

鉄筋コンクリート板の非線形解析モデルの提案と検証

長 沼 一 洋 山 口 恒 雄
表 佑 太 郎

Proposal and Verification of Nonlinear Analysis Model for Reinforced Concrete Panels

Kazuhiro Naganuma Tsuneo Yamaguchi
Yutaro Omote

Abstract

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

Various types of panel specimens were analyzed in order to verify the applicability of this model under basic conditions. Through comparisons of the analytical results with the test results, good agreement was obtained on nonlinear behaviors including ultimate strength.

概 要

鉄筋コンクリート (RC) 壁状構造物の挙動を有限要素法 (FEM) により精度良く解析するためには、面内せん断応力下におけるコンクリートの特性の適切なモデル化が不可欠である。そこで、加力条件、コンクリート強度、配筋方法などをパラメータとした32体の RC 平板の面内せん断加力実験結果を総合的に検討し、その結果に基づいて FEM 解析モデルを開発した。解析モデルの特徴は、コンクリートの破壊モードとして、ひび割れ発生後の圧縮破壊と、ひび割れ面におけるすべり破壊の二つを考慮している点にある。

本解析モデルの基礎的条件下での適用性を検討した結果、既往の様々なタイプの平板試験体に関して、その耐力や変形状を良好にシミュレートできることが分かった。

1. 序 論

有限要素法 (FEM) は、鉄筋コンクリート (RC) 部材の挙動解析において有力な手段となってきたが、RC 耐震壁のように、主に面内せん断力が支配的となる場合の解析精度には、まだ向上の余地が多く残されている。特に、コンクリートの破壊が耐力を決定する場合を対象とした解析では、コンクリートのひび割れ後の圧縮特性の劣化や、ひび割れ面のせん断伝達特性の適切なモデル化が、解析結果の信頼性を確保する上で不可欠である。

本報では、既往の平板実験結果^{1)~3)}に基づき、ひび割れを含む 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、モデルの検証を行なった結果について報告する。

2. 二軸応力下のコンクリートの構成モデル

二軸応力下の材料構成モデルは、Darwin ら⁴⁾による等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルを基礎とする。このモデルの妥当性は野口⁵⁾により示されており、現時点でも二軸応力下のコンクリートの挙動を最も適切に表現し得るモデルと考えられる。

2.1 直交異方性モデル

Darwin らの異方性構成方程式は次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ & E_2 & 0 \\ \text{symm.} & & G^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$G^* = (E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2}) / 4 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$d\sigma_i$: i 方向の応力増分 $d\epsilon_i$: i 方向のひずみ増分

E_i : i 方向の接線剛性 ν : ポアソン比

主軸の方向は、無ひび割れ状態においては主応力方向とし、ひび割れ発生後は、ひび割れの方向に固定する。

E_i は一軸の応力 (σ_i) ~ ひずみ (ϵ_{iu}) 曲線より決定される。 ϵ_{iu} は等価一軸ひずみで、直交方向の応力を零とした場合のひずみと考えられ、次式で算定される。

$$\epsilon_{iu} = \int d\epsilon_{iu} = \int (d\sigma_i / E_i) \quad \dots\dots\dots(3)$$

増分法では、 ϵ_{iu} の変化 $\Delta\epsilon_{iu}$ は次式で求められる。

$$\Delta\epsilon_{iu} = (\sigma_{i\text{new}} - \sigma_{i\text{old}}) / E_i \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $\sigma_{i\text{new}}$ 、 $\sigma_{i\text{old}}$ は新旧の主軸に関する応力で、 E_i は増分の始めにおける主軸方向の接線剛性である。

2.2 一軸応力~ひずみ関係

一軸応力~ひずみ関係を図-1 に示す。

圧縮側の単調増加載荷曲線に関しては、Darwin らが用いている Saenz⁶⁾の式を、シリンドー強度 (f_c) が 194~812 kg/cm² の試験結果と比較した結果、図-2 に示すように

fc の増大に伴い、応力 (σ_c) ~ ひずみ (ϵ_c) 曲線が直線的になる傾向が表現できないことが分かった。そこで、既往の提案式を検討した結果、図-3 に示すように、fc の変化に対してかなり幅広い適用性を有している Fafitis らの提案式⁷⁾ (次式) を採用することにした。

$$\sigma_c = fc \cdot \{1 - (1 - \epsilon_c / \epsilon_0)^A\} \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$A = \epsilon_0 E_0 / fc \quad (\text{但し } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0)$$

ϵ_0 : fc 時のひずみ E_0 : ヤング係数

本研究は単調荷重時を対象としているが、荷重状態の変化や応力再配分の影響などにより、除荷あるいは再荷重が起こることが予想されるので、除荷及び再荷重剛性として、圧縮側では便宜的に弾性剛性を仮定する。ひび割れ発生後は後述のテンションスティフニング特性を考慮し、除荷及び再荷重時は原点指向剛性を仮定する。

2.3 破壊条件

二軸圧縮下の破壊条件は、Darwin らのモデルと同様に、次式に示す Kupfer ら⁸⁾の提案式に従う。

$$(\sigma_1 / fc + \sigma_2 / fc)^2 - \sigma_2 / fc - 3.65 \sigma_1 / fc = 0 \quad \dots\dots\dots(6)$$

σ_1, σ_2 は主応力で、 $|\sigma_1| \leq |\sigma_2|$ である。

引張-圧縮、及び二軸引張の場合、次式に示す Kupfer ら⁸⁾の提案式により、ひび割れの発生をチェックする。

$$\sigma_{1cr} = (1.0 - 0.8 \sigma_2 / fc) \cdot ft \quad (\sigma_2 < 0) \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$\sigma_{1cr} = ft \quad (\sigma_2 \geq 0) \quad \dots\dots\dots(8)$$

σ_{1cr} : ひび割れ強度 ft : 一軸引張強度

Darwin らのモデルでは、引張-圧縮下の破壊条件として、引張強度を一定とし、圧縮強度を低下させる式を用いているが、本研究で対象としているような面内せん断応力下では、引張-圧縮で、まずひび割れが生じ、その後、圧縮破壊が生じる場合が多いことから、引張強度を低減させる Kupfer らの提案式に従うことにした。

3. ひび割れたコンクリートの圧縮特性

ひび割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、Collins ら⁹⁾を始めとする多くの実験で示されている。本研究では、ひび割れ後のコンクリートの圧縮強度の低減を、コンクリート強度と作用軸圧縮応力度の関数として評価する。

3.1 ひび割れた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) を、シリンダー圧縮強度 (fc) に対する RC 平板でのコンクリートの最大到達圧縮応力度 (σ_{cmax}) の比として定義する。

面内せん断応力下における圧縮主方向の λ を、純せん断応力状態における圧縮強度低減係数 (λ_{ps}) と、作用圧縮軸応力の効果を考慮するための有効圧縮軸応力度比 (η) とを用いて、次式で評価する。

$$\lambda = \lambda_{ps} + 1.45 \eta \quad (\lambda \leq 0.95) \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここで、 λ_{ps} は図-4 に示す縦横等量配筋の平板の引張-圧縮の二軸加力実験¹⁾、及び純せん断加力実験^{2),3)}の結果に基づき決定する。fc の増大に伴い λ_{ps} が低下する傾向は、次のいずれかの式で評価できる。

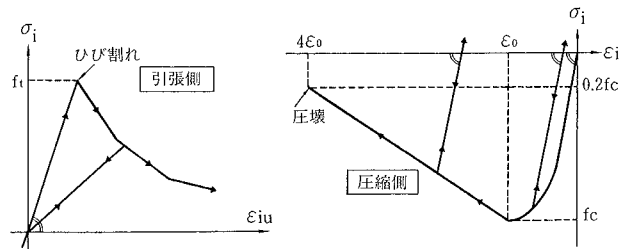


図-1 コンクリートの一軸応力~ひずみ関係

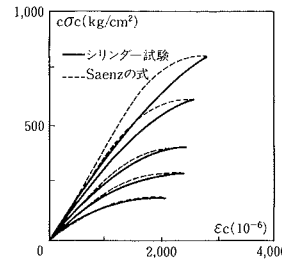


図-2 シリンダー試験結果とモデルの比較 (1)

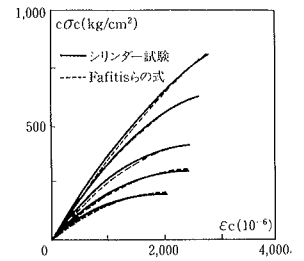


図-3 シリンダー試験結果とモデルの比較 (2)

$$\lambda_{ps} = 2 \tau_{max} / fc = 4.2 / fc^{0.34} \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$\lambda_{ps} = 0.74 - fc / 2600 \quad \dots\dots\dots(11)$$

式(10)は、純せん断実験では、コンクリートの圧壊で耐力が決定する場合の最大せん断応力 (τ_{max}) が、ほぼ $2.1 fc^{0.66}$ で評価可能であり¹⁰⁾、コンクリートの引張応力を無視すると、純せん断状態では、コンクリートの圧縮主応力がせん断応力の2倍となることを利用して導いた式である。fc が 800 kg/cm^2 程度までの領域では、式(11)の直線回帰式でも良好に実験値を評価できることから、当面は λ_{ps} の算定には式(11)を用いる。fc の増大に伴い λ_{ps} が低下する原因としては、fc が高いとひび割れ間隔が細くなる傾向が実験で観察されており、これが λ_{ps} の低下を促進する一つの要因とも考えられる。

η は次式に示すように、作用圧縮軸応力 (σ_0) より、鉄筋降伏型をコンクリート圧壊型に移行させるのに必要な圧縮軸応力分 (σ_{oc}) を差し引いて算定する。

$$\eta = (\sigma_0 - \sigma_{oc}) / fc \quad (\eta > 0) \quad \dots\dots\dots(12)$$

$$\sigma_{oc} = 2.1 fc^{0.66} - P_w \cdot \sigma_y \quad (\sigma_{oc} > 0) \quad \dots\dots\dots(13)$$

P_w : 鉄筋比 σ_y : 鉄筋降伏強度

式(12)の σ_0 は、縦横の圧縮軸応力の小さい方をとる。

既往の実験¹¹⁾によると、せん断耐力に関して作用圧縮軸応力が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より、 σ_{oc} は純せん断状態でコンクリートの圧壊が生じる場合の最大せん断応力 ($2.1 fc^{0.66}$) より、鉄筋降伏時のせん断応力 ($P_w \cdot \sigma_y$) を差し引いて算定される。

式(9)の第2項の係数については、図-5 に示すように、縦横等量配筋の平板の二軸圧縮+せん断加力実験^{3),9)}の結果に基づいて決定した。二軸圧縮により λ が増大する原因としては、ひび割れ幅が抑えられ、鉄筋の引張応力も小さくなること等により、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。

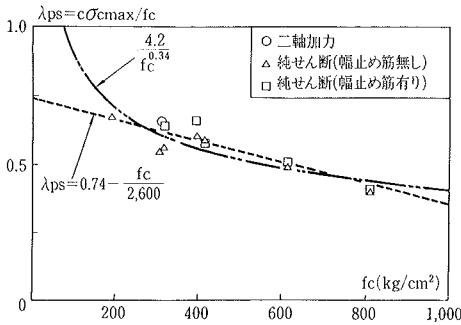


図-4 コンクリート圧縮強度低減係数～シリンダー強度関係

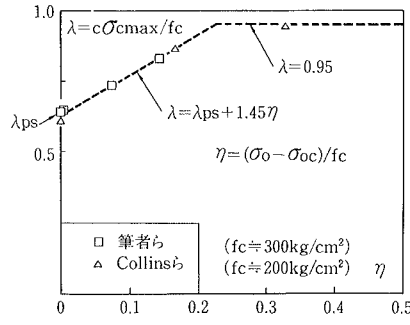


図-5 コンクリート圧縮強度低減係数～有効圧縮軸応力度比関係

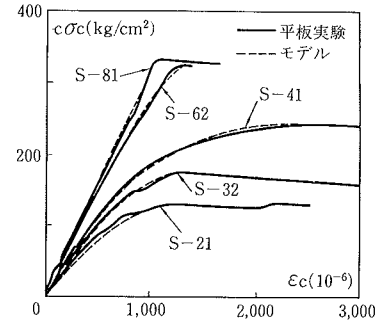


図-6 ひび割れ後のコンクリートの圧縮応力～ひずみ関係

3.2 ひび割れたコンクリートの圧縮応力～ひずみ関係

純せん断実験²⁾及び二軸圧縮+せん断実験³⁾で得られた圧縮主方向(ひび割れ方向)の応力～ひずみ関係について、 $c\sigma_{max}$ に対応するひずみを ϵ_{cmax} とすると、 λ と $\epsilon_{cmax}/\epsilon_o$ の間には、ほぼ次式の関係が認められる。

$$\epsilon_{cmax}/\epsilon_o = c\sigma_{max}/fc (= \lambda) \quad \dots\dots\dots(14)$$

一方、式(5)に示した Fafitis らによるシリンダーの応力～ひずみ曲線式の fc と ϵ_o に、平板実験における圧縮主方向の応力～ひずみ曲線の最大応力時の値を代入した結果、図-6 に示すように、かなり良好な対応が得られることが分かった。よって、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮主方向の応力～ひずみ曲線も、Fafitis らの式に従うものとし、ひび割れ発生後は式(5)の fc と ϵ_o にそれぞれ式(9)で求められる λ を代入する。

4. テンションスティフニング特性

ひび割れは要素内一様分布を仮定する分散ひび割れモデルにより表現する。テンションスティフニング特性(TS特性)は分散ひび割れモデルを用いた解析において、鉄筋とコンクリートの付着によるひび割れ間コンクリートの引張応力分担を平均的に表現する手法である。

本研究では、面内せん断応力下の TS 特性をコンクリート強度、鉄筋比、及び圧縮ストラットの剛性低下率の関数として評価する。

4.1 テンションスティフニング特性の基本モデル

平板実験結果²⁾に基づき、面内せん断応力下の TS 特性の基本モデルを、図-7 に示すように、下降領域と水平領域からなる Bi-linear で表現する¹²⁾。図-7 で、縦軸はコンクリートの引張応力($c\sigma_t$)をひび割れ時の値($c\sigma_{cr}$)で無次元化している。下降領域から水平領域への移行点(ϵ_m , γ_m)は次式で与えられる。

$$\gamma_m = 0.6 - fc/1,800 \quad \dots\dots\dots(15)$$

$$\epsilon_m = 0.0016 - 0.024 \cdot P_w \quad \dots\dots\dots(16)$$

P_w : 縦横の鉄筋比の平均値

この基本モデルは、 fc の増大に伴い γ_m が低下し、 P_w の減少に伴い ϵ_m が増加するという特徴を表現している。

4.2 圧縮ストラットの剛性低下率依存モデル

平板実験結果によると、水平領域に移行後は、 fc が低い

ものや、 P_w が高いもの程、 $c\sigma_t$ の低下が顕著となる傾向が認められた¹²⁾。これらはいずれも fc に対して圧縮ストラットの応力が厳しい場合であり、コンクリートの剛性低下も顕著となっていることが分かった。ここで、圧縮ストラットの剛性低下率 (β) を次式で定義する。

$$\beta = cE_T/cE_o \quad \dots\dots\dots(17)$$

cE_T : 圧縮ストラットの接線剛性

圧縮ストラットの剛性低下の影響を考慮するため、実験結果より cE_T を得て β を算定し、基本モデルの $c\sigma_t$ に β を乗じたものを最終的な TS 特性とする。この方法で決定した TS 特性のモデルを実験と比較したものを図-8 に示す。本モデルと実験との対応は良好である。

5. ひび割れ面のせん断伝達特性

ひび割れ面の相対すべりが生じる場合の解析では、ひび

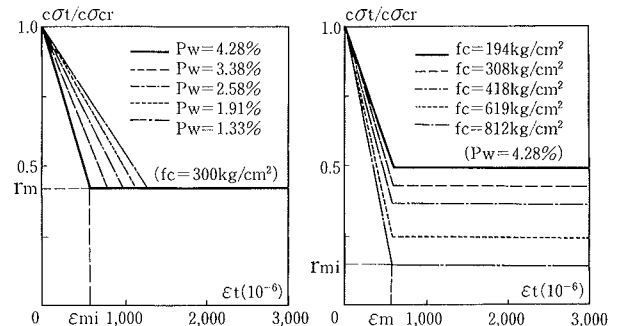


図-7 テンションスティフニング特性の基本モデル

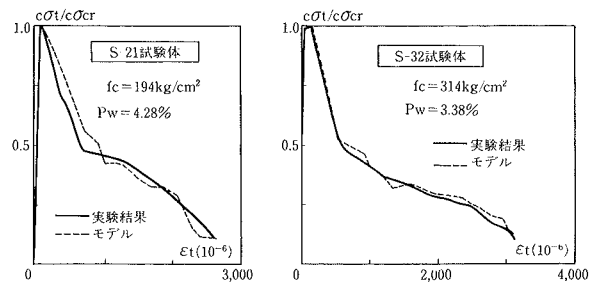


図-8 テンションスティフニング特性の実験とモデルの比較

割れ面のせん断伝達特性をモデル化する必要がある。

本研究では、ひび割れ面における相対すべりとせん断応力の関係を、ひび割れ方向に関するせん断ひずみ (γ_{nt}) とせん断応力 (τ_{nt}) により、平均的に扱う。これは、複数のひび割れを含む RC 板のせん断伝達挙動を、骨材のかみ合い作用や鉄筋のダボ作用に分離せず、 $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 関係により巨視的に表現するものである。

5.1 ひび割れ方向の最大せん断応力度

τ_{nt} の最大値 (τ_{ntmax}) は、ひび割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、Mattock¹³⁾が実験結果に基づき、次式を提案している。

$$\tau_{du} = 14.1 + 0.8(P_w \cdot \sigma_y + \sigma_n) \quad (\text{但し } \tau_{du} \leq 0.3 \text{ fc}) \quad \dots\dots\dots(18)$$

ここで σ_n はひび割れ面に作用する垂直応力度 (圧縮を正で、単位は kg/cm^2) である。 τ_{du} はひび割れを開くような外力が作用しない状態での τ_{ntmax} と考えられる。

ひび割れ幅の増大に伴う τ_{ntmax} 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¹⁴⁾はひび割れ面での骨材のかみ合いによる最大せん断応力度 (τ_{au}) とひび割れ幅の関係を、既往の実験データに基づき、次式で表現している。

$$\tau_{au} = \tau_0 \cdot a_0 / (a_0 + \delta_n^2) \quad \dots\dots\dots(19)$$

ここで、 $\tau_0 = 0.245 \text{ fc}$ 、 $a_0 = 0.01 D_a^2$ で、 D_a は骨材の最大寸法、 δ_n はひび割れ幅である。式(19)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、ひび割れ面を横切る鉄筋がある場合の τ_{ntmax} が、式(19)と同様の形で表現できるものとして、 τ_0 を τ_{du} に、 δ_n をひび割れ直交方向のひずみ (ϵ_t) に置き換え、 $\tau_{ntmax} \sim \epsilon_t$ 関係として次式を仮定する。

$$\tau_{ntmax} = \tau_{du} \cdot c / (c + \epsilon_t^2) \quad \dots\dots\dots(20)$$

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。縦横不等量配筋の平板の純せん断実験³⁾において、初期ひび割れ面ですべり破壊した試験体 2 体の τ_{ntmax} と、それに対応する ϵ_t を用いて、それぞれ c の値を求めると、ほぼ等しい値となり、式(20)は次式のように表現できる。

$$\tau_{ntmax} = \tau_{du} / (1 + 25700 \cdot \epsilon_t^2) \quad \dots\dots\dots(21)$$

5.2 ひび割れ方向のせん断応力～せん断ひずみ関係

ひび割れ幅を一定とした直接せん断実験¹⁵⁾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にある。この特徴を表現するため、 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。

$$\tau_{nt} = \frac{\tau_{ntmax} \cdot f \cdot (2 - d)}{(1 - df + f^2)} \quad \dots\dots\dots(22)$$

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

ここで、 d は曲線の形状を決定する定数、 γ_{ntmax} は τ_{ntmax} に対応するせん断ひずみである。

縦横不等量配筋の平板の純せん断実験³⁾によると、 γ_{ntmax} がほぼその時点での ϵ_t と等しいことから、 $\gamma_{ntmax} = \epsilon_t$ とすると、式(22)は次式で表現される。

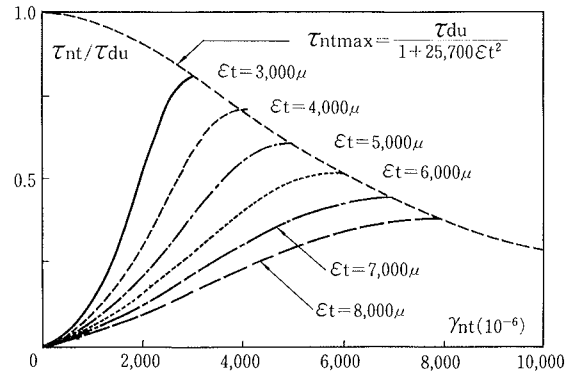


図-9 ひび割れ方向のせん断応力～せん断ひずみ関係のモデル

$$\tau_{nt} = \frac{\tau_{ntmax} \cdot (2 - d)}{(\epsilon_t / \gamma_{nt} - d + \gamma_{nt} / \epsilon_t)} \quad \dots\dots\dots(23)$$

実験で得られる $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 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(23)の d の値の決定に際し、各試験体のデータ (τ_{nt} , γ_{nt}) を ϵ_t の大きさに分類して、それぞれで最適な d の値を調べる必要がある。そこで ϵ_t を $500 \sim 8,000 \mu$ までの間で12分割し、式(23)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。

この結果、 d の値は ϵ_t の増大に伴い減少する傾向にあり、 $d \sim \epsilon_t$ 関係の回帰式として次式が得られた。

$$d = 2.03 / \epsilon_t - 100 \quad \dots\dots\dots(24)$$

式(23)及び式(24)により、 $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 曲線は任意の ϵ_t に対して決定することができる。但し 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(24)を用いる。

図-9 は ϵ_t を $3,000 \sim 8,000 \mu$ まで変化させた場合の $\tau_{nt} \sim \gamma_{nt}$ 曲線のモデルを示したものである。 ϵ_t の増大に伴い剛性が低下する傾向が良好に表現されている。

6. 適用性の検証

解析モデルの基礎的条件下での適用性を検証するために、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^{2),3)}及び Collins らの実験⁹⁾より、コンクリートが破壊したものを中心に、顕著な局部破壊を生じたものを除いた39体を選んだ。

実験と解析の耐力を比較した結果を、表-1 及び表-2 に示す。筆者らの実験に関しては、耐力の対応は良好で、破壊モードも全て実験と一致した。

Collins らの実験に関しては、やや耐力を高めめに評価する傾向があるものの、ほぼ対応する結果と言える。

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、及び τ_{xy} ～鉄筋ひずみ (ϵ_s) 関係を解析と実験で比較したものを図-10～図-12に示す。 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係は他のモデルによる解析との比較も示した。

図-10はひび割れ面の相対すべりが生じない場合の例で、本解析の他に、ひび割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、及び Collins ら¹⁶⁾の提案による

圧縮強度低減係数の算定式を用いたもの3種類の解析結果を示している。実験ではコンクリートの圧壊で耐力が決定しているが、圧縮強度の低減を考慮しないものでは、鉄筋降伏が生じるまで耐力が上昇している。Collins式を用いたものは、耐力を高めめに評価しているが、本解析結果は、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係、 $\tau_{xy} \sim \varepsilon_s$ 関係共に実験結果と良好な対応を示している。

表一 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	コンクリート強度 f_c (kg/cm ²)		鉄筋拘束応力 $P_w \cdot s \sigma_y^{*1}$ (kg/cm ²)		軸圧縮応力度 σ_o^{*2} (kg/cm ²)		破壊形式	耐力比較 ^{*3}				
			縦方向	横方向	縦方向	横方向	縦方向	横方向						
S-21	純せん断	縦横等量	194				0	0	CF	1.00				
S-31			308	165	165				CF	0.84				
S-32			314	131	131		CF	0.88						
S-35			353	50	50		SY	1.03						
S-41			395							CF	0.99			
S-42										CF	1.06			
S-43										CF	0.96			
S-44										CF	0.98			
S-61			619							CF	0.97			
S-62										CF	0.98			
S-81										CF	0.95			
S-82										CF	0.95			
PS-1			不等量		318					CF	0.97			
PS-2										83	83		CF	1.05
PS-3										83	112		CF	0.98
PS-4										83	146		CF	1.07
PS-5	83	212									CF	1.13		
PS-6	32	83									SC	1.00		
PS-7	32	112									SC	1.05		
PS-8	32	146									SC	0.94		
CS-1	二軸圧縮+せん断	縦横等量							CF	1.03				
CS-2	一軸圧縮+せん断								83	83	0	40	CF	1.02
CS-3	二軸圧縮								46	40	CF	1.01		
CS-4	+せん断								60	60	CF	1.01		

*1: $s\sigma_y$ は鉄筋の降伏応力度 CF: コンクリート圧壊 平均値 0.99
 *2: σ_o = 初期導入圧縮力/断面積 SY: 縦横筋の降伏 変動係数 0.06
 *3: 実験値/解析値 SC: 初期ひび割れ面のすべり破壊

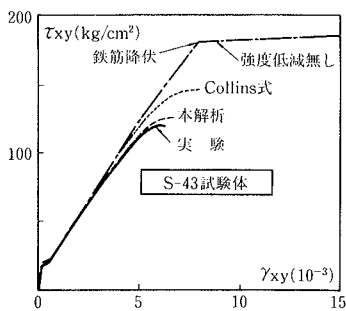
図-11及び図-12はひび割れ面の相対すべりが生じる場合の例で、 $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係は本解析モデルの他に、ひび割れ面のせん断剛性 (G_{cr}) を零としたもの、弾性せん断剛性 (G_o) の0.125倍としたもの¹⁷⁾、ひび割れ直交方向のひずみ (ε_t) の関数としたもの (Al-Mahaidi の式¹⁸⁾) の4種類の解析結果を示している。

図-11は縦横不等量配筋で純せん断加力を行なったものである。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割れ面に沿ったすべ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、 $G_{cr} = 0.125 G_o$ の場合は耐力を高めめに評価している。Al-Mahaidi の式を用いた場合は、縦筋の降伏後も若干荷重が

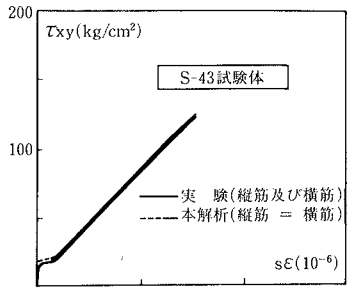
表二 Collins らの平板試験体の解析結果

試験体	加力方法	配筋方法	コンクリート強度 f_c (kg/cm ²)		鉄筋拘束応力 $P_w \cdot s \sigma_y^{*1}$ (kg/cm ²)		軸圧縮応力度 σ_o^{*2} (kg/cm ²)		破壊形式	耐力比較 ^{*3}			
			縦方向	横方向	縦方向	横方向	縦方向	横方向					
PV4	純せん断	縦横等量	271	29	29	0	0	SY	0.92				
PV6			304	48	48			SY	0.88				
PV9			118	83	83			CF	0.91				
PV16			221	19	19			SY	0.85				
PV27			209	81	81			CF	0.93				
PV10			不等量		148			28	50			SC	0.99
PV11					159			31	43			SC	0.93
PV12					163			12	85			SC	0.97
PV19					194			22	83			SC	0.87
PV20	200	27			84	SC	0.89						
PV21	199	40			83	SC	0.89						
PV22	200	65			83	CF	0.91						
PV23	二軸圧縮+せん断	縦横等量			209	94	94	35	35			CF	0.94
PV25	196		85	85	64	64	CF	0.99					
PV28	194		88	88	-19	-19	CF	0.95					

*1: $s\sigma_y$ は鉄筋の降伏応力度 CF: コンクリート圧壊 平均値 0.92
 *2: σ_o = 耐力時圧縮軸力/断面積 SY: 縦横筋の降伏 変動係数 0.04
 *3: 実験値/解析値 SC: 初期ひび割れ面のすべり破壊

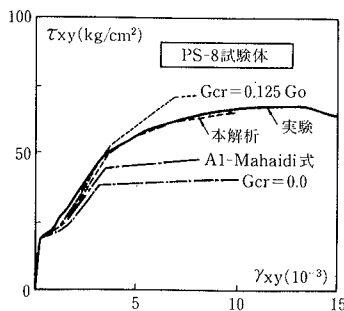


(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

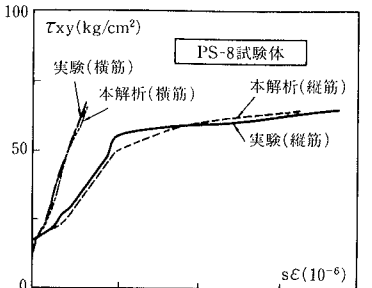


(b) せん断応力～鉄筋ひずみ関係

図-10 実験結果と解析結果の比較(1)

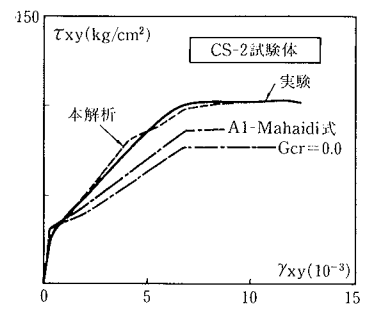


(a) せん断応力～せん断ひずみ関係

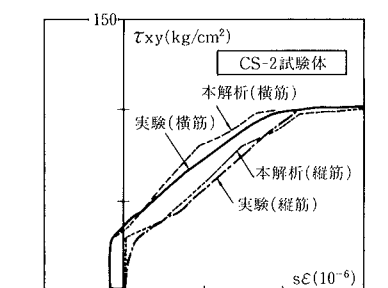


(b) せん断応力～鉄筋ひずみ関係

図-11 実験結果と解析結果の比較(2)



(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

図-12 実験結果と解析結果の比較(3)

上がっているものの、耐力はかなり低い。本解析結果は $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係、 $\tau_{xy} \sim \varepsilon_s$ 関係、鉄筋の降伏時期、破壊モードなど、実験結果と良好に対応している。

図-12は縦横等量配筋で一軸圧縮+せん断加力を行なったものである。実験では縦横筋が一部降伏した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。 $G_{cr}=0.125 G_o$ の結果は図中には示していないが、本解析とほぼ等しい結果であった。これは、ひび割れ面のすべ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、ひび割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。

7. 結論

RC 平板の実験結果に基づく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、ひび割れ発生後の圧縮破壊とひび割れ面におけるすべり破壊の二つを考慮している点である。

本解析モデ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、及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。

但し、適用限界として、本解析モデルにおけるひび割れ面のせん断伝達特性は、ひび割れ幅の増大とひび割れ面の相対すべりが同時に進行するような場合を対象としていること、及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。

参考文献

- 1) 小池健仁, 他: 鉄筋コンクリート平板の二軸載荷実験 (その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 373~378, (1987. 10)
- 2) 山口恒雄, 他: 鉄筋コンクリート平板の純せん断実験 (その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 545~548, (1988. 10)
- 3) 山口恒雄, 長沼一洋: 軸力と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(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 899~902, (1989. 10)
- 4) Darwin, D. and Pecknold, D. A.: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, No. EM2, p.229~241, (1977. 4)
- 5) 野口 博: 有限要素法による鉄筋コンクリートの非線形解析第1報, 日本建築学会論文報告集, 第252号, p. 43~52, (1977. 12)
- 6) Saenz, L. P.: Disc. of Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete, ACI Journal, Vol. 61, No. 9, p. 1229~1235, (1964. 9)
- 7) Fafitis, A. and Shah, S. P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, Publ. ACI, No. SP-87, p. 213~232, (1985)
- 8) Kupfer, H. B. and Gerstle, K. H.: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 99, No. EM4, p. 853~866, (1973. 8)
- 9) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses, Pub. No.82-03, Dep. of Civil Eng., Univ. of Toronto, (1982. 3)
- 10) 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, (1991. 1)
- 11) 小林正則, 小垣善一, 武田寿一, 他: 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, p. 1393~1402, (1979. 9)
- 12) 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ィ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, p. 649~650, (1990. 10)
- 13) Mattock, A. H and Hawkins, N. M.: Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research, PCI Journal, Vol. 17, No. 2, Mar.-Apr., p. 55~75, (1972)
- 14) Bazant, Z. P. and Gambarova, P.: Rough Cracks in Reinforced Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No. ST4, p. 819~842, (1980. 4)
- 15) Fenwick, R. C. and Paulay, T.: Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST10, p. 2325~2350, (1968. 10)
- 16) 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., p. 219~231, (1986)
- 17) 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, p. 474~479, (1973. 7)
- 18) Al-Mahaidi, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., (1979. 1)