

論文 複数開口を有する RC 造耐震壁の擬似動の実験

櫻井 真人^{*1}・菅野 秀人^{*2}・西田 哲也^{*2}

要旨：本論文では複数開口を有する RC 造耐震壁の評価法の精度向上ならびに地震応答解析手法の確立に向けて開口の大きさ、位置、および個数を変数とした RC 造複数開口耐震壁の擬似動の実験を行い、それらの差異が有開口耐震壁の構造性能、応答性状に及ぼす影響について検討した。その結果、各試験体とも側柱主筋降伏・最大耐力到達時点までの応答性状はほとんど同一であった。一方、開口の個数や位置の条件の違いにより最大耐力後の耐力低下に影響を及ぼすことによって等価周期が変化することで、最大耐力以降ではわずかに応答性状が異なる傾向がみられた。

キーワード：RC 造耐震壁、複数開口、開口配置、擬似動の実験、ストラット式

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物のうち、ドアや開口を有する耐震壁（以下、有開口耐震壁）は既往の地震被害報告や実験結果から、地震時の力学的抵抗機構や破壊モードが複雑であることが報告されている^{1) 2)}。このため、せん断評価の際に開口面積に基づく強度低減率を用いる現行設計規基準^{3) 4)}では、開口の個数・位置の差異が及ぼす影響を考慮できないことが指摘されている。

このような問題を解決するため、筆者らは有開口耐震壁の静的載荷実験ならびに非線形有限要素解析（以下、FEM）を活用し、開口の個数・位置の差異を考慮可能な有開口耐震壁のせん断強度評価手法を提案するに至った^{5) 6)}。また、コンピュータによる数値計算に活用可能なスケルトンモデルの構築を目指して、有開口耐震壁の曲げ変形成分とせん断変形成分をそれぞれ多折れ線モデルで表現する評価手法を提案し、既往の静的載荷実験のスケルトン性状と概ね良い対応となることを示した⁷⁾。

有開口耐震壁部材の数値計算に活用可能なモデル化手法確立にむけて今後はスケルトンモデルの構築のみならず、適切な部材履歴モデルや減衰定数について検討を行う必要がある。有開口耐震壁では既往より多数の静的

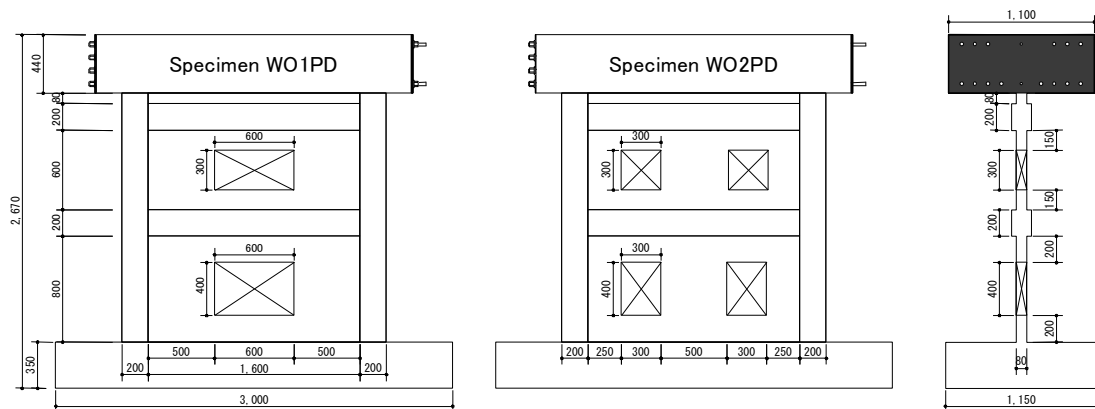
実験事例があるが、動的実験による事例はほとんどなく、特に実地震波入力時の開口位置・個数の違いが地震応答に及ぼす影響を検証した事例はこれまでない。一方 RC 部材の動的実験は縮尺試験体でも大規模振動台を要するため実験計画が困難となる。そこで本研究は静的実験設備でも実施可能な質点系応答計算に基づくオンライン仮動的実験（以下、擬似動の実験）を活用することとした。

本論文では、複数開口を有する RC 造耐震壁の評価法の精度向上ならびに地震応答解析手法の確立に向けた技術資料の整備を目標として、有開口 RC 造耐震壁試験体の擬似動の実験を実施し、開口の個数・位置の違いが地震応答性状に及ぼす影響を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

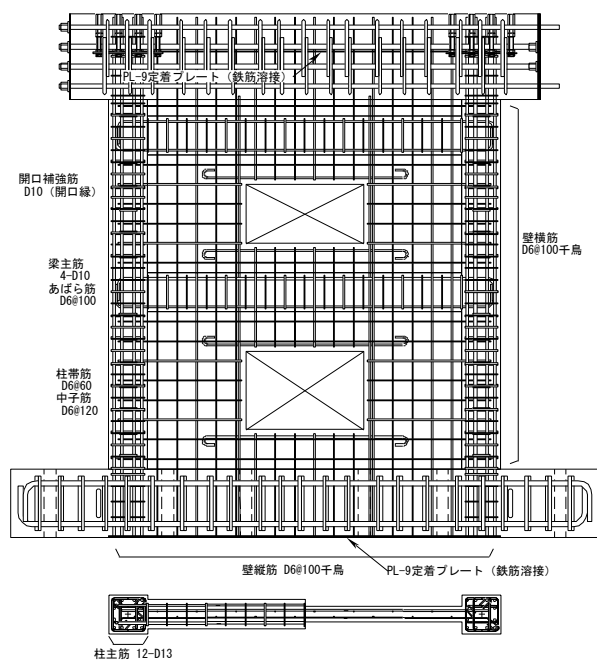
試験体は松井らの RC 造耐震壁の振動実験⁸⁾を参考に、6 層程度の RC 造建築物における連層耐震壁の下層部を想定したもの 2 体である。各試験体とも実大の約 1/3 スケール、等価開口周比はほぼ 0.4 とした。実験変数には開口数と開口位置を選択した。試験体 WO1PD は開口数が各層 1 個で壁板中央に配置したものとし、試験体



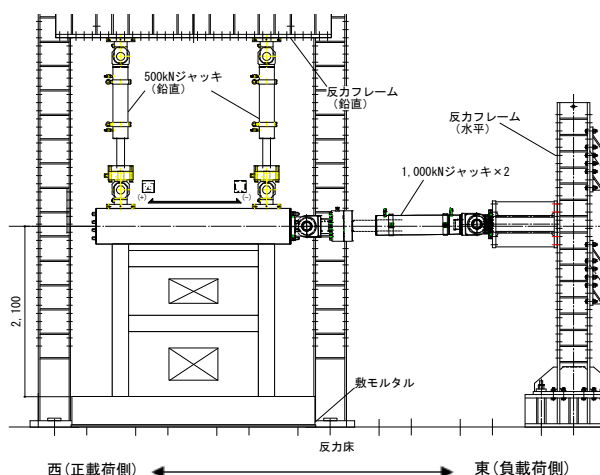
図－1 試験体形状

*1 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）

*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教授 博士（工学）（正会員）



図－２ 配筋図（試験体 W01PD）



図－３ 荷重装置

WO2PD は開口数が各層 2 個でそれぞれの開口を壁板中央から少し離れた位置に配置したものである。試験体 W01PD の配筋状況を一例として図－２に示す。表－１に各試験体の部材断面詳細を示す。表－２および表－３に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。耐震壁は壁内法高さが 1 層 800mm, 2 層 600mm で内法長さが 1,600mm および壁厚が 80mm であり, 側柱断面は 200mm 角である。また, 壁梁の幅およびせいは 150mm および 200mm である。

2.2 実験方法

荷重装置を図－３に示す。試験体は下部スタブを反力床に PC 鋼棒で緊結するとともに上部スタブに 500kN 鉛直ジャッキ 2 台（軸力導入用）ならびに 1,000kN 水平ジャッキ 2 台（加力用）, 面外方向に 300kN 水平ジャッキ 2 台（面外方向振れ止め用）をそれぞれ取り付けた。

実験は松井らの振動実験⁸⁾の諸条件を再現しうる 1 質

表－１ 試験体諸元

柱	B×D	200×200
	主筋	12-D13 ($p_c=3.8\%$)
	帯筋	2-D6@60 ($p_v=0.53\%$)
梁	B×D	150×200
	主筋	4-D10 ($p_s=0.54\%$)
	あばら筋	2-D6@100 ($p_w=0.42\%$)
壁	壁厚	80
	縦筋・横筋	D6@100 千鳥 ($p_w=0.4\%$)
	開口補強筋	D10 (縦・横)
M/QD		1.38
N/BD σ_B		0.20

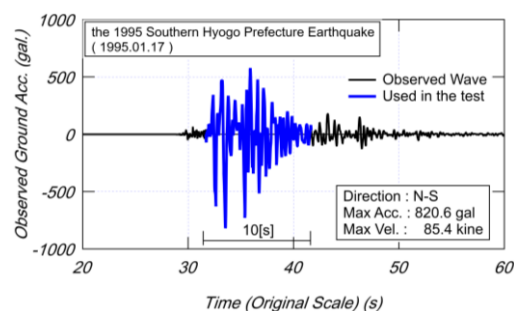
* 単位: mm, $F_c=25\text{N/mm}^2$, 柱主筋 D13 (SD390), その他 (SD295A)

表－２ 鉄筋の材料特性

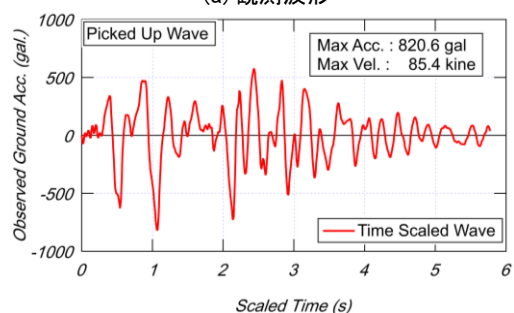
鉄筋種別	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
D6 (SD295A) 壁・柱・梁補強筋	399	176	531
D10 (SD295A) 梁主筋・開口補強筋	377	197	512
D13 (SD390) 柱主筋	449	186	623

表－３ コンクリートの材料特性

コンクリート σ_B (N/mm^2)	1w	4w	WO1PD 載荷日	WO2PD 載荷日
1 層	17.2	23.3	25.8	25.3
材齢 (day)	7	28	43	55
2 層	17.2	22.4	22.5	23.4
材齢 (day)	7	28	31	43



(a) 観測波形



(b) 時間縮尺適用後

図－４ 使用地震波

点系モデルを想定した。当該モデルに対する応答計算より各ステップで算出される応答変位を水平ジャッキの目標変位として, ジャッキコントローラに送信しデジタル変位計による制御を実現させた。このとき, 2 台の鉛直方向ジャッキにより 442kN を作用させると同時にせん断スパン比が 1.38 となるよう水平せん断力に基づく付加モーメントを試験体に作用させた。水平方向ジャッキに

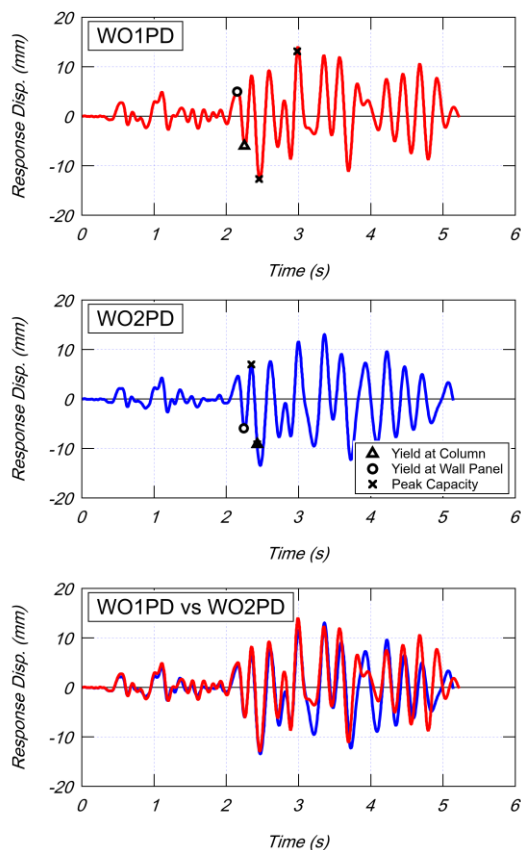


図-5 変位応答時刻歴波形

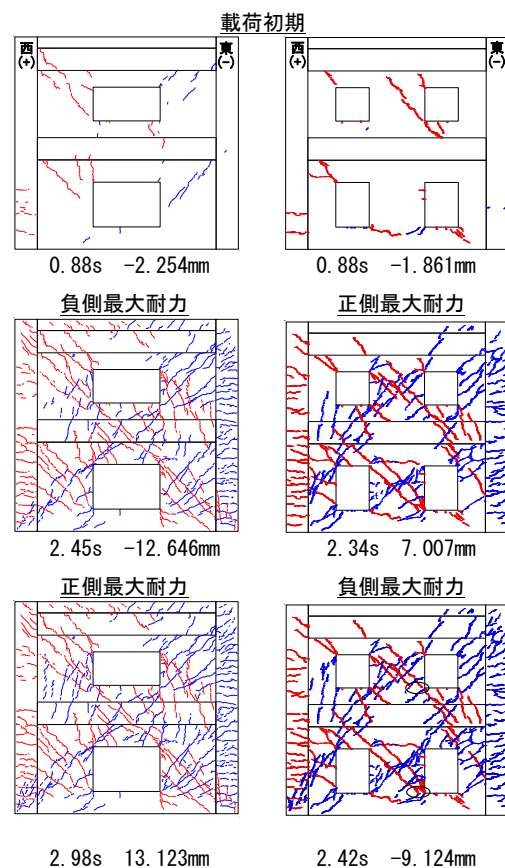


図-6 破壊性状 (左: WO1PD, 右: WO2PD)

対応するデジタル変位計が目標変位に到達した時点で、水平方向ジャッキのロードセル荷重値を振動モデルの応答計算にフィードバックすることで次ステップの応答変位について逐次数値計算を行った。応答計算の数値積分には OS 法⁹⁾を採用し、積分時間刻みは 0.0057s とした。

1 質点系モデルにおいて質点重量は 442kN とした。初期剛性は筆者らの既往実験¹¹⁾を参考に 3847kN/cm と仮定した。初期周期は 0.071s とする。当該モデルの振動方程式における粘性減衰は、最大耐力後の耐力低下域においても応答計算を扱う可能性を踏まえ扱いが容易な初期剛性比例型減衰を採用し、減衰定数を 1.0% とした。

2.3 入力地震波

実験に用いた入力地震波は松井らの振動実験⁸⁾でも用いられた図-4 (a) に示す兵庫県南部地震における神戸海洋気象台観測波 (JMA KOBE)¹²⁾ の主要動 10 秒間である。なお加速度倍率は変更していない。ただし試験体が 1/3 スケールであることから、図-4 (b) に示すように相似則を満足するため時間軸に $1/\sqrt{3}$ 倍を乗じて換算したものをを用いている。なお、実験はこの換算時刻 5s 以降で応答変位波形が漸減した時点で終了することとした。

3. 実験結果

3.1 応答性状

図-5 に変位応答時刻歴、図-6 に各試験体の最終破

壊状況を示す。なお、図-6 では正載荷時に生じたひび割れを青線、負載荷時のものを赤線で記載する。

時刻 1s までの載荷初期においては、壁板開口隅角部を中心に斜め方向のせん断ひび割れが発生した。また西側柱脚部に曲げひび割れの発生し、正載荷時より負載荷時が先行して曲げひび割れが生じることとなった。時刻 2s を経過後はいずれの試験体も変位応答の増大とともに正側載荷で側柱の曲げひび割れや壁板各所で斜めひび割れの進展・拡幅がみられた。試験体 WO1PD では時刻 2.15s で 1 層西側袖壁において、WO2PD では 2.24s で 1 層中央壁板においてそれぞれ壁横筋の降伏が生じた。その後、試験体 WO2PD では中央壁板の斜めひび割れの拡幅が顕著となるとともに 2.34s 時点で正載荷側の最大耐力 +423.5kN に到達し、同一周期にて負側最大応答変位 -13.437mm を記録した。また WO1PD では時刻 2.25s, WO2PD では 2.43s 時点でそれぞれ 1 層西側柱脚部の主筋降伏が生じた。特に WO2PD では主筋降伏と同時に負載荷側での最大耐力 -443.5kN に到達した。その後 WO2PD では各層中央壁板の東側開口下隅角部 (丸囲み部分) にコンクリートの圧壊の兆候が認められた。一方で、各袖壁ではひび割れの進展拡幅がみられたが中央壁板と比べ損傷が小さい傾向がみられた。一方、試験体 WO1PD では各袖壁の開口横部分でひび割れのさらに新たなせん断ひび割れがみられるとともに、側柱脚部にもせん断ひび

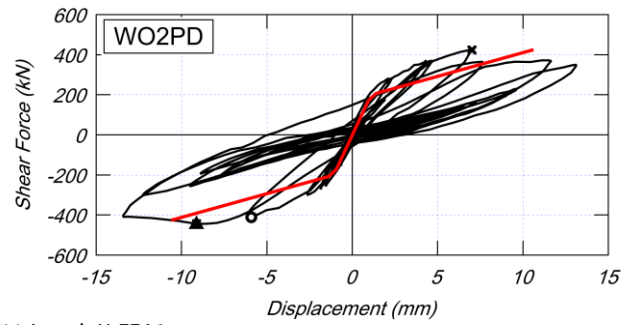
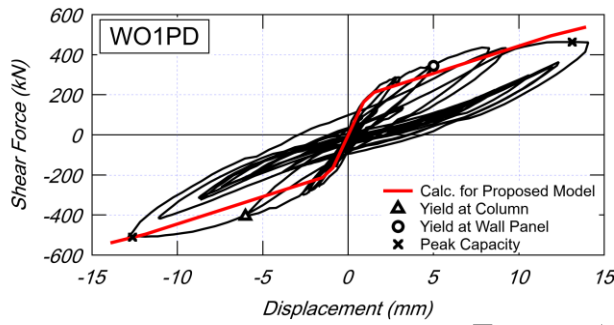


図-7 セン断力-変位関係

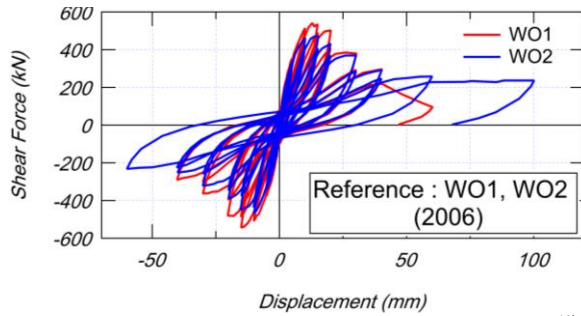


図-8 セン断力-変位関係（試験体 WO1, WO2）¹⁰⁾

割れがみられるようになった。その後、時刻 2.45s において負側の最大耐力-509.5kN ならびに最大応答変位-12.872mm に到達した。さらに 2.97s において最大耐力+464kN に到達した直後に最大応答変位 14.065mm を記録した。WO2PD においては 3.36s において正側の最大応答変位 13.112mm を記録した。以降は両試験体とも緩やかに応答変位が小さくなっていった。

両試験体で変位応答時刻歴を比較すると、両試験体が主筋降伏ならびに試験体 WO2PD が最大耐力に到達するまでおよそ同等の応答性状を示していることがわかる。一方、WO2PD が最大耐力に達した以降はおよそ時刻 3s までは同等の応答性状を示したが、以降はわずかに位相のずれや応答振幅が異なる傾向がみられた。これは、最大耐力到達後の有開口耐震壁では開口の個数や配置の条件によって試験体の最大耐力ならびに耐力低下挙動が異なることが影響を及ぼしているためと推察される。

3.2 セン断力-変位関係

図-7 に各試験体のせん断力-変位関係、図-8 に参考のため同一形状の試験体の静的載荷実験¹⁰⁾におけるせん断力-変位関係を示す。

図-7 には、筆者らが提案している有開口耐震壁のせん断強度評価式（以下、ストラット式）ならびに復元力モデルによる算定結果を併せて示す。ストラット式は開口横の壁板部材に図-9 に示すようなストラットが形成されるものと仮定し、図-10 のようにそれらのアーチ作用による耐力の総和を有開口耐震壁のせん断強度とするものである。

せん断終局強度<ストラット式>⁶⁾

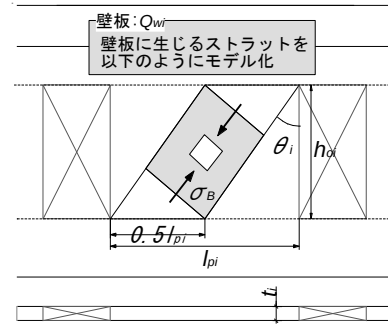


図-9 壁板におけるストラットの仮定

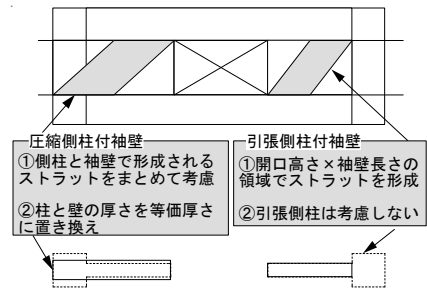


図-10 袖壁および側柱の取り扱い

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

$$Q_{wi} = v \sigma_B \cdot \cos \theta_i \sin \theta_i \cdot 0.5 l_{pi} \cdot t_i \quad (2)$$

$$v = -0.016 \sigma_B - 0.16 \frac{M}{QD} + 0.36 \frac{N}{bD \sigma_B} + 0.27 p_w + 1.23 \quad (3)$$

ここで、 Q_{wo} ：有開口耐震壁のせん断耐力[N]、 Q_{wi} ：各壁板のせん断耐力[N]、 n ：開口数、 l_{pi} ：壁板長[mm]、 v ：コンクリートの有効強度係数、 θ ：形成ストラットの角度[°]、 t_i ：壁厚[mm]、 σ_B ：コンクリートの一軸圧縮強度[N/mm²]、 M/QD ：せん断スパン比、 $N/bD \sigma_B$ ：軸力比、 p_w ：壁筋比[%]

復元力モデルにおける曲げ変形成分ならびにせん断変形成分の導出方法については文献 7)を参照されたい。

図-7 をみるといずれの試験体においても負荷荷側で最大耐力を発現している。また、試験体 WO1PD ではおよそ応答変位 13mm 付近で正負とも最大耐力に到達したのに対し、WO2PD では中央壁板が先行して損傷が卓越した影響により正負とも 8mm 程度で最大耐力に達し

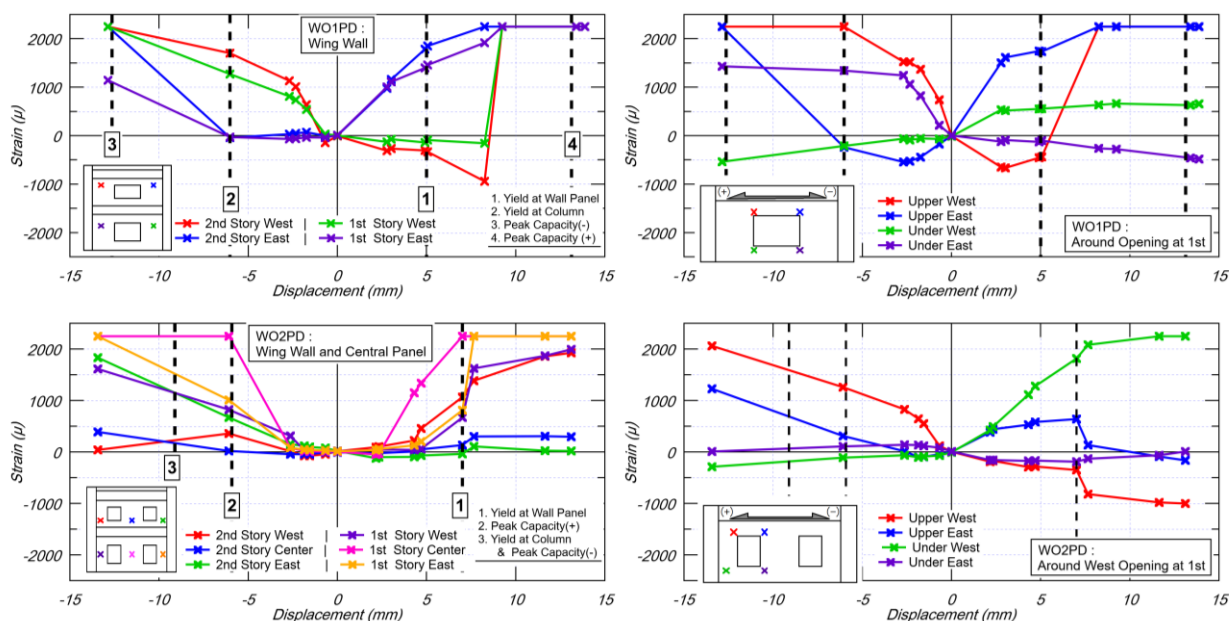


図-11 ひずみ-変位関係（ピーク更新時のみ）

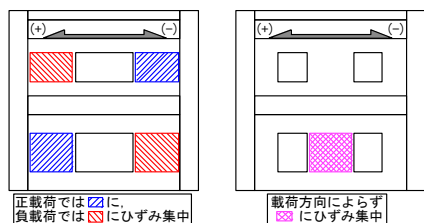


図-12 最大耐力以前のひずみ集中状況イメージ

ている。また、最大耐力も WO1PD よりも WO2PD のほうが 13%程度低い結果となった。これらの傾向は 2006 年に実施した同一形状試験体の静的載荷実験結果¹⁰⁾とほぼ一致しており、図-8 をみても最大耐力に至るまで同一の性状を示していることが確認できた。一方、最大耐力後の挙動は、図-7 のスケルトンにおける割線剛性に基づく等価周期をみると各試験体ともほぼ同等の挙動を示した 2.34s では試験体 WO1PD で 0.184s, WO2PD で 0.172s となり、WO1PD が 7%ほど大きい結果となった。これに対し、主筋降伏後に負側最大応答を示した 2.45s 付近では WO1PD で 0.212s, WO2PD で 0.242s となり、正側で大きな応答を示した 3.00s 付近では WO1PD で 0.224s, WO2 で 0.258s となり、いずれも WO2PD のほうが 15%ほど大きい傾向となったものの、各試験体で変位応答性状に大きな影響を及ぼすほどの明確な差異はみられない結果となった。これは入力地震波による最大応答変位がおよそ 15mm で、図-8 のように急激な耐力低下を呈する 20mm 以上の領域まで変形が生じなかったためである。このことから最大耐力以降に両試験体の応答性状にそこまで大きな差異がみられなかったものと推察される。

図-7 に示す提案モデルによる算定結果をみると、試験体 WO1PD においては荷重-変形関係の概形を多折れ線による復元力モデルにより概ね模擬できていることがわかる。一方、WO2PD では最大耐力時変形算定値が

10.608mm となり実験値よりも大きく算定される結果となった。また、いずれの試験体も降伏時耐力がおよそ 490kN と算定されており、WO1PD 実験値-410.5kN および WO2PD 実験値-428kN よりもおよそ 15%大きく評価する結果となった。提案モデルにおいては降伏耐力時から部材が曲げ降伏型となった場合の大変形挙動におけるさらなる精度向上が必要であるといえる。また、スケルトン概形との対応状況の定量的な評価については今後の検討課題としたい。

3.3 壁板におけるひずみ状況

図-11 に各試験体の壁板部位ならびに開口周辺の横方向鉄筋のひずみゲージによるひずみ-変位関係を示す。本図は変位更新時のみのプロットとし、最大応答変位を記録した 3.5s 付近までの変位更新時データを図示した。また、降伏ひずみ 2250 μ を超えるときは当該値で頭打ちとした。本図のひずみ値は正：引張、負：圧縮となる。

試験体 WO1PD の袖壁は図-12 のように載荷方向に応じてそれぞれの部位が引張・圧縮の作用を受けている。0.5s 時点となる応答変位+2.7mm 付近では東側袖壁ひずみが引張側、西側袖壁がわずかに圧縮側となるのに対し、応答が負載荷側となるおよそ 0.6s 時点、応答変位-2.3mm 付近では逆に東側袖壁がわずかに圧縮側、西側袖壁が引張側となった。また、応答変位が+9.0mm に到達する際には東側袖壁が先行して降伏状態に達し、西側袖壁もほぼ降伏ひずみに達した。一方、WO1PD の 1 層開口上部の隅角部では先述の袖壁における傾向と同様であったのに対し、開口下部では壁板降伏前でみるとひずみ値が西側で最大でも+500 μ 、東側で最大+1200 μ と上部よりも小さく最大応答変位時点でも降伏に至らなかった。

試験体 WO2PD の袖壁をみると、およそ 2.5s 時点とな

る+7.0mm 付近で 2 層西側袖壁において最大で+460 μ とほとんど大きなひずみ変動がみられなかった。対して 1 層中央壁板は+7.0mm 付近で+1337 μ と他の測定箇所よりも先行して引張側にひずみが増大する傾向が認められた。一方、1 層西側開口周辺をみると、上部・下部とも 2.5s となる+7.0mm 以降図中の青・紫色で示される東側隅角部のひずみがほとんど生じない結果となった。当該部位はいずれも中央壁板側に位置するが、周辺では大きな変形がみられない結果となった。

これらをまとめると、試験体 WO2PD では図-12 に示すように 1 層中央壁板の特に中央部でひずみの増大が進行する一方、当該部位の損傷がある程度卓越することで開口隅角の損傷が小さくなったと推察される。

以上のことから試験体 WO1PD では応答変位の増大に伴い、各袖壁がおおよそ均等に損傷したのに対し、WO2PD では 1 層中央壁板中央部付近でひずみが他の部位よりも 2.9 倍程度ひずみが集中した。当該部位の損傷が先行することで耐力低下が生じ、その影響により WO1PD よりも最大耐力が低く、また早期に最大耐力に到達したものと推察される。

4. まとめ

本論文では開口の大きさ、位置、および個数を変数とした RC 造複数開口耐震壁の擬似動の実験を行い、それらの差異が有開口耐震壁の構造性能、応答性状に及ぼす影響について検討した。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 各試験体とも側柱主筋降伏・最大耐力到達時点までの応答性状はほとんど同一であった。一方、開口の個数や位置の条件の違いにより最大耐力後の耐力低下に影響を及ぼすことで等価周期が開口数 1 の試験体よりも開口数 2 の試験体が 15%ほど大きくなった。この影響によって最大耐力以降ではわずかに応答性状が異なる傾向がみられた。
- (2) 提案復元力モデルによる算定では、算定結果が各試験体のスケルトンの概形を概ね模擬できる。
- (3) 試験体 WO2PD では、応答変位の増大に伴い 1 層中央壁板中央部付近で他の部位と比べ 2.9 倍程度ひずみ集中がみられた。当該部位での損傷が先行することで耐力低下が生じ、その影響により WO1PD よりも最大耐力が低く、また早期に最大耐力に到達する。

今後は提案復元力モデルを用いた 1 質点系モデルによる実験結果のシミュレーションを行う計画である。また、FEM 動的解析におけるモデル化手法の構築を進め、開口条件を変数としたパラメトリックスタディを実施し、最大耐力到達前の応答性状の差異を詳しく検討する。

なお、本実験では試験体の明確な耐力低下が生じる領

域まで応答が生じない結果となった。このことからより大きな加速度倍率の位相波形の入力など、耐力低下領域の挙動が応答性状に及ぼす影響をより詳細に把握できる条件での実験データの蓄積が必要である。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 19K15140 の助成を受けたものです。また、本実験で使用した規格鉄筋材は東京鐵鋼(株)から提供を受けたものです。実験遂行には大学院生・及川有也、学部生・千葉幸太郎、山本和輝の各氏の尽力がありました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建築研究所：平成 7 年度兵庫県南部地震被害調査報告書，1996
- 2) 小野正行，徳弘育夫：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，No.435，pp.119-129，1992
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 4) 国土技術政策総合研究所，建築研究所：2015 年度建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 5) 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，Vol.74，No.639，pp.915-923，2009
- 6) 櫻井真人，倉本洋，松井智哉：複数開口を有する RC 造耐震壁のせん断強度算定法，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.679，pp.1445-1453，2012
- 7) 千葉幸大，櫻井真人，小林淳，西田哲也：開口を有する RC 造耐震壁の復元力特性のモデル化手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.265-270，2018
- 8) 松井智哉，壁谷澤寿海，加藤敦，梶原浩一，倉本洋，長嶋一郎：鉄筋コンクリート造耐震壁の動の実験，構造工学論文集，Vol.49B，pp.459-464，2003
- 9) 中島正愛，石田雅利，安藤和博：サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法，日本建築学会構造系論文報告集，No.417，pp.107-117，1990
- 10) 鈴木健太，松井智哉，秋田知房，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，Vol.29，No.3，pp.325-330，2007
- 11) 及川有也，櫻井真人，西田哲也：包絡開口とみなされる有開口 RC 造耐震壁の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.397-402，2019
- 12) 気象庁ホームページ: https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/hyogo_nanbu/index.html (閲覧日：2020 年 11 月 1 日)