

複数開口を有する RC 造耐震壁のせん断強度算定法

AN EVALUATION METHOD OF SHEAR STRENGTH FOR RC SHEAR WALLS WITH MULTI-OPENINGS

櫻井 真人*, 倉本 洋**, 松井 智哉***

Masato SAKURAI, Hiroshi KURAMOTO and Tomoya MATSUI

In this paper, two dimensional non-linear finite element analyses for shear walls with multi-openings were conducted to investigate the shear force contributions and internal stress transferring mechanisms. Parametric analyses were also conducted for the shear walls with several opening layouts. The analytical results showed that diagonally compressive struts transferring shear forces were formed in each wall element and the shape depended on the wall panel length, regardless of opening layouts and loading directions. On the basis of these analytical results, the simplified shear resistant model of the shear walls with multi-openings was constructed. It is clarified that the shear strength of RC shear walls with multi-openings can be evaluated by the proposed simplified model.

Keywords : RC shear walls with multi-opening, FEM analysis, Parametric analysis,

Diagonally compressive strut model, Shear strength evaluation

複数開口耐震壁, FEM 解析, パラメトリック解析, 斜め圧縮ストラットモデル,
せん断強度評価

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建築物における耐震壁は, 地震時における主要な耐震要素である。既往の実験や実際の地震被害における耐震壁の破壊状況¹⁾を見ると, 窓やドアなどの開口を有する耐震壁 (以下, 有開口耐震壁と呼称) においては開口形状, 個数および位置の相違によって構造性能が大きく異なることが確認できる²⁾。このような有開口耐震壁のせん断強度評価法には, 日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準 (以下, RC 規準と略記)³⁾ や日本建築防災協会の耐震診断基準 (以下, 耐震診断基準と略記)⁴⁾ に示される等価開口周比を用いた手法が慣用されている。しかしながら, これらの手法は壁板に対する開口部の面積の比率に基づいてせん断強度が算定されるため, 開口の形状等が構造特性に及ぼす影響が反映されにくいという問題点がある。

このような背景から筆者らは, 国土交通省・建築基準整備促進事業の分担研究として, 有開口耐震壁のせん断強度評価等に関する実験および解析を継続的に実施してきた。このうち有開口耐震壁の開口位置を実験変数とした静的載荷実験では, 同一開口周比の耐震壁であっても開口の配置によって剛性, せん断強度および破壊モードが大きく異なることを示した⁵⁾⁻⁷⁾。また, 有限要素法解析 (以下, FEM 解析と略記) を用いた有開口耐震壁の数値シミュレーション手法の検討も並行

して行い, 有開口耐震壁の実験時における復元力特性, 破壊モードおよび内部応力状態を概ね模擬できることを示した⁸⁾。

本論では, 上記 FEM 解析に基づく有開口耐震壁のパラメトリック解析を行い, 開口位置の変化が当該耐震壁各部位の負担せん断力および圧縮ストラットの形成に及ぼす影響を検討する。また, パラメトリック解析の結果に基づいた有開口耐震壁の簡便なせん断強度算定法を提案し, その耐力予測精度を示す。

2. FEM パラメトリック解析の概要

2.1 解析モデル

図 1 に解析モデルの形状を示す。また, 表 1 および表 2 に解析モデルの試験体断面詳細および材料特性を示す。解析モデルには, 文献 8) において FEM 解析による荷重-変形角関係等のシミュレーションを行ったものも含め, 筆者らがこれまでに実験した試験体 WO1 から WO10 の計 10 体を選択した。さらに, これら 10 体の試験体における開口配置を中間補充したモデルを 8 ケース (Model-A から Model-E, Model-H から Model-J), 試験体 WO8 のそれぞれの開口を開口面積が等しくなるように開口高さを揃えて壁板中央へ配置し, 1 つの開口としたモデルを 1 ケース (Model-F), および試験体 WO8 の各開口を包絡させたモデルを 1 ケース (Model-G) の計 10 ケースを追加した。

* (独) 日本学術振興会特別研究員 PD 博士 (工学)

**大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士 (工学)

***豊橋技術科学大学大学院工学研究科建築・都市システム学系
准教授 博士 (工学)

Research Fellow of the Japan Society for the Promotion of Science, Dr. Eng.

Prof., Div. of Global Architecture, Graduate School of Eng., Osaka Univ., Dr. Eng.

Associate Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Graduate School of Eng.

Toyohashi University of Technology, Dr. Eng.

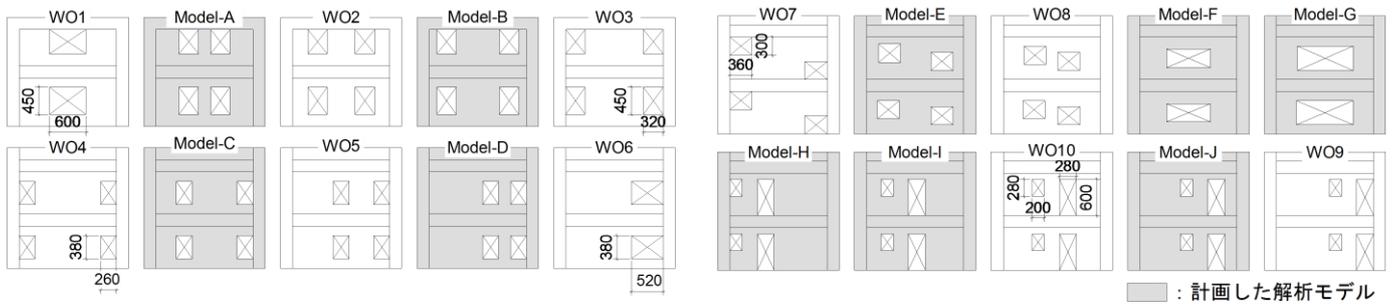


図1 解析モデル（試験体および追加モデル）

表1 試験体断面詳細

	WO1~WO3 Model-A, Model-B		WO4~WO6 Model-C, Model-D		WO7, WO8 Model-E~Model-G		WO9, WO10 Model-H~Model-J	
	1000(1層) 800(2層)		800		800		800	
柱	B×D		200×200					
	主筋		12-D13 ($p_s=3.8\%$)					
	帯筋		2-D6@60 ($p_s=0.53\%$)					
	副帯筋		2-D@120 ($p_s=0.27\%$)					
梁	B×D		150×200(1層) 200×200(2層)		150×200			
	主筋		4-D10 ($p_s=0.54\%$)					
	あばら筋		2-D6@100 ($p_s=0.42\%$)					
	副帯筋		2-D@120 ($p_s=0.27\%$)					
壁	壁厚		80					
	壁縦筋		D6@100千鳥 ($p_s=0.4\%$)					
	壁横筋		D6@100千鳥 ($p_s=0.4\%$)					
	開口補強筋		D10 (縦・横・斜め)		D10 (縦・横)			

表2 解析時における材料特性

	WO1~WO3 Model-A, Model-B		WO4~WO6 Model-C, Model-D		WO7, WO8 Model-E~Model-G		WO9, WO10 Model-H~Model-J	
	1000(1層) 800(2層)		800		800		800	
コンクリート	σ_B (N/mm ²)		30					
	σ_t (N/mm ²)		1.8(計算値) / 0.91(修正値: 柱・梁) 0.45(修正値: 壁板)					
	E_s (kN/mm ²)		2.55(計算値) / 12.5(修正値)					
	ϵ_p (μ)		2101(計算値) / 4000(修正値)					
鉄筋 ^{*1}	σ_y^{+2} (N/mm ²)		D6	336	338		306	
			D10	327	348		344	
			D13	442	405		456	
	E_s (kN/mm ²)		D6	221	187		148	
		D10	153	190		202		
		D13	173	185		196		

*1 使用材料: D13 (SD390), D10, D6 (SD295A) *2 公称断面積を用いて算定した
 σ_B : 圧縮強度, σ_t : 引張強度, $\sigma_c = 0.33\sqrt{\sigma_B}$ E_c : ヤング係数, $E_c = (0.36\sqrt{\sigma_B} + 0.582) \times 10^4$
 ϵ_p : 圧縮強度時ひずみ, $\epsilon_p = 13.7\sigma_p + 1690$

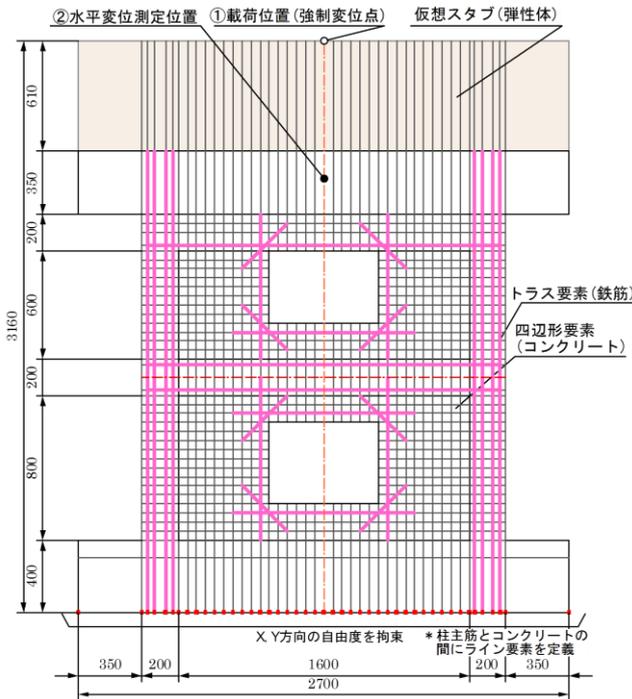


図2 要素分割（試験体 WO1）

試験体および解析モデルは6層RC造建築物における連層耐震壁の下部2層を想定した実大の約1/3スケールの耐震壁である。耐震壁の破壊モードはせん断破壊型とし、等価開口周比は試験体 WO4~WO6 および解析モデル Model-C, Model-D では0.35, その他の試験体および解析モデルではほぼ0.4とした。

2.2 解析手法⁸⁾

有開口耐震壁のFEM解析手法の妥当性については、文献8)において検討しており、せん断力-変形角関係、破壊性状および鉄筋応力などを概ね模擬できることを示してきた。本解析においても文献8)に示したものと同様な解析手法を採用し、平面応力場を仮定した2次元解析とした。

図2に試験体WO1を例とした要素分割図を示す。下スタブ底面における節点で鉛直および水平の自由度を拘束することで完全固定とした。コンクリートは4節点四辺形要素で定義し、柱梁のせん断補強筋および壁筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状に置換した。主筋はトラス要素で線材として置換した。また、柱および梁主筋ではコンクリートからの抜け出しを考慮するため、コンクリート要素とトラス要素の節点をそれぞれ別に定義し、接合要素を挿入することで鉄筋の抜け出しをモデル化した。

実験では、柱軸力比 $N/bD\sigma_B$ で0.2に相当する一定軸力を試験体に

作用させると同時に、作用せん断力に対応させて鉛直ジャッキを制御することで試験体頂部に付加モーメントを作用させ、所定のせん断スパン比（試験体 WO1~WO6, 解析モデル Model-A~Model-D : 1.38, 試験体 WO7~WO10, 解析モデル Model-E~ Model-J : 1.20）となるよう制御した。本解析では実験と同様のせん断スパン比を再現するために、試験体上スタブ上端から実験時における想定加力高さまで仮想スタブとして極めて剛性の高い弾性体を配置した。解析では実験と同様に繰り返し载荷とし、仮想スタブ上端に一定軸力を作用させた後、仮想スタブ頂部に強制変位を与えた。また、解析では不釣合い力の収束計算が不安定となった時点で解析を終了した。なお、解析には市販のコンクリート構造非線形 FEM 解析ソフト「FINAL」⁹⁾を用いた。

2.3 材料構成則

コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性体とし、ひび割れは多方向のひび割れが考慮できる非直交分散ひび割れモデル¹⁰⁾により表現した。圧縮側のコンクリートの応力-ひずみ関係には、修正 Ahmad¹¹⁾を用いた。コンクリートの二軸応力下の破壊条件はKupferらの提案¹²⁾に従った。なお、ひび割れ発生後は圧縮特性の劣化を考慮し、コンクリートの1軸圧縮強度とそのひずみを作用圧縮応力に基づく関数を用いて低減した¹³⁾。ひび割れ発生後の tension stiffening 特性（軟化域包絡線）はコンクリートの1軸圧縮強度、鉄筋比、ひび割れ

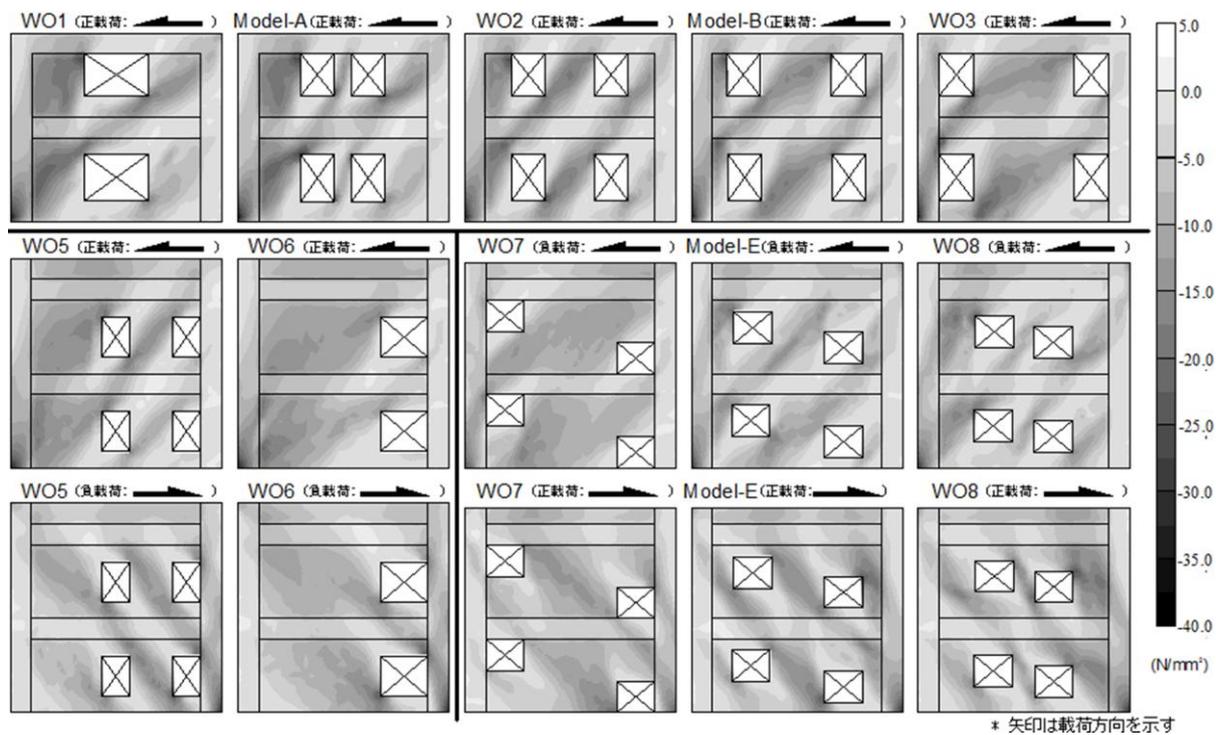


図3 最小応力分布

方向の圧縮剛性低下率に関する関数として定義した¹⁴⁾。

コンクリートの繰り返し応力下における履歴モデルの除荷・再載荷曲線は、引張側、圧縮側ともに、2次曲線で表現した¹⁵⁾。ひび割れ後のせん断伝達特性は、ひび割れ方向のせん断応力-せん断ひずみ関係で表現し、包絡線はコンクリートの1軸圧縮強度、鉄筋量、ひび割れ直交ひずみおよびひび割れ方向のせん断ひずみの関数で与えた¹³⁾。鉄筋とコンクリートの付着応力度-すべり関係はElmorsiらの提案モデルを修正した手法¹⁶⁾によりモデル化した。最大付着応力は靱性指針¹⁷⁾により算定し、最大付着応力時のすべりは1.0mmと仮定した。鉄筋はCiampiらの修正Menegotto-Pintoモデル¹⁸⁾を採用し、降伏後の履歴ループを表現した。

鉄筋の材料特性は各実験における材料試験値を用いた。コンクリートの1軸圧縮強度は各実験の材料試験結果を参考に30N/mm²と仮定した。コンクリートの引張強度、ヤング係数および圧縮強度時のひずみは、表2に示すようにコンクリートの1軸圧縮強度に基づく計算式¹⁹⁾を用いてそれぞれ算定した。さらに、実験時における試験体の乾燥収縮の影響や初期ひびわれによる剛性の低下を考慮して、解析ではコンクリートの引張強度、ヤング係数および圧縮強度時ひずみを表2に示すように低減させた²⁰⁾。なお、材料構成則として用いた各モデルの詳細は文献8)を参照されたい。

3. 解析結果

3.1 最小主応力分布

図3に変形角 $R=1/200\text{rad}$ における試験体 WO1~WO3, WO5~WO8 および解析モデル Model-A, Model-B および Model-E のコンクリート要素の最小主応力分布（圧縮応力分布）を示す。

開口が1つの試験体 WO1 ではそれぞれの袖壁で斜め方向の圧縮ストラットが形成されている。一方、開口が2つに分割され、それぞれの位置が両側柱へ少し近づけられた解析モデル Model-A では袖壁の

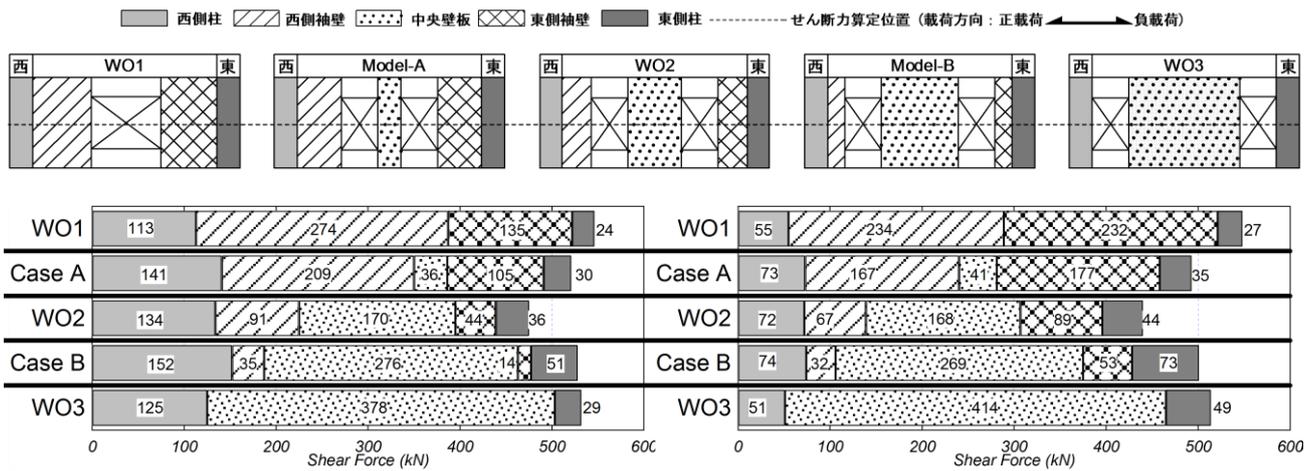
圧縮ストラットに加えて1層および2層の中央壁板で圧縮ストラットが形成された。さらに、試験体 WO2 および解析モデル Model-B のようにそれぞれの開口が両側柱へさらに近づいていくにつれ、中央壁板の面積が増加するに伴い形成される圧縮ストラット幅も大きくなり、その角度も緩やかになる。また、圧縮側および引張側の袖壁では開口位置がそれぞれ柱側へ近づくにつれ袖壁の面積が小さくなるため、それぞれの圧縮ストラットの幅は減少し、角度が大きくなる傾向が認められた。

偏在開口を有する試験体 WO5 および WO6 では、荷重方向によらず袖壁または中央壁板に圧縮ストラットが形成される傾向は他の耐震壁と同様であった。しかしながら、荷重方向によって圧縮側部材と引張側部材が入れ替わるため、各部材における圧縮ストラットの応力が異なる傾向が認められた。このことが偏在開口耐震壁の荷重方向によるせん断強度の違いに起因しているものと推察される。

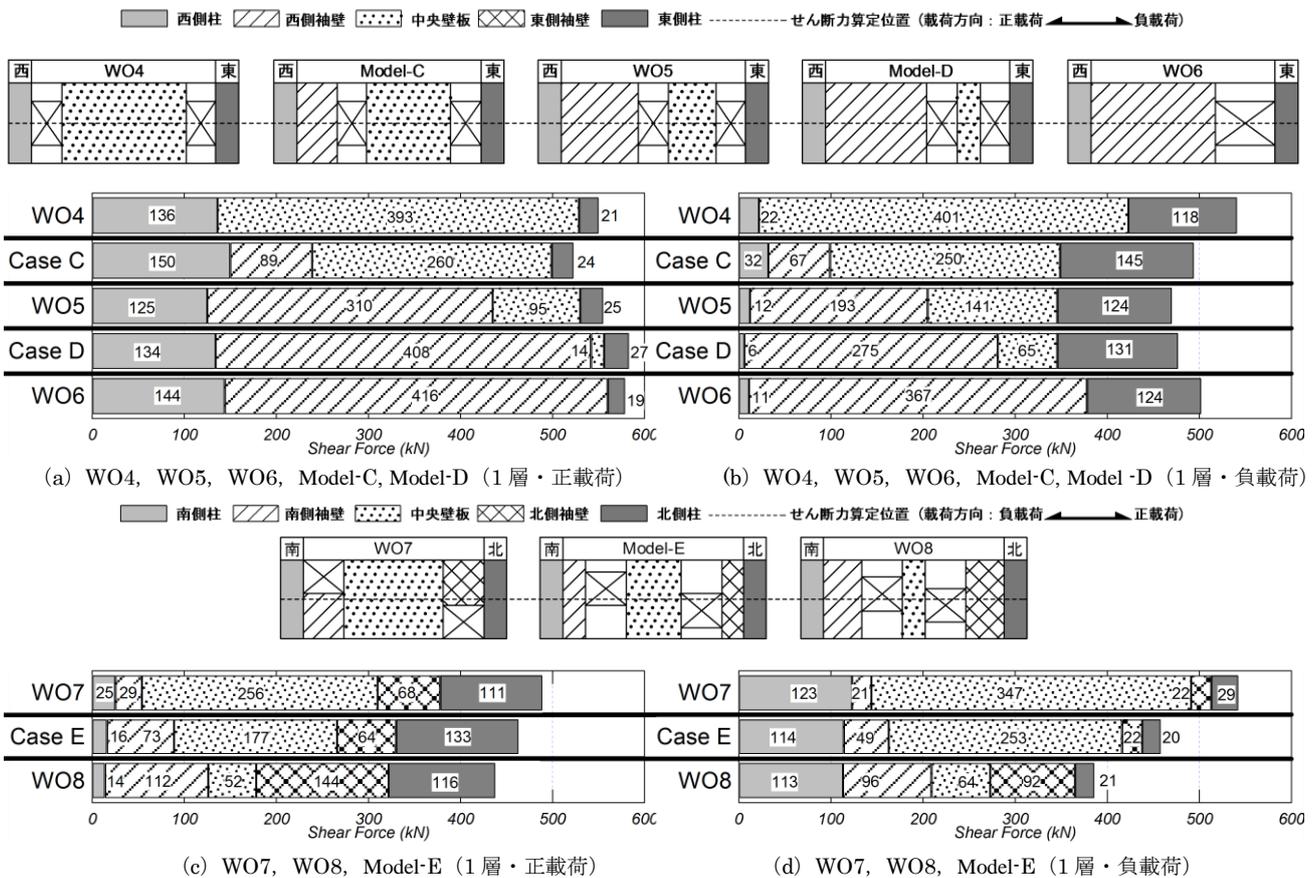
一方、開口位置の高さが異なる試験体 WO7, WO8 および解析モデル Model-E では、荷重方向によって形成される圧縮ストラットの幅および角度が異なる。例えば試験体 WO7 の中央壁板では、正荷重時には1層開口間で圧縮ストラットが形成されるのに対し、負荷時には2層上部から1層開口下部へ流れる圧縮ストラットが形成される。このような場合には、圧縮ストラットの角度は2層から1層にかけて形成されるものから算定するのが適切であると考えられる。

3.2 各壁板の負担せん断力

図4に試験体 WO1, WO2, WO3 および解析モデル Model-A, Model-B の1層および2層の各部位の負担せん断力を示す。せん断力は当該図中の点線で示される高さ位置におけるコンクリートの各要素に生じるせん断力の和としている。また、本解析ではいずれの試験体においても $R=1/200\text{rad}$ のサイクルで最大耐力もしくは最大耐力に近い耐力値を記録したことから、同図では $R=1/200\text{rad}$ のサイクルのピーク時における負担せん断力を示している。



(a) WO1, WO2, WO3, Model-A, Model-B (1層・正載荷) (b) WO1, WO2, WO3, Model-A, Model-B (2層・正載荷)
 図4 R=1/200radにおける各部材の負担せん断力 (試験体 WO1~WO3, 追加モデル Model-A, Model-B)



(a) WO4, WO5, WO6, Model-C, Model-D (1層・正載荷) (b) WO4, WO5, WO6, Model-C, Model-D (1層・負載荷)
 (c) WO7, WO8, Model-E (1層・正載荷) (d) WO7, WO8, Model-E (1層・負載荷)
 図5 R=1/200radにおける各部材の負担せん断力 (試験体 WO4~WO8, 追加モデル Model-C~ Model-E)

1層における開口位置の変化に伴う各部材の負担せん断力の変化をみると、圧縮側となる西側袖壁の負担せん断力は試験体 WO1 では 274kN となるのに対し、解析モデル Model-B では 35kN となった。引張側となる東側袖壁の負担せん断力は、試験体 WO1 では 135kN となるのに対し、解析モデル Model-B では 14N となり、圧縮側袖壁と比べてせん断力の負担は少ないものの、同様の傾向となった。1層における中央壁板の負担せん断力は、解析モデル Model-A で 36kN であったのに対し、試験体 WO3 では 378kN と中央壁板が大きくなるにつれて負担せん断力が増加する結果となった。このように、いずれの部材

においても壁板の長さに応じて負担せん断力の大きさが変化している傾向が認められた。

一方、2層では、圧縮側柱の負担せん断力が1層の負担せん断力のおよそ半分程度まで低下しており、1層と比べて2層の側柱の負担せん断力は小さくなるのがわかる。また、2層壁板の負担せん断力をみると中央壁板もしくは引張側袖壁および側柱の負担せん断力が増加している。このことから、2層では圧縮側柱における負担せん断力が1層の圧縮側柱と比べて減少するものの、その代わりに引張側となる袖壁や側柱および中央壁板がせん断力を負担する傾向にある。筆者

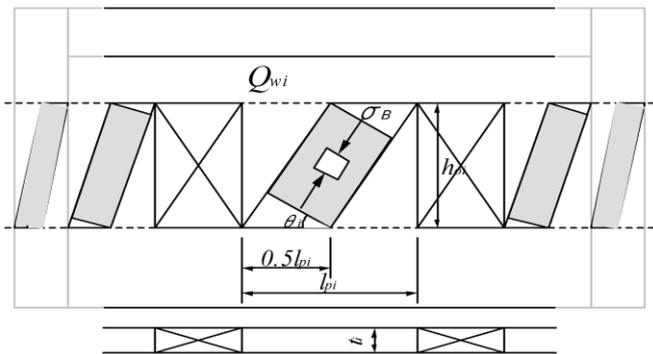


図6 壁板におけるアーチ機構の仮定

らが実施した実験^{3),5)}においては、試験体 WO1, WO2 および WO3 のように1層よりも2層の壁板の損傷が顕著となったものがあった。これは2層圧縮側柱の負担せん断力の減少によって2層中央壁板や引張側袖壁のせん断応力が1層壁板のせん断応力よりも大きくなることが原因であるためであると推察される。

図5に試験体 WO4~WO8 および解析モデル Model-C~Model-E について、 $R=1/200$ rad.のサイクルのピーク時における1層の各部位の負担せん断力を示す。同図には、正負荷荷における負担せん断力をそれぞれ示している。

試験体 WO5, WO6 および解析モデル Model-C, Model-D のような偏在開口耐震壁では正負荷荷で壁板の負担せん断力に差異がみられた。これは3.1節で述べたように載荷方向に応じて壁板の圧縮ストラットの応力が異なるためであると考えられる。

一方、試験体 WO8 や追加モデル Model-A, Model-D のように開口間隔の小さい試験体およびモデルでは、正負荷荷にかかわらず中央壁板において合計せん断力の1割程度以下となった。このことから開口間隔が狭い耐震壁では中央壁板におけるせん断強度の負担が小さくなるが見てとれる。また、図5ではいずれの試験体においても1層における圧縮側柱の負担せん断力は、耐震壁の合計せん断力のおよそ3割程度を負担しているのに対し、引張側柱では全せん断力の1割も負担していないことが認められる。

4. せん断強度算定式の提案

4.1 各壁板の耐力算定モデル

最小主応力分布および各壁板の負担せん断力の検討から推測される耐震壁内部の応力状態に基づいて、有開口耐震壁の簡便な強度算定モデルを検討する。

有開口耐震壁の実験および解析における破壊性状では、最大耐力時における開口横の壁板のひび割れやコンクリートの圧壊によって耐力が低下する傾向がみられた^{5~8)}。また、3.1節で述べたように、壁板では載荷方向によらず壁板長に応じた斜め圧縮ストラットが形成される傾向がみられた。これらの知見に基づいて、有開口耐震壁では最大せん断強度時に開口横壁板においてアーチ機構による壁板のせん断抵抗機構が形成され、これによって強度が決まるものと仮定する。すなわち、図6に示されるような壁板長 l_p と開口高さ h_o で示される領域において、幅 $0.5l_p$ となる斜め方向の圧縮ストラットが形成されているものとし、当該壁板のせん断力 Q_w を式(1)のように仮定する。

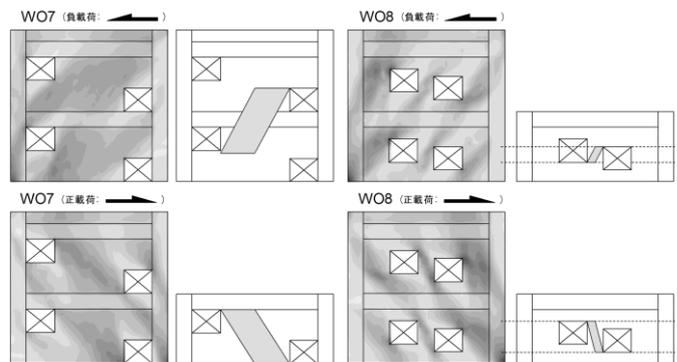
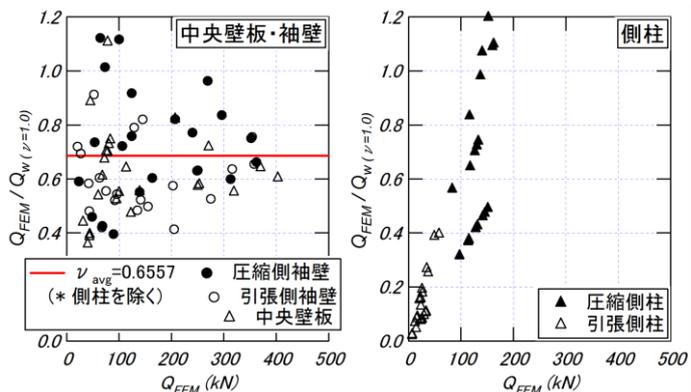


図7 開口高さ位置が異なる耐震壁におけるストラットの仮定



(a) 中央壁板・袖壁

(b) 側柱

図8 $Q_{FEM}/Q_w - Q_{FEM}$ 関係

$$Q_w = v \cdot \sigma_B \cdot \cos \theta_i \cdot \sin \theta_i \cdot 0.5 l_{pi} \cdot t_i \quad (1)$$

ここで、 v : コンクリートの有効強度係数

σ_B : コンクリートの1軸圧縮強度 (N/mm^2)

θ_i : 壁板で仮定した圧縮ストラットの角度

l_{pi} : 壁板長 (mm)

t_i : 壁厚 (mm)

なお、式(1)ではトラス機構による耐力負担分を無視することとした。また、側柱および袖壁においても図6に示すように開口高さ位置方向の圧縮ストラットがそれぞれ形成されているものと仮定する。

圧縮ストラットの角度は以下のように仮定する。すなわち、それぞれ開口の高さが同じ耐震壁では、図6に示すように圧縮側開口下端から引張側開口の上端まで形成される圧縮ストラットの角度 θ を採用する。ただし、試験体 WO7 や試験体 WO8 のように開口が対角に配置され、それぞれ開口の高さが異なる耐震壁では、3.1節で述べたように載荷方向に応じて異なる圧縮ストラットが形成される。このような耐震壁に対しては図7に示すように載荷方向に応じて壁板の圧縮ストラット角度をそれぞれ仮定することとした。

各試験体および各追加モデルの側柱、袖壁、中央壁板および引張側柱を対象に式(1)によるせん断力 Q_w の算定結果を図8に示す。図中の縦軸は、 v を1.0としたときの式(1)によるせん断強度算定値 $Q_w (v=1.0)$ と FEM 解析によるせん断強度計算値 Q_{FEM} の比率である。

図8(a)より、袖壁および中央壁板に対する $Q_{FEM}/Q_w (v=1.0)$ の算定結果は0.65程度を平均値としてばらつく傾向が認められた。また、 Q_{FEM} が小さくなるほど、すなわち開口間壁板や壁板長が短い部材では算定

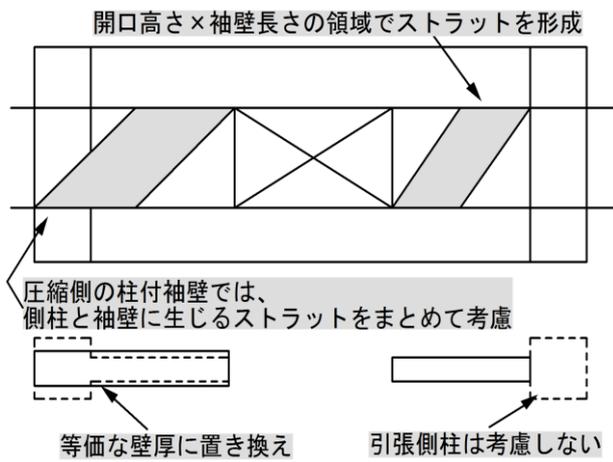


図9 算定式のご概念

結果のばらつきが若干大きくなる結果となった。一方、側柱に式(1)を適用した場合、図8(b)に示すように引張側柱で算定値が解析による計算値を過大評価する結果となった。また、圧縮側柱では算定値が解析による計算値を過小評価するものがみられ、袖壁および中央壁板に対する算定結果と比べて大きなばらつきがみられた。このように、袖壁および中央壁板のせん断強度はコンクリートの有効強度係数 ν を0.65程度とすれば式(1)によって概ね推定可能であるといえるが、圧縮側柱と引張側柱に対しては式(1)による算定精度がかなり低い結果となった。

4.2 強度算定時における側柱の取り扱い

式(1)による側柱のせん断強度算定結果にはばらつきが大きく、本式をそのまま用いることで側柱の適切なせん断強度の評価を行うことは困難であるといえる。そこで側柱とそれに付帯する壁板をひとまとめにして袖壁全体のせん断強度を評価する簡便な手法を採用することとした。以下にその詳細を述べる。

既往の実験^{3),5)}およびFEM解析結果から、有開口耐震壁の最大耐力時には開口横における袖壁のコンクリートの圧壊が顕著となることから、袖壁においても開口高さ位置で圧縮ストラットが形成されるものと仮定する。

3.2節でも述べたとおり、図4および図5に示すFEM解析による各部材の負担せん断力を見ると、1層における引張側柱の負担せん断力は最大でも耐震壁全体のせん断強度の1割も負担しない。また、図3の最小主応力分布において引張側柱では圧縮ストラットがほとんど形成されていない。このことから、本算定においては引張側袖壁では引張側壁板と開口高さからなる領域で圧縮ストラットが形成されると仮定し、引張側柱で形成される圧縮ストラットやせん断力は無視するものとする。一方、圧縮側柱では袖壁の長さに応じて袖壁の負担せん断力が増加する傾向がみられるものの、袖壁長によって圧縮側柱の負担せん断力が増加する傾向はみられなかった。そこで、算定の簡略化のために、圧縮ストラット算定の際には袖壁と圧縮側柱におけるそれぞれの圧縮ストラットを併せて算定することとした。すなわち、圧縮側柱と圧縮側袖壁では図9に示すようにそれぞれの厚さを等価な壁厚に置き換えた上で、袖壁長さとして側柱の合計長さとして開口高さからなる領域で圧縮ストラットが形成されるものと仮定した。

なお、式(1)では開口横の壁板または袖壁におけるコンクリートのせん断破壊によって有開口耐震壁の強度が決まることを想定してい

表3 解析変数

コンクリートの1軸圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50
せん断スパン比 M/QD	0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0
壁筋比 p_w (%)	0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.5, 2.0
軸力比 $N/bD\sigma_B$	0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3
□: 基準モデル	

表4 パラメトリック解析で用いた材料特性

コンクリート	σ_B (N/mm ²)	15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50	
	σ_t (N/mm ²)	0.91(柱・梁) 0.45(壁板)	
	E_c (kN/mm ²)	12.5	
	ϵ_p (μ)	4000	
鉄筋	σ_y (N/mm ²)	D6	330
		D10	330
		D13	430
	E_s (kN/mm ²)	D6	210
		D10	
		D13	

る。このような場合、側柱の引張鉄筋比の効果については耐震壁のせん断強度に及ぼす影響は小さいものと考え、本提案式では側柱の引張鉄筋比の効果は含めないことにした。

4.3 有効強度係数の検討

ここまで、壁板内の圧縮ストラットを活用した有開口耐震壁のせん断強度算定モデルを示した。しかしながら、有開口耐震壁ではせん断スパン比や軸力比および壁筋の効果はせん断強度に影響を及ぼすことが予想される。筆者らが実施した有開口耐震壁の実験および解析結果⁵⁻⁸⁾は、これらの影響要因について限られた条件の下で得られたものであるため、各影響要因が有開口耐震壁のせん断強度に及ぼす影響については別途検討する必要がある。そこで本項では、FEMによるパラメトリック解析を実施し、耐震壁の主要影響要因の変化がせん断強度に及ぼす影響を明らかにする。さらにこれらの結果から、本モデルの有効強度係数 ν をコンクリートの1軸圧縮強度、せん断スパン比、軸力比および壁筋比の関数として定義し、各影響要因が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を反映させることにした。

4.3.1 各影響要因のパラメトリック解析

対象とする試験体は実験で用いた試験体 WO1 から WO8 とし、コンクリートの1軸圧縮強度 σ_B は 30N/mm²、せん断スパン比 M/QD は 1.3、壁筋比 p_s は 0.4%、軸力比 $N/bD\sigma_B$ は 0.2 とした。パラメトリック解析用追加モデルはこれらの試験体を基準として表3に示す通りコンクリートの1軸圧縮強度を変動させたものを8ケース、せん断スパン比を変動させたものを9ケース、軸力比を変動させたものを6ケース、壁筋比を変動させたものを11ケースの計272ケースを用いた。モデル化手法および材料構成則については、2章で実施したFEM解析と同じものを用いた。材料特性は表4で示すものを用いた。また、解析では R=1/1600 および 1/800rad を1サイクルずつ、以降 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50rad を2サイクルずつ増し、不釣り合い力の収束計算が不安定となった時点で解析を終了した。

4.3.2 解析結果

図10に試験体 WO1 を例とした解析によるせん断強度計算値 Q_{FEM} —1軸圧縮強度関係、 Q_{FEM} —せん断スパン比関係、 Q_{FEM} —軸力比関係および Q_{FEM} —壁筋比関係をそれぞれ示す。また同図には各部材の負担せん断力を併せて示す。

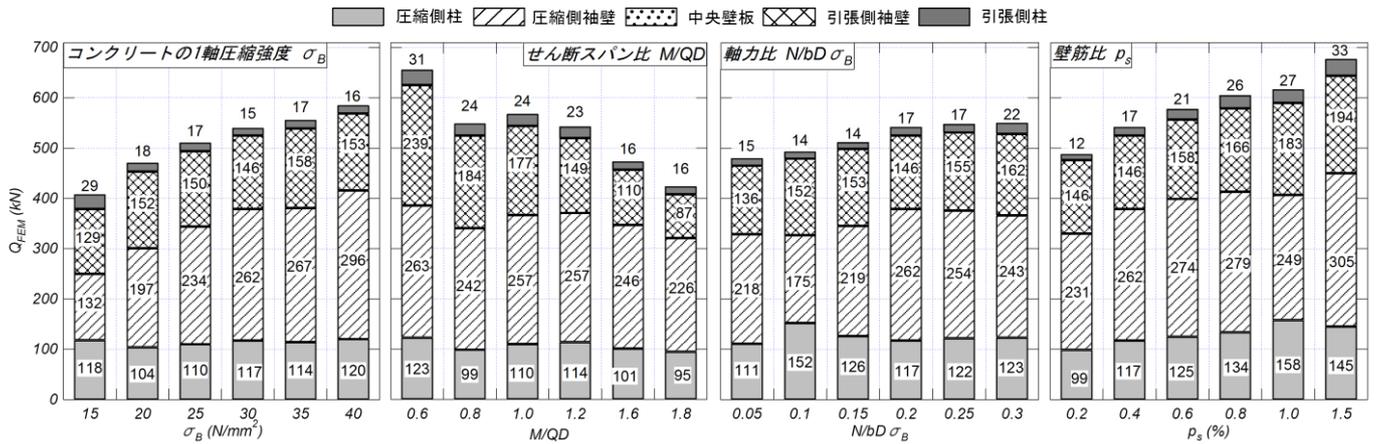


図 10 FEM によるせん断力 - 各影響要因関係 (試験体 W01)

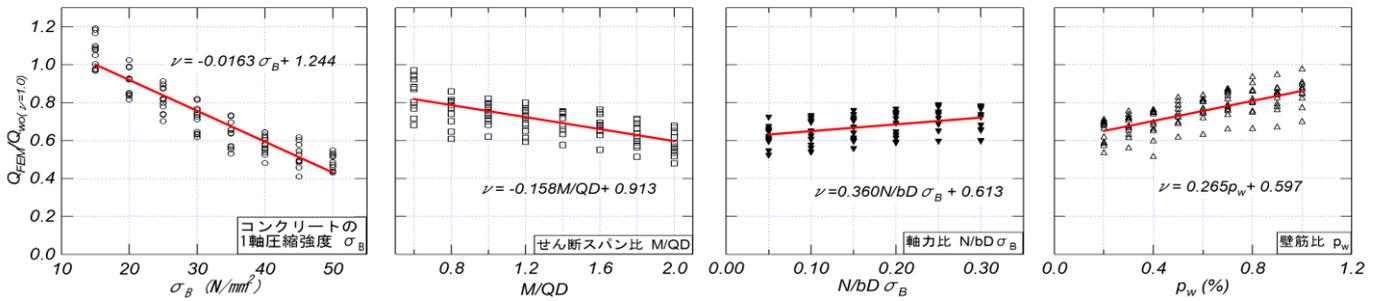


図 11 $Q_{FEM}/Q_{w(v=1.0)}$ - 各影響要因関係

FEM 解析によるせん断強度計算値とコンクリートの 1 軸圧縮強度の関係を見ると、1 軸圧縮強度が増加するにつれせん断強度が増加している。各部材の負担せん断力をみると 1 軸圧縮強度の増加によって主に圧縮側袖壁の負担せん断力の増加が顕著となった。このとき、耐震壁の最小主応力分布では主に圧縮側袖壁の圧縮応力が増加していることから、1 軸圧縮強度の増加によって壁板の圧縮ストラットが伝達できるせん断力が増加したものと推察される。

続いてせん断強度とせん断スパン比の関係を見ると、せん断スパン比の増加によって耐震壁のせん断強度が減少している傾向がみられた。また、負担せん断力の内訳では特に引張側部材の負担せん断力の減少が顕著となった。これはせん断スパン比の増加によって載荷時に耐震壁脚部の回転モーメントが大きくなり、引張側袖壁の作用圧縮応力が小さくなるため負担せん断力が減少したとみられる。一方、最小主応力分布をみると、作用応力の違いはみられるものの、いずれのせん断スパン比においても形成される圧縮ストラットの角度および幅はほぼ同じ結果となった。このため本解析の範囲内ではせん断スパン比の変化が有開口耐震壁の圧縮ストラット形成状況に及ぼす影響は小さいと判断できる。

次にせん断強度と壁筋比の関係を見ると、壁筋比に比例してせん断強度が増加していることがわかる。負担せん断力をみると、壁筋比の増加によって引張側柱を除き各部材の負担せん断力が上昇する結果となった。これは壁筋比の増加によってトラス機構によるせん断抵抗が増加することから、壁板の圧縮ストラットが伝達できるせん断力が増加する。このため袖壁だけでなく圧縮側柱においても、壁板から伝達される圧縮ストラットの影響によって負担せん断力が増大するものと推察される。

せん断強度と軸力比の関係を見ると、わずかながら軸力比に比例し

てせん断強度が増加する結果となった。これは 1 軸圧縮強度と同様、軸力の増加によって圧縮ストラットの作用応力が大きくなり負担せん断力が増加するためと考えられる。本解析では軸力比 0.05 から 0.3 まで増加すると、軸力が 120kN から 720kN まで増加する。また、耐震壁断面に対する軸方向応力は 0.57N/mm^2 から 3.46N/mm^2 まで増加することになる。これに対して軸力比 0.05 から 0.3 まで変化した場合の負担せん断力の差分は 70kN となり、軸力比の変化がせん断強度に及ぼす影響は小さいといえる。

4.3.3 有効強度係数の導出

これまでの解析結果から、各影響要因の増加または減少によって耐震壁のせん断強度が変化する傾向が認められた。ここでは、このような傾向を有開口耐震壁のせん断強度算定式 (式(1)) に反映させるために有効強度係数 ν を検討する。

図 11 に ν を 1.0 としたときの式(1)による耐震壁のせん断強度算定値 $Q_{w(v=1.0)}$ と FEM 解析によるせん断強度計算値 Q_{FEM} の比率と各影響要因の関係を示す。ここで耐震壁のせん断強度は各壁板のせん断強度算定モデルの総和であり次式に示す。このとき、袖壁に付帯する側柱については 4.2 節で示すように算定する。

$$Q_{w0} = \sum_{i=1}^{n+1} Q_{wi} \quad (2)$$

ここで、 n : 開口数

図 11 より Q_{FEM}/Q_{w0} と各変動要因に対してそれぞれ回帰分析を行い、線形の近似曲線を求めた。その結果、以下のような関係式が得られた。

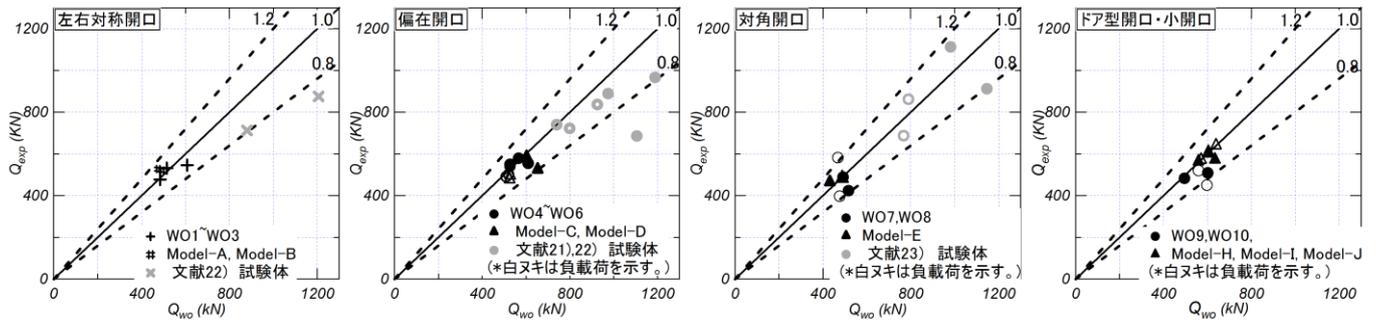


図12 $Q_{exp}-Q_{wo}$ 関係

$$v = -0.0163\sigma_B + 1.244 \quad (3)$$

$$v = -0.158 \frac{M}{QD} + 0.913 \quad (4)$$

$$v = 0.360 \frac{N}{bD\sigma_B} + 0.613 \quad (5)$$

$$v = 0.265p_s + 0.597 \quad (6)$$

ここで、各変動要因を考慮できる回帰式を以下のように仮定する。

$$v = -0.0163\sigma_B - 0.158 \frac{M}{QD} + 0.360 \frac{N}{bD\sigma_B} + 0.265p_s + x \quad (7)$$

式(3)、式(4)、式(5)および式(6)と式(7)を連立させることにより以下の式を得た。

$$-0.158 \frac{M}{QD} + 0.360 \frac{N}{bD\sigma_B} + 0.265p_s + x - 1.244 = 0 \quad (8)$$

$$-0.0163\sigma_B + 0.360 \frac{N}{bD\sigma_B} + 0.265p_s + x - 0.913 = 0 \quad (9)$$

$$-0.0163\sigma_B - 0.158 \frac{M}{QD} + 0.265p_s + x - 0.613 = 0 \quad (10)$$

$$-0.0163\sigma_B - 0.158 \frac{M}{QD} + 0.360 \frac{N}{bD\sigma_B} + x - 0.597 = 0 \quad (11)$$

ここで、各変動要因の数値には4.3.1節に示したパラメトリック解析におけるそれぞれの基準値を採用した。すなわち、式(8)、(9)、(10)および(11)にコンクリートの1軸圧縮強度 $\sigma_B=30\text{N/mm}^2$ 、せん断スパン比 $M/QD=1.3$ 、壁筋比 $p_s=0.4\%$ 、軸力比 $N/bD\sigma_B=0.2$ をそれぞれ代入した。その結果、 x の値は式(8)で1.271、式(9)で1.224、式(10)で1.201、式(11)で1.219となった。これらの平均値は1.23であり、この値を x として採用すると、有効強度係数 v の算定式は以下ようになる。

$$v = -0.016\sigma_B - 0.16 \frac{M}{QD} + 0.36 \frac{N}{bD\sigma_B} + 0.27 \cdot p_s + 1.23 \quad (12)$$

4.4 有開口耐震壁のせん断強度推定式の提案と妥当性の検証

以上の検討結果に基づいて、本論で提案する有開口耐震壁のせん断強度算定法の手順をまとめると以下ようになる。

- (1) 各壁板のせん断強度 Q_{wi} を式(1)によって算定する。このとき、コンクリートの有効強度係数 v は式(12)を用いて算定する。
- (2) 付帯柱を有する袖壁については4.2節で示すとおりに算定する。
- (3) 有開口耐震壁のせん断強度 Q_{wo} は、式(2)に示すように式(1)に基づく圧縮側袖壁付柱、中央壁板および引張側袖壁の算定せん断強度の総和とする。

図12に提案式を用いたせん断強度の算定結果を示す。図12では縦軸に各試験体のせん断強度実験値および各解析モデルのFEM解析によるせん断強度計算値を示し、横軸に提案式によるせん断強度算定値を示している。また、坂下、河野らによる有開口耐震壁実験で用いた試験体^{21)~23)}のうち、壁板の圧壊によって強度が決定したものを対象に提案式による算定を行った。同図にはその算定結果も併せて示す。

いずれの試験体および追加モデルにおいても、提案式によるせん断強度算定値に対する実験値および計算値の比率 Q_{exp}/Q_{wo} がほぼ0.8から1.2となった。また坂下、河野らによる実験結果に対する提案式の算定結果についても、算定結果はほぼ同様の傾向を示した。このことから、提案式は耐震壁のせん断強度を概ね評価することができることを示した。また、式(12)で提案した有効強度係数 v を用いることで、影響要因(コンクリート1軸圧縮強度、せん断スパン比、軸力比および壁筋比)の変化が耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を考慮することが可能であるといえる。

しかしながら、一部の耐震壁においては算定精度が低下する傾向がみられた。開口が対角に配置された耐震壁では試験体WO7の負荷荷時で Q_{exp}/Q_{wo} が1.24と算定値が実験値を過小評価する結果となった。これは中央壁板の圧縮ストラットの仮定によって中央壁板のせん断強度を十分に評価できていないことが原因とみられる。また、試験体WO8では圧縮側袖壁の算定値が実験値を過大評価する結果となり、 Q_{exp}/Q_{wo} が正載荷時と負載荷時でそれぞれ0.82、0.83とそれぞれ算定精度が低下した。

一方、ドア型開口と小開口を有する耐震壁では追加モデルModel-H、Model-Iおよび試験体WO10で Q_{exp}/Q_{wo} がそれぞれ0.80、0.76、0.75と算定値が解析による計算値と比べて過大評価する結果となった。また、文献21)および22)の耐震壁についても実験値を過大評価するものが2例みられた。これらの耐震壁はいずれもドア型の縦長開口を有しているものであった。当該耐震壁の各部材ごとの提案式による算定結果では、特に圧縮側袖壁の算定値が実験値と比べて過大評価となった。また、袖壁長が長くなるにつれ、袖壁の算定精度が低下する傾向も認められた。このように、ドア型開口を有する耐震壁では、圧縮側袖壁が過大評価となる場合があるため、実験結果に対する提案式の算

定精度は若干低いものとなった。このような耐震壁に対するせん断強度の算定手法については今後の検討課題としたい。

5. まとめ

本論文では複数開口を有する RC 造耐震壁のパラメトリック解析を行い、開口位置の変化が当該耐震壁各部位の負担せん断力および圧縮ストラットの形成に及ぼす影響について検討した。さらに、パラメトリック解析の結果に基づいた有開口耐震壁の簡便なせん断強度算定法を提案した。

本研究で得た知見を以下に要約する。

- (1) 有開口耐震壁のせん断力を伝達する圧縮ストラットは、開口位置や載荷方向によらず個々の壁板で壁板長に応じて形成される。すなわち壁板長が長くなると形成される圧縮ストラットの幅が大きくなり、角度は緩やかになる傾向が認められる。
- (2) 有開口耐震壁の各部材における負担せん断力は、形成される圧縮ストラットの傾向と同様に、壁板長に応じて変化する。
- (3) 側柱の負担せん断力について、圧縮側柱では耐震壁の全せん断力の3割程度を負担するのに対し、引張側柱では多くても耐震壁の全せん断力の1割程度しか負担しない。
- (4) アーチ機構に基づいた各壁板のせん断抵抗モデルと側柱の効果を考慮した有開口耐震壁のせん断強度算定式によって、有開口耐震壁のせん断強度を概ね評価することができる。また提案式では、式(12)による有効強度係数 v の算定手法を用いることで、耐震壁の主要影響要因（コンクリート1軸圧縮強度、せん断スパン比、軸力比および筋壁比）の変化がせん断強度に及ぼす影響を考慮することが可能である。

謝辞

本研究の一部は、平成22年度国土交通省建築基準整備促進事業として実施したものである。関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 建設省建築研究所：平成七年度兵庫県南部地震被害調査報告書，1996.3
- 2) 小野正行，徳広育夫：鉄筋コンクリートの開口の影響による耐力低減率の提案，日本建築学会構造系論文報告集，第435号，pp.119-129，1992.5.
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造構造計算規準・同解説，pp.274-375，2010.2.
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001年改訂版，pp.221-226，2001
- 5) 鈴木健太，秋田知芳，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造有開口耐震壁の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，第29巻，第3号，pp.325-330，2007.7.
- 6) 櫻井真人，松井智哉，鈴木健太，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の耐震性能に及ぼす開口位置の影響，コンクリート工学年次論文集，第30巻，第3号，pp.421-426，2008.7.
- 7) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の破壊モードに及ぼす開口配置の影響，コンクリート工学年次論文集，第32巻，第2号，pp.421-426，2010.7.
- 8) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する耐震壁の FEM 解析，日本建築学会構造系論文報告集，第639号，pp.915-923，2009.5.
- 9) 伊藤忠テクノソリューションズ(株)：FINAL/V99 HELP，2004.9.
- 10) 長沼一洋，栗本修，江戸宏彰：鉄筋コンクリート壁体の FEM による正負繰り返し及び動的解析，日本建築学会構造系論文集，第544号，pp.125-132，2001.6.
- 11) 長沼一洋：三軸圧縮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., Gerstle, K. H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.8.
- 13) 長沼一洋：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.
- 14) 長沼一洋，山口恒雄：面内せん断応力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.649-650,1990.10.

- 15) 長沼一洋，大久保雅章：繰り返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第536号，pp.135-142，2000.10.
- 16) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H. : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, 2004.8.
- 17) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型設計指針・同解説，pp.175-177，1999
- 18) Ciampi, V et al.:Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, 1982.11
- 19) 雨宮篤，野口博：超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.639-640，1990.10
- 20) 井元勝慶，米澤健次，加藤朝郎，川里健：1/4PCCVの耐圧限界挙動に関するラウンドロビン解析，コンクリート工学，Vol.41, No.1, pp.153-157, 2003.1.
- 21) 藁科誠，坂下雅信，河野進，田中仁史：開口率の異なる偏在開口を有する連層耐震壁のせん断耐力評価，コンクリート工学年次論文集，第29巻，第3号，pp.331-336，2007.7.
- 22) 土井公人，坂下雅信，河野進，田中仁史：開口が偏在する RC 造耐震壁のせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，第31巻，第2号，pp.421-426，2009.7.
- 23) 土井公人，坂下雅信，河野進，田中仁史：千鳥開口を有する RC 造連層耐震壁のせん断耐力評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，第32巻，第2号，pp.355-360，2010.7.