

# 論文 鉄筋コンクリート造方立壁のせん断耐力に関する一考察

水谷 駿介\*1・福井 紳矢\*2・尹 ロク現\*3・真田 靖士\*4

**要旨：**本論文では非構造部材として扱われる RC 造方立壁の構造性能の把握，現行の耐力壁のせん断終局耐力評価式による推定値の精度の検討を目的として，実大スケールの RC 造方立壁の破壊試験を行った。実験結果において，最大せん断耐力は 604kN を記録した。耐力壁のせん断終局耐力評価式（広沢式）を適用し，せん断耐力の実験値と整合する評価結果が得られた。さらに，既往の RC 造方立壁の実験結果も参照し，同様にせん断終局耐力を評価すると，広沢式において概ね評価できることを確認した。また，大野・荒川 min 式においては約 30%安全側に評価することを確認した。

**キーワード：**RC，非構造壁，せん断終局耐力

## 1. はじめに

わが国の近年の地震災害による知見では，コンクリート系建物の倒壊などの甚大な被害は耐震診断や耐震補強の普及により減少傾向にある<sup>1)</sup>。一方，非構造の部材や設備などの損傷は依然として散見され，これらの損傷により建物の建築物としての機能に支障をきたす事例が少なくない。とくに，コンクリート系集合住宅における外構面の掃出し窓間に設置される RC 造方立壁が周辺の柱梁架構の変形に追従できず著しく損傷する事例は数多く報告されている<sup>2)</sup>。RC 造方立壁は一般の構造設計実務では非構造部材として扱われ，建物とりわけ靱性型の柱梁架構の構造性能にはほとんど影響しないとみなされてきた。しかし，RC 造方立壁は地震時に上階の梁により軸方向の変形拘束を受けるため，高い軸力が作用することが予てより指摘されており<sup>2)</sup>，既往の実験，解析研究でも<sup>3),4)</sup>，RC 造方立壁が小変形域では高い耐力寄与を示し，大変形域では建物下層の方立壁のせん断破壊が層剛性を軟化させるなどの構造性能への影響が明らかとなっている。しかし，現在の設計において非構造部材である RC 造

方立壁の構造性能に関する実験的検討事例は限られ，その主たる破壊形式である，せん断終局耐力を評価する一般式の適用性は明らかではない。

以上の背景を踏まえて，本研究では RC 造方立壁の構造性能を評価することを目的として，実大スケールの RC 造方立壁を作成し，せん断破壊実験を行う。また，耐力壁のせん断終局耐力を評価する広沢式と大野・荒川 min 式<sup>5)</sup>を準用して実験のせん断終局耐力を評価する。さらに，過去に行われた既往の RC 造方立壁の実験結果を同様に比較することにより，RC 造方立壁に対する既往のせん断終局耐力の評価式の適合性について検証する。

## 2. 実験計画

### 2.1 対象建物の概要

本研究の対象とする建物は 1987 年建築，11 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造 (SRC) の集合住宅である<sup>4)</sup>。建物の外観を Fig.1 に，基準階平面図を Fig.2 に示す。建物の高さは 30.9m，梁間方向約 71m，桁行方向約 27m の対称な平面形状であり，Fig.2 に示すように平面は両主軸に



Fig.1 Northwest view of the investigated building

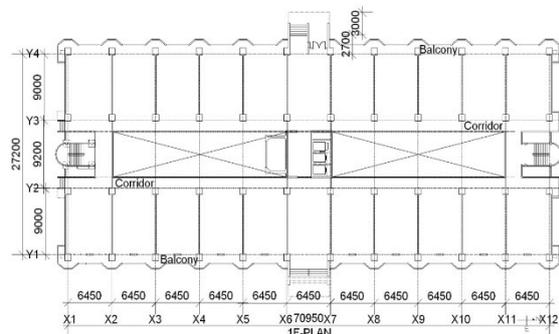


Fig.2 Ground floor plan

\*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 (学生会員)  
 \*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生  
 \*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 特任研究員・博士 (工学) (正会員)  
 \*4 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) (正会員)

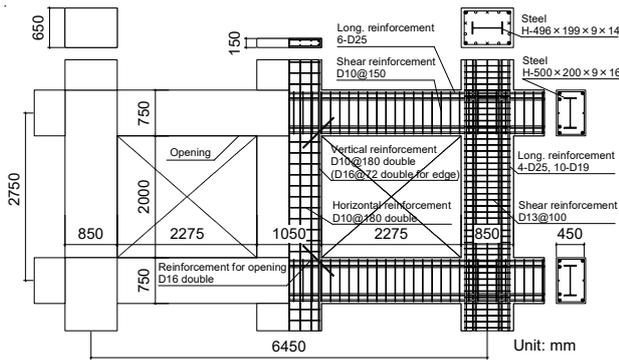


Fig.3 Details of typical exterior frame

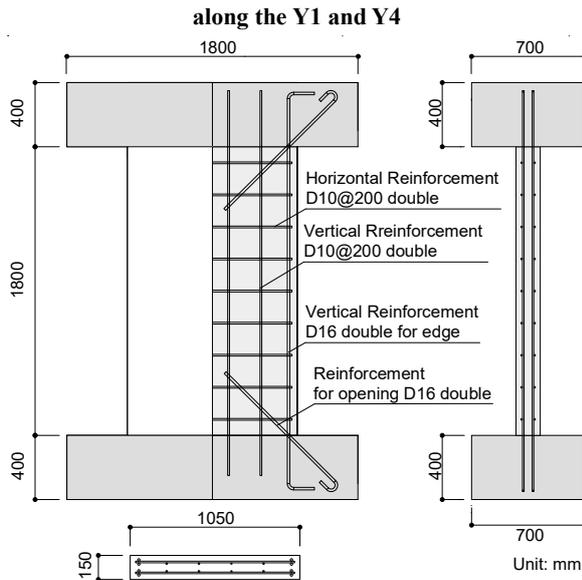


Fig.4 Dimensions and reinforcement details of specimen

Table1 Specifications of flat wall

	Prototype	Specimen
$t \times D$	150mm×1050mm	150mm×1050mm
Vertical reinforcement	D10@180 double ( $p_{vw}=0.53$ )	D10@200 double ( $p_{vw}=0.48$ )
Horizontal reinforcement	D10@180 double ( $p_{wh}=0.53$ )	D10@200 double ( $p_{wh}=0.48$ )
Reinforcement for opening	D16 double	D16 double

Table2 Material properties of concrete

Specimen	Elastic modulus	Compressive strength
W1	$2.69 \times 10^4$	27.7

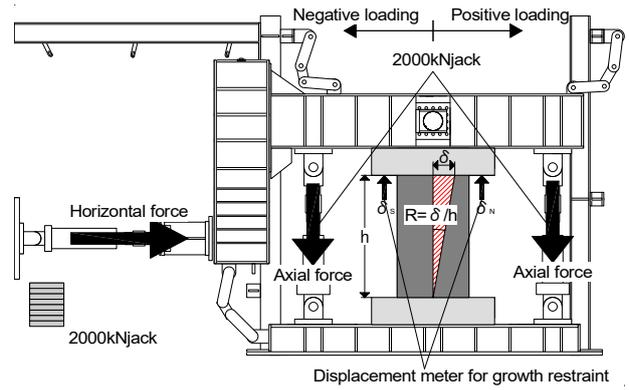
Unit: N/mm<sup>2</sup>

Table3 Material properties of steel

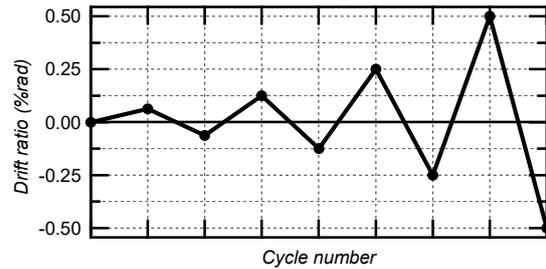
Type	Elastic modulus	Yield stress	Tensile strength
D10	$1.85 \times 10^5$	375	506
D16	$1.66 \times 10^5$	351	501

Unit: N/mm<sup>2</sup>

対しておよそ対称である。本研究で焦点を当てる桁行方向はラーメン構造であり、ラーメンの柱間に構造躯体と切り離されていない方立壁を有していた。Fig.2 に示すようにスパン内で並列する掃出し窓の間に幅が約 1m の方立壁が配置されていた。方立壁の構造詳細について、縦、横筋は D10@180 ダブル、壁端部の縦筋および隅角部の斜め方向の開口補強筋のみ D16 がダブルに配筋されてい



(a) Test set-up



(b) Loading history

Fig.5 Test set-up and loading history

た。

設計図書による使用材料では、コンクリートは設計基準強度が 21N/mm<sup>2</sup>、鉄筋は D19 以上が SD435、D16 以下が SD295A である。鉄骨柱は 1 階から 5 階が SM490、6 階以上が SS440 であり、梁は 2 階から 7 階が SM490、8 階以上が SS400 である。

## 2.2 試験体

Fig.3 に研究対象建物 10 階の Y1、Y4 フレームの代表的な桁行方向 1 スパンの構造詳細を示す。本研究では地震による被害が甚大であった方立壁のみを模擬する、実大スケールの試験体 W1 を製作した。Fig.4 に試験体の配筋図を、Table1 に試験体の構造詳細をそれぞれ示す。試験体の形状は長さ 1,050mm、高さ 1,800mm、厚さ 150mm とした。壁横筋の端部にフックなどの特別な構造詳細は考慮しなかった。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性を Table2 および 3 にそれぞれ示す。

## 2.3 荷重計画

Fig.5 に試験体設置図および荷重履歴を示す。試験体は荷重フレームに PC 鋼棒で固定し、反力壁に取り付けた水平オイルジャッキによって静的漸増繰返し荷重を行った。また、実在の柱梁架構の中の方立壁は梁により軸方向伸びを拘束されることが既往研究<sup>2)</sup>により示された。そこで、本研究では方立壁に作用し得る圧縮軸力の上限値を想定し、試験体の軸方向伸びを完全拘束して荷重を行う計画とした。方立壁の伸びを完全拘束するため、上スタブ下面に取り付けた鉛直方向の変位計 (Fig.5(a)) の測定値が  $\delta_S = \delta_N = 0$  となるように鉛直オイルジャッキによって軸力を作用させる。水平方向荷重では、Fig.5(a) に示

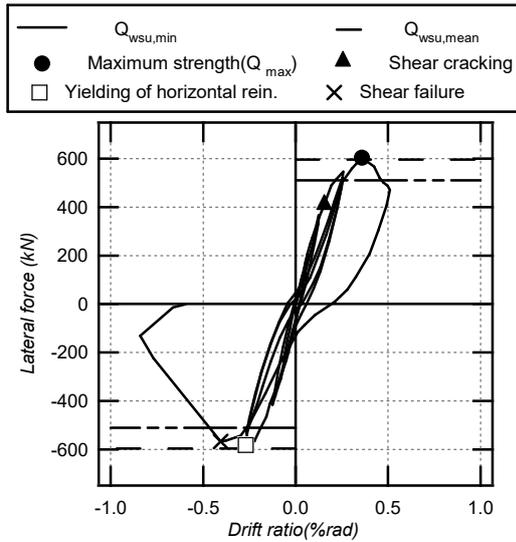


Fig.6 Lateral force vs. drift ratio relationship

すように方立壁の頂部の水平変位  $\delta$  を計測高さ  $h$  ( $=1,800\text{mm}$ ) で除した変形角  $R$  ( $=\delta/h$ ) に基づいて変位制御し、 $0.0625\% \text{rad}$  および  $0.125\% \text{rad}$  を 1 サイクル、 $0.25\% \text{rad}$ 、 $0.5\% \text{rad}$  を各 2 サイクルずつ行う計画とした。なお、方立壁がせん断破壊し、軸力を保持できなくなった時点で載荷は終了とした。

### 3. 実験結果

W1 試験体の水平荷重－水平変形角関係を Fig.6 に、破壊性状を Fig.7 に示す。Fig.6 では方立壁のせん断ひび割れ発生点  $\blacktriangle$  およびせん断補強筋の降伏点  $\square$ 、最大耐力点  $\bullet$ 、せん断破壊点  $\times$  を併せて示す。Fig.7 では、正載荷時のひび割れを青色の実線で、負載荷時のひび割れを赤色の点線でそれぞれを示す。

#### 3.1 水平荷重－水平変形角関係と破壊経過

$R=0.0625\% \text{rad}$  のサイクルで壁端部に曲げひび割れが発生した。 $R=0.25\% \text{rad}$  のサイクルで Fig.7(a) に示すように方立壁中央部にせん断ひび割れが発生し、同サイクルの負載荷時にせん断補強筋の降伏が認められた。また、 $R=0.5\% \text{rad}$  のサイクルにおいて変形角  $0.35\% \text{rad}$  で最大耐力  $604\text{kN}$  が記録された。その後、負側の  $R=-0.5\% \text{rad}$  のサイクルにおいて変形角  $-0.37\% \text{rad}$  で負側の最大耐力  $-563.25\text{kN}$  を記録し、その直後に壁のせん断破壊による耐力低下を確認し、実験を終了した。

端部にフックがない横筋のせん断終局耐力に与える影響を考察する。方立壁のせん断破壊時における横筋のひずみゲージの降伏箇所を Fig.8 に示す。Fig.7 と比較すると、方立壁のせん断による損傷が顕著に確認された壁上部を中心に横筋が降伏しており、端部にフックが設けられていないものの横筋がせん断終局耐力に寄与したと考えられる。

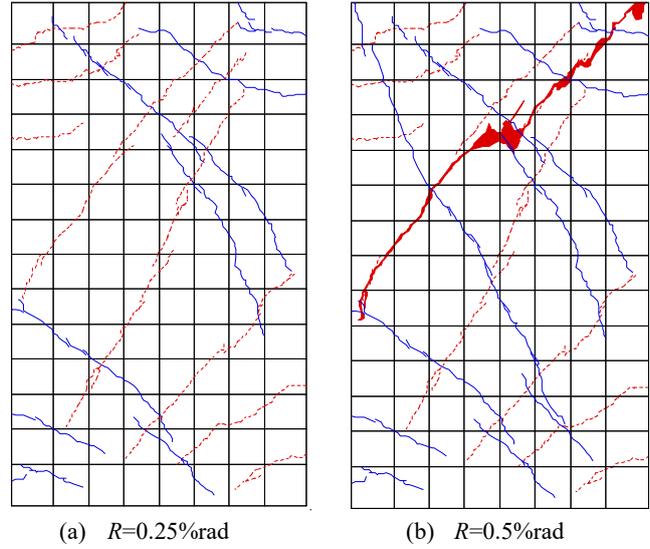


Fig.7 Damage development of the specimen

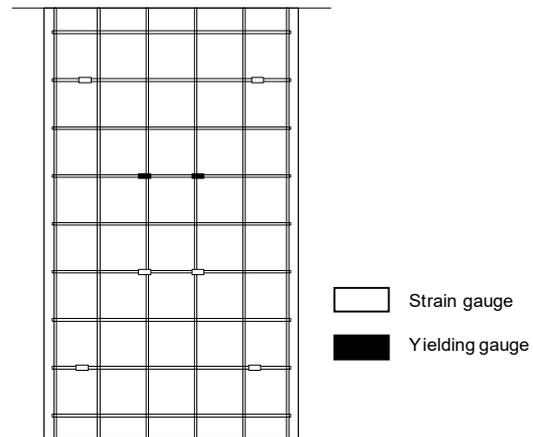


Fig.8 Strain gauge arrangements for wall

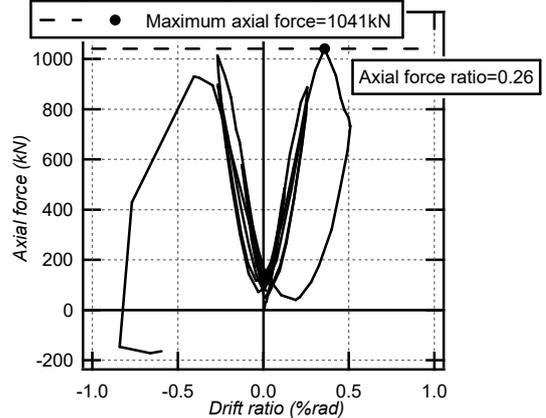


Fig.9 Axial force vs. drift ratio relationship

#### 3.2 軸力変動

方立壁の作用軸力－水平変形角関係を Fig.9 に示す。2.3 節で説明したように本実験では試験体の載荷過程において伸びを拘束しながら水平力載荷した。水平力の作用に伴って試験体の引張り側が浮き上がろうとして軸方向伸びを生じる。この伸びを拘束するために、変動軸力を作用するため、変形角の増大とともに軸力も大きくなる現象が確認できる。方立壁の伸びを拘束した結果、圧

Table4 List of specimens of previous experiments

	Type	Scale	Size	Vertical reinforcement	Horizontal reinforcement	Axial force ratio	Shear span ratio	Details of horizontal reinforcement	Source
1	WH-1-0.47	1/2	幅 500 壁厚 75 高さ 1000	D6(SD295A) @90: single 0.47%	D6(SD295A) @90: single 0.47%	0.24	1	フックなし	6)
2	WH-1.0-0.41	1/2	幅 500 壁厚 70 高さ 1000	D6(SD295A) @112.5: single 0.41%	D6(SD295A) @112.5: single 0.41%	0.19	1	フックなし	7)
3	WH-0.5-0.41	1/2	幅 500 壁厚 70 高さ 500	D6(SD295A) @112.5: single 0.41%	D6(SD295A) @112.5: single 0.41%	0.1	0.5	フックなし	7)
4	WH-0.5-1.2	1/2	幅 500 壁厚 70 高さ 500	D6(SD295A) @112.5: single 0.41%	D6(SD295A) @35: single 0.41%	0.25	0.5	フックなし	7)
5	NSW2	1/1	幅 1050 壁厚 120 高さ 2100	D10(SD295A) @250: single 0.24%	D10(SD295A) @250: single 0.24%	0.15	1	端部補強筋 2-D13(SD345) フックなし	8)
6	小塩	1/2.5	幅 420 壁厚 60 高さ 800	D4(SD295A) @72: double 0.65%	D4(SD295A) @72: double 0.65%	0.12	0.95	端部補強筋 開口補強筋 (斜め) 2-D6(SD295A) フックなし	3)
7	PW2	1/1	幅 1000 壁厚 150 高さ 1976	D10(SD295A) @200: double 0.26%	D10(SD295A) @180: double 0.24%	0.27	0.99	端部補強筋 2-D13(SD345) フックなし	9)
8	MW2-D	2/3	幅 500 壁厚 140 高さ 1000	D6(SD295A) @165: double 0.27%	D6(SD295A) @85: double 0.53%	0.15	0.92	開口補強筋 (縦・横・斜め) 4-D10(SD295A) フックあり	10)
9	W-120	1/1	幅 1100 壁厚 120 高さ 1100	D19(SD295A) @200: single 1.19%	D10(SD295A) @200: single 0.3%	0.12	0.5	フックなし	11)
10	W-180	1/1	幅 1100 壁厚 180 高さ 1100	D16(SD295A) @200: double 1.1%	D10(SD295A) @200: double 0.4%	0.12	0.5	フックなし	11)
11	W1	1/1	幅 1050 壁厚 150 高さ 1800	D10(SD295A) @200: double 0.48%	D10(SD295A) @200: double 0.48%	0.26	0.86	端部補強筋 開口補強筋 (斜め) 2-D16(SD345) フックなし	本稿

赤字 一定軸力を維持

縮軸力が最大 1041kN (軸力比 0.26) 作用した。なお、**Fig.9** より、方立壁のせん断破壊後に作用軸力は急激に低下し、変形の増大により完全に解消された。

### 3.3 最大せん断耐力の実験値と計算値の比較

試験体のせん断終局耐力を広沢式 (式(1)) と大野・荒川 min 式 (式(2)) の RC 耐力壁のせん断終局耐力評価式<sup>5)</sup>を準用して評価する。

$$Q_{wsu,mean} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(18+F_c)}{\sqrt{M/(Q-D)+0.12}} + 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e \cdot j_e \quad (1)$$

$$Q_{wsu,min} = \left\{ \frac{0.053p_{te}^{0.23}(18+ \rho)}{\sqrt{M/(Q-D)+0.12}} + 0.85\sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e \cdot j_e \quad (2)$$

式中の各記号については文献<sup>5)</sup>を参照されたい。なお、壁端部の縦筋のみを引張鉄筋として $p_{te}$ を算定した。また、3.1 節に説明したように、端部にフックがない横筋もせん断耐力に寄与したと考え、せん断補強筋比 $p_{wh}$ に考慮した。軸力比については実験において導入した実験値より求めた。

各計算結果は **Fig.6** に併せて示す。計算値を実験値と比較すると、同図に点線で示すように広沢式による計算値 596kN となり実験値とよく整合した。一方、同図に一点鎖線で示すように大野・荒川 min 式による計算値は 510kN となり安全率約 30%で実験値を安全側に評価した。

## 4. 既往の実験結果

本章では前章の試験体に加えて、RC 造方立壁に関する既往の実験結果<sup>6)-12)</sup>を選定し、3.3 節に示した広沢式 (式(1)) と大野・荒川 min 式 (式(2)) を適用し、実験結果のせん断終局耐力との比較を通して RC 造方立壁に対する既往のせん断終局耐力評価式の適合性を検討する。

### 4.1 検討対象とした試験体の概要

**Table4** に検討対象とした既往実験の試験体概要の一覧をまとめる。既往実験は独立した方立壁試験体や、架構内に設置された方立壁では導入された軸力が明らかなものを選定した。

### 4.2 導入軸力

試験体への導入軸力は変動軸力と一定軸力としたものがあり、**Table4** に示す通りである。一定軸力としたものは材料強度に基づく軸力比が 0.12~0.15 であった。また、変動軸力としたものはせん断破壊時の導入軸力が材料強度に基づく軸力比で 0.12~0.41 であった。

### 4.3 各試験体における最大せん断耐力の実験値と計算値の比較

試験体のせん断終局耐力を先述した実験結果と同様に、広沢式 (式(1)) と大野・荒川 min 式 (式(2)) の耐力壁

**Table5 List of calculated values**

	Type	$p_{te}$	$F_c$	$M/(Q \cdot D)$	$p_{wh}$	$\sigma_{wh}$	$\sigma_0$	$t_e$	$j_e$	Source
1	WH-1-0.47	0.09	27.40	1.0	4.69E-03	378.00	6.69	75.00	415.63	6)
2	WH-1.0-0.41	0.09	25.30	1.0	0.003753	340.00	4.53	75.00	415.63	7)
3	WH-0.5-0.41	0.09	25.70	1.0(0.5)	0.003753	340.00	2.39	75.00	415.63	7)
4	WH-0.5-1.2	0.09	25.70	1.0(0.5)	1.21E-02	340.00	6.03	75.00	415.63	7)
5	NSW2	0.21	24.20	1.0	2.38E-03	347.00	3.63	120.00	872.81	8)
6	小塩	0.26	28.60	1.0(0.95)	6.50E-03	330.00	0.01	60.00	349.13	3)
7	PW2	0.18	26.50	1.0(0.99)	4.76E-03	349.00	2.31	150.00	831.25	9)
8	MW2-D	0.21	23.00	1.08	5.32E-03	359.00	3.46	140.00	415.63	10)
9	W-120	0.23	36.50	1.0(0.5)	2.97E-03	368.00	4.38	120.00	914.38	11)
10	W-180	0.21	36.30	1.0(0.5)	3.96E-03	368.00	4.36	180.00	914.38	11)
11	W1	0.26	25.24	1.0(0.86)	4.76E-03	375.40	9.12	150.00	872.81	本稿

赤字 セン断スパン比1以下のため1として計算

**Table6 List of comparison between experimental value and calculated value**

	Type	$Q_{exp}$ (kN)	$Q_{wsu,mean}$ (kN)	$Q_{exp} / Q_{wsu,mean}$	$Q_{wsu,min}$ (kN)	$Q_{exp} / Q_{wsu,min}$	Symbols in Fig.10, 11
1	WH-1-0.47	126.7	108.27	1.17	94.53	1.34	■
2	WH-1.0-0.41	93.7	93.77	1.00	80.67	1.16	▼
3	WH-0.5-0.41	109	87.54	1.25	74.32	1.47	◀
4	WH-0.5-1.2	168.00	122.61	1.37	109.39	1.54	▶
5	NSW2	296.6	317.60	0.93	265.23	1.12	●
6	小塩	87	79.02	1.10	66.84	1.30	◆
7	PW2	516	465.10	1.11	402.56	1.28	✕
8	MW2-D	221.3	192.42	1.15	162.44	1.36	▲
9	W-120	499	419.21	1.19	347.11	1.44	◇
10	W-180	872	642.21	1.36	536.38	1.63	◊
11	W1	604.50	536.17	1.13	465.52	1.30	✕
	Average			1.16		1.36	
	standard deviation			0.13		0.14	
	Coefficient of variation			0.11		0.11	

のせん断終局耐力評価式を準用して評価する。Table5に計算における諸数値をまとめて示す。なお、 $p_{te}$ の算定においては3.3節同様に壁端部の縦筋のみ考慮し、 $p_{wh}$ においてもフックがないせん断補強筋を考慮して求めた。また、式(1)と(2)による計算結果および実験値との比をTable6にまとめ、Fig.10に各計算値と実験値を比較する。

式(1)の広沢式はせん断スパン比が0.5である試験体については計算値が実験値を約20-40%安全側に評価したが、全ての試験体の平均値は1.16となり、良好に評価したと考えられる。また、式(2)の大野・荒川min式においては3.3節の結果と同様に全試験体を安全側に評価した。ただし、せん断スパン比が0.5である試験体においては約50%程度安全側に評価したため、すべての試験体の平均値を上昇させた点に留意する必要がある。

方立壁は耐力壁のように横筋の定着が十分でなく、今回検討した試験体も特別なフックが設けられているものは1体しかなかったが(Table4)、Fig.11よりこれらをせん断補強筋比とみなしても推定精度に有意な影響は見られなかった。したがって、方立壁の作用軸力が明らかであれば、耐力壁と同じせん断終局耐力評価式を適用できることが確認された。

## 5. まとめ

本論文では非構造部材として扱われるRC造方立壁の構造性能の把握、特にせん断破壊時のせん断終局耐力を検討するために構造実験を行った。また、既往の実験結果も含めて、耐力壁に用いられるせん断終局耐力評価式の精度を検討した。以下に本研究で得られた知見を示す。

- 実大スケールの方立壁のせん断破壊実験では上階の梁による軸方向の変形拘束を模擬し、軸方向の伸びを完全拘束する軸力を導入しながら実験を行った。その結果、最大せん断耐力は604kNを記録し、せん断破壊した。また、せん断破壊時の圧縮軸力は最大1041kN(軸力比0.26)であった。
- 本実験におけるせん断破壊時の実験値と、耐力壁に用いられるせん断終局耐力評価式を準用して得られた計算値を比較すると広沢式は実験値と概ね整合した。一方、大野・荒川min式は実験値を約30%安全側に評価した。
- 既往のせん断破壊した方立壁の実験において実験値と計算値を同様に比較すると、広沢式により概ね良好に評価できた。

以上より、RC造方立壁のせん断破壊時の導入軸力が

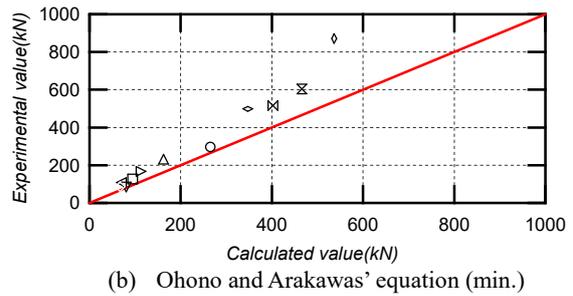
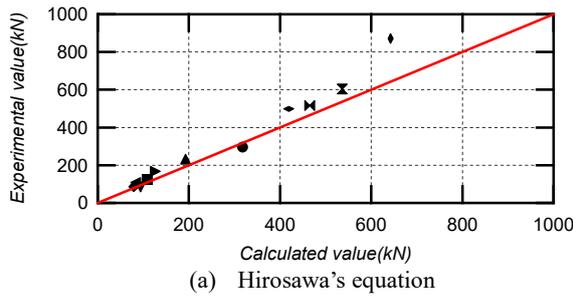


Fig.10 Experimental value vs. calculated value

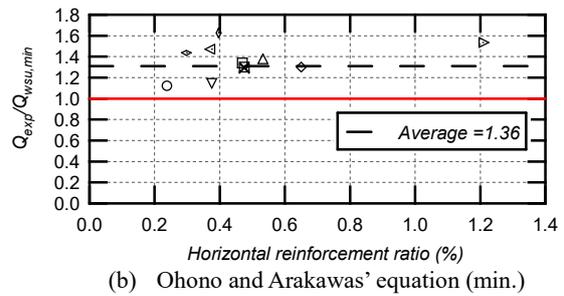
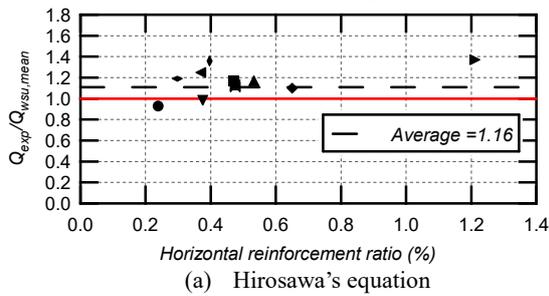


Fig.11  $Q_{exp}/Q_{wsu}$ , vs. horizontal reinforcement ratio relationships

明らかであれば、せん断終局耐力を耐力壁のせん断終局耐力評価式（広沢式）により概ね推定可能であることを確認した。

謝辞

本研究は文部科学省科学研究費補助金基盤研究(A)課題番号 17H01306 (研究代表者: 真田靖士) の助成の下に実施した。

#### 参考文献

- 1) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会: 東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物, 2015.5
- 2) 堀田 久人, 角田 拓也: RC 架構の保有耐力及び変形性能に及ぼす曲げ降伏先行型方立て壁の影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.131-136, 2004.8
- 3) 小塩 友斗, 真田 靖士, 金 裕錫: 主体架構と一体の RC 造方立壁の構造性能評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.713, pp.1145-1153, 2015.7
- 4) 真田 靖士, 尹 ロク現, 赤堀 巧, 小塩 友斗, 崔 琥: 東日本大震災で被災した靱性型コンクリート系建物の被害シミュレーション—RC 造方立壁が靱性型コンクリート系建物の構造性能に与える影響—, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No.729, pp.1893, 2016.11
- 5) 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, 全国官報販売協同組

合, 2015.6

- 6) 李文聰, 江崎 文也, 小野 正行: 方立壁の履歴性状に及ぼす材軸方向変位拘束の影響, コンクリート工学年次論文集, vol.29, No.3, 2007
- 7) 林田 江里加, 江崎 文也, 李文聰, 小野 正行: 方立壁の履歴性状に及ぼす材軸横行変位拘束の影響に関する研究その 2—せん断スパン比 1 と 0.5 の場合, 日本建築学会九州支部研究報告, vol.47, pp.369-372, 2008.3
- 8) 谷 昌典, 小倉 昌也, 向井 智久, Rafik TALEB: 実大試験体を用いた RC 造非耐力壁の破壊形式および損傷状態に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, vol.36, No.2, 2014
- 9) 趙 経緯, 吉岡 智和: 実大 RC 方立壁の地震時損傷に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), vol.2015, pp.123-124, 2015.9
- 10) 石岡 拓ほか: RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究—垂れ壁・腰壁付き RC 造方立壁部材の構造特性と損傷状態に関する実験的研究—, 日本地震工学会論文集, vol.16, No.1, pp.151-161, 2016
- 11) 尹 ロク現, 真田 靖士, 桃井 良尚: 建物の耐震性評価を目的とする RC 壁の気密性能評価, 日本建築学会環境系論文集, vol.83, No.753, pp.871-881, 2018.11