

# [106] 純振りを受ける鉄筋コンクリート開断面耐震壁の破壊性状

正会員 ○ 荒井 康 幸 (室蘭工業大学)  
 正会員 柴田 拓 二 (北海道大学)  
 城 攻 (同上)  
 岡野 昌 明 (鹿島建設)

## 1. まえがき

建築構造物では耐震壁は重要な耐震要素であるが、従来は設計上、耐震壁を全て平面上二方向の平面壁に分解し、それぞれの入力方向の面内剛性と耐力を評価するのが一般であった。しかし、例えばコア壁などのようにコ型平面をもつ耐震壁では連続する二方向の壁が一体に挙動して、単一平面壁に見られない性状を示すため、開断面耐震壁として総合的に評価されるべきである。筆者らは、これまでに種々のコ型開断面耐震壁について主に振れを拘束した場合の水平加力実験を行ない基礎的な資料を得てきたが<sup>1)~3)</sup>、本論では、純振り繰返し加力時の弾塑性性状について報告する。

## 2. 実験方法

(1) 試験体及び加力方法 試験体形状を図-1 (a), (b) に示す。試験体は表-1 に示すように壁厚、壁内法幅を一定とし壁高と壁周辺柱の寸法を変化させた4種類である。基礎にはコンクリートを使用した。壁、柱、スラブにはモルタルを用い、鉛直打ちで作製した。壁(3cm厚)には溶接金網(縦横 2.7φ@5cm)を用い、壁補強筋比を0.389%とした。5cm<sup>2</sup>の周辺柱には軸鉄筋2-6φ、8cm<sup>2</sup>の周辺柱には軸鉄筋2-D10を配筋し、いずれもスパイラル筋(2.7φ@3cm)を巻いてある。モルタル及び鉄筋の力学的性質を表-1及び表-2に示す。

加力は基礎を固定し図-1 (a), (c) に示すように、鋼製円板(厚4cm, 710φ)の中心を計算上の剪断中心に一致するようにして加力スラブに固定し、ワイヤロープ(20φ)を円板の周囲に沿わせて取付け、円板に偶力を加えて試験体頂部に振りモーメントを与えた。

加力は壁頂部の振れ角によって制御し、図-1 (c) に示すように回転方向を転換して正負交番の漸増繰返し加力を行なった。

(2) 計測方法 計測は基礎板を基準として図-2 (a) に示すように壁頂各部の水平変位、隅柱頂部鉛直変位に加えて、各壁面を同図(b) に示すように6等分し曲げ変形を計測した。壁周辺柱の柱頭、柱脚及び中間部の軸鉄筋歪度を抵抗線歪計により計測した。

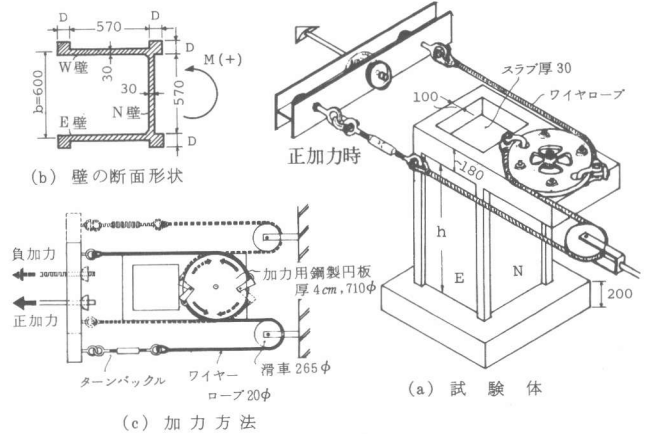


図-1 試験体と加力方法

表-1 試験体寸法とモルタルの性質

	壁高 h cm	柱断面 D×Dcm	$f_c$ Kg/cm <sup>2</sup>	$f_t$ Kg/cm <sup>2</sup>	$E \times 10^4$ Kg/cm <sup>2</sup>
P T-G	108	5×5	355	20.8	2.18
P T-J		8×8	382	26.3	2.41
P T-H	68	5×5	387	25.0	2.46
P T-K		8×8	359	24.2	2.43

表-2 鉄筋の性質

	a mm	$\sigma_y$ Kg/mm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ Kg/mm <sup>2</sup>	伸び %
壁筋	2.7φ	5.83	68.1**	83.5
柱軸筋	6φ	24.9	33.2	42.2
	D10	71*	39.3	55.1
スパイラル筋	2.7φ	5.82	32.5	42.7

\*公称断面積 \*\*0.2%耐力

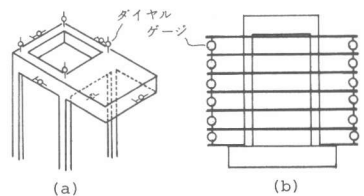


図-2 計測方法

### 3. 実験結果とその考察

#### (1) 破壊性状及び荷重-変形曲線

実験終了時の各壁板の亀裂状況を外側から展開して図-3に示す。また、図-4に振りモーメント  $M_T$  と壁頂部の振り角  $\phi$  との関係を示す。各試験体ともまずE壁（負加力ではW壁）開口側下隅角部に角度の緩やかな亀裂が発生し、続いて斜め大亀裂がE壁，W壁に発生した。この斜め大亀裂によって  $M-\phi$  曲線の包絡線上で剛性が急変した。これらの亀裂は正負漸増繰返し回数の増大に伴ってX状に多数交錯して発生し亀裂の幅も拡がる。そり拘束ねじり理論によれば，N壁の中央部とE（W）壁側とでは剪断流れの向きが逆方向となる。本実験では，N壁の斜め亀裂は負加力で発生し正加力で進展する場合もあるが，多くはE（W）壁側の剪断流れの向きに対応する亀裂が卓越していた。しかし，これらN壁の亀裂幅は大きく開くことはない。また，II～IIIサイクルの加力でE，W壁の上部梁との境界付近に曲げによる亀裂が発生した。周辺柱の軸鉄筋はいずれもまず柱脚で降伏し，更に柱頭でも降伏して  $M-\phi$  曲線に見られるような降伏現象を示して大変形に至った。ただし，PT-Kでは最大耐力を示した後，E壁が剪断破壊して急激に耐力が低下した。

(2) 耐力及び変形 表-3に剛性の急変の原因となるE，W壁の大斜め亀裂発生時の振りモーメントと変形を示す。  $expM_{sc}$  の値は全試験体を通じて大差ないが，振れ角  $exp\phi_{sc}$  は壁高が大きい程，また周辺柱剛性が小さいほど大となっている。表中の  $expQ_{sc}$  はE，W壁の面内剪断力を外力の振りモーメントがこの逆向き平行な剪断力による偶力と釣り合うとして求めた値であり， $sR_{sc}$  は剪断変形角で各壁頂部で実測された水平変位  $\delta$  から曲げ変形  $\delta_0$ （図-2（b）の分割区間毎の曲率を一定として算出）を差し引いた値  $\delta_0$  により  $\delta_0/h$  として求めた。また周辺柱の断面積が柱位置の各点に集中しているものと仮定して，コ型断面片持はりの自由端に集中振りモーメントが作用する場合の剪断流れをそり拘束ねじり理論に

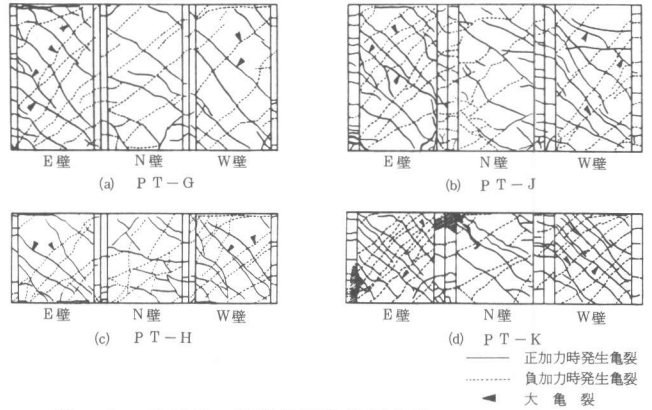


図-3 各壁板の実験終了時亀裂状況

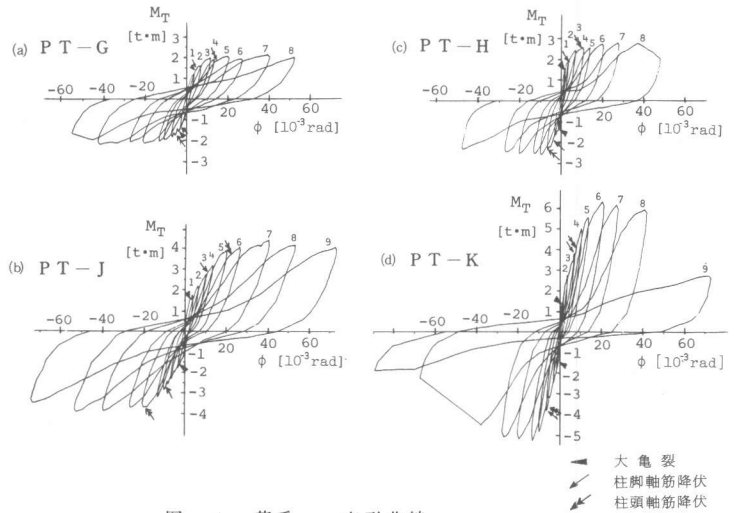


図-4 荷重-変形曲線

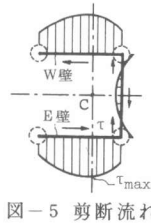


図-5 剪断流れ

表-3 斜め大亀裂発生荷重

試験体	方向	$expM_{sc}$	$exp\phi_{sc}$	$expQ_{sc}$	$sR_{sc}$	$calM_{sft}$	$expM_{sc}$
		t·m	$10^3 rad$	t	rad	t·m	$calM_{sft}$
PT-G	E壁+	1.56	5.42	2.60	1.41		0.82
	E壁-	1.59	3.98	2.65	0.87		0.83
	W壁+	1.40	4.25	2.33	0.55	1.91	0.73
	W壁-	1.85	6.79	3.08	0.69		0.97
	平均	1.60	5.11	2.67	0.88		0.84
PT-J	E壁+	1.63	2.62	2.72	0.52		0.62
	E壁-	1.98	4.89	3.30	0.89		0.75
	W壁+	1.63	2.62	2.72	0.65	2.65	0.62
	W壁-	1.66	2.55	2.77	0.45		0.63
	平均	1.73	3.17	2.88	0.63		0.66
PT-H	E壁+	1.97	3.59	3.28	0.51		0.86
	E壁-	1.45	2.16	2.42	0.55		0.63
	W壁+	1.81	2.45	3.02	0.46	2.29	0.79
	W壁-	1.65	2.43	2.75	0.49		0.72
	平均	1.72	2.66	2.87	0.50		0.75
PT-K	E壁+	1.36	0.90	2.27	0.28		0.56
	E壁-	1.35	0.40	2.25	0.22		0.55
	W壁+	1.36	0.90	2.27	0.43	2.44	0.56
	W壁-	2.04	2.06	3.40	0.41		0.84
	平均	1.53	1.07	2.55	0.34		0.63

$expQ_{sc} = expM_{sc}/b$ ， $sR_{sc}$ ：各壁板の剪断変形角  
 $calM_{sft}$ ：そり拘束振りによる剪断応力度が  $F_t$  に達する振りモーメント

従って計算すると図-5のようになる。この  $\tau_{max}$  がモルタルの引張強度  $F_t$  に達するときの振りモーメントを  $calM_{sfl}$  として表-3に示す。各試験体の E, W 壁, 正負の  $sR_{sc}$  の平均値は  $0.34 \sim 0.88 \times 10^{-3}$  rad. となっているが, 各試験体の  $sR_{sc}$  の最小値をとれば  $0.22 \sim 0.55 \times 10^{-3}$  rad. 平均  $0.42 \times 10^{-3}$  rad. となっており, 既往の振り拘束断面壁の大亀裂発生時剪断変形角  $0.32 \sim 0.54$  (平均  $0.42$ )  $\times 10^{-3}$  rad.<sup>3)</sup> とほぼ一致している。  $expM_{sc}/calM_{sfl}$  は  $0.55 \sim 0.97$  平均  $0.72$ , また各試験体の最小の  $sR_{sc}$  に対応する  $expM_{sc}/calM_{sfl}$  は  $0.55 \sim 0.79$  平均で  $0.68$  となりこれも振り拘束断面壁の  $expQ_{sc}/Q_{sfl} = 0.52 \sim 0.82$  (平均  $0.66$ ) とほぼ一致している。

最大振りモーメント  $expM_{BU}$  とその時の振れ角  $exp\phi_{BU}$  を表-4に示す。  
 $expM_{BU}$  は柱剛性が大きい程, 壁高が小さい程明らかに大きい。全試験体で柱脚軸筋が降伏しているので, 単一平面壁の曲げ終局耐力を  $calM_{BU} = 0.9 a_t \sigma_t D + 0.4 a_w \sigma_w D$ <sup>4)</sup> で評価して  $calM_T = b(calM_{BU}/h)$  により E, W 壁の壁脚降伏時振りモーメントを求めると表示のようになり,  $expM_{BU}/calM_T$  の値は正加力側  $1.40 \sim 1.68$  平均  $1.51$ , 負加力側  $1.18 \sim 1.75$  平均  $1.41$ , 正負を含め全平均  $1.46$  となっている。負加力側のばらつきが大きい, 全般に実験値が上記計算値を上回っていることは, 柱頭の軸筋が降伏歪度に達していることと合わせて壁頂部の梁とスラブによる壁断面のそり拘束の効果があることを示している。最終的に剪断破壊した PT-K の最大耐力時における E, W 壁の面内剪断力は正負加力時でそれぞれ  $10.48t$ ,  $8.80t$  となる。広沢の平面壁の剪断耐力式  $\{calQ_{SU} = \{0.0679 Pt^{0.23} (F_c + 180) / \sqrt{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}}\} be \cdot j\}$ <sup>4)</sup> による計算値と実験値との比は  $0.99, 0.83$  となっていて, 個々の壁の剪断耐力は単体平面壁の剪断耐力とほぼ同等である。

(3) 振り中心の推移 図-6に初回加力開始時と各繰返しピーク荷重時の振り中心位置を示す。加力開始時の振り中心は柱剛性の小さい PT-G, PT-H では図-5のようにして求めた計算上の振り中心近傍にあるが, 柱剛性の大きい PT-J, PT-K では断面図心側に約  $10\text{ cm}$  寄っている。繰返しピーク時の振り中心は, PT-K を除き正加力時には W 壁側, 負加力時には E 壁側に移動している。これは振り拘束による直応力が, 開口側で引張となる場合に E, W 壁の剛性が低下し正負加力時の剛性が異なることを示している。高壁, 細柱の PT-G の振り中心は正負繰返しによって, W 壁側の柱および E 壁側の柱に向かって移動する傾向を示すが, 柱の太い PT-J では E, W 壁の中央で N 壁の外側  $5\text{ cm}$  付近に集まり移動範囲が小さい。低壁, 細柱の PT-H では一旦 E 側にきた負加力時の振り中心が, 繰返しの進行に伴って W 壁側に移動し, また振り中心は N 壁にまで達している。E 壁が剪断破壊した PT-K では剛性の低下が E 壁に片寄って, 上記の傾向が更に強まり, 正負両加力において振り中心が W 壁側に移動すると共にコ型断面の内部にまで達している。

(4) 初期振れ剛性 図-7に加力開始後半サイクルの振りモーメントと振り角の関係を示す。また, 同図に柱断面を考慮に入れたそり拘束振り理論による剛性を  $K_T$  として示した。そり拘束振り理論による振り剛性は, 実験値よりかなり高めの値となっている。これはそり拘束振り理論では剪断応力による変形を無視しているためと考えられる。ここで, 単純な仮定の下に 2 次剪断応力による剪断変形を考慮してみた。片持はりの自由端に集中振りモーメントが作用する場合の剪断応力の分布は図-5のようになるが, いまの場合 St. Venant の振り剛

表-4 最大耐力

試験体	方向	$expM_{BU}$	$exp\phi_{BU}$	$calM_T$	$expM_{BU}$
		t·m	$10^{-3}$ rad	t·m	$calM_T$
PT-G	+	2.12	39.2	1.26	1.68
	-	2.20	41.8		1.75
PT-J	+	4.40	40.5	2.81	1.57
	-	3.92	52.7		1.40
PT-H	+	2.79	27.3	2.00	1.40
	-	2.62	9.9		1.31
PT-K	+	6.29	20.1	4.48	1.40
	-	5.28	13.2		1.18

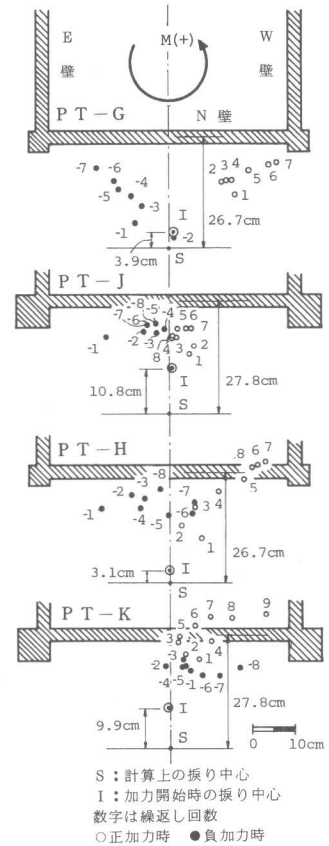


図-6 振り中心の推移

性は非常に小さいので、断面の剪断応力を固定端の剪断応力で代表させ、全壁高について一定とする。いま、E壁およびW壁を取り出し、この剪断応力によるひずみエネルギーと等価になるような壁頂部の剪断変形  $\epsilon_w \delta_s$  を求める。これより  $\phi_s = 2\epsilon_w \delta_s / b$  として剪断変形により付加される振り角が得られるものとする。以上によって求めた  $M_T - \phi$  関係が図-7の  $K_{TS}$  で実験結果と極めてよく一致している。

(5) そり変形 図-8 (a) に1サイクル目ピーク時までの振りモーメントとE, W壁相互の相対そり変形角  $\theta_R$  を示す。最初の加力開始直後では、壁高の大きいPT-G, PT-Jの実験値  $\theta_R$  は計算値よりも小さい値を示しているが、概ね各試験体とも計算値とほぼ等しい。従って加力開始後の初期には壁上部梁スラブによる壁のそり拘束の影響は小さいと考えられる。同図 (b) に繰返しピーク時のそり変形角の一例を示す。正加力では  $\theta_E$  が繰返しに伴って大きくなるのに対し、 $\theta_W$  の変化は小さい。

負加力ではその逆になっており、これは先の振り中心の移動と対応している。

(6) 剪断剛性 繰返しピーク時のE, W

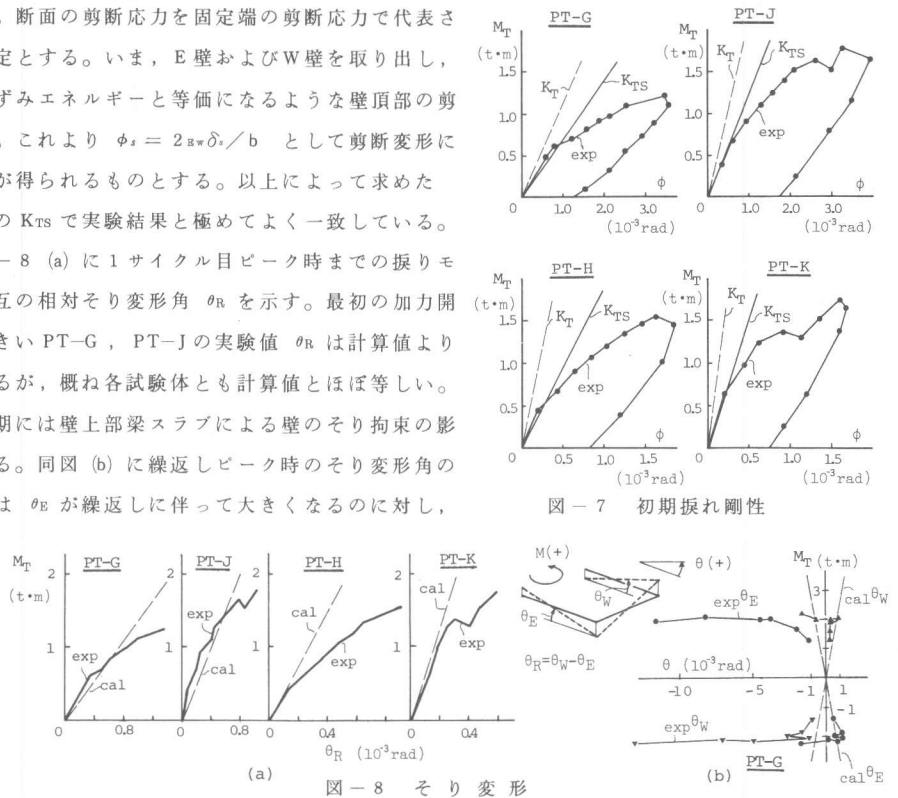


図-7 初期捩れ剛性

図-8 そり変形

壁の面内剪断力と剪断変形  $\delta_s$  との関係を図-9に示す。全試験体とも剪断破壊に先立って柱軸鉄筋の降伏を生じ、荷重-全変形曲線の降伏と対応しているものと考えられるが、図-9によれば  $Q - \delta_s$  関係にも降伏現象が認められる。この現象の意味については更に検討を重ねたい。同図の  $Q - \delta_s$  関係の第2勾配については、剪断大亀裂発生荷重とその時の変形により定まる点と、前述の剪断耐力  $cal Q_{Su}$  推算値と既往の振り拘束開断面壁の初期剛性に対する剪断耐力時剛性低下率

$\beta_u = 0.67 cal \beta_u$  <sup>3)</sup>, ただし  $cal \beta_u = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14$  <sup>5)</sup> を組合せて定まる点とを結びと図-9の太実線のようになり、実験値とよい一致が見られる。

#### 4. むすび

振りを受けるコ型RC開断面壁の弾塑性性状を実験的に検討した。特に、振りに伴う2次剪断応力による変形の評価、その剪断力による亀裂発生荷重と変形、亀裂発生後の剪断剛性、振り中心の推移等について考察した。

(本研究の実験データの処理には北大大型電子計算機センターHITAC-M180を使用した)

#### 参考文献

- 1) 柴田、他 「鉄筋コンクリートコ型開断面耐震壁の抵抗性状について」 日本建築学会大会 S 51.10 P 1571 ~ 1572
- 2) 柴田、他 「架構拘束開断面耐震壁の弾塑性性状」 同上 S 53.9 P 1645 ~ 1646
- 3) 柴田、他 「鉄筋コンクリート開断面耐震壁の弾塑性性状」(その1),(その2) 同上 S 54.9 P 1501 ~ 1504
- 4) 広 沢 「建築研究資料」 66 建設省建築研究所 1975. 5
- 5) 菅 野 「鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究」 コンクリート・ジャーナル vol.11, 62, 1973. 2

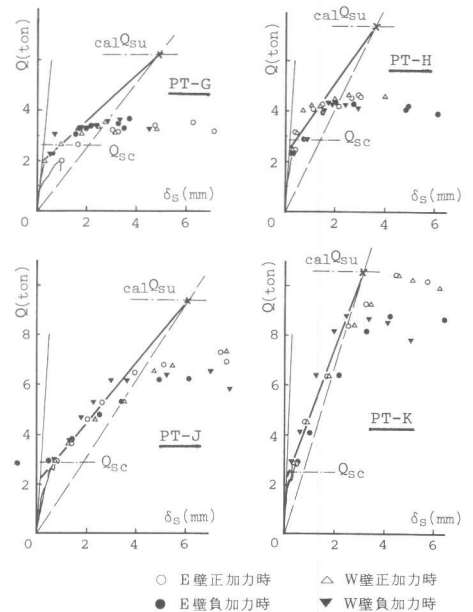


図-9 剪断力と剪断変形の関係