

論文 開口を有する RC 造耐震壁の最大耐力後の挙動を考慮した FEM 解析モデル化手法

三浦 翔大*1・櫻井 真人*2・小林 淳*3・西田 哲也*4

要旨：本論文では開口を有する RC 造耐震壁の定量的な評価手法確立を目指し、最大耐力後の挙動を評価するための FEM 解析モデル化手法の確立を目的とする。既往の実験を対象としたシミュレーションにおいて、軟化域特性モデルを解析変数とすることでモデル化手法の妥当性の確認を行った。解析結果より最大耐力後の耐力低下率は偏在開口や急激な耐力低下を呈する試験体に対しては誤差が大きくなるものの、実験結果と概ね良い対応を示した。このことから、本モデル化手法は最大耐力後の挙動について有開口耐震壁の開口条件の差異を概ね捉えられることを示した。

キーワード：有開口耐震壁、静的載荷実験、FEM 解析、パラメトリック解析、最大耐力後挙動、軟化域特性

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建築物における主要な耐震要素の一つである耐震壁は、建築計画等の制約や使用性等の観点から扉や窓などの開口部を設ける必要があり、壁板部分に開口を有する有開口耐震壁となる場合が多い。このような場合においても、耐震要素としての役割を担うことが可能であるが、有開口耐震壁は無開口耐震に比べ応力伝達が均等ではなく、開口部付近では複雑な機構を形成していると考えられる。また、有開口耐震壁のせん断強度の評価方法の一つである日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説¹⁾」によると、有開口耐震壁のせん断強度は、同一形状の無開口耐震壁のせん断強度に、耐震壁内の開口面積の比率である「開口周比」に基づく低減率を乗じることで評価している。この評価方法は耐震診断基準²⁾に用いられるなど実用的かつ簡便な評価方法であるといえる。しかしながら、開口周比が一定であれば開口部の形状、開口数および開口位置などが異なる場合でも、同程度のせん断強度が算定されるという問題点を有している。さらに、既往の実験³⁾および過去の地震被害より有開口耐震壁の破壊モードは複雑であり、開口形状が異なることで破壊モードにも差異が生じることが確認されている。このため、現行規準の評価方法¹⁾では耐震性能の定量的な評価が困難である。このような背景から、有開口耐震壁の耐震性能に関する定量的な評価手法の確立が必要とされる。

そこで筆者らの一人は、開口形状の異なる連層有開口耐震壁を対象にした静的載荷実験^{4),5)}を行い、開口形状、開口数および開口位置により、有開口耐震壁の最終的な破壊モードが異なることを示した。また、当該実験結果

を対象とした非線形有限要素法解析 (以下、FEM 解析)⁶⁾より、最大耐力時まで限定すると、履歴特性やひび割れ損傷状況など非線形 FEM 解析による再現が可能であることを示した。

しかしながら、実験結果^{4),5)}は開口形状、開口数および開口位置により最終的な破壊モードが異なることを示しており、有開口耐震壁の定量的な評価手法のさらなる検討には、最大耐力以降の挙動も評価することが必要となる。一方、開口形状、開口数および位置の組合せは無限大に存在し、実験的に評価手法を確立することは極めて困難となる。また、既往の FEM 解析のモデル化手法⁶⁾においては、履歴特性、最大耐力およびひび割れ状況等を主眼とした解析モデルが多い反面、最大耐力以降のモデル化手法はほとんどなく、最大耐力以降の評価を目的としたモデル化手法の確立は本研究において重要な項目となる。

そこで本研究では、有開口耐震壁の耐力低下後の定量的な評価手法の確立を最終的な研究目標とし、有開口耐震壁の最大耐力以降の挙動に関して FEM 解析を用いて評価することを目的としている。

本論文では先述の実験結果を対象とした FEM 解析を行い、最大耐力以降の耐力低下を評価するための FEM 解析モデルを構築する。また、解析のモデル化および材料構成則の妥当性を確認する。

2. 実験概要^{4),5)}

2.1 実験概要

図-1 に試験体形状を、表-1 に試験体諸元をそれぞれ示す。試験体は 6 層程度の RC 造建築物における連層

*1 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科 建築環境システム学専攻 (学生会員)

*2 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授 工博 (正会員)

*4 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 教授 博士 (工学) (正会員)

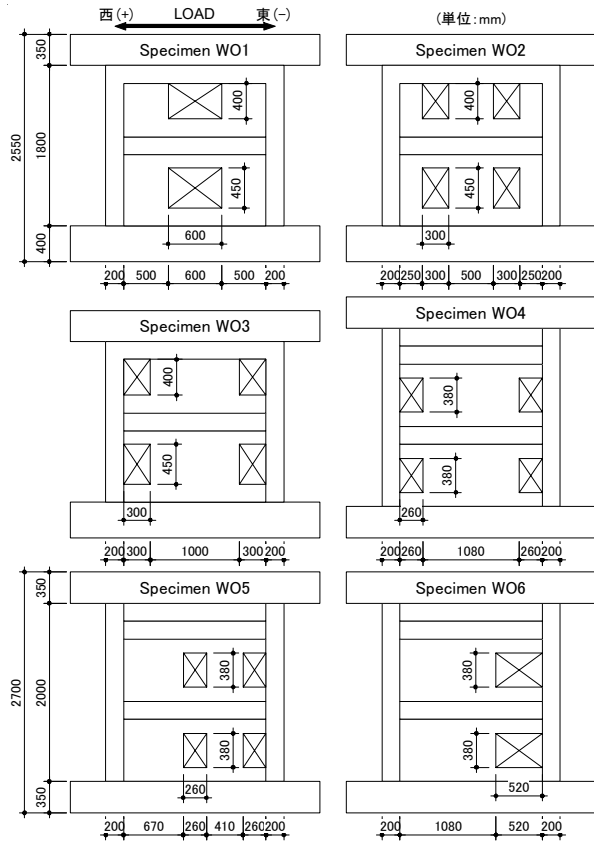


図-1 試験体形状

耐震壁の下層部を想定したものであり、実大の約 1/3 スケールのものとし、試験体は 6 体である。実験変数は、開口数および開口位置である。全 6 体のうち試験体 WO1, WO2, WO3 および WO4 は開口が左右対称に配置された試験体であり、試験体 WO5 および WO6 は偏在開口を有した試験体である。また、試験体 WO1 および WO6 は各層に開口を 1 個ずつ有する試験体とし、試験体 WO2, WO3, WO4 および WO5 は各層に開口を 2 個ずつ有する試験体として計画した。なお、等価開口周比は試験体 WO1, WO2 および WO3 では 0.4 とし、試験体 WO4, WO5 および WO6 では 0.35 とした。また、各試験体の破壊モードはともにせん断破壊型とした。

表-2 および表-3 にコンクリートおよび鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。その他実験の詳細は文献 4) および文献 5) を参照されたい。

2.2 実験結果

図-2 に各試験体の荷重-変形関係を、図-3 に各試験体の $R=1/133\text{rad}$ におけるひび割れ損傷状態を、図-4 に最終破壊状況をそれぞれ示す。

試験体 WO1 における最大耐力 Q_{\max} は、正載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=542.0\text{kN}$ 、負載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=542.5\text{kN}$ となった。 $R=1/133\text{rad}$ でせん断ひび割れが大きく拡幅するとともに最大耐力に達した。その後、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルでは、コンクリートの剥落がみられ、最終的に $R=1/33\text{rad}$ のサイクルで 2 層側柱がせん断

表-1 試験体諸元

試験体	WO1, WO2, WO3	WO4, WO5, WO6
柱	$B \times D$: 200 × 200 (mm) 主筋 : 12-D13 ($P_t=3.8\%$) 帯筋 : 1層 : 2-D6@60 ($P_w=0.53\%$) 2層 : 2-D6@50 ($P_w=0.54\%$) 副帯筋 : 2-D6@120 ($P_w=0.27\%$)	
梁	$B \times D$: 1層 : 150 × 200 (mm) 2層 : 200 × 200 (mm) 主筋 : 4-D10 ($P_g=0.54\%$) あばら筋 : 2-D6@100 ($P_w=0.42\%$)	
壁	壁厚 : 80 (mm) 縦筋 : D6@100 千鳥 ($P_w=0.4\%$) 横筋 : D6@100 千鳥 ($P_w=0.4\%$)	
M/QD	1.38	
N/BD σ_B	0.2	
備考	開口補強筋 : D10	

表-2 コンクリートの材料特性

コンクリート	WO1	WO2	WO3	WO4	WO5	WO6
σ_B	32.9	34.7	34.9	28.4	26.6	26.9
(N/mm^2)	29.7	29.5	28.6	26.5	26.4	24.8

表-3 鉄筋の材料特性

試験体	鉄筋種別	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
WO1	D6 (SD295A)	336	211	565
WO2	D10 (SD295A)	327	153	439
WO3	D13 (SD390)	422	173	652
WO4	D6 (SD295A)	338	187	509
WO5	D10 (SD295A)	348	190	487
WO6	D13 (SD390)	405	185	595

破壊し、載荷を終了した。

試験体 WO2 における最大耐力 Q_{\max} は、正載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=473.5\text{kN}$ 、負載荷では $R=1/200\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=468.5\text{kN}$ となった。正側の最大耐力を記録した $R=1/133\text{rad}$ において、開口間である各層の中央壁板のせん断ひび割れが進展した。その後、 $R=1/20\text{rad}$ まで柱は破壊に至らなかった。

試験体 WO3 における最大耐力 Q_{\max} は正載荷では $R=1/200\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=555.0\text{kN}$ 、負載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=552.0\text{kN}$ となった。 $R=1/133\text{rad}$ サイクルで最大耐力に達した後、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルにて 2 層壁板が圧壊し、最大耐力後の次サイクル時に耐力の低下が顕著となり、 $R=1/67\text{rad}$ で 2 層側柱のせん断破壊を生じた。

試験体 WO4 における最大耐力 Q_{\max} は正載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=568.0\text{kN}$ 、負載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=573.5\text{kN}$ となった。 $R=1/100\text{rad}$ において 2 層開口端部にてコンクリートの剥落が確認され、1 層中央壁板でスリップ破壊を起こし急激に耐力が低下した。

試験体 WO5 における最大耐力 Q_{\max} は正載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=520.5\text{kN}$ 、負載荷では $R=1/133\text{rad}$ 時の $Q_{\max}=442.5\text{kN}$ となった。 $R=1/133\text{rad}$ サイクルで最大耐力に達し、各層開口周辺の壁板が圧壊しコンクリート

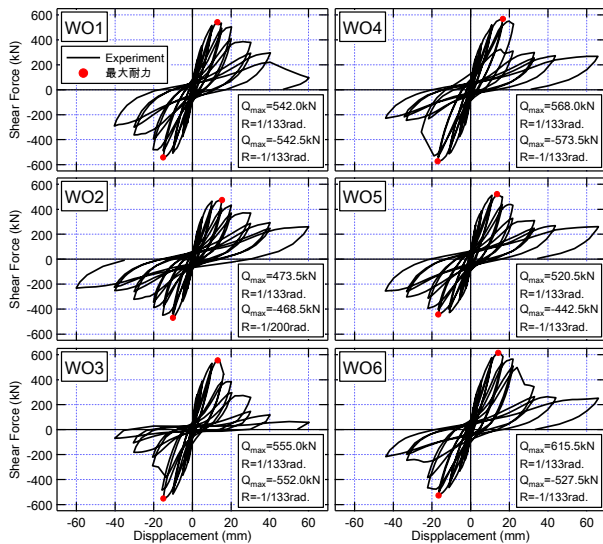


図-2 実験における荷重-変形関係

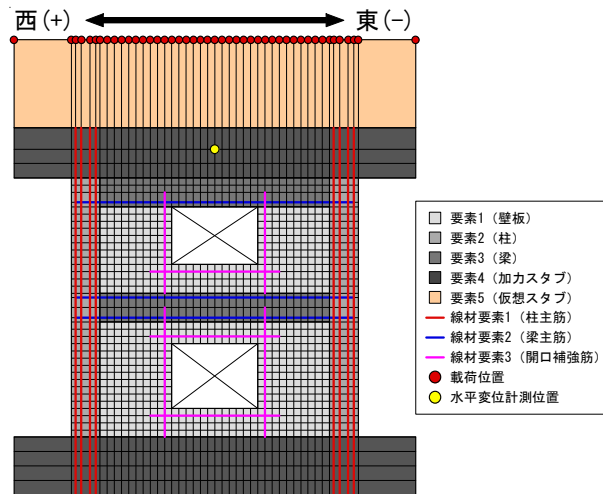


図-5 解析モデルの要素分割 (WO1)

の剥落が確認できた。その後、各層の西側壁板の損傷が進展し、コンクリートの剥落が生じた。最大耐力後の耐力低下は試験体 WO4 と比較すると、正載荷においては同程度の低下となり、負載荷においては緩やかな傾向となった。

試験体 WO6 における最大耐力 Q_{max} は正載荷では $R=1/133rad.$ 時の $Q_{max}=615.5kN$ 、負載荷では $R=1/133rad.$ 時の $Q_{max}=-527.5kN$ となった。 $R=1/133rad.$ サイクルにおいて各層の西側壁板でコンクリートの剥落が確認され、耐力の低下がみられた。 $R=1/100rad.$ サイクルでは、1層の開口周辺においてコンクリートの圧壊が生じた。 $R=1/67rad.$ サイクルにおいて耐力の低下がみられ、その後は試験体 WO4 および WO5 と同程度の耐力を示した。

3. 非線形 FEM 解析

3.1 解析モデル概要

図-5 に試験体 WO1 を対象とした FEM 解析モデルの要素分割図の一例を示す。本解析は 2 次元解析とし、

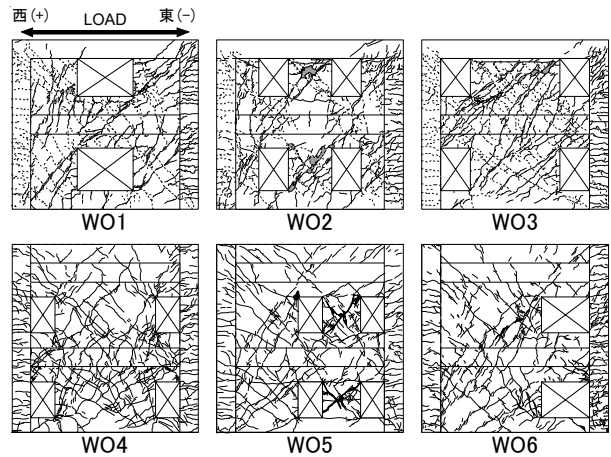


図-3 ひび割れ損傷状態 ($R=1/133rad.$)

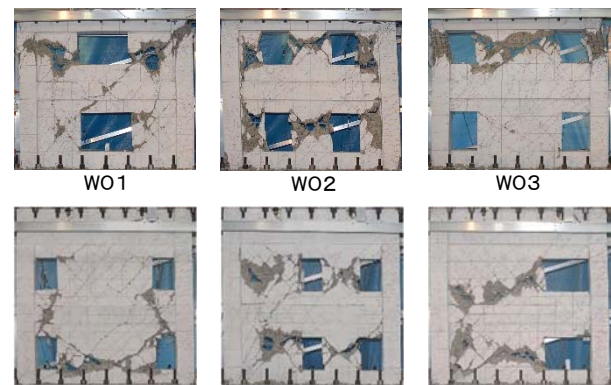


図-4 実験における最終破壊状況

平面応力場を仮定した。壁板部の基本メッシュは 50mm 角としているが、柱・梁部は主筋の配筋位置に応じた要素分割とし、試験体諸元と同様になるようにモデル化した。本解析モデルは文献(6)を参考とし、コンクリートは 4 節点による四辺形要素でモデル化し、壁筋および帯筋等はすべて埋め込み鉄筋として鉄筋層に置換した。柱・梁の主筋および開口補強筋は、トラス要素にて線材として置換した。また、柱・梁の主筋については、コンクリート要素とトラス要素を別々に定義し、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ている。下スタブ下端におけるすべての節点を水平、鉛直および回転方向への自由度を拘束した。

また、実験と同様にせん断スパン比を 1.38 とするため、試験体上部の上スタブの上端から実験時における仮想高さまで仮想のスタブを定義した。本仮想スタブは弾性体として定義し、仮想スタブ上端のすべての節点に強制変位を与えることで解析を行った。解析における加力条件は、実験と同様の載荷とし、上スタブ上端のスタブに一定軸力として 442kN を等分布荷重で与えた。その後、図-5 に示す仮想スタブ上端のすべての節点に強制変位を与える。各サイクルの最大変位までの載荷時は変位制御とし、除荷時は応力制御とした。また、最大耐力以降において載荷時は同様とし、除荷時には前サイクルのピー

ク変位まで強制変位により除荷し、変位が増加することを防ぎ、収束計算が不安定になった時点で終了した。使用した材料構成則は文献 6) を参照されたい。また、解析には非線形コンクリート構造解析ソフト「FINAL」⁷⁾を使用した。

表 4 に本解析に用いたコンクリートの材料特性を示す。文献 6) における解析モデルでは、FEM 解析の初期剛性を中心として実験結果との対応を向上させるため、コンクリートの引張強度およびヤング係数は、乾燥収縮等の影響を考慮して低減している。一方、本解析モデルにおいては、最大耐力後の挙動を中心とするため、低減はしないものとした。なお、引張強度およびヤング係数は、以下の算定式 (1) ⁸⁾および式 (2) ⁹⁾からそれぞれ算定した。

$$F_T = 0.3905 \sigma_B^{0.566} \quad (1)$$

$$E_C = (0.3569\sqrt{\sigma_B} + 0.5704) \times 10^4 \quad (2)$$

σ_B : コンクリートの一軸圧縮強度 (N/mm²)

F_T : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

E_C : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

3.2 解析変数

本論文では FEM 解析において有開口 RC 耐震壁の最大耐力以降の評価を行うためのモデル手法の構築を目的としている。そこで、壁、柱および梁のコンクリートの圧縮強度到達後の軟化域特性モデル (以下、SM モデル) に着目し、解析変数とすることとした。SM モデルは Darwin-Pecknold モデル¹⁰⁾、修正 Ahmad モデル¹¹⁾、中村・梶貝モデル¹²⁾を用いることとし、それぞれ Case1、Case2 および Case3 として解析を行う。このうち Darwin-Pecknold モデルは、最大応力の 0.2 倍かつ圧縮強度時ひずみの 4 倍となる点まで直線で定義されるモデルである。また、修正 Ahmad モデルは拘束を受けて強度と靱性が上昇する場合の軟化域特性が考慮される長沼による提案モデルである。そして、中村・梶貝モデルはコンクリート強度と要素寸法により軟化域特性の勾配が変化し、要素寸法が小さいほど勾配が緩やかになるモデルである。

表 4 解析に用いたコンクリートの材料特性

		σ_B (N/mm ²)	F_T (N/mm ²)	E_C (kN/mm ²)	ε_{co} (μ)	ポアソン比
WO1	1st	32.9	2.82	26.2	4500	0.167
	2nd	29.7	2.66	26.2		
WO2	1st	34.7	2.91	26.7		
	2nd	29.5	2.65	25.1		
WO3	1st	34.9	2.92	26.8		
	2nd	28.6	2.61	24.8		
WO4	1st	28.4	2.60	24.7		
	2nd	26.5	2.50	24.1		
WO5	1st	26.6	2.50	24.1		
	2nd	26.4	2.49	24.0		
WO6	1st	26.9	2.52	24.2		
	2nd	24.8	2.40	23.5		

4. 解析結果と実験の比較

4.1 履歴特性

図 6 に各試験体における実験と解析の履歴特性の比較を示す。なお、Case2 および Case3 はスケルトンカーブのみを示す。各試験体共に実験時よりも部材角 R の小さい R=1/200rad. サイクルにて最大耐力を示し、以降では耐力が低下していることが確認できた。実験において試験体 WO1、WO2 および WO5 は最大耐力後の緩やかに耐力が低下しており、解析においても Case1、Case2 および Case3 とともに同様の傾向がみられたが、Case1 が実験結果と最も対応が良いことがわかる。一方、試験体 WO3、WO4 および WO6 の実験結果は最大耐力後の耐力低下が顕著となる傾向がみられた。このうち、試験体 WO3 および WO6 では側柱に隣接した開口が存在する影響と思われる急激な耐力低下がみられ、特に試験体 WO4 においては壁板にスリップ破壊が生じた。しかしながら、同試験体の解析においては耐力の急激な低下は確認できなかった。このように、急激な耐力低下や破壊性状の相違により解析精度が低下する可能性はあるものの、およそ実験傾向を再現可能である。

図 7 に最大耐力後の耐力低下率を示す。なお、当該サイクルのせん断力 Q を最大耐力 Q_{max} で除した値とし、最大耐力到達時のサイクルを 1.0 とした耐力低下率で表す。また、ピーク変位 δ_Q も同様に最大耐力時の変位 $\delta_{Q_{max}}$ で基準化した。

左右対称形に開口が配置されている試験体 WO1 および WO2 においては耐力低下率の再現性が高い傾向にある。一方、試験体 WO3、WO4 および WO6 のように、実験時に最大耐力後の急激な耐力低下や、スリップ破壊などが生じている試験体では図 6 での傾向と同様に耐力低下率に誤差がみられる結果となった。

さらに、開口が側柱に隣接している試験体 WO3、WO4、WO5 および WO6 においては、最大耐力到達直後あるいは次サイクルの変位ピーク後に解析による精度が低下し、誤差が大きくなる結果となった。一方、実験において急激な耐力低下が確認されなかった試験体 WO5 においては、解析における正載荷での耐力低下率は再現性が高いことが確認できる。このことから、圧縮ストラットが集中しうる部位に開口が位置する場合には、解析精度が低下し実験との対応が悪くなることがわかる。

以上のことから、解析結果は耐力低下の経過をおおむね表現できており、試験体の耐力低下率の勾配に関してはおおむね表現できている。ただし、耐力の急激な低下が確認できる試験体に関しては解析による再現が困難となることがわかった。

SM モデルごとの傾向をみてみると、各試験体ともに Darwin-Pecknold モデルである Case1 がより実験値に近い

値を示しており、実験における耐力低下率との対応が良い。修正 Ahmad モデルである Case2 においては最大耐力後の耐力低下率が過小評価される傾向がみられ、中村・桧貝モデルである Case3 においてはさらにその傾向が顕著となった。これは、Case1 を用いた場合の要素応力-ひずみ関係は他の 2 モデルと比べて軟化域勾配が最も大きく、実験時の耐力低下挙動と合致したものと推察される。これらの結果から、Darwin-Pecknold モデルを用いると最大耐力後の急激な耐力低下や偏在開口を有する試験体においては破壊過程を忠実に再現することは難しいものの、提案したモデル化手法は有開口耐震壁の開口条件の差異が及ぼす耐力低下傾向をおおむね捉えることができる。

4.2 ひび割れ状況

図-8 に荷重-変形関係で最も対応の良かった Case1 の最終サイクルにおける各試験体のひび割れ図を示す。各試験体ともにおよそひび割れの発生位置をとらえているとともに、各層の開口周辺の壁板にコンクリートの圧壊が確認できる。さらに、実験において損傷の集中している開口間や側柱近傍の壁板などに、解析においても損傷が集中しており、実験結果をおよそ再現できている。しかし、2 層梁中央部や 2 層側柱などに生じたコンクリートの剥落などに関しては再現性が低い結果となった。また、試験体 WO3 における側柱柱頭部や試験体 WO4 における 1 層壁板のスリップ破壊などは解析による再現が

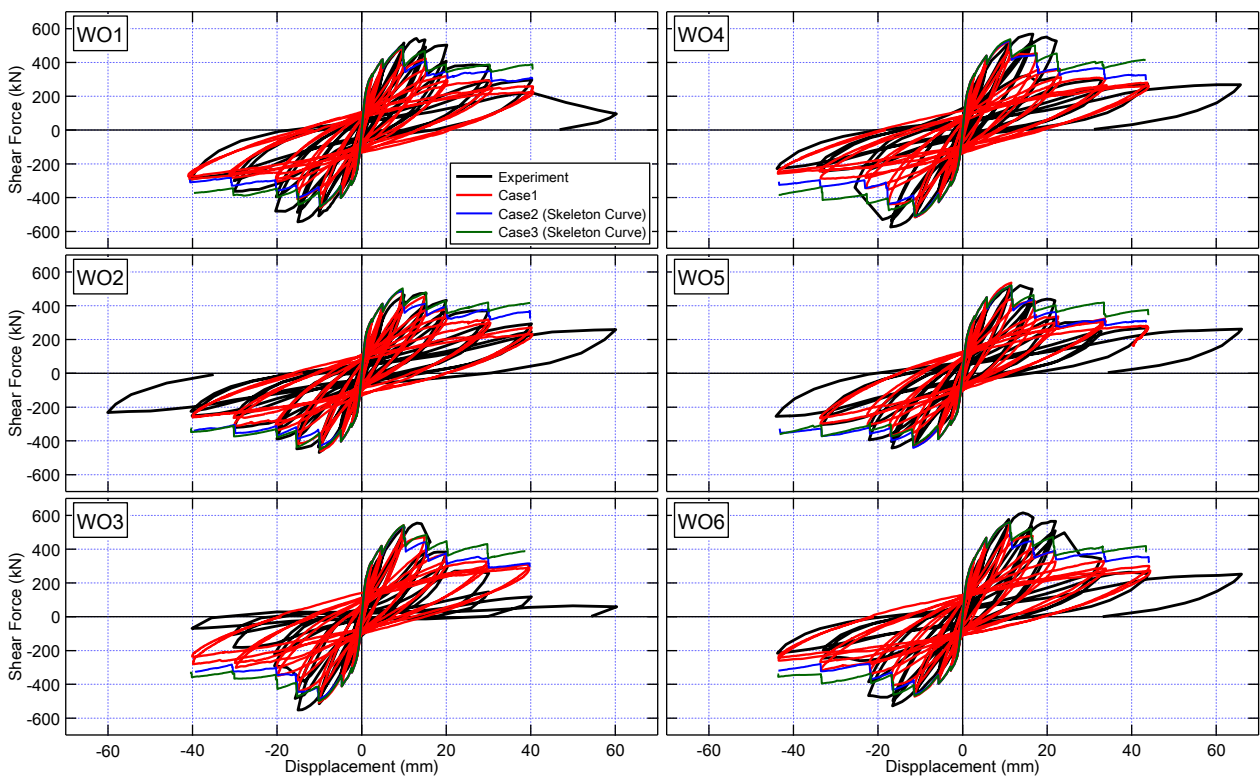


図-6 荷重-変形関係における実験と解析の比較

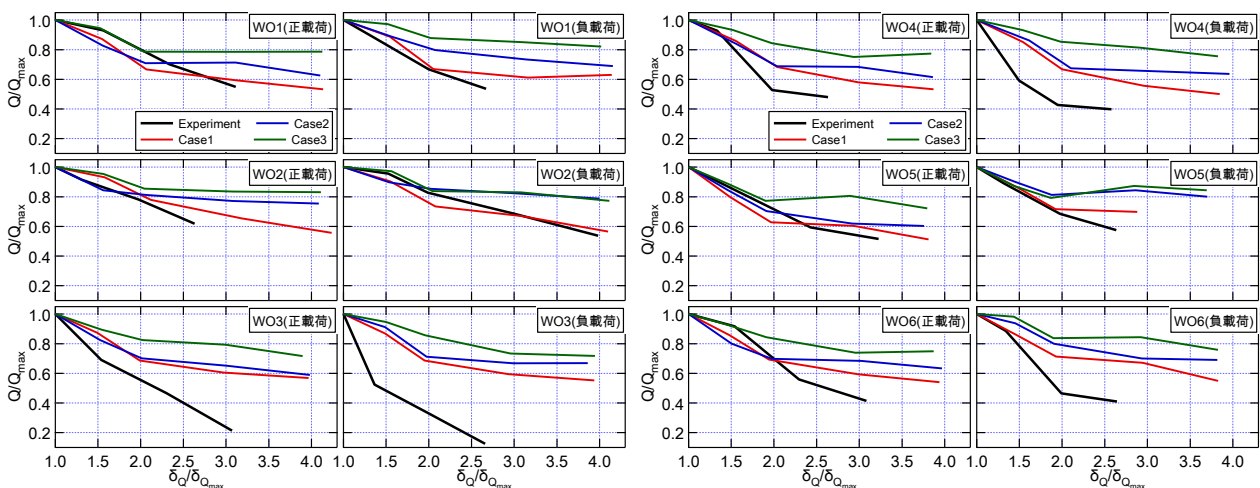


図-7 最大耐力後の耐力低下率

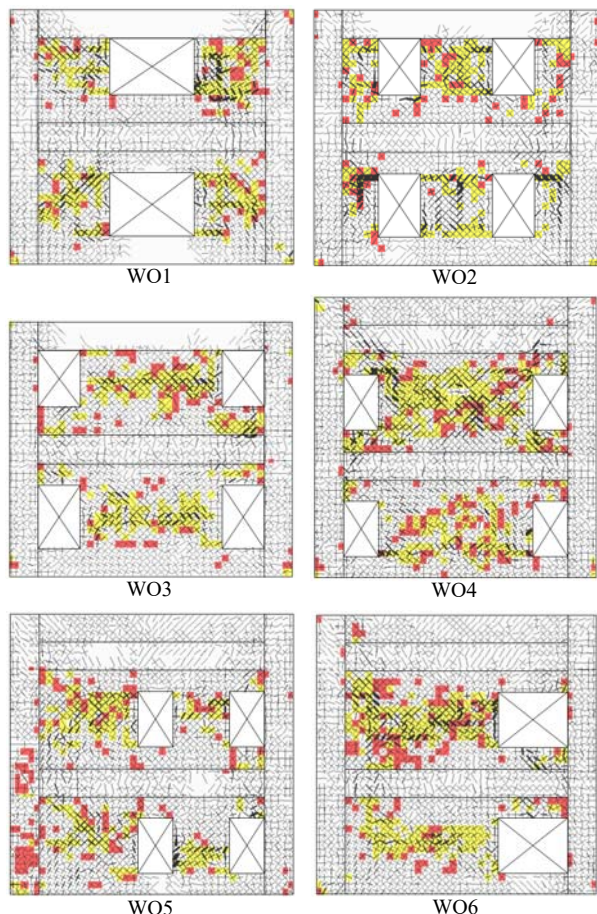


図-8 Case1におけるひび割れ図（最終破壊状況）

できていない。なお、Case2およびCase3についてもおよそ同様なひび割れ損傷状況を示した。

よって、側柱の損傷やスリップ破壊などの局所的な破壊に対しては再現性が十分ではないものの、各試験体ともにひび割れ発生位置およびコンクリートの圧壊位置は実験結果をおよそ再現可能であることがわかった。

5. まとめ

本論文では開口を有する RC 造耐震壁の最大耐力後の耐力低下を評価することを目的とした FEM の解析モデルの妥当性の確認を行った。以下に本論文で得られた知見をまとめる。

- (1) 最大耐力後の履歴特性は実験結果をおよそ再現可能であり、各試験体ともにひび割れの発生位置やコンクリートの軟化・圧壊位置をおよそ捉えることが可能である。
- (2) 各試験体ともに Darwin-Pecknold モデルである Case1 はより実験値に近い値を示しており、耐力低下率との対応が良い。修正 Ahmad モデルである Case2 においては最大耐力後に耐力低下率が過小評価される傾向がみられ、中村・桧貝モデルである Case3 においてはさらにその傾向が顕著となった。
- (3) いずれの SM モデルを用いた場合でも、スリップ破壊

などの破壊性状を再現するには至らず、急激に破壊した試験体の実験結果との対応は悪い結果となった。

- (4) 提案したモデル化手法は最大耐力後の耐力低下率において実験での傾向をある程度再現可能である。また、最大耐力後の挙動について有開口耐震壁の開口条件の差異を概ね捉えることができる。

参考文献

- 1) 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.274-325，2010.6
- 2) 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
- 3) 小野正行，徳広育夫：鉄筋コンクリート造耐震壁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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 櫻井真人，松井智哉，倉本洋：複数開口を有する RC 造耐震壁の非線形 FEM 解析，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第639号，pp.915-923，2009.5
- 7) 伊藤忠テクノソリューションズ(株):FINAL/V11 HELP
- 8) 友澤史紀，野口貴文，小野山貫造：高強度・超高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する調査，日本建築学会大会学術講演梗概集A（材料・施工），pp.497-498，1990.10
- 9) 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：コンクリートモデルの構築），日本建築学会大会学術講演梗概集C（構造II），pp.639-640，1990.10
- 10) Darwin,D.and Pecknold,D.A.:Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229-241, 1977.4
- 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) H. Nakamura, T. Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10