降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁における 壁脚部スリップ定量評価方法

EVALUATION METHOD OF SLIP PHENOMENA FOR SHEAR WALLS WITH HINGE ISOLATED STRUCTURAL SYSTEM

都 祭 弘 幸^{*1}, 平 石 久 廣^{*2}*Hiroyuki TOMATSURI and Hisahiro HIRAISHI*

The test results of the hinge isolated shear walls (called as HISS RC walls) showed slip phenomena at the wall in the large deformation range after flexural yielding. If their slip phenomena had been restricted, they, obviously, could have had stable energy absorption capacity. This paper reports the details of slip phenomena in terms of load-displacement relationships and vertical displacements at the wall bottom. Considering dowel behavior, the slip stiffness at the load zero can be modeled using pile registration formulae. The ratio of the flexural stiffness to the slip stiffness is an effective index to assess the effect of slip phenomena after flexural yielding on energy absorption characteristics.

Keywords : Shear wall, Hinge isolated system, Un-bonded flexural reinforcing bars, Slip phenomena

耐震壁、降伏機構分離、接合部筋、スリップ現象

1. はじめに

降伏機構分離とは、曲げ降伏ヒンジが想定される境界部において部材内における付着を無くした接合部筋で接合され、同ヒンジ部のせん断抵抗機構（トラス機構）を成立させるために接合部筋と平行に曲げ補強筋を配筋した構造である。この機構を用いた梁部材や柱部材に関する研究が実施され、現在までにその優れた構造性能が確認されている^{1)~5)}。

筆者らは、曲げ降伏型連層耐震壁に降伏機構分離型の配筋方法を適用した場合の基本耐震性能を把握するために、中高層RC建物を想定した縮尺約1/3の3層連層耐震壁の構造実験を行った^{6),7)}。

その結果、降伏機構分離型連層耐震壁において曲げ降伏後にエネルギー吸収能力の高い安定した復元力特性を保有させるためには、繰返し載加における全体変形量に占めるスリップ変形量を増加させないことが重要であることが確認された。また、そのスリップ変形量を抑制するためには、壁脚部接合面における軸方向鉄筋量・ダボ筋量や軸方向力とスリップ変形・せん断剛性との関係を定量的に評価する手法が不可欠であることが認識された。

曲げ降伏後の部材端部におけるスリップ性状や強度・メカニズムに関する研究は、一体打ちと同等の部材性能を求められるプレキャスト（以下、PCaと略す）構造に関するものがほとんどである。望月らは壁式PCa鉛直接合部のせん断抵抗機構を示し設計式を提案している⁸⁾。楨谷らはコッターの無いPCa部材接合部に関する実験的研究からせん断耐力式を提案している^{9)~11)}。中野らは多数の実験を実施しPCa部材接合面の累加耐力評価法を提案している^{12),13)}。

一方、一体打ちの接合部に関する研究では、衣笠らによる梁部材の曲げ降伏後の大変形領域における繰返し載荷に起因するスリップ現象のメカニズムの提案¹⁴⁾や塩原らによるスリップ性状を考慮した梁部材の復元力特性の提案¹⁵⁾などがある。

本論文では、これまでの4体の降伏機構分離型連層耐震壁に関する実験研究結果から壁脚部の変形性状を分析し、曲げ降伏後のスリップ破壊の定量的な評価手法を提案した。また、同提案により降伏機構分離型耐震壁におけるスリップ破壊抑制の可能性を示した。

2. 降伏機構分離型耐震壁実験概要

本論文で検討を行った降伏機構分離型耐震壁の実験の評価については文献(6)及び7)を参考にされたい。以下では本論文に関わる事項の概要を記す。

試験体の形状寸法は4体全て同一であり、載荷は図1に示す装置を用いて軸力を一定に保持した状態で正負交番の繰返し加力を行った。これら4体の降伏機構分離型耐震壁は、ヒンジ領域を1階分の高さとし、この領域における鉄筋の平均歪5%、曲げ降伏後頂部変形角2%まで良好な変形性能を保有することを計画した。

4体の試験体のパラメータは、ヒンジ領域となる耐震壁付帯柱の降伏機構分離型配筋方法及び作用軸力である(表1参照)。No. 1、No. 2、No. 4の耐震壁1階ヒンジ領域計画部の配筋図を図2に示し、No. 1~No. 4の柱断面配筋方法を図3に示す。No. 3はNo. 2の配筋にスリップ変形を抑制する目的で柱下部の断面中央部にダボ筋を追加で配したものである。図中に記載する接合部筋とは基礎に定着され1階側柱内の

*1 五洋建設㈱建築エンジニアリング部 工修

*2 明治大学理工学部建築学科 教授・工博
(独立行政法人建築研究所 客員研究員)

Architectural Division, Penta-Ocean Construction Co., Ltd., M. Phil.
Prof., Dept. of Architecture, Science and Technology, Meiji Univ., Dr. Eng.
(Visiting Research Fellow, Building Research Institute)

図1 加力装置・試験体形状

図2 試験体配筋図

図4 荷重変形曲線

付着を切った鉄筋であり、曲げ補強筋とは従来の柱筋を呼ぶ。

降伏機構分離型耐震壁の配筋方法は、接合部筋方式と接合部筋・曲げ補強筋併用方式2つに大別される。接合部筋方式(No. 1)は柱内部に配した4本の接合部筋のみが曲げに対して有効であり、1階部分にアンボンド区間を有する。No. 1の曲げ補強筋はダボ筋としての効果を持たせるため基礎内に延長されているがコンクリートとの付着は無い。接合部筋・曲げ補強筋併用方式(No. 2, 3, 4)は、接合部筋・曲げ補強筋全ての鉄筋が壁脚部の曲げ抵抗に有効となるように配筋す

表1 試験体一覧

	柱配筋方法	No.1	No.2	No.3	No.4
		接合部筋方式	接合部筋・曲げ補強筋併用方式		
柱	柱幅(mm)	250	250	250	250
	柱せい(mm)	8-D13(定着無し)	8-D13(定着有り)	8-D13(定着有り)	8-D13(定着有り)
	曲げ補強筋	1016	1016	1016	1016
	Ag (mm ²)	370	370	381	370
	gσy (N/mm ²)	4-D22	4-D13	4-D13	4-D13
	接合部筋	1548	508	508	508
	Aj (mm ²)	1548	1524	1524	1524
	全引張鉄筋量(mm ²)	2.48	2.44	2.44	2.44
	ρg (%)	388	370	381	370
	jσy (N/mm ²)	8-D13	—	2-D38	—
	柱内ダボ筋	1016	0	1924	0
	cAs (mm ²)	370	—	541	—
	sσy (N/mm ²)	1階: D6@50, 2, 3階: D6@100			
	せん断補強筋	1階: pw: 0.51, 2, 3階: pw: 0.256			
壁	壁厚(mm)	80	80	80	80
	壁筋	D6@80シングル	D6@80シングル	D6@80シングル	D6@80シングル
	壁筋比 (%)	0.5	0.5	0.5	0.5
	ダボ筋	D6@160シングル (12-D6)	D6@160シングル (12-D6)	D6@160シングル (12-D6)	D6@160シングル (12-D6)
	wAs (mm ²)	384	384	384	384

No. 1 柱断面図

No. 2, No. 4 柱断面図

No. 3 柱断面図

ダボ筋 D38 加工図

梁断面図 (共通)

図3 柱配筋方法

る方法である。この場合の曲げ補強筋は基礎内の付着を切り基礎底面で定着されている。図4に各試験体の荷重変形曲線を示す。実験から降伏機構分離型RC耐震壁について以下のことが確認された。

- 1) 壁脚部のスリップ変形は、 $R=1/100$ 以降の変形領域で増大し、その変形量は降伏機構分離の配筋方法や軸方向力によって異なる。
- 2) 曲げ降伏後に荷重変形曲線に影響を及ぼすスリップ現象は、繰返し载荷において除荷後に逆方向の水平荷重が作用したときに発生する。このスリップ変形が生じる要因は、伸びた引張側主筋が除荷しても戻らないため、逆方向の水平荷重が作用したときに圧縮側・引張側ともに浮上った状態となり壁脚部におけるせん断抵抗が軸方向筋の水平剛性だけになるためである。
- 3) ダボ筋はスリップ変形抑制に有効である。ただし、 $R=1/100$ でダボ筋が壁脚部コンクリート境界面で曲げ降伏すると全体変形に占めるスリップ変形量は増加し、抑制効果は低下する。
- 4) 軸方向力が高い方がスリップ変形を抑えることができる。この理由は、水平荷重ゼロから逆方向载荷時の圧縮側・引張柱の浮上り量が小さくなるためだと考えられる。

3. 降伏機構分離型耐震壁のスリップ現象

降伏機構分離型耐震壁の場合、柱に配筋した主筋はコンクリート

との付着がないので、ヒンジが想定される領域での曲げひび割れ発生が抑制できる代わりに、壁脚部でのひび割れ幅が大きくなる。言い換えると、壁脚部のひび割れに集約されるので壁板の曲げひび割れが少なくなると言える。降伏機構分離型耐震壁には壁脚部のひび割れが大きくなることがスリップ変形を誘発する原因とならないようにスリップ現象を抑制することが求められる。

図5に全体変形量増分に対する壁脚部のスリップ変形が占める割合の推移を示す。壁脚部スリップとは耐震壁中央脚部高さ125mm位置(1階高さ1,300mmの約1/10)における水平変位である。この割合は、柱配筋方法やダボ筋の有無、軸方向力の大きさによって異なるが、軸方向力の大きいNo. 4を除き軸方向筋の降伏が始まる $R=1/200$ の繰返し载荷から増加する傾向がある。図5からスリップ現象の抑制には軸方向力を大きくすることが効果的であるように思える。しかし、曲げ降伏後、回転中心となる圧縮側柱脚部の圧壊が早まり変形性能が低下することが報告されている¹⁶⁾ので、スリップ現象を抑制する手段として適しているとは言いがたい。

降伏機構分離型耐震壁の等価粘性減衰定(以降 h_{eq} と呼ぶ)は5～25%程度であり、一般的な耐震壁同様に変形角の増加に伴い h_{eq} も増加する。文献17)では曲げ降伏型耐震壁の h_{eq} を塑性率との関係で分析し、塑性率6以上(耐震壁の降伏を $R=1/400$ とすると $R=1/66$ 以降となる)の変形増分に対して初期サイクルで16～20%弱、2サイクル目以降では約80%低下し15%弱となり、変形が増大しても15%を超える実験結果は少ないことを示している。それに対して、降伏機構分離型耐震壁の場合、 $R=1/100$ (塑性率4相当)の履歴で概ね h_{eq} は20%まで上昇し、繰返しでも15%程度の h_{eq} を保持することができる。これらのことから降伏機構分離型耐震壁は、一般的な耐震壁に比べて塑性化しても安定したエネルギー吸収性能を有する構造であると考えられる。

スリップ現象をさらに詳細に分析するために図6にNo. 1からNo. 4の $R=1/100$ と $R=1/66$ における荷重－頂部変形関係を示す。図6の縦軸は各試験体の $R=1/100$ 、 $1/66$ サイクルにおける最大荷重で除した比とし、横軸は加力点頂部の部材角である。図7にNo. 1とNo. 3の $R=1/50$ サイクルの荷重－頂部変形関係を示す。また、図8にNo. 1からNo. 4の $R=1/66$ サイクルにおける壁脚部鉛直変位(δ_v)－頂部部材角(R)関係を、図9に $R=1/66$ サイクルにおける壁脚部鉛直変位(δ_v)－壁脚部スリップ変形(δ_s)関係を示す。ここで、壁脚部鉛直変位とは図10に示す両側の付帯柱脚部高さ250mmの伸びを正とする鉛直変位の平均である。図6, 8, 9中の●は $R=1/66$ のサイクルにおいて壁脚部鉛直変位が最小となる点を表し、▽は水平力荷重ゼロの点を示している。

図5 壁脚部スリップ変形量の割合

図5では $R=1/100$ のサイクル繰返しによるスリップ変形量の増加が見られるが、図6の荷重変形関係では顕著なスリップ現象は見られない。しかし、 $R=1/66$ のサイクルでは、No. 2の繰返し载荷時にスリップ変形量が急激に増加し、図6のNo. 2のように変形0近傍において荷重増が無く水平変形だけが增加する、せん断剛性が著しく低下した現象が出現する。そのループにおける壁脚部スリップ変形/全変形量(図5参照)の割合は、 $R=1/66$ 正側1回目0.22から負側1回目以降0.33～0.35に増加する。図7に示すようにNo. 1とNo. 3でも $R=1/50$ のサイクルではスリップ現象が現れ、スリップ変形/全変形量は0.3を超えている。これらのスリップ変形/全変形量が0.3を超える変形段階における h_{eq} は低下する傾向が確認された。これは全体変形量に占めるスリップ変形量の割合が増加したために履歴エネルギー面積が減少したことに起因すると考えられる。

図8, 9に着目すると、現象に共通点が見られる。それは、各サイクルのピーク時(記号③, ⑥, ⑨, ⑫)に壁脚部鉛直変位は最大となること、繰返しによりピーク時のスリップ変形量は大きくなること、壁脚部鉛直変位が最小となる点(記号●; ②, ⑤, ⑧, ⑪)は水平荷重ゼロ時(記号▽; ④, ⑦, ⑩, ⑬)ではなく逆方向に载荷・変形した後に現れることである。壁脚部鉛直変位も壁脚部スリップ変形も軸力が高いNo. 4を除き、繰返しピーク点からの荷重除荷による戻り量は小さい。また、スリップ変形量が大きいほど(No. 2)、ピーク時の壁脚部鉛直変位が小さく、その変位が戻る勾配は平坦である。

壁脚部鉛直変位が最小となる点(●)を荷重変形曲線上(図6)で見ると、耐震壁の剛性が変化する点に相当していることが分かる。壁脚部鉛直変位が最小になるまでスリップ変形が卓越する剛性が低下した状態となり、●点以降はスリップ変形より曲げ変形が卓越する状態となる。

降伏機構分離型耐震壁では、壁脚部鉛直変位の累積に伴い脚部ひび割れ面が開き耐震壁全体が浮上った状態となるのでコンクリートの噛み合いによる摩擦抵抗がなくなるため、壁脚部におけるせん断剛性は、軸方向鉄筋で決定されることになる。部材角の増大に伴い壁脚部鉛直変位が大きくなっても壁脚部のせん断剛性が回転剛性を上回っている状態であればスリップ現象は抑制できると推測できる。

壁脚部のせん断剛性を定量的に評価するためには、壁脚部の鉛直変位を定量的に推定することが求められる。さらに、水平力ゼロ時における壁脚部のせん断剛性と回転剛性を比較することにより曲げ降伏後のスリップ現象の危険性を定量的に評価することが可能であると考えられる。

4. 壁脚部鉛直変位の推定

水平力ゼロ時におけるせん断剛性評価に用いる壁脚部鉛直変位は、図10に示したように圧縮側・引張側の鉛直変位の平均を考える。この鉛直変位の推移を分析するために、図11にNo. 1からNo. 4各試験体の $R=1/400$ から $1/66$ サイクルのピーク時と水平荷重ゼロ時における壁脚部鉛直変位量(δ_v)を示す。ピーク時・水平荷重ゼロ時の δ_v ともに、その推移は頂部変形角の増大に応じて増加する。軸力の高いNo. 4の δ_v ではピーク時変位量は他の試験体と大きな差はないが、除荷により δ_v が大きく戻ることが分かる。また水平荷重ゼロ時にNo. 1, 2, 3では $R=1/400$ のサイクルまで、No. 4は $R=1/200$ まで $\delta_v \approx 0$ mmとなることが分かる。

図6 荷重(Q/Qmax)－頂部部材角(R)関係

図7 荷重(Q/Qmax)－頂部部材角(R)関係

ピーク時の壁脚部鉛直変位を $\delta_{vp(R)}$ (R : 変形角)、水平力ゼロ時の残留壁脚部鉛直変位を $\delta_{vr(R)}$ 、ピーク時から水平力ゼロ時へ除荷によって戻す鉛直変位を $\delta_{vd(R)}$ と定義すると、各変形段階において壁脚部鉛直変位の関係は式(1)と書くことができる。

$$\delta_{vp(R)} = \delta_{vd(R)} + \delta_{vr(R)} \quad (1)$$

耐震壁が圧縮側柱脚部を回転中心として変形すると仮定すると、壁脚部の回転角 θ は式(2)で表すことができるので、引張側柱の伸び量 $\delta_{vT(R)}$ は式(3)で推定できる。

$$R_{(R)} = \theta_{(R)} \quad (2)$$

$$\delta_{vT(R)} = \theta_{(R)} \cdot \ell w \quad (3)$$

ここで、 $R_{(R)}$: 頂部部材角(rad)、 $\theta_{(R)}$: 壁脚部回転角(rad)、 ℓw : 耐震壁の両側柱中心間距離(mm) (本実験の場合、2,000mm)、なお R は各変形角段階を意味する。

R=1/200以降の変形では、壁脚部鉛直変位平均値は水平力ゼロ時で浮上った状態となる。ただし、ピーク時の圧縮側脚部鉛直変位は正負加力ともに $\delta_{v1} \approx 0$, $\delta_{v2} \approx 0$ (mm)と考えると、式(1)の $\delta_{vp(R)}$ は左右壁脚部鉛直変位の平均値なので式(4)で表すことができる。

$$\delta_{vp(R)} = (\delta_{vT(R)} + 0) / 2 = \delta_{vT(R)} / 2 \quad (4)$$

図 11 δ_v の推移

残留壁脚部鉛直変位 $\delta_{v(Ri)}$ を求めるには、水平力除荷による戻り変形量 $\delta_{v(d(Ri))}$ の評価法を定義する必要がある。このピーク時から戻り鉛直変形量 $\delta_{v(d(Ri))}$ は、引張側鉛直変形がピーク時から除荷によって水平力ゼロ時へ戻る鉛直変位の1/2(左右の平均)となる。つまり、 $\delta_{v(d(Ri))}$ は、引張側柱の鉛直変位の戻り量を評価することにより求められる。また、 $\delta_{v(d(Ri))}$ は引張側柱の鉛直変位であるから引張側鉄筋の歪で表すことができるので、ピーク時から水平力ゼロ時までの鉄筋歪の戻り量を式(5)で表すとする。

$$\epsilon_{d(Ri)} = \epsilon_{y(Ry)} + \epsilon_{N(Ri)} \quad (5)$$

ここに、 $\epsilon_{d(Ri)}$: 変形角 Ri のピーク時から水平力ゼロまでの引張鉄筋戻り歪量 (μ)、 $\epsilon_{y(Ry)}$: 弾性戻り量とし降伏変形時の戻り歪量 (μ) で式(6)の値 (Ry は降伏時の変形角) とする、 $\epsilon_{N(Ri)}$: 引張側軸方向鉄筋に作用する軸方向力により戻り歪量 (μ)。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{y(Ry)} &= \epsilon_{d(R=1/400)} \quad (\text{No.1,2,3}) \\ \epsilon_{y(Ry)} &= \epsilon_{d(R=1/200)} \quad (\text{No.4}) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式(5)の関係を降伏後 $R=1/50$ まで歪計測が可能であった鉄筋について調査した結果、概ね式(7)の関係になることが分かった。

$$\epsilon_{N(Ri)} = \epsilon_{d(Ry)} - \epsilon_{y(Ry)} = \frac{N/2}{\sum a_c \cdot E_s / 4} \quad (7)$$

ここに、 N : 軸方向力 (N)、 $\sum a_c$: 柱軸方向筋断面積 (mm^2)、 E_s : 柱軸方向筋のヤング係数 (N/mm^2)。

降伏機構分離型では柱内の付着を切っているの、歪を積分することにより引張側鉛直変位を算出することができる。式(5)に式(6)及び式(7)を代入し、柱軸変形量で表すと式(8)となる。

$$\int \epsilon_{d(Ri)} = \int \epsilon_{y(Ry)} + \int \epsilon_{N(Ri)} = \epsilon_{d(Ry)} \cdot \ell_{BAR} + \frac{N/2}{\sum a_c \cdot E_s / 4} \cdot \ell_{BAR} \quad (8)$$

ここで、 ℓ_{BAR} は塑性化する軸方向筋の長さ (mm) であり、本実験の場合、接合部筋のアンボンド長さに相当する。

壁脚部鉛直変位は引張側柱の戻り量の1/2となるので、 $\delta_{v(d(Ri))}$ は式(9)で表すことができる。

$$\delta_{v(d(Ri))} = \frac{1}{2} (\delta_{v(d(Ry))} + \frac{N/2}{\sum a_c \cdot E_s / 4} \cdot \ell_{BAR}) \quad (9)$$

水平力ゼロ時の残留壁脚部鉛直変位 $\delta_{v(r(Ri))}$ は、式(4)及び式(9)を式(1)に代入し、式(10)が導かれる。

$$\delta_{v(r(Ri))} = \frac{1}{2} \delta_{v(T(Ri))} - \frac{1}{2} (\delta_{v(d(Ry))} + \frac{N/2}{\sum a_c \cdot E_s / 4} \cdot \ell_{BAR}) \quad (10)$$

図12に水平力ゼロ時の残留鉛直変位に関する実験値と式(10)により算出した計算値の比較を示す。スリップ変形が大きくなったNo. 2の $R=1/66$ サイクルを除きNo. 1, 2, 3, 4の全てについて計算値は実験値

図 12 水平荷重ゼロ時鉛直変形の実験値・計算値の比較

にほぼ等しい。軸方向力が大きいNo. 4の残留鉛直変位は、No. 1, 2, 3 に対して1つ前の変形段階の鉛直変位にほぼ等しくなった。

5. 壁脚部せん断剛性と曲げ剛性

水平荷重ゼロ時での壁脚部鉛直変位は図11のように推移するので、軸力比が高いNo. 4を除き、 $R=1/200$ 以降のサイクルで浮上った状態となる。壁脚部が浮上った状態での壁脚部せん断剛性と曲げ降伏後の耐震壁全体の曲げ剛性との比較から、スリップ現象が発生するときの剛性比の定量的な評価を試みる。

5.1 壁脚部せん断剛性

壁脚部が浮上った状態の変形角 Ri (%) におけるスリップ変形は、図13に示すせん断抵抗機構でモデル化する。図13は壁脚部に残留鉛直変位 δ_{vr} が生じ浮上ったときの軸方向筋とダボ筋の応力と変形状態である。軸方向筋は反曲点位置を中央とする逆対称の応力・変形状態とし、ダボ筋は引張抵抗がないアンボンド側でせん断力だけを伝達する機構を仮定する。柱内ダボ筋のアンボンド側埋込み長さは $5.7d$ ($\phi 35$) ~ $11.5d$ (D13) であり抜け出すことから、アンボンド側ではコンクリートへのせん断伝達のみを考慮し曲げ抵抗は無視することとした。壁脚部は浮上るのでコンクリート同士のかみあいによる摩擦抵抗はなく、せん断抵抗は軸方向鉄筋の曲げ抵抗・ダボ抵抗だけとなる。

軸方向筋及びダボ筋の1本あたりの剛性は式(11)及び式(12)となる。壁脚部が浮上った状態における壁脚部せん断剛性は、 m_B 本の柱内軸方向筋と m_D 本のダボ筋から構成されるので式(13)で表すことができる。式(11)及び式(12)の誘導を付録1に示す。

$$k_{B(Ri)} = \frac{1.5E_s I_s \beta^3}{(1 + 0.5\beta \delta_{v(r(Ri))})^3 + 0.5} \quad (\text{柱内軸方向筋}) \quad (11)$$

$$k_{D(Ri)} = \frac{3E_s I_s \beta^3}{(1 + \beta \delta_{v(r(Ri))})^3 + 0.5} \quad (\text{ダボ筋}) \quad (12)$$

$$K_{S(Ri)} = m_B k_{B(Ri)} + m_D k_{D(Ri)} \quad (13)$$

ここに $K_{S(Ri)}$: 変形角 Ri (%) 時における壁脚部せん断剛性 (N/mm)、 $k_{B(Ri)}$: 変形角 Ri (%) 時における軸方向鉄筋の剛性 (N/mm)、 $k_{D(Ri)}$: 変形角 Ri (%) 時におけるダボ筋の剛性 (N/mm)、またコンクリートと鉄筋の β は式(14)で与えられる特性値 (1/mm) である。この β の算出に用いるコンクリート水平反力係数 kc (1/mm) には中野ら¹³⁾の実験による提案式(15)を用いた。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kc \cdot d_B}{4E_s \cdot I_s}} \quad (14)$$

$$kc = 55 \left(\frac{E_c \cdot \sigma_B}{E_s \cdot \delta_{s0}} \right)^{3/4} \quad (15)$$

図 13 壁脚部せん断抵抗機構 (R_i 時)

ここで、 E_c ：コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、 δ_{s0} ：軸方向筋あるいはダボ筋のコンクリート境界面における水平変位 (mm)である。式(15)は純せん断実験における実験式であるが、コンクリート強度・鉄筋強度・鉄筋径に依存しだけでなく、弾性域に限らず非線形性を考慮できる¹³⁾ので、弾性支承ばり理論から誘導した式(13)を本研究における曲げ降伏後の耐震壁脚部せん断剛性に適用できると判断した。

式(15)を用いて k_c を算出するためにはコンクリート境界面における鉄筋の水平変位 δ_{s0} を設定する必要がある。 δ_{s0} は残留壁脚部鉛直変位及び特性値 β の関数なので、壁脚部せん断変形との関係づけることにより推定することができる。本実験の場合、変形角 R_i における壁脚部スリップ変形量 $\delta_{s(R_i)}$ と δ_{s0} の関係は式(16) (付録2)となる。

$$\delta_{s0(R_i)} = \delta_{s(R_i)} / 3 \quad (16)$$

全変形量 $\delta_{T(R_i)}$ に対するスリップ変形量 $\delta_{s(R_i)}$ の割合を α とすると、図5から α を仮定し式(16)を書き換えると式(17)となる。

$$\delta_{s0(R_i)} = \alpha \cdot \delta_{T(R_i)} / 3 \quad (17)$$

ただし、 $R=1/200$ のとき $\alpha=0.1$

$R=1/100$ のとき $\alpha=0.2$

$R=1/66$ のとき $\alpha=0.3$

$R=1/50$ のとき $\alpha=0.4$

以上、式(14)、(15)、(17)から β を算出し、式(10)より残留壁脚部鉛直変位を算出することにより、各変形段階のせん断剛性が式(11)～(13)を用いて算出できる。

本検討では曲げ降伏後の耐震壁におけるせん断抵抗であること、水平荷重ゼロ時でも引張側柱軸筋の伸びは戻っていないこと、を踏まえ軸方向筋のうち、圧縮側となる柱軸筋(接合部筋と曲げ補強筋、No. 3ではダボ筋を含む)及び壁ダボ筋(壁縦筋の1/2相当を配筋)により評価する。

柱内軸方向筋(接合部筋、曲げ補強筋)は、 $R=1/200$ 以降の繰返しで引張降伏が進み弾性範囲ではない。ただし、図5からスリップ変形の全体変形量に占める割合は、 $R=1/200$ 以降、変形量の増加に比例して漸次増加する傾向がある。この現象から軸方向筋は、弾性範囲にはないが定量的な傾向を把握するため、本論では鉄筋の弾性時ヤング率を使用する。また実験結果からダボ筋は $R=1/100$ で抑制効果がなくなるので、式(12)の $R=1/100$ 以降の剛性を0.01倍とした。

5.2 壁脚部曲げ断剛性

耐震壁全体の曲げ剛性は、壁脚部が浮上った状態を想定して算出する。1階部分は接合部筋及び曲げ補強筋の断面積による壁中心の断

図 14 曲げ剛性算出モデル化

面2次モーメント、2,3階はコンクリート断面から算出される断面2次モーメントでモデル化する。図14に曲げ剛性算出モデルを示す。

図14に示したように耐震壁は変断面で構成される片持ち梁と同じであるからMohrの定理を用いて耐震壁頂部の変形を求め算出した。その結果、耐震壁の曲げ剛性は式(18)で表せる。

$$K_{M(R_i)} = 1 / \left(\frac{h_1^2 h_2 + h_1 h_2^2 + h_1^3 / 3}{E_s I_s} + \frac{h_2^3}{3 E_c I_c} \right) \quad (18)$$

ここで、 $K_{M(R_i)}$ ：変形角 R_i (%)時における曲げ剛性 (N/mm)、 E_s ：軸方向筋断面積のヤング係数 (N/mm^2)、 I_s ：1階の鉄筋断面積で算出される断面2次モーメント (mm^4)、 E_c ：コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)、 I_c ：耐震壁コンクリート断面の断面2次モーメント、 $h1$ ：1階アンボンド区間長さ (1,050mm)、 $h2$ ：壁全高さ (4,000mm) からアンボンド区間を引いた高さ (2,950mm)。式(18)には変形角 R_i に伴う関数がないので、変形角に関わらず一定値となる。

6. 降伏機構分離型耐震壁の壁脚部せん断剛性と曲げ剛性の比較

4・5章で提案した壁脚部鉛直変位の推定及びせん断剛性の計算値と曲げ剛性を $R=1/200$ 以降の変形に対して比較検討する。

表2に曲げ剛性計算結果を、また表3に $R=1/200$ 以降の各変形段階におけるせん断剛性計算結果と曲げ剛性との比を示す。

水平荷重ゼロ時におけるせん断剛性の変形角による推移を図15に

表 2 曲げ剛性計算結果

	Σag (mm^2)	E_s (kN/mm^2)	I_s ($\times 10^9 \text{mm}^4$)	E_c (kN/mm^2)	I_c ($\times 10^{11} \text{mm}^4$)	K_M (kN/mm)
No.1	1548	171	3.10	21.9	1.61	37.7
No.2	1524	182	3.05	20.6	1.61	39.1
No.3	1524	189	3.05	22.7	1.61	40.8
No.4	1524	182	3.05	27.7	1.61	40.1

表 3 せん断剛性計算結果

		δ_{v_r} (mm)	δ_{s0} (mm)	K_s (kN/mm)	K_M/K_s
$R=1/200$	No.1	1.0	0.67	183.7	0.20
	No.2	1.3		174.9	0.22
	No.3	1.8		233.5	0.17
	No.4	0.0		289.9	0.14
$R=1/100$	No.1	6.0	2.67	67.3	0.56
	No.2	6.3		66.7	0.59
	No.3	6.8		77.0	0.53
	No.4	1.7		118.7	0.34
$R=1/66$	No.1	11.2	6.06	39.3	0.96
	No.2	11.5		37.9	1.03
	No.3	12.0		43.7	0.93
	No.4	6.9		64.7	0.62
$R=1/50$	No.1	16.0	10.67	26.9	1.40
	No.2	16.3		25.4	1.54
	No.3	16.8		29.3	1.39
	No.4	11.7		42.3	0.95

注1) $R=1/200$ No.4は浮上りがないので $\delta_{v_r}=0$ とした

注2) $\square$ は、 $K_M/K_s > 1.0$ 以上

示す。変形角の増大に伴い残留壁脚部鉛直変位(浮上り量)が大きくなり、それを要因とするせん断剛性が低下していく現象が計算でも認められる。軸方向筋から算定したせん断剛性が曲げ剛性よりも小さくなると、スリップ現象が顕著になると考えられる。荷重-変形曲線でスリップ現象が現れたNo. 2の $R=1/66$ 、No. 1, 3の $R=1/50$ における K_M/K_S の比は1.0を超えている。軸方向力が高いNo. 4については、スリップ現象よりも高軸力による影響で圧縮側柱と壁との境界に縦割れが発生したことが破壊要因であるため、 K_M/K_S の比が $R=1/50$ でも1.0を下回っている。

上記の比に関する傾向を言い換えると、 $R=1/50$ でスリップ現象が卓越しないようにするには、 K_M/K_S の値を制御すれば復元力特性に富んだ耐震壁とすることが可能であると考えられる。No. 1やNo. 3は $R=1/66$ で K_M/K_S が1.0未満であるが繰返しにより若干せん断変形が増加している。このことから K_M/K_S は余裕を見て0.9未満にすることが望ましいと思われる。

例として、No. 1からNo. 4が $R=1/50$ の変形段階でもスリップ発生を抑える改善方法を表4に示す。改善内容は、実現可能な範囲であり、スリップ現象を抑制できる可能性が高いと言える。特にコンクリート強度を高強度化することは、コンクリートの水平反力係数を高めることに繋がるのでスリップ抑制効果が高い。

曲げ剛性と壁脚部せん断剛性を比較することにより、降伏機構分離型耐震壁の壁脚部スリップ現象を予測できることを示した。ただし、実験の現象と計算値からの予測を比較検討できた降伏機構分離型耐震壁の試験体は本研究の4体である。本評価方法を普遍的にするにあたってはさらなる検討が望まれる。

7. まとめ

降伏機構分離型耐震壁のスリップ現象を詳細に検討した結果、以

図 15 水平荷重ゼロ時スリップ剛性の推移

表 4 スリップ現象抑制方法の例

	改善内容	改善前		改善後	
		K_S (kN/mm)	K_M/K_S	K_S (kN/mm)	K_M/K_S
No.1	$\sigma_B(N/mm^2): 30.4 \Rightarrow 60.0$	26.9	1.40	45.2	0.83
No.2	$\sigma_B(N/mm^2): 27.0 \Rightarrow 60.0$ 柱内ダボ筋: 無し $\Rightarrow 2-D32(SD490)$	25.4	1.54	46.3	0.84
No.3	$\sigma_B(N/mm^2): 32.6 \Rightarrow 60.0$	29.3	1.39	45.6	0.89
No.4	$\sigma_B(N/mm^2): 44.6 \Rightarrow 60.0$	42.3	0.95	52.9	0.76

下の知見が得られた。

- 1) 変形角の増大に伴い壁脚部鉛直変位は大きくなり、浮上った鉛直変位は水平荷重ゼロ時でも戻らないため、スリップ変形が生じやすくなる。スリップ変形量が全体変形量の約3割になると荷重変形曲線上にスリップ現象が現れ、その影響により等価粘性減衰定数が減少する傾向が認められた。
- 2) 水平荷重ゼロ時の残留壁脚部鉛直変位は、軸方向鉄筋量、軸方向力、及び除荷時における軸方向筋の見かけの塑性化を考慮することにより定量的に推定することができる。
- 3) 壁脚部せん断剛性は、浮上った状態の壁脚部界面における軸方向筋をコンクリート内で弾性支承ばりでモデル化した一般解を利用して推定できる。また、曲げ剛性はアンボンド区間を鉄筋のみの EI 、一般耐震壁部分をコンクリート断面の EI でモデル化することにより評価できる。
- 4) 壁脚部せん断剛性が耐震壁全体の曲げ剛性よりも大きければ、繰返し載荷によるスリップ変形が卓越する現象は抑制できる可能性が高い。
- 5) 壁脚部せん断剛性の定量的評価が可能となったので、要求変形角までスリップ現象を抑制した高靱性型の耐震壁を設計できる可能性がある。

今後の課題として、本論文で提案した壁脚部せん断剛性評価方法が従来の曲げ降伏先行型耐震壁におけるスリップ現象の判定に有効であるかを検討すること、有限要素法などの解析により現象を追跡すること、連層耐震壁全体の剛性に対する壁脚部せん断剛性の比率が地震応答に及ぼす影響を検討すること、などが挙げられる。

参考文献

- 1) 平石久廣他: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験), 日本建築学会構造系論文集, No. 580, pp99~104, 2004. 6
- 2) 平石久廣他: 重ね継ぎ手方式による降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発, 日本建築学会構造系論文集, No. 592, pp159~165, 2005. 6
- 3) 平石久廣他: 材端部に開孔を有する降伏機構分離型鉄筋コンクリート造梁の開発, 日本建築学会構造系論文集, No. 596, pp95~100, 2005. 10
- 4) 勅使川原正臣, 楠浩一, 江藤博文, 野口和也: 鉄筋コンクリート構造の接合技術に関する研究(その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2分冊, pp193~196, 2003. 9
- 5) 勅使川原正臣, 楠浩一, 江藤博文, 野口和也: 鉄筋コンクリート構造の接合技術に関する研究(その3, その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2分冊, pp343~346, 2004. 8
- 6) 勅使川原正臣, 平石久廣, 都祭弘幸, 野口和也, 飯島康仁: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造部連層耐震壁の履歴性状, 日本建築学会構造系論文集, No. 580, pp137~143, 2005. 7
- 7) 都祭弘幸, 勅使川原正臣, 平石久廣, 野口和也: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁のスリップ変形制御方法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 614, pp99~106, 2007. 4
- 8) 望月重, 横谷栄次, 永坂具也: 壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐力, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 424, pp11~22, 1991. 6
- 9) 小川祥平, 横谷栄次, 謝爽: 接合幅を有するプレキャスト部材接合部ダウエル筋のせん断伝達, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp817~822, 1994
- 10) 大西昭徳, 横谷栄次, 謝爽: プレキャスト鉄筋コンクリート部材接合面におけるせん断伝達機構に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp1151~1156, 1996
- 11) 小西伸哉, 横谷栄次, 謝爽, 伊藤嘉則: 高強度材料を用いたPCA構造接合面におけるせん断伝達挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp1317~1322, 1997
- 12) 大淵英夫, 鈴木基晴, 南尚吾, 中野克彦, 松崎育弘: ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究, 日本建築学会構造論文報告集, 第491号, pp97-104, 1997.1
- 13) 中野克彦, 松崎育弘: プレキャストRC部材接合面におけるせん断抵抗

要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造論文報告集, 第 550 号, pp151-158, 2001.12

- 14) 衣笠秀行, 野村設郎: 曲げ降伏後の大変形繰返し载荷を受ける RC 梁部材のスリップ域における横方向歪蓄積により発生する破壊のメカニズム, 日本建築学会構造系論文集, No. 538, p147~153, 2000.12
- 15) 黒木光博, 塩原等: 耐力低下とスリップ性状を考慮した RC 梁部材の復元力特性モデル, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 29, No. 3, pp193~198, 2007
- 16) 平石久廣, 都祭弘幸, 川島俊一, 井上芳生: 偏平な付帯柱を有する連層耐震壁の曲げ降伏後の靱性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 395, p48~59, 1989.1
- 17) 松本和行, 壁谷澤寿海: RC 耐震壁の等価粘性減衰, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp273~274, 1994.9

付録 1 軸方向筋及びダボ筋の剛性

付図 1 壁脚部から突出している鉄筋

図13のせん断抵抗機構は、付図1に示すコンクリートから突出した鉄筋に水平力 q 、モーメント M が作用した状態であると考え。壁脚部コンクリート面を堺($x=0$)に上部に突出した軸方向筋の水平変位を y_1 (境界面から $-x$ 方向)、下部コンクリート内の軸方向筋の水平変位を y_2 (境界面から $+x$ 方向)とし弾性支承ばりの考えを用いると、支配方程式は突出部で

$$E_s I_s \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0 \quad (付 1)$$

またコンクリート内では深さ x に関わらず水平反力係数 kc (N/mm²)が一定であると仮定し、

$$E_s I_s \frac{d^4 y_2}{dx^4} + kc \cdot d_b \cdot y_2 = 0 \quad (付 2)$$

となる。ここに、 E_s : 軸方向筋のヤング係数(N/mm²)、 I_s : 軸方向筋の断面2次モーメント(mm⁴)、 d_b : 軸方向筋の径(mm)

式(付1)、式(付2)の一般解はそれぞれ式(付3)、式(付4)で与えられる。

$$y_1 = A_1 + A_2 x + A_3 x^2 + A_4 x^3 \quad (付 3)$$

$$y_2 = e^{\beta x} \{C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x\} + e^{-\beta x} \{C_3 \cos \beta x - C_4 \sin \beta x\} \quad (付 4)$$

ここに、 $A_1 \sim A_4$ 、 $C_1 \sim C_4$ は未定積分定数であり、 β は式(付5)で表す特性値(1/mm)である。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kc \cdot d_b}{4E_s \cdot I_s}} \quad (付 5)$$

簡単のために軸方向筋の径に対して定着長さが半無限であると仮定すると $C_1 = C_2 = 0$ となり、さらに式(付3)、式(付4)の x に関する1階、2階、3階微分が回転角、モーメント、せん断力となる。軸方向筋先端($x=h$)においてせん断力が q 、モーメントが0である条件、さらに $x=0$ における式(付3)・(付4)の回転角・せん断力・モーメントの連続条件から未定積分定数が定まり、式(付6)及び式(付7)となる。

$$y_1 = \frac{q}{6E_s I_s \beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^3 h x^2 - 3(1+2\beta h)\beta x + 3(1+\beta h) \} \quad (付 6)$$

$$y_2 = \frac{q}{2E_s I_s \beta^3} e^{-\beta x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \} \quad (付 7)$$

壁脚部せん断剛性に関係するのは y_1 であるから、ここからは y_1 について誘導を進める。

式(付6)に、接合部筋の場合 $x=-h=-0.5\delta_{vr(Ri)}$ 、またダボ筋の場合 $x=-h=-\delta_{vr(Ri)}$ を代入し、各鉄筋に単位せん断力 $q=1$ (N)が作用したときの残留鉛直変位上下間における軸方向筋の水平変位 y_B 、ダボ筋の水平変位 y_D を求めると、それぞれ式(付8)及び式(付9)となる。ただし、軸方向筋は反曲点までの変形なので残留壁脚部鉛直変位上下間の水平変位とするために2倍する。

$$y_B = \frac{1}{6E_s I_s \beta^3} \times \{ 2(1+\beta h)^3 + 1 \} \times 2 = \frac{(1+0.5\beta\delta_{vr(Ri)})^3 + 0.5}{1.5E_s I_s \beta^3} \quad (付 8)$$

$$y_D = \frac{1}{6E_s I_s \beta^3} \times \{ 2(1+\beta h)^3 + 1 \} = \frac{(1+\beta\delta_{vr(Ri)})^3 + 0.5}{3E_s I_s \beta^3} \quad (付 9)$$

以上から軸方向筋及びダボ筋の1本あたりの剛性は式(付10)及び式(付11)となる。

$$k_{B(Ri)} = \frac{1.5E_s I_s \beta^3}{(1+0.5\beta\delta_{vr(Ri)})^3 + 0.5} \quad (\text{柱内軸方向筋}) \quad (付 10)$$

$$k_{D(Ri)} = \frac{3E_s I_s \beta^3}{(1+\beta\delta_{vr(Ri)})^3 + 0.5} \quad (\text{ダボ筋}) \quad (付 11)$$

付録 2 コンクリート境界面変位の推定式

コンクリート境界面の変位 δ_{s0} は式(付6)に $x=0$ 、 $h=0.5\delta_{vr(Ri)}$ を代入することにより得られる。

$$\delta_{s0} = \frac{q}{2E_s I_s \beta^3} (1+0.5\beta\delta_{vr(Ri)}) \quad (付 12)$$

軸方向筋の水平変位 y_B と δ_{s0} との比は式(付13)となる。

$$\frac{y_B}{\delta_{s0}} = \frac{2(1+0.5\beta\delta_{vr(Ri)})^3 + 1}{(1+0.5\beta\delta_{vr(Ri)})} \quad (付 13)$$

ここで、 β と $\delta_{vr(Ri)}$ の範囲を考える。 β は本文式(14)から概ね0.02~0.06の範囲にあり、残留壁脚部鉛直変位は本文式(10)を用いて $R=1/200 \sim 1/50$ まで求めると概ね1~17mmとなる。変形段階が小さいときに β は大きくなり $\delta_{vr(Ri)}$ は小さくなるので δ_{s0} も小さくなる。変形段階が大きくなると逆の関係となる。この関係を考慮し式(付13)に上記範囲を代入すると、 y_B/δ_{s0} の範囲は式(付14)となる。

$$y_B/\delta_{s0} = 3.0 \sim 3.6 \quad (付 14)$$

式(付14)の y_B を壁脚部せん断変形 $\delta_{s(Ri)}$ に置き換え、簡単のために式(付15)とする。

$$\delta_{s0(Ri)} = \delta_{s(Ri)} / 3 \quad (付 15)$$

(2008年5月9日原稿受理, 2008年9月16日採用決定)