

(34) PCa・PC 耐震壁の破壊実験と最大強度の解析

ドーピー建設工業(株) 技術部	正会員	○鳥屋 隆志
工学院大学大学院		清水 大亮
ドーピー建設工業(株) 技術営業部	正会員	倉持 春夫
工学院大学 建築学科	正会員	望月 洵

1.はじめに

筆者らは、プレストレストコンクリート構造の保有耐力を確保するために、プレキャスト・プレストレストコンクリート耐震壁(以下、PCa・PC耐震壁という)を提案し¹⁾、これまでにいくつかの基礎的な実験と解析を行ってきた^{2),3)}。PCa・PC耐震壁は、PCフレームにパネルを組み込んだ耐震壁で、施工の省力化のため、パネル接合目地には接合筋を設けず、無収縮モルタルを充填するだけで、パネルとフレームはこれを上下に貫通するPC鋼棒によって軽く圧着接合されている。一連の実験と解析は、PCa・PC耐震壁がその柱下端とパネル下端の接合部の滑りのために、RC耐震壁に比べて若干低めであるが十分な強度とPC構造の耐震要素として十分な変形性能をもつことを、また接合部の滑りを考慮した簡略化モデルによる解析によって、その最大強度を十分な精度で評価できることを示している。しかし、パネル接合のPC鋼棒が、施工および修復などの際に問題があることは否めない。このため、現今、多用されているいろいろな接合方法を用いたPCa・PC耐震壁の力学的性能の検討が必須な課題として求められている。

本研究は、これらの点を考慮して、パネルの水平接合部と分割されたパネルの内部鉛直接合部の接合方法をパラメータにしたPCa・PC耐震壁の実験を行い、その破壊性状を捉えるとともに、簡略化モデルによる最大強度の解析を試みたものである。

2.実験計画

2.1 試験体

試験体は、パネルの水平接合部を鋼板溶接接合した98PCWWの2体、コッターを設けた98PCWCの2体、水平接合部は98PCWWと同様にし、分割されたパネルをPC鋼棒によって圧着接合した98PCWPの1体の計5体である。パネルと柱の鉛直接合部は、目地モルタルの滑落防止のため、柱に深さ20mmの溝を設けてパネルを10mmさし込んでいるが、コッターや接合筋は設けていない。共通して、全ての試験体の水平および鉛直接合部には、組立後、無収縮モルタルが充填されている。

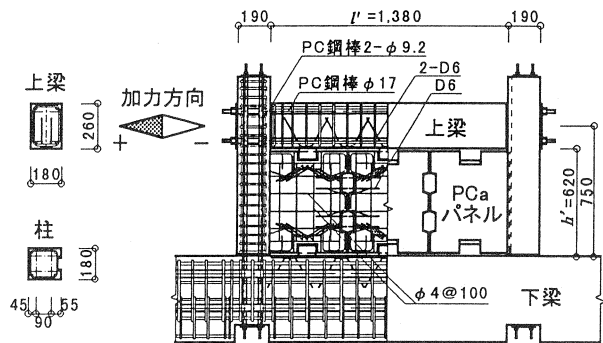
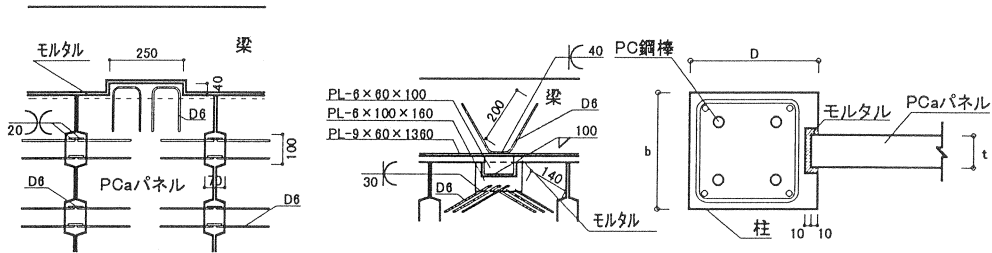


図-1 98PCWW-1.2の形状および配筋(単位:mm)

図-1に98PCWW-1,2の形状と配筋を示す。その他の試験体においても、形状、配筋状況は図-1と同じである。図-2には、各接合部の詳細を示してある。試験体は、曲げまたは曲げ・せん断破壊モードで終わるよう計画されている。破壊モードの制御は、主に柱のPC鋼棒の断面積の選択によって行なわれている。表-1に試験体の諸性質と実験結果を示す。

2.2 加力と計測

加力は、その作用位置を上梁の中央高さとし、変位制御で漸増する正負繰返し加力である。加力サイクルは、最大強度または層間変形角 $R=10.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは、 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ ごとに2回、それ以降は、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 。



(a)水平および内部鉛直接合部:コッター (b)水平接合部:鋼板接合 (c)鉛直接合部

図-2 接合部の詳細

表-1 試験体の諸性質と実験結果

試験体	柱														PCaパネル				Qexp		Rb	
	b	D	Pg(1)	Pg(2)	$\sigma_y(1)$	$\sigma_y(2)$	σ_B	Np	目地 σ_B	f	h'	te	σ_B	目地 σ_B	+	-	+	-				
	[cm]	[cm]	[%]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[KN]	[N/mm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[KN]	[KN]	[$\times 10^{-3}$ rad.]	[$\times 10^{-3}$ rad.]				
98PCWW-1								45	51		62				504	496	20以上	6.8				
98PCWW-2												5			469	451	12.5	9.0				
98PCWC-1	18	19	2.26	0.78	329 (D13)	1334 ($\phi 9.2$)		196 (4- $\phi 9.2$)	53	138			27	48	564	591	14.3	11.6				
98PCWC-2											57				551	623	13.5	9.3				
98PCWP-1*								39	51		62	4			441	452	10.3	8.6				

【記号】 b:柱幅 D:柱せい Pg(1):柱全主筋比 Pg(2):柱脚部の全主筋比 $\sigma_y(1)$:柱主筋の降伏点強度 $\sigma_y(2)$:PC 鋼棒の降伏点強度 σ_B :コンクリート, モルタルの1軸圧縮強度 f:パネル内法幅 h':パネル内法高 te:有効厚 te=t- ϕ =(パネル厚)-(シース径) Ps:パネルの補強筋比 Np:部材の全圧着力 Qexp:実験による最大強度 Rb:変形限界(0.8Qexp 時の層間変形角)

【共通】 パネル:補強筋 タテヨコダブル $\phi 4@100$ σ_y :509, 周辺補強筋 D6 σ_y :280

柱:せん断補強筋 D10@60 σ_y :367 上・下梁およびパネル内の定着筋 D6 σ_y :280

*1 98PCWP の3枚のパネルはPC 鋼棒(2-D7.1, Np=78)によって横締めされている。

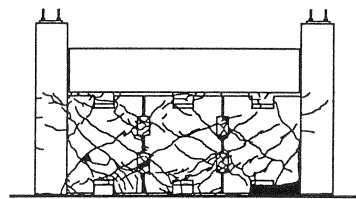
ごとに1回とし, R=20.0 $\times 10^{-3}$ rad.まで加力した。計測は, 上・下梁の相対水平変位と柱脚側面の滑り変位には変位計を, また柱頭・柱脚位置でのPC 鋼棒のひずみにはひずみゲージを用いた。

3.実験結果

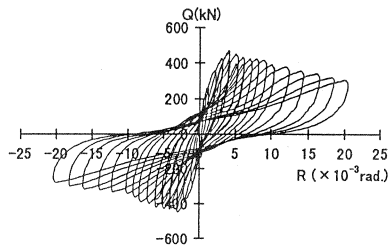
ここでは, 試験体の破壊性状の概要を述べる。

98PCWW-1.2: これらの試験体は, パネルの水平接合部に鋼板を, パネルの内部接合部にコッターを用いた試験体である。98PCWW-2 は, R=1.0 $\times 10^{-3}$ rad.でパネルに斜めひびわれ, 鉛直接合部, 接合鋼板周辺に細かいひびわれが生じた。R=2.0~3.0 $\times 10^{-3}$ rad.でパネルの全域に斜めひびわれが生じ, 柱脚に曲げひびわれが生じた。R=4.0 $\times 10^{-3}$ rad.で最大強度に達し, その後, 引張側柱脚部に浮きが生じ, パネルに滑りが観察された。変形の増大に伴い, パネル隅角部に剥離が生じ, 強度が緩やかに低下した。図-3 に最終ひびわれ状況と力-変形関係を示す。98PCWW-1 も同様の破壊経過を示した。

98PCWC-1.2: これらの試験体は, パネル水平接合部, 内部鉛直接合部ともにコッターを用いた試験体である。両試験体とも, ひびわれの発生状況は, 98PCWW-1,2 と,

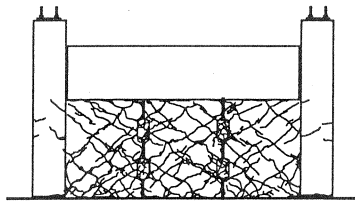


(a) 最終ひびわれ状況

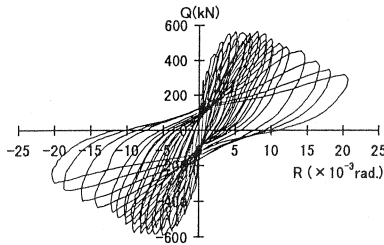


(b) 力-変形関係

図-3 試験体 98PCWW-2

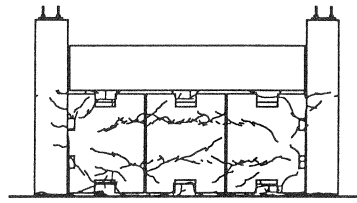


(a) 最終ひびわれ状況

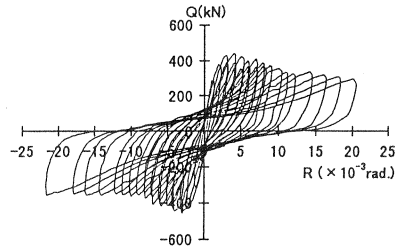


(b) 力-変形関係

図-4 試験体 98PCWC-1



(a) 最終ひびわれ状況



(b) 力-変形関係

図-5 試験体 98PCWP-1

大要, 同じであった。最大強度以降, 引張柱脚部の浮きが観察され, 両側柱の全長に曲げひびわれが生じ, 強度が徐々に低下した。図-4 に 98PCWC-1 の最終ひびわれ状況と力-変形関係を示す。

98PCWP-1: この試験体は, 水平接合部に鋼板接合を用い, 3枚のパネルを PC 鋼棒で水平方向に圧着接合して一体化した試験体である。ひびわれの発生状況は, まず, $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルに斜めひびわれ, 接合鋼板の周辺にひびわれが生じた。つづいて, $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で柱脚に曲げひびわれが生じ, パネルの水平 PC 鋼棒に沿って細かな斜めひびわれが生じた。これは, PC 鋼棒貫通用シースには, グラウトがされていないため, その部分の壁厚が, 他に比べ薄くなっていることに起因している。 $R=6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大強度に達した後, 両柱の頭部に曲げひびわれ, 引張柱脚部の浮き, さらにパネルの滑りが生じ, 強度が徐々に低下した。図-5 に最終ひびわれ状況と力-変形関係を示す。

すべての試験体に共通して, 鋼板接合部では, 上梁下端に設置された帯板 (PL-9×60×1360) の少しの浮きが観察されたが, 溶接部の破断はなく, またコッターの著しい破壊も生じなかった。また, 上下梁の剛性が大きいため, パネルの分割とその鉛直接合部の接合方法による破壊性状への影響は生じなかった。力-変形関係は, すべての試験体において, 最大強度後の強度低下勾配が緩やかで, その後, 平滑域を形成していることから, 曲げ・せん断破壊モードであるといえる。試験体の柱の PC 鋼棒のひずみは, 圧縮柱脚部で曲げ降伏に近い状態に, 引張柱脚部で引張降伏に近い状態にあった。

以上の破壊性状は, パネルと圧縮柱の滑りの発生を除いて, RC 耐震壁と大きく変わらない。

4. 最大強度の解析

4.1 簡略モデル

筆者らは, これまでに柱下端の接合ディテールに応じた PCa・PC 耐震壁の簡略モデルによる最大強度式を提案し, これらが妥当であることを示したが, パネルが PC 鋼棒で軽く圧着接合されているものに限定されていた。ここでは, 他の接合方法にも対応できるように拡張した最大強度式について述べる。図-6 に実験の破壊のメカニズムに基づく簡略モデルを示す。PCa・PC 耐震壁の各部材は次の応力状態であると仮定する。

- 1) パネルは, 傾斜角 θ の圧縮ストラット a, c を形成している。圧縮ストラット a は $0.63 \sigma_B$ で降伏して

いる。圧縮ストラットは c は、交差する柱が引張降伏しているため、有効でないとして除かれるが、水平接合部のコッターまたは鋼板接合のせん断抵抗は有効とする。

- 2) 引張柱は引張降伏の、圧縮柱は曲げ降伏の状態にある。
- 3) 水平接合部の定着筋は引張降伏し、その上下方向成分は S_v である。
- 4) 水平接合部および鉛直接合部のせん断力と接合部の滑り強度との差 ΔQ_{wh} および ΔQ_{wv} は、それぞれ圧縮柱および下梁によって抵抗される。

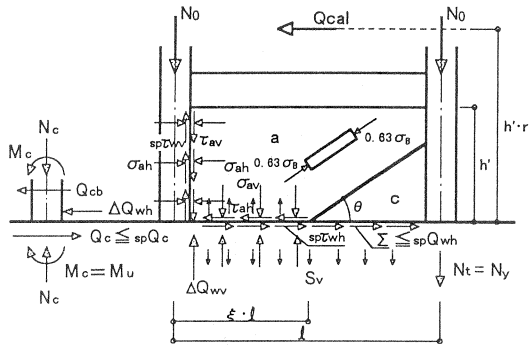


図-6 簡略化モデル

4.2 最大強度式

最大強度式は、RC 耐震壁と同じ方法で、力のつりあい条件および圧縮柱下端のせん断力が滑り強度を超えないとする制約条件を満たす解として、図-6 の記号を用いて以下のようにまとめられる。

$$Q_{cal} = Q_w + Q_{cb} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$Q_w = T_{ah} \cdot \xi \cdot l \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$Q_{cb} = \sqrt{2M_c \cdot S_{ah}} \quad \dots \dots \dots (3)$$

$$\xi = \eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}} + \sqrt{\left(\eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}} \right)^2 + \chi} \quad , \quad \eta = -\frac{h' \cdot r}{l} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$\chi = \frac{2}{S_{av} \cdot l} \left[\left(\eta - \frac{(T_{av} - spTwv) \cdot D}{2S_{ah}} \right) \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} + \frac{S_v \cdot l}{2} + N_o + N_y \left(1 + \frac{D}{2l} \right) \right] \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$M_c = M_u = (0.5N_y + N_c)(0.5D - 0.42\chi_n) + 0.5^2 N_y \cdot e$$

$$\chi_n = \frac{0.5N_y + N_c}{0.83b \cdot \sigma_B} \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$N_c = 2N_o + N_y - S_{av} \cdot \xi \cdot l + S_v \cdot l - \frac{(T_{av} - spTwv)}{S_{ah}} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} T_{ah} &= 0.63\sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot t_e \\ T_{av} &= 0.63\sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t_e \\ S_{ah} &= 0.63\sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta \cdot t_e \\ S_{av} &= 0.63\sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta \cdot t_e \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

ここで、式(1)は水平方向のつりあい、式(4)は圧縮柱下端まわりのモーメントのつりあい、および式(6)は上下方向のつりあいから誘導されている。また、式(3)は圧縮柱下端が曲げ降伏している片持柱と扱うことで誘導され、式(5)は PC 設計基準の曲げ降伏強度式である。

前述の制約条件に関わる接合部の滑り強度は、接合の方法に応じて次の式を用いる。

$$\text{圧縮柱の滑り強度} : spQ_c = \mu (N_c + \alpha \cdot N_y) + N_y \cdot \frac{\lambda}{2} \quad \dots \dots \dots (8)$$

ここで、 $\mu=0.6$, $\lambda=0.4$, $\alpha=N_p/N_y$ (N_p は柱の全圧着力, N_y は降伏軸力) である。

パネルの鉛直接合部の滑り強度: $spT_{wv} = \mu \cdot S_{ah}$, $\mu=0.7$ (9)

パネルの水平接合部の滑り強度

コッターの場合⁴⁾: $spQ_{wh} = 0.10 \Sigma Asc \cdot \sigma_B + \Sigma As \cdot \sigma_y + \mu \cdot S_{av} \cdot \xi \cdot \ell$, $\mu=0.7$ (10)

鋼板接合の場合: $spQ_{wh} = \Sigma Q_s + \mu \cdot S_{av} \cdot \xi \cdot \ell$, $\mu=0.7$ (11)

ここで、 ΣQ_s は鋼板接合部のせん断強度の和

PCa・PC 耐震壁の接合部の存在応力と滑り強度との大小関係から、次の Case1~4 が生じ、最大強度 Q_{cal} は、式(12)のように表される。

$$\left. \begin{aligned} \text{Case 1: } & Q_w < spQ_w \cap Q_c = Q_{cb} < spQ_c \rightarrow Q_{cal} = Q_w + Q_{cb} \\ \text{Case 2: } & Q_w > spQ_w \cap Q_c = Q_{cb} + \Delta Q_{wh} < spQ_c \rightarrow Q_{cal} = Q_w + Q_{cb} \\ \text{Case 3: } & Q_w < spQ_w \cap Q_c = Q_{cb} > spQ_c \rightarrow Q_{cal} = Q_w + spQ_c \\ \text{Case 4: } & Q_w > spQ_w \cap Q_c = Q_{cb} + \Delta Q_{wh} > spQ_c \rightarrow Q_{cal} = spQ_w + spQ_c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここで、Case3 と 4 の Q_{cal} は、圧縮柱に関する制約条件は満たしていない。この Case では、最大強度 Q_{cal} は近似値としての意味をもつ。制約条件 $spQ_c \geq Q_c$ を満たすための修正の方法として、引張柱の降伏強度を離散的に減じる方法が有効である。

4.3 試験体 98PCWW-2 の解析

ここでは、上記の最大強度式を用いた計算例を試験体 98PCWW-2 について示す。

(a)基礎データ (表-1 参照)

$b \times D = 18\text{cm} \times 18\text{cm}$, $\ell' \times h' = 138\text{cm} \times 62\text{cm}$,
 $\ell = 158\text{cm}$, $te = 5.0\text{cm}$, $h' \cdot r = 75\text{cm}$, $\theta = 36.2^\circ$,
 $\sigma_B = 273\text{kgf/cm}^2$ (パネル), $\sigma_B = 454\text{kgf/cm}^2$ (柱),
 $\eta = -h' \cdot r / \ell = -75 / 158 = -0.475$
 $T_{ah} = 0.410$ (tf/cm), $T_{av} = 0.410$ (tf/cm),
 $S_{ah} = 0.560$ (tf/cm), $S_{av} = 0.300$ (tf/cm)
 $spT_{wv} = \mu \cdot S_{ah} = 0.7 \cdot 0.560 = 0.392$ (tf/cm)
 $S_v = \Sigma a \cdot s \cdot \sigma_y \cdot \sin \theta / \ell$
 $= (0.32 \cdot 18 \cdot 2.859 \cdot \sin 30^\circ) / 158 = 0.052$ (tf/cm)
 $\Sigma a : 18\text{-D}6$ (パネル定着筋の断面積)
 $\Sigma Q_s = \Sigma a \cdot s \cdot \sigma_y \cdot \cos \theta = 0.32 \cdot 10 \cdot 2.859 \cdot \cos 60^\circ = 4.57$ (tf)
 $\Sigma a : 10\text{-D}6$ (梁定着筋の断面積)
 $N_y = 36.15$ (tf), $\alpha = 0.55$, $N_o = 0.0$ (tf), $e = 9.0\text{cm}$

(b) Q_w の算定

$$\begin{aligned} x &= \frac{2}{0.30 \cdot 158} \left[\left(-0.475 - \frac{(0.410 - 0.392) \cdot 18}{2 \cdot 0.560 \cdot 158} \right) \cdot \sqrt{36.15 \cdot 18 \cdot 0.56} \right. \\ &\quad \left. + \frac{0.052 \cdot 158}{2} + 36.15 \cdot \left(1 + \frac{18}{2 \cdot 158} \right) \right] = 1.395 \\ \xi &= -0.475 \cdot \frac{0.410}{0.30} + \sqrt{\left(-0.475 \cdot \frac{0.410}{0.30} \right)^2 + 1.395} = 0.698 \end{aligned}$$

$$Q_w = T_{ah} \cdot \xi \cdot \ell = 0.410 \cdot 0.698 \cdot 158 = 45.22 \text{ (tf)}$$

(c) spQ_w の算定

$$\begin{aligned} spQ_w &= \mu \cdot S_{av} \cdot \xi \cdot \ell + \Sigma Q_s \\ &= 0.7 \cdot 0.300 \cdot 0.698 \cdot 158 + 4.57 = 27.73 \text{ (tf)} \\ \Delta Q_{wh} &= Q_w - spQ_w = 45.22 - 27.73 = 17.49 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

(d) Q_c の算定

$$\begin{aligned} N_c &= 36.15 - 0.300 \cdot 0.698 \cdot 158 + 0.052 \cdot 158 \\ &\quad - \frac{(0.410 - 0.392)}{0.560} \cdot \sqrt{36.15 \cdot 18 \cdot 0.560} = 10.67 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

$$x_n = \frac{0.5N_y + N_c}{0.83b \cdot F_c} = \frac{0.5 \cdot 36.15 + 10.67}{0.83 \cdot 18 \cdot 0.454} = 4.24 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} M_c &= (0.5N_y + N_c) \cdot (0.5D - 0.42x_n) + 0.5^2 N_y \cdot e \\ &= (0.5 \cdot 36.15 + 10.67) (0.5 \cdot 18 - 0.42 \cdot 4.24) + 0.25 \cdot 36.15 \cdot 9 \\ &= 288.85 \text{ (tf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{cb} &= \sqrt{2Mu \cdot S_{ah}} \\ &= \sqrt{2 \cdot 288.85 \cdot 0.560} = 17.99 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_c &= Q_{cb} + \Delta Q_{wh} \\ &= 17.99 + 17.49 = 35.48 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

(e) spQ_c の算定

$$\alpha = 0.55, \mu = 0.6, \lambda = 0.4$$

$$spQc = \mu \cdot (Nc + \alpha \cdot Ny) + \lambda \cdot Ny / 2$$

$$= 0.6(10.67 + 0.55 \cdot 36.15) + 0.4 \cdot 36.15 / 2 = 25.56 \text{ (tf)}$$

(f) Qcal

$$Qw = 45.22 \text{ (tf)} > spQw = 27.73 \text{ (tf)},$$

$$Qc = 35.48 \text{ (tf)} > spQc = 25.56 \text{ (tf)}$$

で, Case4 に相当する。これから,

$$Qcal = spQw + spQc$$

$$= 27.73 + 25.56 = 53.29 \text{ (tf)} = 522.2 \text{ (KN)}$$

$$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}} = \frac{469}{522.2} = 0.90, \quad \frac{451}{522.2} = 0.86$$

の解析精度が得られた。

(g) 解の修正

引張柱の降伏強度 $Ny=36.15$ (tf)を離散的に低減し, b) ~f)までの計算を繰り返すと, $Ny'=0.8Ny$ で, 制約条件はほぼ満たされ, 次の結果を得た。

$$Qcal = 48.47 \text{ (tf)} = 475.0 \text{ (KN)}$$

$$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}} = \frac{469}{475.0} = 0.99, \quad \frac{451}{475.0} = 0.95$$

4.4 最大強度の解析結果

4.2 の方法に基づいて行った試験体の解析結果を表-2 に示す。

解析にあたって, 圧縮ストラットの傾斜角 θ は, RC 耐震壁の解析と実験から得られた θ とパネルの形状比 $\kappa = h'/l'$ の関係式⁵⁾を用いた。また, パネルを3枚に分割した影響は, 上下梁が剛強のため, 破壊性状に表れていない。このため, 1枚パネルとして扱っている。98PCWC-1,2, 98PCWP-1

表-2 解析結果

試験体名	Qexp(KN)		θ	Qcal(KN)	Qexp/Qcal	
	+	-			+	-
98PCWW-1	504	496	36.2	475.0	1.06	1.04
98PCWW-2	469	451	36.2	475.0	0.99	0.95
98PCWC-1	564	591	35.3	575.6	0.98	1.03
98PCWC-2	551	623	35.3	575.6	0.96	1.08
98PCWP-1	441	452	36.2	474.7	0.93	0.95

Qexp: 実験の最大強度, Qcal: 解析値

は Case4 に相当したため, 表中の Qcal は Ny を低減することによって得られた修正解である。表-2 の解析結果は, 4.1, 4.2 で提案した最大強度式が妥当なものであることを示している。

5. 結び

- (1) PCa・PC 耐震壁はいずれの接合方法においても, 有効な耐震性能を保有している。
- (2) 簡略モデルによる最大強度式は PCa・PC 耐震壁の最大強度をよく評価できる。

謝辞: 本研究にあたって, (株)木村俊彦構造設計事務所長の木村俊彦氏に多くの示唆を, また同所員の佐藤淳氏に多大な協力をいただいた。ここに深く感謝いたします。

[参考文献]

- 1) 望月 洵, 小野里憲一, 中村勝, 倉持春夫: PC+PCa 耐震壁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.843-848, 1992
- 2) 望月 洵・小野里憲一・中村勝・倉持春夫・八木沼宏己: プレキャストプレストレストコンクリート耐震壁の滑りを考慮した簡略化最大強度式, プレストレストコンクリート, Vol.35, No.4, pp.71-79, 1993.7
- 3) 望月 洵・倉持春夫・鳥屋隆志・高見徹也: 側柱の滑りを完全に拘束したプレキャスト・プレストレストコンクリート耐震壁の破壊性状と最大強度の評価: プレストレストコンクリート, Vol.37, No.4, pp.68-77, 1995.7
- 4) 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, pp.182-185, 1996
- 5) 望月 洵・小野里憲一・中島直子: 修正簡略マクロモデルによる耐震壁 573 体の最大強度の解析精度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp.205-206, 1997.9