

# 報告 SRC 連続地下壁の面外せん断性状

毛井崇博<sup>\*1</sup> 青木雅路<sup>\*2</sup> 中山信雄<sup>\*3</sup> 岩下敬三<sup>\*4</sup>

**要旨：**大深度地下空間の建設に伴い大きな面外せん断力に抵抗するために、従来の鉄筋コンクリート連続地下壁に替って、H形鋼を挿入したSRC連続地下壁を提案し面外せん断実験を行った。試験体は約1/3モデルとし計7体の逆対称加力せん断実験を行った。せん断スパン比、壁筋量、せん断補強筋、鉄骨の有無をパラメータとして実験を行い、SRC連壁が耐力変形性状共に優れていることがわかった。

**キーワード：**SRC連続地下壁、面外せん断、逆対称加力、せん断スパン比

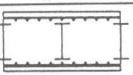
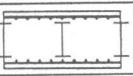
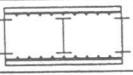
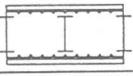
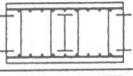
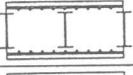
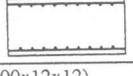
## 1. はじめに

構造物が大規模化するにつれ、深さの深い地下空間が望まれてきている。それに伴い、地下壁は大きな土圧を受け、大きな土圧に抵抗できる地下壁が必要となってきている。大きな面外せん断力に抵抗させるためには、鉄筋コンクリートの壁厚を増加させる必要があるが、大きな壁厚は地下空間の有効利用や掘削土量が増えることより望ましくない。従来の鉄筋コンクリート連続地下壁(RC連壁)に替って、大きな面外せん断力に抵抗するためにH形鋼を挿入した連続地下壁(SRC連壁)を提案し、せん断強度設計式について検討するために逆対称加力実験を行なった。

## 2. 試験体及び加力・測定方法

試験体は約1/3モデルとし計7体の逆対称加力せん断実験を行った。試験体の一覧を表-1に示す。SS05試験体の形状図を図-1に示す。パラメータは、せん断スパン比・壁筋量・せん断補強筋・鉄骨ウエブ量である。SS05B試験体の断面が試設計モデル(深さ約30m、鉄骨@1000、最小壁筋量)であるが、せん断性状を把握するために、鉄筋量を増加させ、せん断スパン比を0.5としている。また、連続地下壁の連続性からH形鋼間のコンクリートの拘束を考慮して、鉄骨を両側と中央に配置した試験体とした。比較のためにRC

表-1 試験体一覧

せん断 試験体 名	せん断 スパン比 M/QD	鉄骨 本数 (本)	ウェブ 厚さ (mm)	せん断 補強筋比	縦筋 横筋	断面
SS20	2.0	3	4.5	無	D10 @66.7 0.64%	
SS10	1.0	3	4.5	無	D10 @66.7 0.64%	
SS05	0.5	3	4.5	無	D10 @66.7 0.64%	
SS05B	0.5	3	4.5	無	D6 @66.7 0.29%	
SS05S	0.5	3	4.5	D6 @66.7 0.29%	D10 @66.7 0.64%	
SS05W	0.5	3	12.0	無	D10 @66.7 0.64%	
SR05	0.5	無	無	無	D10 @66.7 0.64%	

\* 鉄骨H-198x99x4.5x7 (SS05W試験体のみBH-200x100x12x12)

\* 1 (株)竹中工務店技術研究所 生産研究開発部 主任研究員(正会員)

\* 2 (株)竹中工務店技術研究所 生産研究開発部 主任研究員

\* 3 (株)竹中工務店東京本店設計部構造課長代理

\* 4 (株)竹中工務店技術研究所 応用研究開発部

連壁についても実験を行った。地下連壁の場合、地震時における面内せん断力は余裕があり、長期荷重または仮設時の面外力が問題となる。従って、加力は一方向の繰返し載荷とした。加力方法および測定方法例を図-2に示す。加力は1000tf万能試験機を用いて行った。鉄骨が負担するせん断力を明らかにするために、試験体中央反曲点位置で三軸ゲージを貼付した。本実験で用いた鋼材およびコンクリートの材料試験結果を表-2と表-3に示す。

### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重-変形曲線および破壊状況

代表的なSS05試験体の荷重-変形曲線を図-3に示す。図中に示した許容せん断力、許容曲げモーメント、最大せん断力は、下式で示すSRC規準累加強度式[1]に従った。但し、許容荷重の計算では、コンクリート強度は実強度に基づき、鋼材は規格許容応力度値に従った。終局耐力については、コンクリートと鋼材共に実強度に基づき算定した。

#### 許容曲げモーメント

$$MA = rMo + sMo \quad \dots \quad (1)$$

$$rMo = mat \cdot mft \cdot rj$$

$$sMo = sZ \cdot sfb$$

rMo : 鉄筋コンクリート部分の許容曲げモーメント

sMo : 鉄骨部分の許容曲げモーメント

#### 許容せん断力

$$QA = (1 + \beta) \cdot rQA \quad \dots \quad (2)$$

$$rQA = b \cdot rj \cdot \alpha \cdot fs$$

$$\beta = 15 \cdot tw \cdot dw / b \cdot rj$$

rQA : 鉄筋コンクリート部分の許容せん断力

$\beta$  : 鉄骨ウエブ材の寸法による係数

#### 面外終局耐力

$$QU = rQu + sQu \quad \dots \quad (3)$$

$$rQu = \min(rMu / \ell, rQsu)$$

$$sQu = \min(sMu / \ell, sQsu)$$

$$rMu = mat \cdot m \sigma_y \cdot rd$$

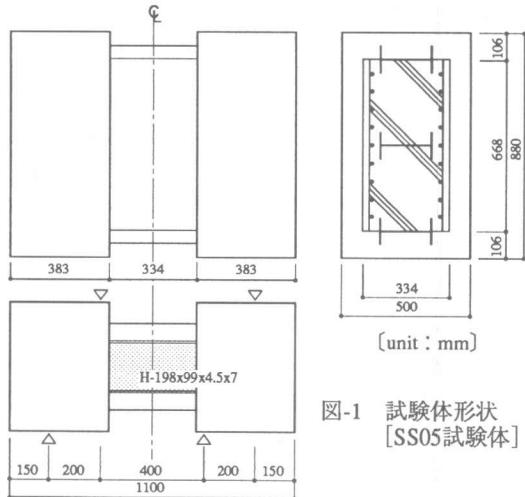


図-1 試験体形状  
[SS05試験体]

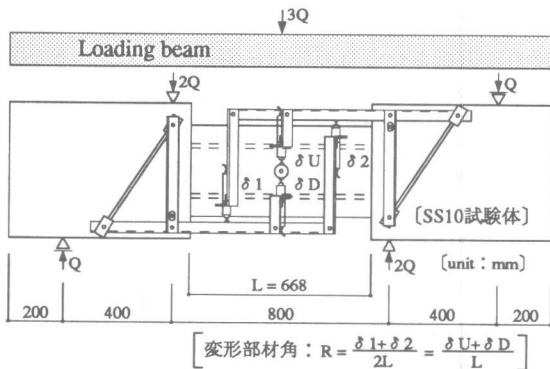


図-2 加力および測定方法

表-2 鋼材材料試験結果

対象部位	公称板厚 (mm)	降伏点 (kgf/cm²)	引張強度 (kgf/cm²)	降伏歪 ( $\mu$ )
H形鋼 ウエブ	4.5	3920	4820	1990
H形鋼 フランジ	7.0	3280	4410	1680
BHウエブ フランジ	12.0	3800	5270	1810
異形鉄筋 D6		4400	5720	2240
異形鉄筋 D10		3490	5410	1890

表-3 コンクリート材料試験結果

対象試験体	圧縮強度 (kgf/cm²)	弾性係数 (tf/cm²)	割裂強度 (kgf/cm²)	ポアソン比
SS20 SS10	215	227	18.1	0.184
SS05, -B,-S,-W ,SR05	241	231	17.9	0.189

$$rQ_{su} = \min (rQ_{su1}, rQ_{su2})$$

$$rQ_{su1} = b \cdot r_j \cdot 0.5F_s \cdot \alpha$$

$$rQ_{su2} = b \cdot r_j \cdot F_s \cdot b' / b$$

$$sMu = sZ_p \cdot s \sigma_y$$

$$sQ_{su} = t_w \cdot d_w \cdot s \sigma_y / \sqrt{3}$$

$rMu$ ：鉄筋コンクリート部分の終局曲げ耐力

$sMu$ ：鉄骨部分の終局曲げ耐力

$rQ_{su}$ ：鉄筋コンクリート部分終局せん断耐力

$sQ_{su}$ ：鉄骨部分の終局曲げ耐力

$rQ_{su1}$ ： $rQ_{su}$ のうち、斜張力によって決まる終局せん断耐力

$rQ_{su2}$ ： $rQ_{su}$ のうち、付着割裂によって決まる終局せん断耐力

$\ell$ ：せん断スパン

せん断スパン比0.5のSS05とSS05B試験体の破壊順序は、鉄筋量に関わらず曲げひびわれ（Bcr）、せん断ひびわれ（Scr）、鉄骨ウエブのせん断降伏（Swy）、鉄骨フランジの曲げ引張降伏（Sfy）が生じ、その後最大耐力（Max）に達し、鉄筋が曲げ引張降伏（Ry）した。全試験体の包絡線を図-4に示す。せん断補強筋を有する

SS05S試験体は、せん断補強筋が降伏後最大荷重に達した。鉄骨ウエブ量を増加させたSS05W試験体は、鉄骨ウエブのせん断降伏後、加力部がせん断破壊して最大荷重に達した。

鉄骨のないRC連壁は、対角状の斜めひびわれが発生して最大荷重に達

し、急激に耐力が低下した。それに對してSRC連壁では、最大荷重が高く、せん断スパン比が0.5と小さくても、対角状の斜めひびわれ発生後も荷重は殆んど低下せず大きな韌性

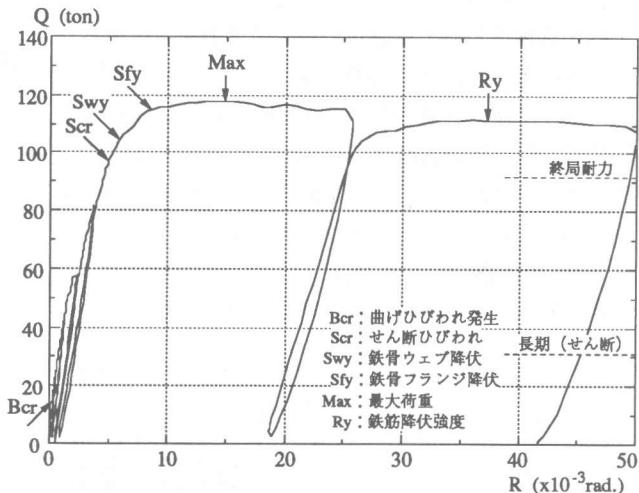


図-3 せん断力と変形部材角関係 [SS05試験体]

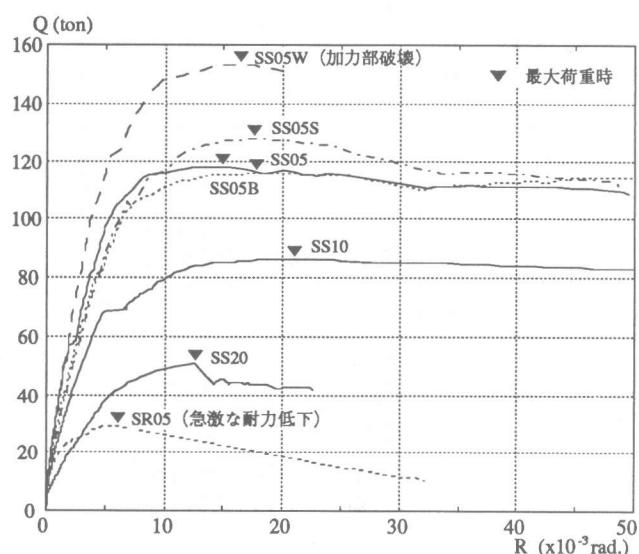
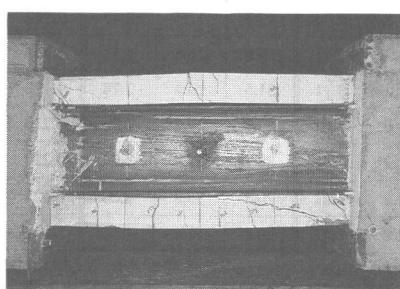
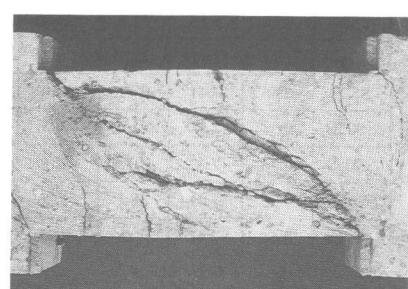


図-4 せん断力と変形部材角の包絡線



側面破壊状況



断面破壊状況

写真-1 最終破壊状況 [SS10試験体]

を有していることがわかる。

SS10試験体とSS05試験体の最終破壊の側面状況および切断断面を写真-1と写真-2に示す。SS10試験体は、曲げ圧縮的な破壊が見られるのに対して、SS05試験体は、対角状の斜めひびわれが全断面を貫通して、H形鋼が一体となってせん断抵抗し、フランジもせん断抵抗していることがうかがえる。

### 3.2 せん断ひびわれ強度

各試験体のせん断ひびわれ発生強度および(2)式

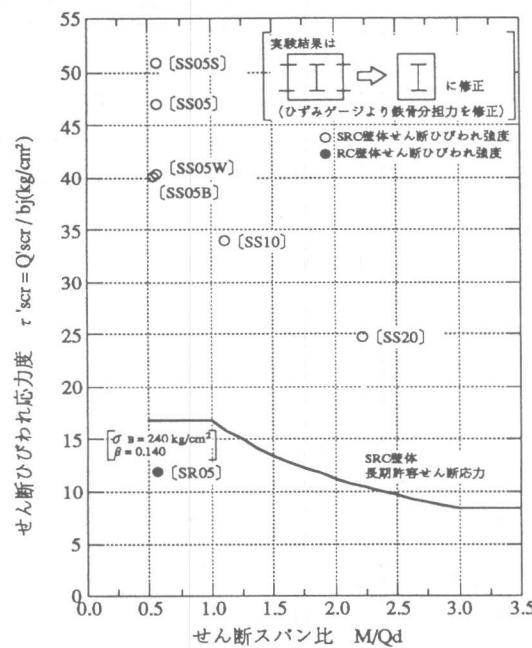


図-5 せん断ひびわれ発生応力度とせん断スパン比の関係

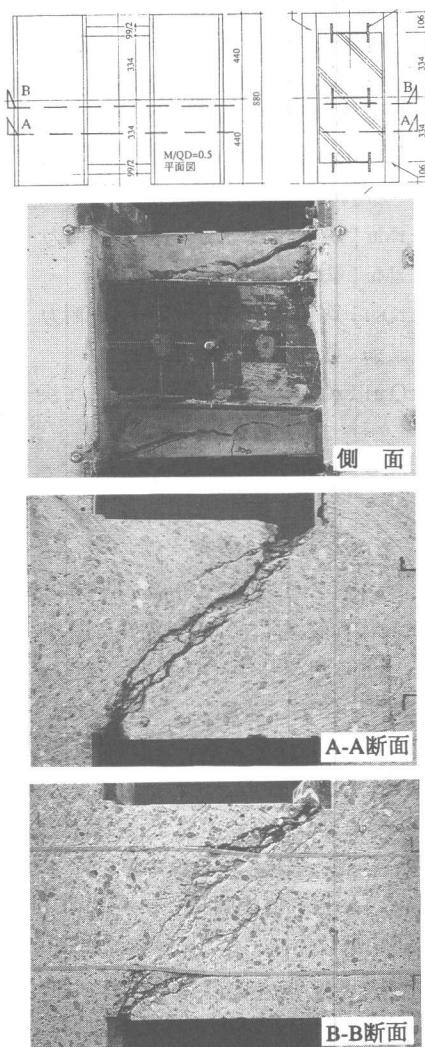


写真-2 最終破壊状況 [SS05試験体]

表-4 せん断ひびわれ強度および鉄骨分担比

せん断試験体名	$M/Qd$	$fs(L)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$Q_{scr}$ (t)	$\tau'_{scr}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$QA(L)$ (t)	$Q_{scr}/QA(L)$	$Q_{scr}'$ (t)	$QA(L)'$ (t)	$Q_{scr}'/QA(L)'$	$ex\beta'(L)$	$\beta$	$\beta'$	$ex\beta'(L)/\beta'$
SS20	2.22	7.15	51.0	29.4	18.5	2.76	43.1	17.4	2.47	0.143	0.215	0.177	0.81
SS10	1.11	7.15	68.1	39.3	28.3	2.41	59.0	26.6	2.22	0.153	0.215	0.177	0.86
SS05	0.56	7.41	97.1	56.0	31.2	3.11	81.5	29.4	2.78	0.183	0.215	0.177	1.03
SS05B	0.54	7.41	81.4	47.3	31.0	2.63	69.0	29.2	2.36	0.216	0.216	0.178	1.21
SS05S	0.56	7.41	107.6	62.1	31.2	3.45	88.2	29.4	3.00	0.233	0.215	0.178	1.31
SS05W	0.56	7.41	88.1	50.7	39.9	2.21	70.3	35.2	2.00	0.521	0.547	0.354	1.47
SR05	0.56	7.41	20.8	12.0	12.8	1.62	20.8	12.8	1.62	---	---	---	---

$Q_{scr}$  : せん断ひびわれ発生強度

$QA(L)$  : 長期許容せん断力

$fs(L)$  : コンクリート長期許容せん断応力度

$sQ$  : 鉄骨ウエブが分担しているせん断力

$Q_{scr}' = Q_{scr} - sQ/3$  : 鉄骨 2 本が配置された時のせん断ひびわれ発生強度

$QA(L)'$  : 鉄骨 2 本が配置された場合の長期許容せん断応力度

$\tau'_{scr} = Q_{scr} / b j$  : 平均せん断ひびわれ強度

$ex\beta'(L) = sQ / QA(L)$  : 長期許容せん断力時の鉄骨分担力

$\beta = sQ / rQ$  : SRC規準による RC 分担力に対する鉄骨分担力

$\beta' = sQ / Q = \beta / (1 + \beta)$  : 全せん断力に対する鉄骨分担力

による長期許容せん断力 $QA(L)$ を表-4に示す。鉄骨が3本挿入されていることより、せん断ひびわれ発生強度がみかけ上、上昇していることが考えられるので、せん断ひびわれ発生時に鉄骨が負担しているせん断力から、鉄骨2本当りのSRC連壁のせん断ひびわれ強度に修正している（表-4脚注参照）。修正したせん断ひびわれ強度とせん断スパン比の関係を図-5に示す。一般的の梁のせん断ひびわれと同様にせん断スパン比が小さくなるほどせん断ひびわれ強度は高くなることがわかる。RC連壁に比べてSRC連壁のせん断ひびわれ強度が高く、大きな韌性を有する理由として、以下の点が考えられる。

- 1) 鉄骨ウエブが充腹されているので、急激な斜めひびわれが進展しにくいこと
- 2) 鉄骨ウエブの存在により、断面内のコンクリートの最大せん断応力度が緩和されること
- 3) 外側または内側から生じた斜めひびわれが、鉄骨フランジによって拡がるのを抑制されることおよび、フランジ内コンクリートが、フランジの枠効果で内部拘束されフランジ内のコンクリート強度が上昇すること

### 3.3 鉄骨分担力

各試験体の長期許容せん断力時において、SRC規準に従って求めた全せん断力に対する鉄骨ウエブ負担せん断力の比  $\text{ex } \beta'(L) = \beta / (1 + \beta)$  等を表-4に示す。 $\beta$  は鉄筋コンクリートと鉄骨ウエブのせん断ひずみが等しいとして求めたものである [1]。

図-6に、曲げモーメントの影響がない反曲点位置の試験体中央断面での鉄骨分担力の割合 $sQ/Q$ およびSRC規準による分担力比 $\beta'$ をSS20, SS10, SS05, SS05W試験体について示す。せん断スパン比2.0から0.5のSS20, SS10, SS05試験体の許容せん断力レベルでの実験による鉄骨分担力比は、SRC規準に従って求めた $\beta'$ とほぼ同じであるが、鉄骨ウエブを約2.67( $=12/4.5$ )倍したSS05W試験体の規準式に

従って求めた鉄骨分担力比 $\beta'$ は、実験値に比べ低めに評価していることがわかる。

### 3.4 せん断補強筋

SS05S試験体のせん断補強筋のひずみを図-7に示す。最大荷重前にせん断補強筋はほぼ降伏ひずみに達し、せん断補強筋のないSS05試験体に比べて約8%耐力が上昇している。しかしながら、許容荷重レベルでの剛性、ひびわれ性状に顕著な差は見られず、許容荷重レベルでのせん断補強筋の効果は見られなかった。

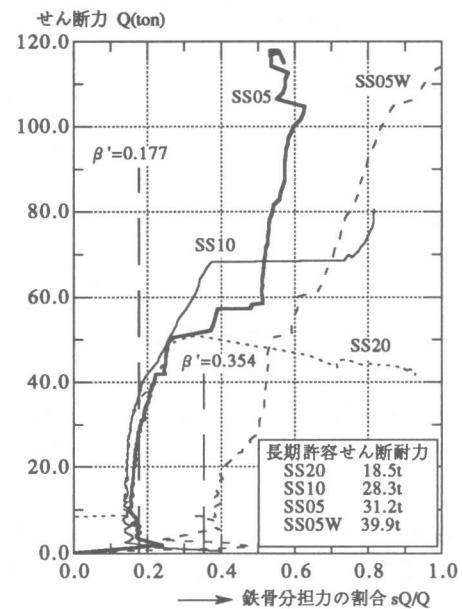


図-6 鉄骨分担力の割合

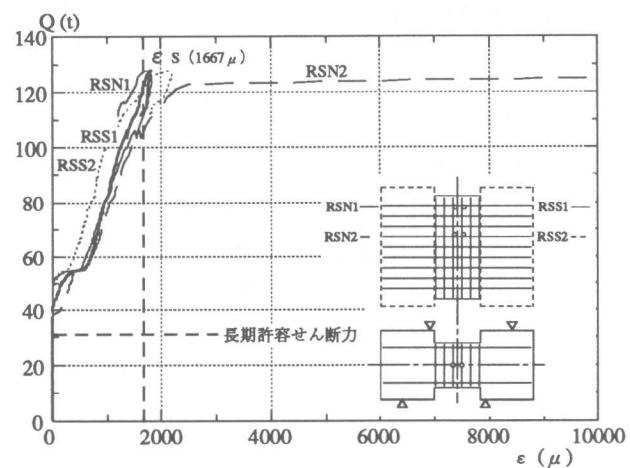


図-7 せん断補強筋のひずみ [SS05S試験体]

表-5 最大せん断力と計算値の比較

せん断試験体名	exQmax (t)	rQbu (t)	rQsu (t)	sQbu (t)	sQsu (t)	Qu (t)	Qsu (t)	exQmax /Qu	exQmax /Qsu
SS20	51.1	9.0	33.1	26.5	56.2	35.4	---	1.44	---
SS10	86.4	17.8	37.9	53.0	56.2	70.8	94.1	1.22	0.92
SS05	118.0	35.6	39.2	105.9	56.2	91.9	95.4	1.28	1.24
SS05B	115.6	20.1	38.9	105.9	56.2	76.3	95.1	1.52	1.22
SS05S	127.7	35.6	39.2	105.9	56.2	91.9	95.4	1.39	1.34
SS05W	(153.3*)	35.8	39.2	223.5	139.0	174.8	178.2 (0.88*) (0.86*)		
SR05	29.4	35.8	39.2	---	---	35.8	39.2	0.82	0.75

exQmax：実験で得られた最大せん断力

rQbu：SRC規準によるRC部の最大曲げ強度

sQbu：SRC規準による鉄骨部の最大曲げ強度

rQsu：SRC規準によるRC部の最大せん断強度

sQsu：SRC規準による鉄骨部の最大せん断強度

 $Qu = \min(rQbu + rQsu) + \min(sQbu + sQsu)$  $Qsu = rQsu + sQsu$ 

\*：加力部破壊

\*\*：SS20試験体は曲げ破壊

### 3.5 最大荷重

実験で得られた最大せん断耐力ex Q max とSRC規準による終局耐力Qu [3式]による比較を表-5に示す。また、実際の破壊は、RC部および鉄骨のせん断破壊で最大荷重が決定されたので、両者のせん断耐力の和Qsuについても求めている。実験値と計算値の比較を図-8に示す。SRC連壁の試験体は、終局計算耐力Quに比べて全て高くRCと鉄骨の各最大せん断強度の和に近く、既往の規準式は安全側の評価を与えることがわかる。

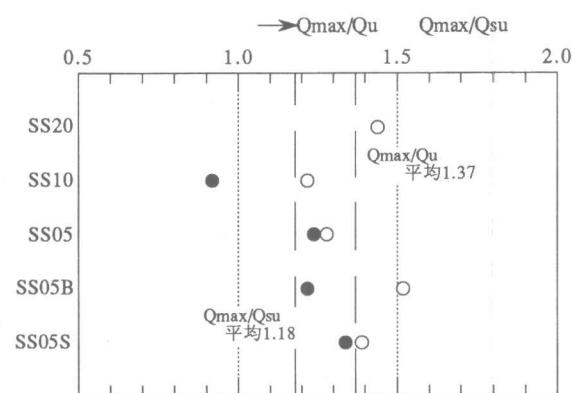


図-8 SRC規準による終局耐力Quに対する最大荷重Qmaxの比

### 4.まとめ

- 1) SRC連壁のせん断ひびわれ強度は、既往のRC梁の実験結果と同様に、せん断スパン比が小さいほど高くなり、長期許容せん断力の2.2～3.5倍であった。
- 2) 鉄筋コンクリート部分がせん断破壊したにも拘らず、SRC連壁はせん断破壊後も耐力低下せずに大きな韌性を有していた。
- 3) 長期許容せん断荷重レベルでは、鉄骨のせん断力の分担割合は、SRC規準による鉄骨の分担力とほぼ同等であった。
- 4) せん断補強筋は、最大耐力近傍でひずみが増大し、設計荷重レベルではせん断補強筋の有無による違いは殆ど見られなかった。
- 5) 最大荷重時のせん断力は、SRC規準による終局耐力に比べて、1.15～1.5倍程度であり、実際の破壊モードであるせん断耐力（＝鉄筋コンクリート部分のせん断耐力+鉄骨部分のせん断耐力）に近い。