

プレストレストコンクリート部材の初期せん断ひび割れ幅の予測法の開発

京都大学 防災研究所 正会員 博士(工学) ○李 在満
 京都大学大学院 工学研究科 正会員 博士(工学) 西山 峰広

Abstract : An analytical method for prediction of the primary shear crack width of prestressed concrete (PC) beams with shear reinforcement is proposed. The method is based on the relationship between the fracture energy released at initiation of shear crack and the energy dissipated by the reinforcements across the shear crack. The shear crack width evaluated by the proposed method is compared with experimental results. The method is effective to evaluate the primary shear crack width of PC beams.

Key words : Prestressed concrete, Diagonal shear crack, Fracture energy, Fracture mechanics

1. はじめに

通常のPC部材のせん断ひび割れ発生前後の一般的な荷重-変形関係は図-1に示すように、せん断ひび割れの発生(図-1(C))後、耐力の低下はなく、安定的な荷重-変形履歴を示す(図-1(C)-(D)-(A))。これは、せん断ひび割れ発生後、ひび割れ面における骨材の噛合い抵抗成分によって、部材が外力に抵抗できるため¹⁾である。しかし、せん断斜張力破壊(Diagonal Tension failure, 以下DT破壊)においては、初期せん断ひび割れ発生(図-1(C))直後、斜張力ひび割れの過大な開きに伴う骨材の噛合い抵抗喪失によって、脆性的な耐力の低下が発生する(図-1(C)-(D)-(B))。

PC部材のDT破壊を防止するために、現在、日本では日本建築学会の「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」(以下、PC規準)に規定されるコンクリートの引張主応力に基づくせん断ひび割れ強度 V_{wc} とアーチ・トラス機構に基づくせん断耐力 V_u を用いる。図-2はPC部材のせん断に関する実験データ^{2)~10)}を用いて、せん断ひび割れ強度予測値 V_{wc} とせん断耐力予測値 V_u の比較を示す。図-2の●, ○はそれぞれ、PC部材のDT破壊及びその他のせん断破壊を示す。DT破壊防止のための従来の手法では、せん断ひび割れ強度 V_{wc} がせん断耐力 V_u を下回る(図-2の点線より右側に位置する)ようにして、せん断ひび割れ発生時せん断破壊を防止する。しかし、図から分かるように、いずれの試験体においても、 V_u が V_{wc} より大きい(図-2の点線より左側に位置)にも関わらず、DT破壊した試験体(●)がある。これは、DT破壊の防止のために用いられる従来の手法がDT破壊を精度良く予測できないことを意味する。PC部材のDT破壊を防止するためには、予測した初期せん断ひび割れ幅(図-1(D))が骨材の噛合い抵抗が喪失しないような最初のせん断ひび割れ幅である限界ひび割れ幅 w_{cr} を下回るように設計する必要がある。

本研究では、DT破壊予測の基礎研究として、初期せん断ひび割れ幅を予測する方法を提案する。また、提案法による初期せん断ひび割れ幅予測値は実験値^{2)~10)}との比較によって、その精

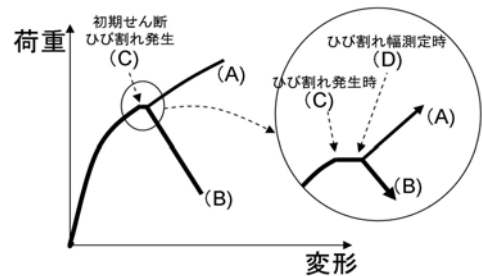


図-1 ひび割れ前後の荷重-変形関係

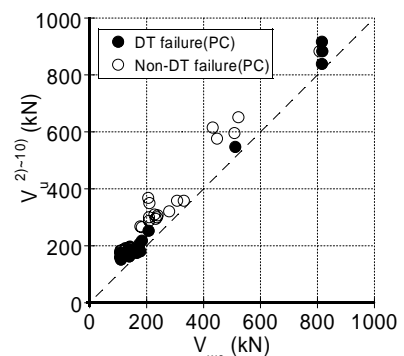


図-2 PC 規準による V_{wc} と V_u の比較

度を検証する。さらに、初期せん断ひび割れ幅予測値と限界せん断ひび割れ幅 w_{cr} との比較によって、破壊モードが予測される。予測された破壊モードは過去研究において、観測された破壊モードとの比較によって、その精度を検証する。

2. 提案解析法の概要

2.1 解析上の仮定

本節では、初期せん断ひび割れ幅の予測法に適用された解析上の仮定を示す。図-3は逆対称曲げを受ける部材の斜張力ひび割れの発生及び発展メカニズムを示す。図-3に示すように、せん断ひび割れが発生すると、コンクリートのひび割れ面の破壊エネルギーが解放される。せん断ひび割れが開くと、ひび割れを横切る鉄筋とコンクリートとの間では局所的に付着破壊が発生¹¹⁾し、鉄筋の滑り及びダボ変形を伴う。それで、コンクリートのひび割れ面で解放される破壊エネルギーはひび割れを横切る主筋、PC鋼材、及びせん断補強筋の変形(付着破壊、滑り、及びダボ変形)によって消費される。これは、初期せん断ひび割れ幅はひび割れ面で解放される破壊エネルギーと鉄筋などの変形によって消費されるエネルギーの総和との釣合関係から求められることを意味する。

初期せん断ひび割れ幅を予測するために、本研究では以下のような解析上の仮定を行う。

仮定1：コンクリートのひび割れ面において解放される破壊エネルギーとひび割れを横切る鉄筋などの変形エネルギーとの関係を解明するために、線形弾性破壊力学¹²⁾を適用する。

仮定2：ひび割れを横切る鉄筋のダボ変形として、ひび割れ幅が大きい場合に適用できるキンキング変形を適用する。

仮定3：図-4は本研究で使用した鋼材の付着応力-すべり関係である。付着破壊までの付着応力(τ)-すべり(S)関係モデルとして、丸鋼及び異形鉄筋に対しては松本モデル¹³⁾を丸鋼PC鋼棒及びPCストランドに関しては木内モデル¹⁴⁾を用いる。摩擦応力 τ_f は一定であると仮定する。

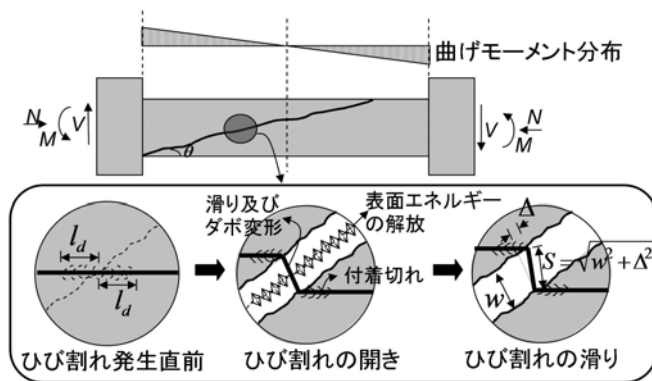


図-3 せん断ひび割れ発生及び発展メカニズム

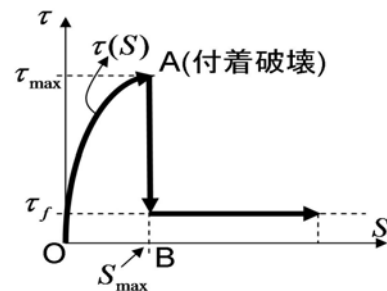


図-4 鉄筋の付着応力-すべり関係

2.2 せん断ひび割れ面におけるエネルギー釣合条件

せん断ひび割れを横切る主筋、PC鋼材、及びせん断補強筋の変形によって消費されるエネルギー、 G は式(1)に示すように、付着破壊エネルギー G_b 、滑りエネルギー G_s 、及びダボ変形エネルギー(キンキング) G_k の和で表せる。 G_b 、 G_s 、及び G_k は、主筋、PC鋼材、せん断補強筋それぞれに対して式(2)のように表せる。

$$G = G_d + G_s + G_k \tag{1}$$

$$G_d = G_{dr} + G_{dp} + G_{dw}, \quad G_s = G_{sr} + G_{sp} + G_{sw}, \quad G_k = G_{kr} + G_{kp} + G_{kw} \tag{2}$$

ここで、 G_{dr} 、 G_{sr} 、 G_{kr} は主筋、 G_{dp} 、 G_{sp} 、 G_{kp} はPC鋼材、 G_{dw} 、 G_{sw} 、 G_{kw} はせん断補強筋それぞれの付着切れ、滑り、ダボ変形エネルギー[Nm]である。

2.3 コンクリートのひび割れ面における解放エネルギー

ひび割れ面で解放されるコンクリートの破壊エネルギー(単位面積当たりのエネルギー量として定義)の総量 γ_f とひび割れを横切る鉄筋などによって消費されるエネルギーの総和 G は、線形弾性破壊力学(仮定1)より、式(3)のように表せる。ここで、破壊エネルギー総量 γ_f はコンクリートの破壊エネルギー G_f とひび割れ面の面積 A_{cr} の積と表せる。コンクリートの破壊エネルギー G_f はCEB-FIP Model Code 1990¹⁵⁾によって、式(4)のように表現できる。式(4)の a_g は骨材の直径[mm]、 F_c はコンクリートの圧縮強度[N/mm²]である。式(3)の $2\gamma_f$ は主筋、PC鋼材、せん断補強筋の変形によって消費されるエネルギーの総和 $G=(G_d+G_s+G_k)$ [Nm]と釣り合わなければならない。

$$G = 2\gamma_f \quad [\text{Nm}] \quad \text{式(3)}$$

$$G_f = \frac{\gamma_f}{A_{cr}/10^3} = \left(0.0469a_g^2 - 0.5a_g + 26\right) \left(\frac{F_c}{10}\right)^{0.7} \quad [\text{N/m}] \quad \text{式(4)}$$

2.4 ひび割れ面における鋼材の付着破壊エネルギー

付着破壊エネルギー G_d は、ひび割れを横切る鉄筋の付着強度時まで吸収されたエネルギーに相当するため、図-4のOABで囲まれる面積(付着応力×すべり量)及び付着破壊面積(付着破壊長さ×周長)で得られる。付着破壊領域はひび割れを中心として両方向に進展するため、鉄筋1本の付着破壊エネルギーは式(5)のように表せる。式(5)から(7)の l_{dr} 、 l_{dp} 、 l_{dw} は、それぞれ主筋、PC鋼材、及びせん断補強筋の付着破壊長さ[mm]であり、Danのモデル¹⁶⁾から得られる(式(8))。変数である付着すべり量 S は図-3に示すように、せん断ひび割れに直交する方向の変位 w とひび割れに沿う方向の変位 Δ で決まる。

$$G_{dr} = 2 \times 10^{-3} \times l_{dr} \psi_r n_r \int_0^{S_r \max} \tau_r(S) dS \quad [\text{Nm}] \quad \text{式(5)}$$

$$G_{dp} = 2 \times 10^{-3} \times l_{dp} \psi_p n_p \int_0^{S_p \max} \tau_p(S) dS \quad [\text{Nm}] \quad \text{式(6)}$$

$$G_{dw} = 2 \times 10^{-3} \times l_{dw} \psi_w n_w \int_0^{S_w \max} \tau_w(S) dS \quad [\text{Nm}] \quad \text{式(7)}$$

$$l_{dr} = \frac{2.1(f_{ru} - f_{ry})}{(f_g)^{1.5}} d_r, \quad l_{dp} = \frac{2.1(f_{pu} - f_{py})}{(f_g)^{1.5}} d_p, \quad l_{dw} = \frac{2.1(f_{wu} - f_{wy})}{(f_g)^{1.5}} d_w \quad \text{式(8)}$$

ここで、 $S_{r \max}$ 、 $S_{p \max}$ 、 $S_{w \max}$ はそれぞれ主筋、PC鋼材、せん断補強筋の付着強度時すべり量[mm]、 ψ_r 、 ψ_p 、 ψ_w は主筋、PC鋼材、せん断補強筋の周長[mm]、 n_r 、 n_p 、 n_w はせん断ひび割れを横切る主筋、PC鋼材、せん断補強筋の本数、 τ_r 、 τ_p 、 τ_w は主筋、PC鋼材、せん断補強筋の付着応力[MPa]、 d_r 、 d_p 、 d_w は主筋、PC鋼材、せん断補強筋の直径[mm]である。

式(9)～(12)は本研究で適用された鋼材の付着応力(τ)—すべり(S)関係モデル^{13)~14)}を示す。

主筋の付着応力(τ)—すべり(S)関係¹³⁾

$$\tau_r(S) = \tau_{r \max} (S/S_{r \max})^\alpha, \quad \tau_{r \max} = 0.03c^{0.38} f_c, \quad S_{r \max} = 0.003c \leq 0.17, \quad \alpha = 0.13c^{0.18} \quad \text{式(9)}$$

PC ストランドの付着応力(τ)—すべり(S)関係¹⁴⁾

$$\tau_p(S) = \tau_{p \max} \left[\frac{2S}{S_{p \max}} - \left(\frac{S}{S_{p \max}} \right)^2 \right], \quad \tau_{p \max} = 0.53\sqrt{f_g}, \quad S_{p \max} = 4.0 \times 10^{-3} \phi_p \quad \text{式(10)}$$

丸鋼棒の付着応力(τ)—すべり(S)関係¹⁴⁾

$$\tau_p(S) = \tau_{p \max} \left[\frac{2S}{S_{p \max}} - \left(\frac{S}{S_{p \max}} \right)^2 \right], \quad \tau_{p \max} = 0.31\sqrt{f_g}, \quad S_{p \max} = 0.045 \quad \text{式(11)}$$

せん断補強筋の付着応力(τ)—すべり(S)関係¹³⁾

$$\tau_w(S) = \tau_{w \max} (S/S_{w \max})^\alpha, \quad \tau_{w \max} = 0.015c^{0.38} f_c, \quad S_{w \max} = 0.6, \quad \alpha = 0.4 \quad \text{式(12)}$$

ここで、 τ_{rmax} , τ_{pmax} , τ_{wmax} は主筋, PC鋼材, せん断補強筋の付着強度[MPa], c はカバーコンクリートの厚さ[mm], ϕ_p はPCストランドの公称直径[mm]である。

2.5 ひび割れ面での鋼材の付着滑りエネルギー

図-5はせん断ひび割れ面及び付着破壊領域におけるコンクリート及び鉄筋の変形, 応力, 及びひずみ分布を示す。図-5 (a)に示すように, ひび割れの発生はコンクリート変形の戻り(図-5 (a) ab→ac)及び鉄筋の伸び(図-5 (a) de→df)を伴う。この際, コンクリート及び鉄筋のひずみは, 図-5 (b)に示すように, それぞれ ϵ_{c1} から ϵ_{co} へ, ϵ_{s1} から ϵ_{so} へ変化する。ここで, σ_{co} , σ_{c1} , σ_{so} , 及び σ_{s1} はひび割れ後コンクリートの結合応力[MPa], ひび割れ前コンクリートの引張応力[MPa], ひび割れ後鉄筋の引張応力[MPa], 及びひび割れ前鉄筋の引張応力[MPa], 及び ϵ_{co} , ϵ_{c1} , ϵ_{so} , 及び ϵ_{s1} はそれぞれの応力に対応するひずみである。式(11)のように, 鉄筋の付着破壊後すべりは, ひび割れを中心として両方向へ進展するため, ひび割れ先端部におけるコンクリートの戻り変形量 u_{co} [mm]及び鉄筋の伸び変形量 u_{so} [mm]の和の2倍で表せる。式(13)の u_{co} 及び u_{so} は, 図-5 (a)のacb及びdefから得られるため, 鉄筋のすべり量 S は式(13)のように表現できる。この際, 変数であるコンクリートの戻り変形 u_c 及び鉄筋の伸び変形 u_s は式(14)のようにそれぞれ定義される。この際, 変形の和 u_s+u_c は式(14)のように表現できる。ここで, ϵ_{pe} はプレストレスによるPC鋼材の初期引張ひずみであり, 主筋及びせん断補強筋においては0である。

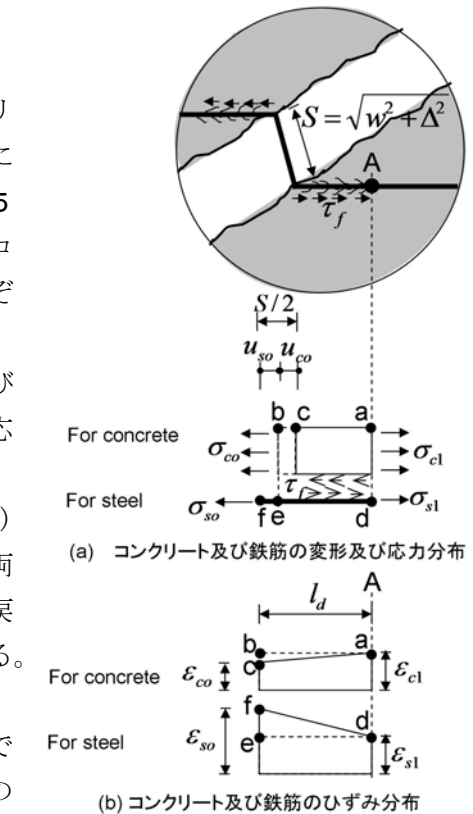


図-5 コンクリートと鉄筋の変形, 応力, 及びひずみ

$$S = 2(u_{co} + u_{so}) = l_d(\epsilon_{so} - \epsilon_{co}) = \sqrt{w^2 + \Delta^2} \quad \text{式(13)}$$

$$u_s = \int \left(\frac{\epsilon_{so} - \epsilon_{s1}}{l_d} S + \epsilon_{s1} + \epsilon_{pe} \right) dS, \quad u_c = \int \left(\frac{\epsilon_{c1} - \epsilon_{co}}{l_d} S - \epsilon_{c1} \right) dS, \quad u_s + u_c = \frac{\epsilon_{so} - \epsilon_{co}}{2l_d} S^2 + \epsilon_{pe} S \quad \text{式(14)}$$

上記の考え方をを用いて, 鋼材の付着滑りエネルギーを表すと, 以下のように表せる。ここで, G_{sr} , G_{sp} , G_{sw} は主筋, PC鋼材, 及びせん断補強筋の付着破壊後滑りエネルギー[Nm]である。付着破壊エネルギー G_d と同様に付着滑りエネルギー(式(15)及び(16))の場合も, 変数は w と Δ である。

$$G_{sr} = 2 \times 10^{-3} \times \psi_{rr} n_r \int_0^{l_d} \tau_{rf} (u_s + u_c) dS = \frac{10^{-3}}{3} \psi_{rr} n_r l_d \tau_{rf} \sqrt{w^2 + \Delta^2} \quad \text{式(15)}$$

$$G_{sp} = \frac{10^{-3}}{3} \psi_p n_p l_{dp} \tau_{pf} \left(\sqrt{w^2 + \Delta^2} + 3\epsilon_{pe} l_d \right), \quad G_{sw} = \frac{10^{-3}}{3} \psi_w n_w l_{dw} \tau_{wf} \sqrt{w^2 + \Delta^2} \quad \text{式(16)}$$

ここで, τ_{rf} , τ_{pf} , τ_{wf} は主筋, PC鋼材, せん断補強筋の摩擦応力[MPa]である。

2.6 ひび割れ面における主筋, PC鋼材, 及びせん断補強筋のダボ変形(キンキング)エネルギー

せん断ひび割れ面における主筋のダボ変形(キンキング)を図-6に示す。図-6に示すように, ダボ変形した主筋の鉛直方向変形は $w \cos \theta + \Delta \sin \theta$ で表される。したがって, ダボ変形エネルギーは式(17)のように表現できる。ここで, A_r 及び $\sigma_{rso} (= E_r \epsilon_{rso})$ は主筋の断面積[mm²]及びひび割れ後伸びによる引張応力[MPa]である。主筋の

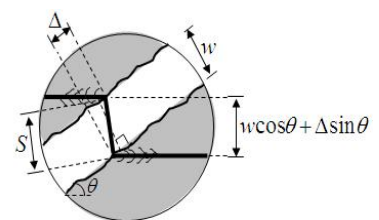


図-6 鉄筋のダボ変形

引張ひずみ ϵ_{so} は式(13)及び(14)から式(17)のように表現できる。ひび割れ後コンクリートの結合ひずみ ϵ_{co} はShahモデル¹⁷⁾から式(17)のように表される。同様な方法でPC鋼材及びせん断補強筋のダボ変形エネルギーを表すと式(18)のようになる。この際、変数は G_d や G_s と同様に w と Δ である。

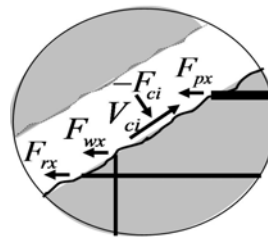
$$G_{kr} = 10^{-3} \times A_r \sigma_{rso} \cos \theta (w \cos \theta + \Delta \sin \theta), \quad \epsilon_{so} = \frac{3G_{sr}}{\psi_r n_r \tau_{rf} l_{dr}^2} + \epsilon_{co}, \quad \epsilon_{co} = \frac{f_t \exp(-0.06103 w^{1.01})}{E_c} \quad \text{式(17)}$$

$$G_{kp} = 10^{-3} \times A_p \sigma_{ps0} \cos \theta (w \cos \theta + \Delta \sin \theta), \quad G_{kw} = 10^{-3} \times A_w \sigma_{wso} \cos \theta (w \cos \theta + \Delta \sin \theta) \quad \text{式(18)}$$

ここで、 f_t 及び E_c はコンクリートの引張強度[MPa]及びヤング係数[GPa], A_p 及び σ_{ps0} は PC 鋼材の断面積[mm²]及びひび割れ後の引張応力[MPa], A_w 及び σ_{wso} はせん断補強筋の断面積[mm²]及びひび割れ後の引張応力[MPa]である。

2.7 力の釣合条件

付着破壊・滑り・ダボ変形エネルギーのいずれも、せん断ひび割れの開き w 及びずれ Δ の関数であり、これらを求めるためには、もう1つの条件が必要である。せん断ひび割れ面におけるコンクリート及び鉄筋などの軸方向成分を図-7に示す。軸力 M に対する釣合条件から、ひび割れ面におけるコンクリート及び鉄筋などの軸方向成分と軸力(外力) N の関係は式(19)及び(20)のようになる。ここで、 f_{ci} 及び v_{ci} は骨材の噛合い効果によって生じるひび割れ面に対する鉛直応力[MPa]及びせん断応力¹⁾[MPa]である。



$$\begin{aligned} N &= -F_{rx} - F_{px} - F_{wx} - F_{ci} \sin \theta + V_{ci} \cos \theta \\ F_{rx} &= \frac{E_r A_r}{2l_d} (w_p \sin \theta - \Delta_p \cos \theta) \\ F_{wx} &= \frac{E_w A_w}{2l_d} (w_p \sin \theta - \Delta_p \cos \theta) \\ F_{px} &= \frac{E_p A_p}{2l_d} (w_p \sin \theta - \Delta_p \cos \theta) + f_{pe} A_p \\ F_{ci} \sin \theta &= f_{ci} b j_r, \quad V_{ci} \cos \theta = v_{ci} b j_r \cot \theta \end{aligned}$$

図-7 せん断ひび割れ面における力の釣合い

$$N = -\frac{(w \sin \theta - \Delta \cos \theta)}{2l_d} [E_p A_p + E_r A_r + E_w b \rho_w j_r \cot \theta] - f_{pe} A_p - b j_r (f_{ci} - v_{ci} \cot \theta) \quad \text{式(19)}$$

$$f_{ci} = -3.83 f_c^{1/3} \left(0.5\pi - \tan^{-1} \left(\frac{w}{\Delta} \right) - \frac{w\Delta}{w^2 + \Delta^2} \right), \quad v_{ci} = 3.83 f_c^{1/3} \frac{\Delta^2}{w^2 + \Delta^2} \quad \text{式(20)}$$

2.8 提案法の計算手順

本提案法では、せん断ひび割れの開き w 及びずれ Δ が変数である。最初に w と Δ を仮定した後、式(20)から f_{ci} 及び v_{ci} を算定し、軸力の釣合条件(式(19))から w を修正する。式(2)～(18)を用いてエネルギー釣合条件(式(1))を満足する Δ を得る。最終的に得られる w が初期せん断ひび割れの予測値になる。

3. 提案モデルによる予測値の検証

3.1 初期せん断ひび割れ幅

DT破壊の場合、初期せん断ひび割れ幅の発生直後、耐力が低下するせん断破壊であるため、初期せん断ひび割れ幅を測定することは困難である。そのため、本検討では、初期せん断ひび割れ発生後も安定な荷重-変形関係を示す曲げ破壊(F)、曲げ降伏後せん断破壊(FS)、せん断引張破壊(ST)、及びせん断圧縮破壊(SC)した試験体5体 ($a/D=1.0, 1.5$; $\eta_p=15.9 \sim 22.5$; $F_c=57.3 \sim 65.2$ MPa) の初期せん断ひび割れ幅¹⁰⁾を用いた。ここで、 a/D はせん断スパン比、 η_p は有効プレストレス比、及び F_c はコンクリートの圧縮強度である。図-8の横軸及び縦軸にはそれぞれ初期せん断ひび割れ幅予測値 w_{cal} 及び実験値 w_{exp} を示す。図から分かるように、実験値/予測値の

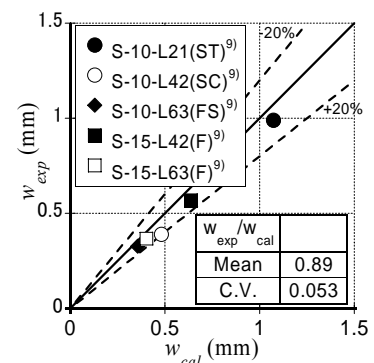


図-8 初期せん断ひび割れ幅の予測値と実験値の比較

平均値が0.89であり、変動係数は0.053であるため提案法による予測値が実験値を精度よく評価したと判断される。しかし、実験データの数が5体と少ないため、PC部材の初期せん断ひび割れ幅に関する実験データの蓄積が必要である。

3.2 破壊モード

3.1節で述べたせん断ひび割れ幅の予測値 w_{cal} は限界ひび割れ幅 w_{cr} との比較によって、破壊モードの予測に用いられる。ここで、限界ひび割れ幅 w_{cr} とは、ひび割れ面における噛合い抵抗力が喪失する最小ひび割れ幅¹⁸⁾を示す。 w_{cr} は式(21)に示すようにコンクリートの破壊エネルギー G_f [N/m]と引張強度 f_t [MPa]を用いたHordijkモデル¹⁸⁾から算定した。初期せん断ひび割れ幅の予測値 w_{cal} が限界ひび割れ幅 w_{cr} より大きい場合、噛合い抵抗力が喪失し、DT破壊すると判定した。図-2に示したPC規準による V_{wc} と V_u の関係に破壊モード予測値と実験値を比較したものを図-9に示す。図-9の●及び○はそれぞれ、提案法による破壊モード予測値が実験値と一致及び不一致するデータを示す。図から分かるように、44体の内、36体における破壊モード予測値が実験値と一致した。提案法による初期せん断ひび割れ幅がDT破壊を精度良く予測したことが分かる。しかし、破壊モードが一致しなかった8体は、いずれも初期せん断ひび割れ幅を過大評価することによって、予測破壊モードがDT破壊となって観測破壊モードと異なる結果となった。破壊モードの判定に影響するコンクリートの破壊エネルギーの算定においては、追加的な研究が必要である。

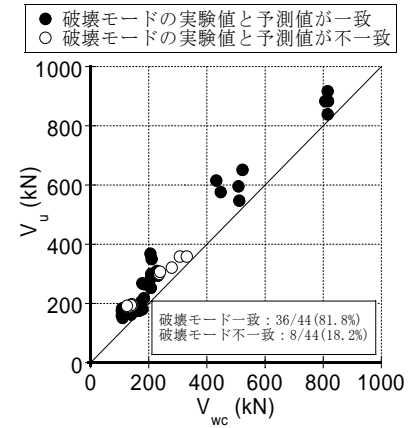


図-9 破壊モードの比較

$$w_{cr} = 5.14 \times 10^{-3} \times (G_f / f_t) \tag{21}$$

4. まとめ

PC部材のDT破壊を防止するための基礎研究として、初期せん断ひび割れ幅を予測できる解析法を提案した。本提案法では、コンクリートのひび割れ面で解放される破壊エネルギーとひび割れを横切る鉄筋などの変形エネルギーとの釣合関係を用いた。提案法により得られたせん断ひび割れ幅の予測値は実験値を精度良く評価できた。提案法から得られたせん断ひび割れ幅を用いた破壊モード予測値が実験値を精度良く評価した(36/44体が一致)。

参考文献

1) Li B. et al., "Modeling of shear transfer in concrete using contact density function," *International Workshop on Concrete Shear in Earthquake*, 1991, pp. 226-235.; 2)湯浅哲広外,"プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究",AIJ大会学術講演梗概集,2002年8月,pp.991-994; 3)浜原正行外,"プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究",AIJ大会学術講演梗概集,1999年9月,pp.1077-1082; 4)浜原正行外,"プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究",AIJ大会学術講演梗概集,2000年9月,pp.965-970; 5)福井剛外,"プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究",AIJ大会学術講演梗概集,2001年9月,pp.955-960; 6)浜原正行外,"プレストレストコンクリート梁のせん断性状に関する研究",AIJ大会学術講演梗概集,1994年9月,pp.1023-1028; 7)福井剛外,"プレストレストコンクリート梁のせん断耐力と靱性に関する実験的研究",AIJ大会学術講演梗概集,1996年9月,pp.877-880; 8)大熊晃外,"プレストレストコンクリート梁のせん断性状に及ぼすプレストレストの影響",AIJ大会学術講演梗概集,1997年9月,pp.847-852; 9)若松慎哉外,"プレストレストコンクリート梁のせん断特性に関する研究",AIJ大会学術講演梗概集,1998年9月,pp.1039-1044; 10)Lee J., "Flexural and shear failure mechanisms of precast/prestressed concrete members," PhD Thesis, Kyoto University, 2013, pp.34-122.11) Gastbled, O. J. et al., "Fracture mechanics model applied to shear failure of reinforced concrete beams without stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 2, 2001, pp. 184-190; 12)Griffith, A. A., "The phenomena of rupture and flow in solids," *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, V. 221, 1921, pp. 163-198; 13) 松本隆明他, "かぶり厚さが異形鉄筋の付着性状に及ぼす影響に関する実験的研究," JCI年次論文報告書, 第26巻, 2004, pp.823-828; 14) 木内康博他, "PC鋼材とコンクリートの付着特性に関する研究," AIJ大会学術講演梗概集, 2000年9月, pp. 1013-1014; 15) Comite Euro-International du Beton, "CEB-FIP Model Code 1990," CEB-FIP, Thomas Telford, 1990, pp. 34-37; 16)Dan J. R. et al., "Bond-Slip Response of Reinforcing Bars Grouted in Ducts," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 5, 2002, pp. 568-576; 17)Gopalaratanam V. S. et al., "Softening response of plain concrete in direct tension," *ACI Proceedings*, V. 82, No. 3, 1987, pp. 345-356; 18) Hordijk, A. D., "Local approach to fatigue of concrete," Ph D Thesis, Delft University of Technology, 1991, pp. 207.