

論文

[2007] 摩擦破壊理論に基づくコンクリートの粗亀裂せん断構成則モデル

和田 俊良^{*1}・上田 正生^{*2}

1. はじめに

著者らは既報[1]において、コンクリート亀裂形成時の界面の微小領域(以下、微小面と称す)が、ある角度密度分布を有することを前提条件として、分離界面での相互の接触挙動を摩擦せん断すべりと見なした接触密度型の数学モデルを定式化し、引張軟化領域を対象とした実験値と解析値との比較を行った。その結果、著者らのモデルは初期弾性場から軟化終局場まで応力の推移を精度よく追跡することが明らかとなった。しかしながら、実際の構造部材に引張亀裂のみが発生・伸展することは少なく、引張軟化領域のみを対象とした著者らの既報の構成則モデルの実用解析への適用範囲はあまりにも狭小である。周知のように、実際のコンクリート部材の亀裂形成時に頻発する応力は、曲げとせん断による重ね合わせであって、この応力場に適用可能なモデルを開発するには、著者らの引張軟化モデルの適用範囲を拡張する必要がある。本研究の目的は、コンクリート引張亀裂形成後のせん断変形亀裂界面でのせん断応力-せん断変位およびせん断応力-垂直応力関係を解析するために、著者らが引張軟化のために開発した摩擦理論に基づく構成則モデルを発展させ、その適用範囲を拡張することである。本論文では、コンクリートの引張亀裂が予め発生・伸展した後、せん断が卓越する変形場をモデル適用範囲と定め、摩擦理論に基づいた粗亀裂せん断モデルを誘導する。既報では考慮しなかった、圧縮とせん断が同時に作用する応力場の破壊基準を設け、せん断膨張の概念を本モデルに新たに導入し、さらに、既往の実験値と解析値との比較から、著者らの手法の妥当性について若干の検討・考察を加えることとする。

2. 摩擦破壊理論に基づく粗亀裂せん断構成則モデルの提案

2.1 粗亀裂のせん断挙動とモデルの概要

コンクリートに亀裂が発生し十分に伸展すると、亀裂界面は二層に完全に分離する。分離後の亀裂界面でせん断変形が漸増すると、傾斜勾配が急峻な微小面から順に接触し始め、徐々に接触領域が拡大していく。傾斜勾配が緩やかな微小面では、この面に平行なせん断応力とこれに垂直な応力が同時に作用した「複合応力場」が生成される。このような応力下でせん断変形がさらに進むと、亀裂界面の急峻な領域でのコンクリートの圧潰、緩やかな領域でのせん断すべり破壊が起こり、これに伴ってせん断膨張現象を呈しながら応力が保持されていく。本論文では、ここで概括的に捉えた亀裂界面での力学挙動を記述するために、次の手法を用いてモデルを構築する。

まず、モデルの初期状態を、亀裂界面の接触領域が存在しない幾何条件に設定し、微小面のせん断すべり破壊ならびにその周囲のモルタルの圧潰を、Mohr-Coulombの摩擦破壊基準によって判定する。微小面の垂直、せん断およびせん断膨張応力を簡潔な関数によってそれぞれ独立に取り扱い、各応力を重ね合わせることによって、応力-ひずみ構成則を定式化する。次に、コンクリートの平均応力-ひずみ関係を得るために、各微小面応力を $-\pi/2$ から $\pi/2$ の範囲で積分してコンクリートの全構造系へと一般化する。

*1 北海道職業能力開発短期大学校講師 建築科、工修(正会員)

*2 北海道大学助教授 工学部・情報図形科学講座、工博(正会員)

2.2 摩擦破壊基準の設定

コンクリート亀裂界面の微小面での破壊基準曲線を、図1に示す。既往の実験結果から、普通コンクリートの内部摩擦角度は約 37° であり、せん断すべり破壊基準 τ はこの角度を持って、せん断強度 τ_0 を通る直線として垂直応力 σ の関数で表示できる。これより、摩擦すべり破壊基準に一次関数(1)式を適用する。

$$\tau_{su} = -0.75\sigma + \tau_0, \quad \tau_{sd} = 0.75\sigma - \tau_0 \quad (1)$$

引張破壊ならびに圧潰を考慮するために、引張側に(2)式を、圧縮側に(3)式を(1)式に内接させ、(1)式を閉じた関数とした。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma - \sigma_0)^2 + \tau^2 &= r_0^2, \quad \sigma_0 = -1.5\sigma_u, \quad \sigma_r = 8\sigma_u/3 \\ \tau_0 &= 2\sigma_u, \quad r_0 = \sigma_u - \sigma_0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} (\sigma - \sigma_{cu})^2 + \tau^2 &= r_u^2, \quad \sigma_{cu} = (r_u \cdot \sigma_r + F_c \cdot (\sigma_r - \sigma_0)) / (\sigma_r - \sigma_0 + r_0) \\ r_u &= r_0(\sigma_r - \sigma_{cu}) / (\sigma_r - \sigma_0) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

上(2)式は、コンクリート引張強度 σ_u のみに依存する円であり、点 $(0, \pm\tau_0)$ を(1)式との共通接点とする。一方(3)式は、圧縮一軸強度 F_c を通る円である。

2.3 ひずみ場の定義

2.3.1 垂直ひずみとせん断ひずみの導入

コンクリートに亀裂が発生・伸展すると、弾性連続体から亀裂を介した不連続体へと移行し、ひずみenergyは、亀裂界面近傍で解放される。本論文では、これを図2の最大骨材寸法 g_{max} を特性長とする帯領域内で考慮し、亀裂を分離界面とした剛体モデルで取り扱う。これより、亀裂界面の変位成分を図2に示す垂直変位 \bar{w} とせん断変位 $\bar{\delta}$ とする。この変位場から、図3のように、全体座標系のX軸に対して、 θ の傾斜角度を有する微小面の垂直ひずみ ϵ_θ とせん断ひずみ γ_θ を定める。変位 $(\bar{w}, \bar{\delta})$ を θ 方向に変換し、求められた方向変位成分を特性長である最大骨材寸法 g_{max} で除してひずみ成分を算出する。垂直ひずみ ϵ_θ ならびにせん断ひずみ γ_θ は、(4)式となる。

$$\epsilon_\theta = (-\bar{\delta} \sin\theta + \bar{w} \cos\theta) / g_{max}, \quad \gamma_\theta = (\bar{\delta} \cos\theta + \bar{w} \sin\theta) / g_{max} \quad (4)$$

(4)式の ϵ_θ が正の場合、微小面は完全非接触状態であり、せん断ひずみは生じない。非接触から接触状態に微小面が移行した場合、接触開始からの真のせん断ひずみ γ_θ を得るには、 $\epsilon_\theta=0$ の時のせん断ひずみ γ_{cn} による補正が必要であり、 γ_θ を(4)式から(5)式へと修正する。

$$\text{if } \epsilon_\theta > 0 \quad \gamma_\theta = 0, \quad \text{if } \epsilon_\theta \leq 0 \quad \gamma_\theta = (\bar{\delta} \cos\theta + \bar{w} \sin\theta) / g_{max} - c_n \gamma_{cn} \quad (5)$$

2.3.2 せん断膨張ひずみの導入

亀裂界面が接触し破壊すると、接触面の噛合が不整合となり、体積が見かけ上増加するものと考えられる。このせん断膨張を、幾何形状変化を無視した(4)および(5)式のみで取り扱うには限界がある。そこで、せん断膨張ひずみ ϵ_d を新たに定義し、これをひずみ場へ導入する。せん断膨張ひずみ場の定義を、図4に示す。せん断膨張は微小面の破壊に連動させ、せん断膨張形成方向 θ_d は亀裂の全体変位増分 $(\Delta\bar{w}, \Delta\bar{\delta})$ によって支配されるものとして、次式で表示する。

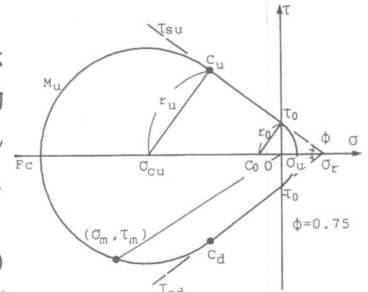


図1 亀裂界面の微小面における Mohr-Coulombの破壊基準

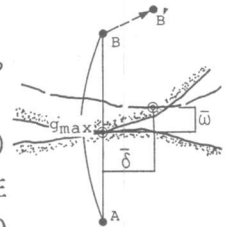


図2 微小面での変位場の定義

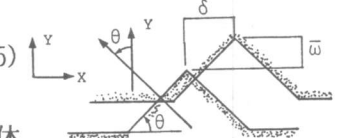


図3 微小面でのひずみ場の定義

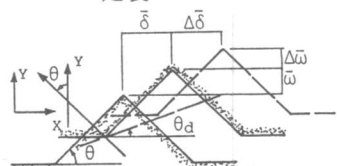


図4 微小面でのせん断膨張ひずみ場の定義

$$\theta_d = \tan^{-1}(\Delta \bar{\omega} / \Delta \bar{\delta}) \quad (6)$$

$d\epsilon_\theta$ は、せん断膨張係数 ν_d によって(7)式で求めることにする。

$$\Delta d\epsilon_\theta = \nu_d \cdot (\Delta \bar{\delta} \cos \theta_d + \Delta \bar{\omega} \sin \theta_d) / g_{max} \quad (7)$$

2. 4 微小面での応力-ひずみ関係の定式化

接触微小面での破壊基準関数に則して、応力状態を次の4種に区分して考えることにする。即ち、I) Mohr-Coulombの破壊基準内の弾性接触、II) Mohr-Coulombの破壊基準上の降伏、III) 除荷、IV) 再接触の4つの領域である。

2. 4. 1 垂直応力-ひずみ

図5に、微小面での垂直応力曲線の概要を示す。垂直応力曲線を完全降伏型とし、I)の弾性接触領域では、 R_{n0} を初期接触弾性係数とする下式の線形関数となる。ここに、 E_{cn} は45000~48000kgf/cm²の値を採り、 R_{n0} を決める定数である。

$$\sigma_\theta = R_{n0} \cdot \epsilon_\theta \quad R_{n0} = E_{cn} \cdot |F_c|^{1/3} \quad (8)$$

弾性接触場の応力が上昇すると、破壊基準曲線に達し降伏する。ここでは、除荷ひずみ増分が生成されない限り、破壊基準上の応力は保持され続ける。これをII)の破壊基準上の降伏領域とし、下式とする。

$$\sigma_\theta = \sigma_m \quad (9)$$

III)の除荷領域では、図5の除荷点からの線形除荷および降伏ひずみ残留係数 r_{st} を仮定し、(10)式で記述する。(10)式の uR_n は除荷剛性であり、初期接触剛性より小さい値となる。

$$\sigma_\theta = uR_n(\epsilon_\theta - \epsilon_y) + \sigma_m, \quad uR_n = \sigma_m / (\epsilon_y(1 - r_{st})) \quad (10)$$

亀裂が正負の繰返し载荷を受けると、微小面は一度非接触となり、再び接触する。これがIV)の再接触領域である。これを図5の破線のように、原点と除荷点を結ぶ(11)式で取り扱う。

$$\sigma_\theta = rR_n \cdot \epsilon_\theta, \quad rR_n = \sigma_m / \epsilon_y \quad (11)$$

2. 4. 2 せん断応力-ひずみ

図6に、微小面でのせん断応力曲線の概要を示す。せん断応力曲線は、前項の垂直応力と同様の完全降伏型の関数である。せん断応力の誘導手法は垂直応力の場合と同一なので、簡潔に記す。亀裂コンクリートのポアソン比を零と仮定し、通常の平面応力下の弾性剛性係数とせん断剛性係数の関係から、初期接触せん断剛性 G_{s0} を初期接触弾性係数 R_{n0} の0.5倍として、I)の弾性接触領域を下式で表示する。

$$\tau_\theta = G_{s0} \cdot \gamma_\theta \quad G_{s0} = 0.5 \cdot R_{n0} \quad (12)$$

II)の破壊基準上の降伏領域を、下式で記述する。

$$\tau_\theta = \tau_m \quad (13)$$

III)の除荷領域では、線形関数(14)式を採用する。

$$\tau_\theta = uG_s(\gamma_\theta - \gamma_y) + \tau_m, \quad uG_s = \tau_m / (\gamma_y(1 - r_{st})) \quad (14)$$

IV)の再接触領域は、(15)式で定式化する。

$$\tau_\theta = rG_s \cdot \gamma_\theta, \quad rG_s = \tau_m / \gamma_y \quad (15)$$

2. 4. 3 せん断膨張応力-膨張ひずみ

図7に、せん断膨張曲線の概要を示す。前述したように、亀裂微小面のせん断膨張は、微小面の破壊後に定義する。微小面のせん断膨張応力 $d\sigma_\theta$ の包絡曲線は、せん断膨張ひずみ $d\epsilon_\theta$ を用い

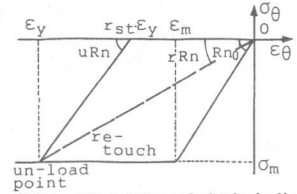


図5 微小面の垂直応力曲線の概要

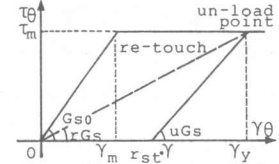


図6 微小面のせん断応力曲線の概要

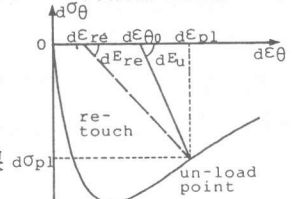


図7 微小面のせん断膨張曲線の概要

て下式のように、係数kとPによる指数関数で表示する。ここに、 D_i はせん断膨張剛性係数である。

$$d\sigma_{\theta} = dE \cdot d\varepsilon_{\theta} \cdot \exp(-k \cdot d\varepsilon_{\theta}^p), \quad dE = D_i \cdot R_{n0} \quad (16)$$

包絡曲線からの除荷は、線形除荷を仮定して(17)式で取り扱う。

$$\left. \begin{aligned} d\sigma_{\theta} &= -dE_u \cdot (d\varepsilon_{\theta} - d\varepsilon_{pl}) + d\sigma_{pl} \\ dE_u &= d\sigma_{pl} / (d\varepsilon_{pl} - d\varepsilon_{\theta}), \quad d\varepsilon_{\theta 0} = \Gamma_{st} \cdot d\varepsilon_{pl} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

亀裂界面が除荷を受けると、微小面の損傷モルタルが分離し、接触面が幾何学的に不整合となって接触面の拘束力が低下する。これらのことが、微小面の再接触と同時にせん断膨張ひずみを惹起させる。そこで、原点と $(d\varepsilon_{re}, 0)$ の経路を、拘束力の低下に起因する再接触時の無応力状態と仮定し、再接触から応力発生のを再接触せん断膨張ひずみ係数 Γ_{di} で取り扱うことにしたものである。すなわち、せん断膨張応力発生ひずみ $d\varepsilon_{re}$ は、 Γ_{di} を除荷到達ひずみ $d\varepsilon_{\theta 0}$ に乗じて求め、さらに、 $(d\varepsilon_{re}, 0)$ と包絡曲線上の除荷点を結ぶ関数を再接触経路と見なし定式化することにした。

$$d\varepsilon_{re} = \Gamma_{di} \cdot d\varepsilon_{\theta 0} \quad (18)$$

$$d\sigma_{\theta} = -dE_r (d\varepsilon_{\theta} - d\varepsilon_{re}), \quad dE_r = d\sigma_{pl} / (d\varepsilon_{pl} - d\varepsilon_{re}) \quad (19)$$

コンクリート亀裂微小面が非接触であるとき、すべての応力は零となる。これを本モデルの支配則として下式で表示する。

$$\text{if } \varepsilon_{\theta} > 0, \quad \sigma_{\theta} = 0, \quad \tau_{\theta} = 0, \quad d\sigma_{\theta} = 0 \quad (20)$$

微小面での応力-ひずみ関係を定めるために、 Γ_{st} 、 ν_d 、 k 、 P ならびに Γ_{di} をモデルに導入した。これらの諸物理定数の値については、「実験結果との比較」の際に後述する。

2. 5 平均応力-ひずみ関係の誘導

ここでは、亀裂界面の各微小面の応力からコンクリートの全構造系へ適用可能な平均応力-ひずみを求める手法について略述する。まず、微小面の応力成分を方向余弦を用いて全体座標軸上に逆変換した応力を求める。そして、この応力に接触面積有効率 K および接触密度関数 $\Omega(\theta, \theta_0)$ を乗じ、これを $-\pi/2 \leq \theta \leq \pi/2$ の区間で積分する。ここに、 K は李[2]による(22)式を採用した。

$$\bar{\sigma} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (\sigma_{\theta} \cos\theta + \tau_{\theta} \sin\theta + d\sigma_{\theta} \cos\theta_d) \cdot K \cdot \Omega(\theta, \theta_0) d\theta, \quad \bar{\tau} = \int_{-\pi/2}^{\pi/2} (-\sigma_{\theta} \sin\theta + \tau_{\theta} \cos\theta - d\sigma_{\theta} \sin\theta_d) \cdot K \cdot \Omega(\theta, \theta_0) d\theta \quad \dots \dots (21)$$

$$K = 1 - 2\bar{\omega} / g_{max} \quad (22)$$

最後に、 $\Omega(\theta, \theta_0)$ として、接触角度の密度分布パラメータ θ_0 によって連続して変化する(23)から(26)式を設定した。粗面の集合体となる場合($\theta_0 \geq 0$)は、(23)式となる。

$$\Omega(\theta, \theta_0) = C(\theta_0) \cos \frac{\pi(|\theta| - \theta_0)}{\pi - 2\theta_0}, \quad C(\theta_0) = \frac{\pi}{2(\pi - 2\theta_0)(1 + \sin(\pi\theta_0 / (\pi - \theta_0)))} \quad (23)$$

亀裂界面が平滑面の集合体となる場合($\theta_0 < 0$)は、下式とする。

$$\Omega(\theta, \theta_0) = C_1(\theta_0) \cos \left(\frac{\pi(|\theta| - \theta_0)}{\pi - 2\theta_0} \right) - C_2(\theta_0) \sin(2|\theta|) \quad (24)$$

$$C_1(\theta_0) = 0.5 \cdot \left\{ \frac{\pi - 2\theta_0}{\pi} \left(1 + \sin \frac{\pi}{\pi - 2\theta_0} \right) - \left(\frac{2\theta_0}{\pi} \right)^2 \cos \left(\frac{\pi}{\pi - 2\theta_0} \left(\frac{\pi}{4} - \theta_0 \right) \right) \right\}^{-1} \quad (25)$$

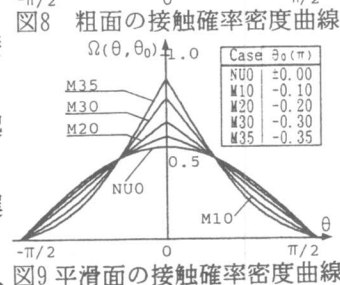
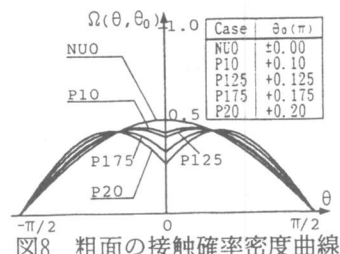


図8 粗面の接触確率密度曲線

図9 平滑面の接触確率密度曲線

$$C_2(\theta_0) = \left(\frac{2\theta_0}{\pi}\right)^2 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{\pi-2\theta_0} \left(\frac{\pi}{4} - \theta_0\right)\right) \quad (26)$$

図8および図9に、(23)~(26)式でパラメータ θ_0 を変動させた接触角度密度曲線を示す。この θ_0 が本解析値に及ぼす影響については、 θ_0 を $-0.35\pi \sim 0.175\pi$ に変化させた解析例を掲げて、次項3.1で述べることにする。

3. 解析値と実験結果の比較と考察

既往の実験資料に基づく本解析結果とその実験結果を比較し、本手法の基本力学性状について若干の検討・考察を試みる。

本論文で採用した実験は、亀裂幅を一定に保った「Paulayの単調載荷実験[3]」と「李・前川による正負交番繰返し載荷実験[2]」の2例である。なお、求積にはSimpson式を使用し、離散化積分区間数を、すべての解析で200としている。

3.1 Paulayの単調載荷実験結果と本解析値との比較

Paulayの実験は、試験体に誘発させた亀裂幅を0.125mm、0.25mmならびに0.5mmと一定に保ちながらせん断変位を漸増させ、亀裂界面でのせん断応力-せん断変位関係を明らかにしたものである。表1に、Paulayのコンクリートの材料性状を示す。表中のコンクリート引張強度 σ_u の値は、著者らが解析のために設定したものである。単調せん断解析を行うには、前章で設定していない接触角度密度関数 $\Omega(\theta, \theta_0)$ のパラメータ θ_0 を定める必要がある。そこで θ_0 の解析値への影響を調べるために、 θ_0 のみを3段階($-0.35\pi, 0, 0.175\pi$)と変動させて解析を行うことにする。

本解析値とPaulayの実験値との比較を $\tau-\delta$ 曲線で示した図10の3種の解析結果より、 $\Omega(\theta, \theta_0)$ の密度分布の違いによる影響は大きく(既報での著者らの引張軟化解析では、 $\Omega(\theta, \theta_0)$ の形状の相違による軟化曲線の変化はわずかなものであった[1])、亀裂界面がより平滑になるほど負担せん断応力が減少する。実験値と本せん断解析値を比較すると、3種の解析のうち θ_0 を 0.175π としたものが実験値によく近接している。本解析は、低応力状態で実験結果よりも小さい値をとり、これ以後、実験曲線とよく一致するものの、最大応力近傍で剛性が低下せず、実験値よりも大きいせん断応力を与える。この傾向は、亀裂幅が小さくなるほど顕著になる。しかしながら、本解析値はわずかな相違を見せるものの、実験結果をよく追跡しているものと思われる。

以上の本解析値と実験値との比較・検討から、著者らの摩擦破壊理論による解析には、 $\theta_0=0.175\pi$ 程度が妥当と思われる。このことは、本モデルでは亀裂界面の形状が、(23)式の $\Omega(\theta, \theta_0)$ の θ_0 を 0.175π と仮定した場合に、最も良い適合性を得ることを意味している。従って、以後の解析にはこの値を採用する。

3.2 李・前川の正負交番繰返し載荷実験結果と本解析値との比較

李・前川は、逆対称二点載荷形式の正負交番繰返し実験を行い、亀裂界面でのせん断応力-せん断変位ならびにせん断応力-垂直応力関係を明らかにした。ここでは、この実験結果と本解析値との比較を行って、本モデルの粗亀裂の繰返し挙動への適用性の検

表1 Paulayのコンクリート性状

FC (kgf/cm ²)	σ_u (kgf/cm ²)	g_{max} (cm)
316.1	25.0	1.6

FC: コンクリート軸圧縮強度
 σ_u : コンクリート引張強度 g_{max} : 最大骨材寸法

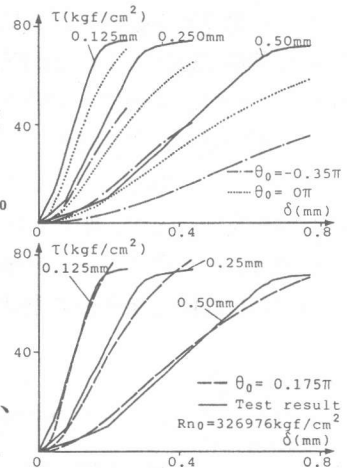


図10 本解析値とPaulayの単調載荷実験値との比較

証を試みる。表2の使用物理定数は、パラメータスタディーによって決定したものであるが、紙幅に制約があるのでその数値のみを掲げる。表3には李のコンクリート性状を、図11に実験概要を、そして図12に本解析値と李の実験値との比較を示す。

まず、亀裂幅 ω を0.3mmとした場合を見る。せん断応力-せん断変位関係では、包絡曲線ならびに再載荷経路とも解析値は実験値とよく一致している。一方、せん断応力-垂直応力関係では、正載荷経路において解析値は、垂直応力を全般に小さく評価しているが、実験曲線の傾向を定性的に捉えている。

次に、亀裂幅 ω を0.5mmとした場合に注目する。せん断応力-せん断変位関係において、正載荷包絡曲線で解析は実験よりも大きな値を示し、再接触経路の高応力場で実験値と乖離して、再接触後の包絡曲線上の応力低下を表現しない。これは、本モデルの微小面の応力-ひずみ曲線上で繰返しによる応力曲線の変容を十分考慮していないためと考えられる。せん断応力-垂直応力関係では、解析は実験とよく一致している。

粗亀裂のせん断変形場では、微小面の局部破壊だけではなく、骨材相互の乗り越えによる垂直応力の発生の可能性が考えられる。しかしながら、本論文で採用したPaulayならびに李の実験のように、最大骨材寸法に比してせん断変位が小さい場合、骨材の乗り越えによる垂直応力が、コンクリートの亀裂の全構造系に支配要因として寄与する程度は、骨材寸法とせん断変位量を要因とした実験的手法によって検討されるべきものと考えられる。

4. まとめ

本論文では、Mohr-Coulomb則を破壊判定基準とした著者らの既報[1]の引張軟化モデルを進展させ、粗亀裂せん断構成則モデルを誘導した。本モデルを用いて、亀裂幅を一定に保持した単調せん断載荷試験体と正負交番繰返しせん断試験体の解析を行って、亀裂界面での応力-変位構成関係について、解析値と実験値との比較・検討を試みた。その結果、摩擦理論に基づいた本モデルは、単調載荷経路、繰返し挙動下の包絡曲線、除荷および再接触経路をほぼ満足できる精度でシミュレートし得た。これより、亀裂機構を追跡できる適用範囲のより広い摩擦モデルの開発の可能性が高いことが、明らかになった。

今後は、コンクリート試験体のせん断載荷実験を行って、無亀裂場からせん断亀裂形成までのプロセスに追従できる更に適用性の優れた摩擦構成則モデルを作成する予定である。

【参考文献】

- 1) 和田俊良、上田正生、下村倫章：摩擦破壊基準と骨材接触密度関数によるコンクリートの一構成則モデル、日本建築学会、北海道支部研究報告集、1992.3
- 2) 季宝祿、前川宏一：接触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、Vol. 26, No. 1, 1988. 1
- 3) Zedenek P, Baznt and Pietro Gambarova : Rough Cracks in Reinforced Concrete, Journal of Structural division, ST4, pp.819-842, April 1980

表2 本モデルの使用定数

$\theta_0(\pi)$	r_{st}	ν_d	D_t	k	P	r_{dt}
0.175	0.75	0.5	0.2	20.0	0.65	0.5

表3 李のコンクリート性状

f_c (kgf/cm ²)	σ_u (kgf/cm ²)	θ_{max} (Cm)
398.0	25.0	1.5

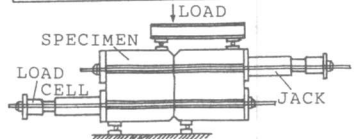


図11 李の交番繰返し載荷実験の概要

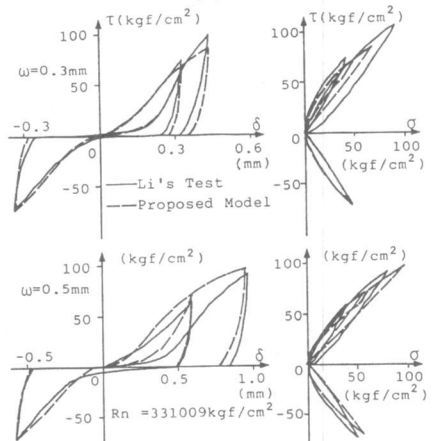


図12 本解析値と李の交番繰返し載荷実験値との比較