

論文 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の水平力分布がせん断終局強度に及ぼす影響に関する研究

武田 高太朗*1・津田 和明*2

要旨: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁のせん断終局強度に対する水平力分布の影響に関する研究はほとんどない。FEM 解析により求めた最大耐力と、既往算定式によるせん断終局強度を比較した結果、シアスパン比の大小に応じて、算定精度が変動することが分かった。この算定結果は、FEM 解析結果と良好に対応した。そこで、筆者らの一層耐震壁のせん断終局強度算定法に水平力分布の影響を反映する手法を考案した。

キーワード: 鉄筋コンクリート造, 連層耐震壁, 水平力分布, せん断終局強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断終局強度算定法として、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」¹⁾ (以下、終局指針と称す) に示された式 (以下、終局指針式と称す)、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説」²⁾ に示された式 (以下、耐震性能評価指針式)、広沢式³⁾がある。更に、筆者らによる提案手法⁴⁾がある。これら算定法の各層加力を受ける連層耐震壁への適用性は明確にはなっていない。そこで、その算定精度を検証し、問題がある場合には、その対応手法を考案することにした。

2. 既往算定式

2.1 終局指針式

終局指針式は、アーチ機構とトラス機構を仮定した半理論的な式であり、式(1)～(5)で表される。

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy}}{\nu \sigma_B} \quad (3)$$

$$\nu = \begin{cases} 0.7 - \sigma_B / 200 & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (4)$$

$$\cot \phi = 1.0 \quad (5)$$

式(1)、(2)中、 t_w は壁厚、 p_s は壁板のせん断補強筋比、 h_w は耐震壁の高さ、 ϕ はトラス機構のコンクリート圧縮束の角度、 l_{wa} および l_{wb} はトラス機構およびアーチ機構の等価壁長さである。これらの単位は SI 単位系で、力が N、距離が mm である。

2.2 耐震性能評価指針式

各層トラスと連層アーチ機構 (各層の圧縮ストラットは、最下層脚部を目指す) を仮定した以下の式で算定する。連層アーチ機構の概念を図-1 に示す。

$$V_u = t_w l_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu_0 \sigma_B / 2 \quad (6)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_{sx} \sigma_y / (\nu_0 \sigma_B) \quad (7)$$

$$\nu_0 = \begin{cases} 0.8 - \sigma_B / 200 & \sigma_B \leq 70 \text{ N/mm}^2 \\ 1.907 \sigma_B^{-0.34} & \sigma_B > 70 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 $p_{sx} \sigma_y$ は壁上下のスラブ筋、梁主筋の合計 (最上層上部および最下層下部以外) の半分を考慮する。 l_{wb} 、 l_{wa} はそれぞれトラスとアーチ機構の有効壁長さである。各層の連層アーチ機構のコンクリート圧縮束角度 (i 層の角度を θ_i とする) は、各層に作用する水平力比 α_i を用いて式 (9) で算定する。

$$\tan 2\theta_i = \frac{\sum_{j=i}^n (\alpha_j \sin 2\psi_j / \tan \psi_j)}{\sum_{j=i}^n (\alpha_j \cos 2\psi_j / \tan \psi_j)} \quad (9)$$

$$\tan \psi_j = \sqrt{(j h_w / l_{wa})^2 + 1} - j h_w / l_{wa} \quad (10)$$

n は全層数、 $j h_w$ は最下層脚部から j 層の水平力作用位置までの相対高さ、 l_{wa} は最下層アーチ機構の有効壁長さ、 ψ_j は合成前の各層のアーチ機構の角度である。

2.3 広沢式

広沢式は数多くの実験結果の分析より導いた実験式であるが、コンクリートの負担分と壁板横筋による負担を区分しており、前者がアーチ機構、後者がトラス機構とみなすことができる。広沢式を式(11)に示す。

*1 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科 (学生会員)

*2 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科 教授 博士 (工学) (正会員)

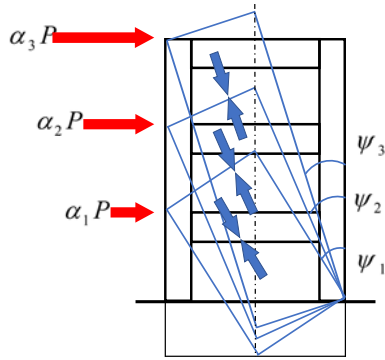


図-1 連層アーチ機構の概念

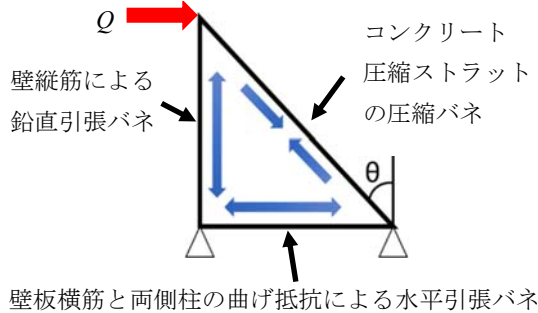


図-2 本提案手法におけるトラス機構の概念

$$Q_{su} = \left\{ \begin{array}{l} 0.068 p_t^{0.23} (18 + \sigma_B) \\ \sqrt{\frac{M}{Q \ell_{aw}} + 0.12} \\ + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \end{array} \right\} bj \quad (11)$$

式(11)中の p_t は引張鉄筋比, $M/Q\ell_{aw}$ はせん断スパン比, p_w はせん断補強筋比, σ_B はコンクリート圧縮強度, σ_{wy} はせん断補強筋降伏強度, σ_0 は軸方向応力度, b は等価厚さ, j は応力中心間距離, せん断スパン比中の ℓ_{aw} は壁全長である。

2.4 筆者らの提案手法

基本的に, 耐震壁のせん断抵抗機構として, 図-2 に示すトラス抵抗機構を仮定している。

これは, コンクリートの斜め圧縮バネと鉛直方向と水平方向の引張バネで構成される。鉛直バネは側柱の主筋と壁板の縦筋, 水平バネは壁板横筋と側柱による曲げ抵抗バネ(詳細は後述)により形成される。そして, 斜めと水平方向のバネのどちらかが, 強度に達した時を耐震壁のせん断終局強度とする。詳細については, 既報⁴⁾を参照願いたい。

$$Q_{su} = \min(Q_{cc}, Q_{hy}) \quad (12)$$

式(12)中, Q_{cc} はコンクリートの斜め圧縮バネの強度で決定されるせん断終局強度, Q_{hy} は壁板横筋の降伏で決定するせん断終局強度でそれぞれ式(13), (14)で求める。

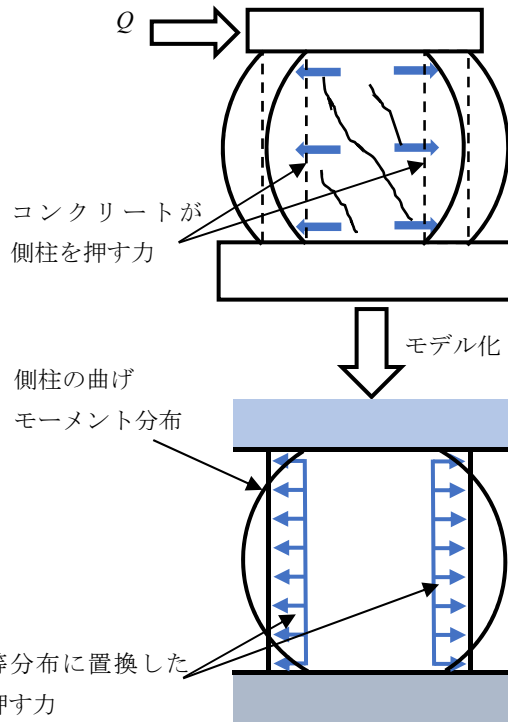


図-3 側柱の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性の概念

$$Q_{cc} = \frac{v \sigma_B \sin 2\theta}{2} \ell_a t_w \quad (13)$$

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} (\ell_w + D_c) t_w \quad (14)$$

式(13), (14)中の σ_B はコンクリート圧縮強度, σ_{hy} は壁板横筋の降伏強度, ℓ_a は有効壁長さ, ℓ_w は両側柱の芯々間距離, D_c は側柱せい, t_w は壁厚である。

コンクリートの有効圧縮強度係数 v は, 式(15)のように圧縮強度に応じて, Nielsen の下限式と CEB 式により算定する。

$$v = \begin{cases} 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (15)$$

耐震壁の有効壁長さ ℓ_a は, 式(16)で求める。

$$\ell_a = \ell_w + D_c - h_a \tan \theta \quad (16)$$

式(16)中の h_a は引張側端部での圧縮ストラットの最下端から壁脚部までの距離であり, 式(17)で算定する。

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{2K_x} \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (17)$$

ここで, 主圧縮方向角度 (θ) は式(18)で算定する。

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y} \right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (18)$$

式(18)中の水平方向、鉛直方向の単位面積当たりの平均バネ剛性 K_x, K_y は式(19), (20)で算定する。

$$K_x = K_f + p_{wh} E_{hs} = \frac{360 E_c I_c \ell_w}{t_w h_0^4} + p_{wh} E_{hs} \quad (19)$$

$$K_y = 2 p_{cgd} E_{cs} + p_{wvd} E_{vs} \quad (20)$$

式(19)中の K_f は、側柱の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性である。この式は、引張側、圧縮側の柱が同様に変形すると仮定し、それらが等分布荷重を受ける両端固定梁とみなした場合の平均たわみ量を両側柱芯々間距離で除すことにより求めた。この概念を図-3に示す。式(19), (20)中の $E_c, E_{hs}, E_{vs}, E_{cs}$ はコンクリート、壁板横筋、縦筋および側柱主筋のヤング係数、 I_c は側柱の断面二次モーメント、 p_{wh} は壁板横筋比であり、 p_{we}, p_{wv} は側柱主筋比、壁板縦筋比である。

また、 K_2 は斜め圧縮方向のバネ剛性であり、式(21)で算定する。

$$K_2 = 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 \sigma_B + 0.8} \quad (21)$$

3. 既往算定法の精度検証

連層耐震壁のせん断性状に関する既往実験結果が少なく十分な精度検証が行えないため、FEM 解析結果を用いて検証対象を増やすことにした。

FEM 解析には、「FINAL」を用いた。まず、柴田ら⁵⁾⁶⁾⁷⁾、佐藤ら⁸⁾の実験結果のシミュレーション解析を行い、解析仮定の妥当性を確認後、柱主筋を弾性としたパラメトリック解析を行うことにした。解析モデルを図-4に示す。79W209, 79W210 は壁厚のみが異なるため、モデル図は同じである。各試験体の諸元を表-1に材料特性を表-2に示す。表-2中の σ_B はコンクリート圧縮強度、 σ_{sy} は主筋降伏強度、 σ_{hy} は壁横筋降伏強度である。

解析で荷重は、所定の水平力比に従い、モデル端部に水平力を与えた(荷重増分)。コンクリートは四辺形要素とした。テンションスティフニング特性は出雲らのモデル⁹⁾($C=1.0$)、コンクリートの圧縮応力度～ひずみ度曲線

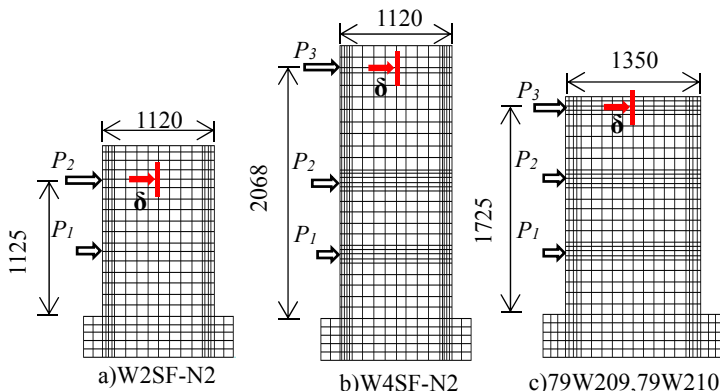


図-4 解析モデル

は修正 Ahmad モデル¹⁰⁾、ひび割れ面のせん断伝達特性は長沼モデル¹¹⁾、圧縮強度到達後のひずみ軟化域曲線は修正 Ahmad モデル、圧縮破壊条件は Kupfer-Gerstle の提案¹²⁾方法、ひび割れ後の圧縮強度低減方法は長沼の提案式により低減、ひび割れ後の圧縮強度時ひずみ度は低減しなかった。

シミュレーション解析より得られた W2SF-N2, W4SF-N2, 79W209, 79W210 試験体の水平荷重～水平変位(モデル頂部梁中央)関係を実験結果と比較して、図-5に示す。また、実験の最終破壊状況と解析の最大耐力時損傷状況の比較を図-6に示す。解析は荷重増分で行ったため、明確な最大耐力は得られない。ここでは解析最大耐力をモデル頂部梁中央の水平変位に対する部材角が 1/100 に達した時と定義した。

各試験体とも実験結果と FEM 解析結果は良好に対応した。これより、解析仮定は妥当と判断し、パラメトリック解析を行うことにした。

パラメトリック解析の諸元を表-3に示す。パラメトリック解析は水平力比をパラメーターとして 51 ケース行った。水平力比は P_1 を基準に、せん断力比が変化していくように設定した。表中の四角で囲まれている比は、既往実験と同じものである。

次に、各既往算定法の精度検証を行った。この結果を図-7に示す。縦軸は強度比(FEM 最大耐力/せん断終局強度計算値)、横軸はせん断スパン比(M/QD)である。各図には最少二乗法による回帰直線を示した。学会指針式と耐震性能評価指針式は同じグラフに示した。それらの強度比はせん断スパン比の大小によって、変動することが分かった。また、各試験体の FEM 最大耐力/せん断終局強度計算値の平均値と変動係数を示した。筆者らの提案手法の平均値が最も 1.0 に近く、変動係数が最も小さいことから、筆者らの提案手法に水平力分布を考慮することにした。

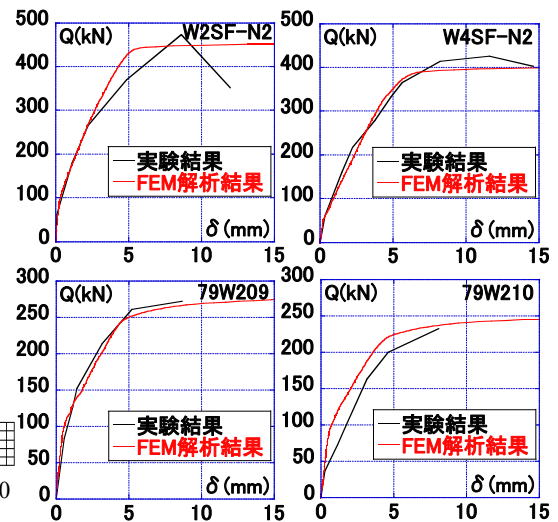


図-5 既往実験結果と FEM 解析結果の比較

表-1 試験体諸元

試験体名		W2SF-N2	W4SF-N2	79W209	79W210
側柱	b × D (mm)	150×120	150×120	150×150	150×150
	主筋	4-D10	4-D13	8-D10	8-D10
	芯筋	2-D19	2-D25	—	—
	せん断補強筋	4Φ@50	4Φ@50	4Φ@60	4Φ@60
側梁	b × D (mm)	150×150	150×150	150×150	150×150
	主筋	4-D10	4-D13	4-D10	4-D10
	せん断補強筋	4Φ@50	4Φ@50	4Φ@60	4Φ@60
壁板	壁厚 t_w	1階 50 2階 40	1階 50 2階 40	45	30
	せん断補強筋 ﾀﾞﾂ・ｺｺ	1階 4Φ@60 2階 4Φ@120	4Φ@60	4Φ@ 120	4Φ@120

表-2 材料特性

	σ_B (N/mm ²)	$s \sigma_y$ (N/mm ²)	σ_{hy} (N/mm ²)
W2SF-N2	30.6	380.7	374.9
W4SF-N2	34.5	384.4	374.9
79W209	26.7	313.7	262.7
79W210	24.6	313.7	262.7

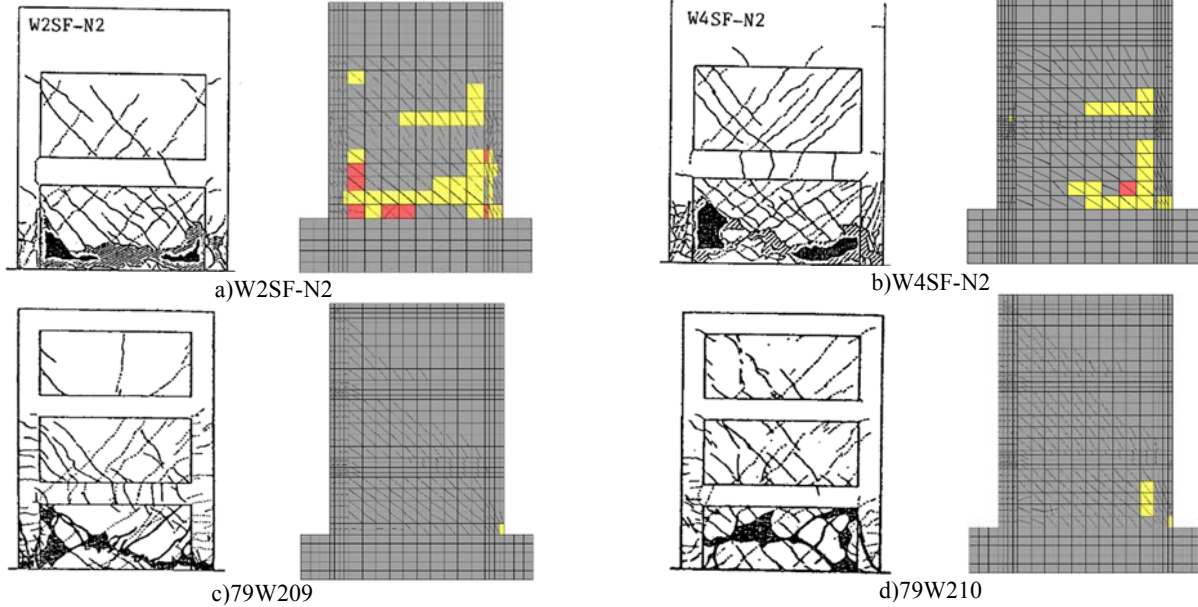


図-6 実験の最終破壊状況と解析の最大耐力時損傷状況の比較

表-3 解析諸元

 : 既往実験と同じ

試験体名	$P_1:P_2$	M/QD
W2SF-N2	0 : 1	1.004
	1 : 0	0.468
	1 : 0.5	0.647
	1 : 1	0.736
	1 : 1.5	0.790
	1 : 2	0.825
	1 : 2.5	0.851
	1 : 3	0.871

試験体名	$P_1:P_2:P_3$	M/QD
W4SF-N2	0 : 0 : 1	1.846
	1 : 0 : 0	0.468
	1 : 1 : 1	1.107
	1 : 1 : 2	1.291
	1 : 2 : 2	1.234
	1 : 2 : 3	1.336
	1 : 2 : 7	1.540
	1 : 3 : 3	1.289
	1 : 3 : 4	1.358
	1 : 4 : 4	1.319
	1 : 4 : 5	1.372
	1 : 5 : 5	1.334
	1 : 5 : 6	1.381
1 : 6 : 6	1.352	
1 : 6 : 7	1.387	

試験体名	$P_1:P_2:P_3$	M/QD
79W209/ 79W210	0 : 0 : 1	1.278
	1 : 0 : 0	0.389
	1 : 1 : 1	0.833
	1 : 1 : 2	0.944
	1 : 2 : 2	0.922
	1 : 2 : 3	0.981
	1 : 3 : 3	0.960
	1 : 3 : 4	1.000
	1 : 4 : 4	0.981
	1 : 4 : 5	1.011
	1 : 5 : 5	0.995
	1 : 5 : 6	1.019
1 : 6 : 6	1.004	
1 : 6 : 7	1.024	

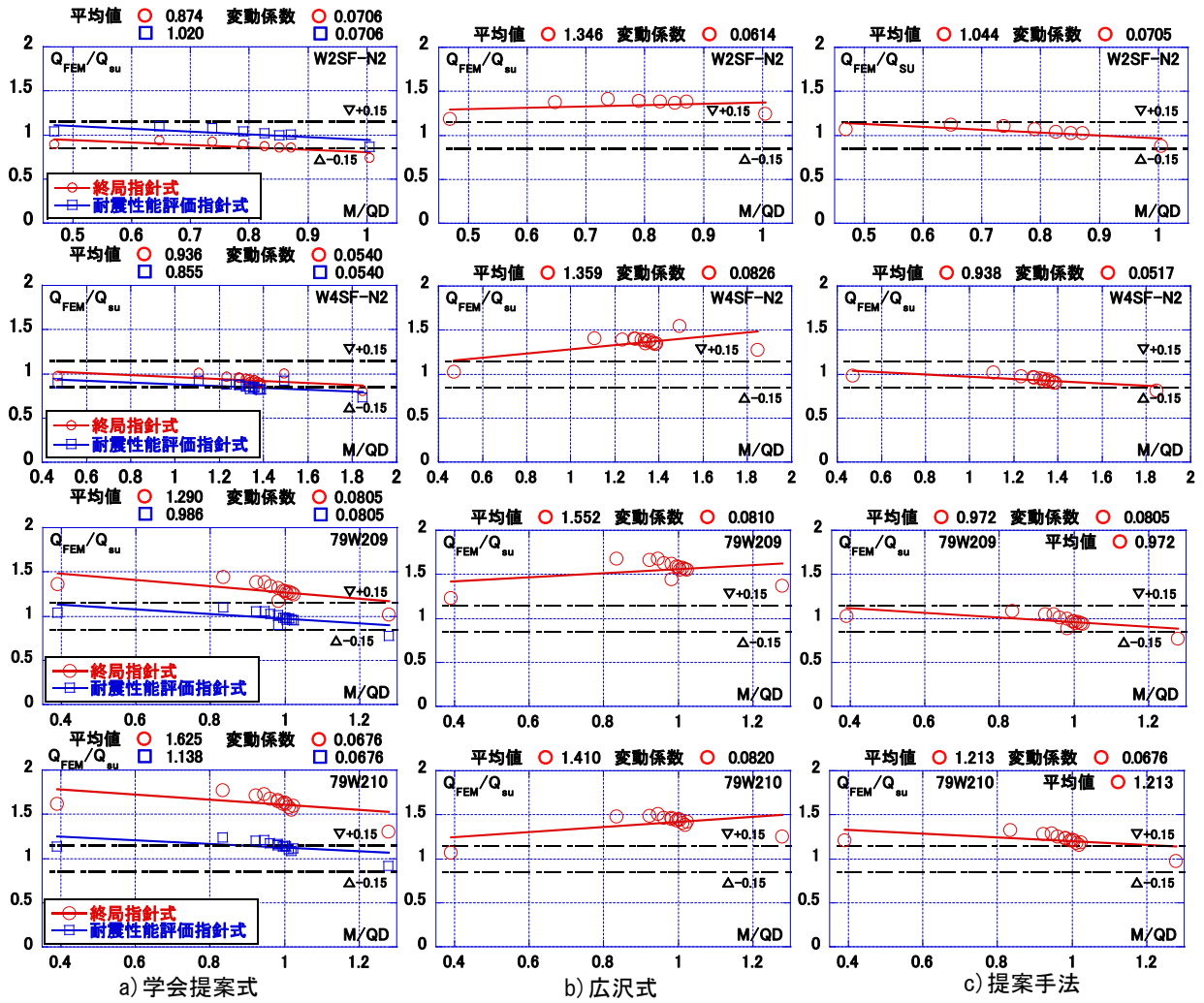


図-7 既往算定法の精度検証

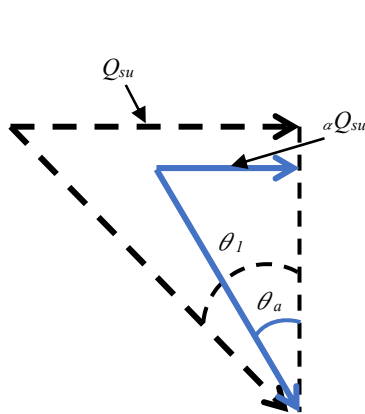


図-8 検討手法の概念

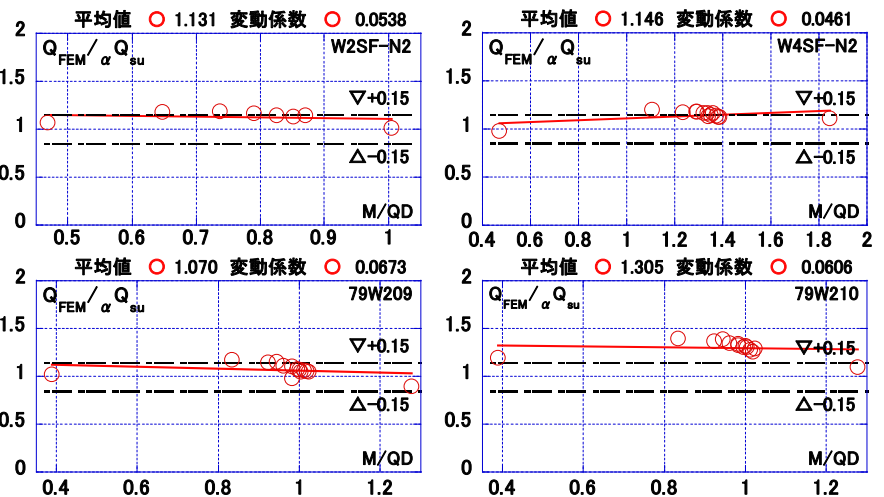


図-9 検討手法の精度検証

4. 検討手法

4.1 検討手法概要

検討手法は、耐震性能評価指針式の水平力分布の考慮方法(式(9))を用い、筆者らの提案手法に水平力分布を反映することにした。図-8のように、せん断終局強度は圧

縮ストラット角度に応じて変動する。著者らの提案手法では、単層耐震壁として1層の角度を用いてせん断終局強度を算定していたが、この角度は連層耐震壁の1層角度とは異なる。この違いをせん断終局強度算定結果に反映させるため、単層として求めたせん断終局強度に単層

と連層の圧縮ストラットの角度比（正弦の比）を乗じることにした。

4.2 検討手法手順

以下に、具体的な算定手順を示す。

(1) 筆者らの提案手法を用い、各層からの圧縮ストラットの角度 (θ_i) を求める。

(2) 各層からの角度 (θ_i) を、式(9)を用いて合成する。この時に求められる角度を (θ_a) とする。

(3) 合成した角度 (θ_a) と筆者らの提案手法で求められた1層の角度 (θ_1 : 1Fのみの水平加力に対する角度) を用いて式(22)で係数 ω を算出する。

(4) 係数 ω を筆者らの提案手法で求められるせん断終局強度 Q_{su} に乗じ、新たなせん断終局強度 ${}_{\alpha}Q_{su}$ を求める。

$$\omega = \frac{\sin \theta_a}{\sin \theta_1} \quad (22)$$

$${}_{\alpha}Q_{su} = \omega \times Q_{su} \quad (23)$$

4.3 検討手法の精度検証

3章のFEMパラメトリック解析を用いて検討手法の精度検証を行った。3章と同様に精度検証結果を図-9に示す。縦軸は強度比 ($Q_{FEM}/{}_{\alpha}Q_{su}$)、横軸はせん断スパン比 (M/QD) である。

各試験体とも、回帰直線の右肩下がりの傾きが小さくなり、FEM最大耐力とせん断終局強度計算値の対応が改善されたことが分かる。これは、検討手法で求めた1層の圧縮ストラット角度が実際の角度に近づいたためと思われる。

5. まとめ

筆者らによる一層耐震壁を対象としたせん断終局強度算定法に水平力分布を考慮した新たなせん断終局強度算定法を提案し、FEM解析結果を用いてその精度検証を行った。その結果、水平力分布の考慮前に比べ、算定精度が向上することが確認できた。今回の算定精度向上は、提案手法に比べ検討手法では回帰直線の傾きが小さくなったことにより判断している。

今後は、各層の圧縮ストラットの形状等を詳細に検討したい。また、各層のせん断挙動（せん断力～せん断変形関係）算定法を考案したい。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度耐震設計指針・同解説, 1990. 11
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説, 2004. 1
- 3) 日本建築学会：築耐震設計における保有水平耐力と変形性能(1990), 1990. 10
- 4) 津田和明：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度算定法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第645号, pp. 2069-2075, 2009. 11
- 5) 柴田拓二, 平吹雅弘, 後藤康明, 城攻：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動（その1. 実験の目的と概要）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）, pp573-574, 1990. 10
- 6) 平吹雅弘, 後藤康明, 城攻, 柴田拓二：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動（その2. 破壊形状, 耐力）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）, pp575-576, 1990. 10
- 7) 後藤康明, 平吹雅弘, 城攻, 柴田拓二：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動（その3. 復元力特性, 変形性状）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）, pp577-578, 1990. 10
- 8) 佐藤総雄, 小野新, 安達洋, 白井伸明, 中西三和：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の弾塑性性状に関する研究（その10）各層に分布加力した場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）, pp1625-1626, 1980. 9
- 9) 出雲淳一, 他：内面力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No87. 9-1, pp107-120, 1987. 9
- 10) Al-Mahaidi, R.S.H: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Member, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Comell Univ, Jan. 1979
- 11) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp. 163-170, 1995. 8
- 12) Kupfer, H.B and Gerstle, K.H: Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, Aug., 1973