

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造壁柱の耐力および変形性状

山野辺 宏 治
(技術研究所)坂 口 昇
(技術研究所)黒 瀬 信 行
(設計本部)首 藤 恵 治
(技術研究所)

§ 1. はじめに

8階建の壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造物の構造設計は、財団法人建築センターの指針¹⁾に準拠して行なっている場合が多い。同指針では剛性および耐力評価については、構造部材を「有効に接合した」建築物であるという仮定に基づいている。しかし、プレキャスト構法は接合部のディテールにより剛性、耐力が大きく影響されると考えられるが、いまだに不明な点も多い。

一般的に構造物は耐震強度が大きいため、必ずしもじん性に期待しなくても良いとされており^{注1)}、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造の場合にも、耐震性能の点で同様の考え方で設計されている。

しかしながら、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建物の高層化、あるいは壁面に比較的自由に開口が設けられることからくる壁量の減少等を考えると、従来のような強度指向だけではなく十分なじん性確保も必要となってくる。

特に高層化した場合は、建物の地震応答解析による耐震性能の確認も要求されることになる。応答解析をするためには各部材の復元力モデルの設定が必要となり、このために耐力設計式、壁柱の水平ジョイント部のせん断メカニズム^{注2)}等を把握しなければならない。

以上のような観点から、次の諸点を明らかにするために壁柱のせん断加力実験を行なった。

- 1) 耐力設計式(曲げ、すべり)の妥当性を確認する。
- 2) 水平ジョイント部のすべり性状を把握する。
- 3) 復元力モデルの設定を行なう。

注1) 高さが20m以下のRC造建築物で、各階における壁(A_w)および柱の断面積(A_c)が $\sum 25 A_w + \sum 7 A_c \geq Z \cdot W \cdot A_t$ の範囲に含まれるとしたものである。

注2) 特に壁柱脚部のすべり性状を含める。

§ 2. 実験概要

2.1 試験体

試験体の一覧を表-1に示し、その形状および配筋例を図-1に示す。試験体は、実施設計された壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造7階建^{注3)}の下層部の桁行方向の壁柱を想定した1/3スケールモデルとする。パラメータは、シアスパン比、水平ジョイント部縦筋量および軸力である。ただし、ここで設計モデルに対応するものはC-1、C-2、C-5である。その試験体のうちC-1、C-5は内柱に、C-2は外柱に対応している。C-3とC-4は、すべり耐力に及ぼす軸力の影響を把握するため、特にすべり破壊するように設計されている。

材料定数より各試験体の耐力を算定した結果、C-1、C-2が曲げ破壊、C-3、C-4、C-5がすべり破壊と予測できる(耐力算定については表-4および表-5を参照)。

試験体製作手順を以下に示す。

(1) スプライス・スリーブ付き壁柱と上スタブを一体として、横向きにコンクリートを打設する。さらに、水平ジョイント用縦主筋を上面から所定の長さ(D16の場合は118mm、D19の場合は140mm)だけ突き出した下スタブにもコンクリートを打設する。

(2) コンクリート打設後約2時間蒸気養生(60°C)した後、現場放置する。

(3) 下スタブに敷モルタルを敷き、スペーサーとして厚さ10mmのナットをはさんで壁柱を設置する。

(4) スリーブ内にグラウトモルタルを注入する。

なお、使用した材料の材料定数を表-2に示す。

2.2 実験方法

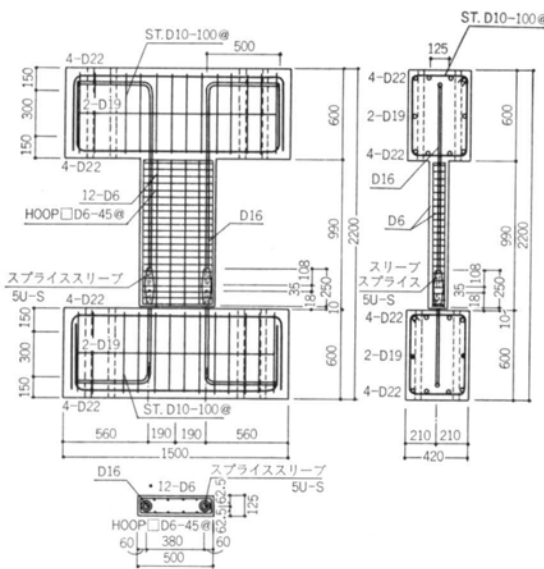
加力は図-2に示すような建研式で行ない、正負交番繰返し水平力を試験体に加える。正加力および負加力と

注3) 桁行方向が壁式ラーメン構造、張間方向が独立耐震壁構造である。

試験体名	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	
形状 ($h=1,000\text{mm}$ 壁厚 $t_w=125\text{mm}$)						
シアスパン比 ($h/2D$)	1.0		0.333	0.5		
壁筋	縦筋	12-D6		48-D6	22-D6	
	横筋 (フープ筋)	□D6@45mm ($P_w=1.00\%$)		□D6@60mm ($P_w=0.85\%$)	□D6@45mm ($P_w=1.00\%$)	
柱主筋 (スプライス・スリーブ)	2-D16	3-D16	4-D19	5-D16		
導入軸力	N	15.0 tf {147 kN}	-7.0~30.0 tf {-69~294 kN}	45.0 tf {441 kN}	0.0 tf	30.0 tf {294 kN}
	軸方向 応力度	24.0 kgf/cm ² {2.35 MPa} ($0.1 F_c$ *)	-12.0~48.0 kgf/cm ² {-1.18~4.71 MPa} ($-0.05 F_c \sim 0.2 F_c$)	24.0 kgf/cm ² {2.35 MPa} ($0.1 F_c$)	0.0 kgf/cm ²	24.0 kgf/cm ² {2.35 MPa} ($0.1 F_c$)
破壊モード	曲げ破壊			すべり破壊		

*1) $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ {23.5 MPa}: コンクリート設計強度

表一 試験体一覧



図一 試験体配筋例 (C-1)

も、パンタグラフによって常に平行に移動する配力ビームを介して2台の油圧ジャッキで加えられる。

圧縮軸力は、油圧ジャッキを反力フレームから鉛直方

向に設置し、配力ビームを押すことによって加える。

引張軸力は、2本のPC鋼棒を介し、2台の油圧ジャッキで配力ビームを引張り上げることによって加える。

なお、各試験体に導入した軸力はC-1, C-3, C-5が一定軸力 ($N=0.1 F_c A_w$, A_w : 壁柱の全断面積) で、C-2では図-3に示すような水平力にリンクさせた変動軸力 ($N=-0.05 F_c A_w \sim 0.2 F_c A_w$) である。

加力の制御方法は、主に部材角Rで制御する。図-4に加力サイクルを示す。加力サイクルは $R=1/400, 2/400, 4/400, 6/400, 8/400$ で各3回ずつ繰返し正負交番加力で行なう。部材角Rは、上下スタブ間の相対水平変形を内法階高で除した値とする。

§ 3. スプライス・スリーブ引張試験

3.1 供試体

試験体製作と同時に、スプライス・スリーブ・ジョイント単体のテストピースを、D16およびD19について各々6本ずつ製作した。

呼び名	引張降伏応力度 $s\sigma_y$		引張強度 $s\sigma_u$		ヤング係数 E_s	
	(kgf/cm ²)	{MPa}	(kgf/cm ²)	{MPa}	(kgf/cm ²)	{MPa}
D 6	3854	378	5250	515	1.56×10^6	1.53×10^5
D16	3808	373	5505	540	1.85×10^6	1.81×10^5
D19	3583	351	5950	583	1.72×10^6	1.69×10^5

(1) 鉄筋

	圧縮強度	
	(kgf/cm ²)	{MPa}
C-1	66	6.5
C-2	82	8.0
C-3	67	6.6
C-4	60	5.9
C-5	77	7.6

(2) 敷モルタル

試験体	圧縮強度 $c\sigma_B$		圧縮強度時 ひずみ $e\epsilon_B$	割裂強度 $c\sigma_t$		ヤング係数 E_c^{*1}		ポアソン比	
	(kg f/cm ²)	{MPa}		(kgf/cm ²)	{MPa}	(kgf/cm ²)	{MPa}		
壁 体	C-1	362	35.5	0.215	26.3	2.58	2.73×10^5	2.68×10^4	0.179
	C-2	310	30.4	0.180	28.9	2.83	2.73×10^5	2.68×10^4	0.181
	C-3	347	34.0	0.219	21.4	2.10	2.58×10^5	2.53×10^4	0.164
	C-4	306	30.0	0.189	20.4	2.00	2.68×10^5	2.63×10^4	0.177
	C-5	307	30.1	0.232	26.3	2.58	2.69×10^5	2.64×10^4	0.154
グラウト材	C-1	802	78.6	0.450	27.9	2.74	3.00×10^5	2.94×10^4	—
	C-2	735	72.1	0.383			2.75×10^5	2.70×10^4	
	C-3	745	73.1	0.311			3.05×10^5	2.99×10^4	
	C-4	811	79.5	0.369			2.92×10^5	2.86×10^4	
	C-5	802	78.6	0.450			3.00×10^5	2.94×10^4	

*1) $c\sigma_B/3$ のときの割線剛性

(3) コンクリートおよびグラウトモルタル

表-2 材料定数

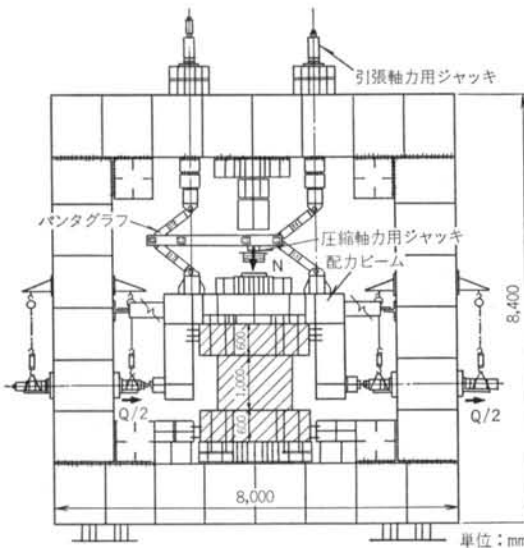


図-2 加力装置

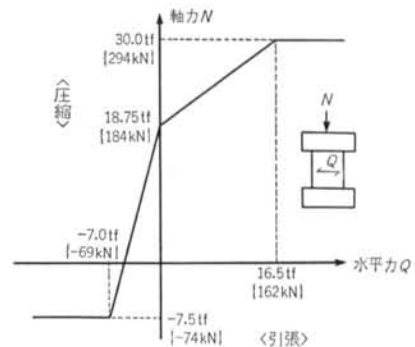


図-3 C-2の水平力と軸力との関係

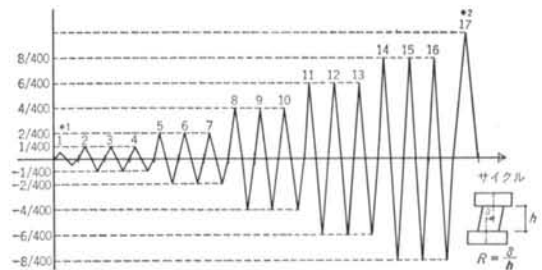
*1 1サイクルは荷重制御による。荷重は設計荷重レベルとする。
*2 最終変形は $R=1/34 \sim 1/14$ 程度とする。

図-4 加力サイクル

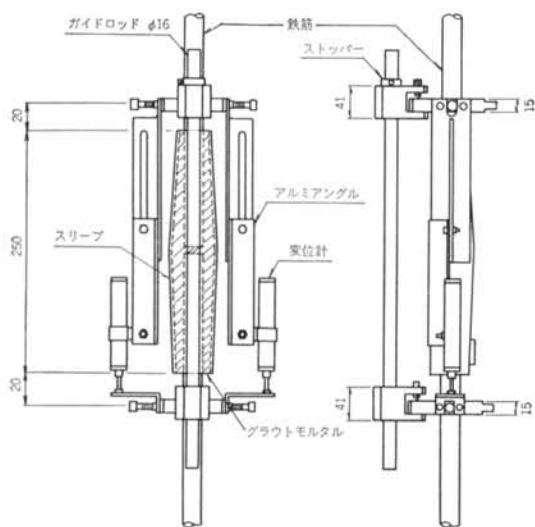


図-5 スプライス・スリーブ・ジョイントの変位測定器具

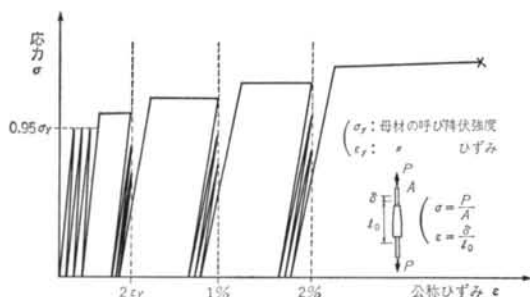


図-6 引張載荷計画

3.2 試験方法

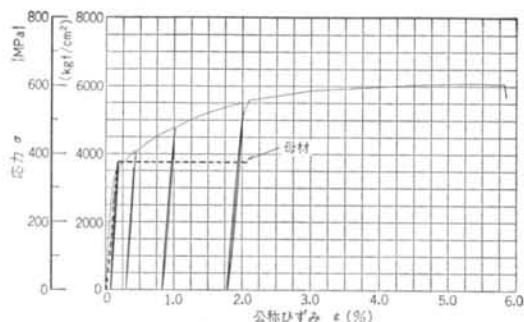
引張試験には100 ton 万能試験機を使用し、検長間の伸びを図-5に示すような測定器具で測定する注4)。また、引張載荷計画を図-6に示す。引張載荷は一方向漸増繰返しとし、母材の降伏応力度の95%で3回、公称降伏ひずみ ϵ_y 注5) の2倍のひずみで3回、さらに公称ひずみ1%および2%で各々3回繰返し、最終は破断するまで行なう。

3.3 試験結果

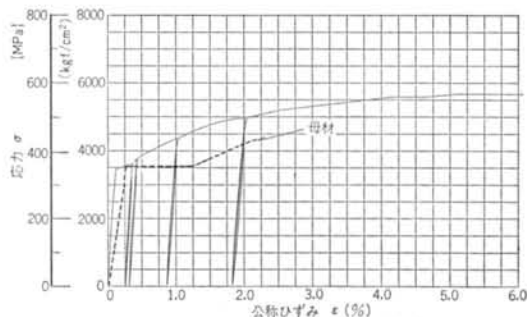
図-7に、公称応力度と公称ひずみとの関係の一例を示す。また、表-3に試験結果の一覧を示す。なお、載荷方法（繰返しと単調）の違いが結果に及ぼす影響を調べるために、6本のD19のうち2本について単純引張

注4) 検長はスリーブ長 +20mm とする。スリーブ長はD16用が250mm、D19用が295mmである。

注5) 母材が降伏し始めるときの検長間の伸びを検長で除した値と定義する。



(1) D16スリーブ・ジョイント



(2) D19スリーブ・ジョイント

図-7 スリーブ・ジョイント応力ひずみ関係

試験を行なったが、その結果にはほとんど差がなかった。

いずれの供試体も母材で破断した。一方向引張試験の鉄筋継手性能判定基準²⁾により、継手としての性能を評価してみる。表-3の結果から、 $E_{0.7}/E_0 > 1.0$ 、 $E_{0.9}/E_0 > 0.9$ 、 $\sigma_{ult}/\sigma_y > 1.35$ 、 $\epsilon_u/\epsilon_y > 20$ であり、さらに接合部のすべり量は直接測定していないものの、試験後のスリーブを切断して鉄筋の附着性能を調べた結果、ほとんどすべりが見られなかったこと等からSA継手の要件を満していることが確認された。

§ 4. 実験結果

4.1 実験結果一覧

表-4に各試験体の諸現象発生時荷重の一覧を示す。また、諸現象発生荷重算定式の一覧を表-5に示す。

破壊経過としてC-1、C-2、C-5では曲げひびわれが、シアスパン比の小さいC-3、C-4のうち軸力を受けるC-3ではせん断ひびわれが、C-4ではスリーブ周辺に集中したひびわれが、各々先行した。

曲げひびわれ発生荷重についてC-2、C-3、C-5はほぼ計算に近い値を示していた。曲げせん断ひびわれ発生荷重は、いずれの試験体でも計算値にほぼ一致していた。せん断ひびわれ発生荷重については、各試験体と

スプライス ・スリーブ	ジョイント鉄筋のヤング係数				ジョイント鉄筋終局 強度 σ_{ult}		終局ひ ずみ ε_u (%)	クラス判定値			
	$E_{0.7}^{*1}$		$E_{0.95}^{*2}$		(kgf/cm ²)	{MPa}		$\frac{E_{0.7}}{E_0^{*3}}$	$\frac{E_{0.95}}{E_0}$	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y^{*4}}$	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y^{*5}}$
	{10 ⁶ kgf/cm ² }	{10 ⁸ MPa}	{10 ⁶ kgf/cm ² }	{10 ⁸ MPa}							
D16	3.30	3.24	2.68	2.63	6001	588	5.3	1.72	1.40	1.71	26.5
D19	2.94	2.88	2.68	2.63	5533	543	5.6	1.86	1.70	1.58	28.0

- *1) 母材の規格降伏点の70%の応力におけるジョイント鉄筋の割線剛性
 *2) 母材の規格降伏点の95%の応力におけるジョイント鉄筋の割線剛性
 *3) 母材の規格降伏点の70%の応力における母材の割線剛性(表-2 参照)
 *4) 母材の規格降伏点(SD35)
 *5) ジョイント鉄筋の降伏ひずみ: $\varepsilon_y = 0.2\%$ とする

表-3 スリーブ・ジョイント鉄筋引張試験結果

試験体	C-1		C-2				C-3		C-4		C-5			
	(tf)	{kN}	圧縮軸力時		引張軸力時		(tf)	{kN}	(tf)	{kN}	(tf)	{kN}		
			(tf)	{kN}	(tf)	{kN}								
諸現象*1)	曲げひびわれ	実験値	8.3	81	8.0	78	4.3	42	54.6	535	—	—	30.0	294
		計算値	6.4	63	7.9	77	4.3	42	55.8	—	33.3	327	24.9	244
		実/計	1.37		1.01		0.99		0.98		—		1.20	
曲げせん断 ひびわれ	実験値	15.4	151	16.8	165	7.2	71	47.4	465	—	—	32.4	318	
	計算値	14.1	138	18.6	182	7.4	73	44.8	439	30.4	298	29.4	288	
	実/計	1.09		0.90		0.97		1.06		—		1.10		
せん断 ひびわれ	実験値	17.8	175	20.3	199	—	—	44.9	440	23.4	229	34.4	337	
	計算値	10.9	107	11.7	115	9.5	93	35.0	343	28.8	282	23.5	230	
	実/計	1.63		1.74		—		1.28		0.81		1.48		
最大荷重	実験値	18.6	182	22.4	220	10.2	100	64.8	635	24.5	240	46.7	458	
	Q_{Mu}	12.8	126	22.5	221	6.0	59	116.5	1142	53.5	525	52.3	513	
	Q_{Su}	20.2	198	19.5	191	17.8	175	91.3	895	82.6	810	52.6	516	
	Q_{Hu}	21.0	206	36.9	362	15.9	156	60.3	591	28.8	282	47.5	466	
	実/計	1.45		1.15		1.69		1.07		0.85		0.98		

- *1) Q_{BC} , Q_{BSC} , Q_{SC} , Q_{Mu} , Q_{Su} , Q_{Hu} の各計算式は表-5を参照
 *2) Q_{max} の計算値は Q_{Mu} , Q_{Su} , Q_{Hu} のうち小さい方とする

表-4 諸現象発生時荷重

も実験値と計算値とにばらつきが見られた。なお、各試験体の破壊モードはC-1, C-2が曲げ破壊, C-3, C-4, C-5がすべり破壊であった。

4.2 荷重・部材角関係

図-8~図-12に、各試験体の水平力 Q と部材角 R との関係を示す。C-1の復元力特性は紡錘型で安定したループを描いている。C-2では、変動軸力のために正負での復元力特性に差が見られ、正方向(圧縮軸力を受ける方向)では耐力低下が大きい。負方向(引張軸力を受ける方向)では耐力は低いものの変形性状は良好で安定していた。シアスパン比の小さいC-3, C-4, C-5ではすべりが支配的で、特に軸力を受けないC-4ではループ面積が小さく、耐力低下も大きかった。

4.3 ひびわれ発生状況

図-13に、各試験体の正面の $R = -1/100$ までのひびわれ発生状況を示す。 $R = -1/100$ までを見るとC-2, C-3, C-5はひびわれが分散して発生するのに対し、C-1は柱頭、柱脚部に集中し、C-4ではスリーブ周辺に集中して発生することが分かる。

4.4 変形成分比

図-14に、各試験体の水平変形(全体)に占める各変形成分(曲げ変形, すべり変形, せん断変形)の割合を正方向と負方向との平均で示す。ただし、C-2については正方向と負方向とで軸力の条件が異なるために各方向別々に示す。曲げ変形は、壁柱の高さ方向を6区間に分割し、区間の平均曲率を高さ方向に積分して求める。

**		慣 用 単 位 系*1	SI 単 位 系*2
ひび	曲げ	$M_{BC} = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e^{*3} + \frac{ND}{6}$ (kgf·cm) (学会式)	$M_{BC} = 0.56 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + \frac{ND}{6}$ [N·mm]
		$Q_{BC} = 2 M_{BC}/h$ (kgf)[N]	
われ	せん断	$Q_{BSC} = 0.265 \sqrt{F_c} \cdot bd + \frac{M_{BC}}{M/Q-d/2}$ (kgf) (Sozen 式)	$Q_{BSC} = 0.083 \sqrt{F_c} \cdot bd + \frac{M_{BC}}{M/Q-d/2}$ [N]
		$Q_{SC} = \frac{0.0612(F_c+500)}{M/Qd+0.17} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_0}{150}\right) bj$ (kgf) (大野・柴田式)	$Q_{SC} = \frac{0.0612(F_c+49.0)}{M/Qd+0.17} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_0}{14.71}\right) bj$ [N]
せん断	せん断	$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053(100 P_t)^{0.23}(F_c+180)}{M/Qd+0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot w \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj$ (kgf) (広沢式)	$Q_{Su} = \left\{ \frac{0.053(100 Pr)^{0.23}(F_c+17.65)}{M/Qd+0.12} + 0.846 \sqrt{P_w \cdot w \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right\}$ [N]
		$\begin{cases} M_{u1} = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 a_w \cdot \sigma_{wy} + 0.5 ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \\ M_{u2} = a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} + 0.5 N l_w \end{cases}$ (kgf·cm) [N·mm] (kgf·cm) [N·mm] (M_{u1} , M_{u2} のうち小さい方を M_u とする)	
設計	耐力式	$Q_{Mu} = 2 M_u/h$	
		$M_u = \begin{cases} = \{0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12 b D^2 F_c\} \cdot \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 b D F_c}\right) & \text{(ただし, } 0.4 b D F_c < N \leq N_{max}\text{)} \\ = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 ND \left(1 - \frac{N}{b D F_c}\right) & \text{(ただし, } 0 < N \leq 0.4 b D F_c\text{)} \\ = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 ND & \text{(} N_{min} \leq N \leq 0\text{)} \end{cases}$ (kgf·cm) [N·mm] (kgf·cm) [N·mm] (kgf·cm) [N·mm]	
すべり	せん断	$Q_{Mu} = 2 M_u/h$ (kgf) [N]	
		$Q_{Nu} = 0.7(\sigma_y \cdot \sum a_h + N)$ (kgf) [N]	

*1) 応力は kgf/cm², 力は kgf, 長さは cm とする

*2) 応力は MPa(=N/mm²), 力は N (ニュートン), 長さは mm とする

*3) $Z_e = \phi b D^2/6$ (ただし, $\phi = 1 + 3.8 n P_t$)

*4) 主な記号の意味は以下のとおりである

N : 軸力 b, D, d, j : 断面の幅, 全せい, 有効せい, 応力中心間距離

F_c : コンクリート設計強度 σ_0 : 軸方向応力度 a_t, P_t : 引張主筋量およびその鉄筋比

$P_w, w \sigma_y$: せん断補強筋比およびその降伏応力度 σ_y : 引張主筋の降伏応力度

a_w, σ_{wy} : 中段主筋量およびその降伏応力度 $l_w = 0.9 D$

表—5 荷重算定式一覧

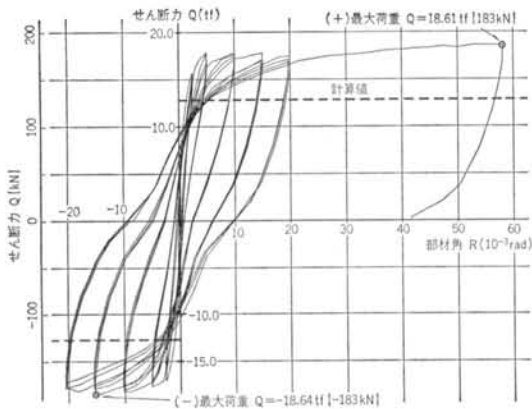


図-8 Q~R 関係 (C-1)

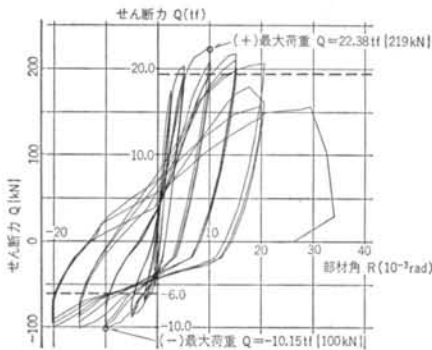


図-9 Q~R 関係 (C-2)

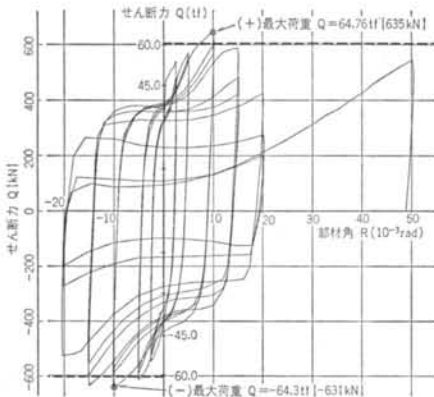


図-10 Q~R 関係 (C-3)

すべり変形は下スタブと壁柱との相対変位であるので、下スタブ面から 40 mm の位置での相対変位と等価であるとみなす。せん断変形は、水平変形（全体）から曲げ変形とすべり変形を除いたものと定義する。図-10より、C-1では全体変形の 70~80% が曲げ変形であった。C-2の正方向（圧縮軸力を受ける）の曲げ変形および負方向（引張軸力を受ける）のすべり変形は、部材角が

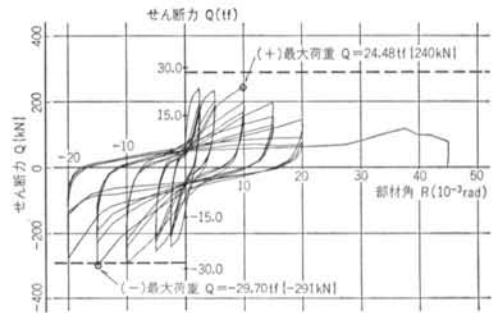


図-11 Q~R 関係 (C-4)

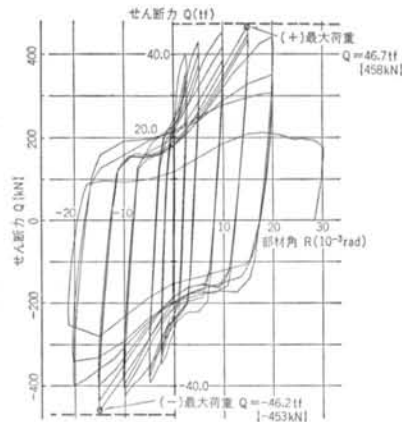


図-12 Q~R 関係 (C-5)

大きくなるに従って各々の割合が増加している。この原因として、負方向のすべり変形が残留することにより正方向加力時に、その分の変形量を曲げあるいはせん断変形に依存するようになることが挙げられる。C-3、C-4では80%以上がすべり変形であり、特に軸力を受けないC-4では変形の90%以上がすべり変形であることが分かった。C-5でも70%以上がすべり変形であった。

§ 5. 検討

5.1 耐力設計式の妥当性

破壊モードごとにみると、曲げ破壊であるC-1、C-2では実験値は計算値よりわずかに大きめであった。なお、C-2が圧縮軸力を受ける場合設計上ではせん断破壊時荷重とせん断破壊時荷重とが接近しているので、曲げ破壊後最終変形時で所定の軸力を保持できなかったことを考えると、せん断破壊に近い性状を呈しているといえる。これらのことから、曲げ終局耐力式の妥当性が確認され、さらにC-2に関していえば、その耐力はせ

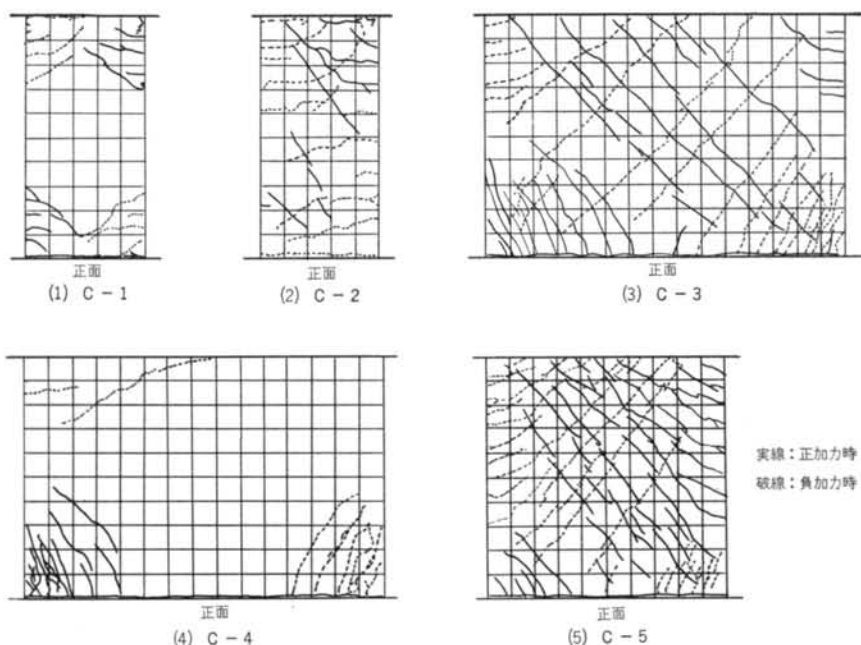


図-13 ひびわれ発生状況 ($R=-1/100$ まで)

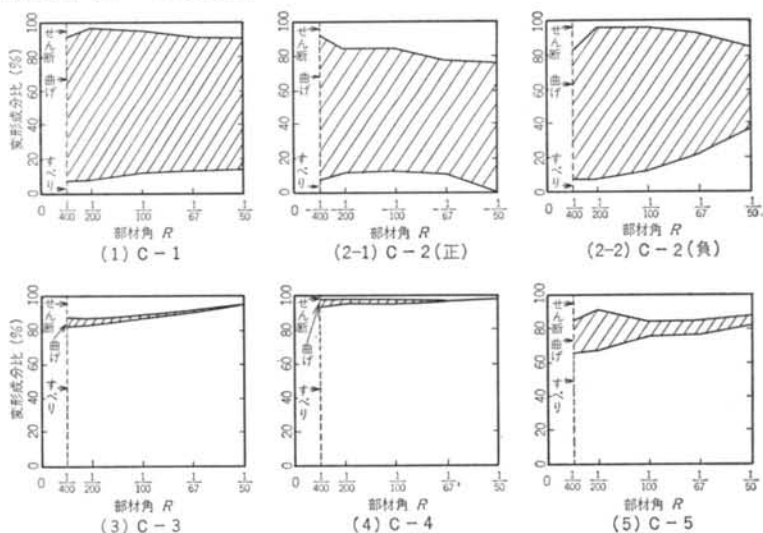


図-14 変形成分比の推移

せん断終局耐力式の計算値もわずかに上回り、変形性状等からもせん断終局耐力式の妥当性も確認できる。

すべり破壊である C-3, C-4, C-5 では、その耐力の実験値はほぼ計算値と一致していた。以上より、すべり耐力設計式の妥当性が確認された。

5.2 すべりの抵抗メカニズム

軸力と主筋のタボ作用の影響度を実験より評価するために、比較的安定しかつスリーブ・ジョイント部直下の鉄筋が十分にタボ作用を発揮していると思われるサイク

ルのうち、 $R=1/100$ の1回目のサイクルで評価する。C-3, C-4, C-5におけるすべり変形量が6.8mm程度 (C-5における $R=1/100$ のときのすべり変形) となるときのせん断力を次式で評価する。

$$Q_{cat} = a_1 \cdot N + a_2 \cdot \sum a_h \cdot \sigma_y + a_3 \quad \dots (1)$$

ここに、 N : 軸力

$\sum a_h \cdot \sigma_y$: 水平ジョイント筋の全断面面積および引張降伏応力度

式(1)の第1項は軸力、第2項は主筋のダボ作用を評価している。なお、第3項の物理的意味は繰返しおよび水

平変形によるエネルギー消費等に相当するものと考えられ、サイクル数、荷重履歴経路に依存するが、ここでは定数と考える。表-6に示した入力諸データから、連立方程式を解いて、 $a_1=0.89$, $a_2=0.82$, $a_3=-12.9$ tf (-126 kN) を得た。

以上のような評価を考えると、軸力の約0.9倍、主筋降伏強度の約0.8倍の各々の力が、すべり荷重に影響していることが分かる。

試験体	N		$\sum a_h \cdot \sigma_y$		Q_{cat}	
	(tf)	[kN]	(tf)	[kN]	(tf)	[kN]
C-3	45.0	441	41.1	403	61.0	598
C-4	0	0	41.1	403	21.0	206
C-5	30.0	294	37.9	372	45.0	441

表-6 入力諸データ

すべり耐力式	C-3		C-4		C-5			
	(tf)	[kN]	(tf)	[kN]	(tf)	[kN]		
すべり耐力実験値	64.8	635	24.5	240	46.7	458		
学会式*1 (設計式)	計算値	60.3	591	28.8	282	47.5	466	
	実/計	1.07		0.85		0.98		
Mattock 式**	計算値	95.2	934	59.2	581	71.8	704	
	実/計	0.68		0.41		0.65		
CCV 技術基準(案)**	計算値	258.0	2530	189.8	1861	188.9	1852	
	実/計	0.25		0.13		0.25		
修正古屋 ・竹本式**	計算値	109.4	1073	74.0	726	80.6	790	
	実/計	0.57		0.33		0.58		
圓部式	①**	計算値	77.6	761	41.1	403	62.2	610
		実/計	0.83		0.60		0.75	
	②**	計算値	49.4	484	26.9	264	38.2	375
		実/計	1.31		0.91		1.22	

*1) 学会式(当設計式): $\tau_h = 0.7(P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0)$ (kgf/cm²)[MPa]

*2) Mattock 式: $\tau_h = 0.8(P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 14.1$ (kgf/cm²)
 $= 0.8(P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 1.38$ [MPa]

*3) 通産省 CCV 技術基準(案):
 $\tau_h = 1.32(P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 1.13 \sqrt{F_c}$ (kgf/cm²)
 $= 1.32(P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 0.354 \sqrt{F_c}$ [MPa]

*4) 修正古屋・竹本式: $\tau_h = (1.12 - 0.0012 F_c) \cdot (P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 0.075 F_c$ (kgf/cm²)
 $= (1.12 - 0.122 F_c) \cdot (P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 0.075 F_c$ [MPa]

*5) 圓部式: ① $\tau_h = 0.81 \sigma_0 + P_h \cdot \sigma_y$ (実験式) (kgf/cm²) [MPa]

*6) 圓部式: ② $\tau_h = 0.5(P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 3.4$ (kgf/cm²)
 $= 0.5(P_h \cdot \sigma_y + \sigma_0) + 0.33$ [MPa]

ここに、 P_h : 接合筋比 ($= a_h/tl$), σ_y : 接合筋比の降伏応力度,
 σ_0 : 軸方向応力度

表-7 すべり耐力式の比較

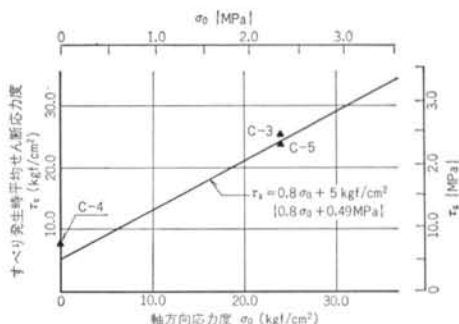


図-15 すべり発生時せん断応力度

5.3 すべり発生荷重

すべり現象が明らかにできる C-3 によって、すべり発生時すべり変形 $\delta_s = 0.25$ mm をもってすべり発生荷重を定義する。そのときの平均せん断応力度を τ_s , 軸方向応力度を σ_0 とするとき、 $\tau_s - \sigma_0$ の関係を図-15に示す。

なお、図中の実線は $\tau_s = 0.8\sigma_0 + 5$ kgf/cm² ($\tau_s = 0.8\sigma_0 + 0.49$ MPa) の算定式を示している。これは実験結果を良く評価していることが分かる。

5.4 すべり耐力式

終局すべり耐力の算定式として、表-7に示すように建築学会式⁴⁾以外にもコンクリート粗面のかみ合い等を考慮した修正せん断摩擦理論が提案されているが(例えば、Mattock 式²⁾)、学会式以外は全般的に実験値よりも計算値の方が高い値を与えているので、今回の実験結果からは危険側に評価していることが分かる。終局すべり耐力の評価はせん断摩擦理論により見掛けの摩擦係数を 0.7 とすれば良い。なお、実験で得られたすべり耐力 Q_H と ($\sum a_h \cdot \sigma_y + N$) との関係を図-16に示す。

5.5 復元力モデル

5.5.1 解析過程

(1) 曲げ破壊モデル (C-1, C-2)

(a) 逆対称変形を仮定する。

(b) 部材の全体変形角 R を曲げ変形角 θ とせん断変形角 γ に分

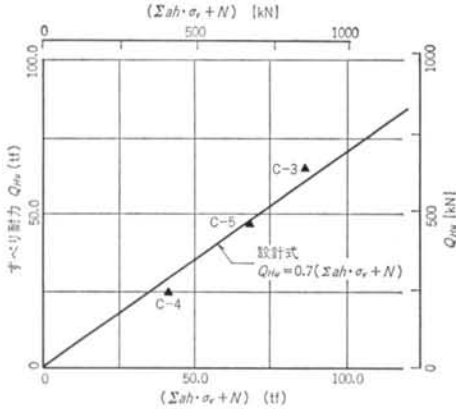


図-16 すべり耐力

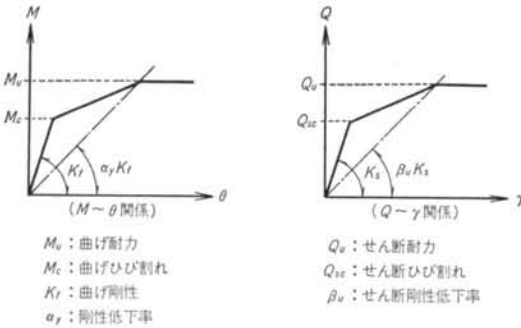


図-17 曲げ破壊モードの復元力モデル

離して考える。

(c) 曲げ変形に関して材端の曲げモーメント $M \sim \theta$ の関係を $M = K_f \cdot \theta$ と表わし、Tri-linear モデルとする。初期剛性 K_f は壁体の曲げ剛性、第1折れ点は曲げひびわれ発生点、第2折れ点は曲げ降伏点とする（各算定式は表-5を参照）。

なお、曲げ剛性 K_f および剛性低下率 α_γ は、式(2)および式(3)で評価する。

$$K_f = 6EI/h \quad \dots\dots(2)$$

$$\alpha_\gamma = (0.043 + 1.64nPr + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 E ：壁体のコンクリートのヤング係数

I ：壁体の断面2次モーメント

n ：ヤング係数比

a ：シアスパン（ $=h/2$ ）

η_0 ：軸力比（ $=N/bDF_c$ ）

(d) せん断変形に関してはせん断力 Q と γ の関係を $Q = K_s \cdot \gamma$ と表わし、Tri-linear モデルとする。初期剛性 K_s は壁体のせん断剛性、第1折れ点はせん断ひびわれ発生点、第2折れ点はせん断耐力点とする。なお、せん断剛性 K_s およびせん断剛性低下率 β_u は、式(4)および式(5)で評価する。

$$K_s = GA/\kappa \quad (\kappa = 1, 2) \quad \dots\dots(4)$$

$$\beta_u = 0.46 \cdot P_w \cdot w \cdot \sigma_y / F_c + 0.14 \quad \dots\dots(5)$$

なお、復元力モデルを図-17に示す。

(e) $M = K_s \cdot \theta$ および $Q = K_s \cdot \gamma$ より、全体系での $Q = K \cdot R$ を合成する。

$$M = K_f \cdot \theta \quad \dots\dots(6)$$

$$Q = K_s \cdot \gamma \quad \dots\dots(7)$$

式(6)は(a)の仮定により式(8)となる。

$$M \equiv Q \cdot h/2 = K_f \cdot \theta \quad \dots\dots(8)$$

さらに、部材角 R は $R = \theta + \gamma$ であるから、式(6)と式(7)より式(9)によって K が得られる。

$$R = \left(\frac{1}{K_s} + \frac{h}{2K_f} \right) \cdot Q \quad \dots\dots(9)$$

$$K = \left(\frac{1}{K_s} + \frac{h}{2K_f} \right)^{-1} \quad \dots\dots(10)$$

(2) すべり破壊モデル（C-3, C-4, C-5）

(a) 逆対称変形を仮定する。

(b) 部材の全体変形角 R を θ と γ に分離して考えるが、すべり発生後のすべり変形は γ に換算して考慮する。

(c) 曲げ変形に関しては(1)の(c)と同様な設定をする。

(d) せん断変形に関して $Q = K_s \cdot \gamma$ と表わし、Tri-linear モデルとする。初期剛性 K_s は壁体のせん断剛性、第1折れ点はすべり発生点、第2折れ点は終局すべり耐力点とし、第2剛性は接合筋のダボ剛性 K_D とする。なお、 K_s は式(7)と同じとし、 K_D は式(11)で評価する⁶⁾。

$$K_D = m \cdot \left(\frac{1}{K_{Df}} + \frac{1}{K_{DS}} + \frac{1}{K_{Dk}} \right)^{-1} \quad \dots\dots(11)$$

ここに、 m ：水平接合部の接合筋の本数

K_{Df} ：接合筋1本当たりの曲げ剛性

K_{DS} ：接合筋1本当たりのせん断剛性

K_{Dk} ：接合筋1本当たりの折れ曲がり剛性^{注6)}

なお、 K_{Df} 、 K_{DS} 、 K_{Dk} は以下の式による。

$$K_{Df} = 12 \cdot E_s \cdot I \cdot h / h_0^3 \quad (I = \pi d^4 / 64) \quad \dots\dots(12)$$

$$K_{DS} = G_s \cdot a_s \cdot h / (v h_0) \quad (\kappa = 4/3) \quad \dots\dots(13)$$

$$K_{Dk} = a_s \cdot \sigma_y \cdot h / \{ h_0 \cdot (1 + \sigma_y / E_s) \} \quad \dots\dots(14)$$

ここに、 E_s 、 G_s ：鉄筋のヤング係数およびせん断弾性

d 、 a_s ：剛性鉄筋の径および断面積

h_0 ：鉄筋ダボ区間（敷モルタルの厚さ）

注6) 折れ曲がり区間で鉄筋が伸びて引張降伏したと仮定して求める。

注7) C-3～C-5 については、せん断変形角 γ を先に仮定して Q を求め、 $M = Q \cdot h/2$ により Q を算定した方がよい。

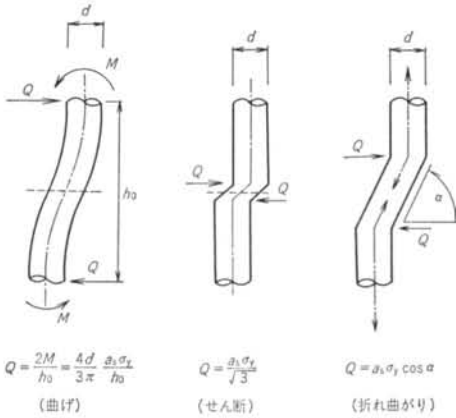


図-18 鉄筋のダボ剛性の評価方法

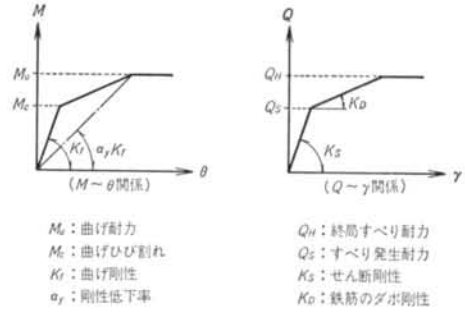


図-19 すべり破壊モードの復元力モデル

なお、復元力モデルを図-19に示す。

(e) $Q = K \cdot R$ の合成は(1)の(e)と同様な方法で行なう注7)。

5.5.2 解析結果

以上の仮定に基づき、復元力モデルを設定するための諸データを表-8に示す。

項目	試験体		曲げ破壊モード			すべり破壊モード			
	C-1	C-2	C-2		C-3	C-4	C-5		
			圧縮軸力	引張軸力					
*1 $M \sim Q$ 関係	$\frac{2K_f}{h}$	(10^8 tf)	46.2			1193.9		355.2	
		[10^8 kN]	453			11708		3483	
	Q_{Mc}	(tf)	6.4	7.9	4.3	55.8	33.3	24.5	
		[kN]	63	77	42	547	327	240	
	Q_{Mu}	(tf)	12.8	22.5	6.0	116.5	53.5	61.1	
		[kN]	126	221	59	1142	525	599	
	α_y		0.111	0.134	0.104	0.080	0.069	0.077	
*2 $Q \sim \gamma$ 関係	K_S	(10^8 tf)	48.3			138.8		142.5	97.5
		[10^8 kN]	474			1361		1397	956
	Q_{sc}^{*2} Q_S^{*3}	(tf)	10.9	11.7	9.5	45.4	9.4	30.3	
		[kN]	107	115	93	445	93	297	
	Q_u^{*4} Q_H^{*5}	(tf)	20.2	19.5	17.8	60.3	28.8	47.5	
		[kN]	198	191	175	591	282	466	
	K_D^{*6}	(10^8 tf)	(4.68)	(4.32)	(4.96)	4.08		3.75	
		[10^8 kN]	(45.9)	(42.4)	(486)	40.0		36.8	
		β_u^{*7}		0.189	0.197	(0.109)	(0.042)	(0.099)	
	$Q \sim R$	K^{*8}	(10^8 tf)	23.6			124.3		127.3
[10^8 kN]			231			1219		1248	750

*1) 曲げモーメントをせん断力に換算して計算する

*2) せん断ひびわれ発生時せん断力 (曲げ破壊モード用)

*3) すべり発生時せん断力 (すべり破壊モード用)

*4) せん断終局時せん断力 (曲げ破壊モード用)

*5) すべり終局時せん断力 (すべり破壊モード用)

*6) 鉄筋ダボ剛性: () 内の数値は以下の式により算出

$$K_D = \frac{1 - Q_{sc}/Q_u}{1/\beta_u - Q_s/Q_u} \cdot K_S$$

*7) せん断剛性低下率: () 内の数値は以下の式により算出

$$\beta_u = 1 / \left[\frac{Q_S}{Q_H} + \frac{K_S}{K_D} \cdot \left(1 - \frac{Q_S}{Q_H} \right) \right]$$

*8) $K = 1 / \left[\frac{h}{2K_f} + \frac{1}{K_S} \right]$

表-8 復元力モデル設定用データ

各試験体の復元力モデルの解析結果を、実験での $Q \sim R$ 曲線 ($R=1/100$ のサイクルまで) 上に重ねて、図-20~図-24に破線で各々示す。

解析結果は、いずれの場合でも実験での荷重履歴曲線の包絡線を模擬していることが分かる。特に、すべり破壊モデルの場合においても良い結果が得られているので、摩擦抵抗が支配的であるジョイントのモデル化は妥当であったことがいえる。

§ 6. 結論

以上の実験結果および考察から次のことがいえる。

(1) 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造物の壁柱の耐力は、曲げ、せん断およびすべり破壊の耐力として表-5の算定式で評価することができる。

(2) 水平ジョイント部のすべり耐力は、せん断摩擦理論により、見掛けの摩擦係数を0.7とすれば評価できる。

(3) 曲げ破壊モードの復元力モデルは、Tri-linearの曲げ成分およびせん断成分を合成することにより設定できる。

(4) すべり破壊モードの復元力モデルも、Tri-linearの曲げ成分およびせん断成分を合成し設定でき、特にせん断成分のTri-linearモデルは初期剛性を壁体のせん断剛性、第1折れ点をすべり発生点、第2折れ

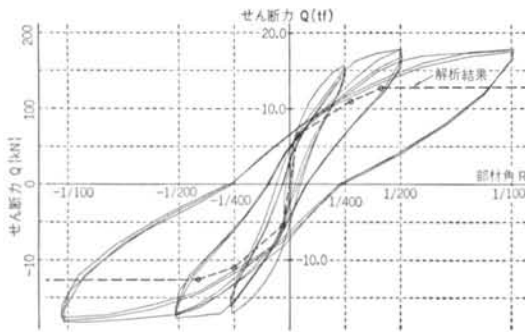


図-20 Q~R 関係解析結果 (C-1)

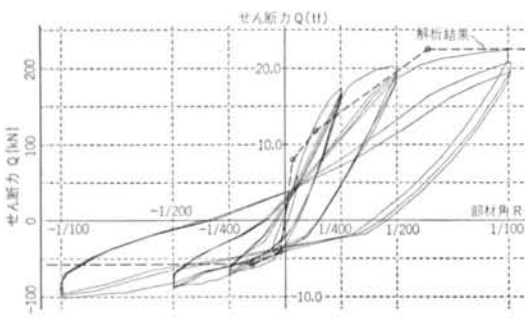


図-21 Q~R 関係解析結果 (C-2)

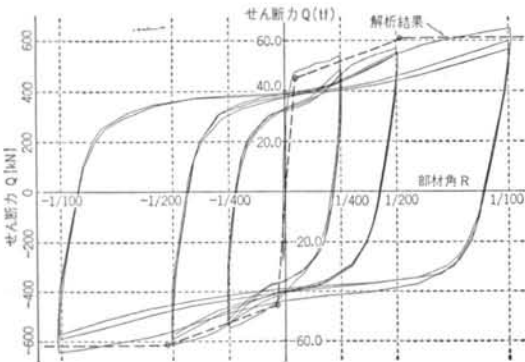


図-22 Q~R 関係解析結果 (C-3)

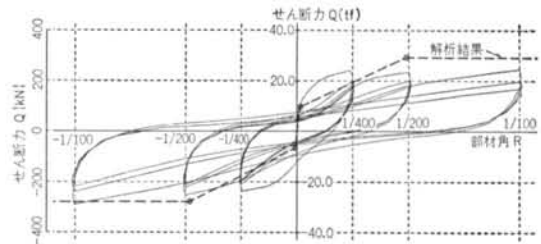


図-23 Q~R 関係解析結果 (C-4)

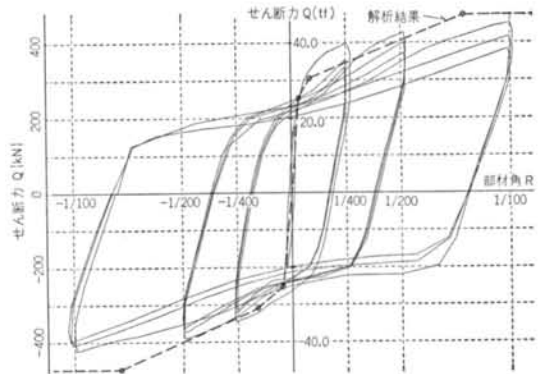


図-24 Q~R 関係解析結果 (C-5)

点を終局すべり耐力点とし、第2剛性を接合筋のダボ剛性とすれば設定できる。

謝辞 本研究の計画・実施に当たっては、筑波大学教授 園部泰壽博士に終始ご指導を頂きました。末筆ながら深甚なる謝意を表します。

また、本研究は「8 WPC プロジェクト」の一環として行なったもので、杉田稔氏、宇佐美勝士氏、白方和彦氏、馬詰晴比古氏、曾根満氏、他の方々に多大なご協力を賜ったことを記し、深く謝意を表します。

〈参考文献〉

- 1) 日本建築センター：“壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針” (1984年)
- 2) 日本建築センター：“鉄筋継手性能判定規準” (1982年)
- 3) 園部泰壽：“プレキャスト鉄筋コンクリート造の耐震性と震害補修に関する研究 (昭和59年度文部省科学研究費補助金研究成果報告書)”
- 4) 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” (1982年)
- 5) A. H. Mattock & N. M. Hawkins: “Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research” PCI Journal (March-April 1972)
- 6) P. Park & T. Pauley: “Reinforced Concrete Structures” Wiley