

論文 連層耐震壁の性能評価手法に関する研究

津田 和明^{*1}・江戸 宏彰^{*2}

要旨:鉄筋コンクリート造連層耐震壁の地震時の性能評価時に用いる復元力特性とせん断ひびわれ幅の算定法を考案した。本算定手法では、復元力特性は曲げ変形とせん断変形の和で表すこととし、せん断ひびわれ後のせん断変形とせん断ひびわれ幅の算定にトラス剛性を用いることを特徴としている。このトラス剛性には、軸方向力、外周フレームによる拘束効果及び曲げ降伏の影響を考慮する。また、せん断終局強度は各層トラス機構と連層アーチ機構を仮定することにより算定する。本算定手法を既往の実験結果に適用した結果、本算定手法は十分な精度を有することが確認できた。

キーワード:連層耐震壁、せん断変形、せん断ひびわれ幅、トラス剛性

1. はじめに

建物の設計法は仕様書規定型から性能評価型に移行しつつある。この際、重要なのは、入力地震動、地盤の特性及び建物の性能の評価手法である。本報では、建物の性能の内、鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性（スケルトンカーブ）とせん断ひびわれ幅の算定手法を提案する。本提案手法では、連層耐震壁の復元力特性を曲げ変形とせん断変形の和で算定し、ひびわれ後のせん断変形ができるだけ理論的に導くことにした。さらに本提案手法では、せん断変形算定手法にリンクさせてせん断ひびわれ幅を算定できるようにすることを目標とした。

なお、ここでいう耐震壁とは壁板の両側に柱を有するI型耐震壁である。

2. 復元力特性の算定手法

復元力特性は、曲げ変形とせん断変形の和で評価する。曲げ変形（曲げモーメント～曲率関係）は平面保持仮定に基づき、曲げひびわれ、曲げ降伏及び曲げ終局の事象を考慮し、Tri-Linear型で表す。

せん断変形は、せん断ひびわれ、曲げ降伏及びせん断終局の事象を考慮してTri-Linear型で表

す。せん断変形に曲げ降伏の影響を反映させるのは、図-1（既往実験のせん断力～せん断変形関係^{1,2)}）に示すように曲げモーメントによって生じる脚部の引張側柱主筋及び壁縦筋の降伏に伴って、せん断剛性が大きく低下するためである。このことは、文献3)で既に報告した。

以下、せん断変形算定手法に関して記述する。せん断変形に関して、実際の挙動（曲げ降伏する場合）とモデル化したスケルトンカーブを図-2に示す。なお、本文中の式の単位は力がN、長さがmmである。

1) 第一折れ点 (V_1 , γ_1)

第一折れ点は、せん断ひびわれ点である。せん

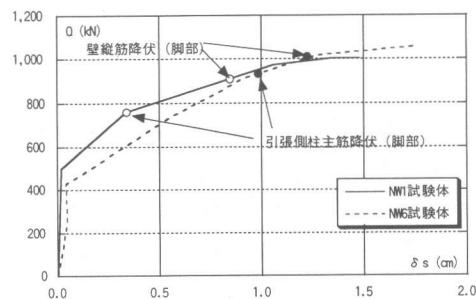


図-1 既往耐震壁実験の
せん断力～せん断変形関係（曲げ降伏の影響）^{1,2)}

*1 (株)大林組技術研究所建築構造研究室副主任研究員 博士(工学) (正会員)

*2 (株)大林組技術研究所建築構造研究室室長 工博 (正会員)

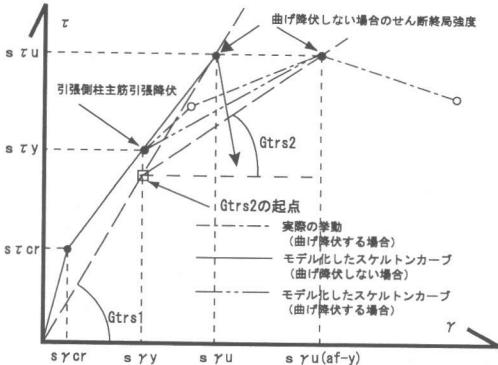


図-2 せん断変形のモデル化

断ひびわれ強度 (V_{cr}) は、式(1)のように主応力度式より求めたせん断ひびわれ強度時せん断応力度 ($s\tau_{cr}$) と応力度法によるせん断に対する形状係数 (κ_s)⁴⁾を用いて算定する。この時のせん断ひずみ度 ($s\gamma_{cr}$) は、式(2)のようにエネルギー法による (κ_e)⁵⁾を用いて算定する。これは、大久保によりせん断弾性剛性は κ_s よりも κ_e を用いる方がより的確に実験結果を評価できることが報告されているためである⁵⁾。

$$V_1 = s\tau_{cr} = s\tau_{cr} t_w \ell / \kappa_s \quad (1)$$

$$s\tau_{cr} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_b^2)}$$

$$\kappa_s = 3(1+u)[1-u^2(1-v)]/[4[1-u^2(1-v)]]$$

$$u = \ell_w / (\ell_w + \sum D)$$

$$v = t_w / b$$

$$\sigma_t = 0.313\sqrt{\sigma_b}$$

$$\gamma_1 = s\gamma_{cr} = s\tau_{cr} / G_e \kappa_e / \kappa_s t_w \ell / A_{all} \quad (2)$$

$$\kappa_e = 72(1+2\alpha\beta)/[1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2]$$

$$\bullet [8/15\alpha(\beta+1/2)^5 - 1/2\alpha(1-\alpha)(\beta+1/2)^4 + 1/4\alpha(1-\alpha)(\beta+1/2)^2 + 1/4(1-\alpha)(1/15-1/2\alpha)]$$

$$\alpha = b/t_w$$

$$\beta = D/\ell_w$$

上式中、 t_w は壁厚、 ℓ は両側柱の中心間距離、 ℓ_w は壁板内法長さ、 σ_t 、 σ_b はそれぞれコンクリートの引張と圧縮強度、 D 、 b は柱のせいと幅、 A_{all} は全断面積、 σ_o は軸方向応力度である。

2) 第二折れ点 (V_2 , γ_2)

第二折れ点は、引張側柱全主筋降伏点または $V_2 = \min(V_y, V_u)$ (4)

$$\gamma_2 = \begin{cases} s\gamma_u & : V_2 = s\gamma_u \\ s\gamma_y & : V_2 = b\gamma_y \end{cases} \quad (3)$$

$$s\gamma_y = (s\gamma_u - s\gamma_{cr})/(sV_u - sV_{cr})_b V_y + s\gamma_u - (s\gamma_u - s\gamma_{cr})/(sV_u - sV_{cr})_s V_u$$

せん断終局強度点とする。

連層耐震壁のせん断終局強度 (V_u) は、各層トラス機構 ($\cot \phi = 1$) と連層アーチ機構を仮定することにより式(5)で算定する。これは、「鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説」⁶⁾(以下、靭性指針と呼ぶ) の連層耐震壁のせん断終局強度算定手法から簡略化した形となっており、文献7)に既に報告しているので、ここでは式の誘導は割愛する。

$$V_u = t_w \ell_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \ell_{wa} v \sigma_b / 2 \quad (5)$$

$$p_{sx} \sigma_y \leq 1/2 v \sigma_b$$

$$\tan 2\theta_i = \sum_{j=1}^n (\alpha_j \sin 2\varphi_j / \tan \varphi_j) / \sum_{j=1}^n (\alpha_j \cos 2\varphi_j / \tan \varphi_j)$$

$$\tan \varphi_j = \sqrt{(j h_w / i \ell_{wa})^2 + 1} - j h_w / i \ell_{wa}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_{sx} \sigma_y / (v \sigma_b)$$

$$v = \max(v_0, v_1)$$

$$v_0 = 0.7 - \sigma_b / 200$$

$$v_1 = 1.698 \sigma_b^{-0.333}$$

上式中、 $p_{sx} \sigma_y$ は計算対象層 (i 層) の壁横筋(壁上下の中間梁主筋とスラブ筋の合計の半分も壁板内に均等に配されていると仮定する)の鉄筋比に降伏強度を乗じた値、 n は全層数、 α_i は耐震壁の水平外力分布係数、 ℓ_{wa} 、 ℓ_{wb} はトラスとアーチ機構の等価壁長さである。なお、コンクリート圧縮強度の有効係数 (v) には、CEB に示されている式 (v_0) も採用した。

せん断終局強度時せん断ひずみ度 ($s\gamma_u$) は、せん断終局強度と軸方向応力度 (σ_o) 分シフトさせたトラス剛性線 (G_{trs1}) との交点とし、式(6)で算定する。

$$\gamma_u = \tau_u / G_{trs1} - \sigma_o / (K_x \tan \theta_b) \quad (6)$$

$$\tau_u = V_u / (\ell_w t_w)$$

$$G_{trs1} = 1/[1/(K_x \cos^2 \theta_b \sin^2 \theta_b) + \tan^2 \theta_b / K_x + 1/(K_y \tan^2 \theta_b)]$$

$$K_x = 0.7 E_c$$

$$K_x = p_{sx} E_s + K_f$$

$$K_y = p_{sy} E_s$$

上式中、 E_c 、 E_s はコンクリートと鉄筋のヤング係数である。このトラス剛性が鉄筋コンクリート造平板のせん断ひびわれ後のせん断性状を表すのに有効であることは、文献8)に示した。曲げせん断下耐震壁においては、鉛直方向バネ

(K_y) に両側柱の主筋も考慮する (p_{sy} : 縦筋比に含む)。水平方向バネ (K_x) には、終局強度算定時と同様に壁板上下の中間梁主筋とスラブ筋を考慮する。最上層壁板の上部及び最下層壁板の下部の梁には、地震時に大きなひびわれが発生する可能性は小さく、これらと側柱による変形拘束の影響が大きいと考えられることから、ここでは、最上層と最下層の耐震壁に外周フレームによる拘束効果を考慮する。一層の耐震壁試験体において、この拘束効果の考慮が必要であることは、文献3)に報告した。ここでは、文献3)と同様に外周フレームによる拘束効果を水平方向抵抗バネ (K_f) として考慮する。 K_f は、両側柱を等分布荷重を受ける梁（境界条件は連層耐震壁の場合は片端固定、他端回転及び軸方向変形拘束、一層耐震壁の場合は両端固定）と仮定し、作用する等分布荷重（水平方向応力度に壁厚を乗じた値）と側柱の平均たわみ量（両側柱とも同様に変形すると仮定）より算定される。これを式で表せば、式(7)となる。

$$K_f = \alpha E_c I_e \ell / (t_w h^4) \quad (7)$$

$\alpha = 22.5$: 連層耐震壁の場合

$\alpha = 360$: 一層耐震壁の場合

上式中、 E_c はコンクリートのヤング係数、 I_e は側柱の断面二次モーメント、 h は連層耐震壁の場合の階高、一層耐震壁の場合は内法高さとする。 K_f を弾性と仮定したのは、圧縮側柱は終局近傍まではほぼ弾性を維持し、実際には壁板部分も側柱の曲げ剛性に関与すると考えたためである。また、せん断変形を無視したのは、一般的に曲げ変形に比べ影響が小さいためである。

次に、トラス剛性の主圧縮方向角度 (θ_b) の算定方法についてまとめる。 θ_b の算定方法として、以下の三つの方法を考えた。

① $\theta_b = 45^\circ$ とする場合

② せん断終局強度時の角度とする場合：せん断終局強度時角度 (θ_u) は、トラスとアーチの各機構によって生じるコンクリート圧縮束の合力の角度であり、式(8)で算定する。式中、 V_{ts} , V_{as} は、それぞれトラス機構

とアーチ機構の負担せん断力を示す。

$$\begin{aligned} \tan 2\theta_u &= (\sigma_2 \sin 2\theta + \sigma_2 \sin 2\varphi) \\ &\quad / (\sigma_2 \cos 2\theta + \sigma_2 \cos 2\varphi) \quad (8) \\ \sigma_2 &= 2_{ts} \tau_u / \sin 2\varphi, \quad _{ts} \tau_u = _{ts} V_u / (\ell_{wt} t_w) \\ \sigma_2 &= 2_{as} \tau_u / \sin 2\theta, \quad _{as} \tau_u = _{as} V_u / (\ell_{wa} t_w) \end{aligned}$$

③ 最小ポテンシャルエネルギーの原理に基づく場合：あるせん断力作用時のポテンシャルエネルギーを最小とするためには、トラス剛性を最大とすれば良いことから、トラス剛性式を角度で微分し、式(9)を得る。この式を満足する角度が主圧縮方向角度となる。

$$\begin{aligned} (1/K_x - 1/K_y) \cos^4 \theta_b - 2(1/K_2 + 1/K_x) \cos^2 \theta_b \\ + 1/K_2 + 1/K_x = 0 \quad (9) \end{aligned}$$

上記三つの手法の内、平板に関しては③の手法が有効であることを文献8)に報告した。曲げせん断下耐震壁において、どの手法が有効であるかは、既往の実験結果に適用して判断する。

なお、第二折れ点がせん断終局強度で決定される場合は、第二折れ点を終局点とする。

3) 終局点 (V_u , γ_u)

第二折れ点が引張側柱全主筋降伏で決定する場合には、終局点としてせん断終局強度点を設定する。この時の強度 (V_u) は、第二折れ点時に算定したせん断終局強度 (sV_u) をそのまま用いることとする。

この時のせん断ひずみ度 (γ_u) は、図-2に示したポイントを起点とするトラス剛性線 (G_{trs2}) と sV_u との交点とする。ここでトラス剛性は、第二折れ点算定時のトラス剛性 (G_{trs}) から、水平方向バネに関しては水平方向抵抗バネ (K_f) を、鉛直方向バネに関しては引張側柱全主筋と壁板縦筋の2/3を省く。これは、これら省いたバネが曲げ降伏後にはトラス剛性に寄与しないと考えたためである。

4) 曲げ降伏後の限界変形点

これに関しては「革性指針」（コンクリートの有効圧縮強度を部材角に伴って低減する手法）に従い、限界部材角 (R_u : 水平外力の重心高さ位置で判定) で定義する。

3. 復元力特性算定法の検証

2章に示した復元力特性算定手法を既往の実験結果に適用することによって、算定手法の検証を行う。

1) 外周フレームによる水平方向抵抗バネ (K_f)

ここでは、水平方向抵抗バネ (K_f) について検証を行う。適用対象とする既往実験^{1,9)}は一層耐震壁試験体の水平力載荷実験であり、せん断力～せん断変形関係が示されているものである。 K_f を考慮した場合と無視した場合の計算（トラス剛性の主圧縮方向角度は 45° とした）から得られたせん断力～せん断変形関係を実験結果と比較して、図-3に示す。同図から、 K_f を考慮した場合の方が実験結果と良く対応しており、 K_f の有効性が分かる。

2) トラス剛性の主圧縮方向角度 (θ_b)

ここでは、2章で示した三つの主圧縮方向角度 (θ_b) の算定方法の内、最も有効な手法を選択する。適用対象とする既往実験は前項と同じである。計算 (K_f 考慮) より得られたせん断力～せん断変形関係を実験結果と比較して図-4に示す

(最小ポテンシャルエネルギーの原理に基づく場合は、mpe法で示した)。同図から、実験結果と最も対応が良いのは、最小ポテンシャルエネルギーの原理に基づいて θ_b を算定した場合であることが分かる。また、シアスパン比 (M/QD) が1.5程度以下であれば、角度を 45° としても差し支えないものと思われる。終局強度時の角度は、全般的に小さな値（傾斜が大きい）となっており、この角度を採用した場合のせん断力～せん断変形関係は実験結果と対応しない。

3) 復元力特性（連層耐震壁を対象）

ここでは既往の連層耐震壁試験体の実験^{10,11)}に本提案手法を適用し、本提案手法の精度を検証する。既往実験は、SP-1試験体が2層（頂部加力： $M/QD=1.06$ 、水平変形は1層頂部）、他の2体が3層（各層加力： $M/QD=1.10$ 、水平変形は3層頂部）である。本提案手法を適用して得られたせん断力～水平変形関係を図-5に示す。SP-1試験体に関しては、曲げ変形、せん断変形の情報が示されていたので、それらも計算結果と比較して示す。また、計算でのトラス剛性の主圧縮方向

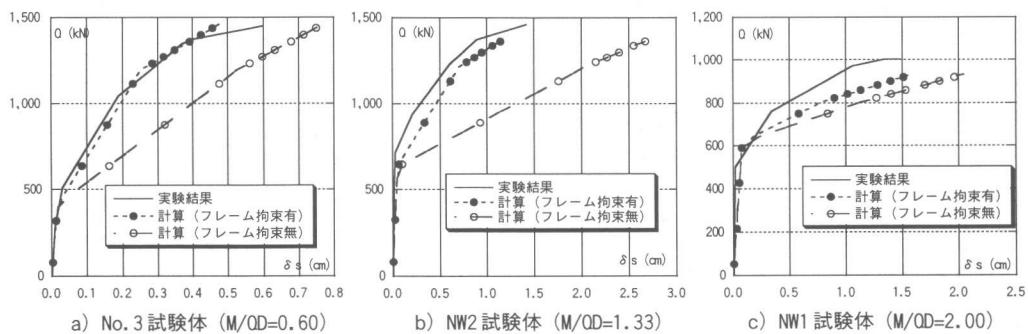


図-3 せん断力～せん断変形関係の比較（フレーム拘束の有無： $\theta_b=45^\circ$ ）^{1,9)}

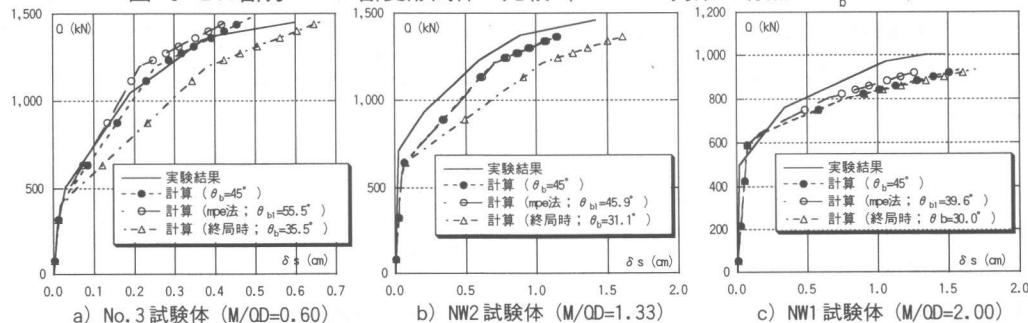


図-4 せん断力～せん断変形関係の比較（主圧縮方向角度算定法の違い：フレーム拘束有）^{1,9)}

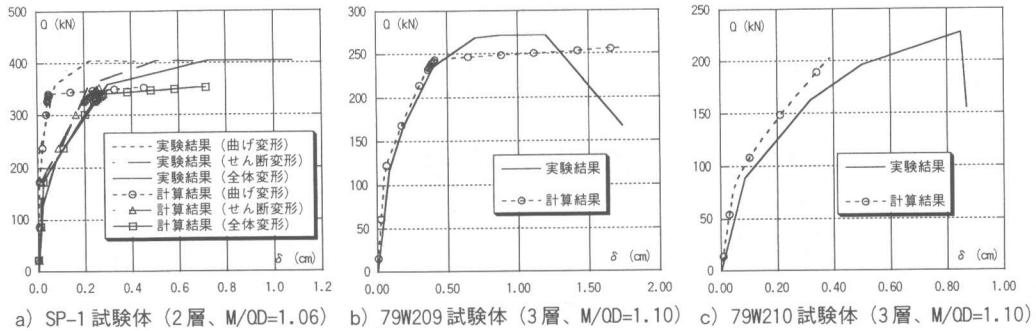


図-5せん断力～水平変形関係の比較 ($\theta_b = 45^\circ$)^{10,11)}

角度は、シアスパン比が1.50よりも小さいので 45° とした。

各計算結果は、終局強度をやや低めに評価しているが、ひびわれ後の剛性はほぼ的確に評価できている。今後は、より的確な終局強度の算定手法を検討する必要がある。

4. せん断ひびわれ幅の算定手法

ここでは、せん断ひびわれ幅の算定手法を提案し、それを既往実験に適用しその精度を検証する。以下に示す算定手法は最大応答変位時の平均せん断ひびわれ幅を対象としており、最大及び残留ひびわれ幅に関しては既往研究^{12,13)}を参考に、最大は平均の1.5倍、残留は最大応答変位時の1/2とする。

せん断ひびわれ幅 (W_{cr}) は、式(10)のように平均的な最大主ひずみ度 (ε_1) にひびわれ間隔 (ℓ_{cr}) を乗じることによって算定する。

$$W_{cr} = \ell_{cr} \varepsilon_1 \quad (10)$$

平均的な最大主ひずみ度 (ε_1) は、最大応答変位時のせん断ひずみ度 (γ) と相関させ、トラス剛性に立脚して導いた以下の手法より求める。

せん断ひずみ度 (γ) が設定したせん断応力度～せん断ひずみ度関係の第二折れ点以下である場合は、式(11)より算定する。式(11)中の α_1 , β_1 は $\theta_b = 45^\circ$ の場合は式(12)となり、比較的簡潔な形で表される。

$$\varepsilon_1 = \alpha_1 \gamma + \beta_1 \quad (11)$$

$$\alpha_1 = [\tan \theta_b / K_x + 1 / (K_y \tan \theta_b)] G_{ns1} + 1 / (K_z \cos \theta_b \sin \theta_b) G_{ns2}$$

$$\beta_1 = [-1 / (K_z \cos^2 \theta_b) + (1 - \tan^2 \theta_b) / K_x] G_{ns1} \sigma_0 / K_y$$

$$\alpha_1 = (1/K_x + 1/K_y + 2/K_z) G_{ns1} \quad (12)$$

$$\beta_1 = -G_{ns1} 2/K_z \sigma_0 / K_y$$

第二折れ点以上の場合は、式(13)より算定する。 $\theta_b = 45^\circ$ の場合は式(13)の α_2 も α_1 と同様に簡潔な形となる。また、 β_2 の ε_1 と γ は第二折れ点時の値であり、式(11)を満足する。

$$\varepsilon_1 = \alpha_2 \gamma + \beta_2 \quad (13)$$

$$\alpha_2 = [\tan \theta_b / K_x + 1 / (K_y \tan \theta_b)] G_{ns2}$$

$$+ 1 / (K_z \cos \theta_b \sin \theta_b) G_{ns2}$$

$$\beta_2 = \varepsilon_1 - \alpha_2 \gamma$$

ひびわれ間隔 (ℓ_{cr}) は、松崎らの提案¹³⁾に従い、「プレストレス鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計指針・同解説」¹⁴⁾（以下、PRC指針と呼ぶ）に示された式(14)により算定する。

$$\ell_{cr} = 2(C + S/10) + k d_b / p_e \quad (14)$$

$$C + S/10 \leq t_w / n$$

$$p_e = a_t / (2C + d_b) S \leq p_w$$

上式中、 C はかぶり厚さ、 S は鉄筋間隔、 d_b は鉄筋径、 a_t は鉄筋断面積である ($k=1.0$)。なお、 ℓ_{cr} は縦筋と横筋の平均とする。

また、志賀ら¹²⁾と柳下ら¹⁵⁾が実験結果の分析より導いたせん断ひびわれ幅の算定式を式(15), (16)に示す。

$$W_{cr} = 0.171(\gamma 10^3) + 0.045 \quad (15)$$

$$W_{cr} = W_s / N \quad (16)$$

$$W_s = 106(0.04 - p_s) R$$

$$N = 5.9(p_s + 0.0009)(R - 0.0005) / (R + 0.001)(1 + \sigma_0 / 200)$$

式(16)中、 R は部材角である。

上述した三つの手法を既往実験結果^{10,16,17)}に適用して得られた部材角（またはせん断ひずみ度）～平均（または最大）せん断ひびわれ幅関係を実験結果と比較して図-6に示す。

柳下らの手法は、壁筋量が多く、シアスパン比

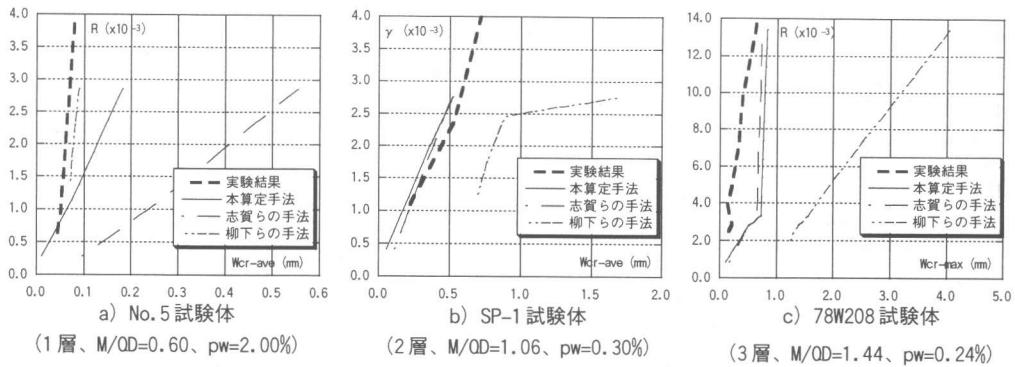


図-6 部材角（せん断ひずみ度）～平均（最大）せん断ひびわれ幅関係の比較^{10,16,17)}

が比較的小さい場合は実験結果と良い対応を示し、志賀らの手法は壁筋量が少ない場合に実験結果と良好に対応した。本提案手法は、全般的に三者の中で最も実験結果との対応が良く、有効な算定手法であることが分かる。今回は、ひびわれ間隔算定手法をPRC指針に準じたが、本来、この手法はPRC部材の曲げひびわれを対象としたものであり、今後、より合理的なひびわれ間隔算定手法を検討する必要がある。

5.まとめ

建物の設計法が性能評価型に移行するに当たって、鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元

力特性とせん断ひびわれ幅算定手法を提案した。本提案手法の主な特徴は、以下の通りである。

1) せん断ひびわれ後のせん断変形をトラス剛性を用いて算定する。その際、軸方向力、外周フレームによる拘束効果及び曲げ降伏の影響を考慮する。

2) せん断変形算定手法にリンクさせてせん断ひびわれ幅を算定する。

本提案手法を既往の耐震壁の実験結果に適用した結果、本提案手法は十分な精度を有することが分かった。今後、より合理的なひびわれ間隔の算定法等を検討し、さらに精度を向上させたい。

参考文献

- 松本和行、壁谷澤寿海：高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、12-2, pp.545-550, 1990.
- 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建物の超軽量化・超高層化技術の開発、平成3年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術研究センター、面材WG, pp.4-8-1 ~ 4-8-13, 1992.3.
- 津田和明、高田香織：鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性の評価に関する研究（その2, 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV, pp.367-370, 1999.9.
- 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建物の超軽量化・超高層化技術の開発、平成4年度構造性能分科会報告書、(財)国土開発技術研究センター、pp. IV-9 ~ 10, 1993.3.
- 大久保全陸：腰壁、たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の塑彈性挙動に関する実験的研究（その2. 剛性および終局曲げ強度に関する考察）、日本建築学会論文報告集、第207号、pp. 9-17, 1973.5.
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1990.8.
- 津田和明、江戸宏彰：鉄筋コンクリート造連層耐震壁のせん断強度算定手法、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV, pp.733-734, 2000.9.
- 津田和明：面内せん断力を受ける平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価法 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価に関する研究（その1）、日本建築学会構造系論文集、第517号、pp.125-132, 1999.3.
- 前田安治ほか：高強度コンクリートを用いた耐震壁の復元力特性に関する研究－（その1）水平加力実験－、前田技術研究所報、Vol.27, pp.97-107, 1986.
- 志賀敏男ほか：曲げ破壊型RC造耐震壁の被災度判定及び補修効果に関する実験（I, II, III）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.2175-2180, 1983.9.
- 佐藤稔雄ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究（その10）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1625-1626, 1980.9.
- 志賀敏男ほか：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形履歴とひび割れ量、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1853-1854, 1984.10.
- 酒井栄典ほか：RC部材のせん断ひび割れに係わる損傷限界の評価（その2 耐震壁の場合）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV, pp.15-16, 2000.9.
- 日本建築学会：プレストレス鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計・施工指針・同解説、1996.4.
- 柳下和男ほか：建屋の復元力特性に関する研究（その61：耐震壁のせん断ひび割れ本数およびひび割れ幅の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1121-1122, 1986.8.
- 千葉脩ほか：建屋の復元力特性に関する研究（その8, 9）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1509-1512, 1983.9.
- 小野新ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究（その8）、日本建築学会関東支部研究報告集、pp.121-124, 1979.