

床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁の実験

著者	小坂 英之, 山中 久幸, 荒井 康幸, 溝口 光男
雑誌名	コンクリート工学年次論文集
巻	30
号	3
ページ	445-450
発行年	2008
URL	http://hdl.handle.net/10258/00010506

論文 床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験

小坂 英之^{*1}・山中 久幸^{*2}・荒井 康幸^{*3}・溝口 光男^{*3}

要旨: PCa 連層耐震壁の工業化施工をよりいっそう推進することを目的として、一体打ち RC 耐震壁と同等の性能を得ることに拘らず、所要の性能を確保できればよいとの観点から、筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案し、一連の実験的研究を行っている。本論文では、床スラブの有無や想定階数（アスペクト比）を変えて検討を行った。その結果、スラブ付きの場合でも本構法は優れた靱性能を有していることや、アスペクト比が大きい場合でも、鉛直接合部滑り破壊時の強度は塑性ヒンジ領域のコッターを無効とすることで算定できることなどが解った。

キーワード: 鉄筋コンクリート、プレキャスト、連層耐震壁、鉛直接合部

1. はじめに

PCa 連層耐震壁の省力化構法として、筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案し、前報^{1, 2)}ではその構造性能を確認するための水平加力実験を行った。その結果、鉛直接合部が滑り破壊しても、水平せん断力-部材角曲線の包絡線は曲げ破壊型の場合と同様の性状を示し、構造的にも優れた靱性能を有していることが明らかになったので、本論文では床スラブの有無や想定階数（アスペクト比）を変えて更に実験的検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、前報²⁾の試験体 No.12 を基本試験体として、スラブの有無とアスペクト比（壁長）をパラメータとした3体であり、試験体一覧を表-1 に示した。スラブ付きの試験体 No.21 の形状と配筋を図-1 に示す。No.22 と No.23 にはスラブは無く、壁長を変化させたものであり、詳細は表-1 に示してある。試験体は柱側面と壁側面に接合部を設けた4層のPCa 連層耐震壁である。鉛直接合部にはコッター筋は設けていないが、壁厚と同じ梁幅の2G~5G の梁主筋は柱内に定着してあり、コッターは各層5個設けている。なお、鉛直接合部破壊後の壁パネルに加わる軸力は、壁板および基礎梁を介して基礎フーチングに伝わる構造となっている。

試験体の作製は上下逆にして壁部分全層を先打ちし、後に柱部分を打設する鉛直打ちとした。したがって、水平接合部は設けていない。No.21 のスラブのコンクリートは、耐震壁の型枠脱型

後に打設した。コンクリートは高流動豆砂利コンクリートであり、材料試験結果を使用鉄筋と共に表-2 に示す。

2.2 加力方法および計測方法

加力方法は図-2 に示すように、水平加力用のアクチュエータを梁3Gと5G位置(図-1参照)に配置し、水平力の試験体への伝達は同図中に示すように、加力用治具を壁パネル部分のコンクリートのみ両面から圧着して行った。水平加力の制御は4層位置の部材角で行い、1000分の1, 2, 4, 6, 10, 15, 20 rad.でそれぞれ2回の繰り返し加力を行った。軸力は同図に示すように加力用治具を介して壁パネル部分のみに圧縮力

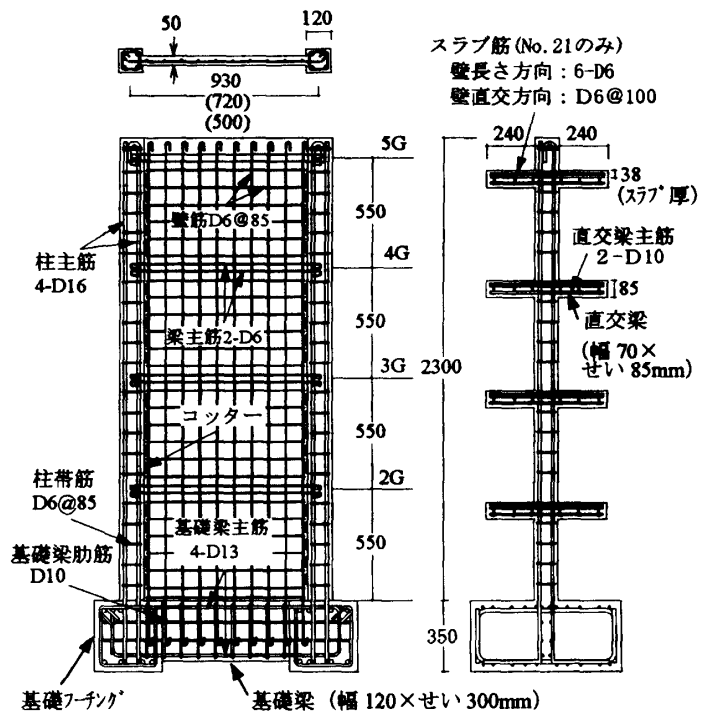


図-1 試験体形状および配筋

*1 三井住友建設(株) 技術研究所主任研究員 工修 (正会員)

*2 三井住友建設(株) 技術研究所建築研究開発部長 (正会員)

*3 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	No. 12 ²⁾	No. 21	No. 22	No. 23
試験体図				
壁高	2300mm			
壁長	930mm	930mm	720mm	500mm
アスペクト比	2.5			
想定階数	12階建て		14階建て	20階建て
軸圧	1.42N/mm ²		2.17N/mm ²	3.08N/mm ²
外力分布	逆三角形分布			
スラブ	無	有	無	
コッター	幅20mm×高さ42.5mm×深さ10mm @85mm (各層5個)			

表-2 使用材料の力学的性質

コンクリート 試験体名	部位	圧縮強度	引張強度	ヤング係数*
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
No.12 ²⁾	壁	44.3	2.58	27900
	柱	43.8	3.34	28000
No.21	壁	50.4	3.95	29600
	柱	48.7	3.70	29100
	スラブ	46.6	3.60	29500
No.22	壁	47.6	4.05	29600
	柱	44.5	3.57	29300
No.23	壁	47.5	4.19	28800
	柱	51.7	4.33	28700

* : 1/3割線弾係数

鉄筋	断面積	降伏強度	引張強度	伸び
	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	%
D16	198.6	393	584	22.7
D10	71.33	387	551	17.7
D6	31.67	309**	474	15.8

** : 0.2%耐力

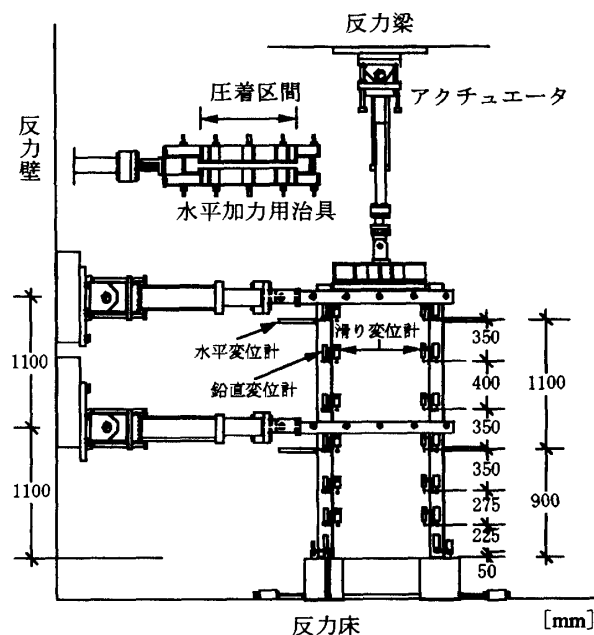


図-2 加力および計測装置

が加わるようにした。

変形の計測は、図-2に示すように2層と4層位置の両側柱の水平変位、柱脚及び柱脚から高さ2000mmまでを6分割した柱の鉛直変位、壁と柱の相対変位を測定した。また、柱主筋及び基礎梁主筋の歪み度も計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況と荷重-変形曲線

実験終了時における壁板および柱のひび割れ状況を、前報²⁾の基本試験体No.12と比較して図-3に示す。初ひび割れは、いずれの試験体とも1サイクル目で壁脚部引張側に発生している。斜めひび割れは、スラブ付きのNo.21は基本試験体No.12と同様に3層部にま

で発生しているが、アスペクト比が大きくなると上部のひび割れ数が少なくなり、また、斜めひび割れの角度も緩やかになっている。柱のひび割れは、No.12に比べてNo.21は少ないが、これは柱主筋量の違い(No.12は4-D13+2-D10)によるものと思われる。終局時には、スラブ付きのNo.21も含めて、全試験体で鉛直接合部のひび割れ面に大きな滑りが生じて破壊した。

図-4にNo.21のスラブのひび割れ状況を示す。図を見ると、壁板にほぼ直角なひび割れや、柱(鉛直接

合部)から放射状に発するひび割れが、スラブの上下面ともに多数発生している。終局時には、鉛直接合部付近のコンクリートが剥離剥落してパンチング破壊の様相を呈した。

荷重-変形曲線を図-5に示す。同図の荷重は1層目のせん断力 Q_1 であり、変形は4層位置の部材角 R_4 (両側柱の平均水平変位/変位計高さ)である。アスペクト比が大きい試験体ほど耐力は小さくなっているが、3試験体とも5サイクル目(部材角4/1000rad)で最大荷重をとり、以後のサイクルでのピーク荷重は徐々に低下しているものの急激な荷重の低下は見られず、優れた靱性能を示している。図-6に正加力時における荷重-変形包絡線をNo.12と比較して示す。No.12も4/1000radで一旦ピークをとっているが、6/1000rad以後徐々に上昇して15/1000radで最大荷重となっているのに対して、

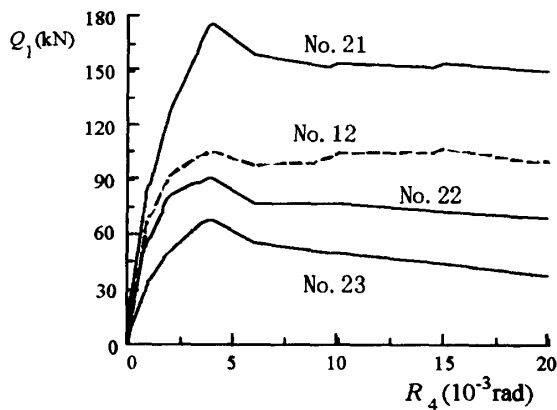


図-6 荷重-変形包絡線

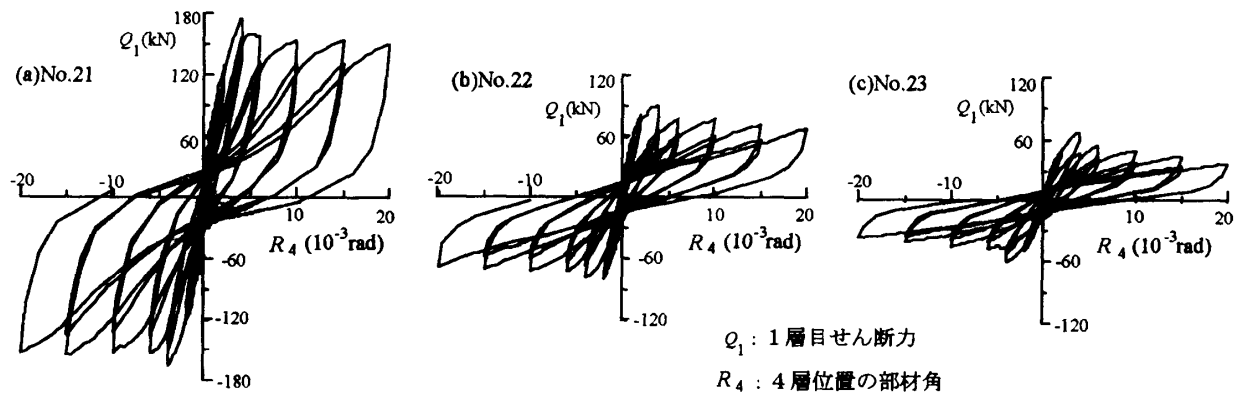


図-5 荷重-変形曲線

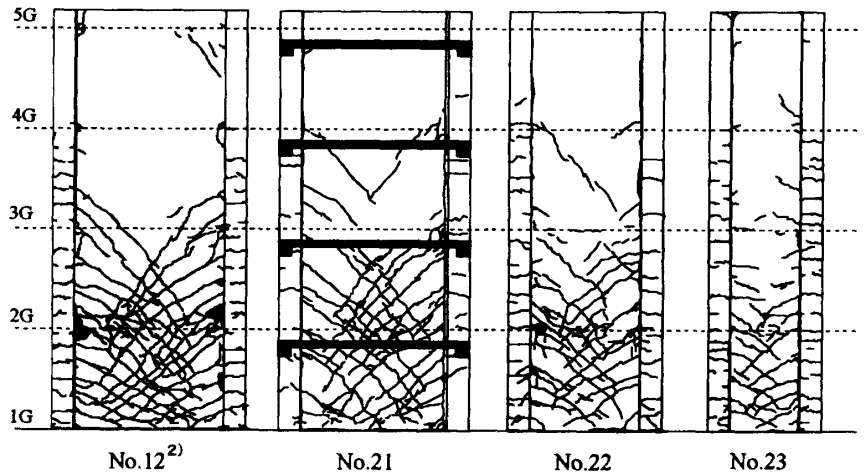


図-3 ひび割れ状況

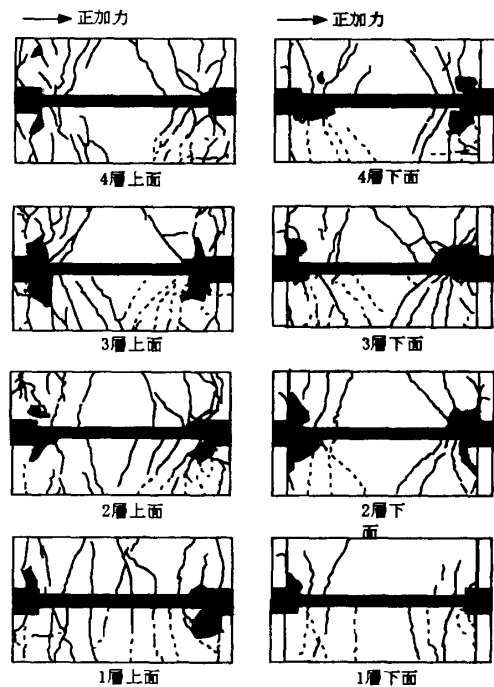


図-4 スラブ(No. 21)のひび割れ状況

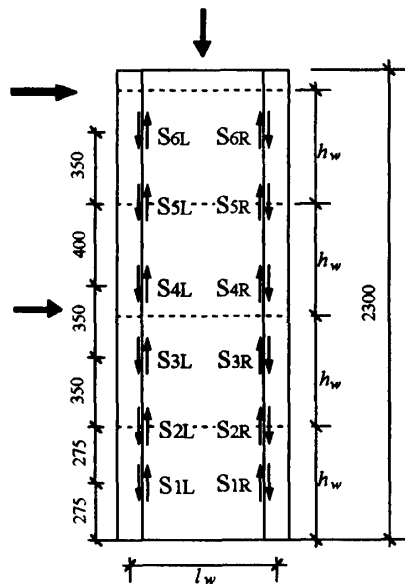


図-8 滑り変位計と方向

本論文の3試験体では荷重の上昇は見られず、6/1000rad 以後も緩やかに低下している。また、アスペクト比が大きい試験体ほど荷重低下の度合いがやや大きいようであり更に検討する必要がある。

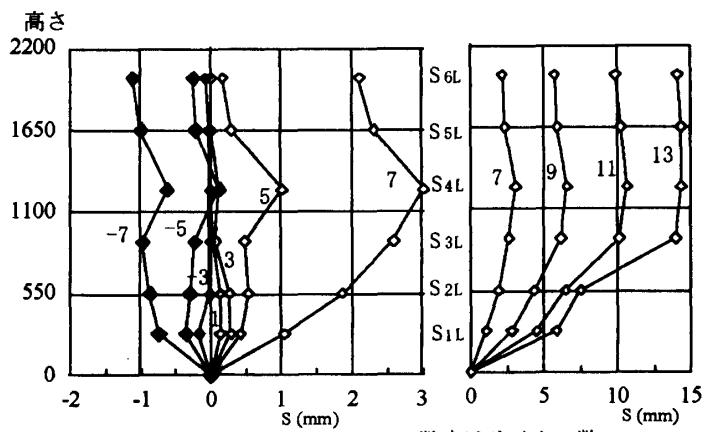
3.2 鉛直接合部の滑り性状

(1) 鉛直接合部の滑り分布

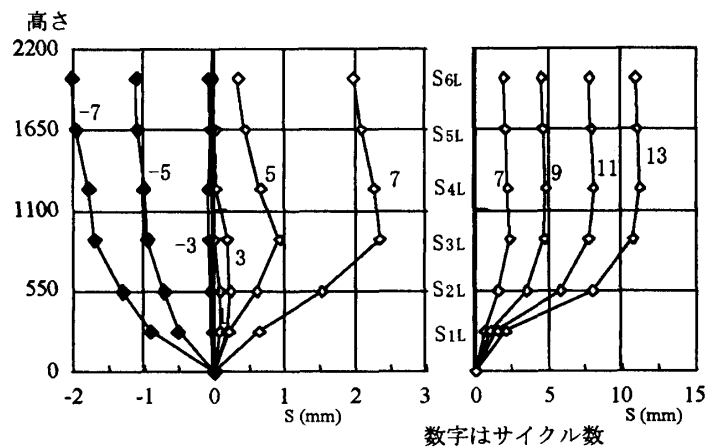
鉛直接合部の高さ方向滑り分布を図-7に示す。横軸に滑り変形 S を、縦軸に壁脚からの高さをとっており、図中の数字はサイクル数である。表示の奇数のサイクル数は各部材角の1回目であり、部材角 R_4 ではそれぞれ 1000 分の 1, 2, 4, 6, 10, 15, 20rad である。同図の左側には正負加力の7サイクルまでを、右側には正加力7サイクル以降を示している。また、これらの滑り分布は図-8に示すように左側(L側)の鉛直接合部の値であり、変位計の記号と滑りの正方向は図示の通りである。図-7を見ると、滑りは下層部(S_{1L} ~ S_{2L})から始まって徐々に上方に拡がっていくことが解る。その後、5~7サイクルで中層部(S_{3L} ~ S_{4L})の滑りが最大となった以降は S_{3L} より上層の滑りはほとんど同じ値となっている。因みに、各試験体の最大強度は前述のように5サイクル目(部材角 $R_4=4/1000rad$)でとっている。

(2) 滑り変形角

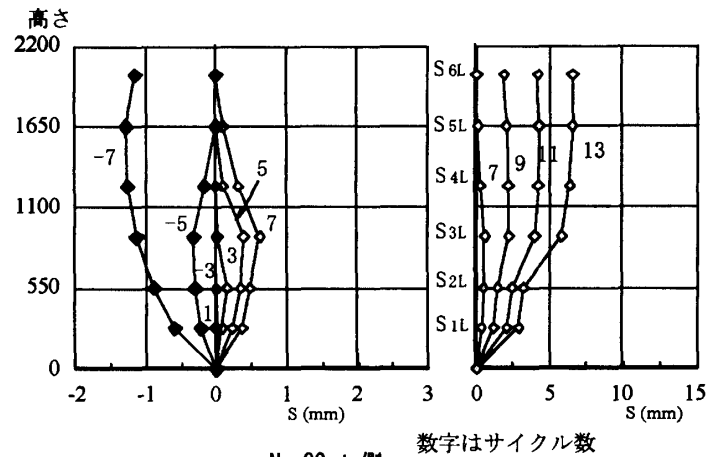
滑り変形/壁長 l_w を滑り変形角 R_s と定義して、上層部での滑り S_{5L} (図-8参照)の R_s と部材角 R_4 との関係



No. 21 L側



No. 22 L側



No. 23 L側

図-7 鉛直接合部の滑り分布

係を図示すると図-9のようになる。図を見ると、滑り変形角は、最大荷重の $R_4=4/1000rad$ 時には比較的小さいが、それ以降の $4/1000 \sim 6/1000rad$ から急増している。また、滑り開始後は滑り変形角 R_s と部材角 R_4 との関係は、全ての試験体で直線関係となっており、しかも変形のほとんどを滑り変形が占めていることが解る。

(3) 鉛直接合部のせん断力と滑り変形

図-10に S_{SL} および S_{2L} (図-8 参照) の位置における滑り変形 S と鉛直接合部のせん断力 Q_v との関係を示す。 Q_v は当該層のせん断力 Q_i から式(1)で算出した値である。同図中に一点鎖線で示す Q_{DV} は、柱-壁板間の接合筋を梁主筋として式(2)³⁾で算出した、鉛直接合部の1層当たりの終局せん断力である。

$$Q_v = (h_w / l_w) Q_i \quad (1)$$

$$Q_{DV} = 0.10 \sigma_B \cdot A_{sc} + \sigma_y \Sigma a_v \quad (2)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度, A_{sc} : コッター断面積, σ_y : 接合筋降伏強度, a_v : 接合筋断面積

図を見ると、 S_{SL} 位置の滑りが急増するせん断力 Q_v は、スラブの無い試験体 (No.12, No.22, No.23) ではアスペクト比によらずほぼ同じ値となっており、終局せん断力の計算値 Q_{DV} に近い値となっている。スラブ付きの No.21 はスラブ無し試験体より約 1.5 倍大きくなっている。 S_{SL} より下層の S_{2L} 位置では、滑りが急増するせん断力は、いずれの試験体においても S_{SL} 位置のせん断力より大きくなっている。このことは、下層の鉛直接合部せん断力が計算値 Q_{DV} を超えても、上層部での抵抗によって滑りが急増せずに、せん断力が更に大きくなっているものと思われる。

3.3 最大強度

表-3 に最大強度 Q_{1max} (1層目のせん断力 Q_1) の一覧を示す。本論文の3試験体 (No.21, No.22, No.23) はすべて鉛直接合部が滑り破壊して最大強度に至っており、その時の変形は4層位置の部材角 R_4 で $4/1000rad$ である。なお、前報²⁾の No.12 は最大強度とほとんど差のない滑り破壊時 ($R_4=4/1000rad$) の強度を示している。これらの最大強度実験値 Q_{1max} と同表の脚注に示した終局曲げ強度計算式による値を比較すると、その比は表示のように $0.50 \sim 0.81$ となっており、曲げ強度よりかなり小さな値で破壊していることが解る。

アスペクト比が等しい No.21 と No.12 の Q_{1max} を比較すると、スラブ付きの No.21 がスラブの無い No.12 の 1.6 倍になっており、スラブの影響が大きく現れている。また、アスペクト比の異なる No.12, No.22, No.23 について見ると、 Q_{1max} は 106, 85, 64kN となっており、アスペクト比が大きくなるほど最大強度は小さくなっている。

鉛直接合部滑り強度時の抵抗機構を図-11 のように考えて、式(3)で求めた壁脚部モーメント M_{VS} から1層せん断力を算出すると同表の Q_{VS} のようになる。

$$M_{VS} = l_w \Sigma Q_{DV_i} + a_w \sigma_{wy} l_w / 2 + N l_w / 2 \quad (3)$$

ここに、 a_w, σ_{wy} : それぞれ壁縦筋の断面積と降伏強度, Q_{DV_i} : 式(2)で算定される i 層の鉛直接

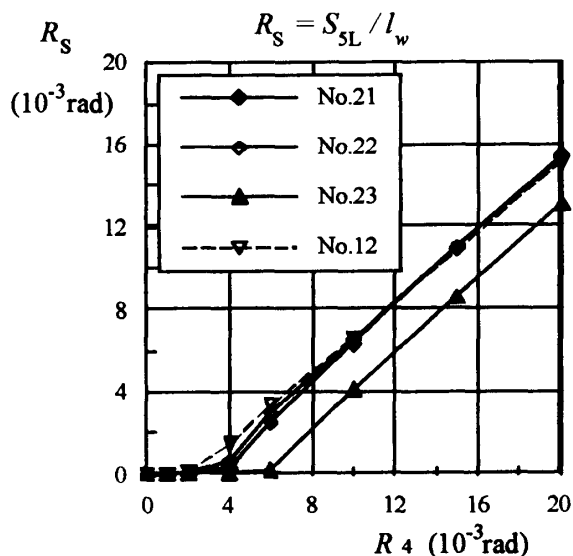
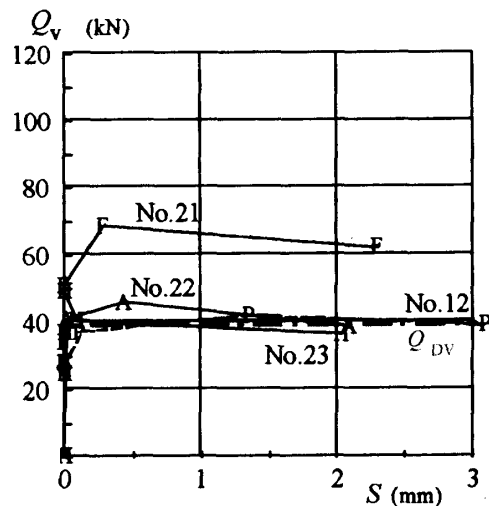
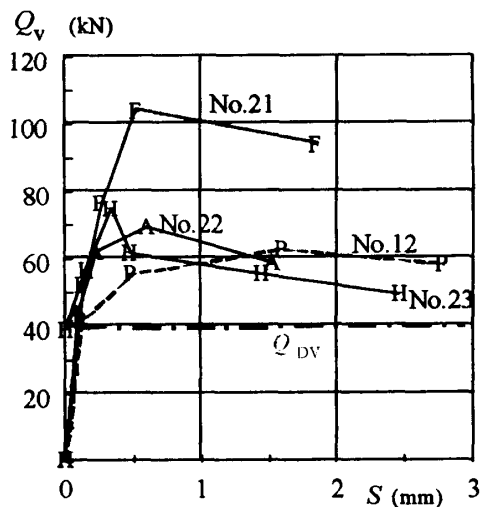


図-9 部材角と滑り変形角の関係



(a) S_{SL} 位置



(b) S_{2L} 位置

図-10 鉛直接合部せん断力と滑り変形の関係

表-3 最大強度

試験体名	実験値 最大強度						計算値		
	正側	負側	平均			曲げ強度	滑り強度		
	$+Q_{1max}$ (kN)	$-Q_{1max}$ (kN)	Q_{1max} (kN)	$\frac{Q_{1max}}{cQ_{BU}}$	$\frac{Q_{1max}}{cQ_{VS}}$	$\frac{Q_{1max}}{cQ_{VS*}}$	$cQ_{BU}^{注1}$ (kN)	cQ_{VS} (kN)	cQ_{VS*} (kN)
No.12 ²⁾	107	106	106	0.60	0.84	0.99	176	126	107
No.21	175	166	171	0.81	1.30	1.55 (1.14)	211	131	110 (150)
No.22	91	80	85	0.50	0.84	0.96	172	101	89
No.23	68	59	64	0.50	0.87	0.94	127	73	67

注1) $M_{BU} = 0.9a_w\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy} D + 0.5ND(1 - N/BDF_c)^{4)}$ より算出した1層目せん断力

注2) cQ_{VS*} : ヒンジ領域のコッターを無効とした場合

() 内はスラブ有効幅内のスラブ筋を有効とした場合

合部終局せん断強度

実験値 Q_{1max} と計算値 cQ_{VS} を比較するとその比は、スラブ無しの場合は0.84-0.87で計算値が大きく、スラブ付きの場合は1.30であり計算値がかなり小さくなっている。そこで、前述のように強度時の部材角 $R_4=4/1000rad$ (5サイクル) では下層部に滑りが生じており、また、ひび割れが多く発生しているので、この部分のコッターは最大強度に寄与しないものと考えて、ヒンジ領域⁵⁾ のコッターを無視して計算すると cQ_{VS*} のようになる。この計算値と実験値を比較すると Q_{1max}/cQ_{VS*} はスラブ無しの場合には0.94-0.99となり、アスペクト比が異なってもほぼ対応している。

スラブ付きのNo.21では Q_{1max}/cQ_{VS*} は1.55となり、計算値 cQ_{VS*} は実験値に比べてかなり小さい。このことは直交梁に定着されているスラブ筋が、鉛直接合部の接合筋と同等の作用をしている為と考えられる。そこで、スラブ協力幅⁶⁾ 内のスラブ筋 (両側で2本) を接合筋に加えて計算すると同欄の()内の値になり、 Q_{1max}/cQ_{VS*} は1.14となる。この試験体のスラブ協力幅は片側93mmであるが、135mmの位置にあるスラブ筋も加えると (両側で計4本) Q_{1max}/cQ_{VS*} は0.90となる。実験値はこの両計算値の間にあるので、スラブ付きの場合は、ほぼ有効幅内のスラブ筋を接合筋として考慮すれば良いと思われる。

4. むすび

鉛直接合部の滑りを許容したPCa連層耐震壁に関して、スラブの有無とアスペクト比を変えた実験を行った。得られた結果は以下のようにまとめられる。

- (1)アスペクト比が大きくなると滑り破壊後に耐力が徐々に低下する傾向が見られたが、スラブの有無に拘わらず曲げ破壊型と同様の優れた靱性能を有している。
- (2)滑り変形は、部材角が1000分の4-6radで急増し、以後の変形のほとんどを滑り変形が占める。

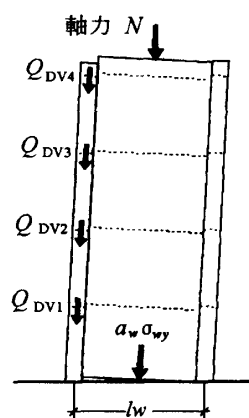


図-11 応力機構

- (3)滑り強度は、アスペクト比によらずヒンジ領域のコッターを無効として式(3)から算定できる。
- (4)スラブ協力幅程度までのスラブ筋は、接合筋として働くので、滑り強度算定時に考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部の滑りを許容したPCa連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.457-462, 2005
- 2) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁の滑り強度に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.427-432, 2006
- 3) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 1984
- 4) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)
- 5) 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
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-, 1999