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

A STUDY ON THE CALCULATION METHOD FOR
THE SHEAR STRENGTH OF SHEAR WALLS

津田 和明*

Kazuaki TSUDA

The calculation method for the shear strength of shear walls was shown in [Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept] published by ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN (following, called AIJ equation). The calculated results by AIJ equation correspond with experiment results. But, the assumption that all horizontal bars in shear walls yield when shear walls reach at shear strength does not correspond with real phenomena. So, the new calculation method was developed. In the proposed method, the shear strength was determined with concrete compressive strength or horizontal bars yield strength. The calculation results by the proposed method corresponded better with experiment results than AIJ equation.

Keywords : *shear wall, shear strength, truss theory, arch action*

耐震壁, せん断強度, トラス理論, アーチ機構

1. はじめに

鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度算定式として、広沢式¹⁾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」²⁾(以下、AIJ 靱性指針と称す)に示された式(以下、AIJ 指針式と称す)がよく用いられる。AIJ 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、実験結果と良い対応を示す。一方、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。この式は AIJ 指針式と同様に十分な精度を有している。

これらの算定式では、簡便性を優先させ、基本的に壁板の全横筋が降伏することを前提としている。AIJ 指針式では、トラス機構においては壁板横筋降伏前にコンクリートが先行して圧壊しないことが条件となっており、この条件を満足する場合はトラス機構で釣り合うコンクリート圧縮応力度を算定し、有効圧縮強度からそれを減算したものがアーチ機構で用いられる。この際、これに釣り合う鉛直方向の引張材は側柱主筋であるとし、側柱主筋は一樣応力状態で弾性であると仮定している。この手法は、柱、梁においても同様であり、アーチ機構はせん断補強筋が関与せず、部材端部のせい方向

の拘束力と主筋の一樣引張応力とコンクリート圧縮ストラットの圧縮応力が釣り合うと仮定している。

柱、梁において、このアーチ機構を再現すべく、種々の実験や解析が行なわれている^{3)~7)}。これらの検討においては、①主筋のコンクリートとの付着の除去、②せん断補強筋なし、もしくは、両者とも施している。白石らは、検討の結果、AIJ 指針式におけるアーチ機構の圧縮ストラットの形状を形成するためには、せん断補強筋が存在せず、主筋の付着が期待できる場合である可能性が高いと報告している⁷⁾。このことは、AIJ 指針式におけるアーチ機構のメカニズムが存在しない可能性が高いことを示唆している。さらに、白石らは、この場合のせん断抵抗を可能としているのは、かぶりコンクリート部分の曲げ抵抗がせん断補強筋と同様な効果をもたらしていることに起因すると記述している。

筆者は、鉄筋コンクリート造の耐震壁において、せん断ひびわれ後のせん断力～せん断変形関係の算定法としてトラス剛性法が有効であり、この際、側柱による水平方向の拘束効果を考慮することが必要であることを報告した^{8)・9)}。この拘束効果には、側柱の曲げ抵抗を仮定しており、白石らの検討結果と対応する。この考え方に基づく耐震壁のせん断強度算定法が考案できれば、実際の抵抗機構により近接した算定法となるものと思われ、その検討を試みることに

* 大林組技術研究所 主任研究員・博士(工学)

Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr. Eng.

した。本報では、現段階での検討結果をまとめた。

2. 本提案手法の概要

基本的に、耐震壁のせん断抵抗機構として、図1に示すトラス抵抗機構を仮定する^{8)・9)}。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により構成される。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により形成される。そして、これらのバネのいずれかが、強度に達した時を耐震壁のせん断強度とする。ただし、鉛直方向に関しては、曲げに支配され则认为、ここでは、式(1)に示す通り、コンクリート斜め圧縮バネと水平方向バネの強度によって、せん断強度を決定する。以下、式中の記号の単位はSI単位系であり、力はN、距離はmmである。

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

上式中、 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強度であり、式(2)で表される。

$$Q_{cc} = \tau_{cc} \ell_a t_w = \frac{\sigma_2 \sin 2\theta}{2} \ell_a t_w = \frac{\nu \sigma_B \sin 2\theta}{2} \ell_a t_w \quad (2)$$

この強度は、図2のように耐震壁脚部で決定する。上式は、コンクリートの有効圧縮強度を一軸圧縮強度 (σ_B : 正值) に有効圧縮強度係数 (ν) を乗じた値とし、これをコンクリートの最小主応力度 (σ_2) とし、最大主応力度をゼロとすることによって、主応力度式よりせん断応力度 (τ_{cc}) を求め、これに耐震壁脚部の有効断面積 (有効長さ: ℓ_a 、壁厚: t_w) 乗じてせん断強度を算定している。主圧縮方向角度 (θ : 縦軸より反時計回り) の算定方法は後述する。コンクリートの有効圧縮強度係数 (ν) は、式(3)のように圧縮強度に応じて、Nielsen の下限式¹⁰⁾と CEB 式¹¹⁾により算定する。

$$\nu = \begin{cases} 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (3)$$

耐震壁脚部の有効壁長さ (ℓ_a) は、式(4)で求めることにした。式中、 ℓ_w は両側柱の芯々間距離、 D_c は側柱せいである。 h_a は、コンクリート圧縮ストラットの引張縁での最下端の耐震壁脚部からの高さを表したものである。これは、耐震壁のある高さ位置において、単位面積当りのコンクリート圧縮ストラットの水平成分の剛性とその位置での水平抵抗バネの剛性を比較し、水平抵抗バネ剛性の方が大きければ、その高さ位置では、引張縁からコンクリートの圧縮力伝達が可能と考えた。つまり、最下端位置では、単位面積当りのコンクリート圧縮ストラットの水平成分の剛性と水平抵抗バネ剛性が一致することになる。

図3のように、耐震壁引張縁の耐震壁脚部から x の位置において鉛直方向の単位面積に P という水平力が作用すると仮定すると、その主圧縮方向の成分は $P/\sin \theta$ 、圧縮応力度は $\sigma = P/\sin^2 \theta$ 、これによる圧縮ひずみ度は $\varepsilon = \sigma/K_2$ (K_2 : コンクリート圧縮ストラットの単位面積当りの剛性)、縮み量は $\delta = \varepsilon x / \cos \theta$ 、この水

平成分は $\delta_x = \delta / \sin \theta$ であるから、この水平方向の剛性は

$K_c = P / \delta_x = K_2 \cos \theta \sin^3 \theta / x$ となる。これに対し、耐震壁の水平方向抵抗バネ剛性は、本来高さ方向で変動するものであるが、ここでは計算の煩雑さを避けるため、単位面積当りの平均バネ剛性 K_x を用いると、 $K_h = 2K_x / \ell_w$ となる。よって、これらの剛性が一致する時の高さ h_a は、式(5)より求められる。

$$\ell_a = \ell_w + D_c - h_a \tan \theta \quad (4)$$

図1 本提案手法におけるトラス機構の概念

図2 耐震壁各部の記号

図3 h_a 算定手法の概念

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{\frac{2K_x}{\ell_w}} \quad (5)$$

上式は、水平方向の単位面積当りの平均バネ剛性 K_x を用いていること、また、別の要因で h_a が定まる可能性もあり、妥当な解が得られない可能性がある。これに関しては「3. h_g の制限値」に記述しているように、 h_a に制限値を設けて対応することにした。

次に、 Q_{hy} についてまとめる。 Q_{hy} は壁板横筋が降伏する時のせん断強度である。このことから、本提案手法では、壁板横筋が存在しない耐震壁は対象外となる。 Q_{hy} は式(6)より算定される。

$$\begin{aligned} Q_{hy} &= \tau_{hy} (\ell_w + D_c) t_w = \frac{\sigma_x}{\tan \theta} (\ell_w + D_c) t_w \\ &= \frac{\sigma_{hy} K_x}{E_{hs} \tan \theta} (\ell_w + D_c) t_w \end{aligned} \quad (6)$$

上式は、水平方向応力度 (σ_x) を壁板横筋の降伏ひずみ度 (σ_{hy}/E_{hs} , σ_{hy} : 壁板横筋降伏強度) に水平方向の単位面積当りの平均バネ剛性 K_x を乗じた値とし、主応力度式よりこの時のせん断応力度 (τ_{hy}) を求め、壁板全長と壁厚を乗じてせん断強度を算定している。壁板全長を用いたのは、殆どの壁板横筋が降伏するような耐震壁では、壁板の応力状態がほぼ均一と見なせると判断したためである。

ここで、主圧縮方向角度 (θ) の算定方法について記述する。主圧縮方向角度は、式(7)より算定する。

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y} \right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (7)$$

上式は、最小ポテンシャルエネルギーの原理に従って主圧縮方向角度を求める式であり、この式より求めた角度、及びこの角度を用いて算定するせん断ひびわれ後のせん断力～せん断変形関係が実験結果と良い対応を示すことは、既報で報告している^{8), 9)}。

水平方向、鉛直方向の単位面積当りの平均バネ剛性 K_x , K_y は既報と同じであり、それぞれ式(8), (9)で算定する。

$$K_x = K_f + p_{wh} E_{hs} = \frac{360 E_c I_c \ell_w}{t_w h_0^4} + p_{wh} E_{hs} \quad (8)$$

$$K_y = 2 p_{cgd} E_{cs} + p_{wvd} E_{vs} \quad (9)$$

式(8)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 (スパン長=耐震壁内法高さ: h_0) 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。式中、 E_c はコンクリートのヤング係数、 I_c は側柱の断面二次モーメント、 p_{wh} は壁板横筋比、 E_{hs} , E_{vs} , E_{cs} は壁板横筋、縦筋および側柱主筋のヤング係数である。

式(9)中の p_{cgd} , p_{wvd} はそれぞれ式(10), (11)で算定する。

$$p_{cgd} = \frac{p_{cg} B_c D_c}{(\ell_w + D_c) t_w} \quad (10)$$

$$p_{wvd} = \frac{p_{wv} (\ell_w - D_c)}{\ell_w + D_c} \quad (11)$$

上式中、 p_{cg} , p_{wv} は側柱主筋比と壁板縦筋比、 B_c は側柱幅である。

コンクリートの斜め圧縮方向のバネ剛性 (K_2) に関しては、ここでは終局状態をターゲットとしていることから、既報のものに補正係数を乗じることにした。補正係数は、圧縮強度時のひずみ度が、 $\sigma_B=20\text{N/mm}^2$ 時で $\varepsilon_B=1600\mu$, $\sigma_B=120\text{N/mm}^2$ 時で $\varepsilon_B=5000\mu$ 程度となるように設定した ($\sigma_B=45\text{N/mm}^2$ 時で $\varepsilon_B=2500\mu$ 程度)。

補正係数を乗じたコンクリートの斜め圧縮方向のバネ剛性 (K_2) の算定式を式(12)に示す。

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

3. h_g の制限値

前述したように、耐震壁引張縁における圧縮ストラット最下端の耐震壁脚部からの距離を表す h_a には制限値を設ける必要があると予想された。そこで、既往の耐震壁実験結果に本提案手法を適用し、その対応性を検討することにした。既往実験結果^{12)~32)}は、AIJ 靱性指針において精度検証に用いた1層モデルの試験体 (計108体) と基本的には同じであるが、計算せん断強度よりも計算曲げ強度が低いにも係わらず、計算曲げ強度が実験最大耐力の1.5倍以上となる試験体と壁板横筋比がゼロである試験体は除去した。前者の試験体は、文献21)のW2-3, W2-4試験体であり、これらに関しては筆者が載荷システムを明確に理解できていないものと思われる。また後者の試験体は、文献18)のCW-0.6-0-0, CW-0.6-0-20, CW-06-0-40試験体である。これらの試験体を省いた結果、検討対象に用いた試験体数は103体となった。

これら既往実験結果と式(13)による曲げ強度と本提案手法によるせん断強度の小さい方の値と比較した結果、平均1.28、変動係数3.427であり、かなり精度が悪いことが分かった。個々の試験体との対応性をみると、著しく対応が悪いのは、文献25)のW08, W12試験体と文献26), 27)のNW-1~6試験体の計8体であり、基本的にシアスパン比が大きいの、壁板横筋比が小さいなどにより、水平方向

図4 制限値と平均値、変動係数との関係

バネ剛性が鉛直方向バネ剛性とコンクリートの斜め圧縮バネ剛性に比べ著しく小さい場合であり、本提案手法によるせん断強度が実験値に比べ著しく小さい (h_a が著しく大きい)。これら対応の悪い試験体を省くと、平均 1.08、変動係数 0.110 であり、良い対応を示した。対応の悪い実験結果も含めて、ある程度の精度を確保するため、種々の検討を行った。一つには、ここに示した水平方向の剛性の釣り合い以外に、この釣り合い機構における側柱の曲げ強度（内法高さ中央での曲げ降伏を想定）やせん断強度等を検討したが、精度はさほど向上しなかった。そこで、ここでは、暫定処置として h_a に制限値を設けることにした。制限値は、103 体の既往実験結果に対する変動係数が最も小さくなる時とした。制限値と平均値、変動係数との関係を図 4 に示す。これらの図より、変動係数が最も小さくなるのは、制限値を $h_0/2.7$ とした時であることが分かる。よって、暫定処置として、制限値を式(14)のように定める。

$$Q_{fu} = \frac{a_g \sigma_{cy} \ell_w + 0.5 a_{wy} \sigma_{vy} \ell_w + 0.5 N \ell_w}{h} \quad (13)$$

$$h_a \leq \frac{h_0}{2.7} \quad (14)$$

式(13)中、 a_g 、 a_{wy} は引張側柱全主筋断面積、壁板全縦筋断面積、 σ_{cy} 、 σ_{vy} は引張側柱主筋と壁板縦筋の降伏強度、 N は軸方向力（圧縮を正）、 h は加力高さである。

4. 既往実験結果を用いた本提案手法の精度検証

ここでは、既往実験結果を用いた本提案手法の算定精度の検証に関してまとめる。用いた既往実験結果は、前項と同じものである。比較として AIJ 指針式と広沢式による算定結果も示した。それらの式をそれぞれ式(15)、(16)に示す。下式中、 ℓ_{wb} 、 ℓ_{wa} はトラスとアーチ機構の有効壁長さ、 β はトラス機構によるコンクリート圧縮応力度と有効圧縮強度の比、 ϕ 、 θ_a はトラスとアーチ機構の圧縮ストラット角度である。 p_{cg} は側柱主筋比（%）、 σ_0 は軸方向応力度（圧縮を正）、 b_e は等価壁厚、 ℓ_{aw} は壁全長、 j は応力中心間距離である。

$$Q_{aij} = t_w \ell_{wb} p_{wh} \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta_a (1 - \beta) t_w \ell_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (15)$$

図5 各算定式の精度

図6 各算定式の要因分析－1

図7 各算定式の要因分析－2

$$Q_{hiro} = \left\{ \frac{0.068 p_{cg}^{0.23} (\sigma_B + 17.6)}{\sqrt{M / (Q_{aw})}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{hy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \times b_e j \quad (16)$$

本提案手法、AIJ 指針式、広沢式の既往実験結果との比較を図5に示す。これらの図は、縦軸に実験による最大耐力、横軸に計算せん断強度を、それぞれ式(13)で求めた曲げ強度計算値で除して表した。本提案手法では、最大強度決定要因 (C : コンクリート圧縮ストラットの圧壊で決定、 H_y : 壁板横筋の降伏で決定) と、 h_u が制限値に達したか否かで記号を付けた。強度比の平均値、変動係数は、本提案手法が 1.07, 0.105, AIJ 指針式が 1.13, 0.136, 広沢式が 1.14, 0.118 であり、僅かではあるが、本提案手法が最も精度が良い。また、強度比が 1.0 を下回る試験体数は、全試験体 103 体中、本提案手法が 30 体、AIJ 指針式が 21 体であるが、強度比の最小値は、本提案手法が 0.82, AIJ 指針式が 0.78 であることから、設計で本提案手法を用いる場合には AIJ 指針式と同等の安全率を設定すれば良いと考える。なお、本提案手法において、 h_u が制限値に達した試験体は 103 体中、21 体であった。

さらに、シアスパン比 (M/Q_{ew})、壁板横筋比 (p_{wh})、壁板横補強強度 (横筋比 $\times$ 降伏強度: $p_{wh} \sigma_{wy}$)、側柱幅と壁厚の比 (B_c/t_w)、コンクリート圧縮強度 (σ_B)、軸力比 (軸応力度は全水平断面積に対する値: σ_0/σ_B) に対する計算精度の変動傾向を検討した。それらの実験最大耐力と計算の曲げ強度とせん断強度の小さい方との比との関係を図6, 7に示す。図中、 $\pm 15\%$ の横線を示した。

シアスパン比に関しては、3手法とも、シアスパン比が2より大きくなると、やや強度比が大きくなる傾向を示す。この値は、3手法とも曲げ強度で決定しているため、全く同じ値となっている。壁板横筋比に対しては、本提案手法が壁板横筋比の増大に伴い、強度比も若干大きくなる傾向を示している。しかし、 $p_{wh}=2.75\%$ の場合

でも、強度比は 1.15 程度であり、精度としては十分であると考え。AIJ 指針式、広沢式は、試験体数の多い $p_{wh}=0.5\sim 1.0\%$ の場合に、バラツキが大きくなっている。壁板横補強強度に対しては、3手法とも大きな差はなく、偏りも見られない。側柱幅と壁厚の比に対しては、3手法とも大きな偏りは見られないが、AIJ 指針式では $B_c/t_w=3$ 前後においてややバラツキが大きい。コンクリート圧縮強度に対しては、試験体数が多い $\sigma_B=20\sim 40\text{N/mm}^2$ において、3手法とも他の強度帯に比べややバラツキが大きい。軸力比に対しては、唯一軸力を考慮している広沢式では、軸力が載荷されているほとんどの試験体の強度比が 1.0 以上となっている。他の2手法に関しては、大きな偏りは見られない。

強度比に関して要因分析を行なった結果、本提案手法は耐震壁を構成する各要因に対して、特に問題となるような偏りはなく、基本的に AIJ 指針式、広沢式と同様な傾向を示した。

5. 既往 FEM 解析結果を用いた本提案手法の精度検証

ここでは、長沼が実施した FEM 解析による耐震壁のパラメトリックスタディーの結果^{33)~35)}を用いて、本提案手法の精度を検証する。長沼は 100 体を越える実験結果を用いて FEM 解析手法の精度検証を実施した上でパラメトリックスタディーを行っており、この解析結果は十分に信頼するに値すると判断した。長沼は、シアスパン比を 0.42~2.79、壁板鉄筋比 (縦横同一) を 0.0~2.32% (ここでの検討対象範囲は 0.32~2.32%)、側柱主筋比を 0.84~10.0% (5.44%以上で強度がほぼ一定と記載) まで変化させて、耐震壁のせん断強度の変動傾向を検討している。耐震壁の平面形状は、側柱芯間距離が 8000mm、壁厚 200mm、側柱は 850mm 角であり、上部梁は剛に近いものとしている。材料強度は、コンクリートが $\sigma_B=24\text{N/mm}^2$ 、壁板の鉄筋が $\sigma_y=300\text{N/mm}^2$ であり、側柱主筋は弾性としている。

ここでは、シアスパン比 (M/Q_{ew})、壁板鉄筋量 (p_w)、側柱主筋量 (p_{cg}) に対するせん断強度の変動傾向に関して検討した。

図8 FEM 解析結果との比較（対壁筋量）

図9 FEM 解析結果との比較（対側柱主筋量）

壁板鉄筋量とせん断強度関係の比較を図8に、側柱主筋量とせん断強度関係の比較を図9にそれぞれシアスパン比ごとに示す。本提案手法の場合は、強度決定要因で記号を分けた。また、 h_a が制限値に達した解析ケースは、 $M/Q\ell_w=1.37$ で $p_w=0.32\%$ と、 $M/Q\ell_w=1.84$ で $p_w=0.32\%$ の2ケースだけであった。

壁板鉄筋量に対する変動傾向（側柱主筋量： $p_{cg}=5.44\%$ ）を見ると、 $M/Q\ell_w=0.42$ の場合、FEM解析結果が最も大きく、壁板鉄筋量にほぼ比例してせん断強度は増大する。これとほぼ同様な傾向を示したのは、AIJ指針式と広沢式であった。本提案手法では $p_w=0.32\%$ の場合において壁板の圧縮ストラットは壁板のほぼ全域を占めているため（壁板全長8850mmに対し、水平有効長さは $\ell_a=8770\text{mm}$ ）、以降、壁板鉄筋比を増やしてもせん断強度はほとんど増大しない。

$M/Q\ell_w=0.89$ の場合も0.42の場合とほぼ同様な傾向であるが、FEM解析結果と各算定式の結果の差は小さくなっている。 $M/Q\ell_w=1.37$ 以上では、FEM解析による結果は、 $p_w=1.27\%$ を境に増大率が鈍化する。この傾向を最も良く表しているのは本提案手法であり、せん断強度は壁板鉄筋量が小さい時は壁板鉄筋の降伏で、大きい場合はコンクリート圧縮ストラットの圧壊で決定している。

一方、側柱主筋量に対する変動傾向（壁板鉄筋量： $p_w=0.64\%$ ）を見ると、 $M/Q\ell_w=0.42$ の場合、FEM解析結果が最も大きく、側柱主筋量にほぼ比例してせん断強度は増大する。この傾向を最も良く表しているのは、広沢式であった。AIJ指針式は側柱主筋量をパラメータとして考慮していないため、水平に推移する。 $M/Q\ell_w=0.89$ と2.79の場合、FEM解析結果は $p_{cg}=2.39\%$ で増大率は鈍化し、 $p_{cg}=3.92\%$ 以降はほとんど変動しない。この変動傾向を最も良く表していたのは、本提案手法であった。

また、壁板鉄筋量が $p_w=0.64\%$ 以下、側柱主筋量が $p_{cg}=0.89\%$ の場合は、3算定式による結果はFEM解析結果を上回る場合があり、注意を要する。特に、広沢式による結果は $M/Q\ell_w=2.79$ 、 $p_w=0.64\%$ で側柱主筋量が増える場合、常にFEM解析結果を上回っている。

本提案手法でFEM解析結果を最も大きく上回ったのは、 $M/Q\ell_w=0.89$ 、 $p_w=0.64\%$ 、 $p_{cg}=0.89\%$ の場合で、その強度比（FEM解析結果／提案手法算定結果）は0.87であった。

FEM解析結果を用いて本提案手法の算定精度を検証した結果、シアスパン比が小さい場合は、本提案手法によるせん断強度は壁板鉄筋量や側柱主筋量を増大してもほとんど変動せず、FEM解析結果と異なる傾向を示したが、シアスパン比の増大とともに、本提案手法による結果はFEM解析結果と近似した変動傾向を示した。シアスパン比が小さい場合には、壁板鉄筋比が小さい場合でも圧縮ストラットはほぼ壁板全域を占めていることから、圧縮側柱の負担せん断力を考慮する必要があると思われる。

6. まとめ

既に提案している耐震壁のせん断ひびわれ後のせん断力～せん断変形関係を求めるのに用いるトラス剛性法（側柱による曲げ抵抗を壁板横筋の伸び進展の拘束効果として考慮）に基づくせん断強度算定法を提案した。

この提案手法は、壁板の圧縮ストラットの領域算定において、暫定的に制限値を設けているが、既往実験結果、FEM解析結果を用いて算定精度を検証した結果、AIJ指針式、広沢式と同等以上の精度を有することが分かった。また、せん断力に対する抵抗機構に着眼して、耐震壁のせん断強度算定法の検討を行った結果、外周フレームによる拘束効果の反映が肝要であることが分かった。

今後の改良項目としては、以下のことが考えられる。

- 1) 圧縮ストラットの領域算定における制限値の撤廃。
- 2) 壁板横筋比が存在しない場合の対応。
- 3) 軸方向力の考慮。特に引張軸力作用時。
- 4) 圧縮側柱の負担せん断力の考慮。
- 5) 開口耐震壁への拡張。
- 6) 連層耐震壁への拡張。

「圧縮ストラットの領域算定における制限値の撤廃」に関しては、コンクリート圧縮ストラットの引張縁での最下端の耐震壁脚部からの高さ (h_a) の意味合いを考えた上で検討したい。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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，1999.8
- 3) 滝口克己，藤山淳司：R/C 柱部材のアーチ機構による終局せん断耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 503 号，pp.93～100，1998.1
- 4) 浜原将之，他 3 名：コンクリート系部材のアーチ作用によるせん断伝達機構に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，pp.655～660，2000
- 5) 村上 聖：鉄筋コンクリート梁の終局せん断強度算定式に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，第 533 号，pp.143～150，2000.7
- 6) 瀧口克己，西村康志郎：せん断補強筋のない RC 柱部材の斜め圧縮力伝達能力，日本建築学会構造系論文集，第 534 号，pp.113～119，2000.8
- 7) 白石一郎，他 2 名：主筋付着の有無が RC 柱のせん断挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.871～876，2002
- 8) 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算定法，日本建築学会構造系論文集，第 517 号，pp.125～132，1999.3
- 9) 津田和明，江戸宏彰：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）の算定法 — 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究（その 1） —，日本建築学会構造系論文集，第 569 号，pp.97～104，2003.7
- 10) Nielsen, M.P.：Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall, 420p.，1984
- 11) COMIT EURO-INTERNATIONAL DU BETON：CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURE, 1978
- 12) 青山博之，他 2 名：増設 RC 耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的研究（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1407～1410，1982.10
- 13) 青山博之，他 2 名：既存鉄筋コンクリート建物の耐震補強工法に関する研究（その 1），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.81～82，1985.10
- 14) 緒方恭子，壁谷澤寿海：曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.717～720，1984
- 15) 柚木孝裕，他 2 名：厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.369～372，1985
- 16) 壁谷澤寿海，他 2 名：鉄筋コンクリート耐震壁の開口補強法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.10，No.3，pp.409～141，1988
- 17) 壁谷澤寿海，他 2 名：高層耐震壁の耐力と変形能力に関する実験的研究，Vol.9，No.2，pp.379～384，1987
- 18) 福沢六郎，他 8 名：建屋の復元力特性に関する研究（高配筋耐震壁に関する実験，その 37～40），日本建築学会大会学術講演梗概集，B 分冊，pp.847～854，1985.10
- 19) 羽鳥敏明，他 4 名：建屋の復元力特性に関する研究（高配筋耐震壁に関する実験，その 59），日本建築学会大会学術講演梗概集，B 分冊，pp.1117～1118，1986.8
- 20) 前田安治，他 5 名：建屋の復元力特性に関する研究（高強度コンクリートを用いた耐震壁に関する実験，その 62，63），日本建築学会大会学術講演梗概集，B 分冊，pp.1123～1126，1986.8
- 21) 東端泰夫，他：曲げ，せん断，軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1189～1192，1975.10
- 22) Oestertle, R.G., et al.：Web Crushing of Reinforced Concrete Structure Walls, ACI Journal, May-June, pp.231～241，1984
- 23) 遠藤利根穂，他：耐震壁による建築物の崩壊防止に関する研究，昭和 46 年度建築研究所年報，pp.625～632，1972
- 24) 片桐 徹，他 2 名：背高な連層耐震壁の強度と変形，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 分冊，pp.579～580，1990.10
- 25) 斉藤文孝，他 2 名：高強度コンクリートを用いた耐震壁のせん断破壊性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 分冊，pp.605～606，1990.10
- 26) 金本清臣，他 2 名：高強度材料を用いた曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C 分冊，pp.607～610，1990.10
- 27) 松本和行，他 2 名：シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.14，No.2，pp.819～824，1992.6
- 28) 熊谷仁志，他：高強度コンクリートを用いた耐震壁のせん断特性（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C 分冊，pp.611～612，1990.10
- 29) 柳沢延房，他：高強度材料を用いた鉄筋コンクリート耐震壁のせん断特性（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C 分冊，pp.346～350，1992.8
- 30) 白石一郎，他 2 名：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果，日本建築学会構造系論文報告集，第 392 号，pp.34～45，1988.10
- 31) 長島俊雄，他 2 名：高強度コンクリート（Fc600）を用いた耐震壁の力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.15，No.2，pp.1155～1160，1993
- 32) 菅野俊介，他 2 名：高強度コンクリート耐震壁の強度と変形性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 分冊，pp.437～438，1991.9
- 33) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，第 447 号，pp.107～117，1993.5
- 34) 長沼一洋：鉄筋コンクリート連層耐震壁の設計法に関する研究（その 1）単層耐震壁のせん断強度算定法，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.101～104，1993
- 35) 長沼一洋：鉄筋コンクリート耐震壁の非線形解析手法とせん断強度に関する研究，千葉大学学位論文，1993

（2009 年 4 月 20 日原稿受理，2009 年 7 月 22 日採用決定）