

鉄筋コンクリート造建物の性能評価手法に関する研究

ひび割れ幅に着目した柱・梁の曲げ・せん断実験

柏瀬孝子 杉本訓祥 津田和明
江戸宏彰 高見信嗣
(本社原子力本部技術部)

Evaluation Method for the Earthquake Resistant Performance of RC Buildings

Flexural and Shear Experiments on RC Member to Investigate Crack Width

Takako Kashiwase Kuniyoshi Sugimoto Kazuaki Tsuda
Hiroaki Eto Shinji Takami

Abstract

It is necessary to estimate seismic damage to members for performance-based design based. Experiments were conducted on 7 RC beams and 7 RC columns to investigate crack width, which is useful as an index of damage level for RC members. The following results were obtained. 1) The ratio of residual width to maximum width of flexural cracks in beams increases with flexural deformation. 2) The ratio of residual width to maximum width of shear cracks in columns increases with shear deformation. 3) The existing method for calculating the relationships between load and deformation cannot evaluate the experimental results. Therefore, it is necessary to develop an method for evaluating nonlinear behavior after occurrence of shear cracks.

概 要

建築物を性能評価型で設計する際には、部材の損傷度を評価する必要がある。RC部材の損傷度を表わす指標としてひび割れ幅が有効であると考え、それらの評価手法を構築するため、梁7体と柱7体の実験を行なった。その結果、以下のことがわかった。1) 梁試験体の曲げひび割れ幅の残留率は、曲げ変形の増大とともにそれらの値は大きくなる。2) 柱試験体のせん断ひび割れ幅の残留率は、せん断変形の増大とともにそれらの値は大きくなる。3) 実験の荷重 - 変形関係の包絡線は、既往の算定手法により求めたものに対応しない。これらのことから、損傷度を評価するためには、せん断ひび割れ発生後の弾塑性挙動の的確な評価法の開発が必要と考えられる。

1. はじめに

建築物の設計法を仕様規定型から性能評価型に移行させるに当たって、建物を構築する部材の損傷度の評価が必要となる。鉄筋コンクリート造建物の場合には、部材の損傷度を表わす指標としてひび割れ幅が有効と考えられる。柱、梁部材のひび割れ幅に関する既往研究としては、鈴木ら¹⁾、前田ら²⁾、および加藤ら³⁾の研究が、耐震壁に関しては、志賀ら⁴⁾、柳下ら⁵⁾の研究があるが、基本的に限られた実験結果の分析よりひび割れ幅の評価式を誘導しており、適用範囲が限られている⁶⁾。そこで、半理論的で汎用性の高いひび割れ幅の評価法を構築することにした。柱、梁に関しては既往実験データが非常に少なかったため、実験によりひび割れ幅の変動傾向を検討することにした。本報では、この実験結果について述べる。

2. 実験概要

試験体一覧をTable 1 に、試験体を代表して、梁についてはB6-5_5を、柱についてはC-7s-3-15の形状をFig. 1 に示す。また、使用した材料の特性をTable 2に示す。

試験体名が B で始まるのが梁試験体で、C で始まるのが柱試験体である。梁試験体については、補強筋比、 L/D (L : 試験体内法高さ、 D : せい)を主なパラメータとし、柱試験体については、補強筋比、中子筋の有無と軸力比を主なパラメータとした。試験体名の説明を Table 1 内に示す。

試験体は、5 層程度の建物の最下層(柱は 1 層、梁は 2 層床梁)を想定し、BL6-5_4 はほぼ実大とし、それ以外は実大の 2/3 程度のスケールとした。梁試験体の破壊モードは、曲げ破壊とし、曲げひび割れ幅の測定を主目的とした。一方、柱試験体の破壊モードは、せん断破壊とし、せん断ひび割れ幅の測定を主目的とした。コンクリートの粗骨材最大寸法は BL6-5_4 は 20mm とし、それ以外は 13mm とした。

加力は建研式載荷装置を用いて逆対称載荷とした。梁

試験体は、正負繰り返しの変形制御とし、変形角 (R) で、0.0025 を 1 回、0.005, 0.01, 0.02, 0.03 を 2 回ずつ、0.04 を 1 回繰り返しした後、正方向で破壊させる計画とした。柱試験体は片押し繰り返しの荷重制御で行った。荷重の決め方は、第一サイクルピークを斜めひび割れが

材中央に発生したときの荷重とし、以後のサイクルピーク荷重を 80kN (コンクリート圧縮強度の約 1%) ずつ増加させることにした。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の荷重 - 変形関係を Fig. 2 に示す。図中には破壊に至るまでに生じた事象を示した。このうち、曲げひび割れとせん断ひび割れの発生は目視により確認したものである。B3-5_6H, B8-3_4 および BL6-5_4 の 3 体は付着割裂破壊したが、それ以外の試験体は想定したモードで破壊した。また、B6-5_4 は R=0.02 のサイクルで、B6-5_4H は R=0.04 のサイクルで、付着割裂ひび割れが発生した。

Table 1 試験体一覧
Specimens

試験体名称	B × D (mm)	L/D	軸力比	主筋配筋	補強筋		中子筋	
					配筋	Pw (%)		
B3-5_5	320 × 470	5.0	0	5-D22 (上下)	2-D10 @140	0.32	無	
B6-5_5					2-D10 @70	0.64		
B3-5_6H				6-D22 (上下)	2-D10 @140	0.32		
B6-5_4				2-D10 @70	0.64			
B6-5_4H				4-D22 (上下)	2-D10 @50	0.89		
B8-3_4				3.0				
BL6-5_4	480 × 700	5.0		4-D32 (上下)	2-D13 @83	0.64		
C4s-3-00	470 × 470	3.0	0	12-D25	4-D10 @140	0.43	有	
C4s-3-15			0.15					
C4s-3-30			0.30					
C7s-3-15		2.0	3.0	0.15	12-D25	2-D10 @40	0.76	無
C7s-2-15								
C7-3-15								
C7-2-15								

B: 幅, D: せい, L: 試験体内法高さ

名称凡例

B3-5_6H	高強度材料使用を示す	C4s-3-00	軸力比0.00を示す
	主筋の本数を示す		L/D=3.0を示す
	L/D=5.0を示す		中子筋(sub-bar)有を示す
	Pw=0.32を示す		Pw=0.43を示す

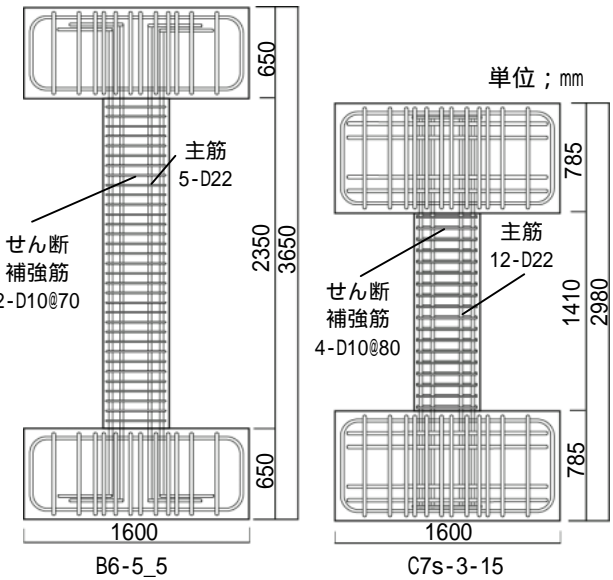


Fig. 1 試験体形状
Dimensions and Bar Arrangement of Typical Specimens

Table 2 材料特性
Material Properties

試験体名称	主筋				補強筋				コンクリート		
	径	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 × 10 ⁵ (N/mm ²)	径	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 × 10 ⁵ (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 × 10 ⁴ (N/mm ²)
B3-5_5	D22	368	564	1.84	D10	362	701	1.93	36.4	2.90	2.37
B6-5_5											
B3-5_6H	D22	528	564	1.84	D10	952*	1097	1.99	33.6	2.50	1.96
B6-5_4									35.4	2.94	2.29
B6-5_4H	D22	377	585	1.90	D10	367	530	1.85	47.7	3.17	2.41
B8-3_4									35.4	2.94	2.29
BL6-5_4	D32	396	593	1.97	D13	380	534	1.86	32.9	2.42	2.34
C4s-3-00											
C4s-3-15		951*	1145	1.84	D10	362	701	1.93	36.4	2.90	2.37
C4s-3-30											
C7s-3-15	D25	927	1066	1.95	D10	367	530	1.85	35.4	2.94	2.29
C7s-2-15											
C7-3-15											
C7-2-15											

*0.2%オフセット値

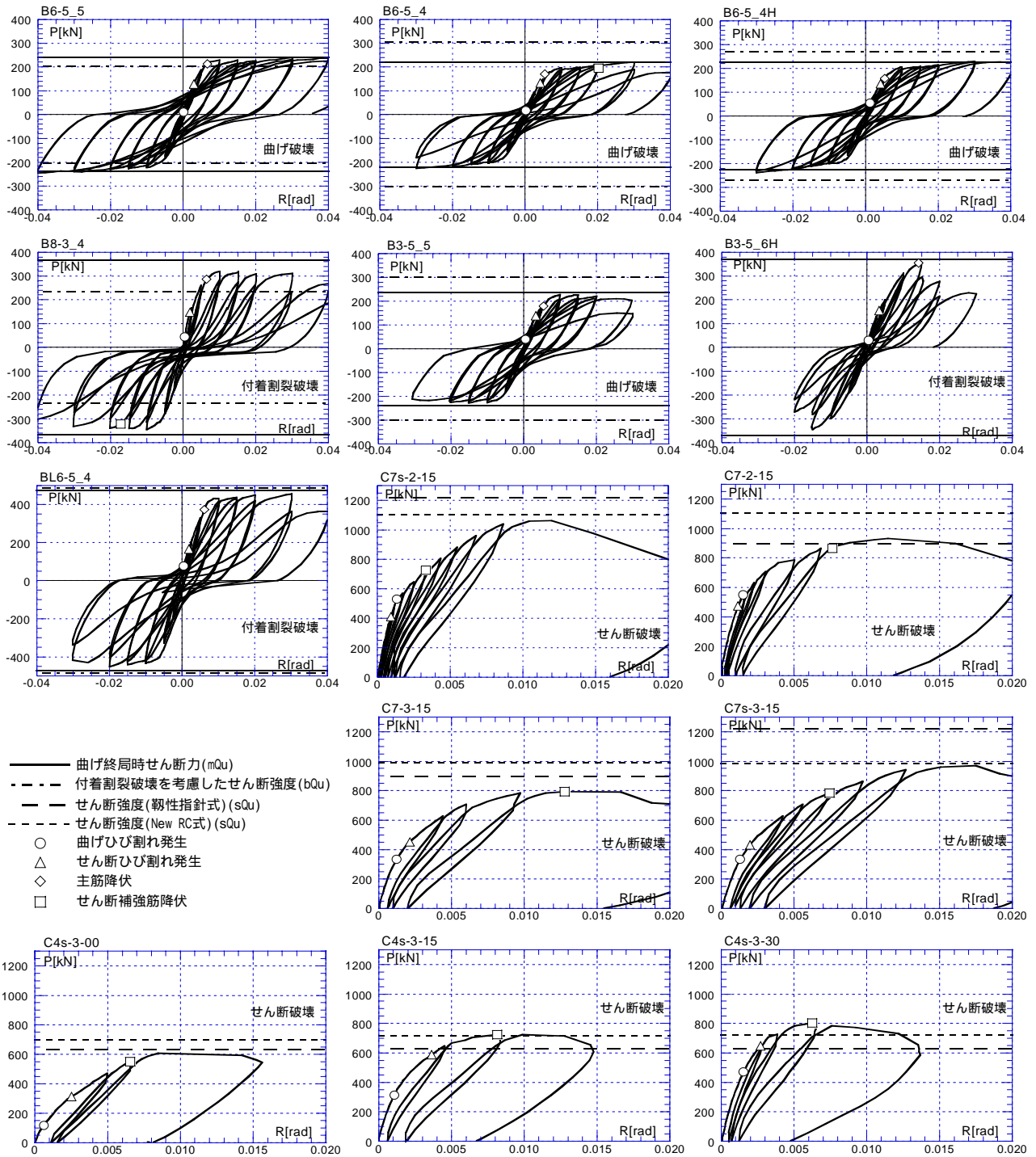


Fig. 2 荷重 - 変形関係
Load - Deformation Relations

3.2 最大耐力

実験より得られた最大耐力を、計算値と比較してTable 3に示す。Table 3において、計算値の()内は実験値(+側測定値)との比率である。柱試験体は、軸力(C4s-3-00, C4s-3-15 および C4s-3-30)、横補強筋量(C4s-3-15とC7s-3-15)の増大及びせん断スパン(C7s-3-15とC7s-2-15, C7-3-15とC7-2-15)の減少に伴って最大耐力は上昇した。最大耐力時の変形は、軸力が小さいほど、

横補強筋量が多いほど大きかった。また、横補強筋量が等しい場合、中子筋(C7s-3-15とC7-3-15, C7s-2-15とC7-2-15)が配置されている試験体の方が最大耐力は大きかった。

せん断強度(sQ_u)と付着割裂破壊を考慮したせん断強度(bQ_u)は、靱性指針式⁷⁾により算定した。算定時に、曲げ降伏した梁試験体については、終局状態でのヒンジ領域の回転角(R_p)を考慮した。柱試験体の sQ_u については、

New RC式⁸⁾でも算定した。曲げ終局時せん断力(Q_u)は、断面解析による曲げ終局モーメント(圧縮縁歪度=0.3%時)から求めた。断面解析時の、コンクリートの応力度-歪度関係は最大応力度時の歪度を0.2%として、New RC提案式⁷⁾を用いた。また、鉄筋の応力度-歪度関係はバイリニアとし、降伏後剛性は弾性剛性の1%とした。

柱試験体の最大耐力を靱性指針式(中子筋の有無の影響考慮)及びNew RC式(軸力の影響考慮)によるせん断強度の計算結果と比較すると、中子筋の有無の差による最大耐力の変動傾向は靱性指針式で誤差20%以内(C7シリーズ)であり、また、軸力の大きさの差による最大耐力の変動傾向は、New RC式で誤差13%以内(C4シリーズ)であり、それぞれほぼ評価できる事が分かった。

梁試験体については、付着割裂破壊した3体のうち、B3-5_6HとBL6-5_4の2体は Q_u のほうが Q_b よりも低くなり、実験結果と対応しなかった。

3.3 復元力特性

ここでは、実験より得られた荷重-水平変形関係を、曲げ変形とせん断変形に分離し、変形特性に関して考察する。

3.3.1 変形分離の方法 実験時に測定した全体変形を、曲げ変形およびせん断変形に分離した。C7シリーズ試験体(4体)と主筋を一段配筋とした梁試験体(4体)は、内法スパンを6または8区間に分割して測定した曲率から曲げ変形を算出し、全体変形との差をせん断変形とした。他の試験体は、部材内法スパンを5区間に分割して測定した変形からせん断変形を算出し、全体変形との差を曲げ変形とした。この場合の測定区間でのせん断変形の算出方法をFig. 3に示す。以下では、曲げ変形およびせん断変形を柱内法高さで除したものをそれぞれ曲げ変形角()およびせん断変形角()とする。

3.3.2 せん断変形成分の割合 各試験体のせん断変形成分の全体変形に対する割合をFig. 4に示す。図には、主筋降伏(Q_y)時および最大耐力(Q_{max})時の変形も併せて示す。

図より、曲げ降伏が先行し最大耐力に至った試験体(B3, B6, B6-5, およびB6-5H)の曲げ降伏時のせん断変形の割合は10%以下であるが、その後は徐々に割合が増え、

Table 3 最大耐力の比較

Comparison of Maximum Strength

試験体名称	実験結果			計算値				
	Q_{max} (kN)	Q_{max} 時のDR (rad)	破壊モード	Q_u (kN)	靱性指針式			New RC式 Q_u (kN)
					Q_u (kN)	Q_b (kN)	R_p (rad)	
B3-5_5	+227 -227	+0.010 -0.015	曲げ	238 (0.95)	205	300 (0.76)	0.025	-
B6-5_5	+240 -246	+0.030 -0.040	曲げ	240 (1.00)	204	204 (1.18)	0.035	-
B3-5_6H	+358 -345	+0.015 -0.015	付着割裂	371 (0.96)	469	513 (0.70)	0.005	-
B6-5_4	+221 -225	+0.03 -0.03	曲げ	220 (1.00)	304	304 (0.73)	0.03	-
B6-5_4H	+229 -238	+0.03 -0.03	曲げ	225 (1.02)	271	271 (0.84)	0.035	-
B8-3_4	+318 -346	+0.01 -0.01	付着割裂	368 (0.86)	235	235 (1.35)	0.035	-
BL6-5_4	+454 -430	+0.03 -0.02	付着割裂	472 (0.96)	487	487 (0.93)	0.035	-
C4s-3-00	608	0.0085	せん断	1278 (0.97)	630	855	-	695 (0.87)
C4s-3-15	725	0.0081	せん断	1278 (1.15)	630	855	-	714 (1.02)
C4s-3-30	804	0.0063	せん断	1278 (1.28)	630	855	-	721 (1.12)
C7s-3-15	971	0.017	せん断	1294 (0.80)	1218	1218	-	988 (0.98)
C7-3-15	792	0.013	せん断	1290 (0.88)	897	1069	-	990 (0.80)
C7s-2-15	1064	0.012	せん断	1941 (0.87)	1218	1218	-	1104 (0.96)
C7-2-15	933	0.011	せん断	1935 (1.04)	897	1069	-	1106 (0.84)

Q_{max} : 最大荷重, Q_u : 曲げ終局時せん断力, Q_b : せん断強度, Q_b : 付着割裂破壊を考慮したせん断強度, ()内は実験値/計算値

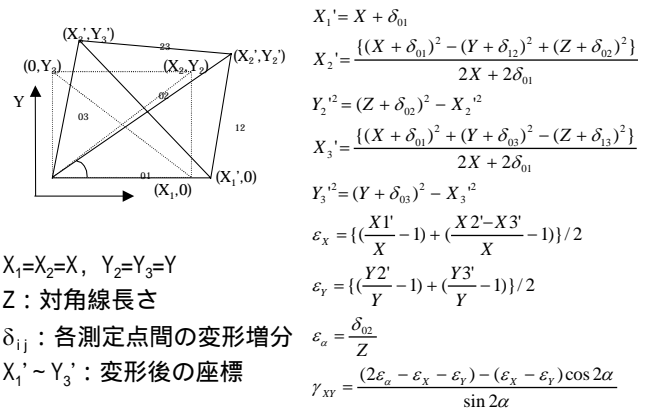


Fig. 3 せん断変形の算出方法
(主筋を2段配筋にした梁とC4シリーズの場合)
Calculation Method of Shear Deformation

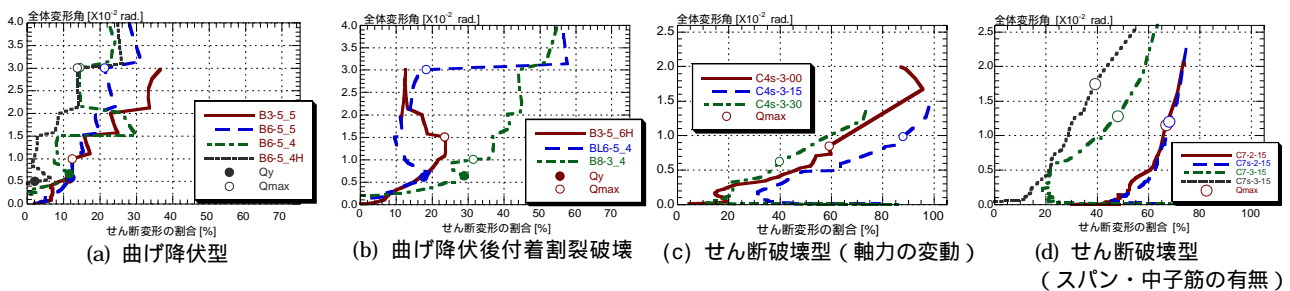


Fig. 4 せん断変形の割合
Ratio of Shear Deformations

最大耐力時には15~20%程度となっている。降伏後に付着割裂破壊した試験体では一定の傾向は見られないが、最大耐力時には20~30%程度となっている。一方、せん断破壊した試験体は、いずれもせん断変形の割合が大きく、水平変形の増大とともにせん断変形の割合が増える傾向が見られ、最大耐力時には40~90%程度となっている。補強筋比で比較をすると、補強筋比が大きい試験体の方が、小さい試験体よりも、せん断変形の割合の増大傾向が少ない。

3.3.3 既往手法による評価 変形成分に分離した結果の一例として荷重 - 変形関係をFig. 5 に示す。図には、主筋降伏時および目視によりひび割れ発生を確認した時点も示す。図は、曲げ降伏後、 $R=1/25$ 程度の変形まで急激な耐力低下のない靱性能を有している試験体B3-5_5およびB6-5_5について示した。また、曲げ変形成分については曲げひび割れ点と、菅野式⁹⁾を用いて求めた降伏点でトリリニアにモデル化した包絡線を、せん断変形成分についてはせん断弾性剛性をそれぞれの図に示した。菅野式は、全変形成分の初期剛性に対する降伏点剛性の低下率を与えるものとして提案されたものであるが、ここでは、曲げ変形成分に対して適用している。

せん断変形成分についてみると、実験ではせん断ひび割れ発生後、徐々に剛性が低下しており、せん断変形を弾性とする計算結果とは全く対応していない。従って、せん断変形成分も弾塑性で評価する必要があることがわかる。一方、曲げ変形成分については、菅野式により求めた降伏変形は実験値を過大評価している。菅野式による剛性低下率は、せん断変形成分を含む全体変形を対象としたものであるため、曲げ成分だけでみると、過大評価になる。

3.3.4 等価粘性減衰定数 曲げ破壊した試験体に対し、等価粘性減衰定数 (h_{eq}) を算出した。正負とも2度目の繰り返しサイクルについて、塑性率と h_{eq} の関係をFig. 6 に示す。ここで、塑性率は実験により引張鉄筋の降伏が最初に確認された変形を塑性率1と定義した。また、曲げひび割れ点および菅野式を用いて得られる降伏点から定ま

る全体変形のトリリニアの復元力特性に対して h_{eq} を算出した結果も併せて図示する。履歴ルールはTAKEDAモデル¹⁰⁾に従った。

図より、ほとんどの試験体で塑性率2以降では、計算による h_{eq} が、実験値をやや大きめに評価する結果となっていることがわかる。

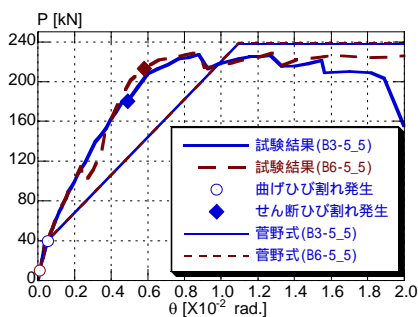
3.4 ひび割れ幅残留率

地震後の損傷度は、残留ひび割れ幅で評価される。そこで、ここではひび割れ幅残留率（残留変位時と荷重ピーク時のひび割れ幅の比）の検討を行なう。

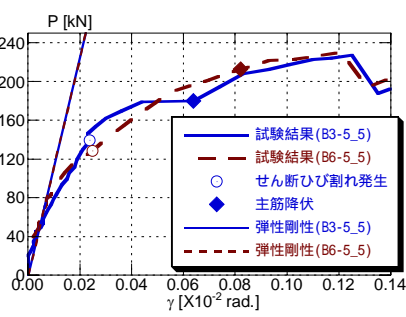
3.4.1 曲げひび割れ幅残留率 梁試験体では、部材危険断面位置での曲げひび割れ幅を測定した。測定値のうち、最大となるもので各試験体の値を代表し、各加力サイクルピーク時のひび割れ幅 (f_{Wp}) に対する除荷後の荷重ゼロ時の残留ひび割れ幅 (f_{Wr}) の比 (f_{Wr}/f_{Wp}) である残留率と、ピーク時変位との関係をFig. 7 (a) および(b)に示す。図は、曲げ降伏して付着割裂破壊を生じなかった試験体について、曲げ変形角 () およびせん断変形角 () に対してそれぞれ示した。曲げひび割れ幅残留率と曲げ変形角は、 $=1.5 \times 10^{-2}$ まではほぼ比例関係にあり、これ以降、曲げひび割れ幅残留率は0.8程度に収束する傾向が見られる。

3.4.2 せん断ひび割れ幅残留率 柱試験体では、部材スパン内に複数の2軸型亀裂変位計を設置し、標点間に生じた斜めひび割れの幅を計測した。測定値のうち最大となるもので各試験体を代表し、各加力サイクルピーク時のひび割れ幅 (s_{Wp}) に対する除荷後の荷重ゼロ時の残留ひび割れ幅 (s_{Wr}) の比 (s_{Wr}/s_{Wp}) である残留率と、ピーク時変位との関係をFig. 8 (a) および(b)に示す。図は、曲げ変形角 () およびせん断変形角 () に対してそれぞれプロットした。

せん断ひび割れ幅残留率は、せん断変形角との関係を見ると、試験体により数値はばらついているものの、 $=1.6 \times 10^{-2}$ までほぼ比例的に増加している。



(a) 曲げ変形成分



(b) せん断変形成分

Fig. 5 荷重 - 変形関係
Load - Deformation Relations

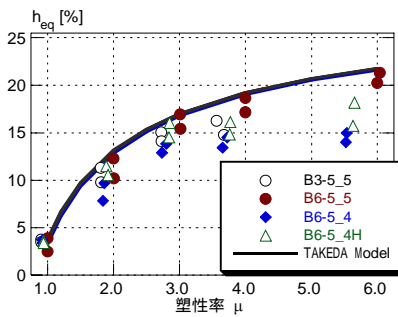


Fig. 6 等価粘性減衰定数
Equivalent Viscous Damping Ratio

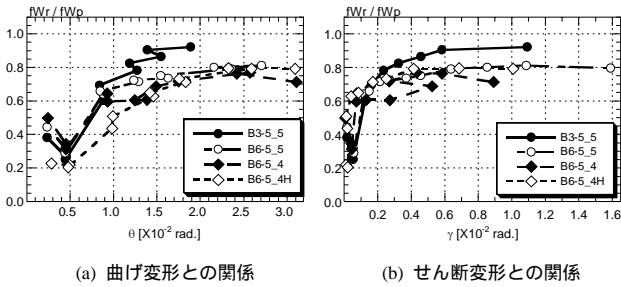


Fig. 7 曲げひび割れ幅残留率
Ratio of Residual Width to
Maximum Width of Flexural Crack

4. まとめ

ひび割れ幅に着目した、鉄筋コンクリート造柱・梁部材の、静的繰り返し荷重実験を行なった。この実験結果に対して検討し、以下の知見を得た。

1) 柱試験体の中子筋の有無の差、軸力の大きさの差による最大耐力の変動傾向は、それぞれ靱性指針式とNew RC式ではほぼ評価できることが分かった。しかし、精度は十分とは言えず、それぞれの特性評価法を改良した上で、それらを組み合わせたせん断強度の算定式の開発が必要である。

2) 梁試験体の一部は、想定と異なり付着割裂破壊に至った。一部の試験体で、既往の設計式で破壊モードが判別できておらず、今後の課題である。

3) 曲げ降伏が先行する梁試験体は、せん断ひび割れ発生とともにせん断剛性が低下し、最大耐力時において、せん断変形成分の全体変形に占める割合は2~3割程度であった。

4) 曲げ降伏前にせん断破壊した柱試験体では、補強筋量、軸力、せん断スパン比により傾向は異なるが、水平変形の増大とともにせん断変形成分の全体変形に占める割合が大きくなった。

5) 曲げ変形に対して、降伏点を菅野式で求め、履歴ルールをTAKEDAモデルとして算定した等価粘性減衰定数は、実験結果をやや大きく評価する場合がある。

6) 曲げひび割れ幅残留率と曲げ変形角()は、 $=1.5 \times 10^{-2}$ まではほぼ比例関係にあり、これ以降、曲げひび割れ幅残留率は0.8程度に収束する傾向が見られる。

7) せん断ひび割れ幅残留率は、せん断変形角()との関係を見ると、試験体により数値はばらついているものの、 $=1.6 \times 10^{-2}$ まではほぼ比例的に増加している。

以上より、せん断破壊型の部材だけでなく、曲げ破壊型の部材においても、せん断変形の弾塑性性は無視できない事がわかった。即ち、損傷度を評価するためにはせん断ひび割れ発生後の弾塑性挙動の的確な評価法の開発が必要と考えられる。

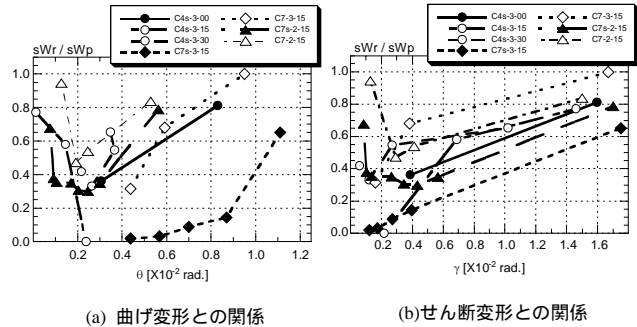


Fig. 8 せん断ひび割れ幅残留率
Ratio of Residual Width to
Maximum Width of Shear Crack

参考文献

- 1) 鈴木紀雄，他：鉄筋コンクリート部材の最大経験変形量の推定法に関する検討，1993年度日本建築学会関東支部研究報告集構造系，pp.121-pp.124，(1994)
- 2) 永山憲二，前田匡樹，他：柱部材の損傷状態に基づく震災RC造建築物の残余耐震性能評価 その2 残留ひび割れ幅と部材変形の関係，日本建築学会学術講演梗概集，pp. 453-456，(2001)
- 3) 加藤大介，他：RC造柱の修復限界状態の評価法 その2 ひび割れ幅，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.405-406，(2002)
- 4) 志賀敏男，他：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形履歴とひび割れ量，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1853-1854，(1984)
- 5) 柳下和男，他：建屋の復元力特性に関する研究(その61：耐震壁のせん断ひび割れ本数およびひび割れ幅の検討)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1121-1122，(1986)
- 6) 津田和明，他：連層耐震壁の性能評価手法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23, No. 3，pp. 475-480，(2001)
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，(1999)
- 8) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度New RC研究開発概要報告書，(1993)
- 9) 菅野俊介：鉄筋コンクリート造部材の復元力特性に関する研究，コンクリート・ジャーナル，pp.1-9，(1973)
- 10) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE, Vol.96 ST12, pp.2557-2573, (1970)