

論文 曲げせん断を受けるRC造柱の最大残留ひび割れ幅算定

南口 真一^{*1}・増田 有佑^{*2}・岸本 一蔵^{*3}

要旨：RC柱部材を対象とした残留ひび割れ幅算定方法について検討した。柱の曲げせん断実験を行い、そこから最大変形時および残留変形時の主筋ひずみのモデル化を行った。そのモデルを基に、「ひび割れ幅は主筋ひずみの累積値である」と仮定し、除荷によって変化する主筋ひずみの累積値をひび割れ幅減少量として、その値を最大変形経験時（ピーク時）ひび割れ幅から引くことで最大残留ひび割れ幅を求めた。こうして求めた残留ひび割れ幅の値は実験値とほぼ一致することを示した。

キーワード：最大残留ひび割れ幅, 最大変形経験時(ピーク時)ひび割れ幅, 除荷時ひび割れ幅減少量

1.はじめに

性能明示を目指す耐震設計法では、被災時の部材レベルの損傷度を明らかにする必要がある。コンクリート部材では「ひび割れ幅」を指標として用いることが一般的と考えられている。2004年に出版された「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説」¹⁾では、各種限界における残留ひび割れ幅の値が示されているが、その推定手法は十分に確立されているとは言えない。

このような状況において、筆者等は既往の論文²⁾で、部材を対象とした曲げせん断実験結果から部材変形とひび割れ幅の関係について報告を行った。本論文では上記の研究をより精緻に行い、柱部材に対し曲げせん断実験を行い、そこから得られた結果を用いて部材の経験変形角から発生する最大ひび割れ幅、および残留ひび割れ幅を求める手法について考察する。

2.実験概要と実験結果

2.1 実験概要

RC柱部材に対して曲げせん断実験を行い、ヒンジ領域に発生するひび割れの本数、幅、発生位置等を観察する。これらに影響を及ぼすと考えられる要因として「部材長、軸力比、主筋の合計周長」をパラメータとして用いた。各試験体は以下のである。No.1: 基準試験体。No.2: 軸力が作用しない試験体。No.3: 主筋を太径とした試験体。No.4: シアスパン比を大きくした試験体。全ての試験体はせん断耐力³⁾が曲げ耐力⁴⁾よりも大きくなるように設計されており曲げ変形が卓越する部材である。試験体の一覧を図-1、表-1に示す。

使用した鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-2に示す。載荷は図-2に示す載荷装置を用いて静的漸

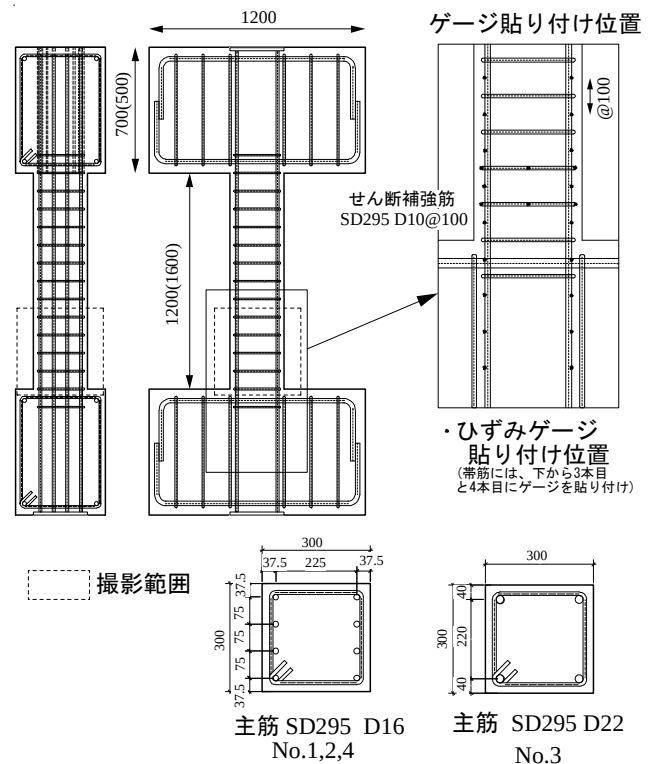


図-1 各試験体図

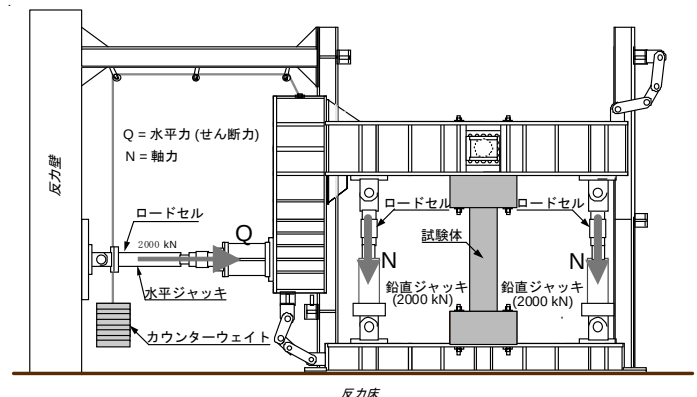


図-2 載荷装置図

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 (正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 (正会員)

*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

増繰返し水平載荷を行った。載荷履歴は、部材角 $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/40, 1/33$ のそれぞれ1回ずつの正負交番とした。部材変形はスタブに設置したひずみ変換式ダイヤルゲージにより、主筋および横補強筋のひずみは、**図－1**に示す位置にひずみゲージを貼付することで計測した。また、ヒンジ部のひび割れ状況を追跡するため、加力方向と垂直方向の部材面を床に固定したデジタルカメラによる撮影を行った。撮影範囲は**図－1**に示すとおりであり、撮影時の解像度は約0.102mm/dotである。

2.2 実験結果の概要

図－3に各試験体の荷重－変形関係を示す。いずれの試験体も主筋降伏後に急激な耐力低下は見られず、曲げ変形の卓越した試験体であると言える。**図－4**は、載荷時に部材変形角がはじめて1/50に達したときの各試験体のひび割れ図である。同図により、ヒンジ領域にはいずれの試験体においても4本の主たるひび割れが発生している。ひび割れはスタブ部と柱部の境界位置から柱中央部に向かって帯筋間隔(100mm)で発生しており、その発生位置には帯筋による影響が強く現れてしまっている。従って本実験で設定した試験体のパラメータによるひび割れ発生位置の違いはみることができなかった。

図－5に各試験体の上記4本のひび割れ幅の推移を示す。部材端部のひび割れ幅はクラックスケールで測定し、圧壊が進むなどして測定が困難になった場合には測定不能として扱った。同図よりいずれの試験体もスタブと柱の境界部に発生する1本目のひび割れ（第一ひび割れ）幅が最大ひび割れ幅であることがわかる。

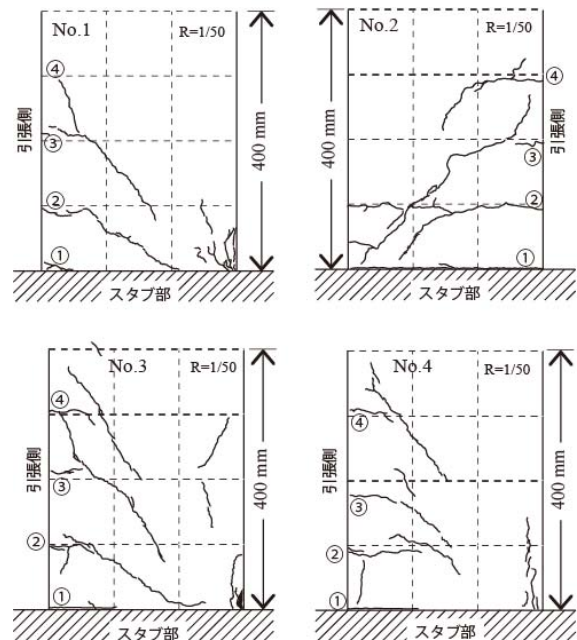
以降の検討では、本実験で得た鉄筋ひずみなどのデータを用いて残留ひび割れ幅算定手法について述べる。

表－1 試験体一覧

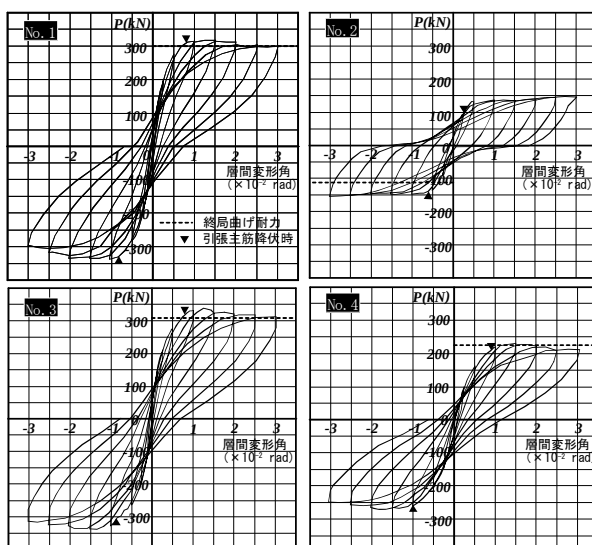
試験体	軸力比	主筋		せん断スパン比	曲げ強度 (=a) (kN)	せん断強度 (=b) (kN)	曲げせん断比 (=b/a)
		配筋	鉄筋比(%)				
No.1	0.3	D16×8	1.77	200	300.2	333.4	1.11
No.2	0.0	D16×8	1.77	200	111.2	333.4	3.00
No.3	0.3	D22×4	1.72	140	308.2	336.0	1.09
No.4	0.3	D16×8	1.77	200	225.2	333.4	1.48

表－2 材料特性

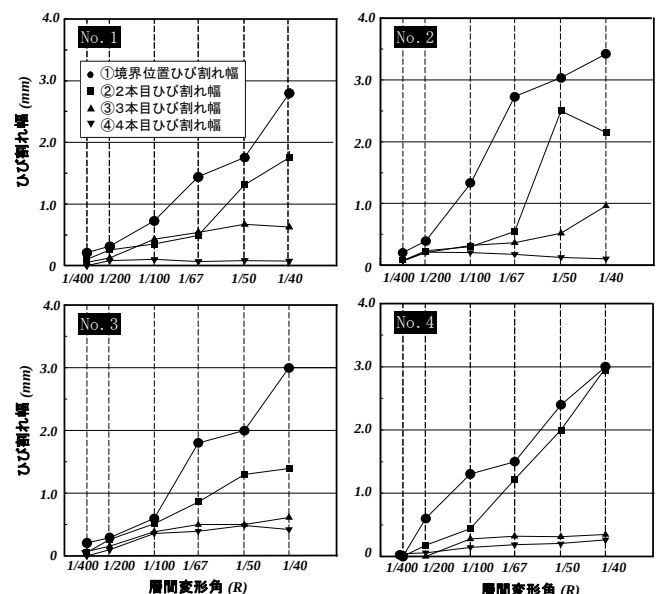
		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
	鉄筋			
	D-10	340	—	1.59×10^5
	D-16	348	—	1.56×10^5
	D-22	388	—	1.92×10^5
		圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
	コンクリート	40.6	2.5	2.5×10^4



図－4 ひび割れ状況図



図－3 荷重－変形角関係



図－5 ピーク時の各試験体のひび割れ幅推移

3. ピーク時ひび割れ幅と部材角の関係について

本章では「柱の部材角」と「ヒンジ領域に発生するひび割れ幅の総和」の関係について検討する。詳細は後述するが、ここで求めた関係を用いて主筋のひずみ分布をモデル化し、そこからひび割れ幅を算定する。

図-6は、柱部に発生する曲げひび割れが、材端部に集約して発生すると仮定した場合の部材変形角とひび割れ幅の関係を示したものである。この仮定に基づけば、部材変形角(R)とひび割れ幅の総和(ΣW)の関係は式(1)で表すことができる。

$$\Sigma W = (D - x_n) \cdot R \quad \cdots (1)$$

x_n : 中立軸位置 D : 部材せい

ここで、中立軸位置 x_n は以下に述べる方法で求めた。部材変形角が比較的小さい $R=1/100$ 以下の場合には断面内の平面保持が成立していると考え、実験で得られる引張側、圧縮側主筋のひずみより求めた(図-7参照)。 $R=1/100$ を超える領域では引張、圧縮主筋が共に降伏していることから、断面内では「コンクリートによる圧縮力=軸力」となっており、同関係から求まる式 $x_n = (n/k_1 k_3) \cdot D$ (n : 軸力比, $k_1 k_3$: ストレスブロック係数(ここでは0.83), D : 部材せい)により x_n を求めた。なお、軸力=0である試験体 No.2 は同式で x_n を求めることができないため、載荷前後のデジタル写真を合成して、部材の表面が回転移動している状況から、回転の中心を中立軸位置として推定した(写真-1)。以上の方法より求めた中立軸位置一覧を表-3に示す。図-8は式(1)より求めた「ひび割れ幅の総和(ΣW)」を実験値と比較したものである。ひび割れ幅の総和とは、試験体端部(柱脚部)に発生する曲

表-3 中立軸 x_n 一覧表(mm)

試験体	部材回転角(rad)				
	1/400	1/200	1/100	1/67	1/50
No.1	241.9	178.2	145.3	108	108
No.2	102.0	84.4	70.5	50	50
No.3	207.4	173.9	108	108	108
No.4	232.6	185.8	108	108	108

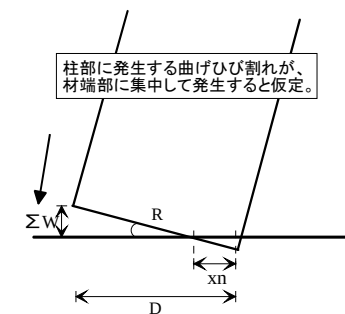


図-6 変形角とひび割れ幅の関係

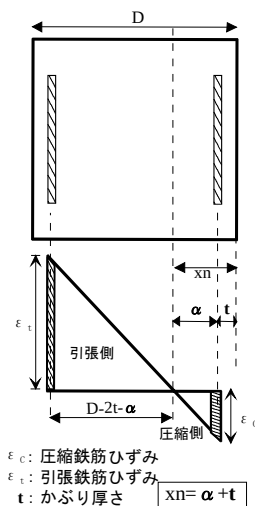


図-7 中立軸算定

げ、或いは曲げせん断ひび割れを対象として、それらが部材の表面(加力方向と直行する側面)に現れている値を全てのひび割れについて足し合わせたものである。同図によれば計算値と実験値はほぼ一致している。

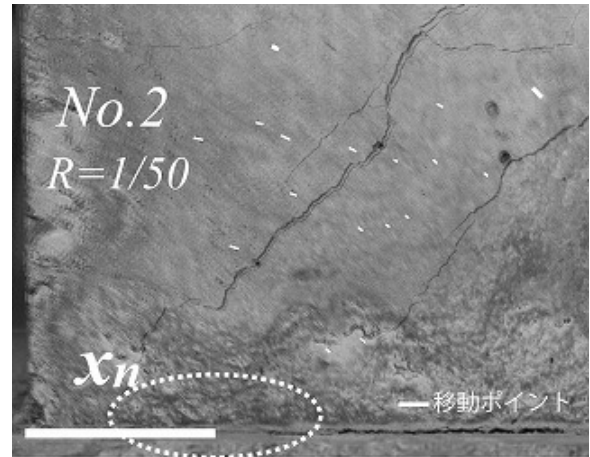


写真-1

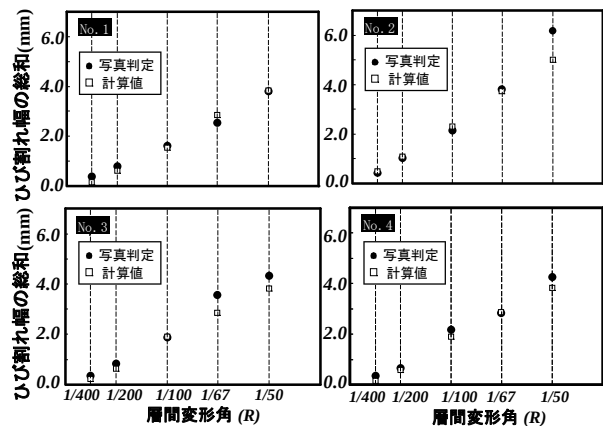


図-8 ピーク時ひび割れ幅の総和比較図

4. ひび割れ幅の算定

本論文では「残留ひび割れ幅(除荷により荷重が0となる時点でのひび割れ幅)」を「ピーク時(部材が経験した最大変形角時)のひび割れ幅」から求める手法について検討する。つまりピーク時の最大ひび割れ幅を評価し、そこから除荷時のひび割れ幅減少量(以下 ひび割れ幅減少量)を引くことにより残留ひび割れ幅を求めようとするものである。

4.1 ピーク時主筋ひずみ分布のモデル化

一般にコンクリートの伸び能力は鉄筋に較べ著しく小さいことから、ひび割れ幅は主筋ひずみの積分により求まると考えられる。そこでひび割れ幅算定のために、主筋ひずみ分布のモデル化を試みる。

図-9は試験体 No.2 の $R=1/50$ 時の主筋ひずみ分布を縦軸に材軸(柱とスタブの境界位置が0)、横軸に引張主筋のひずみをとって示したものである。その分布は部材の中央(縦軸の600mmの位置)に近い位置から柱材端

に向かって漸増し、その値が降伏ひずみに達した点からスタブにわずかに入った位置まで塑性化している。また、スタブ内部では漸減し-350mm の位置でほぼ 0 となっている。この分布形状は他の試験体でも同様であることから、主筋歪みの分布を図-10(b)のように、弾性領域である台形で示される部分と塑性化領域である長方形の和としてモデル化する。弾性領域のモデル化には、実験で得た各ピーク時の主筋ひずみ分布を基にその形状（図中 a～d 点）を決定した。なお、塑性化領域でのひずみ分布は同図で示すように一定ではないと考えられるが、その分布は鉄筋とコンクリートの付着状態やコンクリートが受けたひずみ等、様々な条件に影響をうけ、正確に求めることは極めて難しい。そこで本論文では仮定のように一定であるとした。

次に塑性化領域でのひずみの大きさ（図-10(b)中の ϵ_{el} ）を前述の(1)式の関係を用いて以下のように求める。

- 1) ピーク時のひび割れ幅の総和は、主筋の弾性変形分と塑性変形分の和であるから、式(1)より求めたピーク時のひび割れ幅の総和(ΣW)から主筋の弾性変形より生じるひび割れ幅（台形の面積）を引いて求まる値は、主筋の塑性変形より生じるひび割れ幅となる。
- 2) 前述の仮定より塑性化領域は長方形の領域と定義するので1)で求めた長方形の面積を塑性化領域の材軸方向長さ（図-10(b)の l_{el} ）で除することで主筋の塑性ひずみ（ ϵ_{el} ）が求まる。

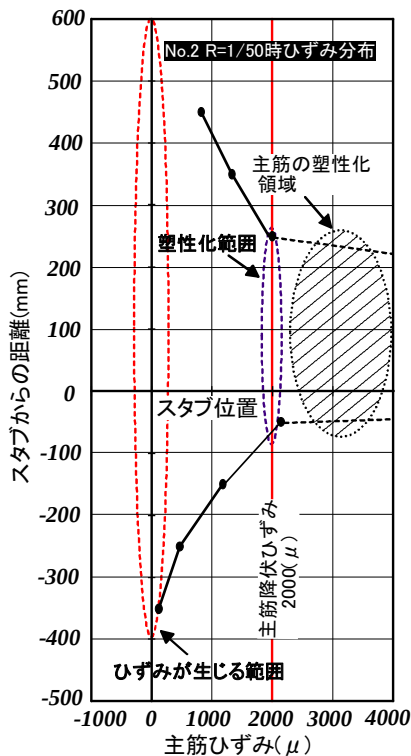


図-9 局所的な主筋の塑性化

4.2 一定軸力による主筋の圧縮ひずみ量（除荷時）

柱部材の場合、除荷時には載荷時の引張側にはひび割れが残っており、従って圧縮側の断面で作用軸力を保持することになる。その結果作用軸力の一部が主筋に作用し主筋は圧縮を受けている。その結果ひび割れ幅は減少することになる。除荷時に主筋がうける軸力による圧縮ひずみ分布を図-10(a)のように長方形にモデル化した。図-10(a)には除荷時のひずみ分布の例が示されているが、同図よりピーク時の変形角が大きいほど、除荷時に主筋が受ける軸力による圧縮ひずみは大きくなっている。これは部材変形が進むにつれ、コンクリートの圧壊が進み、除荷時におけるコンクリートの負担軸力が減少し、その結果主筋が負担する軸力が増すためと考えられる。本研究では、実験で得た各除荷時の主筋ひずみ分布の平均値より圧縮ひずみを決定し、部材軸方向に均一として算定した。

4.3 除荷時ひび割れ幅減少量の算定

ひび割れ幅減少量は主筋の弾性変形分（図-10(b) 台形部分）と軸力により圧縮される量（図-10(a) 長方形部分）の和となる。

図-11 はモデル化した主筋ひずみ分布より求めたひび割れ幅減少量と実験により得られたひび割れ幅減少量を比較したものである。これよりモデル化した主筋ひずみ分布から求めたひび割れ幅減少量は実験値を概ね捉えることができると言える。

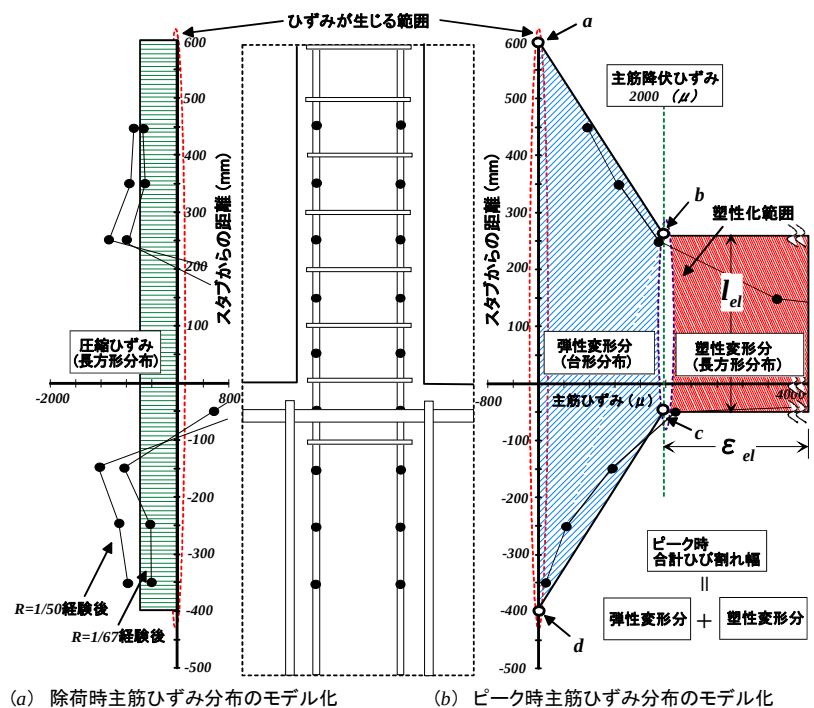


図-10 主筋ひずみ分布のモデル化

5. 第一ひび割れのひび割れ幅

前述のように本実験ではヒンジ領域に発生する4本のひびわれのうち、第一ひび割れ（柱部—ヒンジ部間のひび割れ）が最大となった。そこで、第一ひび割れについて残留ひび割れ幅を算定する。算定法は前述のひび割れ幅の総和の値を検討した方法と同じく、ピーク時のひび割れ幅から除荷によるひび割れ幅減少量を引くことにより求める。ピーク時のひび割れ幅、除荷時のひび割れ幅減少量は、モデル化した主筋ひずみ分布から求める。

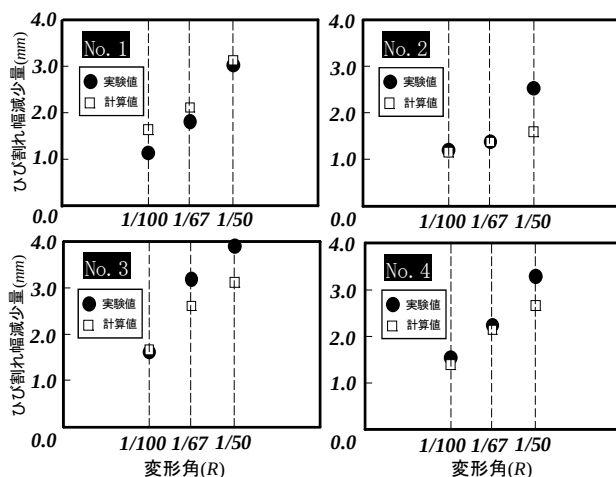


図-11 除荷時ひび割れ幅減少量

5.1 ピーク時ひび割れ幅の評価

第一ひび割れのピーク時ひび割れ幅は、4章で示した主筋ひずみ分布に基づき、以下の仮定により算出した（図-12 参照）。

- 1) スタブ内の主筋ひずみは、全てひび割れ幅に寄与する。
- 2) 第一ひび割れと第二ひび割れの間的主筋ひずみの第一ひび割れへの寄与率は5割、つまり第一、第二にひび割れの中央位置を境界として、同位置よりスタブ側の鉄筋ひずみが第一ひび割れ幅に寄与すると考える。

これより求めた各ピーク時における第一ひび割れ幅と実験で得られた値を比較したものが図-13 である。図-13 より本モデルにより算定した第一ひび割れ幅は実験値を概ね捉えることができると言える。

5.2 残留ひび割れ幅の評価

モデル化した主筋ひずみ分布より除荷時のひび割れ幅減少量を求め、この値を5.1で求めたピーク時ひび割れ幅から差し引くことで第一ひび割れの残留ひび割れ幅を求める。第一ひび割れ幅に寄与する主筋の範囲は5.1で定めたものと同じ領域として、主筋の弾性変形分と軸力により圧縮される量を求めた（図-14 参照）。

図-15 は、モデル化した主筋ひずみ分布から求めた第一ひび割れ幅減少量と実験で得られた値を比較したも

のである。更に図-16 は最大残留ひび割れ幅と実験より得られた値を比較したものである。これより、本研究で示す最大残留ひび割れ幅算定法は実験値を概ね捉えることができると言える。

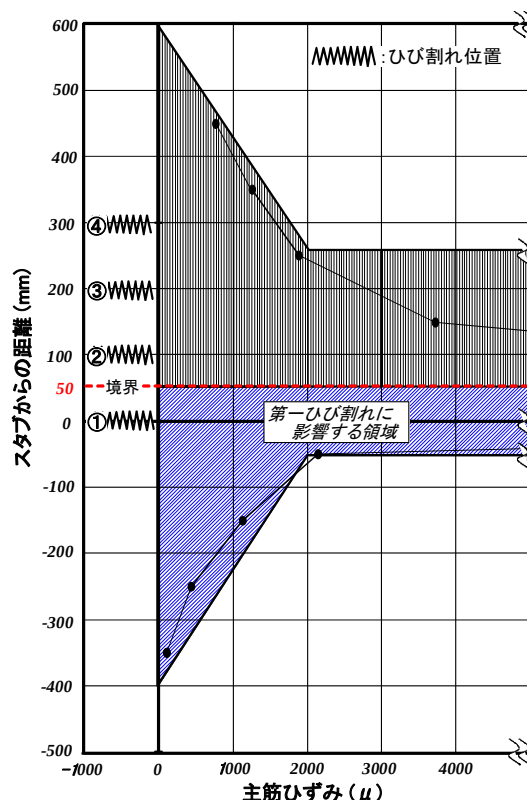


図-12 第一ひび割れ幅算定

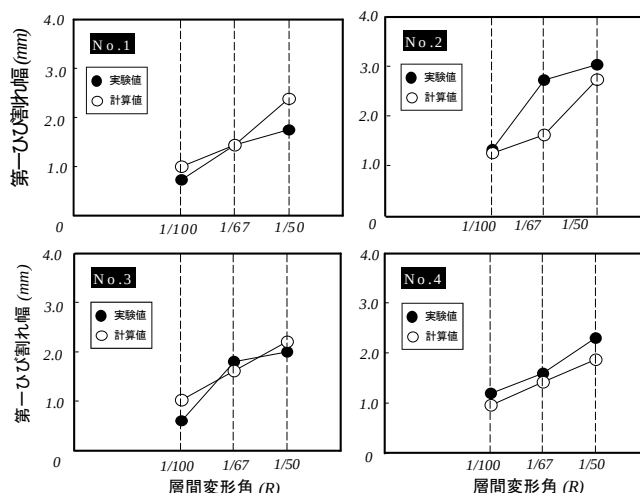


図-13 第一ひび割れ幅比較

6. 今後の展開

本研究で示した算定手法では、残留ひび割れ幅算定に必要な数値の一部を実験データより求めた。今後は断面諸元および部材変形の情報からこれらの数値を推定する手法について検討を行う予定である。

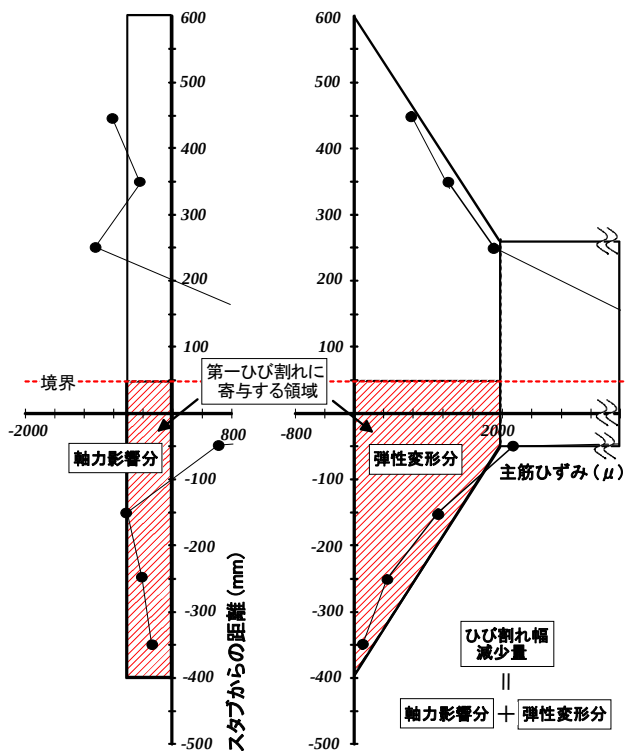


図-14 除荷時第一ひび割れ幅減少量算定

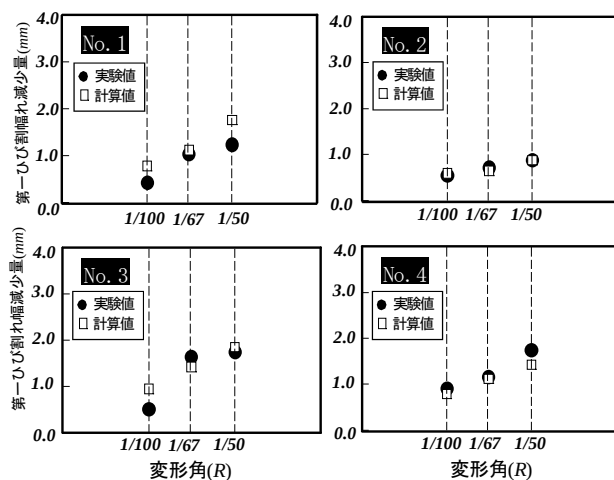


図-15 除荷時第一ひび割れ幅減少量

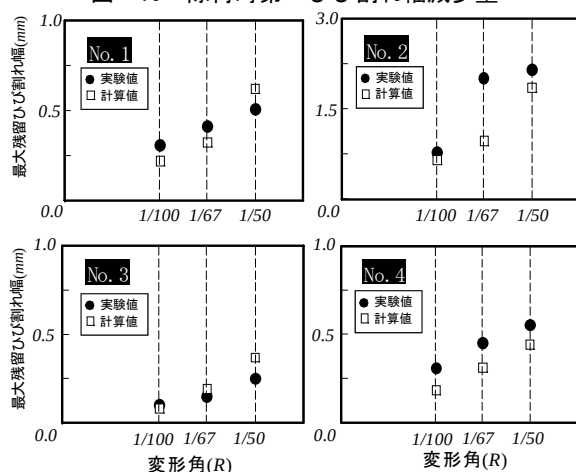


図-16 最大残留ひび割れ幅比較

7.まとめ

鉄筋コンクリート造柱試験体に対する曲げせん断実験を行い以下の結果を得た。

- 1) ヒンジ領域にはいずれの試験体においても4本の主たるひび割れが発生した。ひび割れ発生位置は帯筋配置の影響を強く受け、実験で設定したパラメータによるひび割れ発生位置の違いはみられなかった。
- 2) 主たる4本のひび割れのうち、最も大きいひび割れはいずれの試験体でもスタブ部と柱部の境界に発生するひび割れであった。
- 3) 柱の部材角とピーク時にヒンジ領域に発生するひび割れ幅の総和の関係を評価した(式(1))。この関係より求めたピーク時のひび割れ幅の総和(ΣW)は実験値とよく一致する。
- 4) ひび割れ幅は主筋ひずみの累積値であると仮定し、モデル化した主筋ひずみ分布から、ピーク時の最大ひび割れ幅、除荷時の最大ひび割れ幅減少量を算定し、最大残留ひび割れ幅を求める手法を示した。この手法により求めた最大残留ひび割れ幅は実験値を概ね捉えることができる。

本研究は、平成22年度科学研究費補助交付金 基礎C一般(課題名:地震荷重を受けた後の鉄筋コンクリート構造部材の耐久性と許容ひび割れ幅, 代表:岸本一蔵)の助成を受けて行われたものである。

参考文献

- 1) 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. 1
- 2) 王 建男, 岸本 一蔵, 大野 義昭:鉄筋コンクリート柱の残留曲げひび割れ幅の評価, コンクリート工学年次大会, Vol.29, No.3, pp. 145-150, 2007.7
- 3) 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(案)・同解説, 1997. 7
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010. 2