

[178] 1層2はり間耐震壁の終局せん断強度に関する実験的研究

正会員 望月 重 (武蔵工業大学工学部)  
 正会員 ○袴田 浩 (大林組)

§ 1. はじめに

連層連はり間耐震壁の力学的性質に対し、中間はり・柱が果す役割については定量的な研究資料が少なく、実際設計において中間はり・柱が壁体の終局せん断強度およびその抵抗破壊機構に及ぼす影響についてはほとんど考慮されていない。

本研究は、1層2はり間耐震壁の中間柱および付帯架構の効果を実験的に明らかにし、鉄筋コンクリート連層連はり間耐震壁の終局せん断強度およびその抵抗破壊機構の検討を行うものである。

§ 2. 実験概要

試験体は図-1に示す如く、1層2はり間の鉄筋モルタル耐震壁で、中間柱の主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比(以後、「主筋比」と略す)、帯筋比および側ばりのあばら筋比をパラメータとしている。試験体の配筋は、壁筋比 $P_s$ 、周辺架構の主筋比 $P_g$ および側柱の帯筋比 $cP_w$ を、それぞれ、0.50%( $2\phi 42$ )、1.68%( $4-4.1\phi$ )および0.465%( $2.0\phi \square -a30$ )と一律、中間柱の主筋比 $P'_g$ を0.67%( $4-2.6\phi$ )および1.68%の2種類、側ばりのあばら筋比 $bP_w$ を0.465%および0.930%( $2.0\phi \square -a15$ )の2種類、中間柱の帯筋比 $cP'_w$ を0.298%( $1.6\phi \square -a30$ )および0.465%の2種類とした(表-1参照)。なお、試験体の総数は7体(中間柱のない試験体を一体含む)である。試験体名の最初の記号WおよびDWは、それぞれ中間柱のない試験体および中間柱のある試験体を表し、次の3つの数字は、それぞれ中間柱の主筋比、側ばりのあばら筋比および中間柱の帯筋比を表す(17→1.68%, 09→0.930%, 07→0.67%, 05→0.465%, 03→0.298%)。表-2に、使用材料の性質を示す。試験体の加力は、1層2はり間耐震壁を一体と考えた、壁体の対角線2方向に等量の引張と圧縮を同時に加力するものであり正負交番繰り返し加力を行う。荷重段階は50~500kg 毎とする。載荷プログラムを表-3に示す。試験体の測定は、高感度変位計により壁体の変形、歪ゲージによりモルタル表面と鉄線の歪の測定を行う。

§ 3. 実験結果

3-1 強度

表-4は、試験体の各種強度および破壊形式を示したものである。なお、せん断応力度算定のための断

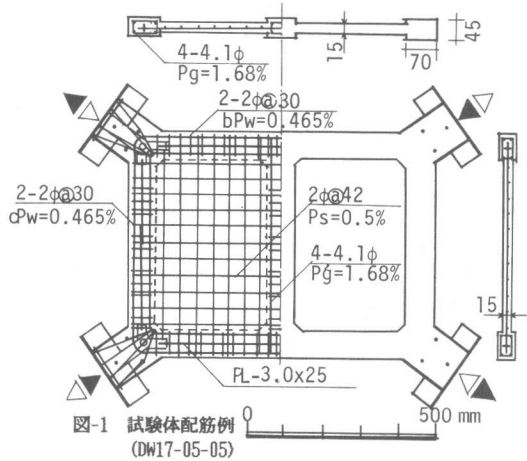


表-1 試験体の諸元一覧

試験体名	$l$	$h$	$P_s$	$P_g$	$P'_g$	$bP_w$	$cP_w$	$cP'_w$
W00-05-00	73.0	52.0	0.50	1.68	-	0.465	0.465	-
DW07-05-03	73.0	52.0	0.50	1.68	0.67	0.465	0.465	0.298
DW07-05-05						0.465		0.465
DW07-09-05					0.67	0.930		0.465
DW17-05-03					1.68	0.465		0.298
DW17-05-05						0.465		0.465
DW17-09-05	73.0	52.0	0.50	1.68	1.68	0.930	0.465	0.465

記号  $l$ ( $h$ ):側柱(はり)中心間水平(鉛直)距離(cm),  
 $P_s$ :壁筋比(%),  $P_g$ ( $P'_g$ ):周辺架構(中間柱)の主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比(%),  $bP_w$ :側ばりのあばら筋比(%),  $cP_w$ ( $cP'_w$ ):側柱(中間柱)の帯筋比(%)

表-2 使用材料の性質 単位(kg/cm<sup>2</sup>)

鉄線	1.6mm	2.0mm	2.6mm	4.1mm	鉄板	3.0mm
降伏点	2120	2280	1990	1590	降伏点	3300
引張強度	3050	3050	3220	3030	引張強度	4620

モルタル	$c\sigma c$	$c\sigma t$	$E_c \times 10^5$	Gcal
W00-05-00	332	21.4	2.00	85714
DW07-05-03	324	19.5	1.84	78857
DW07-05-05	328	20.9	1.75	75000
DW07-09-05	367	18.1	1.91	81857
DW17-05-03	354	20.1	1.87	80143
DW17-05-05	321	20.7	1.81	77571
DW17-09-05	376	18.3	1.88	80571

記号  $c\sigma c$ ( $t$ ):モルタル圧縮(引張)強度,  $E_c$ :モルタルのヤング率( $c\sigma c/3$ の割線剛性とした),  
 $Gcal = E_c/2(1+\nu)$  (但し,  $\nu=1/6$  とした)

表-3 載荷プログラム

R(±)	1	2	4	6	8	10	12	14	F	記号
Cycle (±)	1	4	7	10	13	16	19	20	21	R:部材角( $\times 10^{-3}$ ) F:破壊まで
	3	6	9	12	15	18				

面積は、壁厚×側柱中心間距離（ $t_l$ ）とした。以後の結果および考察は、正側加力時について述べる。

各種強度および破壊形式についてまとめると、

- (1) 壁板ひびわれ発生時の壁板のせん断応力度  $w\tau_{cr}$  は  $14.9 \sim 26.8 \text{ kg/cm}^2$  であり、モルタル圧縮強度の平方根との比は、DW17-09-05において1.40と大きい値を示すものの、その他の試験体では0.79~1.19となり、中間柱の有無および中間柱の主筋比の違いによる影響はみられなかった（表-4参照）。
- (2) 図-2に示す、中間柱の主筋比  $P'g$  と、中間柱ひびわれ発生時のせん断応力度とモルタル圧縮強度の平方根との比  $mc\tau_{cr}/\sqrt{c\sigma_c}$  の関係より、 $P'g$  に比例して  $mc\tau_{cr}/\sqrt{c\sigma_c}$  は増加することがわかる。実験において、中間柱に発生したひびわれは主に引張りひびわれであり、このことより、中間柱のひびわれ強度は、 $P'g$  との相関が強いものと考えられる。
- (3) 図-3および4は、それぞれ周辺架構のせん断ひびわれ発生時および曲げひびわれ発生時の壁板のせん断応力度とモルタル圧縮強度の平方根との比  $f\tau_s/\sqrt{c\sigma_c}$  および  $f\tau_f/\sqrt{c\sigma_c}$  と、 $P'g$  との関係を示したものである。図からわかるように、 $f\tau_s/\sqrt{c\sigma_c}$  および  $f\tau_f/\sqrt{c\sigma_c}$  は、前者に比して後者は増分が少ないものの、両者とも  $P'g$  に比例して増加している。周辺架構のせん断および曲げの初ひびわれは、側ばりに発生したものであり、側ばりのせん断力および曲げモーメントは、中間柱の引張力により減少することから、周辺架構のせん断および曲げひびわれ強度は、 $P'g$  を増すことで増加したものと考えられる。
- (4) 図-5に、壁体の最大荷重時の壁板のせん断応力度とモルタルの圧縮強度の平方根との比  $\tau_{max}/\sqrt{c\sigma_c}$  と、中間柱の引張強度  $N_u$  との関係を示した。この図および表-4より、中間柱のない試験体W00-05-00（ $38.7 \text{ kg/cm}^2$ ）と、試験体DW07および試験体DW17のそれぞれの平均値（ $45.2$ および $49.7 \text{ kg/cm}^2$ ）とを比較してみても、前者は17%、後者では28%の耐力上昇があることから  $N_u$  を増すことで  $\tau_{max}$  は増加することがわかる。また、実験では側ばりのせん断破壊により終局に至ったため、 $\tau_{max}$  について側ばりのあばら筋比の違いにより比較してみると、側ばりのあばら筋比を0.465%から0.930%に増すことで、試験体DW07では10%、試験体DW17では12%耐力が上昇していることから、側ばりのあばら筋比を増すことによって、側ばりのせん断破壊により支配される場合の壁体の耐力は増加することがわかる（表-4参照）。

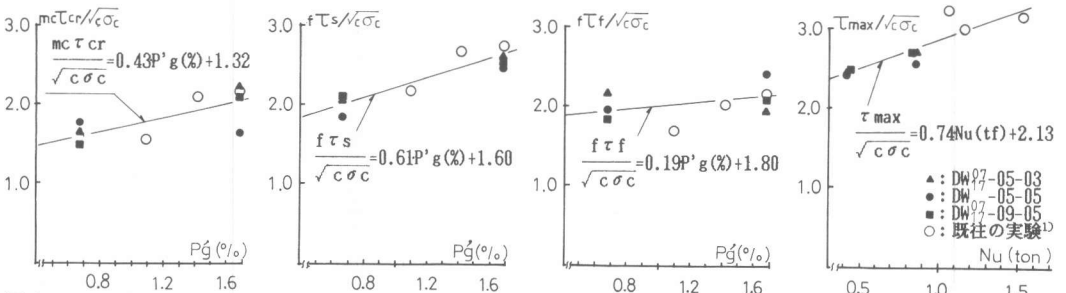


図-2  $mc\tau_{cr}/\sqrt{c\sigma_c}-P'g$  の関係 図-3  $f\tau_s/\sqrt{c\sigma_c}-P'g$  の関係 図-4  $f\tau_f/\sqrt{c\sigma_c}-P'g$  の関係 図-5  $\tau_{max}/\sqrt{c\sigma_c}-N_u$  の関係

表-4 各種強度および破壊形式

試験体名	cσc	初期剛性 Gexp	壁板の初ひびわれ			中間柱の初ひびわれ			周辺架構のひびわれ				最大荷重		破壊形式	
			wPcr	wτcr	wτcr/√cσc	mcPcr	mcτcr	cal	せん断		曲げ		Pmax	τmax		
W00-05-00	332	93917	+	1.10	16.4	0.90	-	-	-	2.10	31.2	2.13	31.7	2.60	38.7	はりのせん断 & 曲げ破壊
		(1.10)	-	1.20	17.9	0.98	-	-	-	1.90	28.3	-	-	2.22	33.0	
DW07-05-03	324	72095	+	1.20	17.9	0.99	2.00	29.8	23.4	2.50	37.2	2.63	39.1	2.98	44.3	はりのせん断 破壊
		(0.91)	-	1.25	18.6	1.03	-	-	-	0.78	2.15	32.0	-	-	2.95	
DW07-05-05	328	68318	+	1.45	21.6	1.19	2.15	32.0	24.2	2.25	33.5	2.35	35.1	2.92	43.4	はりのせん断 破壊
		(0.91)	-	1.05	15.6	0.86	-	-	-	0.76	2.50	37.2	-	-	2.86	
DW07-09-05	367	85107	+	1.40	20.8	1.09	1.95	29.0	22.5	2.70	40.2	2.40	35.7	3.21	47.8	加力部の破壊
		(1.04)	-	1.30	19.3	1.01	-	-	-	0.78	2.00	29.8	-	-	2.88	
DW17-05-03	354	103572	+	1.00	14.9	0.79	2.80	41.7	24.9	3.29	48.9	2.47	36.7	3.45	51.3	はりのせん断 破壊
		(1.29)	-	1.30	19.3	1.03	-	-	-	0.60	2.70	40.2	-	-	3.10	
DW17-05-05	321	74127	+	1.25	18.6	1.04	2.00	29.8	25.3	2.97	44.2	2.90	43.1	3.10	46.1	はりのせん断 破壊
		(0.96)	-	1.30	19.3	1.08	-	-	-	0.85	2.15	32.0	-	-	2.70	
DW17-09-05	369	100815	+	1.80	26.8	1.40	2.72	40.5	23.7	3.31	49.2	2.72	40.5	3.48	51.8	はりのせん断 破壊
		(1.25)	-	1.70	25.3	1.32	-	-	-	0.59	3.08	45.8	-	-	3.08	

記号  $c\sigma_c$ :モルタル圧縮強度  $\text{kg/cm}^2$ ,  $G_{exp}$ :実験の荷重-部材角関係の  $\tau=12\text{kg/cm}^2$  までのデータから最小2乗法により求めた初期剛性 (下段は、 $G_{exp}/G_{cal}$ ),  $wP_{cr}(w\tau_{cr})$ :壁板初ひびわれ時荷重  $\text{ton}$ (せん断応力度  $\text{kg/cm}^2$ ),  $mcP_{cr}(mc\tau_{cr})$ :中間柱の初ひびわれ時荷重  $\text{ton}$ (せん断応力度  $\text{kg/cm}^2$ ),  $cal$ :(1)式による計算値  $\text{kg/cm}^2$ (下段は、計算値/実験値を表す),  $fP_s(f\tau_s)$ :周辺架構のせん断ひびわれ時荷重  $\text{ton}$ (せん断応力度  $\text{kg/cm}^2$ ),  $fP_f(f\tau_f)$ :周辺架構曲げひびわれ時荷重  $\text{ton}$ (せん断応力度  $\text{kg/cm}^2$ ),  $P_{max}(\tau_{max})$ :最大荷重  $\text{ton}$ (せん断応力度  $\text{kg/cm}^2$ ), なお、 $\tau=Q_H/t_l$ とした。

(5) 終局時の破壊形式は、中間柱がないと、側ばり圧縮加力端部のせん断破壊に側ばり中央の曲げ破壊をともなうようになり、中間柱の主筋比 $P'g$ を増すと、圧縮加力端部のせん断破壊から、中間柱との接合端部における側ばりのせん断破壊が先行するようになる。 $P'g$ を増すとともに側ばりのあばら筋比 $bPw$ を増すと、壁板にスリップ状の破壊がみられた。

### 3-2 変位と歪

図-6は、壁板のせん断応力度 $\tau$ と部材角 $R$ との関係をその正側加力時の包絡線について描いたものである。初期剛性は、表-4からわかるようにDW17-05-05では実験より求めた初期剛性 $G_{exp}$ とモルタルのヤング率を基に計算した $G_{cal}$ (表-2参照)との比 $G_{exp}/G_{cal}$ が低い値を示しているものの試験体DW17では $G_{exp}/G_{cal}$ が1.2以上になっており、また、図-6より中間柱のひびわれが発生し始める $\tau=20\sim30\text{kg/cm}^2$ 以後も $P'g$ が大きいものほど強度・剛性とも高くなっていることがわかる。中間柱の帯筋比 $cP'w$ の違いによる比較では、DW17-05-03とDW17-05-05が逆転しており明瞭な傾向がみられなかった。また、側ばりのあばら筋比 $bPw$ の違いによる比較では、主筋比の大小にかかわらず $bPw$ が大きい方が強度・剛性とも高い。DW07-05-03およびDW17-05-03で $R=6\sim10\times10^{-3}$ の変形段階で破壊に至ったことを除けば最大荷重以後の耐力低下は少なく変形状も良好であった。

図-7は、剛性低下率 $\beta_s$ と部材角 $R$ との関係を描いたものである。なお、 $\beta_s$ の計算にあたって、壁体の初期剛性は $G_{cal}$ とした。中間柱にひびわれが入り始める部材角 $1.0\times10^{-3}$ 以後の変形段階において、中間柱のない場合に比してある場合の方が、また、 $P'g$ の高いものほど、同一部材角における $\beta_s$ が大きいことがわかる。なお、 $cP'w$ および $bPw$ の違いによる剛性低下率の明瞭な差はみられなかった。

図-8は、壁板のせん断応力度 $\tau$ と中間柱の主筋歪 $m\epsilon$ との関係を示したものであるが、いずれの試験体も $\tau=30\sim40\text{kg/cm}^2$ の荷重段階では、降伏歪に達しており、中間柱は、強い引張状態にあることがわかる。

### §4. 結果の検討

以上の結果より中間柱の主筋比および側ばりのあばら筋比が壁体の強度・変形状に及ぼす影響に比して中間柱の帯筋比の影響は少ないと言える。中間柱は壁板の異方性に伴う壁板の面内方向の膨張変形を拘束するために大きな引張力を負担し、この中間柱の引張力により側ばりのせん断力が変化

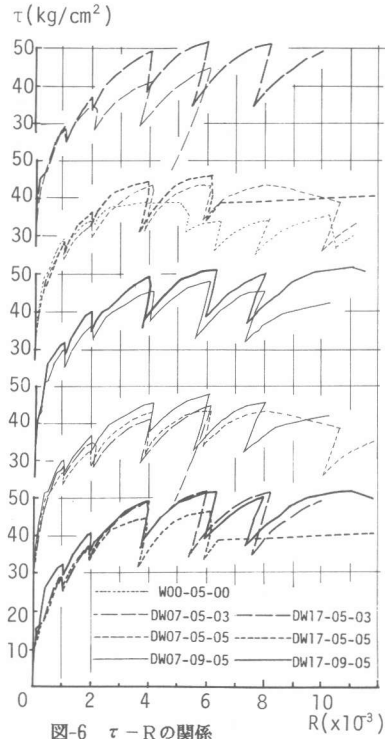


図-6  $\tau$ - $R$ の関係

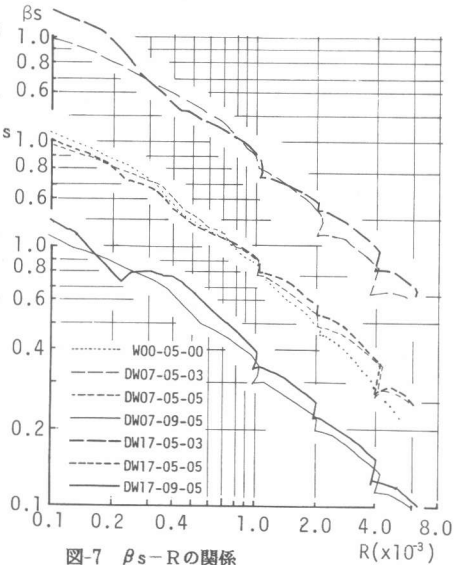


図-7  $\beta_s$ - $R$ の関係

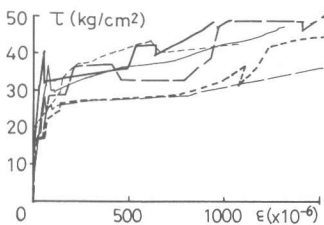


図-8(a)  $\tau$ - $m\epsilon$ の関係 (SCL)

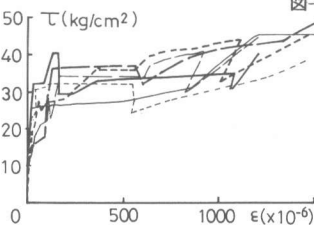
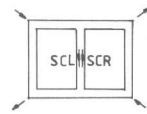


図-8(b)  $\tau$ - $m\epsilon$ の関係 (SCR)



するために中間柱の引張強度の違いにより壁体の終局強度に大きな影響を及ぼすものと考えられる。

#### 4-1 中間柱のひびわれ強度

壁板のひびわれが中間柱を貫通するか否かは、壁体の抵抗破壊機構を支配する要因として重要な問題である。従って、実験より得られた中間柱のひびわれ強度の検討を行う。中間柱の幅が比較的薄い場合、壁板のせん断ひびわれが中間柱を斜めに貫通することにより中間柱のひびわれが発生するものと考えられるのに対し、壁厚に対して中間柱の幅が厚い場合には、壁板のせん断ひびわれは中間柱で一度止まり、中間柱は、壁板の異方性化に伴う壁板の面内方向の膨張変形を拘束することにより負担する引張力によりひびわれが発生するようになると考えられる。しかしながら、本実験において発生した中間柱のひびわれは、主に引張りひびわれと考えられたことから、本論では中間柱のひびわれを引張力により発生するものと考え、その検討を次に示す仮定事項に基づいて行う。仮定事項 1) 壁板のひびわれ方向と水平方向とのなす角度は45度とする。 2) ひびわれ発生後の壁板の抵抗をひびわれ方向の圧縮モルタルプレスとひびわれに直交する方向の降伏した引張鉄筋プレスによる抵抗とする。 3) 側柱の負担せん断力を無視する。

4) 中間柱については、曲げモーメント・せん断力を無視する。以上の仮定に基づく、中間柱の引張りひびわれ時に耐震壁に作用するせん断力は、(1)式より得られる。

$$mcQ_{cr} = 2 \cdot c \cdot \sigma_t \cdot (1 + P'g \cdot n) \cdot b \cdot D + P_s \sigma_y t l \quad \text{但し, } mcQ_{cr} \geq c \cdot \sigma_t \cdot t \cdot l \quad \text{kgf} \cdots \cdots (1)$$

ここで、 $c \cdot \sigma_t$ :モルタルの引張強度(kg/cm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y$ :壁筋の降伏点強度(kg/cm<sup>2</sup>)、 $P'g$ :中間柱の主筋比、 $P_s$ :壁筋比、 $n$ :ヤング係数比、 $t$ :壁厚(cm)、 $b \times D$ :中間柱断面積(cm<sup>2</sup>)、 $l$ :側柱中心間距離(cm)。表-4に、(1)式による計算値を示した。計算値は、安全側の値を示すものの実験値に比してかなり小さめの値を示している。(1)式では中間柱の有効断面積として中間柱の断面積のみを考慮しているのに対し、実際には中間柱周辺の壁板が共同して働くと考えられ、今後さらに多くのデータによる検討が必要である。

#### 4-2 終局せん断強度

実験の終局せん断強度を、中間柱の引張強度に着目し、ひびわれ発生後の壁板をコンクリート圧縮プレスと鉄線引張プレスとに置換したモデルにより提案された1層2はり間耐震壁の終局せん断強度式<sup>1)</sup>である次式により検討する〔記号および詳細については文献1)2)参照〕。なお、軸方向力のない場合の架構のせん断強度は、大野・荒川式<sup>3)</sup>を、架構のシャースパン比(M/Qd)については文献2)を参照した。

$$Q_H = 0.54 \cdot C_1 \cdot P_s \sigma_y t l + 1.74 \times 2 C_2 \cdot (Q_0 - \eta N) + 0.9 + C_3 \cdot \sigma_s \cdot t \cdot l / 2 \quad \text{tf} \cdots \cdots (2)$$

(2)式による計算結果を表-5に示す。実験値に対する計算値の比は、1.00~1.13となり、計算値は若干不安全側の値を示しているものの比較的良好一致している。また、計算による破壊モードも実験と一致しており、1層2はり間耐震壁の終局せん断強度の算定には(2)式が有効であることがわかる。

#### §5. 結論

本実験より、以下のことが明らかとなった。中間柱の主筋比を増すことにより 1) 壁体の剛性は高くなる 2) 壁体の耐力は上昇する。3) 1層2はり間耐震壁の耐力の算定には(2)式が有効である。

表-5 実験値と計算値の比較(最大耐力)

試験体名	eQH	F.T	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	P <sub>s</sub> σ <sub>y</sub> tl	M/Qd	Q <sub>0</sub>	σ <sub>s</sub> tl	第1項	第2項	第3項	第4項	Q <sub>H</sub>	計/実	FM
W00-05-00	4.24	B.F	1.11	1.02	—	1.25	2.16	0.728	—	0.75	2.58	0.90	—	4.23	1.00	BF
		C.F	1.09	1.23	—	1.25	2.65	0.635	—	0.74	2.72	0.90	—	4.36	1.03	
DW07-05-03	4.85	B.F	1.11	1.02	0.20	↑	1.80	0.815	5.34	0.75	2.89	↑	0.53	5.07	1.05	BF
		C.F	1.09	1.23	0.04	↑	1.40	0.975	5.34	0.74	4.17	↑	0.11	5.92	1.22	
DW07-05-05	4.76	B.F	↑	↑	↑	↑	1.80	0.820	↑	↑	2.91	↑	↑	5.09	1.07	BF
		C.F	↑	↑	↑	↑	1.40	0.981	↑	↑	4.20	↑	↑	5.95	1.25	
DW07-09-05	5.23	B.F	↑	↑	↑	↑	1.80	0.953	5.34	↑	3.38	↑	0.53	5.56	1.06	BF
		C.F	↑	↑	↑	↑	1.40	1.041	5.34	↑	4.46	↑	0.11	6.21	1.19	
DW17-05-03	5.62	B.F	↑	↑	↑	↑	1.80	0.852	11.91	↑	3.02	↑	1.19	5.86	1.04	BF
		C.F	↑	↑	↑	↑	1.40	1.021	11.91	↑	4.37	↑	0.24	6.25	1.11	
DW17-05-05	5.05	B.F	↑	↑	↑	↑	1.80	0.812	↑	↑	2.88	↑	↑	5.72	1.13	BF
		C.F	↑	↑	↑	↑	1.40	0.971	↑	↑	4.16	↑	↑	6.04	1.20	
DW17-09-05	5.67	B.F	1.11	1.02	0.20	1.25	1.80	0.957	11.91	0.75	3.40	0.90	1.19	6.24	1.10	BF
		C.F	1.09	1.23	0.04	1.25	1.40	1.044	11.91	0.74	4.47	0.90	0.24	6.35	1.12	

記号 eQH: 最大荷重時水平せん断力 ton (実験), B.F.(C): はり(柱)のせん断破壊, M/Qd: 架構のシャースパン比<sup>3)</sup>, Q<sub>0</sub>: 大野・荒川式による架構のせん断強度 ton, σ<sub>s</sub>: P'g・σ<sub>y</sub>・bc・P<sub>s</sub>・σ<sub>y</sub>, 第1項: 0.54C<sub>1</sub> P<sub>s</sub>σ<sub>y</sub>tl ton, 第2項: 1.74×2C<sub>2</sub> (Q<sub>0</sub>-ηN) ton, 第3項: 0.90 ton, 第4項: C<sub>3</sub> σ<sub>s</sub>tl ton, Q<sub>H</sub>: (2)式による計算値 ton, 計/実: 計算値/実験値, FM: 破壊モード(計算値)

参考文献 1) 望月, 袴田: "鉄筋コンクリート壁体の終局強度について(その4.中間柱の効果について)", 建築学会大会梗概集, 昭和60年10月 No.2726, 2) 望月: "鉄筋コンクリート耐震壁の終局せん断強度に関する解析的研究", RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム 論文集 昭和57年 6月 (JCI), 3) 日本建築学会: "鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説", 1982 pp.197~202