

論文 大開口を有する RC 壁のせん断耐力に関する実験的研究

卜部 藍^{*1}・太田 義弘^{*2}・門司 陽二郎^{*3}・大塚 真裕^{*4}

要旨：開口周比が 0.4 を超える開口を有する鉄筋コンクリート壁の静的載荷実験を行い、せん断性状を把握するとともに、せん断耐力に関して有開口耐震壁として算定した（無開口耐震壁のせん断耐力に開口低減率を乗じる）場合とフレーム架構として算定した（袖壁付き柱のせん断耐力を足し合わせる）場合の計算値を実験値と比較した。有開口耐震壁としての算定では複数の既往式を検討し、各既往式により実験値を安全側かつ簡便に評価できることを確認した。フレーム架構としての算定では、現状の設計では耐力検討していない開口間の方立て壁に関しても耐力を評価することにより精度良く実験値を予測できることを示した。

キーワード：RC 壁・開口周比、複数開口、袖壁付き柱、せん断耐力

1. はじめに

鉄筋コンクリート造構造物の主要な耐震要素である耐震壁が開口を有する場合のせん断耐力算定法として、開口周比（ $\sqrt{h_0 l_0 / hl}$ 、 h_0 および l_0 ：開口部の高さおよび長さ、 h および l ：壁板周辺の梁および柱中心間距離） < 0.4 を適用範囲内として、無開口耐震壁に準じた簡便な手法が示されている。一方、開口周比が 0.4 を超える開口を有する壁の場合は、地震時に有効に働く耐震壁としての取り扱いができなくなり、袖壁、腰壁あるいは垂壁付きの柱梁フレームのラーメンとした扱いが規定されている。¹⁾²⁾³⁾ この場合、袖壁による梁の短スパン化および腰壁・垂壁による柱の短柱化により断面設計が厳しくなり、その結果、実務設計においては、適用範囲外の壁は「雑壁」として構造スリットによって柱梁フレームから切り離す構造計画が主流となっている。しかしながら、このような構造計画が「鉄筋コンクリート（以下、RC と略記する）造建物」の本来の設計方針として合理的かについて研究的な検証が十分なされていない。また、当該 RC 壁が外壁などの場合は、スリット箇所からの漏水などの危険もあり品質確保が非常に難しいという問題もある。

存在する RC 壁をできるだけ耐震要素として使用した

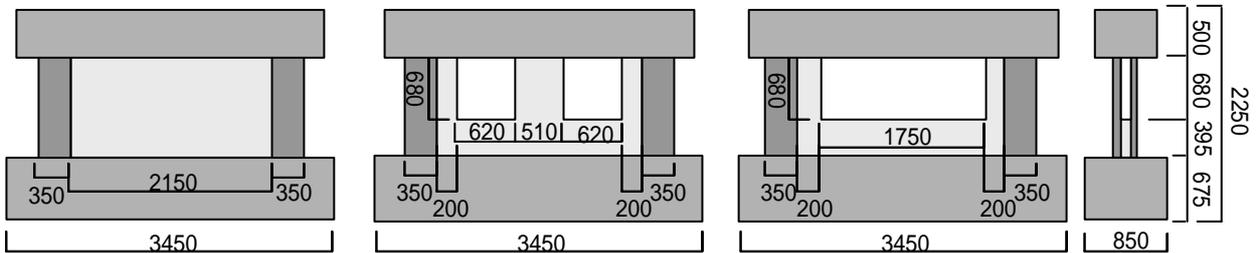


図 - 1 試験体形状 (単位: mm)

いという構造設計者のニーズに対して、開口周比が 0.4 を超える RC 壁においても無開口耐震壁に準じて開口低減率を乗じた耐力算定を行っても差し支えないという報告⁴⁾もあり、大きな開口を有する RC 壁の合理的かつ簡便なせん断耐力評価法を確立するために更なる実験データ蓄積および検討が必要である。

本研究では、開口周比が 0.4 を超える RC 造有開口壁の静的載荷実験を行い、その力学的性状を把握しせん断耐力評価法を検討することを目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は中高層 RC 造建築物における連層耐震壁の下層階を想定し、縮尺は約 1/2 でモデル化した。試験体数は 3 体であり、試験体形状は図 - 1 に示す通りである。

表 - 1 試験体の開口

試験体	W0	W0.5	W0.6
$\sqrt{h_0 l_0 / hl}$ (開口周比)	0	0.50	0.59
l_0 / l	0	0.50	0.70
h_0 / h	0	0.49	0.49
開口低減率	$1 - \max\{\sqrt{h_0 l_0 / hl}, l_0 / l\}$	1	0.50
	$\sqrt{\sum A_e / hl}$	1	0.39

*1 (株)竹中工務店技術研究所建設技術研究部

研究員 (正会員)

*2 (株)竹中工務店技術研究所建設技術研究部

主任研究員 (正会員)

*3 (株)竹中工務店 九州支店設計部構造部門

課長代理構造担当 (非会員)

*4 (株)竹中工務店 九州支店設計部構造部門

構造担当課長 (非会員)

耐力を評価する上で基準となる無開口壁の試験体W0 に対して、表 - 1 に示す通り開口周比 0.5 の開口を有する試験体W0.5、および、開口周比 0.6 の開口を有する試験体W0.6 を計画した。なお、開口周比は文献³⁾を参考とし、試験体W0.5 に関しては、2つの開口の面積を累計して算出している。また、試験体W0.6 の開口は、試験体W0.5 の2つの開口を包絡する形状であり、試験体W0.5 の2つの開口に挟まれた方立て壁部分の影響を捉えることを意図している。全ての試験体で耐震壁の曲げ耐力がせん断耐力を上回るように設計を行った。開口縦横補強筋に関しては、文献¹⁾を参考にして決定した。なお、ひび割れ止めの斜め補強筋は省略した。試験体の諸元を表

表 - 2 試験体の諸元

部材名	鉄筋		配筋比	
柱 (250mm × 350mm)	主筋	12-D13(SD295)	1.74%	
	せん断補強筋	D6(SD295) @80	0.32%	
壁板 (90mm)	縦補強筋	D6(SD295)@100 ダブル	0.70%	
	横補強筋	D6(SD295)@100 ダブル	0.70%	
	開口補強筋 (W0.5及び W0.6)	縦	4-D10(SD345)	
		横	7-D10(SD345)	
斜め		2-D6(SD295)		

表 - 3 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (× 10 ³ N/mm ²)
W0	36.8	3.4	31.2
W0.5	37.5	2.9	31.5
W0.6	37.7	2.9	30.1

- ・引張強度は割裂試験による。
- ・ヤング係数は圧縮強度の1/3点から算出した。

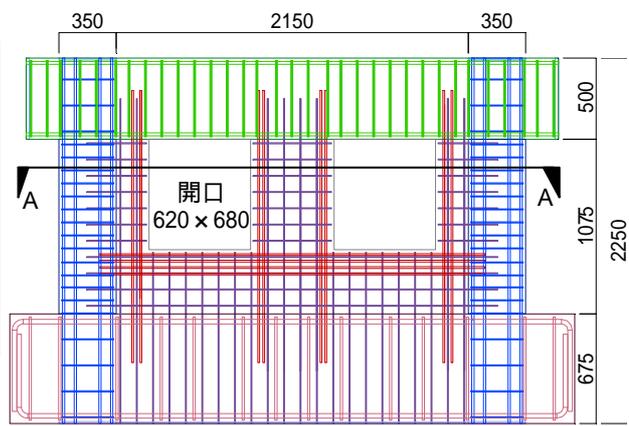
表 - 4 鉄筋の材料特性

部位	鉄筋径	鉄筋種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (× 10 ⁵ N/mm ²)	降伏歪み (μ)
柱主筋	D13	SD295	349	490	1.87	1886
壁筋・柱せん断補強筋	D6	SD295	360	543	1.91	1894
開口補強筋 (W0.5及びW0.6)	D10	SD345	392	567	1.91	2052

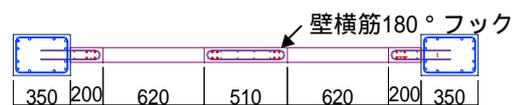
- 2 に、試験体W0.5 の配筋を図 - 2 に示す。使用したコンクリートおよび鉄筋の材料特性を表 - 2 および表 - 3 に示す。

2.2 荷重方法

荷重装置を図 - 3 に示す。試験体は反力床に PC 鋼棒で固定し、反力フレームに取り付けた 2 台の 1000 kN ジャッキによって軸力比 0.15 に相当する一定軸力を試験体に作用させつつ、反力壁と反力トラスに取り付けた 2 台の 2000 kN ジャッキによって水平力を入力した。東から西方向への荷重を正方向と定義して、試験体頂部の水平変位 () を計測高さ (H = 1325mm) で除して求めた層間変形角 R で制御する正負交番静的繰返し漸増荷重加であ



(a) 立面図



(b) A-A 断面

図 - 2 試験体配筋 (単位 : mm)

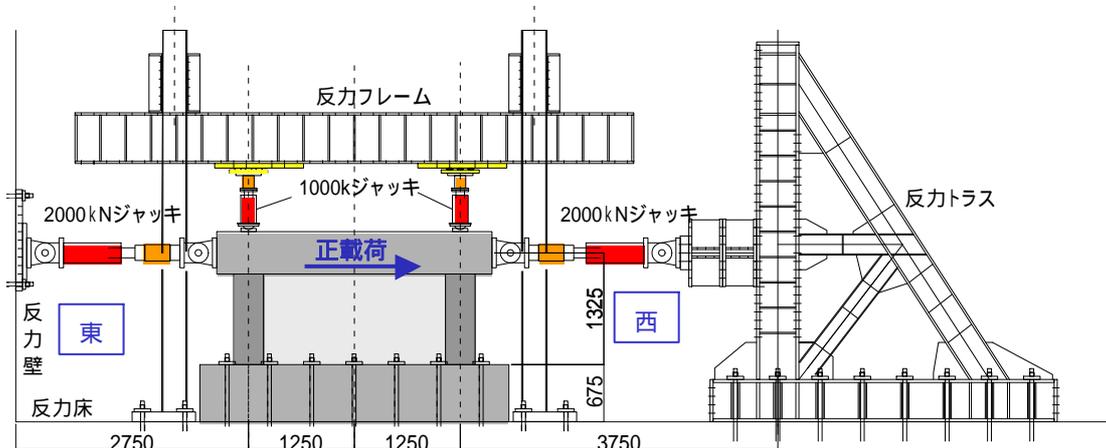


図 - 3 荷重装置 (単位 : mm)

る。載荷サイクルは、試験体W0 は水平荷重 200 k N , 試験体W0.5 および試験体W0.6 は 70 k N で 2 回繰り返し後、すべての試験体共通で層間変形角 $R = 0.5/1000$, $1/1000$, $2/1000$, $4/1000$, $6/1000$ および $8/1000$ rad. で各 2 回ずつ繰り返した。

3.実験結果

3.1 破壊性状

図 - 4 に各試験体の荷重 - 層間変形角の正載荷時の包絡線に正載荷時および負載荷時両方についての破壊経過を記入したものを示す。また、図 - 5 に各試験体の層間変形角 $R = 6/1000$ rad. の 2 回目サイクル終了時のひび割れ状況を示す。実線はひび割れを、塗りつぶし部分は剥離した箇所を示す。

試験体W0 では、 $R = 0.2/1000$ rad.付近で、耐震壁にせん断ひび割れおよび引張側柱の柱脚に曲げひび割れが発生した。また、 $R = 0.5/1000$ rad.では、引張側柱の柱頭に斜めひび割れが発生した。それ以降、 $R = 2/1000$ rad.までに耐震壁には多数の斜めのせん断ひび割れが、引張側柱全体には柱せん断補強筋の配筋間隔で曲げひび割れが発生した。 $R = 4/1000$ rad.付近で、耐震壁中央がはらみだし、コンクリートが剥離した。最大耐力を発揮した

$R = 6/1000$ rad.サイクルでは、耐震壁中央でスリップ現象が確認され、 $R = 8/1000$ rad.サイクルでは、圧縮側柱脚部および引張側柱頭部に鉛直方向のひび割れが生じ圧壊の兆候が見られた。また、耐震壁中央は面外変形が進みコンクリートが大きく剥離した。以降、耐震壁のせん断破壊および圧縮側柱の圧壊により損傷が進行した。

試験体W0.5 では、 $R = 0.2/1000$ rad.付近で、加力梁直下の方立て壁に水平ひび割れが発生した。また、 $R = 0.5/1000$ rad.では引張側柱の柱脚部に曲げひび割れが発生した。以降、柱および方立て壁に多数の斜めひび割れが発生した。 $R = 3/1000$ rad. に方立て壁の開口際にコンクリートの圧壊が見られた。最大耐力を発揮した $R = 5/1000$ rad.で、袖壁付き柱部分がせん断破壊し、圧壊と剥離が確認された。

試験体 W0.6 では、 $R = 0.2/1000$ rad.付近で開口部角に斜めひび割れが発生した。また、 $R = 0.6/1000$ rad.では引張側柱の柱脚部に曲げひび割れが発生した。以降、引張側柱の袖壁部に斜めひび割れおよび柱に斜めひび割れが発生した。最大耐力を発揮した $R = 5/1000$ rad.では、袖壁付き柱部分がせん断破壊し、圧壊と剥離が確認された。

以上のように、各試験体とも破壊形式はせん断破壊型となったが、開口の有無、大きさにより破壊性状に差異が確認された。

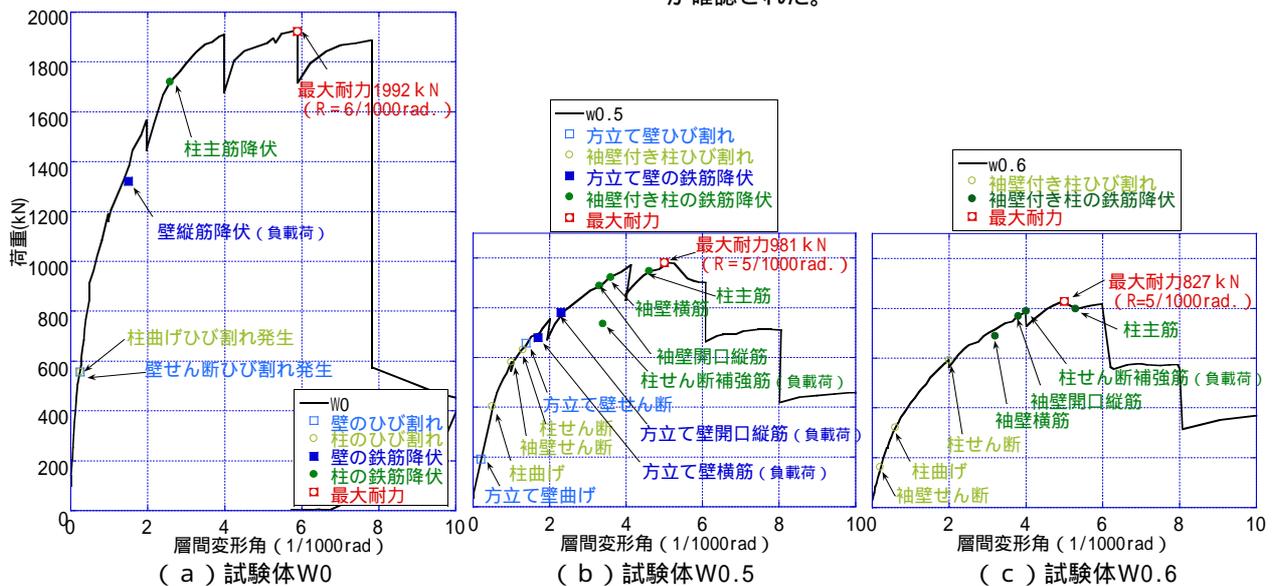


図 - 4 破壊経過

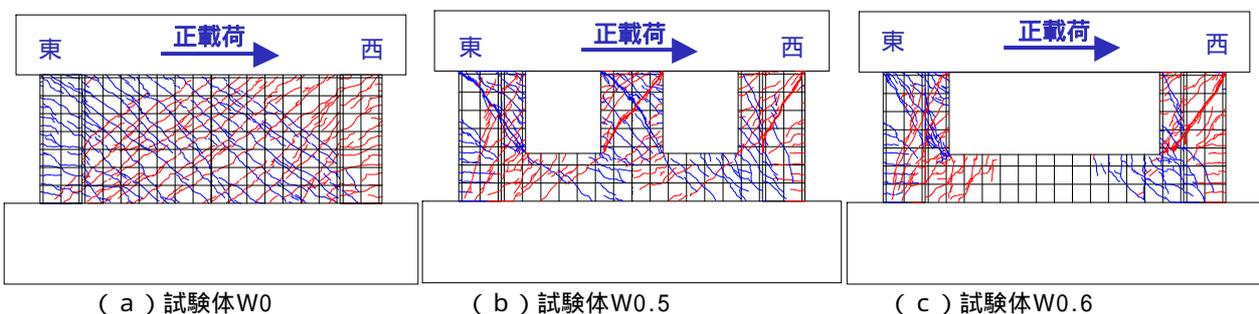


図 - 5 ひび割れ状況 ($R=6.0/1000$ rad時)

3.2 水平荷重 - 層間変形角関係

図 - 6 に各試験体の荷重 - 層間変形角関係を示す。各試験体ともに $R=0.5/1000$ rad.の載荷サイクルまではほぼ弾性的な挙動を示し、 $R=1/1000$ rad.の載荷サイクルから剛性低下が確認された。

試験体 W0 は、 $R=6/1000$ rad.の正載荷時において最大耐力 $Q=1922$ kN であった。耐震壁がスリップせん断破壊し、圧縮側柱が圧壊したことにより $R=10/1000$ rad.の正載荷時の荷重が最大耐力の約 25%程度に低下した。試験体 W0.5 の最大耐力は、 $R=5/1000$ rad.の正載荷時において $Q=981$ kN であった。袖壁付き柱部分のせん断破壊により $R=8/1000$ rad.の正載荷時の荷重が最大耐力の約 72%に低下した。試験体 W0.6 の最大耐力は、 $R=4/1000$ rad.の正載荷時において $Q=827$ kN であった。試験体 W0.5 と同様に、袖壁付き柱部分がせん断破壊し、 $R=8/1000$

rad.の正載荷時の荷重が最大耐力の約 65%に低下した。

各試験体を比較すると最大耐力は、無開口壁の試験体 W0 の最大耐力に対して、試験体 W0.5 は耐力比 51%、試験体 W0.6 は耐力比 43%の耐力を記録した。なお、耐力比の計算では、材料強度の違いを補正するため式 (1) を用いた。最大耐力後の耐力低下は、試験体 W0 では急激であり靱性の乏しい挙動を示したのに対して、試験体 W0.5 および W0.6 の耐力低下は比較的緩やかであった。

$$\phi = \sqrt{F_c / F_{c0}} \quad (1)$$

ここで、 F_c ：有開口試験体の材料強度

F_{c0} ：無開口試験体の材料強度

4.実験結果の検討

1. に前述したように、有開口壁のせん断耐力を算定する手法として、開口周比 < 0.4 の開口を有する耐震壁に限定されている無開口壁のせん断耐力に開口低減率を乗じて計算する簡易な方法を、試験体 W0.5 や W0.6 のように開口周比が 0.4 を超える開口を有する壁にも適用して計算した結果を 4.1 に示す。また、4.2 では、フレーム架構の袖壁付き柱として耐力計算を行った結果を示す。ここでは、現状の設計では耐力評価をしていない方立て壁の耐力についても検討した。

4.1 耐震壁の耐力式による計算値との比較

各試験体において、既往の耐震壁の耐力算定式から求めた計算値および実験値に対する比を表 - 5 (a) に示す。耐震壁の終局曲げ耐力時のせん断耐力 Q_{μ} (式 (2)) は、日本建築防災協会⁵⁾による算定式から求めた。終局せん断耐力に関しては、日本建築防災協会⁵⁾による Q_{su} (式 (4)、以下、防災式と略記する)、靱性保証型耐震設計指針²⁾による V_u (式 (5)、以下、靱性式と略記する)、耐震性能評価指針³⁾による V_u (式 (6)、以下、性能式と略記する)および富井・江崎ら⁶⁾により提案されたスリップ耐力式による Q_u (式 (7)、以下、富井式と略記する)の 4 通りの算定式を用いて、無開口耐震壁の場合のせん断耐力を求めた。次に、開口低減率を建築学会規準¹⁾による r (式 (8)、以下、学会低減率と略記する)および小野・徳広ら⁷⁾による ru (式 (9)、以下、小野低減率と略記する)から求め、無開口耐震壁のせん断耐力に低減率を乗じることで有開口耐震壁のせん断耐力を求めた。小野低減率は、壁板の圧力場を形成できる面積 A_e から求められる値である。本試験体では、図 - 7 に示す通り、試験体 W0.5 の方立て壁には圧力場と評価できる領域はないと評価されるため、試験体 W0.5 および W0.6 の低減率は同じ値となる。本稿では、表 - 5 に示すせん断耐力と低減率の組合せのみ記載する。以下に、せん断耐力および低減率の算定式を示す。

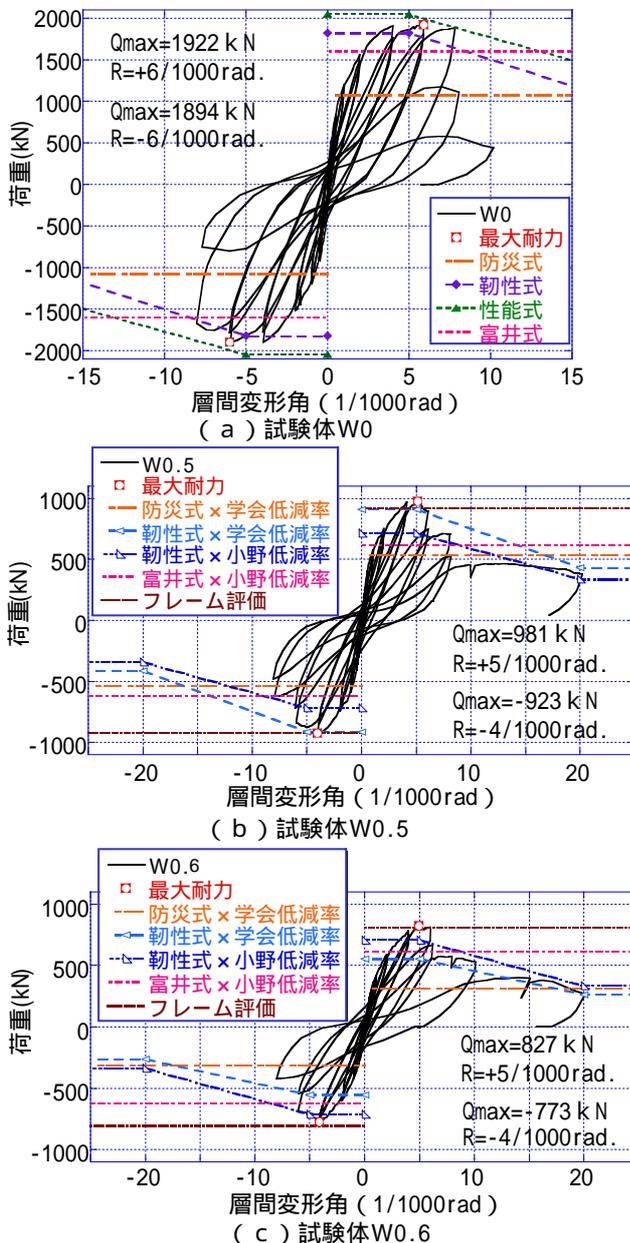


図 - 6 計算値との比較

表 - 5 耐力計算値と実験値との比較
(a) 耐震壁として算定

試験体	計算値 (calQu)				実験値 (expQsu)	実験値 (expQsu)/計算値 (calQsu)					
	曲げ耐力 (calQmu)	せん断耐力 (expQsu)				防災式	靱性式	性能式	富井式		
		せん断耐力 (expQsu)	せん断耐力 (expQsu)	せん断耐力 (expQsu)							
W0	2331	1069	1819	2045	1598	正	1922	1.80	1.06	0.94	1.20
						負	1894	1.77	1.04	0.93	1.19

試験体	計算値 (calQsu)				実験値 (expQsu)	実験値 (expQsu)/計算値 (calQsu)			
	防災式 × 学会低減率	靱性式 × 学会低減率	靱性式 × 小野低減率	富井式 × 小野低減率		防災式 × 学会低減率	靱性式 × 学会低減率	靱性式 × 小野低減率	富井式 × 小野低減率
	W0.5	535	912	708		619	正 981	1.83	1.08
W0.6	315	553	710	620	正 827	2.62	1.49	1.16	1.33
					負 773	2.45	1.40	1.09	1.25

(b) 袖壁付き柱と方立て壁として算定

試験体	計算値 (calQu)						実験値 (expQu)	実験値 (expQu)/計算値 (calQu)	
	引張側袖壁付き柱		方立て壁		圧縮側袖壁付き柱				合計
W0.5	曲げ	679	曲げ	214	曲げ	505	923	正 981	1.06
	せん断	389	せん断	116	せん断	418		負 923	
W0.6	曲げ	681	曲げ	-	曲げ	506	810	正 827	1.02
	せん断	391	せん断	-	せん断	419		負 773	

【耐震壁の終局曲げ耐力時のせん断耐力】

$$Q_{mu} = M_u / h_w \quad (2)$$

$$M_u = a_t \cdot \alpha_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{yw} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (3)$$

【耐震壁の終局せん断耐力】

(a) 防災式

$$Q_{su} = \left[\frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Ql) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \alpha_{0e} \right] b_e j_e \quad (4)$$

(b) 靱性式

$$V_u = t_w l_w p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_w a_v \sigma_B / 2 \quad (5)$$

(c) 性能式

$$V_u = t_w l_w p_{sx} \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_w a_v \sigma_B / 2 \quad (6)$$

(d) 富井式

$$Q_u = (2.4 \sqrt{F_c} + 3400 p_s) \cdot t_l \quad (7)$$

【開口によるせん断耐力低減率】

(a) 学会低減率

$$r = 1 - \max \left\{ \sqrt{\frac{h_0 l_0}{hl}}, \frac{l_0}{l} \right\} \quad (8)$$

(b) 小野低減率

$$r_u = \sqrt{\frac{\sum A_e}{hl}} \quad (9)$$

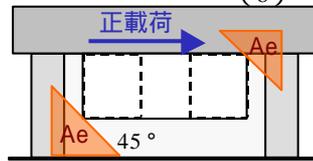


図 - 7 圧力場

まず、試験体 W0 の計算値と実験値の比較において、無開口壁のせん断耐力は、靱性式及び富井式で安全側に精度良く評価できた。性能式は靱性式よりも極力平均的なせん断強度を得ることを意図して係数を定めている³⁾ことから予測精度は良いものの本実験では計算値が実験値を上回る結果となった。試験体 W0 では壁板がスリップを起こしたが、富井式もスリップ破壊により支配さ

れる実験から導出されていることから、本実験結果を的確に評価した。防災式は下限式を採用していることもあり、計算値が実験値をかなり過小評価する結果となった。次に、試験体 W0.5 および試験体 W0.6 の計算値と実験値の比較により、有開口壁のせん断耐力は、開口周比が 0.4 を超える場合も、耐震壁としての算定法を用いて安全側に評価することができた。なお、試験体 W0.5 における防災式および靱性式による計算値の実験値に対する比率は、試験体 W0 のそれらとほぼ等しい。これは、開口低減率自体の整合性が高いことを示しており、無開口壁の耐力が適切に算定されれば、学会低減率を用いて開口周比 0.5 程度の有開口壁の耐力をかなり精度良く評価できるといえる。また、小野低減率は、試験体 W0.6 に関して比較的整合性が良いが、本実験の試験体 W0.5 のような複数開口をもつ有開口壁の場合は、方立て壁部分を評価できないために、耐力を過小評価する。

4.2 袖壁付き柱と方立て壁としての耐力計算値との比較

表 - 5 (b) に、試験体 W0.5 および試験体 W0.6 に関して、袖壁長さ 200mm の袖壁を有する袖壁付き柱と壁長さ 510mm の方立て壁 (試験体 W0.5 のみ) として耐力計算を行った計算値および実験値に対する比率を示す。袖壁付き柱に関しては、文献⁸⁾より終局曲げ耐力時のせん断耐力および終局せん断耐力を式 (10) から式 (12) を用いて、袖壁付き柱が圧縮側および引張側となる場合について算定した。なお、式中の記号および詳細は参考文献を参照されたい。また、方立て壁に関しては、既往の式を準用することによって耐力を算定することを試みた。方立て壁の曲げ耐力 wMu の算定には、式 (3) を準用する。ここで、方立て壁の場合は、式 (3) 中の第 1

項および第3項で表される柱主筋および軸力による耐力寄与分は省略できると考え、式(14)のように表せるものとした。方立て壁のせん断耐力 wQ_{su} は、方立て壁に配筋した壁筋の45度方向のトラス機構を前提として式(15)で算定することとした。

以上より、圧縮側と引張側の袖壁付き柱および方立て壁の各々において、算出したせん断耐力と曲げ耐力のうち小さい方を合計した値を架構全体の耐力とした。

【袖壁付き柱の終局曲げ耐力時のせん断耐力】

$${}_c Q_{mu} = {}_c M_u / h_0 \quad (10)$$

$${}_c M_u = (g1 + \beta_c) a_{ts} \sigma_y D + (1 + 0.5(\beta_c + \beta_t)) \sum a_{tw} \sigma_{yw} D + 0.5ND(1 + 2\beta_c - N / (abDF_c)(1 + (1 - \gamma) a_{ts} \sigma_y / N)^2) \quad (11)$$

【袖壁付き柱の終局せん断耐力】

$${}_c Q_{su} = \begin{cases} 0.092k_u \cdot k_p (180 + F_e) \\ M / Qd_e + 0.12 \end{cases} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{yw} \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_{sh} \cdot s \sigma_{yh} \left(\frac{t}{b_e} \right)} \times b_e j_e + 0.1N \quad (12)$$

【方立て壁の曲げ耐力時のせん断耐力】

$${}_w Q_{su} = {}_w M_u / h_0 \quad (13)$$

$${}_w M_u = 0.5a_w \cdot s \sigma_{yw} \cdot l_{0w} \quad (14)$$

ここで、 a_w = 方立て壁内の全壁縦筋断面積 (mm²)

$s \sigma_{yw}$ = 壁板せん断補強筋強度 (N/mm²)

l_{0w} = 方立て壁長さ (mm)

【方立て壁のせん断耐力】

$${}_w Q_{su} = p_w \cdot l_{0w} \cdot t \cdot s \sigma_{yw} \quad (15)$$

ここで、 p_w = 壁板横筋比、 t = 壁厚 (mm)

表-5(b)より、袖壁付き柱および方立て壁として耐力計算した値は、試験体 W0.6 の負側で安全率が1を下回るものの精度良く実験値と対応しており、既往の袖壁付き柱の評価手法および今回試みた方立て壁のせん断耐力算定手法の有効性が示された。

4.3 考察

図-8は、同じ試験体に対して横軸に開口周比、縦軸に実験値と計算値の比として、4.1に述べた学会低減率および小野低減率を用いて耐震壁とした場合と4.2に述べた袖壁付き柱として算定した場合をプロットし比較したものである。本実験では、袖壁付き柱として算定したほうが精度の高い結果が得られるが、設計式としては余裕度が小さく危険側になる場合もある。一方、有開口耐震壁としての算定は、ばらつきはあるものの十分安全側であった。このばらつきは、4.1に述べたように無開口壁のせん断耐力の評価誤差に起因するものであり、開口低減率自体の計算値と実験値の比較は図-9に示す通

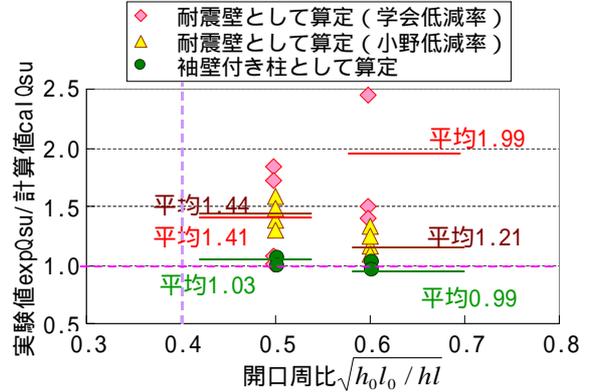


図-8 せん断耐力評価法の比較

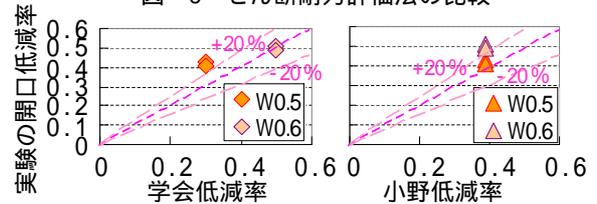


図-9 開口低減率の比較

り+20%程度の誤差に収まっているので、適切なせん断耐力評価式の選択により精度良い予測が可能と言える。

5.まとめ

本研究では、無開口RC壁、開口周比が0.5および0.6の開口を有するRC壁の静的荷重実験を行い、以下の知見が得られた。

- 開口周比が0.4を超える開口を有するRC壁においても、無開口RC壁のせん断耐力に開口低減率を乗じる算定法で安全側に評価可能であった。
- 袖壁付き柱として扱った場合のせん断耐力計算値は、実験値と高い精度で対応した。
- 現状、設計で耐力評価を行っていない方立て壁のせん断耐力に関して有効な算定法を示した。

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，1999.11
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 4) 日本建築構造技術者協会：実務設計での壁の扱い，1996.10
- 5) 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
- 6) 富井 政英，江崎 文也：鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究(その1 壁板のスリップ破壊によって支配される水平耐力)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1587-1588，1981.9
- 7) 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，1992
- 8) 日本建築学会：終局強度設計に関する資料，1987