

# 原子炉建屋箱型立体耐震壁の復元力特性に関する研究（その2）

—スケルトンカーブ算定式の設定—

稲田 泰夫  
(技術研究所)

猿田 正明  
(技術研究所)

小川 幸雄  
(原子力設計一部)

## § 1. はじめに

本報告は、原子炉建屋の主耐震要素である箱型立体耐震壁の、水平力に対する復元力特性について述べるものである。

前報<sup>1)</sup>でも述べたように、原子炉建屋のより合理的な耐震設計を行なうためには、建屋の弾塑性全域にわたる性状を把握する必要がある。この観点から本論では、復元力特性をその終局に至るまでを大局的に見てモデル化することを目的として作業を進めてきた。

地震時水平変形は、せん断変形、曲げ変形、および脚部での回転変形に分離され、これらの変形は各々せん断応力度( $\tau$ )とせん断変形角( $\gamma$ )、曲げモーメント( $M$ )と曲率( $\phi$ )、および脚部モーメント( $M_B$ )と回転角( $\theta$ )との関係により定まり、したがって $\tau \sim \gamma$ 、 $M \sim \phi$ 、 $M_B \sim \theta$ 関係を定めることが本論の目的となる。

本報では、前報に続き非線形 FEM 解析のパラメトリックスタディー、結果の分析およびこれらの結果に基づくスケルトンカーブの設定式を示す。

するに当っては文献<sup>2)</sup>等を参考に、通常の原子炉建屋で用いられている範囲をカバーできるようにした。なお、今回のスタディーでは、コンクリート強度( $F_c$ )および鉄筋降伏応力度( $\sigma_y$ )を一定値としており、また軸応力度を2水準しかとっていない。この点については、今後追加解析を行なう予定である。図-1に示したように、加力高さはSで60cm、Mで120cm、Lで180cmであり、これによって高さ方向の要素分割数を変化させた。要素数は表-1に示した。コンクリート強度は $240 \text{ kg/cm}^2$ で一定とし、加力節点を含む4つの要素ではこれの10倍とした。鉄筋降伏応力度は $3500 \text{ kg/cm}^2$ で一定とした。

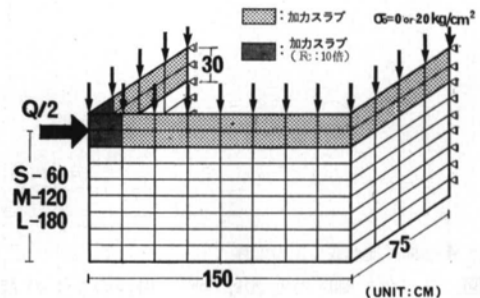


図-1 数値実験試験体形状

## § 2. 非線形 FEM 解析パラメトリックスタディー

ボックス壁の水平力に対する挙動を把握するために、非線形 FEM 解析手法を用い、合計18体の数値実験をパラメトリックに実施した。

図-1にはモデル形状を、表-1にはパラメータの組み合わせを示した。軸対称であることから、ボックスの半分をモデル化し、フランジ・ウェブ壁の芯間長さをそれぞれ75cm、150cm、壁厚は8cm、加力スラブの壁厚は30cmとした。荷重変形関係に影響を及ぼす構造要因としてシアスパン比( $M/QD$ 、または $H/D$ )、鉄筋比( $P_s$ )および軸応力度( $\sigma_0$ )の3種をとりあげ、これらを組み合わせて18体の解析を行なった。各要因の上、下限値を設定

M/QD	$P_s$ (%) $\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.8	1.2	1.6	要素数
		0	S-0.8-0	S-1.2-0	
20	S-0.8-20	S-1.2-20	S-1.6-20	144	
0.8	0	M-0.8-0	M-1.2-0		M-1.6-0
	20	M-0.8-20	M-1.2-20	M-1.6-20	192
1.2	0	L-0.8-0	L-1.2-0	L-1.6-0	
	20	L-0.8-20	L-1.2-20	L-1.6-20	
コンクリート		$F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ , $\sigma_c E = 2.3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_c \alpha = 18.6 \text{ kg/cm}^2$ , $\nu = 1/6$			
鉄筋		$\sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_s E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$			

表-1 数値実験試験体一覧

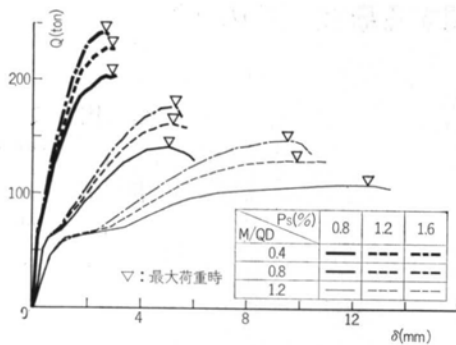


図-2 数値実験による  $Q \sim \delta$  関係 ( $\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$ )

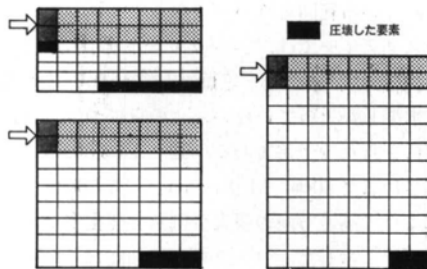


図-3 破壊モード ( $P_s = 1.2\%$  の場合)

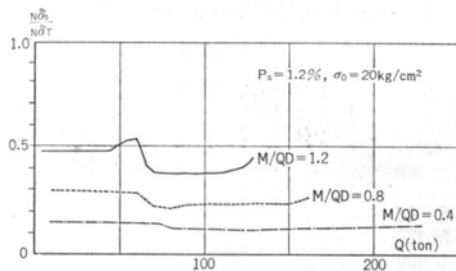


図-4 曲げ変形成分比の推移

図-2には、軸応力度  $20 \text{ kg/cm}^2$  の場合の9体の荷重 ( $Q$ ) と変形 ( $\delta$ ) の関係を示した。変形は加力スラブ中央位置の水平変形である。最大荷重は、 $M/QD$  の小さいものほど、 $P_s$  の大きいものほど高くなっている。またそのときの変形は、 $M/QD$  の大きいものほど大きくなっているが、 $P_s$  の影響は明瞭ではない。破壊に至る経過は、 $M/QD = 0.4$  のものでは、フランジ脚部縦筋降伏 (FVY) → ウェブコンクリート圧壊 (CC) → ウェブ中央縦筋降伏 (WVY) であり、 $M/QD = 0.8$  のものでは CC → FVY、 $M/QD = 1.2$  のものでは FVY → WVY → CC であった。最終的には、図-3に示すようにウェブ圧壊によるせん断破壊であったが、 $M/QD$  の小さな方が圧壊の範囲が広く、せん断破壊の傾向がより顕著であった。

数値実験の場合、図-1より明らかなように脚部を固定としているために、水平変形  $\delta_T$  に脚部回転変形は含まれず、したがって次のように分離できる。

$$N\delta_T = N\delta_S + N\delta_F \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 $N\delta$  : 数値実験による変形を示す

$\delta_S, \delta_F$  : せん断変形, 曲げ変形

各変形成分の求め方は、基本的には前報で示した模型水平加力実験の場合と同じで、まず曲げ変形を求める。

$$N\delta_F = \sum \{ \phi_i \cdot DX_i \cdot DH_i \} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $\phi_i$  : ウェブの同一レベル節点の鉛直変形を最小二乗法で近似した回転角  $\theta_i$  の差より求まる曲率

$DX_i$  : 要素の高さ

$DH_i$  : 要素の中央から加力レベルまでの距離

式(2)の曲率  $\phi_i$  に対応するモーメント  $M_i$  は下式により求まり、これにより  $M \sim \phi$  関係が規定される。

$$M_i = Q \cdot DH_i \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 $Q$  : 図-1に示す水平力

また、せん断変形は式(1)より、

$$N\delta_S = N\delta_T - N\delta_F \quad \dots\dots(4)$$

として求まる。せん断応力度  $\tau$  とせん断変形角  $\gamma$  は下式により求められる。

$$\tau = Q / A_w \quad \dots\dots(5)$$

$$\gamma = N\delta_S / H_0 \quad \dots\dots(6)$$

ここに、 $A_w$  : ウェブ断面積 ( $2400 \text{ cm}^2$ )

$H_0$  : 加力スラブ部を除くリア高さ (S : 45 cm, M : 105 cm, L : 165 cm)

図-4には、 $P_s = 1.2\%$ 、 $\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$ 、 $M/QD = 0.4, 0.8, 1.2$  の3試験体について、全体変形に占める曲げ変形の割合を示した。 $M/QD$  が大きくなるに従い曲げ変形の割合が増加するが、全般的にはせん断変形が主であるといえよう。

### § 3. $\tau \sim \gamma$ 関係の検討

#### 3.1 $\tau \sim \gamma$ 関係の傾向と解析方法

図-5には  $\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$  の場合の  $\tau \sim \gamma$  関係を示した。この図より以下の事項が指摘できよう。

- (1) 初期剛性はほぼ一定である。
- (2) 初期剛性をはずれる荷重にはそれほどの差はない。
- (3) 第2剛性の初期部分に剛性の低い棚があり、これはひびわれがほぼ一樣になるまで続く。
- (4) 最大荷重は  $M/QD$ 、 $P_s$  により差がある。そのときの変形は全体変形  $\delta$  の傾向とは逆に  $M/QD$  が小さいほど大きくなる傾向がある。

これらの傾向をより明らかにするために、前報で述べた複数直線回帰手法により  $\tau \sim \gamma$  関係を3本の直線に置

換した。図-6は $\sigma_0=20\text{kg/cm}^2$ 、 $M/QD=0.4$ の3体の試験体の場合を例として示した。表-2には全試験体の第1、第2折点、および最大せん断応力度とそのときの变形とを示した。さらに、図-7には $\sigma_0=20\text{kg/cm}^2$ の場合の $\tau$ 、 $\gamma$ 各折点および最大点を示した。これらの図表より各折点の傾向が読みとれよう。以下では、これらの値を用いて分散分析を行ない、また模型水平加力実験の結果を参照しつつ各折点を定める式を検討する。

### 3.2 第1折点 ( $\tau_1$ , $\gamma_1$ )

表-3には、第1折点の $\tau_1$ 、 $\gamma_1$ の分散分析結果を示し

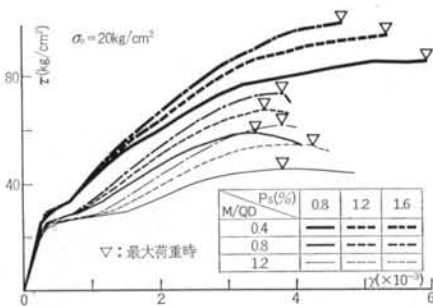


図-5 数値実験による $\tau \sim \gamma$ 関係 ( $\sigma_0=20\text{kg/cm}^2$ )

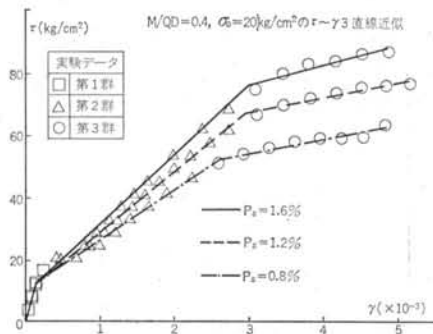


図-6  $\tau \sim \gamma$ 関係3直線近似の例

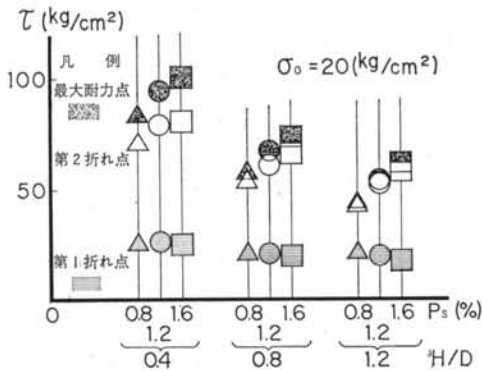


図-7  $\tau$ 、 $\gamma$ 各折点の傾向 ( $\sigma_0=20\text{kg/cm}^2$ )

た。いずれも危険率1%で有意のもののみを、寄与率の大きい順に示した。また、寄与率の累計が90%を越えたときは、それ以上の要因は表示していない。この表より

$\sigma_0$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\frac{M}{QD}$	$P_s$ (%)	$\tau$ ( $\text{kg/cm}^2$ )			$\gamma$ ( $\times 10^{-3}$ )		
			$\tau_1$	$\tau_2$	$\tau_{\max}$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$\gamma_{\max}$
0	0.4	0.8	12.9	52.1	63.3	0.140	2.60	4.82
		1.2	13.0	67.5	77.1	0.167	2.93	5.16
		1.6	12.3	75.8	86.7	0.153	2.98	4.87
	0.8	0.8	14.9	38.1	41.3	0.167	3.00	4.48
		1.2	11.6	49.2	52.5	0.128	2.74	3.55
		1.6	11.0	57.5	62.5	0.121	2.88	3.81
	1.2	0.8	11.6	31.0	31.0	0.119	2.80	2.85
		1.2	10.1	40.7	41.6	0.119	2.80	3.63
		1.6	8.88	47.1	50.4	0.106	2.61	3.73
20	0.4	0.8	27.2	72.1	84.6	0.287	2.60	5.91
		1.2	26.4	79.2	94.6	0.278	2.73	5.31
		1.6	25.4	80.8	101.0	0.278	2.58	5.20
	0.8	0.8	21.9	54.6	58.8	0.239	2.62	3.45
		1.2	20.9	60.8	67.1	0.228	2.68	3.60
		1.6	20.3	66.7	73.3	0.221	2.76	3.86
	1.2	0.8	22.5	43.8	45.0	0.259	2.90	3.45
		1.2	20.1	52.5	54.2	0.238	2.86	3.60
		1.6	17.3	57.5	61.7	0.202	2.70	3.39

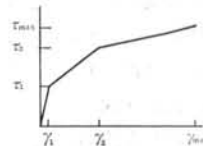
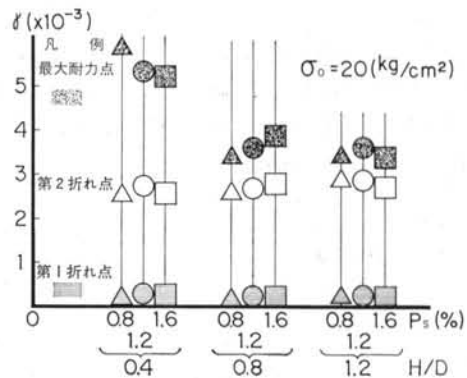


表-2 3直線回帰による $\tau \sim \gamma$ 関係

項目	要因	$F_0$	寄与率(%)
$\tau_1$	$\sigma_0$	615.3**	82.0
	$M/QD$	72.2**	9.5
$\gamma_1$	$\sigma_0$	168.7**	83.5
	$M/QD$	16.6**	7.8

表-3  $\tau \sim \gamma$ 第1折点分散分析結果



$\tau_1, \gamma_1$  ともに  $\sigma_0$  の影響が圧倒的であることが分かる。そこで、 $\tau_1$  を  $\sigma_0$  のみの回帰式で表わすと以下ようになる。

$$\tau_1 = 0.53 \sigma_0 + 11.8 \quad \dots\dots(7)$$

ここに、 $\sigma_0$  : 軸応力度 ( $\text{kg/cm}^2$ )

$r$  (相関係数) = 0.91

この式には、コンクリートの圧縮強度  $F_c$  の影響が入っていない。ACI 318-83<sup>3)</sup> では、コンクリートのせん断ひびわれ強度  $f_s$  を下式で表わしている。

$$f_s = \sqrt{F_c} \quad \dots\dots(8)$$

ここに、 $F_c$  : コンクリート圧縮強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )

最近の国内における純せん断加力、あるいはねじり加力によるひびわれ強度とコンクリート強度との関係を図-8に示した注1)。これより、式(8)は  $f_s$  と  $F_c$  との関係をよく表わしているものと考えられる。

一方、梅村<sup>4)</sup> によれば通常の耐震壁で軸力のある場合の、せん断ひびわれ発生時の平均せん断応力度  $\tau_e$  は下式で表わされるとしている。

$$\tau_e = \sqrt{\tau_{er}^2 + \sigma_0 \tau_{er}} \quad \dots\dots(9)$$

ここに、 $\tau_{er}$  : ひびわれ発生時の引張主応力度

式(9)の  $\tau_{er}$  を式(8)の  $f_s$  と同値と考え、式(7)と比較し図-9に示した。軸力のない場合には、式(9)による方がやや過大評価となるようである。さらに図-10には、最近の無開口耐震壁を対象とした曲げせん断実験におけるせん断ひびわれ強度と計算値を比較し示した注2)。ただし、曲げせん断加力の場合にはせん断初ひびわれが隅角部に発生し、これによって必ずしも剛性低下をしないので、以下のような選択をした。

(イ)円筒型・円弧壁のせん断ひびわれは、ほぼウェブ中央に発生するのですべて採用した。

(ロ)ボックス壁、I型壁では、ウェブ中央の斜めひびわれ荷重が報告されている場合、あるいはひびわれにより明瞭な剛性低下があったと報告されている場合に限って採用した。

この図より、実験データにかなりのばらつきはあるものの、式(9)の  $\tau_{er}$  を  $f_s$  とした計算値は平均的には適切な評価であることが分かった。以上の検討の結果、第1

注1) 図-8に示した実験データは下記文献による。

文献15) : 4体, 文献16) : 8体, 文献17) : 5体, 文献18) : 12体中9体(引張軸力を除いた), 文献19) : 3体, 文献20) : 6体, 文献21) : 9体

注2) 図-10に示した実験データは注1)のデータに下記のデータを加えた。

文献22) : 3体, 文献23) : 5体, 文献24) : 2体, 文献25) : 8体中6体, 文献26) : 10体中5体, 文献27) : 6体, 文献28) : 3体

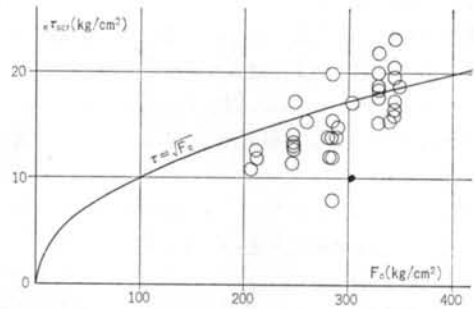


図-8 せん断ひびわれ強度とコンクリート強度 (純せん断、ねじり加力実験による場合、注1)参照)

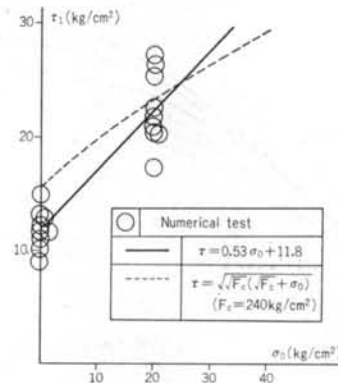


図-9 数値実験による  $\tau_1$  とその近似式

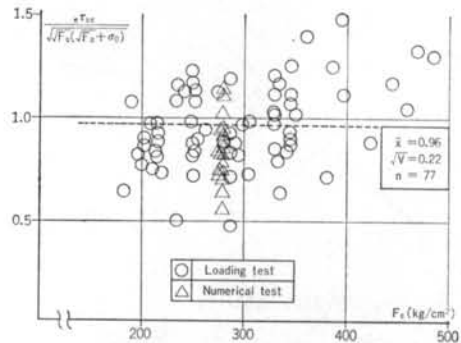


図-10 せん断ひびわれ強度と計算値の比較 (純せん断、ねじり、曲げせん断加力実験、注2)参照)

剛性低下点の  $\tau_1$  としては下式を採用した。

$$\tau_1 = \sqrt{F_c(\sqrt{F_c} + \sigma_0)} \quad \dots\dots(10)$$

$\tau_1$  のときの変形  $\gamma_1$  は下式により定める。

$$\gamma_1 = \tau_1 / cG \quad \dots\dots(11)$$

ここに、 $cG$  : コンクリートのせん断弾性係数

なお、表-2より  $\tau_1/\gamma_1$  を求める分散分析を行なうと有意となる要因はなく、その平均値は  $0.904 cG$  となる。ただし、 $cG$  は  $F_c$  から建築学会 RC 計算規準<sup>5)</sup>式により求まる  $cE$  (ヤング係数) を用いて求めた。  $\tau \sim \gamma$  関係を

全域にわたり3本の直線で近似すると、その初期剛性はせん断弾性係数より低くなるという結果であるが、ここでは従来の慣用に従って、式(1)とした。この点に関しては、今後応答計算等により再度検討すべき問題であると考えている。

### 3.3 第2折点 ( $\tau_2, \gamma_2$ )

表一4には、第2折点の  $\tau_2, \gamma_2$  の分散分析結果を示した。 $\tau_2$  は  $M/QD, P_s, \sigma_0$  の3つの要因がいずれも有意ではあるが、最大の寄与率を持つ  $M/QD$  でも60%であり、この結果のみから回帰式を作成するのは困難である。しかし、表にも示したように  $\tau_2/\tau_{max}$  の形で分析すると  $M/QD$  のみが有意であり、かつその寄与率は80%を超えている。そこで  $\tau_2$  は  $\tau_{max}$  との関係で定めることとし、 $M/QD$  による回帰式を用い下式とした。

$$\tau_2/\tau_{max} = 0.15(M/QD) + 0.79 \quad \dots\dots(12)$$

ここに、 $r = 0.91$

一方、 $\gamma_2$  に関しては有意な因子がなかったので平均値を用いることとし、下式とした。

$$\gamma_2 = 2.77 \times 10^{-3} \quad \dots\dots(13)$$

なお、従来  $\tau \sim \gamma$  関係の第2折点としては、ウェブせん断補強筋の降伏時のせん断応力度  $\tau_y$  として、

$$\tau_y = P_s \cdot \sigma_y \quad \dots\dots(14)$$

ここに、 $P_s$  : ウェブ鉄筋比  
 $\sigma_y$  : 鉄筋降伏応力度

が使われていた。しかし、式(14)では  $\tau_y$  の値そのものがかなり大きくなること、また加力実験では最大荷重に至る寸前までウェブ鉄筋の降伏現象が見られないことなどの理由により採用しなかった。

### 3.4 最大耐力点 ( $\tau_{max}, \gamma_{max}$ )

表一5には最大耐力時の  $\tau_{max}, \gamma_{max}$  の分散分析結果を示した。 $\tau_{max}$  に関しては  $M/QD, P_s, \sigma_0$  の3つの要因がいずれも有意となっている。しかし、最大の寄与率をもつ  $M/QD$  でも65%であること、さらに今回の解析ではコンクリート強度を一定値としていることなどから、この分析結果のみから回帰式を作成するのは無理であると判断し、以下に示す4つの既往式との比較検討を行なった。

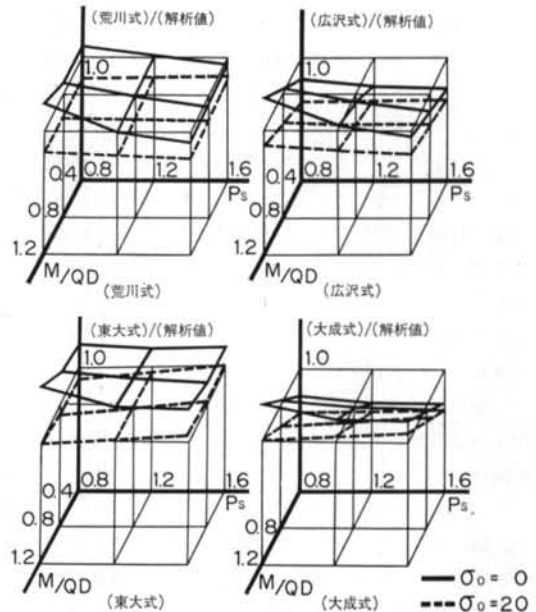
$$\begin{aligned} \tau_u &= 0.0679 P_V^{0.23} (F_c + 180) / (M/QD + 0.115) \\ &\quad + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y} + 0.1 \sigma_V \quad (\text{荒川式})^{6)} \\ \tau_u &= 0.0679 P_V^{0.23} (F_c + 180) / \sqrt{M/QD + 0.115} \\ &\quad + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y} + 0.1 \sigma_V \quad (\text{広沢式})^{7)} \\ \tau_u &= 0.0679 P_V^{0.23} (F_c + 180) / (M/QD + 0.115) \\ &\quad + 0.5 (P_w \sigma_y + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y}) + 0.1 \sigma_V \quad (\text{東大式})^{8)} \end{aligned}$$

項目	要因	$F_0$	寄与率(%)
$\tau_2$	$M/QD$	312.5	56.3
	$P_s$	114.6	20.5
	$\sigma_0$	103.0	18.4
$\tau_2/\tau_{max}$	$M/QD$	34.2	81.3

表一4  $\tau \sim \gamma$  第2折点の分散分析結果

項目	要因	$F_0$	寄与率(%)
$\tau_{max}$	$M/QD$	1057.4	64.6
	$P_s$	266.6	16.2
	$\sigma_0$	254.5	15.5
$\gamma_{max}$	$M/QD$	73.4	82.2

表一5  $\tau \sim \gamma$  最大耐力点の分散分析結果



図一11 数値実験の  $\tau_{max}$  と各式との比較

$$\tau_u = (1 - \tau_s / 4.5 \sqrt{F_c}) \tau_0 + \tau_s \leq 4.5 \sqrt{F_c} \quad (\text{大成式})^{9)}$$

$$\tau_0 = (3 - 1.8 M/QD) \sqrt{F_c}$$

$$\tau_s = (P_H + P_V) \sigma_y / 2 + (\sigma_H + \sigma_V) / 2$$

ここに、 $P_V, P_H$  : 縦横鉄筋比

$\sigma_V, \sigma_H$  : 縦横方向軸応力度

$P_w$  : ウェブの縦横鉄筋比の平均値

式の名称は本論のみの略称である。これらの式の適合度をみるために、各式による計算値と数値実験結果の  $\tau_{max}$  との比を縦軸にとり図一11に示した。この図中で平面が軸に平行で傾いていないほど、また2つの平面が近いほど各要因を適切に評価していることになる。分散分析の結果、最も寄与率の大きかった  $M/QD$  に注目すると、この4式の中では、荒川式が偏りが少ないことが分かつ

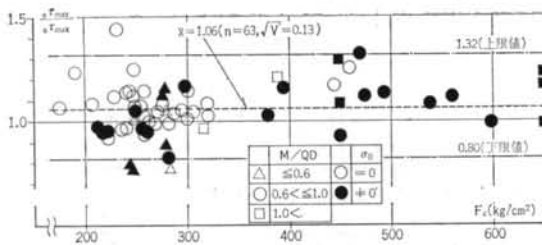


図-12 最大せん断応力度実験値と計算値の比較(注3)参照)  
た。しかし、荒川式では軸応力度の評価が適切ではなく、この評価が良いのは大成式である。先の分散分析結果より回帰式を作成し、 $\sigma_0$ の係数を見ると0.7となっておりやや大成式よりは大きい。これらの状況を勘案し、 $\tau_{max}$ を定める式としては下式とした。

$$\tau_{max} = 0.0679 P_V^{0.23} (F_c + 180) / (M/QD + 0.115) + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_V} + 0.5 (\sigma_V + \sigma_H) \leq 4.5 \sqrt{F_c} \quad \dots (15)$$

ここに、 $P_V$ : フランジ縦筋比 (%)

$P_w$ : ウェブの縦横筋比の平均値

$\sigma_V, \sigma_H$ : 縦、横方向軸応力度

図-12は、既往の原子炉建屋を対象とした実験(注3)により得られた最大耐力を式(15)による耐力と比較して示したものである。これより、本式による計算値は実験値よりはやや低いものの  $M/QD$ ,  $\sigma_0$ ,  $F_c$ 等の要因ごとに偏りは少なく、良い一致を見ているといえよう。

一方、 $\gamma_{max}$ に対しては  $M/QD$ のみが有意であり、かつその寄与率が大きいため、以下の回帰式を作成しこれを採用した。

$$\gamma_{max} = \{5.9 - 2.1(M/QD)\} \times 10^{-3} \quad \dots (16)$$

式(16)に  $M/QD = 1.0$ を代入すると  $\gamma_{max} = 3.8 \times 10^{-3}$ となる。富井<sup>10)</sup>は、せん断破壊をした耐震壁87体の最大耐力時層間変形角  $R_u$ を検討し、

$$R_u \approx 4 \times 10^{-3} \text{ rad} \quad \dots (17)$$

となることを明らかにしている。式(16)は  $M/QD = 1$ 付近でこれに近い値を示しており、まず妥当な式であると考えられる。

### 3.5 実験データとの比較

以上の式により定まる  $\tau \sim \gamma$ 関係を、当社におけるボックス型の模型実験の結果と比べて図-13に示した。注3) 図-12に示した実験データは下記文献による。

文献8): 3体(曲げ破壊と思われるものを除いた)、文献22): 2体、文献23): 5体、文献29): 8体、文献30): 5体、文献31): 7体、文献32): 6体、文献33): 2体(引張軸力ものを除いた)、文献34): 1体、文献35): 18体(円錐台形、厚肉八角形、不連続形状のもの、および曲げ破壊としたものを除いた)

の図より、本提案は実験データと良く適合していることが分かる。

## § 4. $M \sim \phi$ 関係の検討

### 4.1 $M \sim \phi$ 関係の傾向と解析方法

図-14には数値実験の結果得られた  $M \sim \phi$  関係の例を、図-15には模型実験の場合の例を示した。図中の実線あるいは点線は、後述する算定式によるものである。これらの図を検討し、以下の所見を得た。

(イ)数値実験の  $M \sim \phi$  関係は3折線で近似できそうである。

(ロ)数値実験の最下層での  $M \sim \phi$  関係は最大耐力付近での性状がやや異なっているが、これは境界条件によるものと思われる。

(ハ)模型実験の下から2層目(No2)のデータは、2折線で近似できそうである。

(ニ)模型実験の最下層(No1)のデータは前報でも触れたように曲率が大きく、No2とは性状が異なっている。この原因は、この部分の測定値に曲げ以外にアンカー部からの鉄筋の伸び出しによる回転変形が含まれているためである。

これらの所見と、図-4でも示したように曲げ変形成分の比率が小さいことから、 $M \sim \phi$  関係については  $\tau \sim \gamma$  関係で行なったような解析は行なわず、従来慣用されている式を実験データと比較検討しつつ、部分的に修正し用いることとした。

以下に検討の結果を示す。

### 4.2 曲げにかかわる $M \sim \phi$ 関係

$M \sim \phi$  関係は、図-16に示すような3折線で近似することとした。以下に、各折点を定める式とその説明を示す。

○第1折点 ( $M_1, \phi_1$ )

$$M_1 = Z_e (1.2 \sqrt{F_c} + \sigma_0) \quad \dots (18)$$

$$\phi_1 = M_1 / (cE \cdot I_e) \quad \dots (19)$$

ここに、 $Z_e$ : 鉄筋を考慮した断面係数

$F_c$ : コンクリート圧縮強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$ : 軸応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$cE$ : コンクリートのヤング係数

$I_e$ : 鉄筋を考慮した断面2次モーメント

式(18)の( )内第1項は、従来  $1.8 \sqrt{F_c}$ を用いることが多かったようである。先に示した文献のうちから、曲げひびわれ荷重の報告のあるものをいくつか選択し、式(18)と



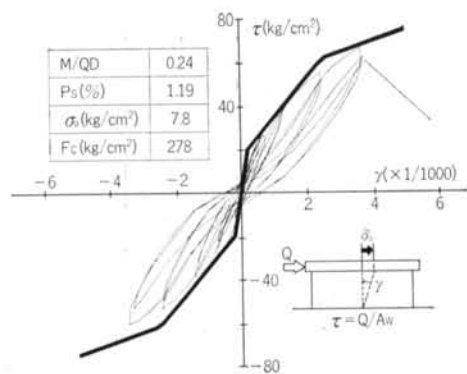
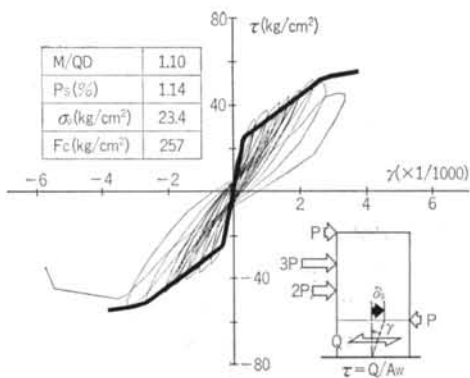


図-13 ボックス壁模型実験の  $\tau \sim \gamma$  関係

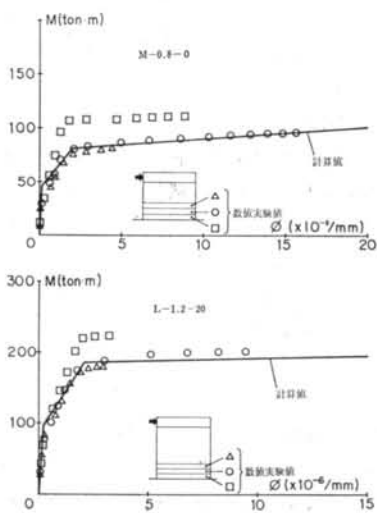


図-14 数値実験の  $M \sim \phi$  関係

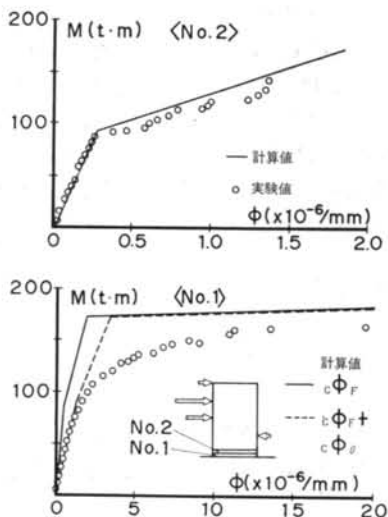


図-15 模型実験の  $M \sim \phi$  関係

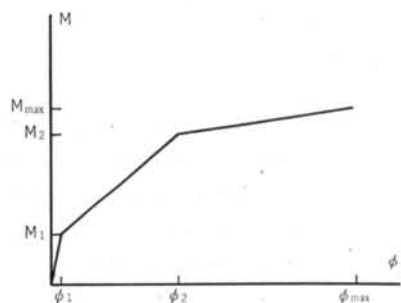


図-16  $M \sim \phi$  関係モデル

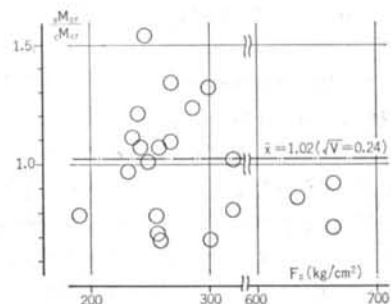
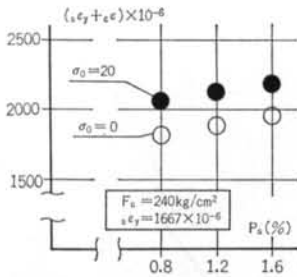


図-17 曲げびびわれ荷重実験値と計算値の比較 (注4)参照) 比較して図-17に示した注4)。実験値と計算値の比はかなりばらついているが、平均値は  $1.02 (\sqrt{V}=0.24)$  であり、一方  $1.8\sqrt{F_c}$  とすると平均値は  $0.71 (\sqrt{V}=0.16)$  となって、式(8)の方が良い適合を示していることが分かる。

$\phi_1$  を求めるための式(9)では、全断面有効の断面2次モーメントを用いた。山川は弾性論による計算を行ない、箱型断面の曲げに対するフランジの有効幅は、シアスパン比が小さくなるほど少なくなることを示した<sup>11)</sup>。しかし、シアスパン比が小さければ図-4にも示したように曲げ変形の占める割合が小さいこと、さらに実験デー

注4) 図-17に示した実験データは下記文献による。

文献8): 6体, 文献30): 3体, 文献31): 12体, 文献34): 1体



図一18 曲げ降伏時のひずみの和

タからは有効幅に関する明瞭な傾向が得られていないことなどから、有効幅を考慮しても大局的に影響が少ないと判断し、全断面有効とした。

○第2折点 ( $M_2, \phi_2$ )

$$M_2 = M_y \quad \dots\dots(2)$$

$$\phi_2 = 0.003/D \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $M_y$ ：以下の仮定によるフランジ縦筋曲げ降伏モーメント；①平面保持，②コンクリートの $\sigma$ - $\epsilon$ 関係は直線でその勾配は $eE$ ，③鉄筋の $\sigma$ - $\epsilon$ 関係は初期剛性を $sE$ ，降伏以降は剛性を零とするバイリニア，④鉄筋は壁の芯に集中し均等に分布， $D$ ：ウェブの芯々間距離

式(2)の0.003は、曲げ降伏時の引張側鉄筋ひずみ $s\epsilon_y$ と圧縮側フランジ中心のひずみ $\epsilon_s$ との和を $3000 \times 10^{-6}$ と考え導いた。図一18には箱型壁の鉄筋比を変化させ式(2)による降伏モーメント時の $(s\epsilon_y + \epsilon_s)$ の値を示したものである。これによると、両者の和は $3000 \times 10^{-6}$ よりは小さいが、軸力、鉄筋比によらずほぼ一定であることが分かる。 $M_y$ 計算時の曲率をそのまま用い、第2剛性を計算し実験値と比較をすると、計算剛性の方がかなり高くなる。これは、曲げひびわれの進展による鉄筋の付着性能の劣化や、繰り返し加力による影響かと思われる。そこで、計算上の曲率をやや割増して式(2)のようにした。

○最大耐力点 ( $M_{max}, \phi_{max}$ )

$$M_{max} = M_u \quad \dots\dots(2)$$

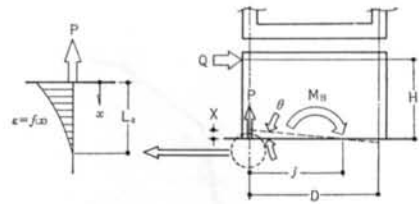
$$\phi_{max} = 0.003/x_{nu} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $M_u$ ：以下の仮定による全塑性モーメント；

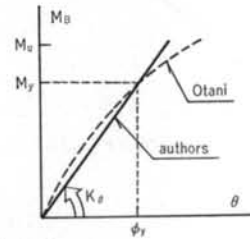
- ①コンクリートは圧縮力のみ有効でその応力度は圧縮強度 $F_c$ に等しい，
- ②鉄筋の引張応力度はすべて $s\sigma_y$ （鉄筋の降伏応力度），また圧縮応力度はすべて $-s\sigma_y$

$x_{nu}$ ：全塑性モーメント時の圧縮縁から中立軸までの距離

式(2)の0.003は、全塑性モーメント時のコンクリート



図一19 脚部回転変形



図一20 脚部回転バネ

圧縮縁のひずみが $3000 \times 10^{-6}$ となっていると考えたことに相当する。これはかなり粗っぽい仮定ではあるが、原子炉建屋においては曲げで終局に至るような構造要因の組み合わせは殆どないと考えられることから、暫定的に簡便な方法によったものである。

以上定められた $M \sim \phi$ 関係を、図一14、15の中に実線でプロット示した。両者は良く適合していることが分かる。

#### 4.3 脚部回転変形にかかわる $M_B \sim \theta$ 関係

模型実験においては、壁縦筋がベースコンクリートの中にアンカーされているが、加力によりこの鉄筋に引張力が作用しベース部から伸び出すものと考えられる。このような現象は、通常の柱あるいははりの実験においてもみられる。山城<sup>(2)</sup>あるいは宮武<sup>(3)</sup>によれば、柱はり主筋のスタブからの伸び出しを考慮しなければ、実験の曲げ剛性と計算値との差は説明できないとしている。壁においてもこの考え方に従い、図一19に示すように鉄筋の伸び出しによる回転変形を導入した。脚部の回転バネを脚部に作用するモーメント $M_B$ と回転角 $\theta$ の関係で評価すると次式のようになる。

$$M_B = Q \cdot H \quad \dots\dots(2)$$

$$\theta = X/j \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $Q$ ：水平せん断力

$H$ ：加力点高さ

$X$ ：鉄筋の伸び出し量

$j$ ：引張鉄筋位置から回転中心までの距離

伸び出し量 $X$ は鉄筋のひずみの積分値として得られる。

$$X = \int_0^{L_a} f(x) dx \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $L_a$ ：定着長さ



$f(x)$ : 鉄筋ひずみ分布形状を示す関数  
 小谷は、増加するモーメントに対し逐次  $\theta$  を計算し  $M \sim \theta$  関係を求めている<sup>14)</sup>が、ここでは簡略に降伏モーメント時のみに注目して 図-20 に示すような線形パネ  $K_\theta$  を定めることにした。

$$K_\theta = M_y / \theta_y \quad \dots\dots(27)$$

$M_y$  は式(20)により求める。また、このときの中立軸位置から引張鉄筋位置までの距離  $j_y$  を  $j$  とした。式(20)の  $f(x)$  および  $L_a$  については実験データも少ないため、以下のように仮定した。

(1) 定着長さ  $L_a$  を  $40d$  ( $d$ : 鉄筋径) とする

(2) そのときの分布は三角形とする

これより、 $K_\theta$  は次のように定まる。

$$K_\theta = M_y \cdot j_y / (0.5 \cdot s_y \cdot 40d) \quad \dots\dots(28)$$

ここに、 $s_y$ : 鉄筋降伏ひずみ

$d$ : 鉄筋の公称径

ただし、 $M \leq M_u$  ( $M_u$ : 式(22)によるモーメント)

図-15のNo.1の図中に点線で示したのが、伸び出しによる回転変形を考慮した計算値である。これにより、曲げ変形のみを考慮した計算値と実験値との差が説明できることが分かる。ただし、この図においてはひびわれ点以降、実験による剛性がさらに低下している。この原因は本試験体の鉄筋が丸鋼であり、付着の劣化が生じているためと考えられる。

以上述べてきたアンカー鉄筋の伸び出しによる回転変形は、模型水平加力実験において顕著であり、実機スケールにおいては無視しうるものと思われる。脚部において生じる回転角を  $\theta_y$  とすると、

$$M\theta_y = 0.5 \cdot M_s s_y \cdot 40 \cdot M d / M j_y \quad \dots\dots(29)$$

$$P\theta_y = 0.5 \cdot P_s s_y \cdot 40 \cdot P d / P j_y \quad \dots\dots(30)$$

ここに、左下添字  $M$  は模型実験を、 $P$  は実機を表わす。

例として、実機の1/30の縮小モデルの実験を行なったとする。鉄筋の降伏ひずみおよびコンクリートの材料特性は等しく、さらに外形寸法のプロポーシオンも対応しているとすれば、

$$M_s s_y = P_s s_y, \quad M j_y = P j_y / 30$$

となる。実機の鉄筋をD41とすると、縮尺1/30にするためには直径1.4mmの鉄筋を用いなければならない。しかし、実際には異形鉄筋として入手できるのは一般にD6が最小であり、これを用いることが多い。したがって、

$$M d = (6/41) \cdot P d = P d / 6.8$$

となる。式(29)にこれらの関係を代入すると、

$$M\theta_y = 4.4 \cdot P\theta_y$$

となる。回転角  $\theta$  は無次元値であるから、これによって模型実験の方が伸び出しによる回転変形が大きいことが

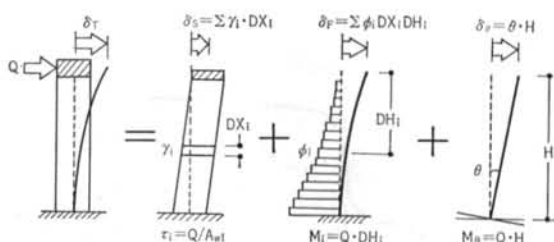


図-21 はりモデル

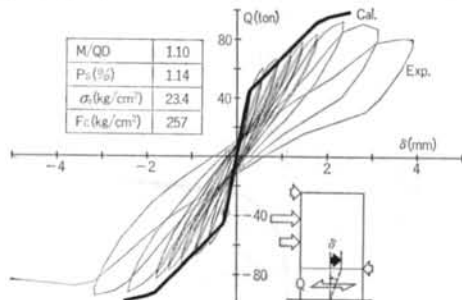


図-22 IB試験体実験との比較  
 分かる。

以上の例題でも明らかのように、原子炉建屋の模型実験においては形状の縮尺率と鉄筋径の縮尺率を合わせることができず、したがって見かけ上太い鉄筋を用いることになり、回転変形量が多くなると考えられる。以上の論拠は式(28)の正当性にかかっており、今後データを収集し検証していくつもりである。

## § 5. 検討

以上述べてきた  $\tau \sim \gamma$ ,  $M \sim \phi$  および  $M_B \sim \theta$  関係を、図-21 に示すはりモデルの各変形成分に適用することにより、荷重  $Q$  と水平変形計算値  $\delta_T$  の関係を逐次求めることができる。これと模型加力実験の荷重変形関係を比較し、本提案式の適合度合を検討した。

模型加力実験データとしては、当社自身で実施したものではありませんので、建築学会等の論文として公表されているものも対象とした。これらの論文では、いわゆる荷重変形関係のグラフが掲載されており、各変形成分ごとに分離されたデータが公表されていることは少ない。したがって、以下で検討するのは全て全体変形のみであり、結果の分析を各変形成分に溯り定量的に行なうことはできず、定性的なものとならざるを得なかった。

図-22は、当社のIB試験体の比較図である。これはすでに各変形成分ごとに比較検討したように、全体変形としても良い適合を見ている。なお、OB試験体の水平

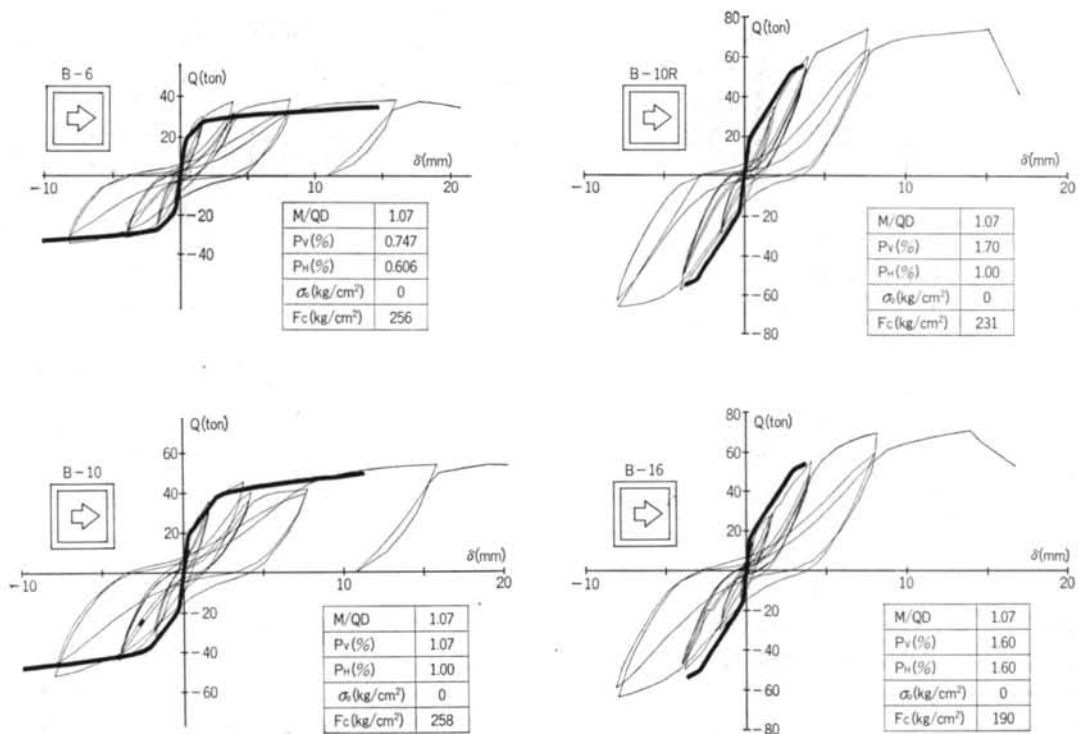


図-23 東京大学箱型壁実験との比較

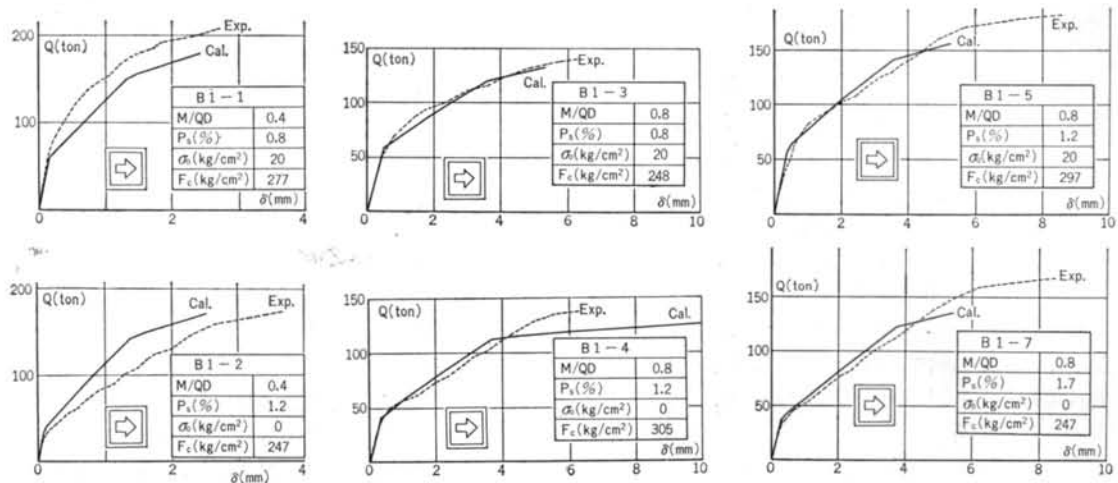


図-24 原工試箱型壁実験との比較

変形はすべてせん断変形と考え、既に $\tau$ - $\gamma$ 関係での比較図を示したため、ここでは示さなかった。

図-23は、東京大学において行なわれた箱型壁のデータ<sup>3)</sup>との比較である。B-6、B-10試験体は比較的鉄筋が少なく、実験では曲げ破損をしている。計算では回転変形で終局となっている。このため、終局時の変形は実験値より小さいものの、全体として良く合っているといえよう。B-10R、B-16試験体は鉄筋が多く、

先のB-6、B-10よりはせん断的な破壊をし、変形も小さい。計算ではせん断終局となっており、このとき曲げ降伏にも達しておらず、このために変形が実験値と比べて小さくなっている。しかし、傾向としては良く適合しているといえよう。

図-24は、榎原子力工学試験センターにより行なわれた箱型壁の実験データ<sup>35)</sup>との比較である。公表されているデータは正方向荷重時の包絡線のみである。シアスバ

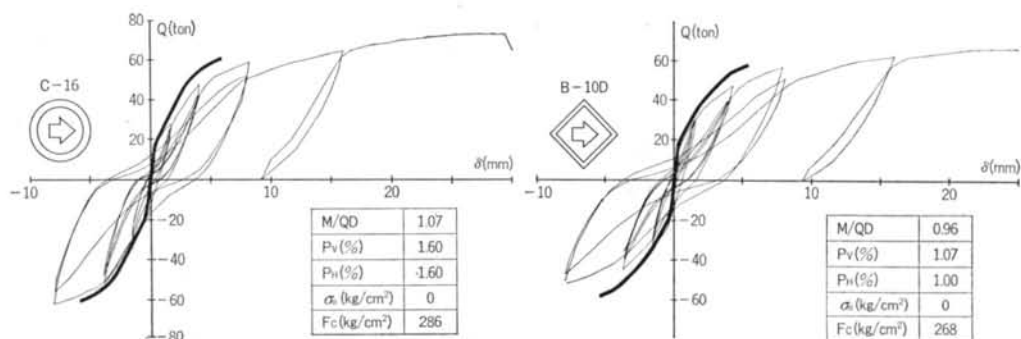


図-25 東大円筒壁，箱型壁対角加力実験との比較

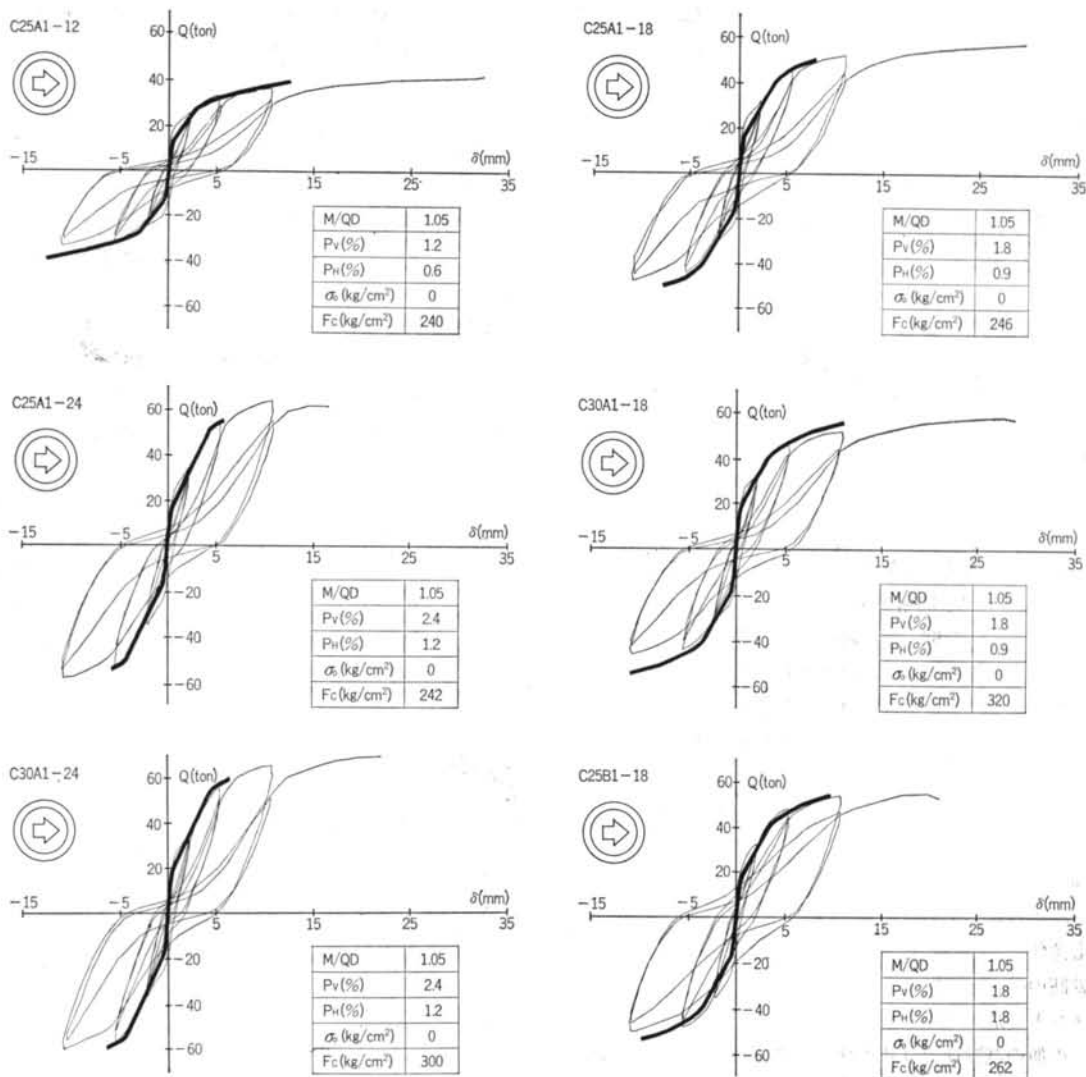


図-26 関西電力円筒壁実験との比較

ン比の小さいB1-1, B1-2では，実験値と計算値との大小関係が逆転するなどやや乱れているが，実験，計算

ともにせん断終局であり，全体としては良く適合しているといえよう。なお，終局時の変形はいずれも計算値の

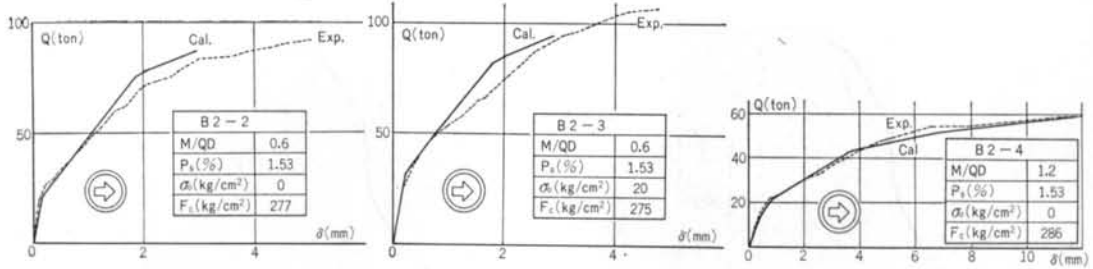


図-27 原工試円筒壁実験との比較

方が小さくなっている。B1-3以降はシアスパン比の大きい試験体である。いずれの試験体も実験、計算ともにせん断終局であり、B1-4を除き計算値の変形の方が小さく、そこに至るまでの傾向も良く合っているといえよう。B1-4では計算値変形の方が大きくなっているが、これはこの試験体では計算上曲げ降伏をしているためである。M~φ関係における第3剛性の設定値がやや低すぎる、すなわち終局時曲率φ<sub>u</sub>の設定値が大きすぎるためかと考えられる。

以上の箱型壁の実験データの他に、円筒壁型等の実験データにも本提案式を適用してみた。このために、以下のような条件を設定した。

(i) τ~γ関係の評価におけるウェブ断面積A<sub>w</sub>は全断面積A<sub>e</sub>の1/2とする。

(ii) M~φ関係の評価における断面2次モーメントは全断面有効とする。

(iii) 箱型壁の対角方向の場合も上記に準ずる。

図-25は東京大学(以下、東大と略す)における円筒壁および箱型壁対角加力実験のデータ<sup>3)</sup>との、図-26は関西電力(以下、関電と略す)における円筒壁実験のデータ<sup>31)</sup>との、また図-27は助原子力工学試験センター(以下、原工試と略す)における円筒壁実験データ<sup>35)</sup>との比較を示した。東大の2体は、計算上いずれも曲げ降伏以後のせん断終局であり、終局時の変形は実験値よりも小さいものの良く適合しているといえよう。計算上曲げ降伏しているにもかかわらず、先の図-24のB1-4のように計算上の変形が伸びない原因は、降伏モーメントと終局モーメントの差が大きく、したがってM~φ関係の第3剛性が高いためであると考えられる。関電の各試験体も全体として良く合っているといえる。C25A1-12は鉄筋の少ない試験体で、計算上脚部回転変形によるモーメントが最大モーメントに達して終局となっているが、その他の試験体では曲げ降伏以後のせん断終局である。いずれの試験体でも終局時の変形を少な目に評価している。原工試のB2-2、B2-3試験体も東大、関電のデータと同一傾向で、良く適合しているといえよう。B2-4

試験体はシアスパン比が大きく、実験ではeδ<sub>r</sub>>30mmに達する曲げのな破壊をしたものである。計算値は実験値と良く合っているが、最大変形11.8mmで脚部回転モーメントが最大に達して終局となっている。

以上の検討の結果を要約して以下に列挙する。

(1) 本提案式は箱型壁ばかりではなく、円筒壁あるいは箱型壁の対角方向加力実験等のデータとも良く適合することが分かった。

(2) 最大耐力は、ほとんどの試験体がせん断終局により定まっており、この場合は3.4でも述べたように計算値は実験値のほぼ中央値となっている。

(3) 脚部の曲げ終局により最大耐力に至っている試験体でも、実験値最大耐力との適合は良好であった。

(4) 最大耐力時の変形は、ほとんどの試験体において計算値の方が実験値を下回っており、安全側の評価を与えているといえる。ただし、箱型壁のように曲げ降伏モーメントと、曲げ終局モーメントの計算値が比較的近い値で、結果としてM~φ関係の第3剛性が低くなるようなものでは、せん断終局に達する以前に曲げ降伏する条件下(シアスパン比が大きい、あるいは縦筋比が少ないなど)では計算変形の方が実験値を上回る。しかし、実際の建屋においてはこのような条件のものは少ないと思われる。

## § 6. おわりに

本論では、原子炉建屋の主耐震要素である箱型立体耐震壁の復元力特性のうち、スケルトンカーブを定めるための諸式を以下のように提案した(記号説明は省略)。

○τ~γ関係は3折線で近似する。

第1折点(τ<sub>1</sub>, γ<sub>1</sub>):

$$\tau_1 = \sqrt{F_c(\sqrt{F_c + \sigma_0})}, \quad \gamma_1 = \tau_1 / cG$$

第2折点(τ<sub>2</sub>, γ<sub>2</sub>):

$$\tau_2 = \{0.15(M/QD) + 0.79\} \tau_{\max}, \quad \gamma_2 = 2.77 \times 10^{-3}$$

最大耐力点(τ<sub>max</sub>, γ<sub>max</sub>):

$$\tau_{\max} = 0.0679 P_V^{0.23} (F_c + 180) / (M/QD + 0.115) \\ + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y} + 0.5 (\sigma_V + \sigma_H)$$

$$\gamma_{\max} = \{5.9 - 2.1 (M/QD)\} \times 10^{-3}$$

○ $M \sim \phi$  関係は 3 折線で近似する。

第 1 折点 ( $M_1, \phi_1$ ):

$$M_1 = Z_e (1.2 \sqrt{F_c + \sigma_0}), \phi_1 = M_1 / (c E \cdot I_e)$$

第 2 折点 ( $M_2, \phi_2$ ):

$$M_2 = M_y, \phi_2 = 0.003/D$$

最大耐力点 ( $M_{\max}, \phi_{\max}$ ):

$$M_{\max} = M_u, \phi_{\max} = 0.003/x_{nu}$$

○ $M_B \sim \theta$  関係は線形パネとして定める。

$$K_\theta = M_y \cdot j_y / (0.5 \cdot s_y \cdot 40 d) \quad (\text{ただし, } M_B \leq M_u)$$

以上の諸式で定められる荷重変形関係は、箱型ばかり

ではなく円筒壁の実験データとも良く適合することが分かった。計算による最大耐力は実験値のほぼ中央値となり、そのときの変形は通常の範囲では実験値の下限值となっていることが分かった。なお、比較実験データとしてシアスパン比の小さなものが少ないなど、残された問題点も多く、今後さらに検討したいと考えている。さらに、動的応答計算用の繰り返しのルールについても現在検討中であり、次報で述べたいと考えている。

謝辞 本論をまとめるに当っては、筆者が所属している各種関連委員会の諸先輩方に貴重なご示唆を数多くいただきました。特に、東京大学岡田恒男教授には温かい励ましをいただきました。末尾ながら、ここに深謝いたします。

## <参考文献>

- 1) 稲田他：“原子炉建屋箱型立体耐震壁の復元力特性に関する研究（その1）検討方針と手法”清水建設研究報告 第40号（昭和59年10月）
- 2) 原子炉建屋の復元力特性に関する研究検討委員会：“原子炉建屋の復元力特性に関する研究計画報告書（大型模型実験の意義と必要性）” 耐建築研究振興協会（昭和55年7月）
- 3) ACI Committee 318-83：“Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)” American Concrete Institute (1983)
- 4) 梅村魁編著：“鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法” 技報堂（1972年）
- 5) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説”（1982年）
- 6) 荒川他：“鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究”日本建築学会論文報告集 第66号（昭和35年10月）
- 7) 広沢：“既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析”建築研究資料 No. 6（昭和50年3月）
- 8) 東京大学梅村研究室：“鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究”（昭和50年9月）
- 9) 吉崎他：“多数の小開口を持つ耐震壁の強度”第5回コンクリート工学年次講演会論文集（昭和58年）
- 10) 富井他：“The Relations between the Deformed Angle and the Shearing Force Ratio (0.80~1.00) with regard to 700 Shear Walls”日本建築学会論文報告集 第153号（昭和43年11月）
- 11) 山川：“原子炉建屋 BOX 構造の剛性評価法”清水建設研究所報 第31号（昭和54年10月）
- 12) R. Yamashiro & P. Siess: “Moment-Rotation Characteristics of R.C. Members subjected to Bending, Shear and Axial Load” Univ. of Illinois Civil Eng. Studies, Structural Research Series No. 260
- 13) 宮武他：“鉄筋コンクリート柱に関する研究(1)”日本建築学会関東支部研究報告集（昭和41年）
- 14) S. Otani: “Inelastic Analysis of R/C Frame Structures” Journal of Structural Division, ASCE (July 1974)
- 15) 大森他：“面内力を受ける鉄筋コンクリート平板の弾塑性性状(その1)”日本建築学会大会学術講演梗概集(昭和59年10月)
- 16) 六車他：“面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート壁の耐力および変形性状に関する実験研究”同上（昭和59年10月）
- 17) 矢野他：“太径鉄筋継手の構造特性に関する実験研究(その2)”同上（昭和59年10月）
- 18) 宮崎他：“鉄筋コンクリート円筒壁体のせん断挙動に関する研究(その1)”同上（昭和58年9月）
- 19) 山崎他：“熱ひびわれを有する鉄筋コンクリート円筒のねじり加力実験(その1)”同上（昭和59年10月）
- 20) 望月他：“鉄筋コンクリート壁体のスリップ破壊に関する研究(その5)”同上（昭和59年10月）
- 21) 望月他：“鉄筋コンクリート壁体の終局強度について”同上（昭和58年9月）
- 22) 坂元他：“建屋の復元力特性に関する研究(その2)”同上（昭和58年9月）
- 23) 渋谷他：“プレストレストコンクリート造円筒壁の水平加力実験と解析(その1)~(その3)”同上（昭和58年9月）
- 24) 玉村他：“建屋の復元力特性に関する研究(その17)”同上（昭和59年10月）
- 25) 高山他：“建屋の復元力特性に関する研究(その19)”同上（昭和59年10月）
- 26) 矢野他：“太径鉄筋継手の構造特性に関する実験研究(その3)”同上（昭和59年10月）

- 27) 吉田他：“はり型のない RC 連層耐震壁の実験研究（その1）” 同上（昭和58年9月）
- 28) 志賀他：“曲げ破壊型 RC 造耐震壁の被災度及び補修効果に関する実験（Ⅰ）～（Ⅲ）” 同上（昭和58年9月）
- 29) 阿世賀他：“建屋の復元力特性に関する研究（その6），（その7）” 同上（昭和58年9月）
- 30) 小垣他：“プレストレストコンクリート円筒壁の水平加力実験と解析” 同上（昭和54年9月）
- 31) 長嶋他：“円筒 RC 耐震壁に関する水平加力実験報告（その1），（その2）” 日本建築学会近畿支部研究報告集（昭和54年）
- 32) 岡村他：“鉄筋コンクリート製原子炉格納容器モデルの水平加力実験，（その1）～（その4）” 日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和54年，55年）
- 33) 内田他：“原子力発電用鉄筋コンクリート造格納容器の事故時内圧，水平力同時加力実験（その1）～（その6）” 同上（昭和53年，55年）
- 34) 鈴木他：“原子炉建屋模型の水平加力実験（その1），（その2）” 同上（昭和55年）
- 35) 秋野他：“原子炉建屋の復元力特性試験（その1）～（その7）” 同上（昭和57年）