

論文 繰り返し衝撃荷重を受けるせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性に およぼすせん断補強筋量の影響

安藤智啓^{*1}・岸 徳光^{*2}・三上 浩^{*3}・松岡健一^{*2}

要旨: 本研究では、せん断破壊に対する RC 梁の合理的な耐衝撃設計法を確立するために、せん断補強筋量の異なるせん断破壊型 RC 梁に着目した漸増繰り返し重錐落下衝撃実験を行った。本実験結果より、1) 斜めひび割れが発生しない衝突速度では、支点反力-変位曲線の分布はせん断補強筋量によらず大略類似している、2) 斜めひび割れが発生する場合は、せん断補強筋量の少ない梁ほど吸収エネルギーが大きくなる、3) せん断補強筋量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的に分担し梁の塑性化の進行を抑制する、等が明らかとなった。

キーワード: RC 梁、せん断破壊型、耐衝撃性、せん断補強筋量、支点反力、吸収エネルギー

1. はじめに

耐衝撃用途鉄筋コンクリート(RC)構造物には、道路落石防護施設や原子力関連施設等がある。通常、これら構造物の構成要素である RC 梁、柱、版は曲げ破壊が先行するように断面設計されている。そのため、RC 部材の耐衝撃性に関する研究は、主に曲げに対する問題を対象として行われてきた^{1)~3)}。その結果、曲げ破壊型 RC 梁に関しては、その耐衝撃性がかなり明らかにされてきており、合理的な耐衝撃設計法も提案されるに至っている⁴⁾。しかしながら、RC 部材の合理的な耐衝撃設計手法を確立するためには、曲げのみならずせん断に関する設計法も確立しなければならない。これまで、せん断破壊型 RC 部材の耐衝撃性に関する研究は、主に高速載荷時の RC 版の局部破壊問題を対象として実施されており、RC 柱、梁に関してはほとんど検討されていない。

本研究では、最も単純な梁部材に着目し、特にせん断補強筋量がせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性におよぼす影響について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 梁に関する重錐落下衝撃実験を行った。実験は初速度および増分速度が 1 m/s である漸増繰り返し載

荷(以下、繰り返し載荷)実験により、せん断ひび割れが大きく開口して RC 梁がせん断破壊に至るまで、あるいは梁下端からの反射波等により載荷部近傍のかぶりが剥離し断面欠損が著しい状態に至るまで行った。

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。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 × 400 × 2,000 mm の複鉄筋矩形 RC 梁である。また、A 試験体の場合にはせん断補強筋を配置せず、B, C 試験体の場合にはそれぞれ 150, 75 mm ピッチにせん断補強筋を配置している。なお、軸方向鉄筋を定着するための張出しによる慣性力の影響を最小限に抑えるために、梁端面に 22 mm 厚の鋼板を設置して軸方向鉄筋を溶接し定着長を節約している。

衝撃荷重は、梁スパン中央部に質量 300 kg の円柱状鋼製重錐を所定の高さから自由落下させることにより作用させている。用いた重錐は、直徑が載荷点部で 150 mm であり、底部には衝突時の

*1 室蘭工業大学大学院 工学部建設システム工学科 工修(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 三井建設(株)技術研究所 主席研究員 工博(正会員)

表-1 試験体の一覧

試験体名	衝突速度 V (m/s)	主鉄筋比 P_t	せん断 スパン比 a/d	せん断補強筋 の有無と間隔 S (mm)	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	斜めひび割れが 発生した衝突速度 V (m/s)
A	1 ~ 5	0.0273	2.86	None	151.1	443.7	0.34	3
B	1 ~ 6	0.0273	2.86	150	260.8	448.5	0.58	3
C	1 ~ 7	0.0273	2.86	75	339.7	443.7	0.77	3

片当たりを防止する目的で高さ 2 mm のテープを施している。試験体は支点用治具上に設置し、さらに梁支点部上縁には跳ね上がり防止用治具を設けている。また、治具全体は回転のみを許容し単純支持に近い構造となっている。

測定項目は重錐衝撃力 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。 P 、 R の測定にはそれぞれ容量および応答周波数が 1,470 kN, DC ~ 4.0 kHz および 490 kN, DC ~ 2.4 kHz の起歪柱型のロードセルを、 δ の測定にはストローク 200 mm、応答周波数 915 Hz のレーザ式変位計を用いている。

表-1 には、用いた試験体の一覧を示している。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⁵⁾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。また、斜めひび割れが発生した衝突速度は、いずれの試験体も $V = 3$ m/s であった。終局時の衝突速度は C 試験体で最大であり、RC 梁の耐衝撃性は C, B, A の順に優れていることが分かる。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 ひび割れ分布

図-2 には、実験終了後の各試験体のひび割れ分布を示している。図より、A 試験体の場合には、載荷点部から支点部に至るひび割れ幅の大きなアーチ状の斜めひび割れが発生・開口していることが分かる。また、梁下縁のコンクリートが広範囲

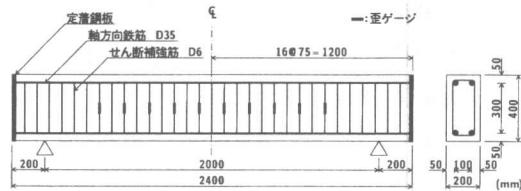


図-1 C 試験体の形状寸法および配筋状況

表-2 コンクリートの力学的特性

試験体名	実験時材令 (日)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
A,C	21	30.2	22.9	0.22
B	24	40.2	26.8	0.23

表-3 鉄筋の力学的特性

鉄筋 呼び径	材質	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
D35	SD345	375	584	206	0.3
D6	SD295A	366	540	206	0.3

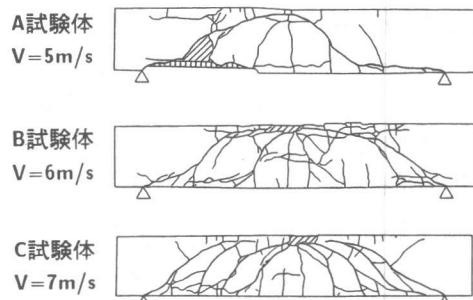
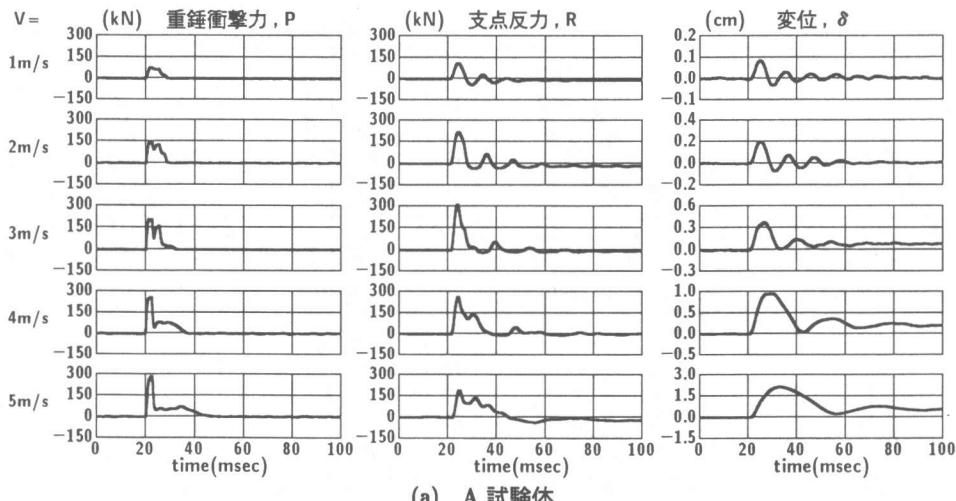
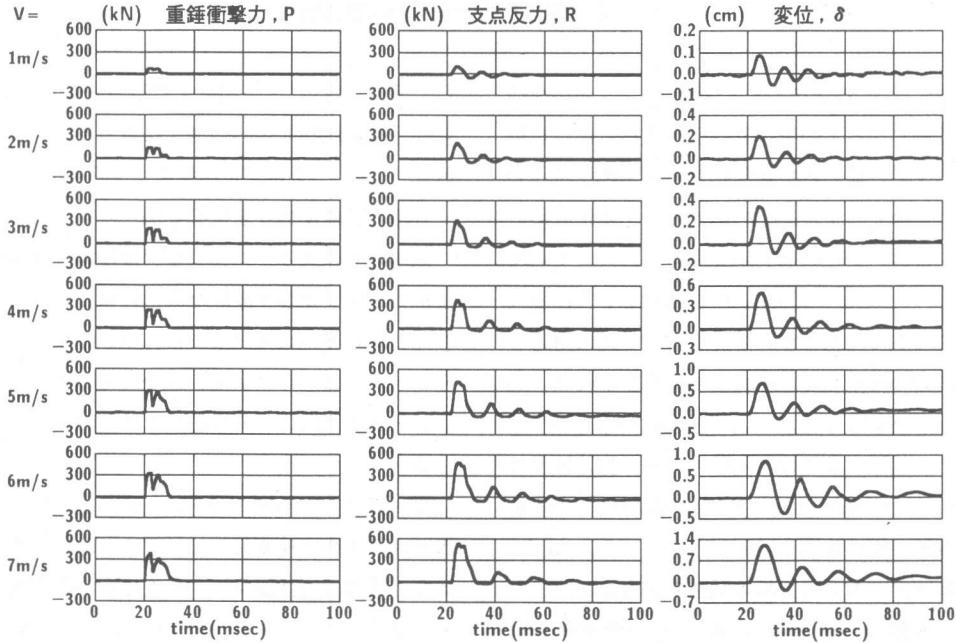


図-2 実験終了後のひび割れ分布

にわたり剥離したため、これを終局と定義した。一方、せん断補強筋を有する B, C 試験体の場合には、載荷点部から支点部に至るアーチ状の斜めひび割れの他に、載荷点部から梁下面に至る斜めひび割れも出現している。また、その本数はせん



(a) A 試験体



(b) C 試験体

図-3 重錐衝撃力、支点反力および変位に関する応答波形

断補強筋量の多い C 試験体の場合で多い。なお、これら斜めひび割れの分布性状は、低衝突速度の場合と同様であることを確認している。B, C 試験体では載荷点部のコンクリートが著しく分離・剝離した衝突速度時を終局と定義した。

3.2 重錐衝撃力、支点反力、変位の応答波形

図-3 (a), (b)には、各試験体の重錐衝撃力 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。ここでは紙面の都合により、A, C 試験体のみに着目して検討する。(a) 図より、せん断補強筋のない A 試験体の場合における重錐衝撃力波形は、斜めひび割れが生じた衝突速度 $V = 3 \text{ m/s}$ の時点より、衝撃初期に振幅が大きくかつ継続時間の短い第1波が励起されていることが分かる。その後、1波目に比べて振幅が小さくかつ継続時間の長い第2波が現れている。この2波

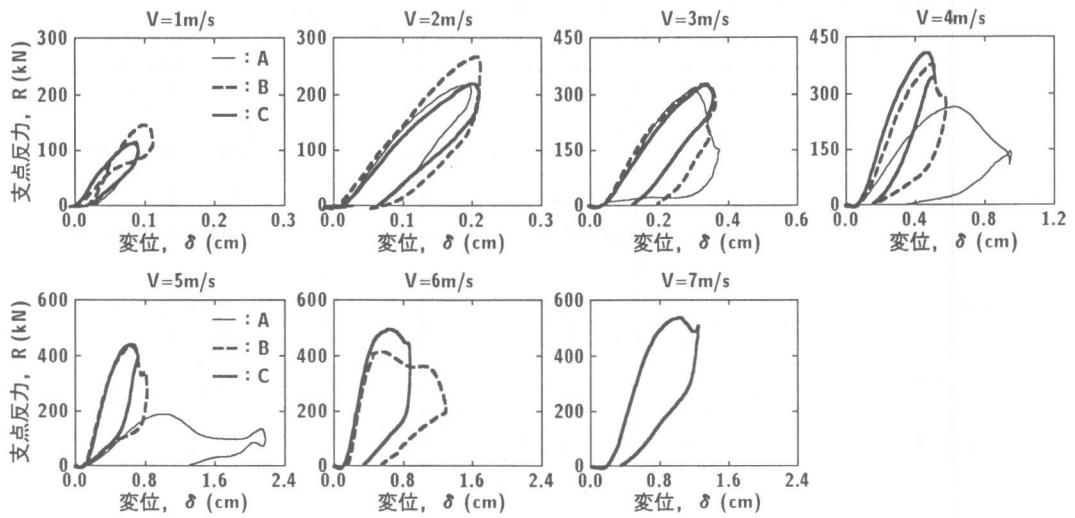


図-4 支点反力と変位の履歴曲線

目の振幅は V の増加とともに低減し、かつ継続時間は長くなっている。支点反力波形には、重錘衝撃力波形で見られた衝撃初期の第1波は現れていない。また、 $V = 1, 2 \text{ m/s}$ では、変位波形に対応した自由振動状態を示している。最大支点反力は、 $V = 3 \text{ m/s}$ までは V の増加とともに増大しその後減少に転じている。また、これに対応して主波動の継続時間が増大している。これは、梁に斜めひび割れが発生し梁の塑性化が進行していることに起因するものと判断される。変位波形の場合には、衝撃初期の正弦半波の継続時間が各衝撃力波形の継続時間にほぼ対応している。また、荷重除荷後の波動は振幅の減少とともに直流成分のみの波動へと移行している。波動の振動周期は V の増加に伴い増大している。

(b) 図より、せん断補強筋を有する C 試験体の場合における重錘衝撃力波形は、ピーク値が大略同程度である2波から成る波形分布を示していることが分かる。しかしながら、A 試験体で見られた衝突速度 V の増加に伴う第2ピーク値の減少や波動継続時間の著しい増大等の性状は現れていない。一方、支点反力波形は、 V の大きさに関わらず変位波形の振動周期に対応した波形性状を示している。また、最大支点反力は A 試験体と異なり V の増加とともに増大している。さら

に、変位波形には、A 試験体に見られた V の増加に伴う振動周期の著しい増大は見られず、 $V = 7 \text{ m/s}$ においても未だ自由振動状態を呈している。

3.3 支点反力と変位の関係

前節の考察より、重錘衝撃力波形は、支点反力波形が単純な正弦半波的な波形性状を示すのと異なり、衝撃初期に複雑な波形性状を示すことが明らかとなった。これより、以降の考察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する。

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、梁に斜めひび割れが発生しない衝突速度 $V = 1, 2 \text{ m/s}$ では、いずれの梁も支点反力 R は変位の増加とともに単調に増大し、最大支点反力を達後に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、各 $R-\delta$ 曲線は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 $V = 3 \text{ m/s}$ 以降では、せん断補強筋量の少ない梁ほど $R-\delta$ 曲線で囲まれる面積が相対的に大きくなっている。特に、せん断補強筋のない A 試験体の場合には、 $R-\delta$ 曲線の初期勾配も V の増加に伴い低減して、応答変位や残留変位も大きくなり、梁の塑性化が進行していることを暗示している。

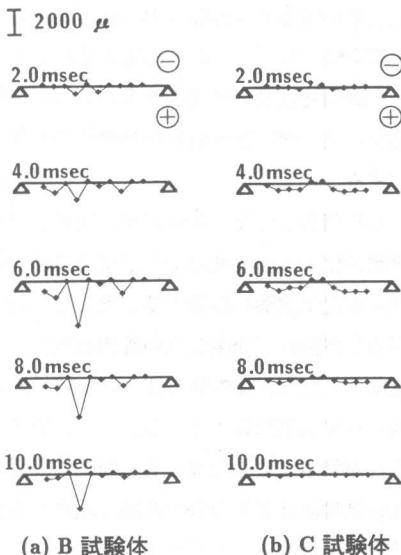


図-5 せん断補強筋の歪分布 ($V = 3 \text{ m/s}$)

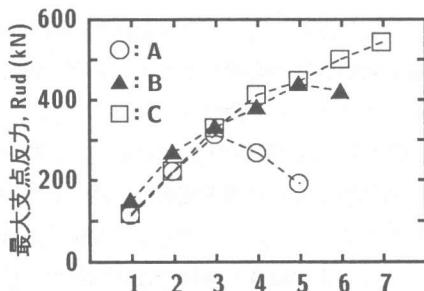
3.4 せん断補強筋の歪分布

図-5には、B, C 試験体に関するせん断補強筋歪分布の経時変化を、衝突速度 $V = 3 \text{ m/s}$ の場合を例に示している。なお、軸より上側を圧縮、下側を引張として整理している。

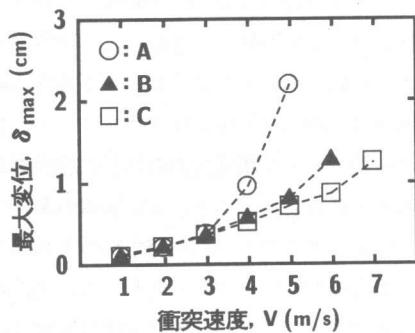
図より、B 試験体の場合には、数本のせん断補強筋に大きい歪が集中して励起され、その歪が時間の経過とともに増大していることが分かる。また、荷重除荷後の 10 ms においても 1 本のせん断補強筋には歪が残留したままの状態となっている。一方、C 試験体の場合には、比較的小さい歪がスパン中心に対してほぼ対称に励起され、この対称な分布を維持した状態で時間の経過とともに歪レベルが増大している。なお、荷重除荷後はいずれの歪も零レベルに回復している。これは、C 試験体の場合は B 試験体の 1/2 の間隔でせん断補強筋が配筋されていることより、多くのせん断補強筋がより有效地にせん断力に抵抗したことを見唆しているものと考えられる。

3.5 各種応答値と衝突速度の関係

図-6には、最大支点反力 R_{ud} 、最大変位 δ_{max} および吸収エネルギー E_a と衝突速度 V の関係を示している。なお、吸収エネルギー E_a は、図-4において衝撃力評価としての支点反力と変位



(a) 最大支点反力



(b) 最大変位

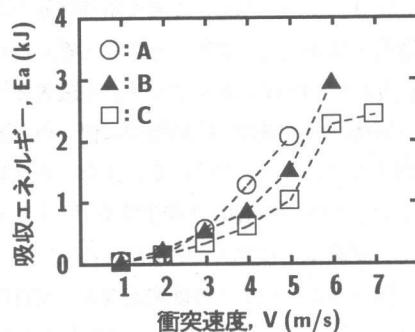


図-6 各種応答値と衝突速度の関係

の曲線で囲まれる面積より求めている。

(a) 図より、斜めひび割れが顕著化しない衝突速度 $V = 3 \text{ m/s}$ までは、最大支点反力 R_{ud} は、いずれの梁においてもほぼ同程度の値を示していることが分かる。しかしながら、A, B 試験体はそれぞれ斜めひび割れが顕著化する $V = 4 \text{ m/s}$, 6 m/s より減少の傾向を示している。これは、上下方向に貫通する斜めひび割れの発生により、コンクリートと主鉄筋の分担するせん断抵抗力が低

下し、大きく開口した斜めひび割れ部の軸方向鉄筋やせん断補強筋の変形によるエネルギー吸収量が増加してくるためと推察される。

(b) 図より、各試験体の最大変位 δ_{\max} は衝突速度 V の増加とともに指数関数的に増大していることが分かる。また、ここでも最大変位 δ_{\max} は、 $V = 3 \text{ m/s}$ までは各試験体でほぼ同程度の値を示している。さらに、最大支点反力 R_{sd} が減少した衝突速度に対応して、A 試験体では $V = 4 \text{ m/s}$ より、B 試験体では $V = 6 \text{ m/s}$ において C 試験体に比べて相対的に大きな δ_{\max} が発生している。これは、前述したように、上下方向に貫通する斜めひび割れの発生に伴うコンクリートと主鉄筋の分担するせん断抵抗力の低下に起因するものと考えられる。すなわち、A 試験体の場合には $V = 4 \text{ m/s}$ で斜めひび割れ発生部の主鉄筋のみがせん断力に抵抗する状態となり、この主鉄筋の塑性変形が進行したため、B 試験体の場合にはせん断補強筋が配筋されているものの配筋量が少ないことより、 $V = 6 \text{ m/s}$ でせん断補強筋の塑性化が進行し梁が大きく変形したためと考えられる。

(c) 図より、吸収エネルギー E_a も最大変位の場合と同様、衝突速度 V の増加に伴い指数関数的に増大していることが分かる。また、各試験体の E_a は、斜めひび割れが発生する $V = 3 \text{ m/s}$ 以降で、試験体間の差異が明瞭に現れている。これは、図-4においてこの衝突速度より支点反力-変位の分布が試験体間で異なってきたことと対応している。なお、 $V = 3 \text{ m/s}$ 以降では、同じ衝突速度における各梁の E_a は、せん断補強筋量の多い梁ほど小さく示されている。また、せん断補強筋量の多い試験体ほど最大衝突速度が大きく耐衝撃性に優れていることから、同じ衝突速度では E_a の小さい梁ほど耐衝撃性に優れていると評価できる。これは、曲げ破壊型RC梁に関する著者の過去の実験結果³⁾と対応している。

4. まとめ

本研究では、せん断補強筋量がせん断破壊型 RC 梁の耐衝撃性におよぼす影響について検討するた

め、配筋量の異なる 3 種類の RC 梁に関する重錘落下衝撃実験を行った。その結果を要約すると、

- (1) せん断補強筋量を増加させることで、載荷点部から梁下面に至る斜めひび割れの本数が増加する。
- (2) せん断補強筋のない場合には、斜めひび割れが顕著化する衝突速度で支点反力波形の継続時間や変位波形の振動周期が著しく増大する。
- (3) 斜めひび割れが発生しない衝突速度では、支点反力-変位曲線の分布はせん断補強筋量に関わらず大略類似している。一方、斜めひび割れが発生する場合は、せん断補強筋量の少ない試験体ほどその分布曲線で囲まれる面積（吸収エネルギー）が大きくなる。
- (4) 斜めひび割れが顕著化しない衝突速度では、最大支点反力、最大変位はせん断補強筋量に関わらずほぼ同程度の値を示している。斜めひび割れが顕著化してくる場合には、せん断補強筋量に応じて応答値に差異が生じてくる。
- (5) せん断補強筋量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的に分担し、梁の塑性化の進行を抑制する。

参考文献

- 1) 井元勝慶、大野友則、佐々木晃、小暮幹太：重錘落下衝突を受ける RC はり部材の衝撃挙動と衝撃応答解析における材料の非線形特性、構造工学論文集、Vol.41A、1995.3
- 2) 中田吉彦、榎谷 浩、梶川康男、森嶋芳大：個別要素法による鉄筋コンクリートはりの衝撃挙動解析、構造工学論文集、Vol.44A、1998.3
- 3) 三上 浩、岸 徳光、松岡健一、田村富雄：低速度衝撃を受ける RC 梁の耐衝撃設計法の一提案、構造工学論文集、Vol.42A、1996.3
- 4) 松岡健一、岸 徳光、三上 浩、安藤智啓：スパン長の異なる RC 梁の重錘落下衝撃実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20、No.3、1998.6
- 5) 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.