

論文 鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法の精度検証の見直し

瀬口 稜*1・津田 和明*2

要旨: 昨年度は、著者らが考案した耐震壁と両側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法を拡張し、片側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法を提案した。FEM 解析結果を用いて提案手法を検証した結果、提案手法は十分な精度を有することが確認できた。また、提案手法の水平方向のバネ剛性は FEM 解析とほぼ対応した。しかし、FEM 解析においてさらに精度を向上させる解析仮定を確認できたため、それを用いて再解析を行い、再度、提案手法の検証を行った。その結果、提案手法の算定精度を新たに確認することができた。

キーワード: 片側袖壁付き柱, せん断終局強度, トラス理論

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物における袖壁付き柱は、過去の実験などにより、柱の剛性、耐力を上昇させるための有効な耐震部材となることが実証されている。しかし、袖壁付き柱の挙動が不明確な点もあり耐震要素として設計されないことが多くある。

既往のせん断終局強度算定法には、日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」¹⁾のせん断終局強度式(以下、耐震診断式と称す)や日本建築センターの「建築物の構造関係技術基準解説書」²⁾のせん断終局強度式や、壁谷澤らによる2つの提案式^{3) 4)}(以下、分割累加式、トラスアーチ式と称す)がある。この分割累加式は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説」⁵⁾にも採用されている。しかし、これらは荒川 min 式⁶⁾や日本建築学会の「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」⁷⁾(以下、靱性指針と称す)の算定法を準用し、せん断補強筋の全降伏を前提としており、実際の破壊現象と対応しない場合がある。

そこで既報¹¹⁾では、実際の破壊現象に対応した、筆者らによる鉄筋コンクリート造耐震壁と両側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法⁸⁾⁹⁾を拡張して、片側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法を提案した。FEM 解析結果を用いて提案手法の精度を検証した結果、提案手法は既往算定法と同等の算定精度を有する事が確認できた。また、提案手法の水平方向のバネ剛性を FEM 解析結果と比較した。一方、既報¹⁰⁾で矩形断面耐震壁の実験を行い、FEM シミュレーション解析結果と比較して報告した。このシミュレーション解析による最大耐力は、実験値よりもやや低かった。今回、新たな解析仮定が確認されたため、新たに矩形断面耐震壁の解析を行い、片側袖壁付き柱の提案手法の精度検証を再度実施した。

2. せん断終局強度算定法の提案手法

2.1 提案手法の概要

既報¹¹⁾で報告した提案手法の概要を示す。提案手法でのせん断力負担は、柱部分においては壁厚分のみ考慮している。この手法は図-1に示すトラス機構を仮定する。このうち斜め圧縮バネと水平引張バネのいずれかが強度に達した時をせん断終局強度としている。また、ひび割れ強度が最大となる場合も考慮した。提案手法は式(1)~(15)で表される。提案手法は式(10)のように横方向の膨らみを拘束する領域を柱側、壁側を平均化して算出する。

$$Q_{su} = \max \{ \min (Q_{cc}, Q_{hy}), Q_{cr} \} \quad (1)$$

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

$$Q_{hy} = \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} L t_w \quad (3)$$

$$Q_{cr} = 1.2 \sqrt{\sigma_t^2 - \sigma_t \sigma_0} \frac{A_{all}}{\kappa_s} \quad (4)$$

$$v = \begin{cases} 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (5)$$

$$l_a = L - h_a \tan \theta \quad (6)$$

$$h_a = \frac{K_2 \sin^3 \theta \cos \theta}{2K_x} \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (7)$$

$$\alpha = 0.206 - 0.0372 \left(\frac{L}{h_0} \right) \leq 0.2 \quad (8)$$

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y} \right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) \cos^2 \theta + \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) = 0 \quad (9)$$

*1 近畿大学大学院 産業理工学研究科 (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)

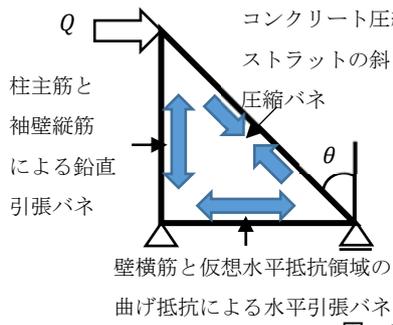
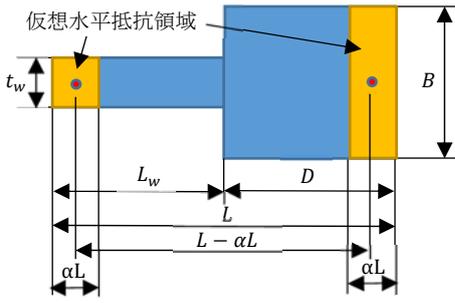


図-1



提案手法の概念

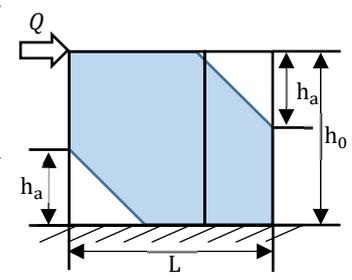


図-2 h_aの概念

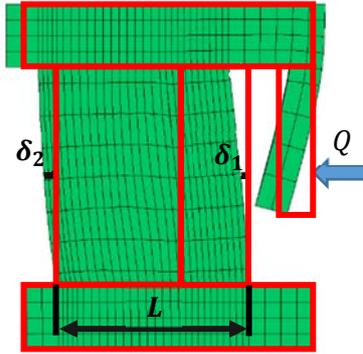


図-3 FEM 解析の変形モード

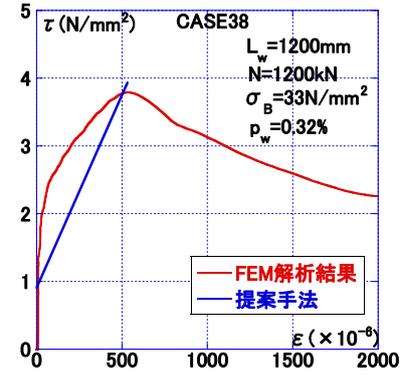
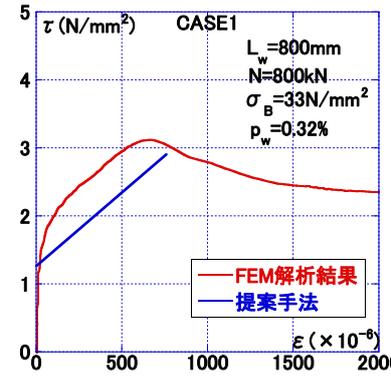


図-4 水平方向バネ剛性の検討結果

$$K_x = p_{wh} E_{hs} + \frac{L - \alpha L}{\frac{t_w h_0^4}{720 E_c I_c} + \frac{t_w h_0^4}{720 E_c I_w}} \quad (10)$$

$$K_y = p_v E_v \quad (11)$$

$$K_2 = 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 \sigma_B + 0.8} \quad (12)$$

$$I_c = B(\alpha L)^3 / 12 \quad (13)$$

$$I_w = t_w(\alpha L)^3 / 12 \quad (14)$$

$$\sigma_t = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (15)$$

上式中、 Q_{cc} はコンクリート斜め圧縮バネの強度で決定する強度、 Q_{hw} は壁板横筋の降伏で決定する強度、 Q_{cr} はせん断ひび割れ強度、 ν はコンクリートの圧縮強度の有効係数、 l_a は有効長さ、 α は拘束領域の係数、 θ は主圧縮方向角度、 K_x 、 K_y 、 K_2 は水平方向、鉛直方向、斜め圧縮方向の単位面積当たりの平均バネ剛性、 I_c は柱部分の仮想水平抵抗領域の断面二次モーメント、 I_w は壁部分の仮想水平抵抗領域の断面二次モーメント、 σ_t はコンクリートの引張強度である。また式(7)で示される h_a の概念を図-2 に示す。提案手法の詳細については既報¹¹⁾を参照願いたい。

2.2 水平方向のバネ剛性の検討

提案手法の精度検証をするにあたって、水平方向のバネ剛性の検証を行った。せん断ひび割れが発生すること

により片側袖壁付き柱は水平方向に膨らむ。その挙動をせん断ひび割れ点とせん断終局強度点の2折れ線型で表し、検討を行った。図-3にFEM解析の変形モード例を示す。FEM解析は既報¹¹⁾の結果を用いた。FEM解析の水平方向のひずみ度は式(16)より算出した。これは内法全ての節点の平均値を求め、提案手法と比較を行った。

$$\varepsilon = \frac{\delta_2 - \delta_1}{L} \quad (16)$$

提案手法による水平方向のひずみ度は、式(17)、(18)によって求められる。

$$\sigma_x = \tau \tan \theta \quad (17)$$

$$\varepsilon_x = \sigma_x / K_x \quad (18)$$

式(17)、(18)中の θ 、 K_x は提案手法で用いたものと同じである。またせん断ひび割れ強度は式(4)より算出した

その結果を図-4に示す。図-4の縦軸はせん断応力度、横軸は水平方向のひずみ度である。この結果、提案手法はFEM解析とほぼ対応することが分かった。

3. FEM解析仮定の見直し

3.1 矩形断面耐震壁の実験

既報¹⁰⁾において、矩形断面耐震壁の実験を行った。FEM解析結果による実験結果のシミュレーション解析を行ったところ、実験の最大耐力に対してFEM解析の最大耐力がやや小さくなる結果が得られた。既報¹¹⁾の片側袖壁付き柱の壁端部は、矩形断面耐震壁と同様に帯筋によってコンクリートを拘束している。また、両部材とも図-5のようにFEM解析は壁端部の拘束された領域で圧縮軟化し最大耐力を迎えるなど、同様の傾向を示し

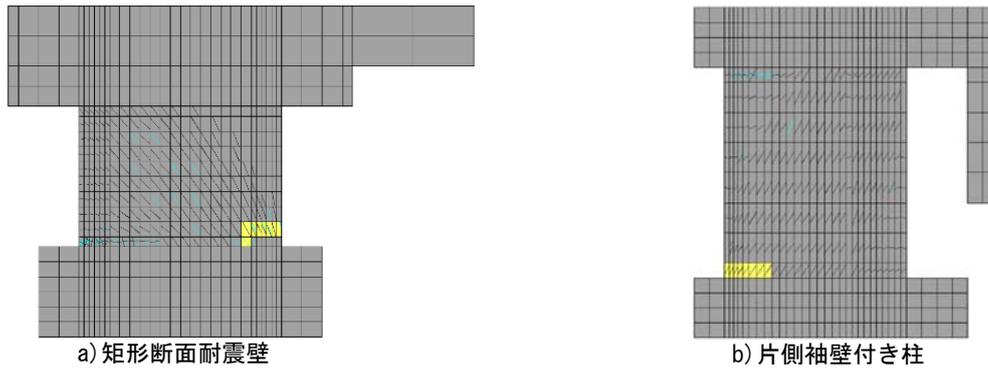


図-5 FEM 解析の最大耐力時の損傷状況図（黄色部分：コンクリート圧縮軟化）

表-1 試験体諸元一覧

| 試験体 | 壁全長 (mm) | 壁厚 (mm) | 柱型形状 (mm) | 内法高さ (mm) | 加力点高さ (mm) | M/QD | 柱型主筋 | 柱型帯筋 | 壁縦筋 | 壁横筋 |
|------|----------|---------|-----------|-----------|------------|------|-------|--------|--------------------|--------------------|
| No.1 | 1000 | 100 | 100 | 700 | 1050 | 1.05 | 5-D13 | D6 @75 | 2-D10 @100 (1.42%) | 2-D6 @150 (0.427%) |
| No.2 | | | × | 600 | | | | | | |
| No.3 | | | 100 | | 950 | 0.95 | | | | |

表-2 コンクリート材料特性

| 試験体 | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (N/mm ²) |
|------|---------------------------|----------------------------|
| No.1 | 37.0 | 2.65 × 10 ⁴ |
| No.2 | 38.2 | 3.01 × 10 ⁴ |
| No.3 | 38.4 | 2.69 × 10 ⁴ |
| 平均 | 37.9 | 2.78 × 10 ⁴ |

表-3 鉄筋材料特性

| | 規格 | 径 | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強さ (N/mm ²) | ヤング係数 (N/mm ²) | 破断伸び (%) |
|------|--------|-----|---------------------------|---------------------------|----------------------------|----------|
| 壁縦筋 | SD295A | D10 | 354 | 485 | 1.903 × 10 ⁵ | 18.75 |
| 壁横筋 | SD295A | D6 | 429 | 543 | 1.835 × 10 ⁵ | 29.2 |
| 柱型主筋 | SD490 | D13 | 526 | 709 | 1.863 × 10 ⁵ | 15.06 |
| 柱型帯筋 | SD295A | D6 | 429 | 543 | 1.835 × 10 ⁵ | 29.2 |

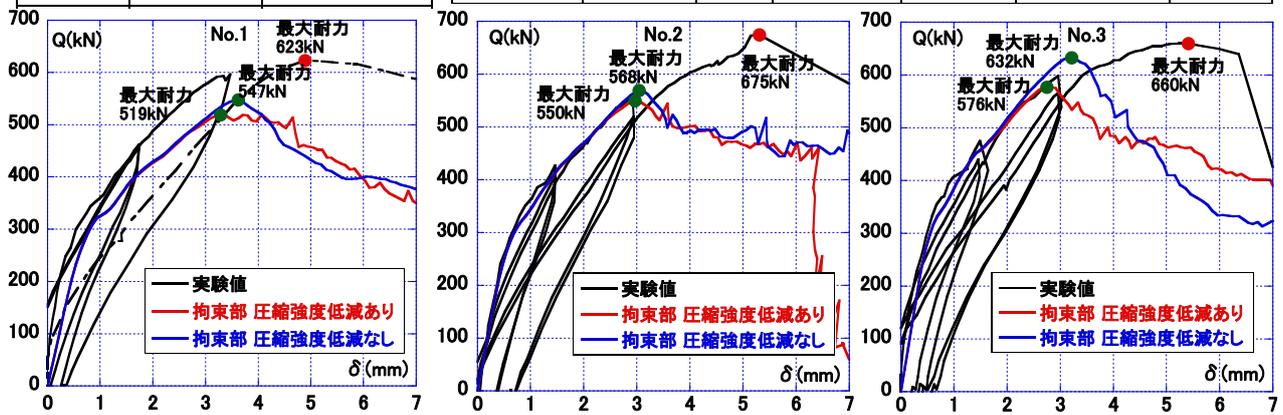


図-6 実験結果とシミュレーション解析の比較

た。そのため、矩形断面耐震壁の検討結果を片側袖壁付き柱に反映することにした。

3.2 矩形断面耐震壁の試験体概要及び材料特性

試験体は No.2 試験体を基本試験体とし、内法高さを高くした No.1 試験体と加力点高さを低くした No.3 試験体の計 3 体である。試験体諸元を表-1 に示す。また、表-2、3 にコンクリートと鉄筋の材料特性を示す。実験の詳細については既報¹⁰⁾を参照願いたい。

3.3 シミュレーション解析

FEM 解析によって実験結果のシミュレーション解析

を行った。FEM 解析ソフトは「FINAL」を用いた。コンクリートは 6 面体要素とし、鉄筋は線材要素としてモデル化した。コンクリートの圧縮応力度～ひずみ度曲線は修正 Ahmad モデル、テンションスティフニング特性は出雲らのモデル (C=1.0)、ひび割れ面のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル、圧縮強度到達後のひずみ軟化域曲線は修正 Ahmad モデル、ひび割れ後の圧縮強度低減は長沼モデル、ひずみ度低減はなし、付着応力度～滑り関係は Elmorsi らのモデルとした。付着強度には靱性指針⁷⁾に示された付着割裂強度式を用い、強度時のすべりを

表-4 パラメトリック解析共通諸元

| 柱 | | | 袖壁 | | 内法高さ (mm) |
|-------------|--------|---------|------------|-------|--------------|
| B×D (mm) | 主筋 | 帯筋 | 厚さ (mm) | 端部縦筋 | |
| 400×400 | 16-D16 | 2-D6@50 | 100 | 8-D10 | 1400 |

表-5 パラメトリック解析諸元一覧

| ケース | 壁全長 (mm) | 柱幅 (mm) | 壁筋 ピッチ | σ_B (N/mm ²) | 軸力 (kN) | FEM 最大 耐力 (kN) 低減 あり | FEM 最大 耐力 (kN) 低減 なし | |
|-----|-------------|------------|--------------------------|------------------------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 1 | 800 | 400 | 200 double (0.32%) | 33 | 800 | 753 | 794 | |
| 2 | | | | | 1200 | 815 | 877 | |
| 3 | | | | | 1600 | 908 | 930 | |
| 4 | | | | 55 | 800 | 881 | 1010 | |
| 5 | | | | | 1200 | 992 | 1053 | |
| 6 | | | | | 1600 | 1104 | 1152 | |
| 7 | | | | 77 | 800 | 942 | 1103 | |
| 8 | | | | | 1200 | 1067 | 1145 | |
| 9 | | | | | 1600 | 1197 | 1266 | |
| 10 | | | | 150 double (0.43%) | 33 | 800 | 778 | 831 |
| 11 | | | | | | 1200 | 861 | 914 |
| 12 | | | | | | 1600 | 920 | 967 |
| 13 | | | 55 | | 800 | 953 | 1056 | |
| 14 | | | | | 1200 | 1055 | 1104 | |
| 15 | | | | | 1600 | 1135 | 1209 | |
| 16 | | | 77 | | 800 | 1078 | 1151 | |
| 17 | | | | | 1200 | 1164 | 1198 | |
| 18 | | | | | 1600 | 1224 | 1365 | |
| 19 | | | 100 double (0.64%) | | 33 | 800 | 830 | 879 |
| 20 | | | | | | 1200 | 890 | 959 |
| 21 | | | | | | 1600 | 961 | 1014 |
| 22 | | | | 55 | 800 | 1005 | 1112 | |
| 23 | | | | | 1200 | 1083 | 1161 | |
| 24 | | | | | 1600 | 1205 | 1269 | |
| 25 | | 77 | | 800 | 1134 | 1212 | | |
| 26 | | | | 1200 | 1221 | 1306 | | |
| 27 | | | | 1600 | 1303 | 1351 | | |
| 28 | | 600 | | 200 double (0.32%) | 33 | 800 | 891 | 1019 |
| 29 | | | | | | 1200 | 1041 | 1102 |
| 30 | | | | | | 1600 | 1092 | 1172 |
| 31 | | | 55 | | 800 | 1083 | 1246 | |
| 32 | | | | | 1200 | 1207 | 1365 | |
| 33 | | | | | 1600 | 1337 | 1467 | |
| 34 | | | 77 | 800 | 1151 | 1374 | | |
| 35 | | | | 1200 | 1232 | 1476 | | |
| 36 | | | | 1600 | 1452 | 1508 | | |
| 37 | | | 1200 | 400 | 33 | 800 | 921 | 1093 |
| 38 | | | | | | 1200 | 1060 | 1142 |
| 39 | | | | | | 1600 | 1113 | 1248 |
| 40 | | 55 | | | 800 | 1101 | 1416 | |
| 41 | | | | | 1200 | 1164 | 1460 | |
| 42 | | | | | 1600 | 1332 | 1470 | |
| 43 | | 77 | | 800 | 1216 | 1573 | | |
| 44 | | | | 1200 | 1313 | 1611 | | |
| 45 | | | | 1600 | 1475 | 1759 | | |
| 46 | | 400 | | 400 | 33 | 800 | 567 | 589 |
| 47 | | | | | | 1200 | 631 | 663 |
| 48 | | | | | | 1600 | 701 | 749 |
| 49 | | | 55 | | 800 | 630 | 706 | |
| 50 | | | | | 1200 | 716 | 785 | |
| 51 | | | | | 1600 | 740 | 878 | |
| 52 | | | 77 | 800 | 721 | 792 | | |
| 53 | | | | 1200 | 824 | 852 | | |
| 54 | | | | 1600 | 872 | 936 | | |

1.0mmとした。長沼モデルのひび割れ後の低減した圧縮強度 $d\sigma_B^{12}$ は式(19)により算出する。これはコンクリート圧縮強度に低減係数を乗じたものとなっている。

$$d\sigma_B = 1.907\sigma_B^{-0.34} \times \sigma_B \quad (19)$$

コンクリートの引張強度に関しては式(15)を用い算出した。基礎スラブの底面を固定し、実験と同様に2ヶ所で軸力を加え片持ち梁型で単調加力を行った。

シミュレーション解析より得られた水平荷重～水平変位関係の結果を実験結果と比較して、図-6(黒線と赤線部)に示す。なお実験は正負交番の繰り返し荷重を行ったが、図では正側のみを抜き出し図示している。初期剛性や破壊モードは実験結果と対応したが、前述の通り最大耐力は実験結果より小さかった。そこで解析仮定の見直しを行った。

3.4 シミュレーション解析の修正

解析仮定を見直すにあたり、「FINAL」の開発者である日本大学の長沼一洋教授に相談した結果、帯筋などで拘束された領域においてはひび割れ後の圧縮強度低減をしない方が良いとの助言をいただいた。その結果を踏まえ再解析を行った。

拘束領域で圧縮強度低減をしなかった FEM 解析の水平荷重～水平変形関係の結果を図-6(青線部)に示す。強度比(実験値/FEM)で見ると、拘束領域で圧縮強度低減ありとしたものの3体の平均は1.191であったが、拘束領域で圧縮強度低減なしとした場合は1.124となった。このように、拘束領域で圧縮強度低減なしとした解析の最大耐力が実験値に近かった。

4. 既往算定法の精度検証

片側袖壁付き柱のせん断終局強度算定法に関する既往実験は少ないため、十分な精度検証が行えない。そのため、FEM解析を用いてパラメトリック解析を行い、検証対象を増やすこととした。

解析仮定は、「3.3 シミュレーション解析」に記した内容を基本とするが、ひび割れ面のせん断伝達特性は既報¹¹⁾と同じ長沼モデルとした。また、今回は、壁板端部の拘束領域コンクリートのひび割れ発生後の圧縮強度低減を行わなかった。

パラメトリック解析の共通諸元を表-4に、諸元一覧と FEM 解析のひび割れ後の圧縮強度低減ありと低減なしの最大耐力を表-5に示す。パラメトリック解析は壁

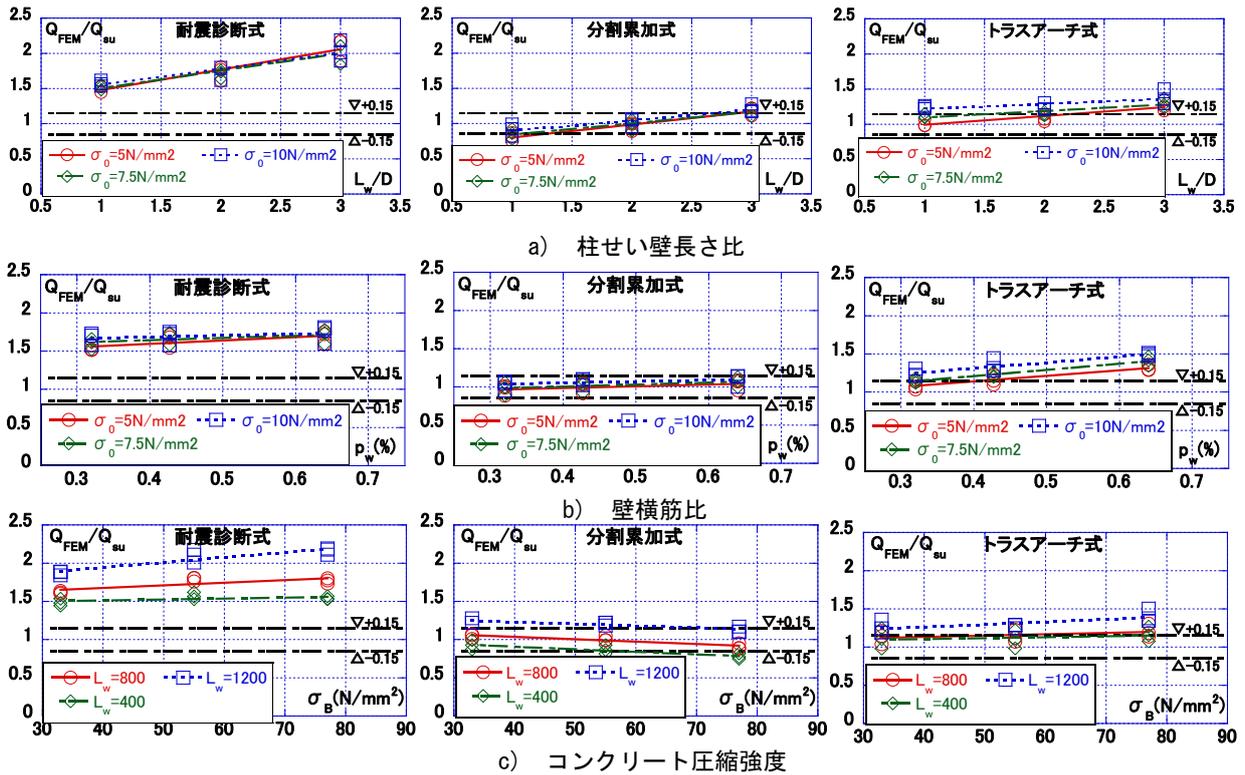


図-7 既往算定法の因子別検証(拘束部でひび割れ後の圧縮強度低減なし)

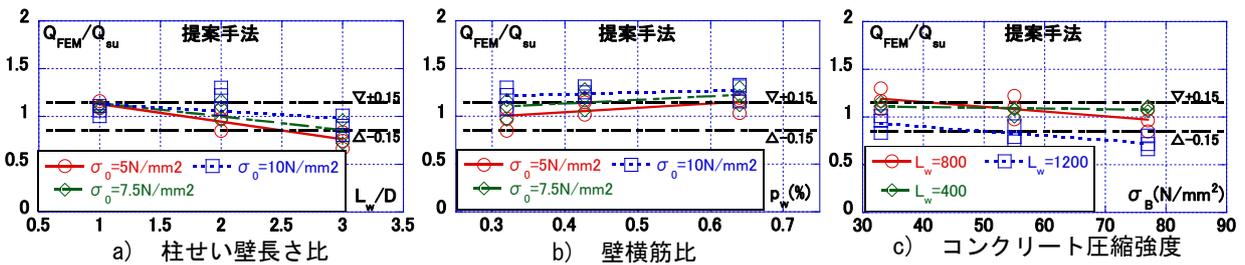


図-8 提案手法の因子別検証(拘束部でひび割れ後の圧縮強度低減あり)

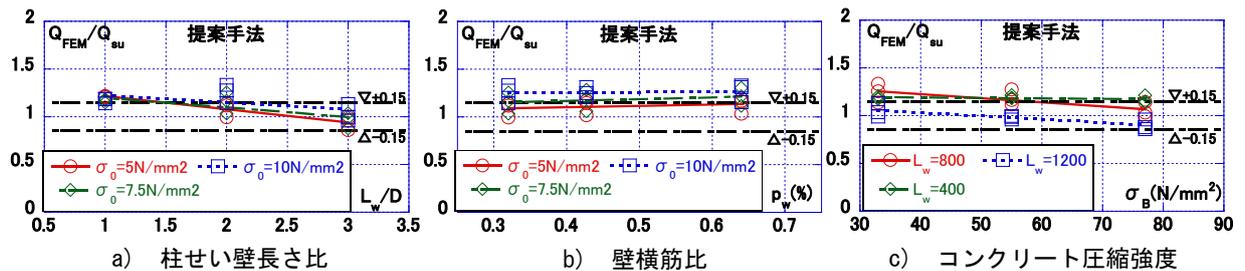


図-9 提案手法の因子別検証(拘束部でひび割れ後の圧縮強度低減なし)

全長、柱幅、壁筋ピッチ、コンクリート圧縮強度、軸力をパラメーターとした。また既報¹¹⁾に加え、壁長さが1200mmと長い場合を追加した計54ケース行った。精度検証は、耐震診断式、分割累加式、トラスアーチ式の3つの式に対して行った。強度比(Q_{FEM}/Q_{SU})の因子別検証をした結果を図-7に示す。検証因子は、壁長さ柱せい比(L_w/D)、壁横筋比(p_w)、コンクリート圧縮強度(σ_B)である。図中の凡例 σ_0 は柱断面積に対する軸応力度である。また、トラスアーチ式の圧縮強度の有効係数は σ_B が58.8N/mm²以上の場合もNielsenの下限式を用いて算出

した。Nielsenの下限式は式(5)の上段である。

耐震診断式は全体的に安全側に評価した。分割累加式は柱せいに対して壁長さが短い場合に危険側に判定した。トラスアーチ式は柱せいに対し壁長さが長い場合において多少安全側に評価したが、全体的にどの因子に対しても良好に対応した。しかし、これらの式は壁板横筋、柱帯筋の全降伏を前提としており、実現象と対応しない場合がある。そこで、実際の破壊現象をほぼ再現できている提案手法を用い精度検証をした。

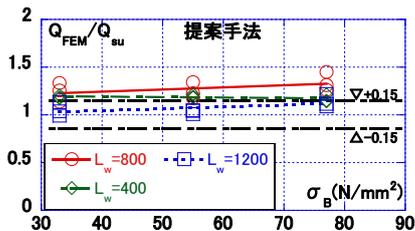


図-10 提案手法の因子別検証

(すべてコンクリート圧縮強度の有効係数に
Nielsen の下限式を用い算定)
(拘束部でひび割れ後の圧縮強度低減なし)

5. 提案手法の精度検証

4 章のパラメトリック解析結果を用いて提案手法の強度比 (Q_{FEM}/Q_{su}) に対する因子別検証を行った。既報¹¹⁾との比較のため拘束領域において圧縮強度低減ありと低減なしとした両結果を図-8, 9 に示す。検証因子は既往算定法の検証と同じ、柱せい壁長さ比 (L_w/D)、壁横筋比 (p_w)、コンクリート圧縮強度 (σ_B) に対して行った。

拘束領域の圧縮強度低減ありとしたものは、壁長さが長くコンクリート圧縮強度が高いケースにおいて危険側判定していた。これに対し、拘束領域において圧縮強度低減なしとしたものは壁長さが長い場合においても、強度比は 1.0 に近づき、既往算定法と同等程度の算定精度を有する事が確認できた。しかしながら、コンクリート圧縮強度の大小に応じて回帰曲線の傾きがある。既往式と比較すると、トラスアーチ式ではコンクリート圧縮強度による回帰曲線の傾きは小さい。これはコンクリート圧縮強度の有効係数に起因するものと考えられる。提案手法は式(5)より算定するが、トラスアーチ式は σ_B が 45N/mm^2 以上でも同じ式で算定される。詳細については靱性指針⁷⁾を参照願いたい。

提案手法でコンクリート圧縮強度の有効係数をすべて Nielsen の下限式を用い算定した結果を図-10 に示す。その結果、全体的に安全側にまわったが、コンクリート圧縮強度の有効係数については今後詳細に検討する必要がある。

6. まとめ

既報¹¹⁾で提案したせん断終局強度算定法の精度検証の見直しを行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 矩形断面耐震壁の実験結果を用いシミュレーション解析を行った結果、壁端部の拘束領域においては圧縮強度低減を行わない方が実験結果と対応した。
- 2) 壁長さが長い場合において提案手法は既往算定法と同等程度の算定精度を有する事が確認できた。

- 3) 提案手法はコンクリート圧縮強度の大小に応じて算定精度が変動することが分かった。これに関しては、今後、さらに検討したい。

謝辞

FEM 解析の解析仮定を見直すにあたり、日本大学の長沼一洋教授に貴重なご助言をいただいた。ここに深謝します。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート耐震診断基準同解説，pp.229-238，2001.10
- 2) 日本建築センター：建築物の構造関係技術基準解説書，2008.5
- 3) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型袖付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，vol.30，No.3，pp.115-120，2008
- 4) 表根國，壁谷澤寿海，金裕錫，壁谷澤寿一：袖付き柱の構造特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，vol.32，No.2，pp.115-120，2010
- 5) 日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能(1990)，1990.10
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説，pp.226-228，2016.4
- 7) 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，pp.142-159，1998.8
- 8) 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
- 9) 今泉拓，津田和明：鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱の終局強度とせん断破壊型の復元力特性算定法に関する研究，コンクリート工学会年次論文集，Vol.39，No.2，pp.115-120，2017.7
- 10) 小田将太郎，津田和明：鉄筋コンクリート造矩形断面耐震壁の弾塑性挙動算定法に関する実験的研究，コンクリート工学会年次論文集，vol.41，No.2，pp.355-360，2019.7
- 11) 瀬口稜，津田和明：鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の終局強度算定法に関する研究，コンクリート工学会年次論文集，vol.41，No.2，pp.85-90，2019.7
- 12) 長沼一洋：平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル-鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1)，日本建築学会構造系論文報告集，第421号，pp.39-48，1991.3