平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル

鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その1)

NONLINEAR ANALYTICAL MODEL FOR REINFORCED CONCRETE PANELS
UNDER IN-PLANE STRESSES

Study on nonlinear analytical method for reinforced concrete wall structures (Part 1)

長沼一洋*

Kazuhiro NAGANUMA

An analytical model for a cracked reinforced concrete (RC) element is proposed on the basis of in-plane shear tests of RC panels. The proposed model can deal with both compressive failure of concrete strut and sliding failure along crack surfaces.

Through comparisons of the analytical results of RC panels subjected to in-plane shear with the test results, good agreement was obtained on the nonlinear behavior including the ultimate strength.

Furthermore, based on comparisons with other analytical models on the strength reduction of cracked concrete and the shear transfer stiffness of crack surfaces, the advantage of the proposed model was confirmed.

Keywords : reinforced concrete panel, finite element analysis, constitutive law, cracked concrete, shear transfer

1. 序 論

鉄筋コンクリート (RC) 造耐震壁のように、主に面内せん断抵抗要素として機能する RC 面部材の挙動を、有限要素法 (FEM) により精度良く評価できることは、耐震壁を含む構造物の終局強度、強度時の変形、破壊モード等の予測、あるいは力の伝達メカニズムに基づく合理的なせん断設計式の確立に大きく貢献すると思われ、既にその方向を目指した研究^{1),2)}も行われ始めている。

面内せん断力を受ける RC 壁体の解析では、ひびわれコンクリートの構成則がその解析精度に最も大きな影響を及ぼすため、その構成則を誘導する目的で、荷重および境界条件を単純化した平板実験等に基づく現象面からの検討が数多く行われている。

それらの実験結果に基づいて、これまでに種々の解析モデルが提案されているが、現時点では、その精度と適用性の両面から十分検証されたモデルが確立されているとは言い難いのが現状である。

最近では正負繰返し载荷を対象として、その履歴挙動に関する解析的研究も報告されるようになってきた。しかし、コンクリートの破壊が耐力を支配する場合の解析精度には、まだ向上の余地が多く残されており、筆者は

この点を、まず先決すべき問題と考えている。

このような背景から、本研究では面内せん断が卓越する場合の RC 面部材を対象として、高強度コンクリートを含め、コンクリートの破壊が支配的となる場合の挙動の評価に主眼を置き、適用性に富む解析モデルを開発することを目的とした。

本論文では筆者らの平板実験結果³⁾に基づき、ひびわれを含む RC 面要素の挙動を平均的にとらえた解析モデルを誘導し、様々な基礎的条件下での解析を通して、モデルの検証を行った結果について報告する。

2. 既往の研究と現時点における問題点

面内せん断力を受ける RC 平板の耐力が、コンクリートの圧壊や、ひびわれ面に沿った滑り破壊により決定される場合を対象とした解析では、ひびわれ後のコンクリートの圧縮特性と、ひびわれ面のせん断伝達特性のモデル化の精粗が、解析精度に大きな影響を及ぼす。

ひびわれ後のコンクリートの圧縮特性がシリンダーの圧縮試験結果と異なることは既に多くの実験で示されている。Collins ら^{4),5)}は平板実験結果に基づき、ひびわれ後の圧縮主方向 (圧縮の最小主応力が生じる方向) の剛

* (株)大林組技術研究所 数値解析研究室 研究員・工修

Research Engineer, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M. Eng.

性および強度低下を引張主ひずみの関数で表現したモデルを提案しており、他にも同様のモデルが報告されている^{6),7)}。また最近では、Collinsらの式の修正案^{8),9)}も提案されており、野口ら⁹⁾は、引張-圧縮の二軸加力では、純せん断加力に比べ、圧縮特性の劣化が少ないことを指摘している。

一方、筆者らは既往の様々な平板実験結果を総合的に検討し、ひびわれ後のコンクリートの圧縮強度の低減を、引張ひずみの関数として評価した場合、バラツキが大きいことを指摘した¹⁰⁾。白井ら¹¹⁾は同様の見地から、圧縮強度の低減を引張ひずみと引張応力の両者を考慮した形の評価式として提案している。角ら¹²⁾はひびわれたコンクリートの圧縮主応力-主ひずみ関係を、ひびわれ発生時の圧縮主ひずみ、および圧縮主方向と直交方向のコンクリート応力の関数として提案している。

ひびわれ面のせん断伝達特性に関しては、実際のひびわれ面での挙動が極めて複雑なため、多くの因子の影響を受けるものと考えられている。定性的にはひびわれ幅の増大、あるいは垂直圧縮応力の減少に伴い、ひびわれ面のせん断剛性は低下する傾向があり、それを実験結果に基づき定式化した多くの例がある^{13)~17)}。

吉川ら¹⁸⁾はひびわれ直交方向のせん断膨張を含めた形での定式化を行い、既往の実験データよりモデルの係数を決定している。Fardisら¹⁹⁾、Walraven²⁰⁾、李ら²¹⁾はひびわれ面の形状を数学モデルに置換してひびわれ面での応力伝達を表現しており、せん断膨張や載荷履歴の影響も考慮しているなどの特徴がある。

既往の提案モデルでは、ひびわれ幅やひびわれ間隔などが与条件となっているものが多いが、要素内に様なひびわれ状態を仮定する分布ひびわれモデルを用いた解析では、ひびわれ幅とひびわれ間隔を直接求めることができない。その点では平均ひずみの関数として表現されているモデル^{16),21)}は分布ひびわれモデルに適用しやすいと言える。しかし、この分野の研究の多くはひびわれ面のせん断剛性の評価に重点が置かれており、せん断終局強度に関しては十分な検討がなされていない。また、ひびわれ面を横切る鉄筋を考慮に入れていないモデルが多い。この点に関しては、せん断剛性には鉄筋のダボ作用の寄与が比較的小さいとする見解もあるが、せん断終局強度に関しては、ひびわれ面を横切る鉄筋量との相関が明瞭であることが、Mattockら^{22),23)}に代表される多くの直接せん断実験で示されている。したがって、ひびわれ面のせん断伝達挙動のモデル化においては、鉄筋の影響を考慮に入れる必要があると思われる。

3. 従来の解析モデルの問題点と主な改良点

筆者らの従来の解析においては、面内せん断力が卓越する領域のコンクリートの圧縮強度を、円筒のねじり

表一1 解析モデルの概要

二軸応力下のコンクリートの構成則	等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル ²⁷⁾ Fafitisらの一軸圧縮応力-ひずみ曲線式 ²⁸⁾ Kupfer-Gerstleの破壊条件 ²⁹⁾
ひびわれのモデル化	要素内一様分布ひびわれ 一方方向ひびわれ又は ⇒ 新たな斜めひびわれの発生を考慮 直交2方向ひびわれ
ひびわれ後のコンクリートの圧縮強度	鉄筋軸に関してせん断応力状態となる場合に シリンダー圧縮強度と圧縮軸応力の関数で低減
ひびわれ面におけるせん断伝達特性	シリンダー圧縮強度、鉄筋量、ひびわれ方向に 関する垂直及びせん断ひずみの関数として定義
テンションスティフニング特性	シリンダー圧縮強度、鉄筋比、圧縮主方向の 剛性低下率の関数として定義 ³⁰⁾

加力実験²⁴⁾の結果に基づいて、便宜的に $2 \times 5.6 \sqrt{c\sigma_B}$ ($c\sigma_B$: シリンダーの一軸圧縮強度で単位は kg/cm^2) と仮定してきた²⁵⁾。ここで、 $5.6 \sqrt{c\sigma_B}$ はコンクリートの破壊で耐力が決定した試験体の最大せん断応力の平均値であり、ひびわれたコンクリートの引張応力を零とすると、圧縮主応力はせん断応力の2倍になることを考慮して決定したものである。しかし、この手法は高強度コンクリートへの適用性が不明であり、また周辺フレーム等による拘束度大きい壁などを対象とすると、耐力を過小評価する傾向にあることなどが分かった²⁵⁾。

ひびわれ面におけるせん断伝達特性に関しては、従来は、円筒に内圧を加えてひびわれが発生した状態でねじり加力を行った実験結果²⁶⁾に基づき、ひびわれ直交方向のひずみの関数としてひびわれ面のせん断剛性を低減する手法を用いてきた²⁵⁾。この方法も実現象の定性的な一面をモデル化したに過ぎず、ひびわれ面の滑り破壊が適切に再現できない等の問題点が残されていた。

これらの点を踏まえた上で、平板実験結果に基づき、表一1に示すような解析モデルを誘導した。従来のモデルとの主な違いは、ひびわれ後のコンクリートの圧縮応力-ひずみ関係と、ひびわれ面におけるせん断伝達特性であり、以降でこれらのモデル化について詳述する。

4. ひびわれたコンクリートの圧縮特性のモデル化

4.1 コンクリートの圧縮強度低減係数

コンクリートの圧縮強度低減係数(λ)は、コンクリートの圧縮破壊が生じたRC平板におけるコンクリートの最大到達圧縮応力を、シリンダーの一軸圧縮強度で除したものと定義する。

筆者らは平板実験結果に基づき、 λ への影響因子として、 $c\sigma_B$ と鉄筋軸方向の圧縮軸力が重要であることを既に指摘したが¹⁰⁾、本研究においても同様の立場から λ の評価式を導くことにした。

$c\sigma_B$ をパラメータとした縦横等量配筋の平板の純せん断実験の結果によると、コンクリートの圧壊で耐力が決定する場合は $c\sigma_B$ と最大せん断応力($\tau_{\max}$)の間に次式の

関係が認められた³⁾ (以下、単位はすべて kg/cm^2)。

$$\tau_{\max} = 2.1 c \sigma_B^{0.66} \quad (\text{kg}/\text{cm}^2) \quad \cdots \cdots (1)$$

前述したように、 $\tau_{\max}$ 時のコンクリートの圧縮主応力 ($c \sigma_{C \max}$) は $\tau_{\max}$ のほぼ 2 倍となることから、純せん断応力状態の圧縮強度低減係数 (λ_{ps}) の評価式として式 (1) を書き換えると次式となる。

$$\lambda_{ps} = 2 \tau_{\max} / c \sigma_B = 4.2 / c \sigma_B^{0.34} \quad \cdots \cdots (2)$$

一方、ひびわれ平行方向の力の釣合いから $c \sigma_{C \max}$ を算定して得られた各試験体の λ^3 を用いて、 $c \sigma_B$ 以外の条件がほぼ等しい試験体の $\lambda_{ps} \sim c \sigma_B$ 関係を示したものが図-1 である。この図から $c \sigma_B$ の増大に伴い、 λ_{ps} が低下する傾向が認められる。図中には式 (2) による λ_{ps} の評価式と次式に示す直線回帰式を併記した。

$$\lambda_{ps} = 0.74 - c \sigma_B / 2600 \quad \cdots \cdots (3)$$

式 (3) の直線回帰式により、平均値 1.0、変動係数 0.07 と良好に実験値を評価できることから、 λ_{ps} を式 (3) で算定することにした。ただし、式 (3) の適用範囲としては、 $c \sigma_B$ が $200 \sim 800 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 程度とする。

次に圧縮軸力の影響については、 $c \sigma_B$ が $300 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 程度で、あらかじめ鉄筋軸方向に縦横等量の二軸圧縮力を与えた状態でせん断加力を行った結果に基づいて評価する。

既往のプレストレストコンクリート円筒のねじり加力実験²⁴⁾によると、作用圧縮軸応力 (σ_0) は鉄筋量を増大させたことと同様の効果を持つと考えられることから、見かけの鋼材拘束応力 ρ を次式で定義する。

$$\rho = p_s \cdot s \sigma_y + \sigma_0 \quad \cdots \cdots (4)$$

ここで、 p_s は鉄筋比 (縦筋比 = 横筋比)、 $s \sigma_y$ は鉄筋の降伏点であり、 σ_0 は圧縮を正とする。

平板の純せん断加力の場合は、鉄筋量の増大に伴うせん断耐力の上昇に、式 (1) で与えられる限界があり、圧縮 + せん断加力実験においても、 ρ が $2.1 c \sigma_B^{0.66}$ 以上では、同様にせん断耐力の上昇は期待できないはずである。しかし、実際には後述するように、圧縮 + せん断加力実験では、せん断耐力が純せん断加力の場合より上昇する

図-1 純せん断応力状態におけるコンクリートの圧縮強度低減係数～シリンダー圧縮強度関係

ことが、筆者ら³⁾、および Collins ら⁴⁾の実験で示されており、原因としては、圧縮軸力により鉄筋の応力が低く抑えられ、鉄筋の引張力によるコンクリートへの損傷の度合いが減少することなどが考えられる。

ここで、純せん断加力で鉄筋降伏型のものに対して、鉄筋降伏と同時にコンクリートの圧壊を生じさせるのに必要な圧縮軸応力 (σ_{0c}) は次式で算定される。

$$\sigma_{0c} = 2.1 c \sigma_B^{0.66} - p_s \cdot s \sigma_y \quad (\sigma_{0c} > 0) \quad \cdots \cdots (5)$$

作用圧縮軸応力 (σ_0) が σ_{0c} 以上であれば、鉄筋降伏型からコンクリート圧壊型に移行すると考えられる。コンクリート圧壊型のせん断耐力の増大に寄与する圧縮軸応力は、 σ_0 より σ_{0c} を差し引いたものと考えられることから、有効圧縮軸応力比 (η) を次式で定義する。

$$\eta = (\sigma_0 - \sigma_{0c}) / c \sigma_B \quad \cdots \cdots (6)$$

図-2 に、 $\lambda \sim \eta$ 関係の実験結果を示す。図中には、Collins らの実験⁴⁾より、縦横等量二軸圧縮 + せん断加力試験体の λ を $c \sigma_{C \max} = 2 \tau_{\max}$ として求めた結果も併記した。Collins らの試験体の $c \sigma_B$ は $200 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 程度で、筆者らの試験体より多少低いが、純せん断加力試験体の λ_{ps} が筆者らの結果とほぼ等しいことから、比較の対象とした。図-2 より、 η の増大に伴い、 λ がほぼ線形に上昇する傾向が見られ、その上限はこれらの実験データからは明らかではないが、便宜的に Collins らのデータの最大値である $\lambda = 0.95$ を設定し、圧縮軸応力を考慮した λ の評価式として次式を定義する。

$$\lambda = \lambda_{ps} + 1.45 \eta \quad (\lambda \leq 0.95) \quad \cdots \cdots (7)$$

なお、縦横の圧縮軸応力が異なる場合は、式 (6) の σ_0 は小さい方をとる。引張軸力に関しては、一般には鉄筋降伏型となる場合が多い。引張 + せん断加力でコンクリート圧壊型となる実験データは、筆者が調べた限りでは Collins ら⁴⁾の実験の 1 体だけである。また耐震壁ではコンクリートが圧縮 + せん断状態となる領域での破壊が耐力を支配することなどから、特に λ の評価では引張軸力の影響を考慮しないことにする。

図-2 圧縮 + せん断加力実験におけるコンクリートの圧縮強度低減係数～有効圧縮軸応力度比関係

4.2 圧縮応力～ひずみ関係

図-3は純せん断加力実験³⁾で得られた圧縮主方向(ひびわれ平行方向)のコンクリートの応力($c\sigma_c$)～ひずみ(ϵ_c)曲線を、 $c\sigma_B$ 別にそれぞれシリンダー試験結果と比較したものである。これらの結果より、シリンダー試験結果と同様に、強度が高いものほど、最大応力点到達前の剛性低下が小さくなる傾向が見られる。

図-4は二軸圧縮+せん断加力実験³⁾の結果を同様に比較したものである。圧縮軸力レベルの増大とともに、 $c\sigma_c \sim \epsilon_c$ 曲線はほぼシリンダー試験結果に沿って上昇していく傾向にある。

$c\sigma_{cmax}$ に対応するひずみ(ϵ_{cmax})を評価するために、筆者らの純せん断加力および二軸圧縮+せん断加力実験で得られた $\lambda (=c\sigma_{cmax}/c\sigma_B)$ と、シリンダーの一軸圧縮試験の $c\sigma_B$ 時のひずみ(ϵ_0)に対する低減係数($\epsilon_{cmax}/\epsilon_0$)の関係を示したものが図-5である。図中に示すように、ほぼ次式の関係があることが分かる。

$$\epsilon_{cmax}/\epsilon_0 = c\sigma_{cmax}/c\sigma_B \quad (= \lambda) \quad \dots\dots\dots (8)$$

ただし、式(8)は圧縮+せん断加力の場合に、 ϵ_{cmax} を多少大きめに評価する傾向があり、適用には注意が必要である。

次に、 $c\sigma_c \sim \epsilon_c$ 曲線のモデル化であるが、まず、コンクリートの一軸圧縮時の応力～ひずみ曲線の既往の表現式を、筆者らの $c\sigma_B$ が194～812 kg/cm²のシリンダー試験結果と比較した結果、図-6に示すように Fafitis らの提案式²⁸⁾(次式)が、 $c\sigma_B$ の変化に対してかなり幅広

い適用性を有していることが分かった。

$$c\sigma_c = c\sigma_B \cdot [1 - (1 - \epsilon_c/\epsilon_0)^4] \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$A = cE_0 \cdot \epsilon_0 / c\sigma_B \quad (\text{ただし } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0)$$

ここで cE_0 はヤング係数であり、筆者らのシリンダー試験では $1/3 c\sigma_B$ 時の割線剛性を用いた。

ひびわれ平行方向の応力～ひずみ曲線に関しては、Collins ら⁵⁾や角ら¹²⁾による提案式がある。一方、式(9)の $c\sigma_B$ と ϵ_0 に、実験で得られたひびわれ平行方向の応

図-4 圧縮+せん断加力実験におけるコンクリートの圧縮主応力～主ひずみ関係

図-5 コンクリートの圧縮強度低減係数～圧縮強度時ひずみ低減係数関係

図-3 純せん断加力実験におけるコンクリートの圧縮主応力～主ひずみ関係

図-6 シリンダーの圧縮応力～圧縮ひずみ関係のモデル化

図—7 ひびわれの生じたコンクリートの
圧縮主応力～ひびずれ関係のモデル化

図—8 コンクリートに作用
する応力の釣合い

図—9 平板試験体のひびわれ方向のせん断応力～
せん断ひびずれ関係

力～ひびずれ曲線の最大応力点の値を代入して、実験結果と比較したものが図—7である。図に示すよう、かなり良好な対応が得られていることから、コンクリートの圧縮応力～ひびずれ曲線は Fafitis らの提案式に従うものとし、ひびわれ発生後は式 (9) の $c\sigma_B$ と ε_0 にそれぞれ λ を乗じたものを用いることにする。

5. ひびわれ面のせん断伝達特性のモデル化

5.1 平板実験におけるひびわれ面のせん断応力～相対滑り関係

平板の面内せん断加力実験において、縦横の鉄筋量や軸力に差がある場合には、ひびわれ面に沿った方向にせん断応力 (τ_{nt}) が生じる。 τ_{nt} は、図—8 に示すように試験体の任意の部分のコンクリートに作用する応力の釣合いから、縦方向を低鉄筋比側として、次式で算定することができる。

$$\tau_{nt} = s\bar{\sigma}_x - s\bar{\sigma}_y \quad (10)$$

$s\bar{\sigma}_x$, $s\bar{\sigma}_y$ は次式で与えられる鉄筋軸方向の拘束応力であり、 x , y はそれぞれ横筋、縦筋方向を表している。

$$s\bar{\sigma}_x = sA_x \cdot sE_x \cdot s\varepsilon_x / A + s\sigma_0 \quad (11)$$

$$s\bar{\sigma}_y = sA_y \cdot sE_y \cdot s\varepsilon_y / A + s\sigma_0 \quad (12)$$

ここで sA と sE はそれぞれ鉄筋の全断面積とヤング係数、 A は試験体の全断面積であり、 σ_0 は作用圧縮軸力に対応する応力度である。

ひびわれ面の相対滑りを、ひびわれ方向に関するせん断ひびずれ (γ_{nt}) で平均的に表現すると、 γ_{nt} はひびわれ面と鉄筋軸が成す角度 (ϕ)、鉄筋軸方向に関するひびずれ ε_x , ε_y および γ_{xy} より次式で算定できる。

$$\gamma_{nt} = 2 \sin \phi \cdot \cos \phi (\varepsilon_x - \varepsilon_y) + (\cos^2 \phi - \sin^2 \phi) \cdot \gamma_{xy} \quad (13)$$

式 (13) の ϕ は、純せん断加力の場合には 45 度となるものとして、鉄筋径をパラメータとした縦横不等量配筋の平板の純せん断実験³⁾の結果より、式 (10) および (13) を用いて得られた $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 関係を図—9 に示す。

図中の試験体はすべて鉄筋間隔が等しく、この場合は縦横筋の径の差が大きいものほど、 τ_{nt} が大きくなる傾向が認められる。

本研究では、ひびわれ面のせん断伝達特性を、縦横不等量配筋の平板の純せん断実験³⁾の結果に基づいてモデル化することを試みた。

5.2 ひびわれ方向の最大せん断応力

τ_{nt} の最大値 ($\tau_{nt \max}$) は、ひびわれ面を横切る鉄筋がある場合の直接せん断強度 (τ_{du}) と関連が深いものと考えられる。 τ_{du} に関しては、Mattock が実験結果に基づき、次式を提案している²³⁾。

$$\tau_{du} = 14.1 + 0.8 (p_s \cdot s\sigma_y + \sigma_n)$$

$$(\text{ただし } \tau_{du} \leq 0.3 c\sigma_B; \text{単位 kg/cm}^2) \quad (14)$$

ここで σ_n はひびわれ面に作用する垂直応力度 (圧縮を正) である。 τ_{du} はひびわれを開くような外力が作用しない状態での $\tau_{nt \max}$ と考えられる。

ひびわれ幅の増大に伴う $\tau_{nt \max}$ の低下は、実験データが不十分なため明らかではないが、Bazant ら³¹⁾はひびわれ面での骨材のかみ合いによる最大せん断応力 (τ_{au}) とひびわれ幅の関係を、既往の実験データに基づき、次式で表現している。

$$\tau_{au} = \tau_0 \cdot a_0 / (a_0 + \delta_n^2) \quad (15)$$

$$\tau_0 = 0.245 c\sigma_B \quad (16)$$

$$a_0 = 0.01 D_a^2 \quad (17)$$

ここで、 δ_n はひびわれ幅、 D_a は骨材の最大寸法である。式 (15) は δ_n の増大に伴い τ_{au} が低下することを示している。そこでひびわれ面を横切る鉄筋がある場合の $\tau_{nt \max}$ が式 (15) と同様の形で表現できるものとして、 τ_0 を τ_{du} に、 δ_n をひびわれ直交方向のひびずれ (ε_t) に置き換え、 $\tau_{nt \max} \sim \varepsilon_t$ 関係として次式を仮定する。

$$\tau_{nt \max} = \tau_{du} \cdot c / (c + \varepsilon_t^2) \quad (18)$$

ここで c は定数であり、実験結果に基づいてその値を決定する必要がある。図—9 において、ひびわれ面の滑り破壊が耐力を決定したと考えられる試験体は、次の 2

つの条件を満たしているものである。

- 1) 縦横筋比の差が比較的大きく、低鉄筋比側の鉄筋のみが降伏した状態で耐力に至っている。
- 2) 試験体の最大せん断応力がコンクリートの圧縮破壊で決定する $2.1 c \sigma_b^{0.66}$ より十分小さい。

この2つの条件を明らかに満たす試験体はPS-7およびPS-8であり、実験においても、この2体は、初期のひびわれ面の滑り破壊が顕著であった³⁾。この2体の $\tau_{nt\max}$ とそれに対応する ε_t を用いて c の値を求めると、それぞれ $c=25\,975$ 、 $c=25\,452$ とほぼ等しい値となることから、平均値をとり、式(18)を次式で表現する。

$$\tau_{nt\max} = \tau_{du} / (1 + 25\,700 \cdot \varepsilon_t^2) \cdots \cdots (19)$$

なお、平板の純せん断実験では式(14)の σ_n を生じさせる外力は存在しないため、 σ_n を零と仮定したが、既往のひびわれ幅を一定とした直接せん断実験²⁰⁾では、ひびわれ面の相対滑りに伴って σ_n が生じている。しかし純せん断実験ではひびわれ面の相対滑りと同時にひびわれ幅も増大することから、 σ_n の大きさは直接せん断実験などに比較するとかなり小さくなるものと考えられ、その影響は顕著ではないと思われる。

5.3 ひびわれ方向のせん断応力～せん断ひずみ関係

ひびわれ面のせん断剛性にはひびわれ幅の影響が大きいことが多くの実験で示されていることから、 $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 関係は ε_t を含む形で表現する必要がある。ひびわれ幅を一定とした直接せん断実験^{13), 14), 20)}によると、 $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 曲線は、初期は比較的剛性が低く、その後、剛性が高くなり、最大応力度近傍で再び剛性低下が顕著になる傾向が見られる。既往の $\tau_{nt} \sim \delta_s$ 曲線の提案式^{18)~21)}においても同様の傾向が表現されている。この特徴を表現し得る関数として、 ε_t を一定とした場合の $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 曲線を次式で仮定する。

$$\tau_{nt} = \frac{\tau_{nt\max} \cdot f \cdot (2-d)}{(1-d \cdot f + f^2)} \cdots \cdots (20)$$

$$f = \gamma_{nt} / \gamma_{nt\max}$$

ここで、 d は曲線の形状を決定する定数、 $\gamma_{nt\max}$ は $\tau_{nt\max}$ に対応する γ_{nt} である。

実験でひびわれ面の滑り破壊が生じた試験体の $\varepsilon_t \sim \gamma_{nt}$ 関係を図-10に示す。図中のPS-7およびPS-8は、既に述べたようにひびわれ面の滑り破壊が耐力を決定したと考えられる試験体であり、最終的に $\gamma_{nt} = \varepsilon_t$ の線に近づいていることが分かる。これらの結果より、 $\gamma_{nt\max} = \varepsilon_t$ と仮定すると、式(20)は次式となる。

$$\tau_{nt} = \frac{\tau_{nt\max} \cdot (2-d)}{(\varepsilon_t / \gamma_{nt} - d + \gamma_{nt} / \varepsilon_t)} \cdots \cdots (21)$$

図-10に示した $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 曲線は、いずれも γ_{nt} の増大と同時に ε_t も増大しているため、式(21)の d の値の決定に際し、PS-3～8の各試験体の実験での全測定データ (τ_{nt} , γ_{nt}) を ε_t の大きさに分類して、それぞれで最適

図-10 平板試験体のひびわれ直交方向ひずみ～せん断ひずみ関係

図-11 ひびわれ方向のせん断応力～せん断ひずみ関係の回帰曲線の例

図-12 回帰曲線の係数～ひびわれ直交方向引張ひずみ関係

な d の値を調べる必要がある。そこで ε_t が $500 \sim 5\,000 \mu$ の間では 500μ ごとに、 $5\,000 \mu \sim 8\,000 \mu$ の間ではやや測定データの数が減るため $1\,000 \mu$ ごとに分割した上で、式(21)の ε_t にそれぞれの領域の中央値を代入して、最小二乗法により d の値を決定した。この際、PS-7およびPS-8以外の試験体に関しては、コンクリートの圧壊や、縦横両方向の鉄筋の降伏などによる影響が顕著となる耐力近傍でのデータは除外した。図-11に例として ε_t が $4\,000 \sim 4\,500 \mu$ における実験値とその回帰曲線を示す。

これらの結果から得られた d の値と ε_t の関係を図-12に示す。 d の値は ε_t の増大に伴い減少する傾向にあり、 $d \sim \varepsilon_t$ 関係の回帰式として次式が得られた。

$$d = 2.03 / \varepsilon_t - 100 \cdots \cdots (22)$$

式(21)および式(22)により、 $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 曲線は任意

図—13 ひびわれ方向のせん断応力～せん断ひずみ関係のモデル

の ϵ_t に対して決定することができる。ただし ϵ_t が 500μ 以下の場合、実験データが少ないため、便宜的に $\epsilon_t = 500 \mu$ として式 (22) を用いる。

図—13 は ϵ_t を $3000 \sim 8000 \mu$ まで変化させた場合の $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 曲線を示したものである。モデルの曲線では ϵ_t の増大に伴い剛性が低下する傾向が表現されている。実験では γ_{nt} の増大と同時に ϵ_t も増大しているため、モデルの一つの曲線との比較はできないが、最大応力点に関しては、図中に示した PS-7 および PS-8 の実験データが、モデルとほぼ対応していることが分かる。

本モデルでは、ひびわれ面のせん断伝達特性を、ひびわれ面における骨材のかみ合いと鉄筋のダボ作用とに分離せず、両者を含む形で平均的に評価している。そのため、既往のひびわれ面の直接せん断実験の結果や、それらに基づくモデルと直接比較することはできないが、ひびわれ幅の増大に伴うせん断剛性の低下等、定性的には対応する結果となった。なお、本モデルの基礎とした実験データは普通強度コンクリートのものであり、高強度コンクリートへの本モデルの適用性は明らかではない。

6. 適用性の検証

6.1 解析方法

解析モデルの基礎的条件下の適用性を検証するため、既往の平板実験を対象として、一要素での解析を実施した。解析対象には筆者らの実験³⁾と Collins らの実験⁴⁾より、コンクリートの破壊が支配的なものを中心に、顕著な局部破壊を生じたものを除く 39 体を選んだ。

ひびわれ発生後に、ひびわれ面の相対滑りが生じる場合には、ひびわれ面に沿う方向のせん断応力がコンクリートに付加され、主応力方向が変化する。解析では、この場合、次の 3 つのチェックを行う。

- 1) 引張主方向での新たなひびわれの発生
- 2) 圧縮主方向でのコンクリートの圧壊
- 3) ひびわれ面方向の滑り破壊

6.2 解析結果

実験と解析の耐力を比較した結果を、表—2 および表

表—2 筆者らの平板試験体の解析結果

試 験 体	加力方法	配筋方法	破壊モード		耐力 (kg/cm ²)		耐力比較 ^{*1}	
			実験	解析	実 験	解 析		
S-21	純せん断	縦横等量	CF	CF	67	67	1.00	
S-31			CF	CF	85	101	0.84	
S-32			CF	CF	89	101	0.88	
S-35			SY	SY	58	56	1.03	
S-41			CF	CF	121	123	0.99	
S-42			CF	CF	130	123	1.06	
S-43			CF	CF	121	126	0.96	
S-44			CF	CF	124	126	0.98	
S-61			CF	CF	157	162	0.97	
S-62			CF	CF	159	162	0.98	
S-81			CF	CF	165	174	0.95	
S-82			CF	CF	166	174	0.95	
PS-1		CF	CF	86	89	0.97		
PS-2		CF	CF	107	102	1.05		
PS-3		不 等 量	CF	CF	98	100	0.98	
PS-4			CF	CF	108	101	1.07	
PS-5	CF		CF	114	101	1.13		
PS-6	SC		SC	58	58	1.00		
PS-7	SC		SC	66	63	1.05		
PS-8	SC		SC	68	72	0.94		
CS-1	二軸圧縮 +せん断	縦横等量	CF	CF	107	104	1.03	
CS-2			一軸圧縮 +せん断	CF	CF	103	101	1.02
CS-3			二軸圧縮	CF	CF	121	120	1.01
CS-4			+せん断	CF	CF	136	135	1.01
SY: 縦横筋の降伏					平均値		0.99	
CF: 鉄筋降伏に先行したコンクリートの圧縮破壊					変動係数		0.06	
SC: 低鉄筋比側で鉄筋降伏後に初期ひびわれ面ですべり破壊					*1: 実験値/解析値			

表—3 Collins らの平板試験体の解析結果

試験体	加力方法	配筋方法	破壊モード		実験耐力 (kg/cm ²)	耐力比較 ^{*1}	
			実験	本解析		Collins 解析	本解析
P V 4	純せん断	縦横等量	SY	SY	29.5	1.13	0.92
P V 6			SY	SY	46.4	0.96	0.88
P V 9			CF	CF	38.1	0.83	0.91
PV16			SY	SY	21.8	1.13	0.85
PV27			CF	CF	64.8	0.99	0.93
PV10		不等量	SC	SC	40.5	1.08	0.99
PV11			SY	SC	36.3	0.99	0.93
PV12			SC	SC	31.9	1.05	0.97
PV19			SC	SC	40.3	0.97	0.87
PV20			SC	SC	43.4	0.95	0.89
PV21			SC	SC	51.3	0.94	0.89
PV22	二軸圧縮 +せん断	縦横等量	CF	CF	61.9	0.98	0.91
PV23			CF	CF	90.4	1.26	0.94
PV25			CF	CF	93.0	1.15	0.99
PV28			CF	CF	59.1	1.04	0.95
SY：縦横筋の降伏 CF：鉄筋降伏に先行したコンクリートの 圧縮破壊又はせん断破壊 SC：低鉄筋比側で鉄筋降伏後に初期ひび われ面ですべり破壊又はせん断破壊					平均値	1.03	0.92
					変動係数	0.11	0.04
					*1	実験値/解析値	

—3 に示す。筆者らの実験に関しては、本解析モデル導出の基礎となっていることもあり、耐力の対応は良好で、実験耐力/解析耐力の値は、平均値が 0.99、変動係数は 0.06 である。破壊モードもすべて実験と一致した。

Collins らの実験に関しては、破壊モードの定義が本解析と多少異なり、コンクリートの圧壊とひびわれ面の滑り破壊の区別がなく、せん断破壊という表現となっているが、破壊時の縦横筋の降伏状況に着目して分類すれば、両者の対応は良好であると言える。実験耐力/解析

耐力の平均値は0.92とやや耐力を高めに評価する傾向にある。平均値の比較では Collins らによる解析⁴⁾は1.03とかなり良好であると言えるが、変動係数は Collins らの解析の0.11に対し、本解析では0.04と小さい。Collins らの実験に関して、全体的に耐力を高めに評価している原因としては、実験条件の差が考えられる。例えば、筆者らの加力装置では、試験体の各辺を常に直線保持させていることなどが挙げられる。これは試験体内部を出来るだけ一様な応力状態とするためであり、周辺に滑り支承を介して剛な鋼製ビームを取り付けることで、試験体各辺を直線支持させて局部変形を防止し、長さ方向の変形は拘束しないことを意図したものである。このような条件の差が多少耐力に影響を及ぼしている可能性が考えられる。

筆者らの試験体のせん断応力(τ_{xy})～せん断ひずみ(γ_{xy})関係、および τ_{xy} ～鉄筋ひずみ($s\varepsilon$)関係を解析結果と実験結果で比較したものを図—14～図—18に示す。 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係は他のモデルによる解析結果とも比較している。また実験結果の $s\varepsilon$ は縦横各方向の鉄筋ひずみ測定点(16点)の平均値である。

図—14～図—16はひびわれ面の相對滑りが生じない場合の例で、本解析手法の他に、ひびわれ発生後のコンクリートの圧縮強度の低減を考慮しないもの、および次式で表現される Collins らの提案による圧縮強度低減係数の算定式⁵⁾を用いたもの2種類の解析結果を示している。

$$\lambda = \frac{1.0}{0.8 - 0.34 \varepsilon_1 / \varepsilon_0} \dots \dots \dots (23)$$

ε_1 : 引張主ひずみ

実験では3体共にコンクリートの圧壊で耐力が決定している。圧縮強度の低減を考慮しない解析では、いずれも鉄筋降伏が生じるまで耐力が上昇し、コンクリートの圧壊は生じていない。Collins 式を用いたものは、図—14および図—15の純せん断の場合に耐力を高めに評価し、図—16の二軸圧縮+せん断加力では逆に耐力を低めに評価しており、 $c\sigma_B$ が比較的高いものや、圧縮軸力があるものへの適用に際しては注意が必要である。

本解析結果は、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係、 $\tau_{xy} \sim s\varepsilon$ 関係共に実験結果とかなり良好な対応を示しているが、図—16に示す二軸圧縮+せん断加力の場合、ひびわれ発生後の変形が解析ではやや大きくなっている。この現象は圧縮軸力のある他の試験体においても同様であった。これは、4.2で述べたように、式(8)では圧縮軸力がある場合の最大圧縮応力時のひずみを多少大きめに評価していることが原因の一つと考えられる。

図—17および図—18はひびわれ面の相對滑りが生じる場合の例で、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係は本解析モデルの他に、ひびわれ面のせん断剛性(G_{cr})を零としたもの、弾性せん断剛性(G_0)の0.125倍としたもの³²⁾、次式に示す Al-Mahaidi の式¹⁷⁾を用いたものの3種類の解析結果を示している。

$$\frac{G_{cr}}{G_0} = \frac{0.4}{\varepsilon_t / \varepsilon_{cr}} \dots \dots \dots (24)$$

(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

(b) せん断応力～鉄筋ひずみ関係

(b) せん断応力～鉄筋ひずみ関係

(b) せん断応力～鉄筋ひずみ関係

図—14 実験結果と解析結果の比較(1)

図—15 実験結果と解析結果の比較(2)

図—16 実験結果と解析結果の比較(3)

(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

(b) せん断応力～鉄筋ひずみ関係

(b) せん断応力～鉄筋ひずみ関係

図-17 実験結果と解析結果の比較 (4)

図-18 実験結果と解析結果の比較 (5)

ε_{cr} : ひびわれ時の引張ひずみ

図-17は縦横不等量配筋で純せん断加力を行ったものである。実験では縦筋降伏後も荷重が増大し、最終的には初期ひびわれ面に沿う滑り破壊が生じているが、 $G_{cr}=0.0$ の場合は縦筋の降伏直後に耐力に達している。一方、 $G_{cr}=0.125 G_0$ の場合は耐力を高め評価している。Al-Mahaidiの式を用いた場合は、縦筋の降伏後も若干荷重が上がっているが、耐力はかなり低い。本解析結果は $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係、 $\tau_{xy} \sim s\varepsilon$ 関係、鉄筋の降伏時期、破壊モード等、実験結果と良好に対応している。

図-18は縦横等量配筋で一軸圧縮+せん断加力を行ったものである。実験では縦横筋が一部降伏した直後にコンクリートが圧壊しているが、 $G_{cr}=0.0$ とAl-Mahaidiの式を用いたものは耐力を低めに評価している。 $G_{cr}=0.125 G_0$ の結果は図中には示していないが、本解析とはほぼ等しい結果であった。これは、ひびわれ面の滑り破壊よりコンクリートの圧壊が支配的であることから、ひびわれ面のせん断伝達特性の差の影響が顕著に現われなかったためと考えられる。本解析結果と実験結果の対応は良好である。

図-17および図-18に示したPS-8およびCS-2試験体の解析におけるコンクリートの主応力方向の変化は、PS-8では最大荷重時において初期ひびわれ面(対角線方向)から横筋方向(高鉄筋比側)に約10度であった。一方、CS-2では初期ひびわれ面の方向は、一軸圧縮力の影響で圧縮方向より29度である。その後は、せん断力の増大とともに、主応力方向は徐々に対角線方向

に変化し始め、 $\tau=80 \text{ kg/cm}^2$ の時点で、40度の方向に新たなひびわれが生じ、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係および $\tau_{xy} \sim s\varepsilon$ 関係に剛性低下が見られる。このひびわれ方向の変化は実験で観察された傾向と一致するものである。ただし、実験では徐々に対角線方向のひびわれが進展するのに対し、解析では要素内一様応力状態であることから、ひびわれ方向の変化が試験体全域で一度に生じる。その結果、前述のような剛性低下が明瞭に現われたものと思われる。

7. 結論

RC平板の実験結果に基づき、面内せん断応力下におけるFEM解析モデルを開発した。本解析モデルの特徴は、コンクリートの破壊モードとして、ひびわれ発生後の圧縮破壊とひびわれ面における滑り破壊の2つを考慮している点である。

本解析モデルを用いて、要素レベルの基礎的条件下での適用性を検討した結果、コンクリート強度、縦横の鉄筋比の差、および圧縮軸力などをパラメータとした様々な平板試験体に関して、その耐力や変形性状をかなり良好にシミュレートできることが分かった。

ただし、高強度コンクリートに関しては、実験データがまだ少ないため、圧縮強度低減係数に及ぼす圧縮軸力の効果や、ひびわれ面のせん断伝達特性の適用性は明らかではなく、今後の検討課題である。また、適用限界として、本解析モデルにおけるひびわれ面のせん断伝達特性は、ひびわれ幅の増大と、ひびわれ面の相対滑りが同時に進行するような場合を対象としていること、および載荷履歴の影響は考慮されていない点が挙げられる。

地震時荷重を受ける耐震壁を対象とした水平加力試験体への適用性については、続報にて報告の予定である。

謝辞

本報の取りまとめに際し、千葉大学教授 野口 博博士、並びに(株)大林組技術研究所所長 武田寿一博士に御指導、御助言を戴きました。また、同所室長の山口恒雄氏、並びに表佐太郎博士、主任研究員 大内 一氏より多くの御助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 野口 博, 張 愛暉: RC耐震壁のマクロモデルのFEM解析による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp. 359-360, 1987. 10
- 2) 井上範夫, 白石一郎, 野口 博: FEM解析によるRC

- 耐震壁のマクロモデル検証の試み, JCI 論文集, RC 耐震壁のマクロモデルと FEM ミクロモデルに関するパネルディスカッション, pp. 67~80, 1988.1
- 3) 山口恒雄, 長沼一洋: 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の力学的特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 419 号, pp. 77~86, 1991.1
  - 4) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses, Publication No.82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982.3
  - 5) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Proceedings Vol. 83, No. 2, Nov.-Dec., pp. 219~231, 1986
  - 6) Cervenka, V., "Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete, ACI Journal, Proceedings Vol. 82, Nov.-Dec., pp. 877~882, 1985
  - 7) 前川宏一: 弾塑性理論に基づくコンクリートの構成則, JCI 論文集, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に関するコロキウム, pp. 1~8, 1983.10
  - 8) 六車 照ほか 4 名: 鉄筋コンクリート壁版におけるコンクリート圧縮強度の評価と限界変形 (その 1, その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 571~574, 1988.10
  - 9) 大久保雅章, 濱田 聡, 野口 博: 地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験, JCI コロキウム論文集, RC 構造のせん断設計法に関する解析的研究, pp. 17~22, 1989.10
  - 10) 長沼一洋, 山口恒雄: ひびわれたコンクリートの圧縮特性に関する研究, JCI コロキウム論文集, RC 構造のせん断設計法に関する解析的研究, pp. 23~30, 1989.10
  - 11) 白井伸明, 松井洋司, 佐藤稔雄: ひびわれを含むコンクリートの圧縮劣化特性, コンクリート工学年次講演会論文集, Vol. 11, No. 2, pp. 317~322, 1989
  - 12) 角 一行, 川股重也: 面内せん断応力下の RC 壁体におけるコンクリートの圧縮域特性, コンクリート工学論文, Vol. 27, No. 10, pp. 97~107, 1989.10
  - 13) Fenwick, R.C. and Paulay, T.: Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST10, pp. 2325~2350, 1968.10
  - 14) Paulay, T. and Loeber, P.J.: Shear Transfer by Aggregate Interlock, ACI Special Publication, SP-42, Shear in Reinforced Concrete, Vol. I, pp. 1~15, 1974
  - 15) Shirai, N. and Sato, T.: Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Structures-Material Modelling of Reinforced Concrete, Final Report, IABSE Colloquium, Delft, pp. 687~700, June 1981
  - 16) 山田一字, 青柳征夫: ひびわれ面におけるせん断伝達, コンクリート工学, JCI 論文集, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に関するコロキウム, pp. 19~26, 1983.10
  - 17) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1979.1
  - 18) 吉川弘道, 呉 智深, 田辺忠顕: コンクリートのひびわれ界面に関する構成方程式と基本 4 係数の同定, 土木学会論文集, 第 408 号/V-11, pp. 61~70, 1989.8
  - 19) Fardis, M.N. and Buyukozturk, O.: Shear Transfer Model for Reinforced Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. EM2, pp. 255~275, 1979.4
  - 20) Walraven, J.C.: Fundamental Analysis of Aggregate Interlock, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST11, pp. 2245~2270, 1981.11
  - 21) 李 宝禄, 前川宏一: 接触面密度関数に基づくコンクリートひびわれ面の応力伝達構成式, コンクリート工学論文, No. 88.1-1, pp. 123~137, 1988.1
  - 22) Hoefbeck, J.A., Ibrahim, I.O. and Mattock, A.H.: Shear Transfer in Reinforced Concrete, ACI Journal, Vol. 66, No. 2, pp. 119~128, 1969.2
  - 23) Mattock, A.H. and Hawkins, N.M.: Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research, PCI Journal, Vol. 17, No. 2, Mar.-Apr., pp. 55~75, 1972
  - 24) 小林正則, 小垣善一, 武田寿一ほか: プレストレストコンクリート円筒壁体のせん断耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1393~1402, 1979.9
  - 25) 山口恒雄, 長沼一洋, 武田寿一ほか: 地震時荷重と温度荷重を受ける原子炉建屋の挙動に関する研究 (その 2, その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 1037~1040, 1986.10
  - 26) 中山達雄: 内圧を受ける鉄筋コンクリートの円筒ねじり試験 (II), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1391~1392, 1979.9
  - 27) Darwin, D. and Pecknold, D.A.: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, No. EM2, pp. 229~241, 1977.4
  - 28) Fafitis, A. and Shah, S.P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No. SP-87, pp. 213~232, 1985
  - 29) Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 99, No. EM4, pp. 853~866, 1973.8
  - 30) 長沼一洋, 山口恒雄: 面内せん断応力下におけるテンションステフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, pp. 649~650, 1990.10
  - 31) Bazant, Z.P. and Gambarova, P.: Rough Cracks in Reinforced Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST4, pp. 819~842, 1980.4
  - 32) Yuzugullu, O. and Schnobrich, W.C.: A Numerical Procedure for the Determination of the Behavior of a Shear Wall Frame System, ACI Journal, Vol. 70, No. 7, pp. 474~479, 1973.7

(1990 年 7 月 10 日原稿受理, 1991 年 1 月 9 日採用決定)