

論文 水平二方向載荷が RC 造耐震壁のせん断性状に与える影響

井戸 裕 勇樹*1・松井 孝憲*2・坂下 雅信*3・西山 峰広*4

要旨: せん断破壊が先行するよう設計された耐震壁に対して、面外方向の変形量を実験変数として面内・面外の二方向載荷を行った。面外加力を行った試験体では、面内加力のみを行った試験体と比較して、最大耐力が 10~15%程度低下した。設計時の想定とは異なり、面内方向載荷では全ての試験体で耐震壁脚部のすべり挙動が支配的となり、層間変形角 1.5%付近まで大きな耐力低下のない変形性能に富む挙動を示した。また、面内方向の損傷は壁脚に集中し、面外加力を行った試験体の方が、面内加力のみを行った試験体よりも、同一層間変形角時の軸方向縮みが大きくなった。

キーワード: 耐震壁, 水平二方向載荷, せん断, すべり破壊

1. はじめに

1968年の十勝沖地震以降、柱等の構造性能に及ぼす多次元入力の影響についての検討が活発に行われている。耐震壁に関して例を挙げれば、遠藤ら¹⁾は連層耐震壁の耐力、変形能力に面外変形が与える影響を、平石ら²⁾は曲げ降伏後、片足立ち状態となった連層耐震壁の靱性能に面外加力が与える影響を、佐藤ら³⁾は面外方向への力が耐力や変形性能に及ぼす影響をそれぞれ検討している。だが、せん断破壊型の耐震壁についての研究は、コア壁の構造性能を検討するために井上らによって計画された柱型のない平面壁⁴⁾などに限られている。コア壁を対象とした井上らの研究においては、面外変形が最大でも面内変形と同一の大きさとなっている。しかし、建物の構造計画を考えると、面内変形よりも面外変形が大きくなる場合もあり、面外方向の大きな変形により耐震壁の耐力や変形性能などに影響が生じる可能性がある。原子力発電所取放水路系地中構造物のモデル化を目的として宮川によって計画された RC 壁体⁵⁾では面内変形の 5 倍の面外変形を与え、一方向載荷時と比較して 7 割程度に耐力が低下したことを確認している。

本論文は側柱を有し、せん断破壊が先行するように設計された耐震壁を対象に、面外方向の変形量を実験変数

とした水平二方向載荷実験について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体は 4 体製作した。寸法・配筋は全試験体で共通であり、後述する載荷条件下において、面内方向でせん断破壊、面外方向で曲げ降伏が先行するよう設計した。

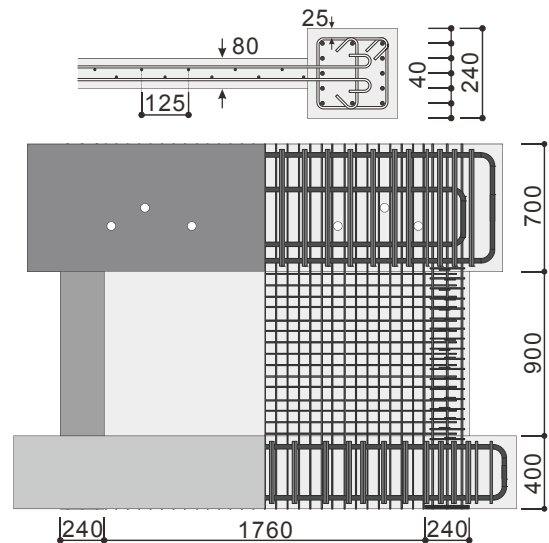


図-1 試験体配筋図 (単位: mm)

表-1 部材寸法及び配筋

部材	寸法(mm)	配筋		種別	鉄筋比(%)	
側柱	240×240	主筋		12-D10	SD295A	1.49
		せん断補強筋	面内方向	2-S6@50	KSS785	0.53
			面外方向	3-S6@50	KSS785	0.79
壁板	厚さ80	縦筋	D6@62.5 千鳥	SD295A	0.63	
		横筋	D6@62.5 千鳥	SD295A	0.63	

*1 京都大学 工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 京都大学 工学部建築学科

*3 京都大学 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

*4 京都大学 工学研究科建築学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

壁・柱ともに曲げ耐力を建築物の構造関係技術基準解説書⁶⁾記載の略算式で、せん断強度を広沢 mean 式及び荒川 mean 式でそれぞれ算定し、せん断余裕度を算出すると、面内方向荷重に対しては 0.6 となった。面外については、曲げ強度、せん断強度のいずれの計算でも壁板の寄与分を無視して 1.5 となった。図-1 に試験体配筋図を、表-1 に配筋を示す。側柱は幅・せいともに 240mm、壁板は内法長さが 1760mm、内法高さが 900mm、壁厚は 80mm とした。コンクリート圧縮強度は 30MPa を目標とし、鉄筋は、側柱主筋に D10(SD295A)を、側柱せん断補強筋に S6(KSS785)を、壁板には D6(SD295A)を使用した。なお、面外方向で確実に曲げ降伏させるために、面外方向の最外縁主筋本数を少なくしている。各試験体の試験区間に用いたコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を表-2 に示す。異なるアジテータ・トラックでの打設となった O-2 以外の試験体に関しては、各試験体の荷重実験時に行った材料試験結果の平均値を採用した。コンクリートの打設は、まず試験区間下部のスタブ（以下、下スタブ）にコンクリートを打設してから金属製ブラシ等で打継面に目荒しを施し、後日、試験区間及び試験区間上部のスタブ（以下、上スタブ）の打設を行った。

2.2 荷重履歴

実験変数は面外方向への変形量とした。図-2 に本実験で用いた荷重履歴の概要を、表-3 に各試験体における荷重ステップの詳細を示す。試験体は O-0、O-1、O-2、O-3 の 4 体であり、末尾の数字は同一サイクル時における面内方向の最大水平変位に対する面外方向の最大水平変位の比を表している。面外方向の水平変位を、同一サイ

クルで与える面内方向の水平変位の 0 倍（面内一方向荷重）、1 倍、2 倍、3 倍とした。

まず試験体を耐震壁の面外方向に加力し、規定の水平変位に達した（図中の[1]）後、その面外変位を維持したまま面内に加力を行った。ピーク点（図中の[2]）に到達後は、面外・面内の順に除荷し、続けて負方向でも同様の荷重を行った。図中の[1]～[8]までの経路を 1 サイクルとし、表-3 に示す各ステップに関して、2 サイクルずつ荷重を行った。

2.3 荷重装置及び計測方法

図-3 に荷重装置を示す。鉛直荷重及び面外方向水平荷重は、試験体の上スタブに PC 鋼棒で緊結した荷重用スタブを通じて、それぞれ 1000kN ジャッキを 2 本ずつ用いて、試験体に作用させた。面外方向では常に上スタブと下スタブが平行になるように鉛直方向ジャッキを制御した。面内方向水平荷重は上スタブに PC 鋼棒で緊結したチャンネル鋼を通じて 2000kN ジャッキ 2 本によって与えた。いずれの試験体もせん断スパン比は、面内方向では側柱芯々間距離で除して 0.60、面外方向では柱幅で除して 1.88 とした。また、試験体には、685kN の長期軸力を作用させた。なお、この長期軸力には荷重用スタブの自重等によって試験体に作用する鉛直力のほか、体積から概算した上スタブの重量を含めている。軸力比は耐震壁全断面に対し 0.086~0.092、2 本の側柱の断面積に対し 0.191~0.205 である。

鉄筋にはひずみゲージを貼り付け、各所で変位計による変位及び変形の計測を行った。面内方向、面外方向の水平変位、また、試験区間の鉛直変位の計測用の変位計

表-2 材料特性

(a)コンクリート

試験体	圧縮強度	割裂引張強度	ヤング係数
	(MPa)	(MPa)	(GPa)
O-0,O-1,O-3	29.0	2.47	24.8
O-2	31.1	2.68	27.4

(b)鉄筋

鉄筋		降伏強度	引張強度	ヤング係数
		(MPa)	(MPa)	(GPa)
D6	SD295A	430	524	175
D10	SD295A	344	485	190
S6	KSS785	841	995	198

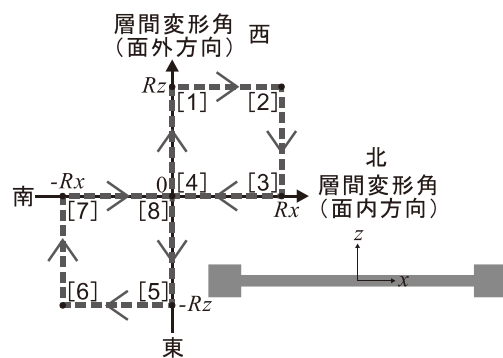


図-2 荷重経路概略図

表-3 荷重ステップ

試験体名	荷重方向	各荷重ステップピーク時の層間変形角										
		0.05%	0.10%	0.25%	0.50%	0.75%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%	5.0%
共通	面内(R_x)	0.05%	0.10%	0.25%	0.50%	0.75%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%	5.0%
O-0	面外(R_z)	0.00%										
O-1		0.05%	0.10%	0.25%	0.50%	0.75%	1.0%	1.5%	2.0%	3.0%	4.0%	-
O-2		0.10%	0.20%	0.50%	1.00%	1.50%	2.0%	3.0%	4.0%	6.0%	8.0%	-
O-3		0.15%	0.30%	0.75%	1.50%	2.25%	3.0%	4.5%	6.0%	9.0%	12.0%	-

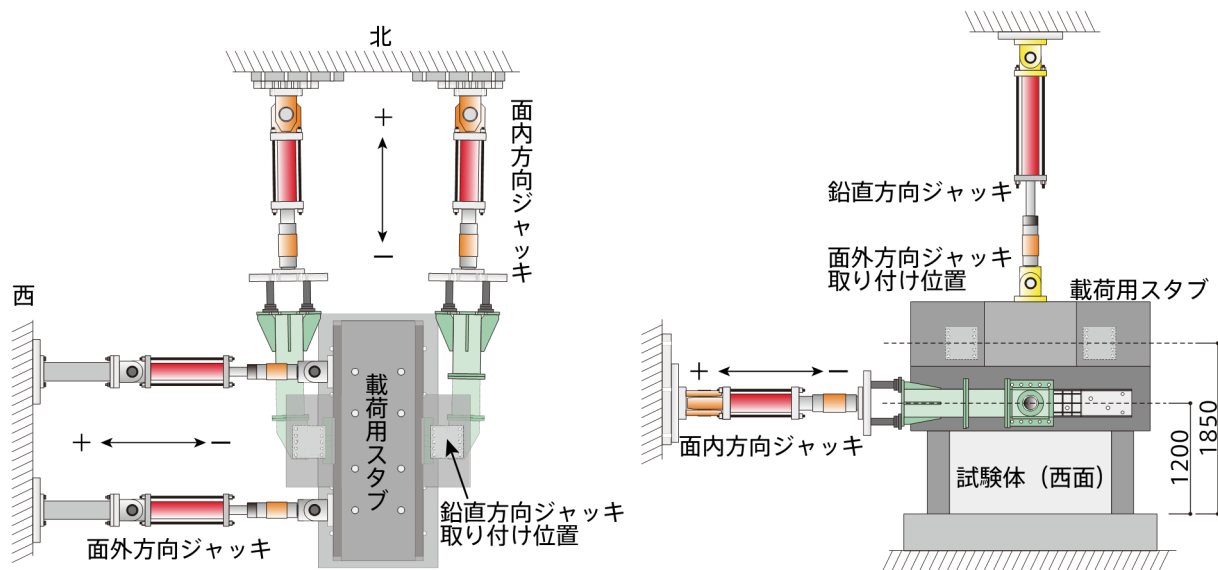


図-3 荷重装置図 (単位: mm)

は、試験体の四隅に取り付けており、面内方向層間変形角 R_x 及び面外方向層間変形角 R_z は各方向の4つの変位計から得られた水平変位の平均値を高さ 900mm で除した値とした。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図-4 に面内方向のピーク時の層間変形角 R_x が 1.0% となるサイクルの終了時点における試験体東面の損傷状況を示す。

(1) 一方向荷重試験体 O-0

$R_x=0.05\%$ のサイクルで壁板にせん断ひび割れが、 $R_x=0.10\%$ のサイクルで側柱引張縁に曲げひび割れが生じた。その後、曲げ及びせん断ひび割れの本数が増加したが、 $R_x=0.50\%$ のサイクル付近から壁脚におけるすべりが目視で確認できるようになり、それ以降は壁板上部に

おける損傷があまり進展しなくなった。しかし、 $R_x=1.5\%$ のサイクル以降、側柱圧縮縁や壁板圧縮域でのコンクリートの圧壊、また、壁板側の側柱隅角部脚部においてカバーコンクリートの剥落が見られるようになった。 $R_x=3.0\%$ のサイクルからは正負繰り返し荷重によって、壁脚で広く圧壊が進み、壁筋の座屈、側柱主筋の破断が生じた。なお、コンクリートの損傷についてはすべりに伴い鉄筋がコンクリートを割り裂いた可能性もある。また壁脚全域にわたっての損傷に伴い、試験体の高さが徐々に低くなった。 $R_x=5.0\%$ のサイクル 2 周目で荷重を終了するまで長期軸力を保持していた。

(2) 二方向荷重試験体 O-1, O-2, O-3

各試験体とも $R_x=0.05\%$ のサイクル及び $R_x=0.10\%$ のサイクルにおいて面外曲げひび割れ、面内曲げひび割れ、面内せん断ひび割れが発生した。いずれの試験体においても、O-0 と同様に当初はせん断ひび割れの本数が増加

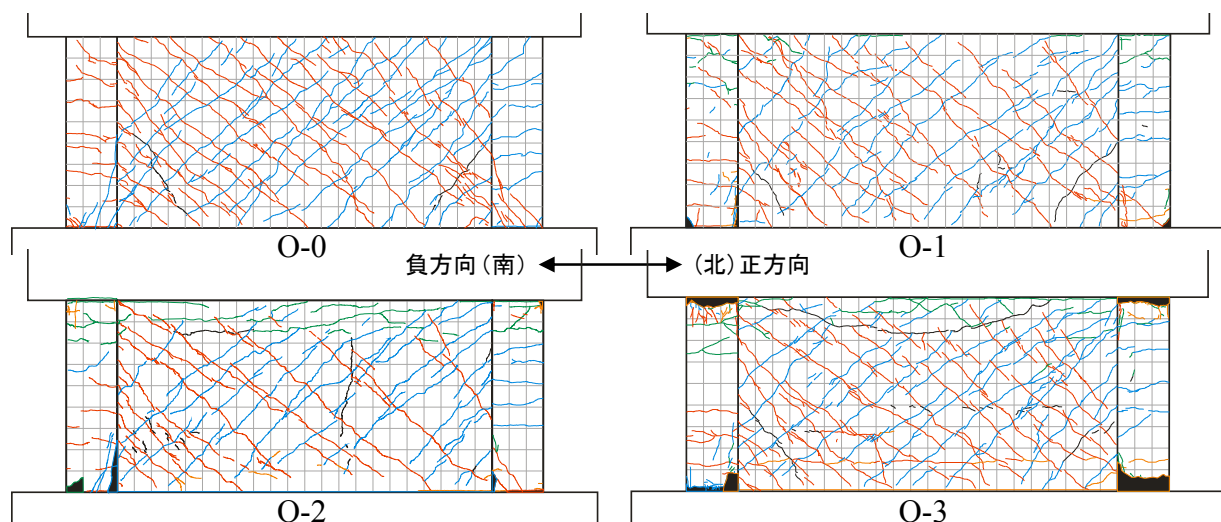


図-4 1.0%サイクル終了時東面ひび割れ図

したが、 $R_x=0.50\%$ のサイクル付近から脚部でのすべりが観察され始め、それ以降は耐震壁脚部において、O-0と同様に、コンクリートの損傷、鉄筋の座屈や破断が目立つようになった。加えて面外加力の影響もあり、O-1、O-2では $R_x=0.75\%$ のサイクル付近から、O-3では $R_x=0.50\%$ のサイクル付近から、側柱の東西面端部などにおいてカバーコンクリートの圧壊が見られるようになった。図-4に示されているように、大きな面外変形を作用させた試験体ほど側柱の柱頭、柱脚の損傷が顕著であった。また、二方向荷重を行った試験体についても、O-0と同様に脚部の損傷の進展に伴い、軸方向の縮みが大きくなってゆく現象が観察された。表-4に各試験体の軸方向変形の推移を示す。二方向荷重を行った試験体において、壁脚部で広く損傷が進んだのは $R_x=2.0\%$ のサイクル時からであり、面内一方方向のみの荷重を行ったO-0に比べ早い段階から損傷が拡大した。表-4からも面外方向の変形が大きい試験体ほど軸方向縮みの進展が早い様子がわかる。O-3については面外耐力の喪失に伴い、 $R_x=4.0\%$ のサイクル1周目で荷重を終了した。他の2体の試験体については面内、面外ともに一定の耐力を維持していたが、軸方向変形などを勘案し、O-1では $R_x=4.0\%$ のサイクル2周目で、O-2では $R_x=4.0\%$ のサイクル1周目で荷重を終了した。なお、O-1では $R_x=2.0\%$ のサイクル2周目の負側ピーク点直前において、脚部の損傷が極めて脆性的に進展した。また、O-2やO-3では面外加力を受けて、脚部だけでなく耐震壁頂部においても広く損傷が見られ、さらにO-3では変形の進行に伴って、側柱と壁板の境界である断面急変部での離間が顕著であった。

3.2 水平荷重一層間変形角関係

面内および面外方向の水平荷重一層間変形角関係をそれぞれ図-6及び図-7に示す。図中の点線は、面外方向については、柱2本分で求めた曲げ強度、面内方向については、広沢 mean 式で算出した耐震壁のせん断強度の計算値を示している。いずれも建築物の構造関係技術基準解説書⁹⁾に基づき、材料試験で得られた各材料の実強度を用いて算出している。また面外方向の図上の最大耐力点を始点とする実線は、P- Δ 効果による見かけ上の耐力低下を示している。面内方向については、各試験体の実験で得られた最大耐力と広沢 mean 式による計算値の比較

表-4 軸方向変形の推移 (単位: mm)

ステップ	O-0	O-1	O-2	O-3
1.00%サイクル終了時	-0.20	0.30	-0.20	-0.04
1.50%サイクル終了時	-0.30	0.50	-0.20	0.20
2.00%サイクル終了時	0.20	10.5	13.8	16.4
3.00%サイクル終了時	1.70	52.8	53.0	68.3
4.00%サイクル終了時	50.2	112.2	-	-

を表-5に示す。なお本実験では M/QD が1以下であるため、 $M/QD=1$ として算出した。また、O-2は他の試験体とコンクリート強度が異なるため、括弧内に広沢 mean 式の数値で基準化した値を示している。いずれの試験体でも、前述のすべり挙動が顕著となる $R_x=0.50\%$ 付近から面内方向の耐力が頭打ちとなり、 $R_x=1.5\%$ 付近までほとんど耐力低下が見られなかった。その後、耐震壁脚部での損傷により耐力が低下し始めた。最大耐力に着目すると、広沢 mean 式で基準化した値と比較した時、面外方向への変形量が大きい試験体ほど耐力が小さくなっている。しかし、いずれの試験体でも1から4割ほど実験値が計算値を上回る結果となっているにもかかわらず、せん断破壊には至らず、耐震壁脚部でのすべりが支配的な挙動を示した。最大耐力到達後は、壁脚部での損傷に伴い耐力が低下した。面内一方方向のみ加力を行ったO-0では、耐力低下が他の試験体に比べ緩やかであり、 $R_x=3.0\%$ サイクル1周目のピーク点で比較すると、O-0では最大耐力に対し約7割の耐力を有していたが、面外加力を行った試験体では、最大耐力の3割程度まで耐力が低下していた。これは面外加力を行った試験体では、二方向加力の影響により脚部損傷の進展が早まったことが原因の一つとして考えられる。また、壁脚全域がほぼ均一に損傷を受けた結果、最後まで軸力支持能力が失われることはなかった。

面外加力に関して、O-2及びO-3は柱2本分で算出した曲げ耐力の計算値以上の耐力を発揮した。一方、O-1の耐力はO-2やO-3に比べ3割程度低く、かつ計算値に至らなかった。これに関しては、面外変形に対し面内変形が相対的に大きいO-1では面外の耐力が発揮される前に面内加力によって損傷が生じていたということが原因の一つとして挙げられる。最大耐力以後は、P- Δ 効果による見かけ上の耐力低下に加え、損傷による耐力低下が変形の進行にともなって観測された。なお、O-3に関しては $R_x=1.5\%$ サイクルの途中、一時、逆対称荷重の制御が崩れ、同サイクルの最大変形である $R_x=4.5\%$ を大きく上回る層間変形角が試験体に生じた。その後、 $R_x=5.5\%$ まで試験体の変形を戻して、逆対称変形を復帰させた後、

表-5 面内方向最大耐力

試験体名	実験値 (kN)		広沢 mean 式 (kN)
	正	負	
O-0	1178 (1.45)	-1121 (1.38)	810
	1066 (1.32)	-950 (1.17)	
O-2	1067 (1.28)	-1022 (1.23)	832
	992 (1.22)	-919 (1.13)	
O-3	992 (1.22)	-919 (1.13)	810

() 内は実験値/計算値を示す。

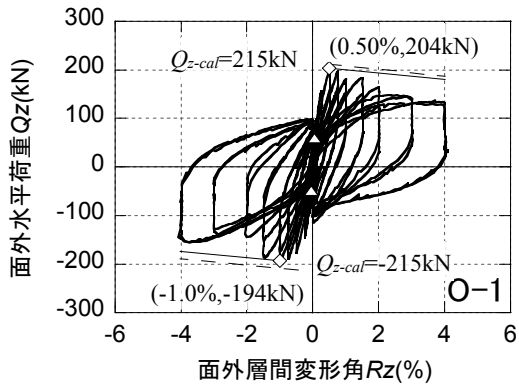
載荷を継続した。

4. すべり耐力の評価

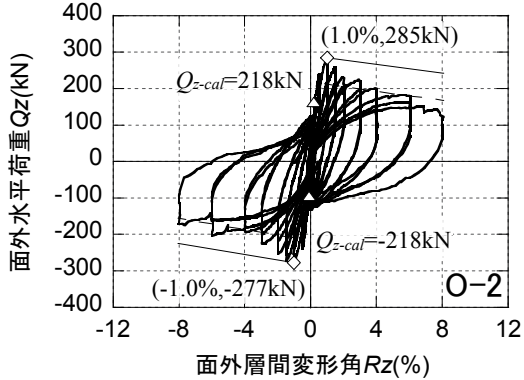
面内方向のすべり耐力の算定を行い、実験結果と比較した。以下、 $A_{n,w}$ 、 $A_{n,c}$ は壁縦筋及び柱主筋の断面積、 $f_{s,w}$ 、 $f_{s,c}$ はそれぞれの降伏強度、 A_t 、 A_c はせん断伝達を行うコンクリートの面積、 f'_c はコンクリート強度、 K_l はコンクリート強度から求まる係数である。

4.1 Paulay らの手法⁷⁾ (Q_{sl})

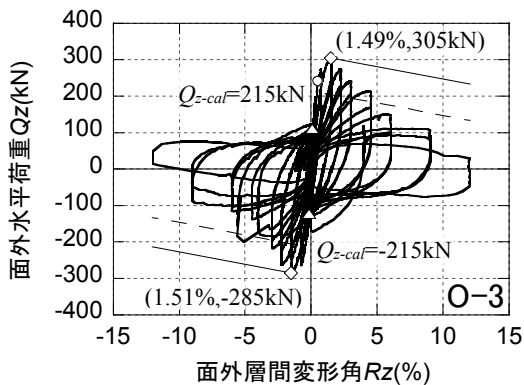
すべり破壊を防止するために耐震壁に配する斜め筋の量の設計手法を基に、すべり耐力を計算した。式(1)に示



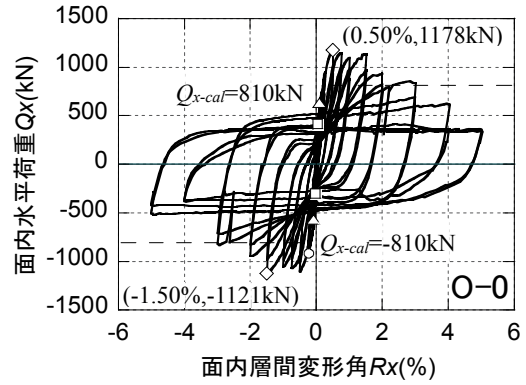
O-1



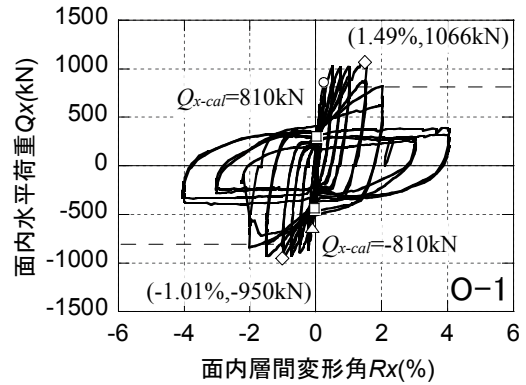
O-2



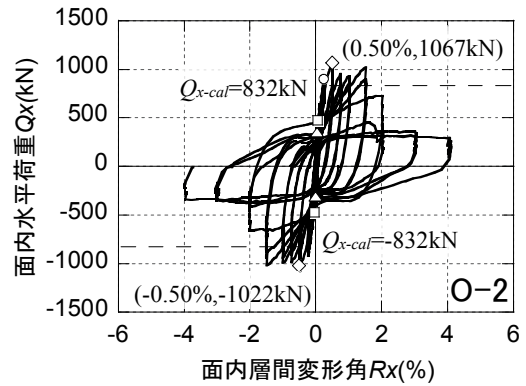
O-3



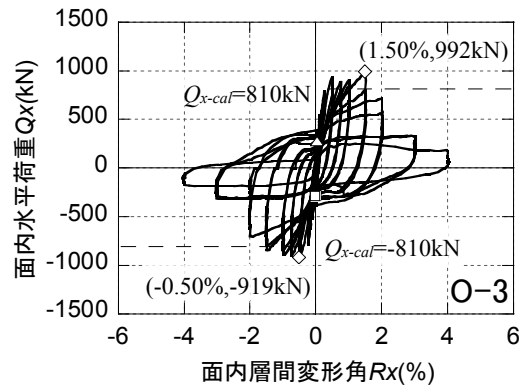
O-0



O-1



O-2



O-3

△：曲げひび割れ，□：せん断ひび割れ，○：柱主筋引張降伏，◇：最大耐力

図-6 面外荷重-面外変形角関係

図-7 面内荷重-面内変形角関係

すようにコンクリート曲げ圧縮域の持ち分 V_f と耐震壁脚部における鉛直鉄筋の持ち分 V_{do} の和ですべり耐力を算出する。

$$Q_{sl1} = V_f + V_{do} \\ = 0.25A_t f'_c + 0.25(A_{n,w} f_{s,w} + A_{n,c} f_{s,c}) \quad (1)$$

A_t については、各材料の実強度を用いて、壁板及びカバーコンクリートには popovics モデル⁸⁾、側柱のコアコンクリートには NewRC モデル⁹⁾、鉄筋は完全弾塑性とし、試験体断面を 10mm ごとに分割して耐震壁脚部危険断面における曲げ解析を行い、中立軸深さをもとに算定した。曲率を漸増させ、各ステップにおいて、式(1)で求められる Q_{sl1} が、脚部の曲げモーメントを加力点高さ 1200mm で除することで求めるせん断力 Q_m を下回った時、その値をすべり耐力とした。

4.2 ACI 318⁽¹⁰⁾ (Q_{sl2})

ACI 318 ではせん断伝達強度を簡便に求めることのできる式として式(2)が与えられている。

$$Q_{sl2} = 0.8(A_{n,w} f_{s,w} + A_{n,c} f_{s,c}) + A_c K_l \quad (2)$$

ここで、第1項については壁縦筋、柱主筋をすべて考慮した。 A_c を曲げ圧縮域の面積と捉え、4.1 と同様に断面解析により算出し、 Q_{sl2} を求めた。なお、 K_l は 400psi (=2.75MPa) とした。

4.3 実験値との比較

実験における最大耐力を基準として、各手法で求めたすべり耐力を表-6 にまとめる。面内方向のみへの載荷時の応力状態をもとに算出したものであるが、これら簡便な方法でも実験値とよく対応している。だが、二方向加力を受ける試験体では、脚部での圧縮域の面積が異なると考えられるため、今後、より詳細な検討が必要である。

5. まとめ

面内方向のせん断スパン比を 0.60 とした耐震壁の水平二方向載荷実験を行い以下の知見を得た。

- (1) いずれの試験体も、面内方向載荷時には層間変形角 0.5% 付近から脚部におけるすべりが生じはじめ、1.5% 付近までほとんど耐力低下が見られなかった。
- (2) 面外変形が大きくなるに従って 10~15% 程度最大耐力の低下が見られた。
- (3) 面外方向の変形が大きい試験体ほど軸方向縮みの進展が早かった。
- (4) 簡便なすべり耐力評価法で得られた耐力は実験結果とよく対応した。

表-6 すべり耐力評価

試験体名	最大耐力(kN)	Q_{sl1} (kN)	Q_{sl2} (kN)
O-0	1178	902(0.77)	1040(0.88)
O-1	1066	902(0.85)	1040(0.98)
O-2	1067	925(0.85)	1035(0.97)
O-3	992	902(0.91)	1040(1.05)

() 内は計算値/実験値を示す。

謝辞

本稿は、平成 25 年度文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市の機能維持・回復に関する調査研究」の一部である。

参考文献

- 1) 遠藤文明, 関松太郎, 勝俣英雄, 杉山公一: 連層耐震壁の水平 2 方向加力実験 (その 1) (その 2), 1990 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.57-64, 1991.1
- 2) 平石久廣, 今西達也, 福山洋, 田中義成: 二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の構造的性状, 日本建築学会構造系論文報告集 第 450 号, pp.89-98, 1993.8
- 3) 佐藤充晴, 壁谷澤寿海, 金裕錫, 福山洋: 2 方向水平力を受ける RC 造耐震壁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.115-120, 2012.6
- 4) 井上貴之, 鈴木紀雄, 別所佐登志, 丸田誠: 斜め方向の水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体耐震壁のせん断強度 (その 1) (その 2), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.433-436, 1999.9
- 5) 宮川義範: 水平二方向の変形を受ける鉄筋コンクリート壁体のマクロモデルに関する検討, 電力中央研究所報告, 2006.6
- 6) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 7) Paulay, T. Priestley, M. J. N. and Syngne, A. J.: Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls, ACI Journal, Vol. 79, No. 4, pp.257-269, 1982.7
- 8) Popovics, S: Numerical Approach to the Complete Stress-strain Curve of concrete, Cement Concrete Research, No. 3, pp.583-599, 1973
- 9) 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
- 10) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, 2008