

論文 鉄筋コンクリート柱のせん断ひび割れ幅制御によるせん断力の評価に関する研究

大浜 設志^{*1}・中村 佳史^{*2}・篠原 保二^{*3}・林 静雄^{*4}

要旨: 本研究では、せん断ひび割れ幅を制御するという観点から許容できるせん断耐力を評価する方法を提案することを目的とした。ピーク時最大せん断ひび割れ幅と平均せん断応力の関係から求める損傷評価方法を提案し、評価式として実験値から導いた。提案した評価式は実験値と良い適合性を示した。また、提案した損傷評価方法から実験値を基に短期許容応力時のせん断ひび割れ幅の推定値を算出した結果、柱においては短期許容応力時にはひび割れが生じないことがわかり、性能設計の観点からは短期許容応力をより大きな値を用いることができる可能性を示した。

キーワード: RC 柱, 補強筋比, 軸力比, せん断ひび割れ, 損傷評価

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下 RC と略記)構造物が地震による損傷を受けた場合には、その後の継続使用に対する安全性、使用性、耐久性など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、ひび割れ幅等の損傷量の定量化のために、せん断ひび割れ幅を指標とした損傷評価式及び、損傷評価法¹⁾²⁾を提案している。しかし、この損傷評価法では、まだ定式化できていない要因があり、実用化には難しいと考えられる。

そこで本研究では、鉄筋コンクリート柱のせん断ひび割れ幅を制御するという観点から許容できる入力せん断力を評価する方法を提案することを目的とする。

2. 損傷評価法

2.1 概要

既往の研究¹⁾²⁾の損傷評価方法は補強筋ひずみ-ひび割れ幅関係、補強筋ひずみ-部材せん断力関係の2つのプロセスに分けられている。補強筋ひずみ-部材せん断力関係においては適合性が見られるが、補強筋ひずみ-ひび割れ幅関係においてはばらつきがあり、まだ検討の余地があると考えられる。本研究では、補強筋ひずみ-ひび割れ幅関係、補強筋ひずみ-部材せん断力関係の2つのプロセスを一つにまとめることにより、ばらつきがある補強筋ひずみ-部材せん断力関係も定式化することができると考えた。

2.2 評価方法

本研究で提案するせん断ひび割れ幅から部材平均せん断力評価法の概念図を図-1に示す。

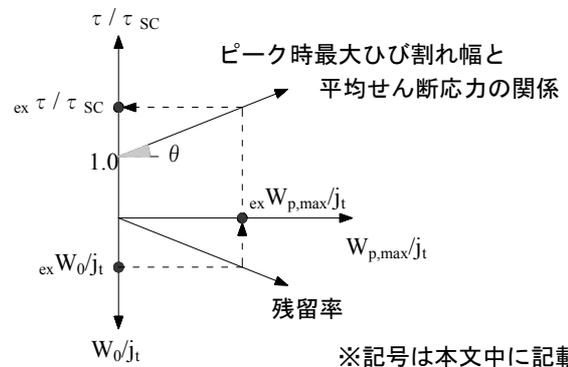


図-1 損傷評価法の概念

この損傷評価法は、測定した除荷時ひび割れ幅 exW_0 から残留率を経てピーク時最大ひび割れ幅 $exW_{p,max}$ を求め、ピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力の関係を経て、部材経験平均せん断応力 $ex\tau$ を求める。

2.3 ピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力の関係

ピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力の関係は下記の2つの仮定を設ける。

- (1) ひび割れ幅は部材の大きさに比例すると仮定し、ひび割れ幅 W を最外主筋間距離 j_t で除して基準化する。
- (2) せん断ひび割れ強度に達した時からひび割れはせん断応力の増加に比例すると仮定する。

なお、せん断ひび割れ強度 τ_{sc} に達したときからひび割れが発生するため、平均せん断応力 τ をせん断ひび割れ強度 τ_{sc} で除して基準化した。

2.4 最大ひび割れ幅残留率

せん断応力に関係なく常に一定と仮定し、実験で測定した最大ひび割れ幅残留率の平均値を採用する。

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 (正会員)
 *2 高周波熱錬株式会社
 *3 東京工業大学准教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)
 *4 東京工業大学教授 セキュアマテリアル研究センター 工博 (正会員)

表-1 過去の試験体諸元一覧、及び実験結果

試験体名 (年度)	D [mm]	B [mm]	M/QD	主筋	P _g [%]	σ _y [N/mm ²]	せん断補強筋	P _w [%]	σ _y [N/mm ²]	σ _B [N/mm ²]	σ ₀ /σ _B	ε _s τ _{sc} [N/mm ²]	ε _s τ _{su} [N/mm ²]	破壊性状			
RCシリーズ	(03)	R-N-N5-N0	350	275	1	12-D13	1.58	850	4-φ5@40	0.73	526	36.2	0.00	2.66	5.49	S	
		R-N-N5-N025										0.25	3.54	6.33	S		
		R-N-N5-N05										0.50	4.87	6.67	S		
		R-N-N5-NM										0~0.5	4.67	6.45	S		
		R-H-N5-N02										0.20	4.36	7.41	S		
	R-H-N5-N027	0.27						5.39	7.58	S							
	(04)	R-N-47						1013	4-φ4@40	0.47	1277	29.7	0	1.63	4.50	S	
		R-N-73												1.47	5.41	S	
		R-N-138												1.58	6.54	B	
		R-H-73												1.95	6.90	B	
(05)	R-N-N94-S	427	4-φ6.4@50	0.94	289	34.8	0	1.46	3.65	SH							
	R-N-N94-B	1027						1.57	3.63	H							
RCシリーズ	(04)	RC45-30-29	340	340	1.32	8-D22	2.68	1196	2-φ6.4@60	0.29	1459	50.8	0.30	4.46	5.34	S	
	RC45-15-29	1187												1471	44.2	0.15	3.39
	(07)	RC45-0-29						1189	2-φ9@60	0.65	1286	48.9	0.15	2.01	5.09	S	
		RC45-0-65												47.1	2.40	6.54	S
		RC45-15-65												49	0.3	4.48	6.52
RC45-30-65																	
RCシリーズ	(05)	No.7	250	200	1.50	8-D13	2.02	403	4-φ5@120	0.37	1740	25	0	1.65	0.03	B	
	(06)	N1	1.22	6-D13	1.52	1026	4-φ3.5@75	0.26	608	50	51	0	1.87	4.02	S		
		N2											2.45	4.64	S		
		N3											2.72	6.88	S		

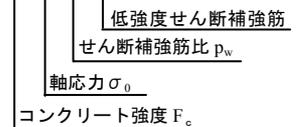
※破壊性状

S: せん断破壊試験体(コンクリート圧壊) SH: せん断破壊試験体(せん断補強筋降伏) B 曲げ降型先行試験体(主筋降伏)

表-2 本年度試験体諸元一覧

試験体	形状			主筋		せん断補強筋			コンクリート	軸力
	D (mm)	b (mm)	L (mm)	配筋	P _g (%)	配筋	P _w (%)	σ _y (N/mm ²)	σ _B (N/mm ²)	σ ₀ (N/mm ²)
RC45-1-0.65	340	340	900	8-D22	2.21	φ9@60	0.65	1275	45	1
RC45-3-0.65								1275		3
RC45-3-0.7-L								295		
RC45-3-0.29								1275		
RC45-6.8-1.23								1275		
RC45-13.5-1.23								1275		

※試験体名は以下の要因を示す。
RC45-3-0.63-L



D:柱せい, B:柱幅, M/QD:せん断スパン比, P_g:全主筋比, σ_y:主筋降伏強度
p_w:せん断補強筋比, σ_y:せん断補強筋降伏強度, σ_c:コンクリート圧縮強度, σ₀:軸応力

3. 実験概要

3.1 試験体

提案した損傷評価方法を検討するにあたり、本研究室の既往の研究結果¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾(柱:9体, 梁13体)と東京理科大学の既往の研究結果⁶⁾⁷⁾(柱:7体, 梁16体)及び、追加実験として本年度おこなわれた試験体(柱:6体)を対象とした。本年度の実験では、過去の実験で検討が足りない部分(低軸力におけるひび割れ幅の影響、せん断補強筋比が高く、かつ軸応力が大きい試験体のひび割れ幅への影響及び、せん断補強筋強度のひび割れ幅への影響)の検討をおこなった。本研究室での既往の研究のうち対象とした試験体一覧と実験結果を表-1に示す。詳細な試験体諸元、材料特性、実験結果及び加力装置等は参考文献¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾を参照されたい。また、東京理科大学でおこなわれた実験において対象とした試験体はコンクリート強度60N/mm²以下を用いた試験体で、コンクリート強度60N/mm²以上を用いた試験体は除いた。東京理科大学でおこなわれた実験の試験体諸元、材料特性、実験結果、及び加力装置等は参考文献⁶⁾⁷⁾を参照されたい。

本年度の実験では、表-1のRCシリーズと比較できるように計画した。本年度におこなった実験の試験体諸元一覧を表-2に示す。試験体は合計6体とし、共通要因は試験体断面b×D=340×340mm、シアスパン比M/QD=1.32、主筋12-D22、せん断補強筋間隔@60mm、コンクリート強度σ_B=45N/mm²である。変動要因はせん断補強筋比を3水準(p_w=0.29, 0.65, 1.23%)、軸応力を4水準(σ₀=1, 3, 6.8, 13.5N/mm²)、せん断補強筋強度2水準(σ_y=295, 1200N/mm²)である。試験体形状、加力装置等については参考文献²⁾を参照されたい。

3.2 本年度の実験の材料特性

本年度の実験に使用した材料特性を表-3に示す。コンクリートの調合と圧縮強度は比較対象となるRCシリーズ(表-1参照)と同様に計画した。²⁾主筋はせん断破壊先行型となるように、1000N/mm²以上の鋼材を使用した。また、付着割裂破壊を防止するため、全試験体において付着割裂防止筋(D10)を各補強筋位置に配してある。

表-3 本年度実験の材料特性一覧

鋼材 (種類)	σ_y (N/mm ²)	σ_{max} (N/mm ²)	E_s ($\times 10^6$ N/mm ²)	コンクリート	σ_B (N/mm ²)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)
D10	382	487	1.87	RC45-1-0.65	44.6	3.05
φ6.4	1412	1470	1.97	RC45-3-0.65	44.1	2.96
φ9.0	1378	1482	2.00	RC45-3-0.65-L	43.2	3.16
φ12.6	1373	1458	1.92	RC45-3-0.29	44.6	2.89
D22	1080	1251	1.93	RC45-6-1.23	36.6	3.04
				RC45-12-1.23	36.7	2.81

※高強度鉄筋の降伏強度 σ_y は
0.2%オフセット法で定めた

σ_{max} : 最大耐力
 σ_y : 降伏強度
 E_s : 鉄筋弾性係数
 E_c : コンクリート弾性係数

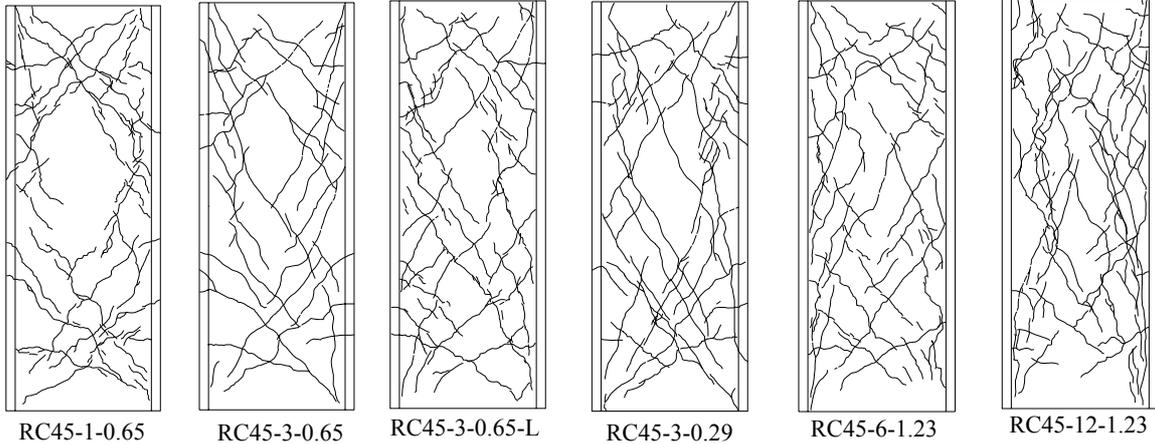


図-4 最大耐力時のひび割れ性状

表-4 本年度実験結果一覧

試験体	ex Q _{sc} kN	ex Q _{max} kN	cal Q _{sc} kN	cal Q _{su} kN	cal Q _{fu} kN	cal Q _{bu} kN
RC45-1-0.65	187	460	177	515	1053	683
RC45-3-0.65	280	633	198	530	1133	653
RC45-3-0.7-L	282	506	196	430	1133	640
RC45-3-0.29	281	483	199	466	1133	632
RC45-6.8-1.23	387	695	207	601	1215	793
RC45-13.5-1.23	400	715	263	649	1347	793

exQ_{sc}: 実験値せん断ひび割れ発生
exQ_{max}: 実験値最大耐力
calQ_{sc}: 靱性指針⁴⁾より求めたせん断ひび割れ
calQ_{su}: 靱性指針⁴⁾より求めたせん断強度
calQ_{fu}: 曲げ終局強度より求めた最大曲げ耐力時の
せん断力
calQ_{bu}: 靱性指針⁴⁾より求めた付着破壊を考慮した
せん断信頼強度

4. 実験結果

本年度試験体の実験結果及び諸計算値を表-4 に記す。

4.1 本年度試験体の破壊性状

図-4 に試験体の最大耐力時の破壊状況を示す。全試験体とも試験体全域にせん断ひび割れが発生し、最終的に端部コンクリートが圧壊のせん断破壊をした。RC45-3-0.65-L 試験体は低強度せん断補強筋を用いた分、部材角 R=1/50 に達する前にせん断補強筋が降伏した。

4.2 ピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力の関係

図-5 にせん断補強筋比 0.65%の試験体とせん断補強筋比 0.29%の試験体の実験値 θ (図-1 参照)と軸応力の平方根 $\sigma_0^{0.5}$ の関係を示す。図-5 より $\sigma_0^{0.5}$ の増加により実験値 θ は減少しており、 $\sigma_0^{0.5}$ に実験値 θ は反比例していることがわかる。つまり、軸応力の増加にともない、せん断ひび割れは開きやすくなっている。

図-6 にせん断補強筋比 0.65%の試験体とせん断補強筋比 0.29%の試験体の実験値 θ と軸応力の平方根 $\sigma_0^{0.5}$ とせん断補強筋比 p_w の積である $p_w \sigma_0^{0.5}$ の関係を示す。図-6 より実験値 θ は $p_w \sigma_0^{0.5}$ に比例して減少しており、その傾きはほぼ等しいことがわかる。

図-7 に軸力比 0.15 の試験体と軸力比 0.30 の試験体の実験値 θ とせん断補強筋比の関係を示す。図-7 よりせん断補強筋量が多くなるに従って、 θ は大きくなっている。つまり、せん断ひび割れ幅は開きにくくなっている。

図-8 にせん断補強筋強度を変えた試験体のピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力関係の実験値を示す。なお、平均せん断応力はせん断力を部材幅 b と応力中心間距離 j の積で除した値とする。せん断補強筋の降伏前の部材角 R=1/67 まではピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力の関係は、せん断補強筋強度に関係なくほぼ一定で同様の傾向を示したが、せん断補強筋降伏後の部材角 R=1/50 時において、高強度せん断補強筋を使用した試験はせん断力 558kN で最大ひび割れ幅が 1.2mm ($W_{p,max}/j_t = 0.50\%$) に対し、普通強度せん断補強筋を使用した試験体はせん断力 497 kN で最大ひび割れ幅 1.65mm ($W_{p,max}/j_t = 0.69\%$) と最大ひび割れ幅に差がでた。これはせん断補強筋が降伏したことで、ひび割れ幅に影響が及んだことが考えられる。このことよりせん断補強筋強度の違いにより、ピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力の関係に制限を設けなければならない。

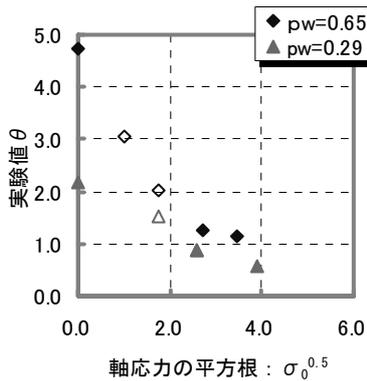


図-5 実験値 θ と軸応力平方根の関係

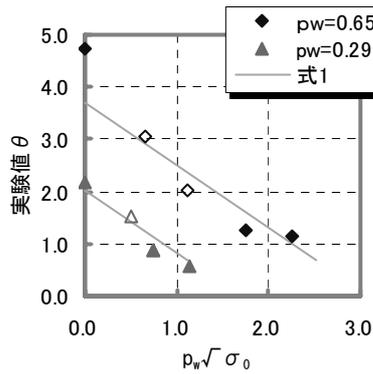


図-6 実験値 θ と $p_w \sqrt{\sigma_0}$ の関係

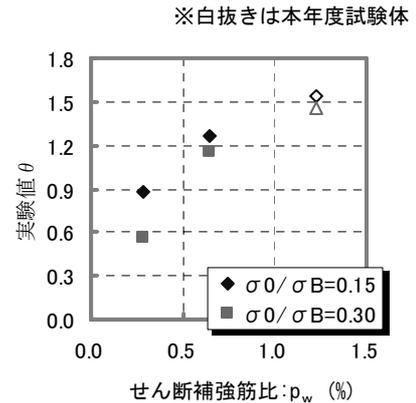


図-7 実験値 θ とせん断補強筋比 p_w の関係

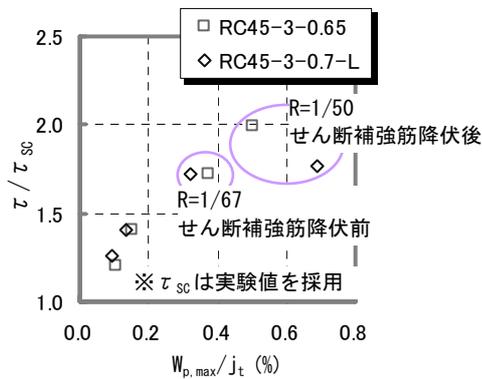


図-8 ピーク時最大ひび割れ幅とせん断応力関係

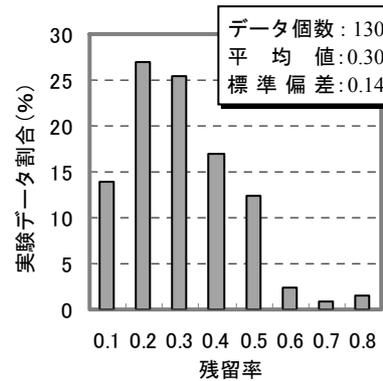


図-9 最大ひび割れ残留率分布 (試験体数: 51 体)

低強度せん断補強筋の降伏歪みは表2よりおおよそ2000 μ である。図-8では $W_{p,max}/j_t$ がおおよそ0.4%あたりで変化していることから、 $W_{p,max}/j_t$ とせん断補強筋ひずみの関係はおおよそ2倍程度の差があると考えられる。そこで、せん断補強筋強度の影響を考慮する場合には $W_{p,max}/j_t < 2 \epsilon_y$ の範囲で制限を設けることを提案する。ここでは、2倍の差があると定義したが、より多くの試験体で検討する必要がある。

以上より、ピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力関係はせん断補強筋比 p_w と軸応力 σ_0 に関係していることを示した。そこで、実験値を基に最小二乗法によりピーク時最大ひび割れ幅とせん断応力関係の傾き θ を算出する式として式1を提案する。

$$\theta = 467 p_w - 120 p_w \sigma_0^{0.5} + 0.68 \quad \dots (1)$$

4.3 最大ひび割れ幅残留率

図-9にこれまで検討をおこなった全試験体(試験体数: 51 体)の最大ひび割れ幅残留率の割合分布を示す。図-9の最大ひび割れ幅残留率の値は少数第2位以下を四捨五入してまとめたグラフである。全試験体の最大ひび割れ幅残留率の平均値は0.30、標準偏差は0.14となった。残留率について試験体各因子について検討してみたところ著しい傾向がないため、最大ひび割れ幅残留率は平均値の0.30を採用する。

5 損傷評価法を用いた各種検討

5.1 短期許容応力時の除荷時せん断ひび割れ幅推定値

提案した損傷評価法を用いて、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁸⁾による短期許容応力(以下短期許容応力と省略)の除荷時せん断ひび割れ幅を推定する。ただし、最大せん断ひび割れ幅残留率は平均値0.3を、ピーク時最大ひび割れ幅と平均せん断応力の関係の傾き θ とせん断ひび割れ強度は各試験体の実験値を採用し、より正確な算出をおこなった。

図-10に短期許容応力時の除荷時せん断ひび割れ幅と軸応力の関係を示す。図-10より軸応力 $0N/mm^2$ の試験体(梁)は除荷時せん断ひび割れが $0.46 \sim 0.05mm$ の範囲で生じているのに対して、軸力がある試験体(柱)は除荷時せん断ひび割れが殆ど生じていないことがわかる。これは、軸力の導入によりせん断ひび割れ強度が上回ったことで短期許容応力と経験せん断力の差が小さくなり、また、せん断ひび割れ強度が短期許容応力を上回ったことに起因する。このことから、建物の耐用年数内に一度くらは遭遇すると思われる地震の強さに対して柱はせん断ひび割れがほとんど生じないことがわかる。

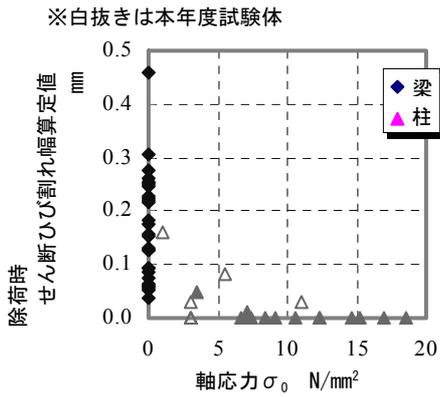


図-10 短期許容応力時の除荷時せん断ひび割れ幅と軸応力の関係

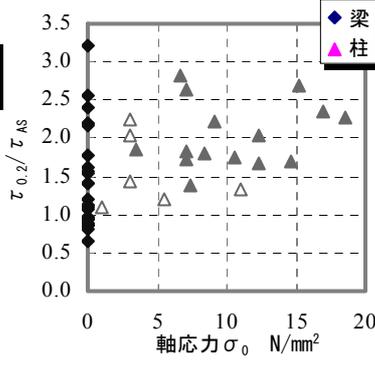


図-11 使用限界状態のせん断応力と軸応力の関係

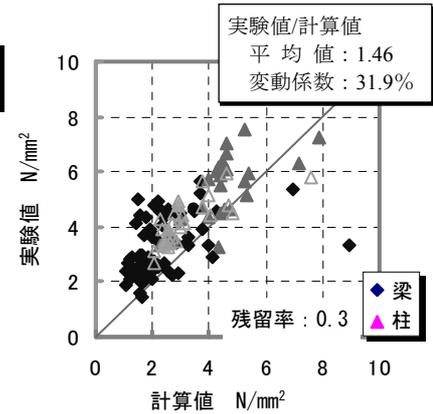


図-12 実験値応力と計算値応力の比較 (靱性指針のせん断ひび割れ強度)

5.2 使用限界状態の応力

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説⁹⁾によると継続使用に耐えうる限界状態(以下使用限界状態)における除荷時ひび割れ幅は0.2mm程度以下が目安と記されている。そこで、提案した損傷評価法を用いて、使用限界状態における部材の平均せん断応力を算出した。図-11に残留せん断ひび割れ幅が0.2mmの時のせん断応力算定値と軸応力の関係を示す。縦軸のせん断応力推定値 $\tau_{0.2}$ は短期許容応力度 τ_{AS} との比率を表すため短期許容応力度で除している。なお、最大ひび割れ幅残留率は平均値の0.3、 θ とせん断ひび割れ強度は各試験体の実験値を採用した。図-11より使用限界状態における平均せん断応力は、柱は全試験体で短期許容応力より大きい値をとり、おおよそ2倍程度の差がある。一方、梁についてはばらつきがあるが、多くの試験体は短期許容応力より大きいことがわかる。これらのことより性能設計の観点から短期許容応力はより大きな値を用いることができる可能性を示した。

6. 評価式

6.1 評価式の提案

4.2の式1及び、4.3の最大ひび割れ幅残留率平均値より、目標とする残留せん断ひび割れ幅から許容できる入力せん断力を評価する経験式として式2を提案する。

$$\tau = (100 W_p / j_t (467 p_w - 120 p_w \sqrt{\sigma_0 + 0.68}) + 1) \tau_{sc} \quad \dots (2)$$

ただし、 $W_p = W_0 / 0.30$

検討範囲

最大せん断耐力、及び曲げ降伏強度以内

$$W_{p, \max} / j_t < 0.7\% \quad \text{及び} \quad W_{p, \max} / j_t < 2_w \varepsilon_y$$

$$\text{せん断スパン比 } M/QD: 1 \leq M/QD \leq 1.5$$

$$\text{せん断補強筋比 } p_w: 0.26\% \leq p_w \leq 1.38\%$$

$$\text{軸応力 } \sigma_0: 0 \leq \sigma_0 \leq 16.9 \text{ N/mm}^2$$

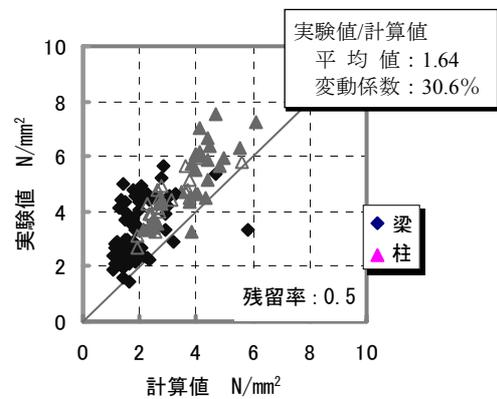


図-13 実験値応力と計算値応力の比較 (靱性指針のせん断ひび割れ強度)

6.2 評価式の検討

6.1で提案した式を全試験体で検討をおこなう。なお、検討をおこなう際に用いたせん断ひび割れ強度は靱性保障型耐震耐震設計指針¹⁰⁾による計算式(以下靱性式と省略)を採用し、耐力係数 $\phi=1$ とした。

6.3 実験値と計算値の比較

図-12に式(2)から導いた計算値と実験値を比較したグラフを示す。せん断ひび割れ強度として靱性式を用いたため、計算値がやや過大評価の傾向はあるが、実験値/計算値1.48、変動係数32.1%となり、式2は概ね実験値を評価できていると考えられる。

6.4 最大ひび割れ幅残留率の影響

最大ひび割れ幅残留率の誤差の影響を確認するため、図-13に最大ひび割れ幅残留率の値0.5を採用したときのグラフを示す。最大ひび割れ幅残留率を平均値の0.3を採用した場合の結果の図-12と比べると、残留率0.5を採用した場合は実験値/計算値が1.64と実験値がより大きくなる傾向を示した。このことより、最大ひび割れ幅残留率の平均値0.3を採用した場合が、実験値との適合性がよいことを示した。

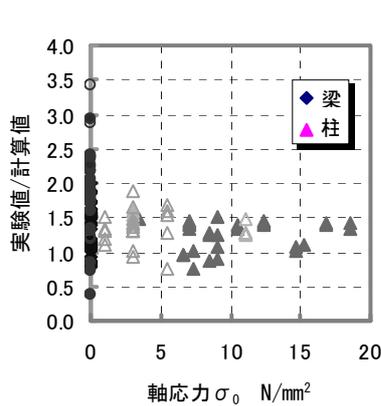


図-14 実験値/計算値と軸応力の影響

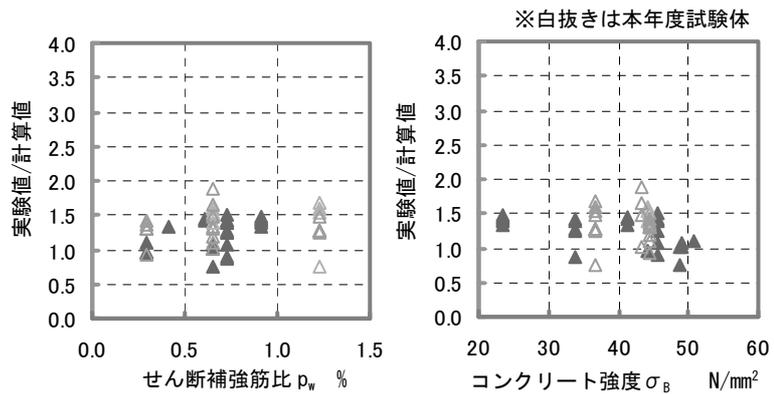


図-15 実験値/計算値と各諸因子の影響
(軸応力 0N/mm^2 の試験体を除く)

6.5 計算値の誤差の各諸因子の影響

計算値が過大評価になった原因を検討する為、各諸因子について検討をおこなった。実験値/計算値と軸応力の関係を図-14に示す。図-14より軸応力が 0N/mm^2 の試験体では実験値/計算値 $3.4\sim 0.4$ と大きなばらつきがみられる。さらに、実験値/計算値とせん断補強筋比、及び、コンクリート強度の関係を図-15に示す。なお、図-15では軸応力 0N/mm^2 の試験体を除いて検討をおこなった。図-15のグラフの実験値/計算値はせん断補強筋比、コンクリート強度に対しては適合性がみられる。図-14、及び図-15よりばらつきが目立つ軸応力 0N/mm^2 の範囲において式2の検討が必要だと考える。

7. まとめ

ピーク時せん断ひび割れ幅とせん断応力の関係から、目標とする残留ひび割れ幅から許容できる入力せん断応力を求める損傷評価方法提案し、実験結果を基に損傷評価式を提案した。提案した評価式は実験値と良い適合性を示したが、軸応力が 0N/mm^2 の試験体においては再検討が必要である。また、提案した損傷評価方法から、実験値を用いて短期許容応力時の除荷時せん断ひび割れ幅を算出した結果、柱にはほとんどせん断ひび割れが生じていないことがわかった。使用限界状態の残留ひび割れ幅 0.2mm の応力は短期応力時の2倍程度であることを示した。建物の耐用年数内に一度くらいは遭遇すると思われる地震の強さに対して、性能設計の観点からは設計用せん断力はより大きな値を用いることができる可能性を示した。

謝辞：

本研究は東京工業大学建築物理研究センター共同研究の一貫として行われたものであります。本研究を行うにあたり、貴重な御助言と多大な協力を賜った東京理科大学 松崎育弘教授 杉山智昭工博、高周波熱錬(株)、BASF ポジリス(株)、太平洋セメント(株)に深く感謝の意を表します

参考文献

- 1) 中村陽介, 林静雄他: RC 柱の損傷過程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, Vol.27, No.2, pp211-215, 2005.6
- 2) 大浜設志 林静雄: 軸力を変動要因とした RC 柱の損傷過程におけるせん断力の評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, 2007.7
- 3) 河合繁, 林静雄 他: RC 造柱の損傷過程に軸方向力及び断面形状が及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp265-270, 2003.7
- 4) 川野翔平, 林静雄 他: 超高強度コンクリートを使用した RC 部材のせん断伝達メカニズムに関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp643-648, 2006.7
- 5) 若林和義, 林静雄 他: 再生骨材コンクリートを用いた RC 部材のせん断性状に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp73-78, 2007.7
- 6) 鈴木麻悠美, 松崎育弘 他: 高強度せん断補強筋を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究(その1 実験概要) (その2 実験結果及び検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp253~265, 2002.8
- 7) 鹿野仁史, 松崎育弘 他: 高強度せん断補強筋を用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究(その1 実験概要及び結果) (その2 損傷評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp419~422, 2002.8
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の革新性保障型耐震設計指針・同解説, 1997