-4(a) より,いずれの試験体においても,重錘 衝撃力波形の第1波目は正弦半波状の波形を示してお り,4 m/s までは衝突速度 V の増加に伴って最大振幅 が大きくなっていることが分かる.また,それ以降の



図-5 単一載荷時における重錘衝撃力および応答変位波形

衝突速度においては、各試験体の*V_{final}*時に最大振幅 が若干低下している.なお、第1波目の継続時間は、 衝突速度*V*によらず 0.5 ms 程度である.

図-4(b)の重錘衝撃力の第2波目の性状を見ると, 3 m/s までは衝突速度 V の増加に伴って最大振幅およ び継続時間が大きくなる傾向にあり,いずれの試験体 もほぼ同様の波形性状を示している.また,V=4 m/s では,F0-N-II 試験体において振幅が小さく継続時間が 長い波形が見られる.これは,前述の写真-2から も明らかなように,V=4 m/s において斜めひび割れが 著しく開口してせん断破壊に至り,衝撃荷重に対する 抵抗性が低下していることを示しているものと推察さ れる.

V = 5 m/s の場合には, F0-S-II および F1-N-II 試験 体において,振幅が小さく継続時間が長い波形が出現 している.この傾向は特に F0-S-II 試験体で顕著であ る.このことは,**写真**-2において,F1-N-II よりも F0-S-II 試験体の方が,かぶりの大規模な剥離を伴う著 しい破壊性状を示したことと対応しているものと考え られる.V = 6 m/s の場合には,F1-S-II 試験体におい ても,振幅が小さく継続時間の長い波形性状を呈して おり,せん断破壊により終局に至っていることが分か る.このように,重錘衝撃力波形の第2波目の性状を 確認することにより,終局状態を判定できるものと推 察される.

図-4(c)の応答変位波形より、衝突速度 V = 3 m/s

までは、いずれの試験体においても、正弦半波状の第 1波が励起した後、減衰自由振動を生じやがてほぼ零 に収束していることが分かる. V = 4 m/sの場合には、 第1波目が励起した後、変位は零まで復元せずに、変 位5mm 程度の中心振幅とする減衰自由振動を呈して いる. なお、残留変位は、F1-S-II 試験体で最も小さ い. V = 5 m/sの場合には、最大変位および残留変位が さらに増大していることが分かる. なお、この時点で F0-S-II および F1-N-II 試験体はせん断破壊により終局 に至っている. V = 6 m/sの場合には、F1-S-II 試験体の 最大変位および残留変位が、それぞれ 25,20 mm 程度 に増大しており、この時点でせん断破壊に至っている.

(2) 単一載荷実験

図-5には、単一載荷時における重錘衝撃力および 応答変位波形を示している。なお、重錘衝撃力波形は、 前述の繰り返し載荷実験の場合と同様、第1波目と第 2波目に分けて示している。

図-5(a) より,重錘衝撃力波形の第1波目は,繰り 返し載荷の場合とほぼ同様の正弦半波状の波形分布を 示しており,その最大振幅は試験体の種類によらず衝 突速度 V が大きい場合ほど大きいことが分かる. 図-5(b) より,重錘衝撃力波形の第2波目は,各試験体の V_{final} +1 (m/s) において,振幅が小さく継続時間の長い 波形性状を呈していることが分かる. 従って,これら の試験体はいずれも,衝突速度 V = V_{final} +1 (m/s) にお いて,せん断破壊により終局に至っているものと考え



図-6 最大重錘衝撃力および残留変位と衝突速度との関係

られる.

図-5(c)より、いずれの試験体においても、衝突速 度 V が大きいほど最大変位および残留変位が増大し ていることが分かる. V=5 m/s の場合には FO-S-IS 試 験体の残留変位は、FO-N-IS 試験体よりも小さいこと から、せん断補強筋の配置による耐衝撃性向上効果が 発揮されていることが分かる. V=6 m/s の場合には FO-S-IS および F1-N-IS 試験体はほぼ同様の波形性状 を示している. このことから、短繊維混入率を $V_f = 1$ % とすることにより、せん断補強筋比 0.25 % の場合 と同程度の耐衝撃性向上効果を発揮していることが明 らかになった.

4.3 各種応答値と衝突速度との関係

図-6には、最大重錘衝撃力 P_{ud} および残留変位 δ_{rd} と衝突速度 V との関係を示している. 図-6(a) より、 繰り返し載荷時における最大重錘衝撃力 P_{ud} は、衝突 速度 V = 3 m/s までは V の増加に対応して線形に増加 していることが分かる. V = 4 m/s 以降では、各試験体 の V_{final} において、 P_{ud} の値もしくはその増加割合が低 下している. これは、繰り返し載荷によって、片持ち 梁の損傷が累積し最終的に剛性が大きく低下したこと によるものと考えられる.

また、単一載荷の場合には、いずれの試験体も最大 重錘衝撃力 P_{ud} は衝突速度 V の増加に対応してほぼ線 形に増大している.このように、単一載荷の場合にお いて最大重錘衝撃力が衝突速度 V に対応して線形に増 大することは、過去に実施した RC $梁^{1}$ や RC 版³ の 場合と同様である.なお、 P_{ud} の最大値は、短繊維や せん断補強筋を用いることより増大の傾向を示してお り、これらを併用することによりさらに大きくなって いる.

図-6(b)より、繰り返し載荷時における累積残留変

位 δ_{rd} を見ると、衝突速度 V = 3 m/s まではいずれの 試験体もほとんど残留変位が生じていないことが分か る. V = 4 m/s 以降においては、各試験体の V_{final} にお いて、残留変位が急激に増加している.また、単一載 荷時の残留変位は、全般的に繰り返し載荷時の累積残 留変位よりも小さいことが分かる.同一衝突速度 V に おける残留変位 δ_{rd} を比較すると、短繊維やせん断補 強筋を用いることにより、残留変位を同程度に抑制で きることや、これらを併用することによりさらに大き な効果を発揮していることが分かる.

4.4 耐衝撃設計手法確立のための展望

前節までの実験結果より, PVA 短繊維やせん断補強 筋を単独あるいは併用して用いることにより, RC 片持 ち梁の耐衝撃性が向上することが明らかになった.こ れに対して, PVA 短繊維を混入した RC 片持ち梁の耐 衝撃設計手法を確立するためには,その動的耐力を定 量的に明らかにしなければならない.しかしながら, 本実験では,1)重錘衝撃力波形において,第2波目の 波形性状に部材の損傷状況が反映される傾向にあるも のの,その最大値は損傷状況によらず重錘衝突速度に 対応して増加する傾向にあり,動的耐力として評価す ることが不可能であること,2)梁や版の場合において 動的耐力として用いられる支点反力は,本実験では測 定が困難であることから,現状では動的耐力の定量評 価や動的耐力と静的耐力の関係等を明確にすることが 困難な状況にある.

一方,著者らは,これまで曲げおよびせん断破壊型 RC 梁を対象に, PVA 短繊維混入による耐衝撃性向上 効果を適切にシミュレート可能な数値解析手法を提案 している⁷⁾.従って,提案の数値解析手法を用いて RC 片持ち梁を対象とした数値解析的検討を行い,その適 用性を確認することができた暁には,衝撃荷重作用時 における RC 片持ち梁の支点反力 (動的耐力) や支点反 力と載荷点変位の関係,入力エネルギーと吸収エネル ギーの関係等を定量的に把握することが可能となり, その耐衝撃設計法の確立に向けた検討が可能になるも のと考えられる.

5. まとめ

本研究では、PVA 短繊維混入によるせん断スパン比 の小さい RC 片持ち梁の耐衝撃性の向上効果を検討す ることを目的に、短繊維混入やせん断補強筋の有無を 変化させた衝撃荷重載荷実験を行った。本実験により 得られた知見を整理すると以下の通りである。

- PVA 短繊維の混入により、RC 片持ち梁のせん断 耐力および耐衝撃性を向上可能である。また、せ ん断補強筋を併用することにより、これらの性能 はさらに向上する。
- 2) 短繊維混入率 V_f = 1%の場合には、せん断補強筋 比 p_w = 0.25%の場合と同程度以上のせん断耐力 および耐衝撃性向上効果が期待できる。
- 3)本実験では、RC片持ち梁の動的耐力(支点反力)の定量評価が困難であるため、数値解析により動的耐力を評価し、耐衝撃設計手法の確立に向けた検討を行う必要がある。

参考文献

1) 岸 徳光,田口史雄,三上 浩,栗橋祐介:ビニ ロン短繊維を混入した RC 梁の耐衝撃性に及ぼす 短繊維混入率の影響,構造工学論文集, Vol.50A, pp.1337-1348, 2004.

- 田口史雄,岸 徳光,三上 浩,栗橋祐介:PVA 短繊維の架橋効果による RC 梁のせん断耐力向上 効果,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.27, No.1, pp.283-288, 2005.
- 3) 栗橋祐介,岸 徳光,三上 浩,田口史雄:PVA 短繊維混入による4辺支持 RC版の耐衝撃性向上 効果に関する実験的研究,構造工学論文集,土木 学会, Vol. 52A, pp. 1249-1260, 2006.
- (4) 栗橋祐介,岸 徳光,三上 浩,田口史雄:PVA 短繊維混入による RC 片持ち梁のせん断耐力向上 効果,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.30, No.3, pp.1459-1464, 2008.
- 5) 伊藤 始, 岩波光保, 加藤絵万, 横田 弘: PVA 短繊維を混入した RC フーチングのせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.28, No.2, pp.1363-1368, 2006.
- 6) 土木学会:コンクリート標準示方書 [構造性能照 査編], 2002.
- 7)岸 徳光,栗橋祐介,三上 浩: PVA 短繊維を混 入した RC 梁の重錘落下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.54A, pp. 1044-1054, 2008.

(2008年9月18日受付)