鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の変形能の評価法

DEFORMATION CAPACITIES OF REINFORCED CONCRETE
CANTILEVER WALLS WITH OPENINGS

加藤 大介*, 杉下 陽一**, 小倉 宏一**, 大谷 裕美**

*Daisuke KATO, Yoichi SUGISHITA, Koichi OGURA
and Hiromi OOTANI*

The objectives of this study were to examine deformation capacities of cantilever shear walls with openings experimentally and to evaluate the design equation (truss-arch analogous model), which had been developed to estimate the shear strength of shear walls with openings, for the estimation of the deformation capacities of cantilever shear walls with openings. Six reinforced concrete cantilever shear wall specimens with openings, which were designed to fail in flexure at their bases, were tested under static reversal load. Variables were peripheral ratios of the opening (0.3, 0.4 and 0.5), the location of the openings and the reinforcement of the side walls beside the opening.

Keywords : reinforced concrete, wall with opening, shear strength, deformation capacity
static loading test, cantilever wall, seismic design

鉄筋コンクリート, 有開口壁, せん断強度, 変形能, 静加力実験, 連層壁, 耐震設計

1. はじめに

1. 1 本研究の背景

本研究の目的は鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の変形能の評価法を確立することである。鉄筋コンクリート造有開口耐震壁は日本建築学会によって提案された鉄筋コンクリート構造計算規準[1] (以下RC規準) に従い設計されてきた。このRC規準では、開口周比より計算される開口低減率によって強度および弾性剛性を低減させる方法、および、補強筋量の算出方法が示されている。しかしながら、これらの方法は弾性理論に基づき示されており、終局強度法に基づいた設計に応用することはできない。

筆者らは終局強度に基づいた有開口耐震壁の設計方法を開発するために開口をもつ1層の耐震壁のせん断破壊実験を行い[2, 3], その検討を基に開口耐震壁の終局強度型設計法を提案した[4]。これらの実験は主にさまざまな種類の開口がある壁のせん断耐力を評価するために行われた。図-1はストラットとタイモデルを有開口壁に適用したものであるが、文献[4]で示した知見を示している。図-1(a)は一般的なストラットとタイモデルであるが、実験の結果、開口横の袖壁のコンクリートの斜めのストラットは、その圧縮力に釣り合う水平方向のタイ(図中①)の反力が足りないために、形成することができないということが分かった。すなわち、有開口耐震壁の強度を算定するためには図-1(b)で示されるモデルの方がより現

实的である。この場合、コンクリートの斜めのストラットの反力は、梁主筋によって釣り合う。これより有開口耐震壁のせん断強度の算出法として、両側の袖壁の強度を合計する方法、さらに、個々の袖壁は図-1(b)に示されるようにモデル化されるべきであることが提案されている。特に、袖壁のせん断強度式を適用する際の壁高さの評価が重要である。

1. 2 有開口耐震壁のせん断強度式の再検討

文献[4]の方法は両袖壁のせん断強度の和を有開口耐震壁のせん断強度とするものであるが、実際には引張側の袖壁は曲げ降伏することが予想されるので、ここではより現実的なせん断強度の評価法を検討した。付録1に本論文で用いた有開口耐震壁の各強度式をまとめて示しておく。

図-2(a)~(c)は、過去に日本で行われた有開口耐震壁の実験結果を用いて最大強度の実験値と計算値を比較したものである(出典は文献[4]に記述)。縦軸は実験値、横軸は計算値であるが、いずれも曲げ強度計算値(付録1(5))で除して基準化されている。図-2(a)は仮想の無開口耐震壁のせん断強度を開口低減率 γ により低減したものである(付録1(2))。付録1にその概要を示しているが、無開口壁のせん断力は日本建築学会による鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針(以下学会指針)[5]に示されているトラスとアーチの式より算出した。図よりこの方法は安全側ではないこと

* 新潟大学工学部建設学科 教授・工博
** 新潟大学自然科学研究科 博士課程前期大学院生

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr. Eng.
Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University

(a) ストラットとタイの基本モデル (b) 実験より修正されたモデル

図-1 有開口耐震壁の力の伝達モデル

(a) 開口低減率を使う方法 (b) 両側の袖壁の強度の和とする方法
($\nu_o=0.7-\sigma_B/200$) ($\nu_o=0.7\sigma_B/200$) (c) 両側の袖壁の強度の和とする方法($\nu_o=0.9-\sigma_B/200$)

図-2 有開口耐震壁のせん断強度式の適用性の検証

が分かる。一方、図-2(b)(c)は両側の袖壁の強度を合計する文献[4]で提案された方法による結果を示している。ただし、文献[4]とは異なり、袖壁の個々の強度はせん断強度と曲げ強度の最小値により得られたものとした(付録1(3))。両袖壁に作用する軸力は文献[1]に示された方法で求めたが、開口高さ中央位置での引張鉄筋(斜め筋を含む)より決まる最大引張軸力で打ち止めている。図-2(b)は袖壁のせん断強度式に学会指針により提案されたせん断設計式を用いたものである。図-2(c)も同様であるが、コンクリート強度有効係数として学会指針で示されたものより高い値を採用している。具体的には係数0.7を0.9に置き換えて、以下の式(1)を用いている。

$$\nu_o=0.9-\sigma_B/200 \quad (1)$$

これは有開口壁の両側の袖壁に作用する軸力は、加力方向に従って圧縮力と引張力が交互に作用する、すなわち変動軸力であるため、圧縮方向の一定軸力を受ける無開口試験体の壁板に比べコンクリートの損傷が少ないことを考慮した結果である。なお、曲げ強度を計算するための袖壁の高さは開口の高さとしている。

図-2(b)(c)より、学会指針そのままの係数を用いた場合(図(b))は安全側過ぎ、式(1)に示した有効係数を用いた方(図(c))が安

		開口低減率 γ			
		$\gamma=0.7$	$\gamma=0.6$	$\gamma=0.5$	
開口位置	中央窓型	WNO1	WSO1	WNO2	WSO2
	中央戸型		WSO3		
	偏在戸型		WSO4(P)	WSO4(N)	

図-3 試験体の種類

(a) WSO1(左)とWSO2(右) (b) WSO3(上)とWSO4(下)

図-4 試験体の配筋図の例

全側でなおかつ精度のよいせん断強度の設計式であると判断できる。コンクリート強度の有効係数を通常用いられているものと異なるものを適用することについては議論があろう。しかしながら、ここでは実験結果をより精度よく評価することを第一と考えた。なお、実際の設計においては通常使用されている有効係数を用いることは安全側であり、なんら問題ない。

1. 3 本研究の目的

以上の成果により有開口耐震壁は曲げ降伏する靱性のある壁として設計することはできる。しかし、曲げ強度および変形能に及ぼす開口の効果は、設計方法を検証するのに十分に広く研究されてきていない。特に、曲げ降伏する連層耐震壁の実験が不足していると言わざるを得ない。本研究ではこの観点より、有開口連層耐震壁静加力実験を行い、連層壁の曲げ強度と変形能に及ぼす開口の影響を検討した。本報では特に変形能の検討結果を報告する。

2. 鉄筋コンクリート造連層有開口耐震壁の静加力実験

2. 1 試験体

6体のRC造有開口壁の静加力実験を行った。これらの実験は96年[6]と97年[7]に行っており、96年に行った2体をWNOシリーズ、97年に行った他の4体をWSOシリーズと呼んでいる。いずれの試験体も2層1スパンの連層壁であるが、一番上の梁は多層耐震壁の効果も想定して、均一な横力を壁に与えるために、意図的

に剛で強固なものとした。断面と壁、柱、梁の配筋を表-1(a) (b) (c)にそれぞれ示す。

図-3に試験体の種類を示す。主なパラメーターは開口の大きさとその位置およびせん断補強筋としての斜め筋の有無である。開口の大きさはせん断強度の低減係数で表現されており、0.5から0.7の間で変化させた。開口の位置は、中央窓型開口のもの、中央戸型開口のもの、偏在戸型開口のものを想定した。偏在戸型開口の試験体は、左右対称ではないために正加力時と負加力時で挙動が全く違う結果となった。この観点より、本報告ではこの試験体の挙動は加力方向によって別々に検討し、正加力時には試験体WSO4(P)と呼び、負加力時には試験体WSO4(N)と呼ぶことにする。

筆者らは文献[2,3]で、有開口耐震壁のせん断強度のみを上昇させる方法として、開口左右の袖壁に適切に配筋された斜め筋が有効であることを実験的に示した。これらの斜め筋は、曲げ強度を上昇させないために試験体の基礎部分には定着していないが、袖壁部分が破壊するときに引張力を負担できるように、袖壁の外部に有効に定着される必要がある。図-3の斜めの線はこの斜めせん断補強筋を表している。

試験体の寸法と配筋例を図-4に示す。開口周比を0.3とした試験体WNO1は開口周囲の補強筋をRC規準に従って配筋した。ただし1層部分の開口横補強筋は両側の柱まで延長させ、袖壁のせん断抵抗に有効であると想定した。開口周比0.4の試験体WNO2には従来の開口補強筋(＃型)の代わりに袖壁のせん断補強筋としてD6鉄筋を12本斜めに配筋した。ただし、これらの斜め筋は試験体の基礎には定着していないため、壁全体としての曲げ強度には寄与しない。

開口周比0.4の試験体WSO1では開口周囲に従来型の補強筋を入れた。しかし、試験体WSO1の横補強筋は試験体WNO1とは異なり柱まで延長させないものとした。開口周比0.5の試験体WSO2の開口補強筋はD6を4本従来型で入れ、さらにD6を8本左右の袖壁に斜めに入れた。

試験体WSO3は開口周比を0.4としスパン中央部に戸型の開口をおいた。試験体WSO4は偏在戸型開口としたので独立柱が存在する。この2つの試験体はRC規準により従来型の開口補強筋を配筋した。しかし、開口補強筋は基礎に定着しているため曲げ強度に寄与する。

表-2に鉄筋とコンクリートの材料諸元を示す。すべての試験体は曲げ降伏するように設計した。すなわち、付録1(5)に示す曲げ強度が付録1(2)に示す開口低減率を用いたせん断強度を下回るようにした。各試験体の曲げ強度とせん断強度の計算値を表-3に示しておく。

2.2 加力方法と測定

試験体は2つの垂直なジャッキによって計150kNの一定軸力をかけた。左右交番の水平力は上部加力梁の端、下の基礎から1900mmの高さに加えた。また、水平力は加力点の水平変形角1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/25(rad)での繰り返し载荷とした。各層の水平変位、柱の鉛直変位は電気式変位計により測定した。また、柱、壁筋の歪も測定した。

2.3 実験結果の概要

図-5に試験体のせん断力—曲げ変形角関係およびせん断力—せん

表-1 試験体の諸元

(a)試験体柱部分の断面と配筋

試験体	断面	主筋	全主筋比	帯筋(1層)	帯筋比	帯筋(2層)	帯筋比
共通	150×150mm	4-D10	0.0127	2-D6-@30	0.0142	2-D6-@50	0.0085

(b)試験体壁部分の断面と配筋

試験体	開口周比	壁厚	壁筋	開口補強(1層)	開口補強(2層)
WNO1	0.3(中央)	75mm	2- φ4-@50	4-D10 #型(横延長)	4-D10 #型
WNO2	0.4(中央)			12-D6 X型(60°)	4-D10 #型
WSO1	0.4(中央)		(壁筋比 0.0069)	4-D10 #型 & 4-D6 #型	
WSO2	0.5(中央)			8-D6 X型(68°) & 4-D6 #型	
WSO3	0.4(中央戸型)			3-D13 #型	
WSO4	0.4(偏在戸型)			2-D13 #型	

X型補強筋の角度は水平面からの角度

(c)試験体梁部分の断面と配筋

試験体	断面	主筋	全主筋比	あばら筋	あばら筋比
共通	150×150mm	4-D10	0.0127	2-D6-@50	0.0085

表-2 材料の性質

(a)鉄筋の性質

鉄筋名	試験体WNOシリーズ			試験体WSシリーズ			
	φ4	D6	D10	φ4	D6	D10	D13
降伏応力度(Mpa)	530	317	330	521	331	348	354
最大応力度(Mpa)	560	478	469	629	482	492	648

(b)コンクリートの性質

試験体名	WNO1	WNO2	WSO1	WSO2	WSO3	WSO4
圧縮強度(Mpa)	24.9	27.2	31.2	30.4	31.3	32.9
強度時歪度(μ)	2187	2417	2588	2575	2591	2646

表-3 試験体の曲げ強度とせん断強度計算値

試験体名	WNO1	WNO2	WSO1	WSO2	WSO3	WSO4(P)	WSO4(N)
壁基部曲げ強度	137	137	138	138	138	138	121
せん断強度(開口低減率)	289	322	284	265	284	291	291
(せん断強度/曲げ強度)	(2.11)	(2.35)	(2.06)	(1.92)	(2.06)	(2.11)	(2.40)

表-4 変形能の実験値一覧

	耐力低下率				耐力低下率			
	95%	90%	80%		95%	90%	80%	
WNO1	0.021	0.022	0.026	1層 梁芯 加力 芯	0.014	0.022	0.042	WSO3
	0.018	0.017	0.024		0.012	0.018	0.018	
	0.020	0.020	0.020		0.014	0.020	0.030	
	0.016	0.016	0.015		0.012	0.018	0.018	
WNO2	0.024	0.024	0.024	1層 梁芯 加力 芯	0.017	0.018	0.027	WSO4(P)
	0.015	0.016	0.015		0.011	0.011	0.015	
	0.020	0.020	0.020		0.014	0.015	0.020	
	0.017	0.016	0.016		0.011	0.012	0.015	
WSO1	0.014	0.015	0.021	1層 梁芯 加力 芯	0.010	0.033	0.033	WSO4(N)
	0.011	0.012	0.018		0.009	0.028	0.027	
	0.014	0.015	0.020		0.010	0.031	0.030	
	0.012	0.013	0.017		0.010	0.028	0.028	
WSO2	0.015	0.017	0.023	1層 梁芯 加力 芯				
	0.009	0.010	0.016					
	0.013	0.015	0.019					
	0.010	0.011	0.014					

単位: rad
上段: 全変形
下段: 曲げ変形

断変形角関係を1層部分について示す。ここで、曲げ変形角は1層梁芯での回転角、せん断変形は全体変形から曲げ変形を差し引いて算出した。全変形角は1層の梁芯位置の水平変形を下基礎の危険断面までの高さで除したものである。なお、加力点での荷重—水平関係は文献[6,7]に示してある。

図-5 1層部分のせん断力-曲げ変形、せん断変形関係

1サイクル(1/400rad)時にはすべての試験体で柱脚部に曲げひび割れが生じ、袖壁には開口隅部からせん断ひび割れが生じた。3サイクル(1/200rad)時には多くの曲げひび割れが壁脚部に見られ、すべての試験体の主筋が降伏した。

どの試験体も変形角1/100(rad)まで靱性の良い挙動を示し、1/100(rad)を越えてからは履歴ループの中にピンチングタイプ挙動が見られた。試験体WNO1は1/33(rad)へ向かい最初のサイクルで耐力の低下が著しくなった。一方、試験体WNO2は1/50(rad)サイクルを繰り返したところで次第に耐力が低下していった。WSOシリーズの挙動は、斜め筋のない試験体WSO1の挙動は、同じく斜め筋のない試験体WNO1の挙動に、斜め筋のある試験体WSO2の挙動は斜め筋のある試験体WNO2と類似していた。窓型開口を持つこれら4つの試験体の全体変形に対する曲げ変形の比は80~90%程度だった。一方、中央戸型の開口を持つWSO3のせん断変形成分の比は窓型開口の試験体より大きいものとなった。これは、戸型開口の試験体では危険断面での断面積が欠損するので、危険断面でのすべり変形が大きくなるからである。

偏在戸型開口を有する試験体WSO4の挙動はどの試験体とも異なり、正加力と負加力で非対称の形となった。独立柱が引っ張り軸力を受ける負加力時には良好な靱性挙動を示した。しかしながら、独立柱が圧縮軸力を受ける正加力時には、最大耐力が負加力時より大きくなったが、最大耐力以降の耐力低下が著しくなった。また、試験体のせん断変形は独立柱が圧縮となる正加力時は大きかった。

2. 4 変形性能のまとめ

表-4は最大耐力の95%、90%、80%低下時での全体変形角、曲げ変形角を示している。前述の通り曲げ変形角はその位置での回転角とした。2箇所の変形角(1層中心、加力点での変形角)を示した。ただし、試験体WSO4を除いて、正負の加力方向の2つの変形角の小さい方の値を各試験体の値としている。試験体WSO4は左右対称ではないので、両方の値を示した。表-4ではいくつかの点での変形角を示しているが、本研究では一般に使われている復元力が最大耐力の80%に低下した点を靱性限界点と定義する。図-5の丸印はこれらの靱性限界点を示している。実際の設計においては、1層での曲げ変形角が最も重要である。この観点から、以降本報では、靱性限界点での1層部分の曲げ変形角を重視して検討を進める。

3. 変形性能の評価法の現状およびその問題点

3. 1 開口低減率を使う方法の問題点と適用範囲

学会指針では、無開口耐震壁の変形能を曲げ耐力と等しいせん断耐力を与えるコンクリート有効係数を用いて評価する方法が示されている。本研究では同手法を有開口壁の変形能を評価するために適用し、変形能とコンクリート有効係数の間の関係を議論する。

図-6は、縦軸に曲げ耐力と等しいせん断耐力を与えるコンクリート強度有効係数(ν_m)を潜在的なせん断強度(文献[5]という非ヒンジ領域のせん断強度)を与えるコンクリート強度有効係数(ν_o)で除したものを、横軸に終局変形角の実験値を取り、比較したものである。図-6(a1)(a2)は、せん断強度式に付録1(2)で示したせん断強度の低減率 γ と学会指針の無開口耐震壁のせん断強度式を併用したときのものである。なお、曲げ耐力は付録1(5)で示した有開口耐震壁試験体の1階基礎面(危険断面)での全体曲げ強度時

図-6 せん断強度と曲げ強度を一致させるためのコンクリート強度の有効係数と変形能実験値の比較

図-8 せん断強度と曲げ強度を一致させるためのコンクリート強度の有効係数と変形能実験値の比較（圧縮軸力を受ける袖壁のみでせん断強度を求めた場合）

のせん断力である。図中実線は学会指針に示された無開口耐震壁用の設計式を示す。図(a1)は変形能実験値として前述した靱性限界点における1層の全体変形角をとったもの、図(a2)は靱性限界点での1層の曲げ変形角をとったものである。これらの図では相互関係がほとんど認められず、この方法では実験結果を合理的に説明できない。図(a1)の全変形をみると式は一見安全側に見えるが、図(a2)の曲げ変形に着目すると安全側となるのは、1体（もう一体は試験体WSO4の負方向）のみで、これは斜め筋のない開口周比0.3

図-7 有開口耐震壁の単純化されたストラットとタイのモデル

のものである。学会指針で示されている本設計式の原型は、無開口耐震壁を対象に提案されており、曲げ変形ではなく全変形を用いて安全性が検証されている。この観点からは、図(a1)で全て安全側なので、開口低減率を用いる方法も設計に用いることもできるという議論もある。しかしながら、有開口耐震壁の場合は、無開口耐震壁に比べ靱性限界時のせん断変形成分が大きくなる危険性があり、本論文では低減率を使うやり方は危険側であると判断する。ただし、試験体WNO1は曲げ変形を使ってもこの手法で安全側であることから、斜め筋のない開口周比0.3以下の中央開口をもつ耐震壁は開口低減率を用いる手法を適用可と判断できる。

3. 2 文献[4]のせん断強度算定法を使う方法の問題点

図-6(b1)(b2)は、文献[4]を参考にし、有開口壁のせん断耐力を両袖壁の強度の和として得る方法を用いて、同じ関係を示したものである。ただし、両袖壁の強度は曲げ強度とせん断強度の小さい方とした（付録1(3)）。また、せん断強度式に用いる非ヒンジ領域のコンクリートの有効強度係数 v_0 は式(1)に示したものとしている。この方法によると、圧縮側の変動軸力を受ける袖壁はせん断強度の方が曲げ強度よりも低くなるため、せん断強度でその袖壁の強度が決まる傾向にあるが、引張側の変動軸力を受ける袖壁は、曲げ強度が低下するため、曲げ強度でその袖壁の強度が決まる傾向にあ

る。従って、一般的な有開口耐震壁では、その耐震壁としてのせん断強度は、圧縮側の袖壁のせん断強度と引張側の袖壁の曲げ強度の和となる。図-6(b)では全ての試験体で縦軸が1以下、すなわち、有効係数 ν を ν_o とした計算した耐震壁としてのせん断強度は、全体曲げ強度時のせん断力を上回っていることを示している。係数を ν_m まで下げてせん断強度を計算すると、耐震壁としてのせん断強度が全体曲げ強度時のせん断力と一致することになる。

図(b1)(b2)は図(a1)(a2)と比べ、よりよい相関関係が見られるが、実際の設計で重要となる1層曲げ変形角のデータを使った図(b2)においては、2つの危険側のデータがあり、このままでは設計式として適用できない。これらの2つの試験体は、斜め補強筋があるものと、独立柱が圧縮力を受ける正加力時の偏在戸型開口のものである。

4. 変形能の評価法の提案

4. 1 検討用のモデルおよび設計法

この問題を議論するために、図-7(a)(b)に示した単純化したモデルを検討する。図(a)は無開口壁のストラットとタイモデルを示している。このモデルでは、壁縦筋は両側の柱位置に集中させ、また、壁横筋は上下の梁位置に集中させ、せん断力は1つの斜めストラットによって伝えられると仮定したモデルである。このとき、曲げ耐力 P_y は、縦方向の引っ張りのタイが降伏力 T_y に達したときの耐力として定義される。一方、図(b)は有開口壁の単純化したストラットとタイモデルを示している。簡略化のため、開口は1層部分のみを考慮した。このモデルは、耐震壁としてのせん断力をそれぞれの袖壁に設定した2つの斜めストラットによって伝えられると仮定したものである。なお、このモデルの耐震壁としてのせん断力を負担する役割を持つ袖壁の圧縮ストラットの位置の詳細を付録2に示しておく。

この2つのモデルを比較すると、次の2点が指摘できる。第1点目は強度についてであるが、図(b)に示した有開口耐震壁では、圧縮反力 C_1 が存在するために、図(a)の無開口壁のモデルの曲げ耐力 P_y を達成することはできないという点である。 C_1 は圧縮反力の一つで、もともと圧縮柱の中央に作用していたものであるが、開口により壁板の中に移動することになり、この結果、曲げ強度が低下する。第2点目は、変形機構についてであるが、図(b)のモデルにおいては引張柱が引張降伏後も水平移動変形、すなわち、1層1スパンの耐震壁としてのせん断変形、が生じることである。これらの挙動は両側の袖壁によるせん断力抵抗の負担比により影響を受ける。この観点から、図-7(c)(d)に示すような、図-7(b)の原型モデルにおける2つの極端なケースを検討する。図(c)のモデルは、せん断力が圧縮軸力を受ける左側の袖壁のみにより伝達されるものである。ここでは、このタイプの壁をFタイプ(曲げタイプ)と呼ぶ。また、図(d)のモデルは、引張軸力を受ける右側の袖壁のみでせん断力に抵抗しているモデルである。このタイプの壁をFSタイプ(曲げせん断タイプ)と呼ぶ。これらの二つのモデルは、静定構造なので、引張柱の引張降伏による曲げ耐力と変形機構が容易に得られる。

図-7(e)(f)に引張柱の降伏後の二つのタイプの強度と1スパンの耐震壁としての曲げ変形(θ_f)と全変形(θ)の関係を示す。図(e)に示すFタイプでは、無開口壁と同じ曲げ強度(M_y)と変形機構を得ることができる。しかしながら、FSタイプでは、曲げ変形角と強

度は図(f)中に示すように無開口壁に比べ低減される。それは α と β に依存、すなわち、開口の大きさと位置によって決定される。これより以下の二つの仮説が得られる。一つ目の仮説は、有開口壁を曲げ降伏する無開口壁と同等に設計するためには、その壁はFタイプとして設計すればよい、ということである。この時、せん断力は圧縮軸力を受ける側の一つの袖壁のみによって抵抗されなければならない。二番目の仮説は、その壁がFタイプとして設計ができない場合には、曲げ降伏する無開口壁と同等の性能をもつ壁としては設計不可能となるが、その曲げ強度および変形能を図-7(f)に示すように低減させることにより靱性のある壁としての設計が可能となる、というものである。

4. 2 変形能の評価法の有効性の検証

本報では、これらの仮説のうち、タイプFの変形能の評価法の有効性を実験のデータにより検証する。図-8(a)(b)は試験体の全体曲げ強度(付録1(5))とせん断強度が等しくなるときのコンクリート有効係数と変形能実験値の関係を示したものである。ただし、有開口壁のせん断強度は圧縮軸力が作用する側の袖壁のみ有効として算出した(付録1(4))。図中の縦軸の値が1より小さい試験体は、圧縮側の袖壁のみでせん断力を伝達できる試験体、すなわち、Fタイプに分類されることを意味している。なお、ここで、試験体WSO4(P)、すなわち、偏在戸型開口の試験体で独立柱が圧縮軸力を受ける試験体においては、耐震壁としての全体曲げ強度とせん断強度が一致する点のコンクリートの有効強度係数 ν は算出不能であった。これは、 ν を増大させていくと、耐震壁としての全体曲げ強度と耐震壁としてのせん断強度が一致する点が求まる前に、圧縮側の独立柱の強度が曲げ強度で決まってしまう、Fタイプの壁のせん断強度は圧縮側の袖壁(すなわち独立柱)のみの強度なので、それ以上は耐震壁としてのせん断強度が増大しなくなるからである。そこで、便宜上この試験体は縦軸1の点にプロットしてある。

1層の曲げ変形角を用いた図(b)をみると、よい相互関係が見られ、また、設計式を下回る危険側のデータはないこと、すなわち、本手法により有開口耐震壁を無開口耐震壁と同様に安全側に設計できることが示されている。

ここで、7体の試験体の内6体がFタイプに分類されたが、前述した試験体WSO4(P)が縦軸1の点にあり、本手法ではFタイプとして無開口耐震壁と同様の方法では靱性のある耐震壁としては設計できないことが分かる。これを靱性のあるタイプFSの耐震壁として評価する方法については、さらに検討を進める予定である。

5. 結論

(1) 開口低減率を用いてせん断強度を求めるやり方で変形能を評価する方法は危険側であった。ただし、斜めせん断補強筋のない開口周比0.3以下の中央開口をもつ耐震壁にはこの方法を適用してよい。

(2) 有開口耐震壁を両袖壁に分離して変形能を評価する方法を提案した。せん断力が圧縮側袖壁によってのみ伝達可能ならば(これをFタイプと呼ぶ)、曲げ強度は壁基礎面での平面保持解析により求められる無開口耐震壁と同じものが期待される。また、Fタイプの壁の変形能は、圧縮側袖壁のせん断強度のみを考慮して、せん断設計式に用いられるコンクリート強度有効係数により計算できる。

【参考文献】

- [1] 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会
 [2] 加藤大介, 石塚正浩: 鉄筋コンクリート造有開口壁のせん断補強法に関する研究, 第10回コンクリート工学年次論文報告集10-3, 1988年, pp. 403-408,
 [3] 加藤大介, 村上幸靖: 鉄筋コンクリート造有開口壁のせん断補強法およびせん断耐力評価に関する実験的研究, 第11回コンクリート工学年次論文報告集11-2, 1989, pp. 573-578,
 [4] 加藤大介, 壁谷沢寿海, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート造有開口壁の耐震設計法, コンクリート工学論文集, Vol. 2, No. 2, 1991年, pp. 143-152
 [5] 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会
 [6] 野田浩志, 杉下陽一, 加藤大介: RC造連層開口壁の静加力実験, 第19回コンクリート工学年次論文報告集19-2, 1997年, pp. 1077-10882
 [7] 大谷裕美, 杉下陽一, 加藤大介, 他: RC造連層有開口壁の静加力実験(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2 構造IV, pp. 821-826, 1998年

付録1 有開口耐震壁の各強度式

以下に有開口耐震壁の各強度式について簡単に示す。ただし、斜め補強筋がある場合には、その定着が有効な場合には、曲げ強度およびせん断強度に単純累加して評価する(詳細は文献[4])。

(1) 無開口耐震壁のせん断強度式

無開口耐震壁のせん断強度は文献[5]に従い、式(A1)による。記号および詳細は文献[5]を参照。

$$V_u = t w \cdot l w b \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t w \cdot l w a \cdot v \sigma_B / 2 \quad (A1)$$

$$\tan \theta = \sqrt{((h w / l w a)^2 + 1)} - h w / l w a \quad (A2)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \cdot \sigma_{sy} / (v \cdot \sigma_B) \quad (A3)$$

(2) 開口低減率を用いる場合のせん断強度

開口低減率を用いる場合のせん断強度は、開口を無視して(A1)で求めた仮想無開口耐震壁のせん断強度に、文献[1]による開口低減率 γ を乗じて求める。

(3) 袖壁強度の和とする場合の有開口耐震壁のせん断強度

有開口耐震壁のせん断強度を、開口横の袖壁の強度の和として求める場合の説明を付図-1に示す。それぞれの袖壁の強度はせん断強度と曲げ強度の小さい方とする。袖壁のせん断強度は文献[4]に従い、付図-1の網掛け部分を対象にして求める。すなわち、袖壁高さは式(A4)で与えられる。

$$\begin{aligned} h_{ww} &= h_o + h_t & (\text{引張側}) \\ &= h_o + h_c & (\text{圧縮側}) \end{aligned} \quad (A4)$$

それぞれの袖壁のせん断強度式は(A1)の無開口耐震壁のせん断強度式を用いて算定する。記号および詳細は文献[4]を参照。

それぞれの袖壁の曲げ強度は、例えば付図-1で示した引張り側の袖壁の場合、b-b'断面とc-c'断面の曲げ強度を平面保持を仮定して求め、そのときのせん断力とする(文献[4]参照)。

(4) 圧縮側の袖壁のみの強度とした有開口壁のせん断強度

基本的な考え方は(3)と同じであるが、有開口壁の強度を圧縮側の袖壁のみを有効として算出したもの。すなわち、付図-1の例では、右側の袖壁の強度のみが全体の壁の強度となる。

(5) 有開口壁全体の曲げ強度

有開口壁全体の曲げ強度は付図-1のa-a'断面の曲げ強度を平面保持を仮定して求め、シアスパン長さで除して求める。本論文で示した試験体では、シアスパン長さは基礎面(a-a'断面)と加力点間距離の1900mmである。

付図-1 有開口耐震壁のせん断強度算出用の袖壁の寸法

付録2 ストラットの位置の設定

ここでは本文図-7で示した耐震壁としてのせん断力を負担する役割を持つ袖壁の圧縮ストラットの位置の設定法、言い換えると、図-7(f)に示した開口の位置に関する係数 α および β の決め方を示す。付図-2に強度を算定する際に想定する袖壁部分とストラットの位置を示す。この想定する袖壁部分には図中で網掛けをしてあり、付図-1で示したものと同一である。圧縮力を負担するストラットは基本的にこの斜線部を斜めに横切るものとして設定した。ただし、引張力を負担するタイを引っ張り柱の中心に設定したので(図中破線の矢印)、圧縮ストラットは付図-2の斜め線で示したものになり、図中に示すような α と β が得られる。

付図-2 ストラットの位置の設定

(1999年2月8日原稿受理, 1999年11月1日採用決定)