

RC単純梁のせん断スパンにおける 非線形挙動に関する実験的・解析的研究

学生氏名 依田 宏之

指導教員 吉川 弘道

本論では、鉄筋コンクリート梁部材に対するせん断破壊メカニズムの解明を目的としている。修正圧縮場理論(MCFT)とファイバーモデルを併用したRC梁の非線形解析プログラムによる解析を行い、実験結果との比較・検証を行った。解析プログラムには、せん断力と曲げモーメントの相互作用について着目し、曲げモーメントの影響を等価軸力として修正圧縮場理論に考慮した。また、非接触変位計測による画像処理を用いて、せん断成分・曲げ成分に分離して抽出した。その結果、直接変位計と画像処理による変形量は最大荷重まで合致した挙動を示し、直接変位計と画像処理による変形量の値は同等に扱えることが確認できた。

Key Words : reinforced concrete beam, modified compression field theory, shear span, image processing, shear deformation, bending deformation, nonlinear behavior

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)部材のせん断破壊は、破壊に至るまであまり変形することなく耐力が低下し、急激な崩壊を助長することが多いことで知られている。このため、延性的な破壊形態である曲げ破壊に比べ、脆性的な破壊形態を呈するせん断破壊は靱性確保や安全性の立場などから、望ましくない破壊形態である¹⁾。修正圧縮場理論(Modified compression field theory)²⁾はせん断力が作用する鉄筋コンクリート要素のひび割れ発生から終局に至るまでの挙動を追跡することができ、複雑な破壊現象であるせん断破壊に対して合理的に破壊メカニズムを解明³⁾する解析手法である。

そこで本論では、修正圧縮場理論とファイバーモデル⁴⁾を併用したRC梁の非線形解析プログラムによる解析を行い、実験結果との比較・検証を行った。コンクリート構造に対する非線形現象をミクロのレベルで理論化する動きがある⁵⁾ことから、本研究でも梁部材を離散化して計測するために、離散化可能である非接触変位計測システムによる画像処理結果を実験値として採用し、RC梁の非線形挙動に関する実験的・解析研究を行った。

本研究における検討項目は以下の3項目を主とする。
・せん断スパン比の異なるRC梁において、各試験体の破壊形態およびせん断耐力にどのような影響があるか検

証した。

・せん断破壊を呈する試験体において、直接変位計からは得ることができないせん断成分・曲げ成分の実験的抽出を非接触変位計測システムによる画像処理を用いて行い、せん断変形量・曲げ変形量算出手法の確立を目指した。

・画像処理による実験値とRC梁の非線形解析プログラムによる解析値とを比較し、耐荷力・断面解析・変形解析の3点に着目し、解析値の妥当性を検証した。

2. 曲げモーメントを考慮した修正圧縮場理論の拡張

(1) 修正圧縮場理論の基本的考え方

Collinsらによって提案された修正圧縮場理論は、鉄筋コンクリートに発生した斜めひび割れを離散的に捉えるのではなく、斜めひび割れを持つようなRC要素としてマクロ的に捉えることで、要素内に働くひずみおよび応力を平均的に捉え、合理的にせん断問題を取り扱う解析手法である。要素内のひずみは、Mohrのひずみ円からひずみの適合条件式が求まり、鉄筋およびコンクリートの材料構成則を用いることによって、各応力の主鉄筋方向の力(軸力)が算出される。発生した内力を軸方向に

置き換えることにより，釣り合い条件を満たすRC要素状態を収束計算から求める手法である。

つまり必要となる条件式は，変形の適合条件，せん断補強筋および主鉄筋方向の力の釣り合い条件，鉄筋およびコンクリートの材料構成則の3つとなる。圧縮ストラット角度については，従前のトラス理論では， $= 45^\circ$ が仮定されることが多いが，修正圧縮場理論では，上記の3条件式から算出される。本例では，修正圧縮場理論，実験値とともに 45° より小さい値となり，後述される。

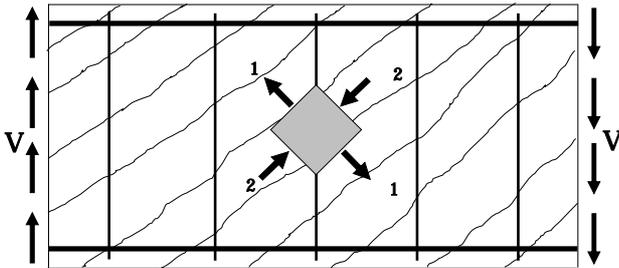


図-1 RC梁腹部における応力場のモデル化

(2) 修正圧縮場理論の定式化²³⁾

修正圧縮場理論では図-2に示すように，せん断力と軸力を受け，一様なせん断ひび割れを持つ鉄筋コンクリート要素を考えている。修正圧縮場理論に導入されているひずみの適合条件，応力の釣り合い関係，力の釣り合い条件を示す。

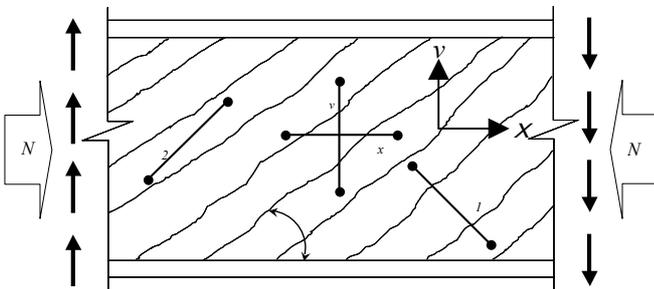


図-2 主ひずみと成分ひずみ

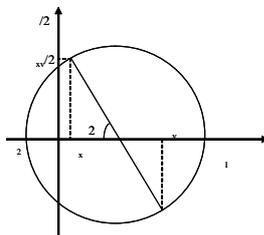


図-3 Mohlのひずみ円

- 1: 主(引張)ひずみ
- 2: 主(圧縮)ひずみ
- x: x方向直ひずみ
- y: y方向直ひずみ
- sv: 工学せん断直ひずみ
- : 角度

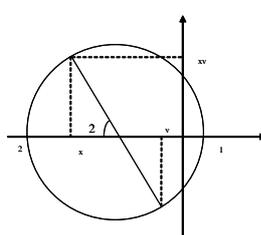


図-4 Mohlの応力円

- 1: 主(引張)応力
- 2: 主(圧縮)応力
- x: x方向直応力
- y: y方向直応力
- : せん断応力

a) ひずみの適合条件

図-3のMohlのひずみ円より，各ひずみは式(1)～(4)のようにそれぞれの適合条件式が求められる。

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y - \varepsilon_2 \quad (1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \tan^2 \theta}{1 + \tan^2 \theta} \quad (2)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_1 \tan^2 \theta + \varepsilon_2}{1 + \tan^2 \theta} \quad (3)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{\tan \theta} \quad (4)$$

b) 主応力と応力成分の関係

ひび割れ発生したコンクリート要素内で発生した応力は，ひずみと同様な相互関係にあり，主応力とせん断力との関係は，図-4のMohlの応力円によって式(5)～(7)のように表すことができる。

$$\sigma_2 = \tau(\tan \theta + \cot \theta) - \sigma_1 \quad (5)$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \tau \cot \theta \quad (6)$$

$$\sigma_y = \sigma_1 - \tau \tan \theta \quad (7)$$

c) 力の釣り合い条件

ここでの力の釣り合い条件は，内力と外力が釣り合うという条件であり，外力が作用して生じたひずみと応力の関係から導くことが可能である(図-4参照)。

$$V = \sigma_1 b j d \cot \theta + \left(\frac{A_v \sigma_v}{s} \right) j d \cot \theta \quad (8)$$

ここに， b : 断面幅， d : 有効高さ， A_v : せん断補強筋断面積， s : せん断補強筋ピッチ間隔

修正圧縮場理論によるせん断耐力算定式は，式(8)に示すように，コンクリート負担分とせん断補強筋負担分の和からなる累加式で表される。コンクリートによるせん断耐力負担分は，主引張応力 σ_1 と圧縮ストラット角度 θ によって決まる。せん断補強筋負担分は，せん断補強筋強度および圧縮ストラット角度 θ によって決まる。圧縮ストラット角度は両項に入っており，作用せん断力の増加によって変化する圧縮ストラット角度に適用している。また，要素内に発生する力を，主鉄筋方向へ換算することで，式(9)が与えられる(図-2参照)。

$$N = A_{sx} \sigma_{sx} - V \cot \theta + \sigma_1 b j d - \sigma_c (A_c - b j d) \quad (9)$$

ここに， A_{sx} : 主鉄筋一本の断面積， σ_{sx} : 主鉄筋応力， σ_c : コンクリート応力， A_c : 全断面積

(3) 参照ひずみ⁶⁾と等価軸力

通例の梁部材では、曲げとせん断は分離され、相互に影響を与えないが、ひび割れの発生により両者は互いに影響する。ここでは、曲げモーメントがせん断力に与える影響を、修正圧縮場理論の枠内で考慮するものである。そこで、コンクリート断面が曲げモーメントを受けるときの中立軸位置 x_g を参照位置とし、このとき生じる軸方向ひずみを参照ひずみ ε^* として用いる(図-5)。参照ひずみ ε^* は曲げ変形解析であるファイバーモデルから算出され、式(10)で表される。また、 ε^* は弾性域においては0であるが、非線形領域で効果が出てくる。

$$\varepsilon^* \equiv \varepsilon(x = x_g) = \varepsilon_0 + x_g \phi \quad (10)$$

ここに、 ε_0 : 初期ひずみ、 x_g : 中立軸位置、 ϕ : 曲率
 また、曲げモーメントと参照ひずみの関係は図-6のようになり、曲げひび割れ発生以前では参照ひずみが発生しないため、曲げモーメントの影響は受けない。

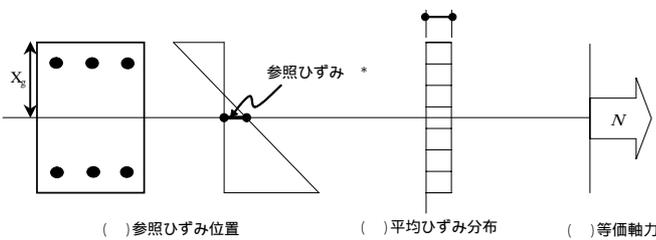


図-5 参照ひずみと等価軸力

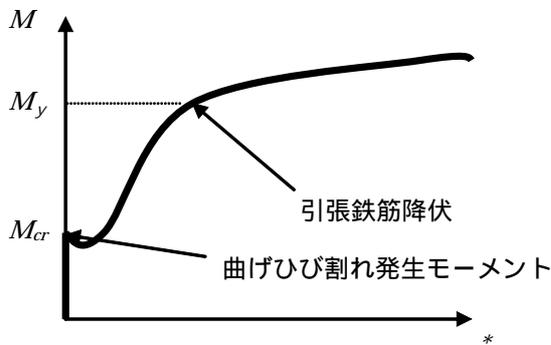


図-6 曲げモーメントと参照ひずみの関係

曲げモーメントによって生じた参照ひずみを、修正圧縮場理論のひずみの適合条件へそのまま適用すると、せん断力によって生じるひずみ関係の算出が複雑となり、必ずしも得策ではない。そこで、曲げモーメントによって生じるひずみを断面に作用する軸力によって生じたものと仮定すること(等価軸力)で、力の釣り合い式に導入することで ε^* を考慮することとした。ここで、等価軸力への換算は、式(11)を用いた。

$$N^* = \kappa \int_A \varepsilon^* p_x E_{sx} dA \quad (11)$$

κ : 等価軸力係数、 p_x : 主鉄筋比、 E_{sx} : 主鉄筋弾性係数
 上式は、軸方向の引張力には主鉄筋が全て力を受け持つという考えのもとで、等価軸力によって曲げモーメン

トの相互作用を間接的に導入するものである。

a) 感度解析

先述したように、ファイバーモデルから求まる曲げモーメントによって参照ひずみを間接的に修正圧縮場理論へ導入するため、等価軸力のせん断挙動への影響性は、重要であると考えられることができる。そこで、等価軸力算出の際に影響を左右する係数として仮想等価軸力感度係数 κ がある。次に等価軸力係数 κ の感度をしるため、後述する試験体を例にとり、パラメトリック解析を実行し、実験値と比較した。

対象試験体としてV-475試験体を用い、 κ を0.4, 1.0, 1.6の3パターンで変化をさせたNo.1~No.3における感度解析を行った。表-1に試験体諸元を示す。

表-1 試験体諸元

No.	断面		コンクリート	せん断補筋		主鉄筋	等価軸力係数
	幅 $b(\text{mm})$	高さ $h(\text{mm})$	圧縮強度 $f_c(\text{N/mm}^2)$	ピッチ $s(\text{mm})$	降伏強度 $f_{sy}(\text{N/mm}^2)$	降伏強度 $f_{sv}(\text{N/mm}^2)$	
1	150	200	38.4	200	415.9	375.5	0.4
2							1.0
3							1.6

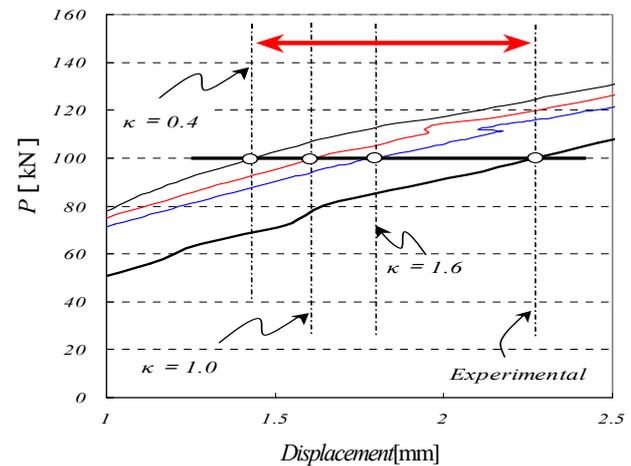


図-7 変化の影響による荷重～変位関係

図-7に κ を変化させた荷重～変位関係を示す。これは、ある任意の荷重における変位の値を検証することを目的としたグラフである。 $\kappa=0.4$ の場合、 $\kappa=1.0$ に比べ、曲げモーメントによる等価軸力を60%減少させていることになる。一方、 $\kappa=1.6$ は $\kappa=1.0$ より60%曲げモーメントによる等価軸力を増加させている。この結果から、曲げモーメントによる参照ひずみを間接的に等価軸力に換算する際に、 κ の増減により、わずかながらに変化することがわかった。このことから、本論では数値の安定性から、 $\kappa=1.0$ として解析を行う。

(4) せん断変形とせん断スパン分割数の影響

せん断変形を算出する場合、部材軸方向に変化する曲げモーメントの取り扱いが問題となる。部材軸方向の分割数によって、ピーク後の変形挙動は大きく異なることがわかっている。そこで、曲げの影響を考慮したせん断変形を算出するため、図-8に示すような要素分割を行い、各要素に曲げの影響を考慮した。要素の分割方法として、

せん断スパンの支点から各要素の中心までの距離をXとして分割している．これより，修正圧縮場理論に曲げモーメントの影響を導入することが可能となった．従来の修正場理論と異なる点は，曲げモーメントによって生じた鉄筋コンクリート要素内の参照ひずみをファイバーモデルによって求める点である．ファイバーモデルによって作用する曲げモーメントが決定すると，曲率 軸方向平均ひずみ 等価軸力の順に各区間で変換され，せん断挙動が考慮されるモデルとなっている．

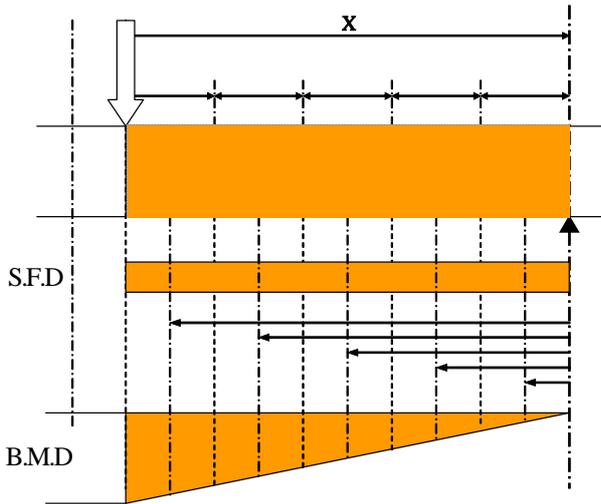


図-8 要素分割

3. RC梁による荷重実験

(1) 実験概要

本実験では，せん断スパンaを主パラメータとし，3ケースを設定した．また，試験体作製による誤差，および実験実施による誤差の程度を確認するために，各実験ケースにて2つの試験体(以下，ペア試験体と呼ぶ)を用いた．従って試験体総数は， $3 \times 2 = 6$ 体となる(後述表-6)．

試験体断面は，複鉄筋矩形断面とし，試験体中央から右側のせん断スパン内でせん断破壊が生じるように設計を行った．荷重方法は，300kNアクチュエータを用いて，変位制御・静的2点集中荷重とした(後述の図-11参照)．荷重時には，荷重・荷重点変位・非接触での変形・各鉄筋ひずみを測定した

試験体として，断面 150×200 mm，部材長1400mm，支持スパン長1200mmとしたRC梁を用いた．図-9に試験体断面，図-10に試験体構造，表-2に試験体諸元を示した．

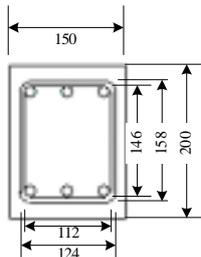


図-9 試験体断面図

表-2 試験体諸元

断面幅	$b(\text{mm})$	150
断面高さ	$h(\text{mm})$	200
コンクリート断面積	$A_c(\text{mm}^2)$	30000
かぶり	$c(\text{mm})$	35
有効高さ	$d(\text{mm})$	173
主鉄筋比	$p_s(\%)$	4.81
せん断補強筋比	$p_v(\%)$	0.211

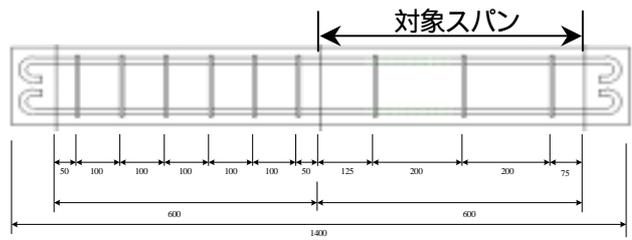


図-10 試験体構造

(2) 使用材料

a) コンクリート

試験体には，表-3に示す示方配合より作製されたコンクリートを用いた．コンクリートの力学特性を判別するため，荷重試験前日の強度を測定した．圧縮強度・引張強度・弾性係数を表-4に示す．

表-3 示方配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m^3)				Ad1 (cc)	Ad2 (cc)
		W	C	S	G		
50.0	46.4	177.9	355.7	794.8	937.7	2816.8	112.8

Ad1: AE減水剤(ポゾリス No.70)，Ad2: 補助AE剤(303A)

W: 混和剤分含む

C: 普通ポルトランドセメント(比重3.15)

S: 相模川水系産砂(比重: 2.55, 粗粒率: 2.77)

G: 八王子産砕石(比重: 2.66)

表-4 コンクリート力学特性

圧縮強度 $f'_c(\text{N}/\text{mm}^2)$	引張強度 $f_t(\text{N}/\text{mm}^2)$	弾性係数 $E_c(\text{kN}/\text{mm}^2)$
38.4	4.2	30.5

b) 鉄筋

主鉄筋にはD16-SD345，せん断補強筋にはD6-SD295をそれぞれ用いた．引張材料試験による各鉄筋の力学特性を表-5に示す．

表-5 鉄筋力学特性

名称	断面積 (mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	最大強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	弾性係数 (kN/mm^2)
D16 (SD345)	198.6	375.5	529.2	2088	179.9
D6 (SD295)	31.7	415.9	574.3	3232	132.8

(3) 実験ケース

せん断スパン比a/dの変化による影響を把握するため，支持スパン長1200mmの試験体を対象に，せん断スパン比a/dを実験パラメータとした．図-11に示すようにせん断スパンを変化させた．実験パラメータと試験体本数を表-6に示す．

表-6 実験パラメータ

試験体名	せん断スパン a(mm)	せん断スパン比 a/d(-)	試験体数
V-400	400	2.31	2
V-475	475	2.75	2
V-550	550	3.18	2

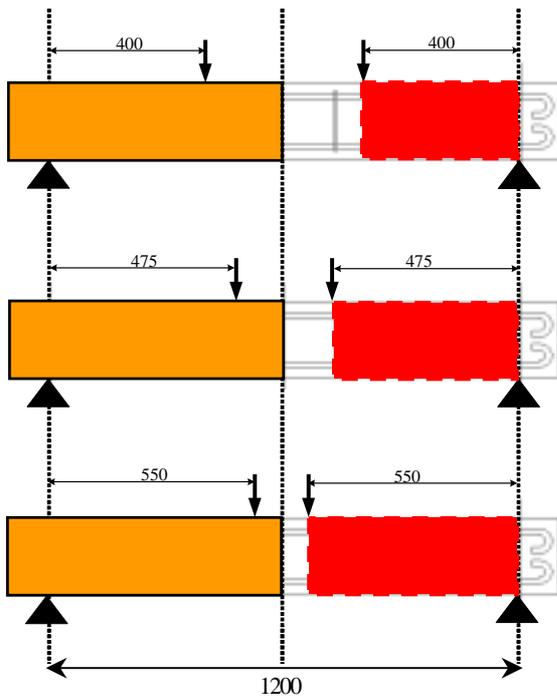


図-11 荷重位置（実験対象：右せん断スパン）

(4) 実験結果

a) 試験体終局状況

全試験体の破壊形式を表-7に示す．全ての試験体において，せん断スパン内中央部に曲げせん断ひび割れが発生し，その後，ひび割れが進展し，引張鉄筋に至っている．さらに，ひび割れが引張鉄筋に沿って支点の方向へ進展していることがわかる．このことから，せん断引張破壊(shear tension failure)であるとした．しかし，(d)のみ最大耐力に到達し主鉄筋が降伏後も耐力を保持し，その後，せん断ひび割れの進展に伴い脆性的な破壊に至った．このことから，通例RC梁部材ではあまり見られない曲げ降伏後のせん断破壊(shear compression failure)に至ったものと判断した．

なお，最大耐力，変位挙動など，各試験体のペアはほぼ同様の挙動を示し，試験体製作と荷重実験が精度よく実施できたと言える．ただし，画像解析と直接変位計の読み取り誤差（特に初期の乱れ）などから，ペアのうち良好な方を抽出し，これを選定試験体とした．選定試験体は，表-7のうちV-400B，V-475A，V-550Aであり，断面解析（M- 関係， ~ 関係）とせん断スパンの変形解析に際しては，この3試験体を用いるものとする．

表-7 破壊形式

Appellation	Fracture pattern
(a) V-400A	shear tension failure
(b) V-400B	shear tension failure
(c) V-475A	shear tension failure
(d) V-475B	shear compression failure
(e) V-550A	shear tension failure
(f) V-550B	shear tension failure

写真1～3にV-400B，V-475A，V-550Aの終局状況を示す．



写真-1 V-400B 試験体

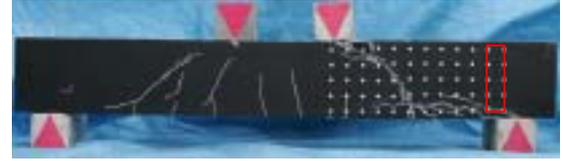


写真-2 V-475A 試験体



写真-3 V-550A 試験体

b) 荷重～変位関係

図-12にV-400B，V-475A，V-550Aの荷重P～変位 関係（選定試験体），表-8に最大荷重および最大荷重時変位を示す．せん断スパン比が大きくなるに伴い，最大荷重点の最大荷重および最大荷重時変位が減少している．

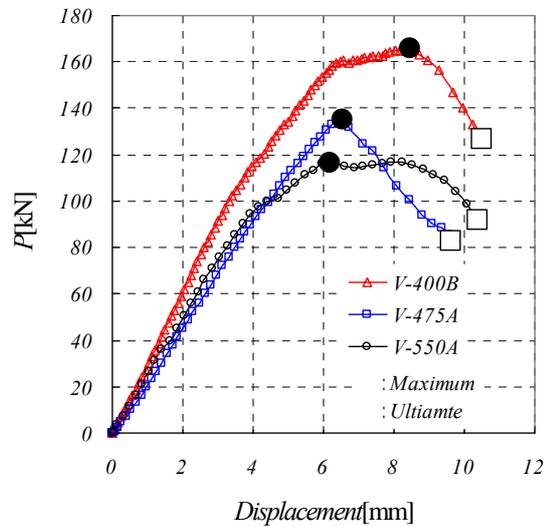


図-12 荷重P～変位 関係

また，ペア試験体における最大荷重の誤差を下式にて算出したが，7%以内であった．

$$\text{誤差} = \frac{\text{両者の差の絶対値}}{\text{平均値}}$$

表-8 最大荷重および最大荷重時変位

Appellation	P _{max} (kN)	displacement (mm)				選定試験体
	Experimental	CH.1	CH.2	CH.3	CH.4	
V-400A	153.7	4.56	4.29	0.57	0.45	
V-400B	164.9	8.60	7.75	0.87	0.93	
V-475A	135.2	6.42	6.18	1.17	0.89	
V-475B	145.1	10.51	9.94	1.01	0.85	
V-550A	117.0	6.24	6.06	0.73	0.71	
V-550B	122.1	7.27	7.11	0.62	0.76	

c) 圧縮ストラット角度の検証

トラス理論⁷⁾においてせん断補強筋負担分 V_s を求める際、圧縮ストラット角度は一般的に $\theta = 45^\circ$ が多用されている。しかし、コンクリート強度・せん断補強筋量などでその角度は変化し、せん断破壊した構造物の圧縮ストラット角度が必ずしも 45° にならないことが報告されている。また、Priestley らは実験的裏付けから $\theta = 30 \sim 35^\circ$ 前後を採用している⁸⁾。このことから、一律 45° とするのは必ずしも合理的ではなく、試験体ごとに斜め圧縮ストラット角度を評価する必要がある⁹⁾。

本論にて、実験および解析から圧縮ストラット角度を考察する。ここでは、次の3つの値を相互に比較する。

Experimental : 目視にて読み取った、試験体の主要斜めひび割れの角度 (実験値)。

θ_1 : 1本目の斜めひび割れ, θ_2 : 2本目の斜めひび割れ,

Ave : これらの平均値

MCFT : 修正圧縮場理論(以下, MCFT)による計算結果の最大荷重の圧縮ストラット角度。

Kim : 理論的考察と実験結果から導出されたKim & Manderモデル¹⁰⁾による手法を用いて算出した圧縮ストラット角度。Kim&Manderモデルは次の式(12)によって与えられる。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{p_v n + \psi \frac{p_v A_v}{p_t A_g}}{1 + p_v n} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (12)$$

p_v : せん断補強筋比, p_t : 主鉄筋比, n : 弾性係数比, A_v : せん断面積, A_g : 全断面積, ψ : 構造形式による係数 (fixed-fixed end : $\psi = 0.5704$, fixed-pinned : $\psi = 1.5704$ である)

表9 圧縮ストラット角度

	Theoretical		Experimental		Theoretical/Experimental		
	MCFT	Kim	Ave	θ_1	θ_2	MCFT/Ave	Kim/Ave
V-400A	20.1	40.9	37.8	38.7	36.9	0.53	1.08
V-400B			41.6	41.6	-	0.48	0.98
V-475A			33.7	33.7	-	0.60	1.21
V-475B			34.2	38.7	29.7	0.59	1.20
V-550A			41.6	41.6	-	0.48	0.98
V-550B			38.7	38.7	-	0.52	1.06

表9 および図-13, 14 より, θ_{MCFT} は 20° と低い値になったが, θ_{KM} および θ_1, θ_2 は 40° に近い値となった。この理由として考えられることは, MCFT はひび割れ発生前から終局に至るまでのせん断耐力を追跡できる理論であるが, コンクリート部材をマクロ的視覚からひび割れを離散的に捉えており, このような結果に至ったと考えられる。一方, Kim&Mander モデルは実験値に非常に近似した値を示しており, ほぼ合致した値であると言える。 θ_{KM} は全試験体においてほぼ実験値に近い値を示しているが, θ_{MCFT} は実験値の $1/2$ に近い値であり, 今回の結果からは高い推定精度を得ることはできなかった。

以上のように、本論における対象試験体の圧縮ストラット角度は概ね $33^\circ \sim 42^\circ$ であり、示方書に多用されているトラス理論の $\theta = 45^\circ$ よりも低い値を示した。

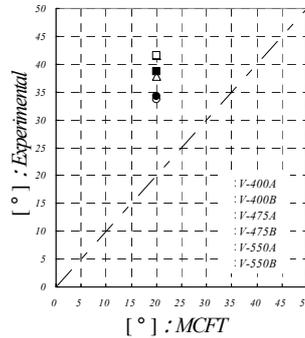


図-13 実験値と MCFT

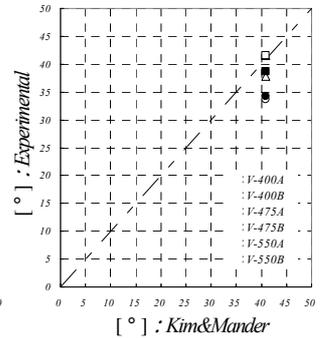


図-14 実験値と Kim&Mander

4. 実験値と解析値との比較

(1) 耐力

本提案手法である曲げモーメントの影響を考慮した MCFT に加え, 曲げの影響を考慮しない MCFT, 鉄道構造物等設計標準式¹¹⁾ (以下, 鉄道標準) および 土木学会コンクリート標準示方書式¹²⁾ (以下, 土木学会) の4算定式と実験値との比較を試みた。ここで, せん断耐力 (kN) はいずれも断面耐力であるのでこれらを荷重 P によって表示し, せん断耐力時荷重 P_s とした。

表-10 に試験体耐力一覧, 図-15 に4つのせん断耐力式により算出した荷重 P とせん断スパン比との関係を示す。表-10 および図-15 より, せん断スパン比 a/d の増加とともに, せん断耐力 P_s が減少している。MCFT (曲げ考慮あり) による解析値と鉄道標準は, a/d に影響を受けるため, 実験値に近似した値を示し, 特に V-550 試験体では解析値も鉄道標準も合致した値を示した。

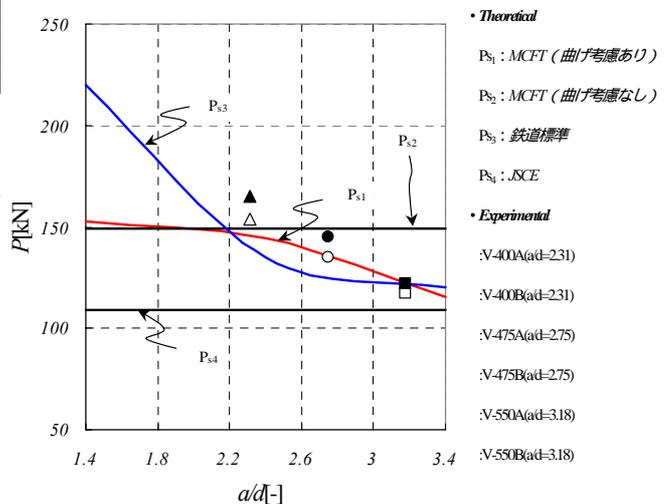


図-15 せん断スパン比の影響

また、4算定式との対応表は表-10に示したとおりであるが、MCFT（曲げ考慮あり）と鉄道標準が最もよく合致し、実験値との比が平均=1.05, 1.08であった。ばらつきを表す変動係数¹³⁾は、MCFT（曲げ考慮あり）の方が5.2%と小さかった。MCFT（曲げ考慮なし）および土木学会はa/dの影響が考慮されず、実験結果と整合しなかった。特に、土木学会は、かなり安全側を与える値（平均=1.28）であった。

これより、提案した4手法のうち、実験値/解析値と比の平均と変動係数の両者から勘案して、本提案手法（MCFT（曲げ考慮あり））が最もよい評価手法と言える。

表-10 試験体耐力

Appellation	a/d (-)	P_{max} (kN)									
		Experimental	MCFT (曲げ考慮あり)	MCFT (曲げ考慮なし)	鉄道標準	JSCF	Experimental/Theoretical				
							Experimental	Experimental	Experimental	Experimental	
V-400A	2.31	153.7	144.4	139.2	109.2	1.06	1.03	1.10	1.41		
V-400B		164.9				1.14	1.11	1.18	1.31		
V-475A	2.75	152.2	134.9	127.0	109.2	1.00	0.97	1.06	1.24		
V-475B		145.1				1.08	0.97	1.14	1.33		
V-550A	3.18	117.0	117.7	122.1	109.2	0.99	0.79	0.96	1.07		
V-550B		122.1				1.04	0.82	1.00	1.12		
Average						1.05	0.94	1.08	1.28		
Standard variation						0.05	0.12	0.09	0.17		
Coefficient of variance						5.2(%)	13.1(%)	8.3(%)	13.4(%)		

(2) 断面解析

各試験体における断面レベルでの状態を把握するために、画像処理から得られたデータを元に曲率 とせん断ひずみ を算出し、曲げ解析およびせん断解析を行った。

a)画像処理を用いた曲率 , せん断ひずみ の算出

本実験では画像解析を用いて、断面における曲率・せん断ひずみを算出した。

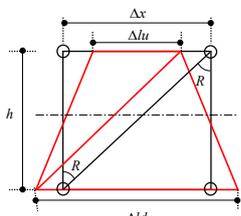


図-16 曲率算出¹⁴⁾

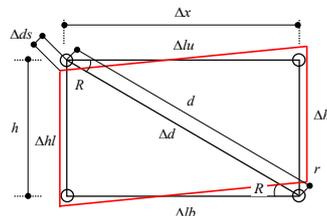


図-17 せん断変形算出¹⁴⁾

図-16および式(13)より、任意断面における曲率を算出することができる。

$$\phi = (\Delta lu - \Delta ld) / (\Delta x \cdot h) \quad (13)$$

lu: 上辺の変化量, ld: 下辺の変化量, h: 高さ

図-17にせん断変形算出の基本的考え方を示す。式(14)より、任意断面でのせん断変形 v が求まり、区間長さ x で除すことにより、その区間でのせん断ひずみ を算出することができる(式(15))。

$$\Delta v = \Delta ds / \sin R \quad (14)$$

$$\gamma = \frac{\Delta v}{\Delta x} \quad (15)$$

v: せん断変形, ds: 対角線方向修正変位, x: 区間長さ, R: 水平方向に対する斜め角度

b)曲げ解析: 曲げモーメントM~曲率 関係

図-18に選定試験体()の区間ごとにおける曲げモーメントMと曲率 関係を示す。ここで、legとはポインター間の隣接する1区間を表す(例えば、写真1~3の右端はleg1を表している)。また、曲げ解析手法のファイバーモデル(鉄筋構成則:パイリニア型)より算出した解析値を併記した。一般的に、RC梁部材における曲げモーメントは支点側(leg1)が最も小さく荷重点(の場合leg8)で最大となる。各断面におけるM-関係では、荷重点直脇の区間(せん断スパンでの最大曲げモーメント区間)では、ほぼ解析値と合致したが、その他の区間は解析結果に比べて大きく乖離した。このような乖離は、せん断ひび割れの影響を受けることに起因するもので、大きなせん断ひび割れを含む区間では、より大きい実験値となった。なお、曲げ変形に関しては、平面保持の仮定および材料構成則から算出されるファイバーモデルを用いている。基本理論と数値解析法は関連文献¹⁵⁾¹⁶⁾を参照した。

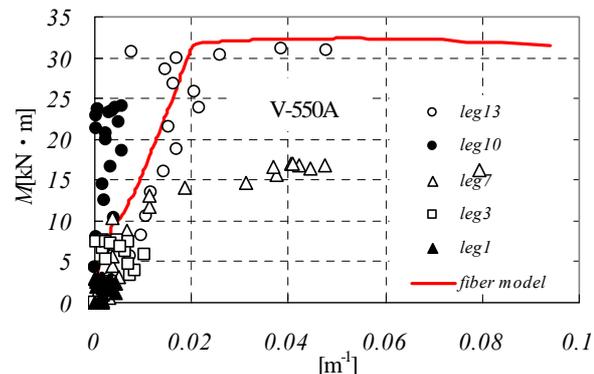
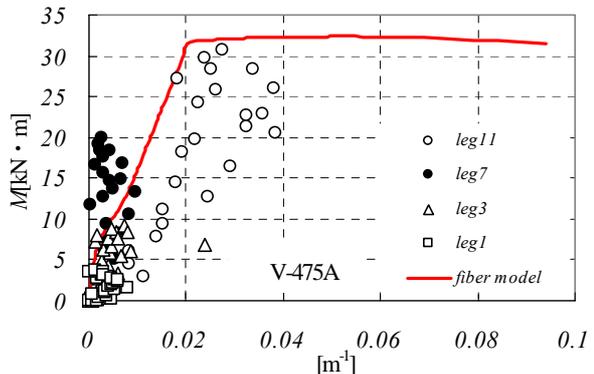
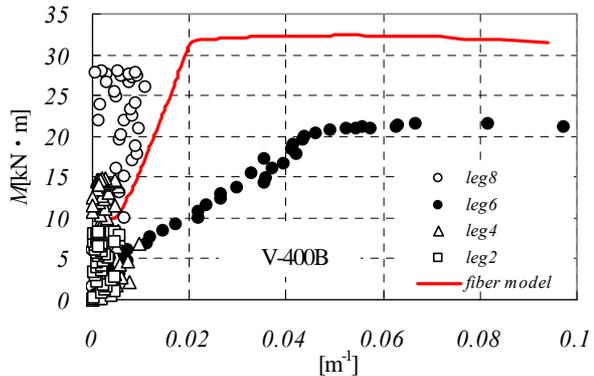


図-18 M- 関係

c)せん断解析：せん断応力 ~せん断ひずみ 関係

前述と同様に、画像処理のデータから、各断面（5区間または6区間）のせん断ひずみ を算出し、解析値（MCFT）と比較した（ ~ 関係）.ある区間 x でのせん断ひずみ (x) を平均化することで平均せん断ひずみ $*$ として取り扱う.

本実験では、せん断スパン内におけるせん断力が一定であるので、5区間または6区間のせん断ひずみ を平均化して ~ 関係上にて解析値と比較した（図-19参照）.この結果、解析値は実験値とほぼ等しいか、大きな値を示した. $*$ に関しては、最大せん断応力以降に乖離した結果となっていることがわかる.この理由として、試験体に発生したせん断ひび割れは、最大耐力以降にひび割れ幅が増大しており、その結果 $*$ が増大したと考えられる.

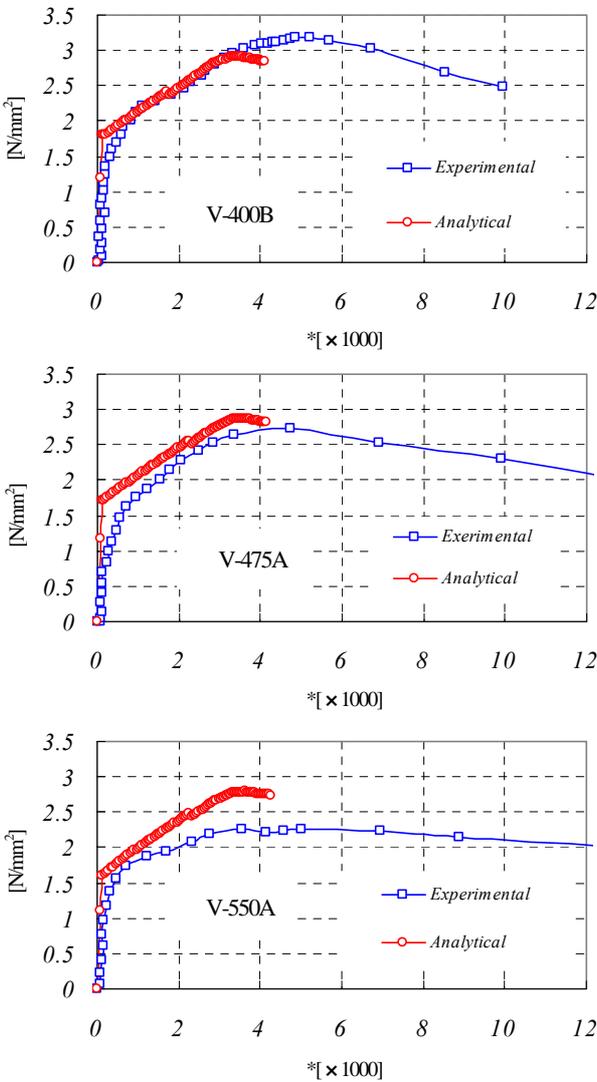


図-19 ~ *関係

(3) 変形解析

画像処理から、せん断成分と曲げ成分を抽出し、せん断変形と曲げ変形に分離して算出することが可能となり、解析値と比較した.

a)変形算出理論

任意の断面におけるせん断ひずみ (x) をせん断スパン a にわたり積分することにより、せん断スパン長さにおけるせん断変形 δ_{shear} が得られる.これは、区間長さに γ_i を乗じたものの総和に等しい.

すなわち、

$$\delta_{shear} = \int_a \gamma(x) dx = \sum_{i=1}^k \gamma_i \Delta x \quad (16)$$

曲げ変形 δ_{flex} についても同様に以下のように表される.

$$\delta_{flex} = \iint_a \phi(x) dx dx = \theta_A a - \sum_{i=1}^k \phi_i \Delta x \cdot x_i \quad (17)$$

ここに、

i : 区間要素, k : 区間数, θ_A : 支点回転角, a : せん断スパン, x : 各区間の微小要素幅, x_i : 区間の中央から荷点までの距離, ϕ_i : 区間における曲率

実験値・解析値ともにせん断スパン内における変形量の総和として δ で表すことができる.

$$\delta = \delta_{shear} + \delta_{flex} \quad (18)$$

b)直接変位計と画像処理による整合性の評価

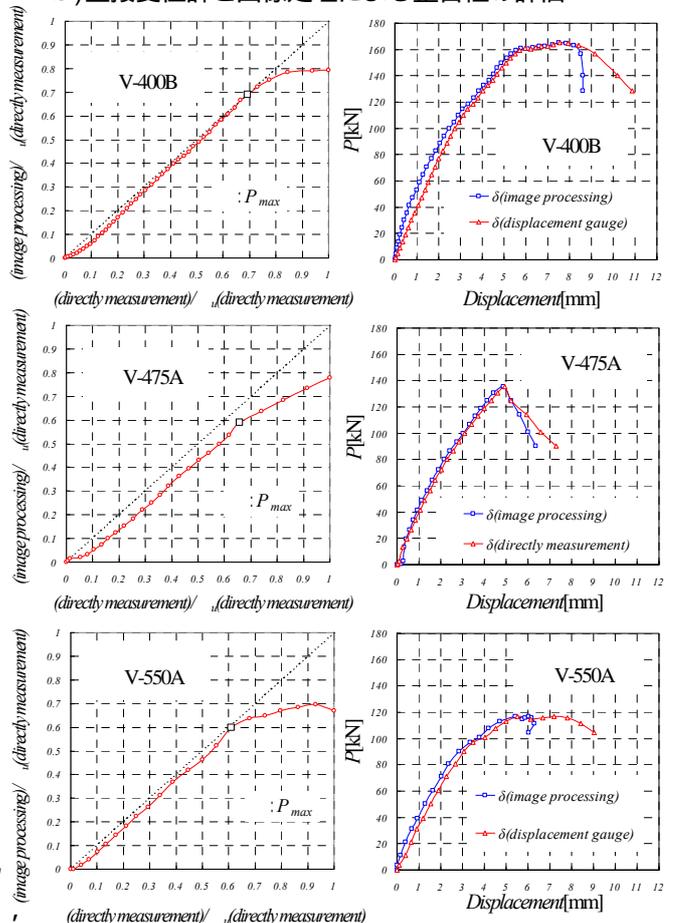


図-20 整合性の評価

図-21 荷重 ~ 変形量関係

このように算出された変形量 を，直接変位計から得られた値との比較を行い，荷重過程における両変形量の比較を図-20 に示し，荷重 P ~ 変形量 として図-21 に示した．図-20 より，最大荷重までは，各試験体ともに直接変位計と画像処理の結果とは一致していることがわかる．また，最大荷重以降に，両者の間で異なった挙動を示していることから変形量に差が生じていることがわかる．同様に図-21 でも， \sim の各試験体において，最大荷重時までは，直接変位計と画像処理はほぼ合致した挙動を示している．

以上のことから，直接変位計と画像処理は，最大荷重までは，合致した挙動を示しており，直接変位計と画像処理の変形量は同等に扱えることが確認できた．

c) 実験値と解析値との比較

図-22 に実験値と解析値におけるせん断変形 δ_{shear} ・ 曲げ変形 δ_{flex} をそれぞれ示す． \sim の各試験体において実験値は解析値よりも等しいかそれ以上の値を示した．

δ_{shear} と δ_{flex} の和である δ による比較を図-23 に示す．このことから実験値と解析値に差異が生じていることがわかる．以上のことから，直接変位計と画像処理による変形量はほぼ合致した値を示したが，解析値との比較では，乖離した値を示した．また，この要因としては， δ_{flex} による差異が主たる原因と言える．

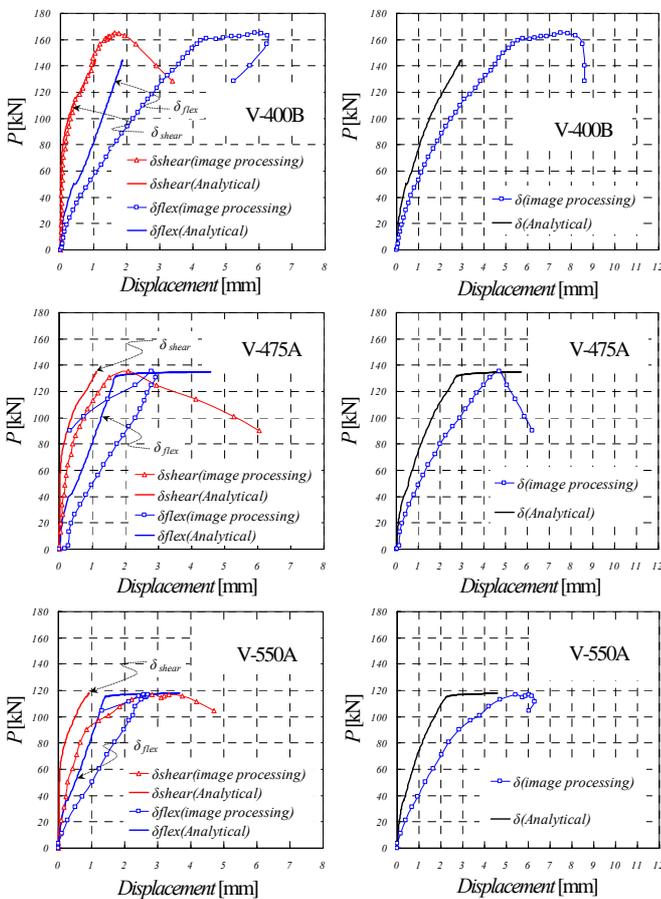


図-22 δ_{shear} と δ_{flex} 実験値と解析値との比較

図-23 P ~ δ 関係 実験値と解析値との比較

5. 結論

本稿では，せん断スパンを主たるパラメータとした RC 梁の非線形挙動に関する考察を行なったものである．RC 梁荷重実験における実験手法として非接触変位計測システムを用いた画像処理を行い，せん断成分・曲げ成分の抽出を実施した．解析手法として修正圧縮場理論に曲げモーメントの影響を考慮した修正圧縮場理論とファイバーモデルを併用し，実験値との比較を行った．

本稿のまとめを以下に示す．

(1) せん断解析手法である MCFT，および曲げ解析手法の一つであるファイバーモデルを導入・併用することにより，RC 梁のせん断スパンにおける非線形挙動の解析手法とした．曲げモーメントがせん断力に与える影響を，曲げモーメントによる中立軸位置におけるひずみ（参照ひずみ）を等価軸力に換算することにより考慮した．この場合，仮想等価軸力係数 により，せん断挙動へ与える影響を調整することができる．

(2) RC 梁の荷重実験として，せん断スパン a を主パラメータ ($a/d=2.31, 2.75, 3.18$) とし，3 ケースを設定した．また，試験体作製による誤差，実験実施による誤差の程度を確認するために，各実験ケースにてペア試験体を用いた．ペア試験体における最大荷重の誤差は，3 ケースともに 7% 以内であった．

(4) 試験体終局時における圧縮ストラット角度 は，概ね $33^\circ \sim 42^\circ$ となった．Kim&Mander モデルは実験値と近似した値を示したが，MCFT による値とは乖離した．また，このような実験値は示方書に多用されている $= 45^\circ$ が必ずしも適切でないことを示すものである．

(5) せん断耐力の算定式として，本提案手法である MCFT（曲げの影響あり）に加えて，MCFT（曲げの影響なし）・鉄道標準・土木学会の4算定式を用いて実験結果と比較した．特に，MCFT（曲げの影響あり）が最も実験値とよく合致し，実験結果との比において，平均値 = 1.05，変動係数 = 5.2% となった．

(6) 画像処理データによる実験値と解析値（ファイバーモデル）を M - δ 関係で比較した．各断面における M - δ 関係では，荷重点直脇の区間では，ほぼ解析値と合致したが，その他の区間は解析値と大きく乖離した．画像処理データから，実験値と解析値（MCFT）を \sim 関係で比較した．画像処理から得られた \sim 関係は，最大応力までほぼ同様の挙動を示すが，それ以降では区間によって大きく異なり，区間内に大きなせん断ひび割れを含む場合，その隣接区間である場合によって差異を生じさせている．解析値と実験値の平均せん断ひずみ *

では、解析値は実験値とほぼ等しいか、大きな値を示した。

(7) 直接変位計と画像処理による変形量はほぼ合致したが、解析値との比較では乖離した値を示した。また、これはM~ 関係による差異(曲げ変形の差異)が主たる原因であると言える。

謝辞：本研究を行なうにあたり、吉川弘道教授には終始あたたかいご指導を受け賜りました。ここに深く感謝致します。また、本研究に協力して頂いた構造実験棟の仲宗根技師、構造材料工学研究室の皆様方に深くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 例えば、吉川弘道：鉄筋コンクリートの解析と設計，丸善，p133,2004.2
- 2) M.P.Collins and D.Mitchell: Prestressed Concrete Structure, PRENTICE HALL INC, Sec7.9-7.10,1991
- 3) 中村光・檜貝勇：拡張した修正圧縮場理論による RC はり断面のせん断耐荷力評価，土木学会論文集，No.490/V-23，pp157-166，1994.5
- 4) 池谷和之：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的挙動に関する実験的研究，pp13~16，武蔵工業大学，1999
- 5) 田辺忠顕，檜貝勇，梅原秀哲，二羽淳一郎：コンクリート構造，朝倉書店，1992.6
- 6) 岩本隆生：修正圧縮場理論を適用した鉄筋コンクリート部材のせん断解析，武蔵工業大学修士学位論文，2002.3
- 7) 例えば，檜貝勇：最近の塑性理論およびトラス理論について，RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集(1982.6)，pp.17~24.
- 8) Priestly, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, A Wiley-Interscience Publication, 1996.
- 9) 宮城敏明，服部尚道，吉川弘道，藤田幸弘：RC 柱におけるせん断劣化を考慮した変形性能評価手法，日本コンクリート工学協会 コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.1507-1512，2000.6
- 10) Mander, J., Kim, J.H. and Dutta, A.: Shear-Flexure Interaction Seismic Analysis and Design, JCI Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads-Recent Advances and Challenges on Analysis and Design-, Volume 1, pp.173-187, October, 1999.
- 11) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，1999.12
- 12) 土木学会：[2002 年制定] コンクリート標準示方書 構造性能照査編
- 13) 田代嘉宏：確率と統計，pp22~23，裳華房，1982.4
- 14) 大滝健：Size Effects In Shear Failure of Reinforced Concrete Bridge Columns，京都大学博士論文，pp47~48，2001.3
- 15) 田辺忠顕，檜貝勇，梅原秀哲，二羽淳一郎：コンクリート構造，朝倉書店，pp80~81，1992.6
- 16) 土木学会：構造力学公式集，pp136~137，1997.4

NONLINEAR BEHAVIOUR IN SHEAR SPAN OF A REINFORCED CONCRETE SIMPLE BEAMS BY EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY

Hiroyuki YODA

This research aims the clarification of the shear mechanism of reinforced concrete beams by means of experimental works with the image processing and analytical methods. With a combination of Modified compression field theory and Fiber model nonlinear analysis program for reinforced concrete beams, experimental results are examined. Focusing on the interaction of a bending moment and shearing force, influence of bending moment is especially taken into consideration to MCFT as the equivalent axial force calculated from fiber strains. Extraction of flexural components and shear components are by means of measurement of the noncontact displacement and image processing. As a result, the displacement by the direct measurements and that by the image processing agree with each other up to ultimate load.