

鉄筋コンクリート柱の損傷評価に関する研究

林 静雄¹⁾, 篠原 保二¹⁾, 矢野 秀樹²⁾

1) 東京工業大学, 応用セラミックス研究所

2) 東京工業大学 総合理工学研究科 環境理工学創造専攻

1. はじめに

鉄筋コンクリート造構造物が地震により損傷を受けた場合、その後の継続使用に対する使用性、安全性、耐久性を判断する上で、建築物の損傷評価は必須である。当研究室では損傷評価の観点から、ひび割れ幅などの損傷量の定量化を行うことにより、せん断ひび割れ幅を指標とした損傷評価法¹⁾に関する研究を行ってきた。これまでの研究では、軸力が0の鉄筋コンクリート造柱を対象としており、軸力の影響は考慮していない。しかしながら、鉄筋コンクリート造柱において軸力はせん断ひび割れ挙動に大きく影響するので、損傷評価をする上で重要な因子である。本研究では、軸力とせん断補強筋量を変動要因とした鉄筋コンクリート造柱のせん断実験を行い、これらの変動要因がせん断ひび割れ挙動に及ぼす影響を明らかにし、軸力の影響を考慮した損傷評価法の提案を目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は当研究室で行われた(2004²⁾, 2005³⁾年) 試験体と比較できるように計画した。試験体諸元一覧を表-1に、試験体形状(試験区間)を図-1に、使用した材

料特性を表-2に示す。試験体は合計6体(うち4体は06年度)とし、全試験体ともせん断破壊先行型となるように計画した。

共通要因は試験体断面 $b \times D = 340 \times 340 \text{mm}$, シアスパン比 $M/QD = 1.32$, 主筋は D22 で 1000N/mm^2 級を用いた。せん断補強筋間隔を 60mm とし、コンクリートの調合, 設計基準強度 ($F_c = 45 \text{N/mm}^2$) は 04, 05 年度の試験体と同様に計画した。変動要因は軸力比 (σ_a/σ_B) を 3 水準 ($\sigma_a/\sigma_B = 0, 0.15, 0.30$), せん断補強筋比 (p_w) を 2 水準 ($p_w = 0.29, 0.65$) とした。

2.2 加力方法

加力装置を図-2に示す。鉛直方向の加力は荷重一定で制御し、水平方向の加力は変位制御による逆対称正負交番繰返し载荷とした。柱の変形角 $R = \pm 1/400$ を 1 回, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/66$ を各 2 回づつの繰返し载荷を行い、いずれの試験体も耐力低下を迎えることにより、最大耐力を確認した段階で、载荷を終了した。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

せん断力(Q)-変形角(R)関係をせん断補強筋量ごとと比較して、図-3に示す。全試験体とも試験体全域にせん断ひび割

表-1 試験体諸元一覧

(年)	試験体 ^{※1}	断面形状				主筋		補強筋			Fc (N/mm ²)	σ_a/σ_B	expQsc ^{※2} (kN)	expQmax ^{※3} (kN)	calQsc ^{※4} (kN)	calQsu ^{※5} (kN)	
		D (mm)	b (mm)	L (mm)	M/QD	σ_y (N/mm ²)	Pt (%)	種類	p_w (%)	$w\sigma_y$ (N/mm ²)							$p_w w\sigma_y$ (N/mm ²)
06	RC45-0-29	340	340	900	1.32	8-D22	2.68	$\phi 6.4 @ 60$	0.29	1282	3.72	45	0.00	203	515	176	520
05	RC45-15-29								0.15	1187	3.44		0.15	343	595	339	541
04	RC45-30-29								0.30	1196	4.23		0.30	515	617	496	648
06	RC45-0-65							$\phi 9.0 @ 60$	0.65	1286	8.36		0.00	243	662	175	617
06	RC45-15-65												0.14	338	603	363	628
06	RC45-30-65												0.28	453	660	483	629

※1 試験体名は以下の要因を示す。
RC45-15-29

※2 実験値せん断ひび割れ発生荷重

※3 実験値最大耐力

※4 靱性指針⁴⁾より求めたせん断ひび割れ強度

※5 靱性指針⁴⁾より求めたせん断強度 D:柱せい, b:柱幅, L:クリアスパン, M/QD:シアスパン比, Pt:主筋比

σ_y :主筋降伏強度, p_w :せん断補強筋比, $w\sigma_y$:せん断補強筋降伏強度, F_c :コンクリート設計基準強度, σ_a/σ_B :軸力比

※6 付着割裂破壊を防止するため、全試験体に付着割裂防止筋(D13)を各補強筋位置に記してある。

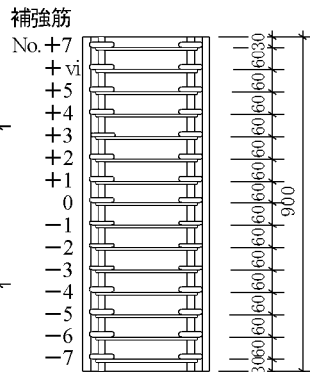
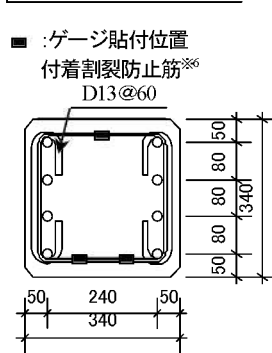
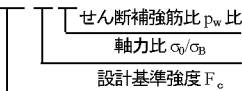


図-1 試験体形状(試験区間)

表-2 材料特性

鋼材 ^{※7} (種類)	σ_y (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	Es ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)
$\phi 6.4$	1282	1331	1.85
$\phi 9.0$	1286	1490	2.06
D22	1189	1294	2.00
コンクリート	σ_B (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	Ec ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)
RC45-0-29	47.8	2.70	2.32
RC45-15-29	50.8	3.65	3.51
RC45-30-29	44.2	2.62	3.34
RC45-0-65	47.1	2.80	2.43
RC45-15-65	48.9	3.03	2.70
RC45-30-65	49.0	2.99	2.58

σ_y :降伏強度 σ_B :コンクリート圧縮強度 σ_c :引張割裂強度

Es:鉄筋弾性係数 Ec:コンクリート弾性係数

D22 の降伏強度 σ_y は 0.2% オフセット法で定めた

※7 鋼材の材料特性に関しては06年度のものを載せた。

04, 05年度の鋼材の材料特性に関しては文献²⁾, 文献³⁾を参照

れが発生し、最終的にせん断破壊した。RC45-0-29 試験体は対角線上のひび割れが卓越し、最終的にせん断補強筋が破断することで終局となった。RC45-0-65 試験体は、変形角-1/33 に向かう途中に危険断面付近の主筋が破断したので载荷を終了した。RC45-15-65, RC45-30-65 は最大耐力後、表面のコンクリートが剥落し、端部コンクリートの圧壊により終局となった。

3.2 ひび割れ性状

(1) せん断ひび割れ

各試験体の最大耐力時のひび割れ図を図-4 に、せん断応力度(τ)と破壊面のひび割れ幅合計値 $\Sigma W'$ の関係を図-5 に、 τ と破壊面の最大ひび割れ幅 W_{max} の関係を図-6 に示す。なお図-4 中の点線は試験体の最終破壊面を示す。破壊面とは、各サイクルにおいて最大ひび割れ幅が多数生じた 1 本のせん断ひび割れ面と定義した。 $\Sigma W'$ は、ひび割れ測定位置でのひび割れ幅 W をひび割れ角度で補正し(以下 W')、各補強筋位置でのせん断補強筋方向のひび割れ幅の W' を合計した値のことである。 W_{max} は、ひび割れ測定位置での最大ひび割れ幅である。図-4 を見ると、せん断補強筋量の増加に伴い、試験体全域に細かみひび割れが多数生じ、ひび割れが抑制されたことがわかる。図-5、図-6 で、同一 τ レベルで比較すると、軸力比の増加に伴い $\Sigma W'$ は小さくなる傾向が見られ、ひび割れ幅は小さく抑えられた。また τ の増加に伴い、 W_{max} の値はあまり増加せず、ひび割れが分散したことがわかる。せん断補強量の増加に伴い $\Sigma W'$ 、 W_{max} とともに小さく抑えられており、応力の増加につれその傾向は顕著に現れた。

(2) ひび割れ幅残留率($\Sigma W_o'/\Sigma W_p'$)

軸力比とひび割れ幅残留率の関係を図-7 に示す。ここでひび割れ幅残留率とは、除荷時の合計ひび割れ幅 $\Sigma W_o'$ をピーク時の合計ひび割れ幅 $\Sigma W_p'$ で除した $\Sigma W_o'/\Sigma W_p'$ のことを示す。軸力比、せん断補強量の増加に伴い、ひび割れ幅残留率は増加する傾向にあった。これはせん断補強量の増加に伴いひび割れが分散したことと、軸力比の増加により、ひび割れが閉じにくくなったためだと推察される。

(3) 破壊面ひび割れ角度

軸力比と破壊面でのひび割れ角度の関係を図-8 に示す。軸力比の増加に伴いひび割れ角度は大きくなった。軸力が 0 の試験体は、ひび割れ角度が徐々に増加していくのに対し、軸力が導入されると試験体は角度変化があまりなかった。

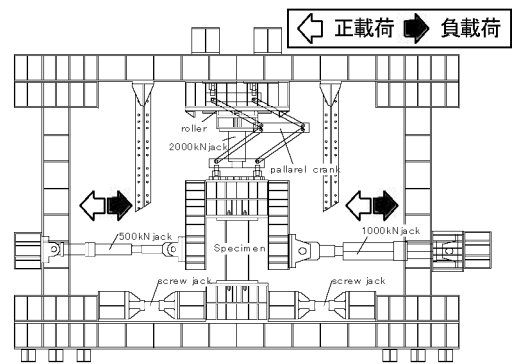


図-2 加力装置図

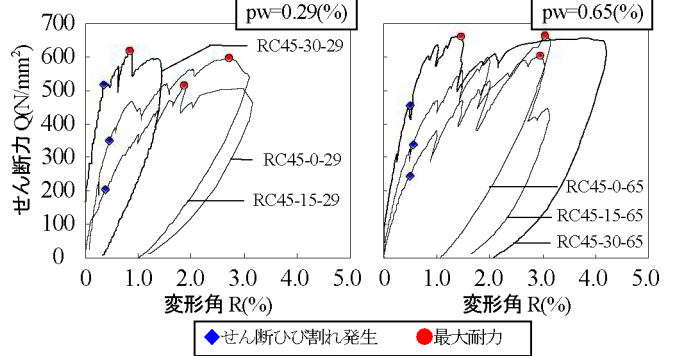


図-3 pw 別せん断力(Q)-変形角(R)関係

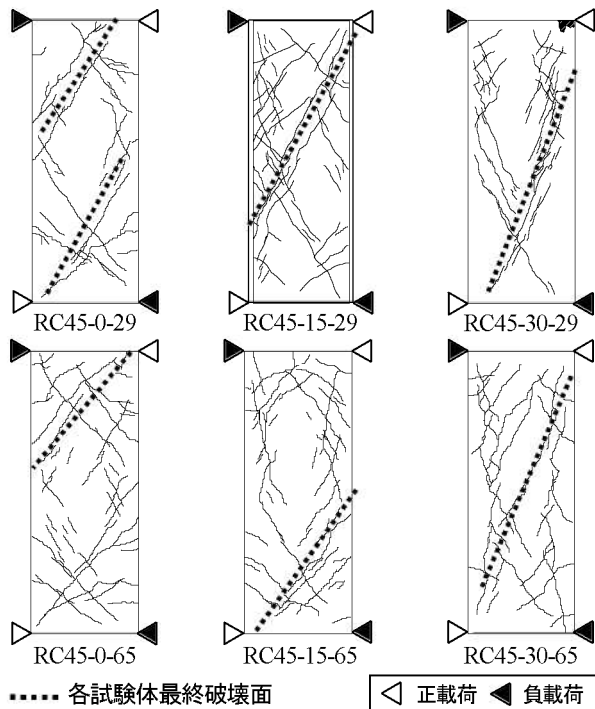


図-4 試験体ひび割れ図(最大耐力時)

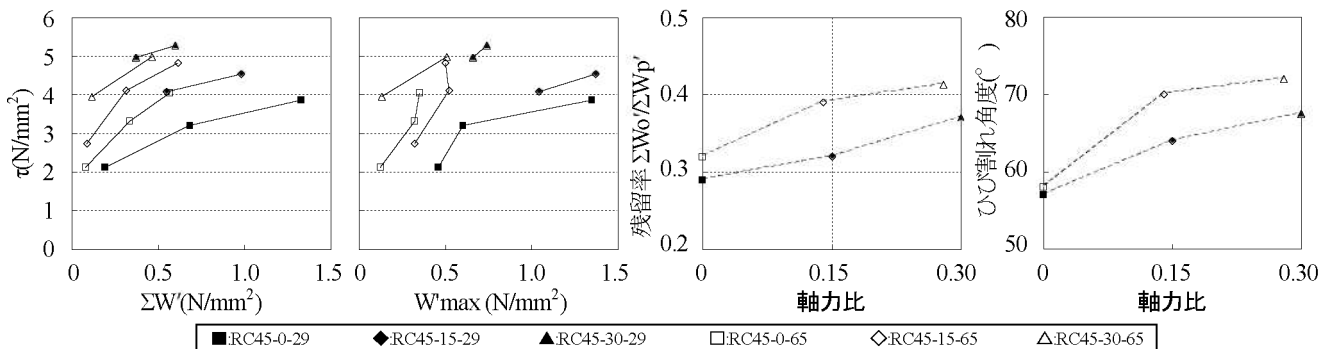


図-5 τ - $\Sigma W'$ 関係

図-6 τ - W_{max} 関係

図-7 軸力比-残留率関係

図-8 軸力比-ひび割れ角度

(4)せん断補強筋ひずみとΣW分布

各サイクル時のせん断補強筋ひずみ分布とΣW分布を図-9にあわせて示す。軸力比が0の試験体は、材端からD付近で徐々にひずみとΣW共に大きくなっているのに対し、軸力が加わると試験体中央部のひずみとΣWが大きくなった。これは軸力の影響で、ひび割れ角度が大きくなり、試験体中央部までひび割れが進展していることを示している。

4. 損傷評価法

損傷評価の概略に関しては、詳しくは文献¹⁾を参照されたい。損傷評価法はせん断補強筋ひずみを指標とし、4.1 ひび割れ幅とせん断補強筋ひずみの関係、4.2 せん断補強筋ひずみー部材せん断力関係から成り立っている。

4.1 補強筋ひずみε_{AVE}ーひび割れ幅関係

コンクリートの変形を無視し、ΣWが補強筋の伸び量に等しいと仮定すると、各補強筋位置でのΣWは補強筋の伸びと考えられる。そこで実験でのせん断補強筋に貼付した3枚のゲージを平均した値ε_{AVE}と、ひび割れ幅合計値ΣWをせん断補強筋の芯間距離で除してひずみの値に変換した値εΣWとの関係を図-10に示す。値はR=+1/200(+2, 3サイクル)と+1/100(+4, 5サイクル)を示している。Rが1/100程度までは各試験体ともよい相関を示している。しかし軸力が小さいと、εΣWがε_{AVE}を上回る結果となったことから、軸力が入ることによりひび割れ角度が増大し、曲げの影響が少なくなったと考えられる。

4.2 部材せん断力評価

破壊面での応力伝達モデルを図-11に示す。ここでは、せん断補強筋負担せん断力V_Hと圧縮部コンクリート負担せん断力V_aに絞り検討を行った。

(1) せん断補強筋負担せん断力 V_H

せん断ひび割れ発生後、破壊面を横切るせん断補強筋が負担すると考えられる負担せん断力を式(1)に示す。

$$V_H = E_s \cdot \epsilon_{AVE} \cdot p_w \cdot \tan\theta \cdot b \cdot D \quad \dots \text{式(1)}$$

E_s: 鉄筋弾性係数, θ: 破壊面角度

(2) 圧縮部コンクリート負担せん断力 V_a

文献¹⁾では、V_aが消滅する補強筋ひずみε_{au}を靱性指数⁴⁾のトラス・アーチ理論から導いており、トラス機構によって生じるコンクリート圧縮応力σ_tとアーチ機構によって生じるコンクリート圧縮応力σ_aの合計値が、コンクリートの有効圧縮強度vσ_Bに達した時点をも塑性条件とし、ε_{au}を式(2)で表している。vσ_B-(σ_t+σ_a)=0より

$$\epsilon_{au} = \frac{v\sigma_B}{p_w \cdot E_s \cdot (1 + \cot^2 \phi)} \quad (\epsilon_{au} \leq \epsilon_y) \quad \text{式(2)}$$

cot φはアーチ機構が生じる余地のある範囲としてcot φ=2としている。ただしこの式には軸力の影響を考慮しておらず、軸力が加わるとε_{au}を大きく評価してしまう。そこで軸力がコンクリート圧縮域の強度に影響すると考え、有効圧縮強度vσ_Bから軸心力σ₀をトラス機構のコンクリート圧縮東方向(角度φ)に変換して差し引いたε_{au}'(式(3))を導いた。

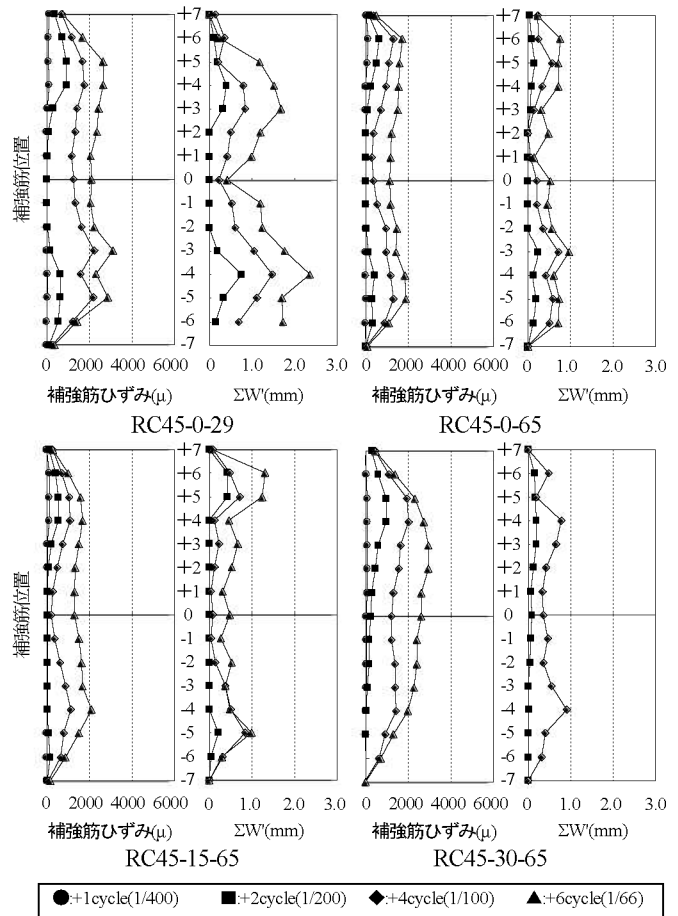


図-9 せん断補強筋ひずみ分布とΣW分布

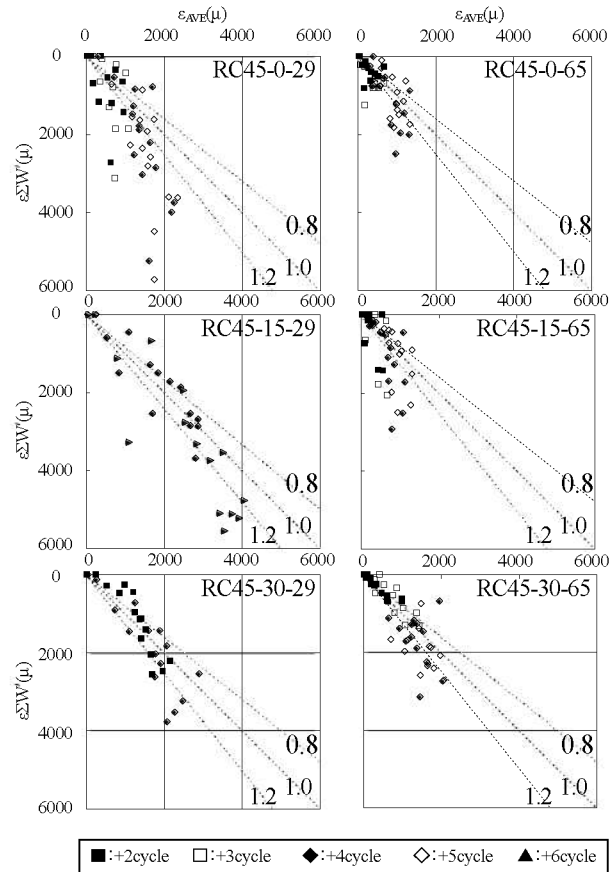


図-10 ε_{AVE}ーεΣW関係

$$\varepsilon_{au} = \frac{V\sigma_B - \sigma_0 \cdot \cos \phi}{p_w \cdot E_s \cdot (1 + \cot^2 \phi)} \quad \dots \text{式(3)}$$

Vaの初期値は文献¹⁾と同じく靱性指針⁴⁾のせん断ひび割れ強度計算値(式(5))で定義し、Vaを式(4)で表した。

$$V_a = V_{sc} \cdot \left(1 - \frac{p_w \cdot E_s \cdot (1 + \cot^2 \phi)}{V\sigma_B - \sigma_0 \cdot \cos \phi} \cdot \varepsilon_{AVE} \right) \quad \dots \text{式(4)}$$

$$V_{sc} = \lambda \left(\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_i \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa \quad \dots \text{式(5)}$$

λ:耐力係数, κ:断面形状係数(文献⁴⁾参照)

(3) 部材の経験最大せん断力

部材の経験最大せん断力を式(6)で表す。

$$V = V_H + V_a \quad \dots \text{式(6)}$$

Q, Q_H, Q_Cは実験での部材の経験最大せん断力, せん断補筋負担せん断力, コンクリート負担せん断力を示し, V, V_H, V_aを各計算値とする。Q_Hは実験でのひび割れ角度変化を考慮し, 破壊面を横切るせん断補筋本数から算出した(式(7))。

$$Q_H = E_s \cdot A_w \cdot n \cdot \varepsilon_{AVE} \quad \dots \text{式(7)}$$

A_w:一組のせん断補筋断面積, n:せん断補筋の本数
実験値と計算値の比較を図-14に示す。全試験体で計算値は実験値を精度よく評価できており, ε_{au}も若干の誤差があるが, 軸力が入った試験体も新しく提案した式で評価できた。pw=0.65の試験体において, V_Hの計算値が実験値を大きく評価しているが, V_Hに角度変化を考慮しておらず, 破壊面角度を一定にしたためだと考えられる。

コンクリート負担せん断力には, トラス・アーチによる伝達以外に, ひび割れ面における骨材の噛み合いによるせん断力の伝達もあるが, 今後の課題としたい。

5. まとめ

(1) ひび割れ幅合計値とせん断補筋ひずみは, 軸力の影

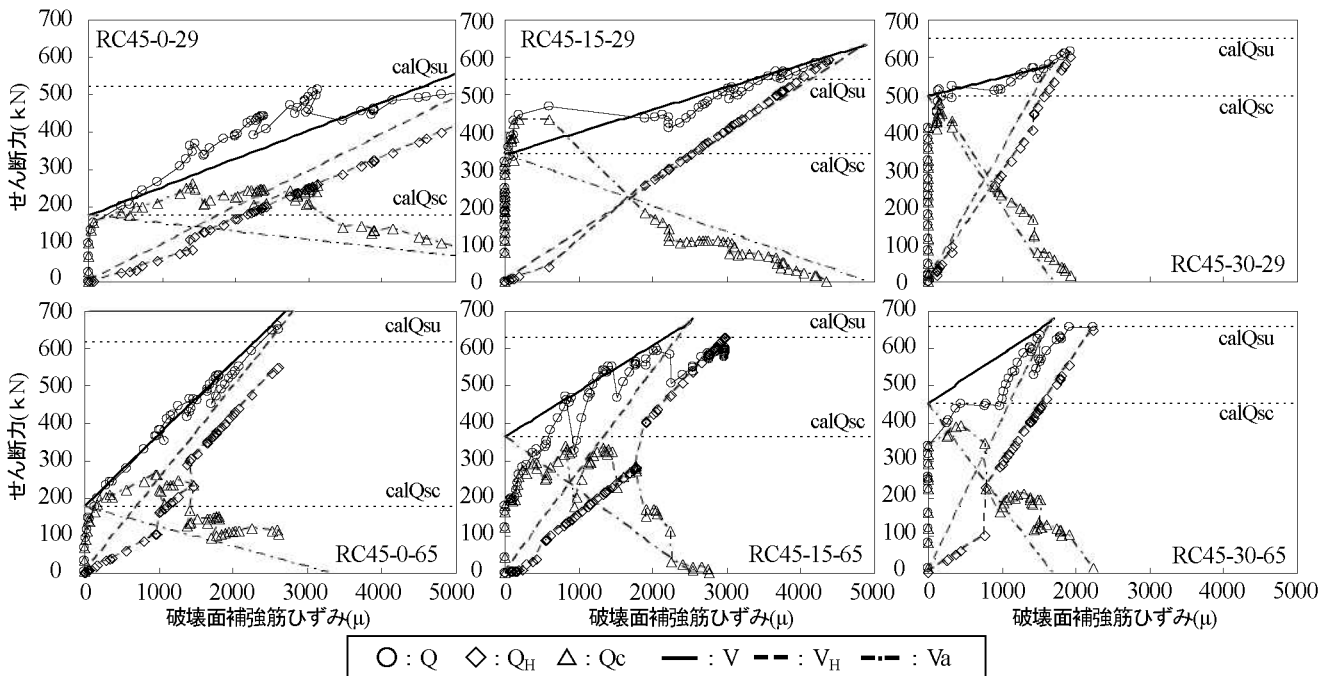


図-12 実験値—計算値比較

響により小さく抑えられ, その相関性はよかった。

(2) 軸力の効果も考慮に入れた, 今回提案した損傷評価法は, 軸力が導入された試験体にもほぼ適応できることを示し, ひび割れ幅を補強筋ひずみに換算することから部材の経験最大せん断力が予想できることを示した。

参考文献

- 1) 中村陽介, 林精敏他:鉄筋コンクリート造柱の損傷程度におけるせん断ひび割れ挙動および評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol27, No2, pp211-215, 2005
- 2) 宮野寛也, 篠原保二他:横方向プレストレスによる鉄筋コンクリート造柱のせん断ひび割れ抑制効果, コンクリート工学年次論文集 Vol26, No2, pp223-229, 2004.7
- 3) 渡部洋, 朴世万, 篠原保二他:横方向プレストレスを導入した鉄筋コンクリート造柱のせん断挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol28, No2, pp139-144, 2006
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990

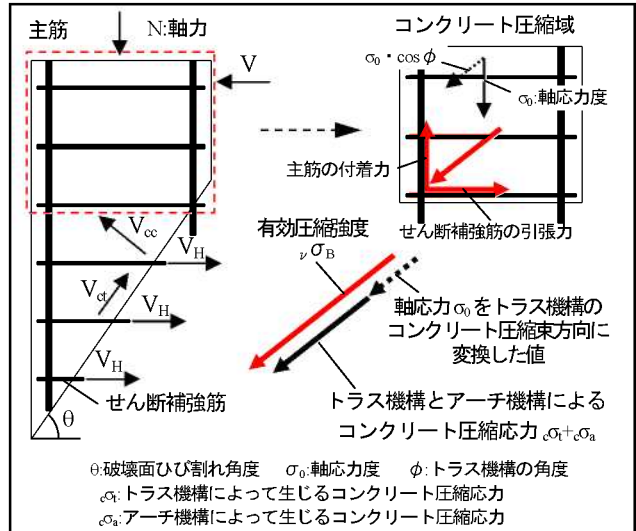


図-11 破壊面応力伝達モデル