

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

望月 洵^{*1}・倉持 春夫^{*2}・鳥屋 隆志^{*3}・高見 徹也^{*4}

1. はじめに

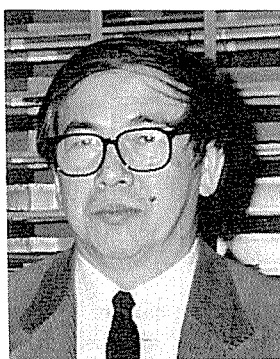
プレキャスト・プレストレストコンクリート構造の耐震性を確保するのに、プレキャスト・プレストレストコンクリート耐震壁（以下、PCa・PC耐震壁と略す）の必要性は大きい。筆者らは、PCaパネルをPC鋼棒で圧着接合したPCa・PC耐震壁の試験体の実験から、滑りが生じない場合、PCa・PC耐震壁がRC耐震壁と同じ破壊性状を示し、その強度と変形がマクロモデルによって評価できることを示した¹⁾。また、滑りが生じる試験体でも摩擦抵抗と接合筋のだぼ効果を考慮することで、その強度を的確に評価できることを示した^{2),3)}。しかし、滑り変形のモデル化に難点があり、変形の評価では妥当な結果を得ていない。さらに、側柱下端に浅い根入れを設けることで滑りを拘束した試験体の実験から、その破壊性状を捉え、強度評価により結果を得たが、滑りの拘束の点では不十分であった⁴⁾。

本研究は、以上の点を考慮して、側柱下端に深い根入れを設けることで、滑りを完全に拘束したPCa・PC単独耐震壁とこれを2層3スパンのフレーム構造に組み込んだPCa・PC連層耐震壁の実験を行い、破壊性状の把握とマクロモデルによる最大強度の評価を試みたものである。

2. 実験計画

2.1 PCa・PC単独耐震壁の試験体

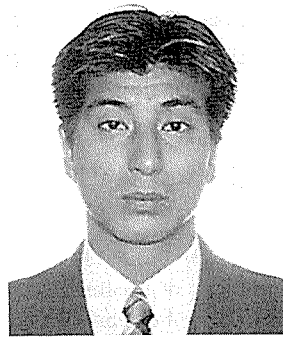
試験体は、連層耐震壁の第1層をモデル化したもので、剛強な上・下梁、せん断破壊しないように補強された側柱、およびPCaパネルから構成されている。試験体は94 PCWAと94 PCWBの2シリーズからなり、94 PCWAはPCaパネルの形状比 h'/l' が0.76、94 PCWBは $h'/l'=1.37$ である。各シリーズでのパラメータは側柱のPC鋼棒の断面積である。図-1に94 PCWAの試験体の形状・寸法と配筋詳細および側柱の根入れとPCaパネルの目地の詳細を示す。94 PCWBの試験体は94 PCWAと $l' \times h'$ のみが 82×112 と異なり、その他は同じである。側柱と上梁、側柱と下梁はPC鋼棒によって圧着接合され、そのシー스는グラウトされる。PCaパネルは上梁と下梁を貫通するPC鋼棒によって手締め程度の力で圧着接合されるが、そのシー스는グラウトされない。これは、激震の際に破損したPCaパネルの取替えを意図しているためである。側柱下端は80 mmの根入れをもち、圧着接合後、高強度の樹脂モルタルが充填される（図-1 (b)）。PCaパネルの鉛直および水平目地は図-1 (c)のディテールをもち、モルタルで充填される。これは、正負交番加力で生じる目地モルタルの滑落が滑り変形を起こさせ、抵抗機構を



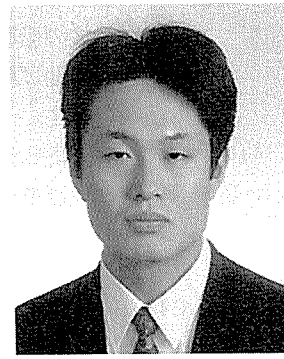
*1 Makoto MOCHIZUKI
工学院大学
建築学科 教授



*2 Haruo KURAMOCHI
ドーピー建設工業(株)
技術部建材開発課 課長



*3 Takashi TORIYA
ドーピー建設工業(株)
技術部建材開発課



*4 Tetsuya TAKAMI
工学院大学大学院
建築学専攻

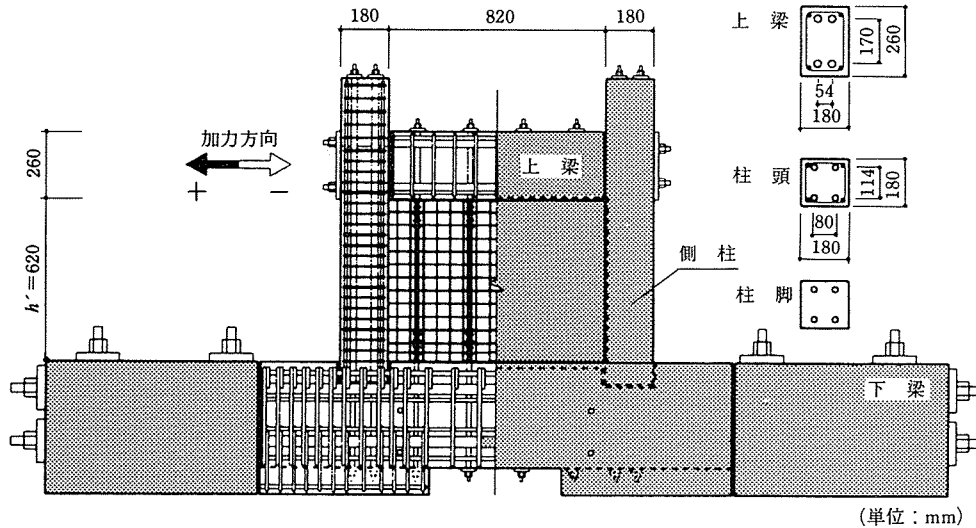


図-1(a) 試験体の形状、配筋、および加力方法 (94 PCWAシリーズ)

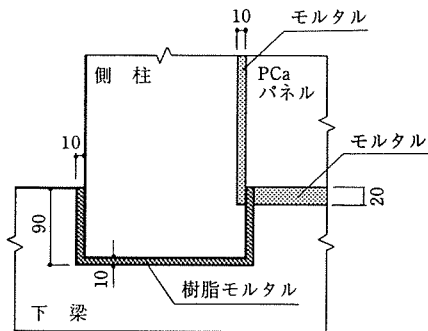


図-1(b) 側柱下端の根入れ

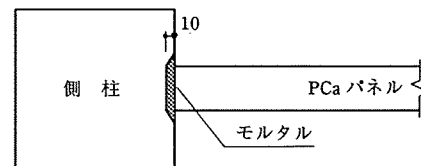


図-1(c) 目地詳細

表-1 試験体の諸性質と実験結果

試験体名	PCa パネル						側柱、外柱					柱・梁 接合部 σ_B	実験結果				
	$l' \times h'$	p_s	t_e	σ_B	ΣP_i	目地 σ_B	p_g		σ_y	σ_B	ΣP_i		Q_{exp}		R_b		
							柱頭	柱脚					+	-	+	-	
94 PCWA-1	82×62 (cm)	0.39	5.0	685	4-D 7.4 16.0	240	1.37	0.49	13 103	664	4-D 7.4 16.0	228	45.6	43.6	20 以上	20 以上	
94 PCWA-2				634								363	40.6	42.9	19.7	20 以上	
94 PCWA-3		0.49	4.0	685	4-φ9.2 24.0		1.70	0.82	13 750	664	4-φ9.2 24.0	471	49.2	49.4	16.9	16.4	
94 PCWA-4				634								568	46.8	49.1	20 以上	17.6	
94 PCWB-1	82×112 (cm)	0.39	5.0	694	4-D 7.4 16.0	240	1.37	0.49	13 103	657	4-D 7.4 16.0	432	29.8	32.3	10.3	14.3	
94 PCWB-2				634								30.3	33.0	10.3	8.8		
94 PCWB-3		0.49	4.0	694	4-φ9.2 24.0		1.70	0.82	13 750	657	4-φ9.2 24.0	485	37.3	32.2	18.8	20 以上	
94 PCWB-4				634								40.7	42.7	18.6	20 以上		
94 PCWF-1	上 下	82×72.5 (cm)	0.39	4.0	665 703	4-D 7.4 16.0	287	1.70	— 0.82	13 750	572	4-φ9.2 24.0	690	49.6	51.6	18.0	20 以上

【記号】 $l' \times h'$: PCa パネルの寸法 p_s (%) : PCa パネルの壁筋比
 t_e : 有効壁厚; $t - \phi =$ (壁厚) - (シース径) σ_B (kgf/cm²) : コンクリートの圧縮強度
 p_g (%) : 柱の全主筋比 σ_B (kgf/cm²) : 目地モルタルの圧縮強度
 σ_y (kgf/cm²) : 鉄筋, PC 鋼棒の降伏点強度 ΣP_i (tf) : 部材の全圧着力
 Q_{exp} (tf) : 最大強度の実験値 R_b ($\times 10^{-3}$ rad.) : $0.8 Q_{exp}$ と包絡線の交点に対する層間変形角

【共通】 PCa パネル : 壁筋タテヨコ $\phi 4 @ 50, \sigma_y = 5 552$ (kgf/cm²)
 側柱, 外柱 : $b \times D = 18$ (cm) $\times 18$ (cm) : 主筋 4-D 10, $\sigma_y = 3 608$
 : 帯筋 D 6 @ 40, $\sigma_y = 3 021$
 上梁 : $\Sigma P_i = 68.0$ (tf), 4-φ 17
 (PCWF のみ)
 上梁, 結合梁, 中間梁 : $b \times D = 18$ (cm) $\times 20$ (cm) : 主筋 4-D 13, $\sigma_y = 3 473$
 : 助筋 D 10 @ 80, $\sigma_y = 3 608$: $\Sigma P_i = 40.0$ (tf), 4-φ 13, $\sigma_y = 13 976$

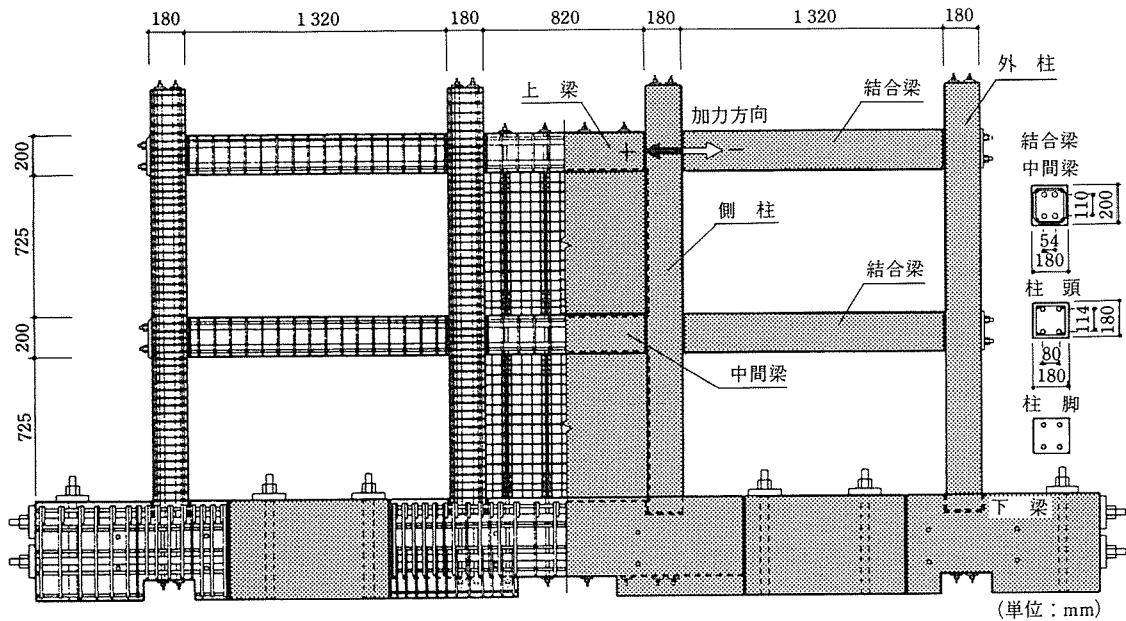


図-2 試験体の形状、配筋、および加力方法 (94 PCWFシリーズ)

も変えるため、これを防止する意図である。表-1に試験体の諸性質を示す。

2.2 PCa・PC 連層耐震壁の試験体

この試験体は、形状比 $h'/l' = 0.88$ の PCa パネルを 2 層 3 スパンのフレーム構造の中央に 2 層にわたって組み込んだもので、結合梁がある連層耐震壁の強度評価の検討を意図している。図-2 に試験体の形状・寸法と配筋詳細を示す。各部材の接合方法は、PCa・PC 単独耐震壁の試験体と全く同じである。表-1 に試験体の諸性質を示す。

2.3 試験体の組立

試験体は施工の際と同じ手順で組み立てられた。文献 [4] の手順と同じであるのでここでは省略する。

2.4 加力と計測

加力は、上梁位置に作用する正負交番水平力とし、その加力サイクルは、最大荷重までは 1 層の層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. ごとに 2 回、それ以降は $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad. ごとに 1 回である。変位の計測は、上梁および中間梁と下梁の相対水平変位、および側柱下端の水平変位を高感度変位計で、歪の計測は、側柱、結合梁および外柱の接合部位置における PC 鋼棒について歪ゲージで行っている。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

同じパラメータをもつ試験体は大略同じ破壊経過を示した。その概要は次のようである。

試験体 94 PCWA-1, 2 試験体 94 PCWA-1 : 層間変形角 $R=1.0 \sim 2.0 \times 10^{-3}$ rad. で引張側柱脚部に曲げ亀裂と目地亀裂が、PCa パネルに斜め亀裂が生じた。

$R=2.0 \sim 8.0 \times 10^{-3}$ rad. にかけて、PCa パネルの斜め亀裂と下端水平目地の亀裂が進展した。さらに側柱頭部と中間部に曲げ亀裂が生じ、鉛直目地の目開きが 1 mm 程度に達した。最大強度には $R=6.0 \sim 7.0 \times 10^{-3}$ rad. にかけて達した。前後に、PCa パネル隅角部の破壊と側柱頭部の破損が著しくなった。力-変形曲線は、最大層間変形角 R_b が 20.0×10^{-3} rad. 以上の曲げ破壊モードを示した。

試験体 94 PCWA-2 : 94 PCWA-1 と同じ破壊経過をたどったが、PCa パネルの斜め亀裂の数は少なかった。

試験体 94 PCWA-3, 4 : 両試験体とも破壊経過は、最大強度に達するまでは 94 PCWA-1 と同じ経過を示した。最大強度以降で PCa パネル鉛直目地上部のモルタルの滑落が著しく、これに起因して側柱中間部に曲げ亀裂が多数生じた。図-3 に 94 PCWA-3 の力-変形曲線と最終亀裂状況を示す。最大層間変形角は 16.0×10^{-3} rad. 程度で曲げ破壊モードであった。

試験体 94 PCWB-1, 2 : 両試験体とも、 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. あたりから引張側柱脚部に曲げ亀裂と目地亀裂が発生し、PCa パネル下端水平目地に進展した。以降、最大強度に達するまでに側柱の全域にわたって引張亀裂と PCa パネルに斜め亀裂が生じた。最大強度には $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad. で達し、力-変形曲線の包絡線は平滑域を形成した。その後、側柱の浮き上がりが著しくなり、 $R=10.0 \times 10^{-3}$ rad. 前後で PCa パネルの PC 鋼棒が外側から、順に定着ナット位置で破断し、試験体は抵抗力を失った。PC 鋼棒の破断は、過大な回転変形による引張・曲げ破壊で、PC 鋼棒のシースにグラウトしないことに起因すると考えられる。

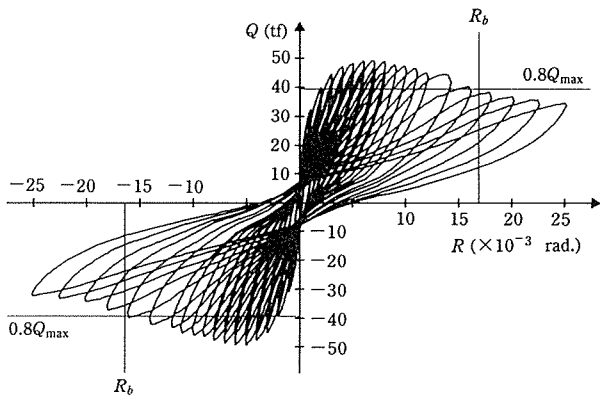


図-3(a) 力-変形曲線 (94 PCWA-3)

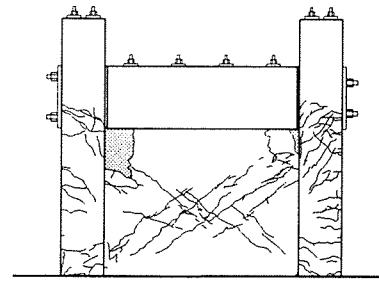


図-3(b) 最終亀裂状況 (94 PCWA-3)

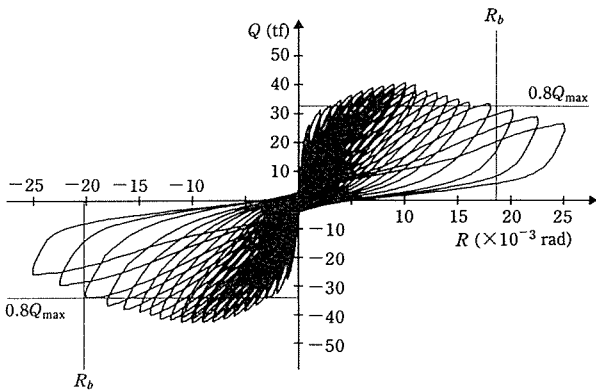


図-4(a) 力-変形曲線 (94 PCWB-4)

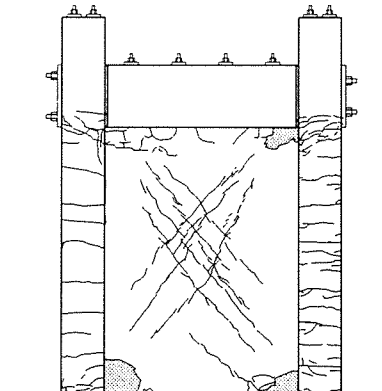


図-4(b) 最終亀裂状況 (94 PCWB-4)

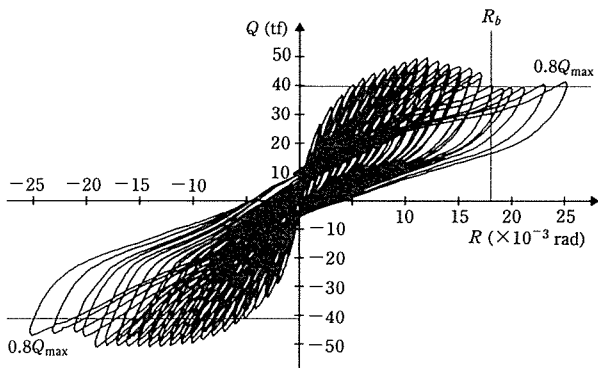


図-5(a) 力-変形曲線 (94 PCWF-1)

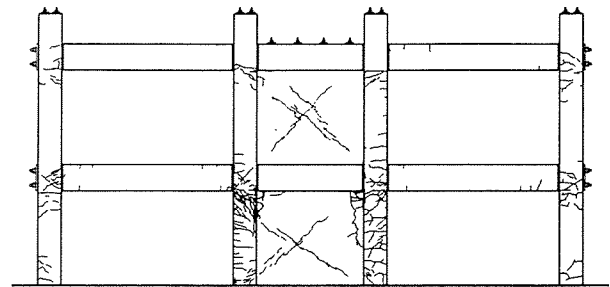


図-5(b) 最終亀裂状況 (94 PCWF-1)

試験体 94 PCWB-3, 4 : 両試験体とも、 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. あたりから引張側柱脚部に曲げ亀裂と目地亀裂が生じ、さらに PCa パネル下端水平目地にまで進展した。 $R=3.0 \times 10^{-3}$ rad. で PCa パネルに斜め亀裂が、側柱の頭部と中間部に水平亀裂が生じた。最大強度には $R=8.0 \sim 10.0 \times 10^{-3}$ rad. にかけて達し、その後強度は漸減した。この間、PCa パネル隅角部の破壊は著しくなったが、PCa パネル鉛直目地の目開きとモルタルの滑落は比較的少なかった。PCa パネルの PC 鋼棒の破断は観察されなかった。図-4 に 94 PCWB-4 の力-変形曲線と最終亀裂状況を示す。最大層間変形角は 20.0×10^{-3} rad. 程度で曲げ破壊モードであった。

試験体 94 PCWF-1 : 1 層の層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. で 1 層の引張側柱脚部に曲げ亀裂と目地亀裂が、 $R=2.0 \sim 3.0 \times 10^{-3}$ rad. にかけて 2 層引張側柱脚部および結合梁の接合部に曲げ亀裂が生じた。 $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad. 前後で 1, 2 層の PCa パネルに斜め亀裂が生じた。この間、PCa パネルの水平、鉛直目地に亀裂が生じ、かつ進展した。 $R=6.0 \times 10^{-3}$ rad. 以降、1 層の PCa パネル隅角部の圧壊および側柱の曲げ亀裂とせん断亀裂が多数生じた。また結合梁の接合部と外柱の柱頭、柱脚部の曲げ亀裂が進展したが、PCa パネルの斜め亀裂の進展は著しくなかった。最大強度には $R=10.0 \sim 15.0 \times 10^{-3}$ rad. で達し、その後強度は漸減した。図

-5 に力-変形曲線と最終亀裂状況を示す。破壊モードは、1層の最大層間変形角が 15.0×10^{-3} rad. 以上で曲げ破壊モードであった。図-6 は、筆者らが規定してい

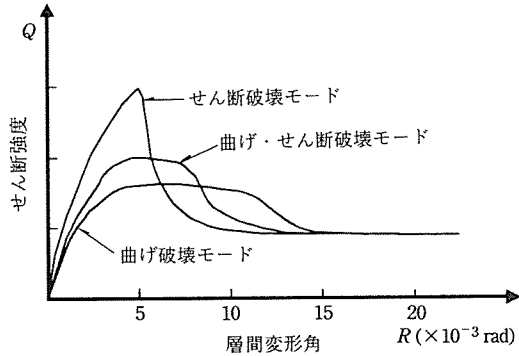


図-6 破壊モードと包絡線の関係

る破壊モードと最大層間変形角の関係を模式的に示した力-変形曲線の包絡線である。

表-1 に正負加力域における最大強度と最大層間変形角の実験値を示す。

3.2 PC 鋼棒の歪と側柱の滑り

図-7 は、試験体 94 PCWB-4 の右側柱下端位置における 4 本の PC 鋼棒の歪と層間変形角の関係である。歪は各加力サイクルのピークの値である。図から、正加力で引張側柱となり最大強度時に引張降伏に近く、負加力で圧縮側柱となり曲げ降伏していることがわかる。94 PCWA, B の他の試験体も、大略、これと同じであった。図-8 は、試験体 94 PCWF-1 の左側柱下端および 2 階左結合梁の内・外端位置における PC 鋼棒の歪と 1

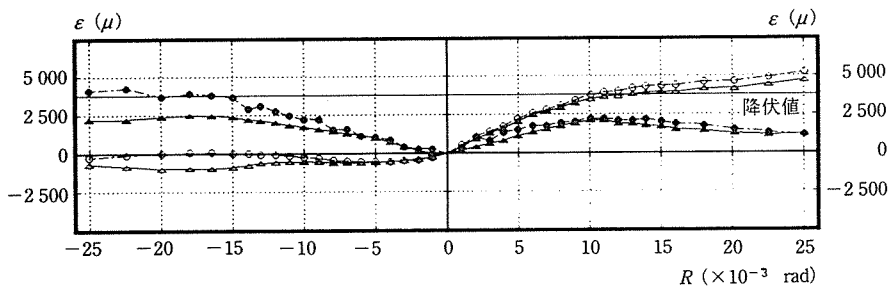


図-7 右側柱下端 PC 鋼棒の歪 (94 PCWB-4)

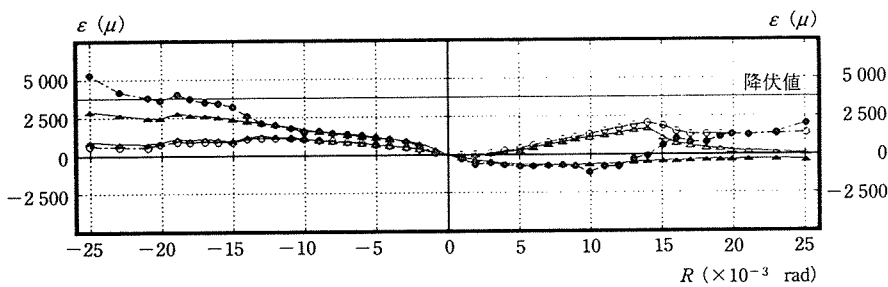


図-8(a) 左側柱下端の歪 (94 PCWF-1)

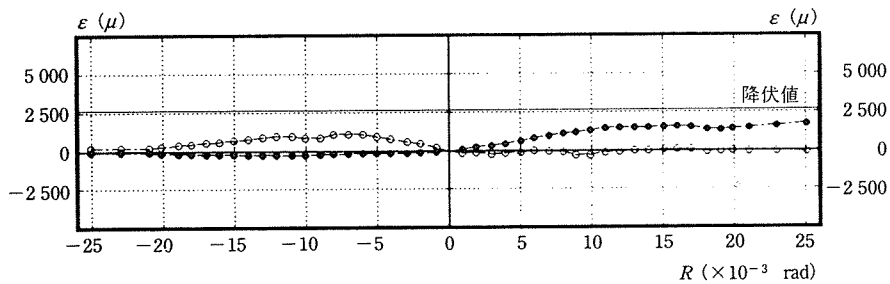


図-8(b) 二階左結合梁内端の歪 (94 PCWF-1)

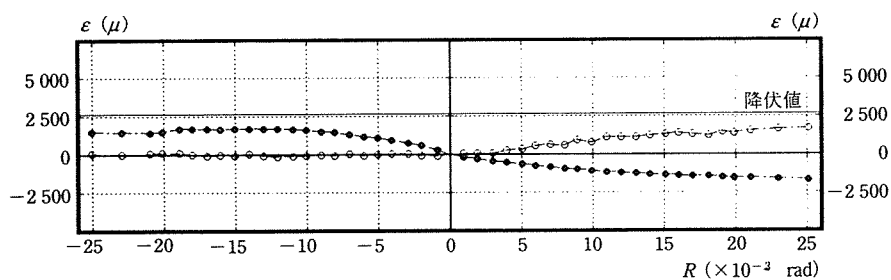


図-8(c) 二階左結合梁外端の歪 (94 PCWF-1)

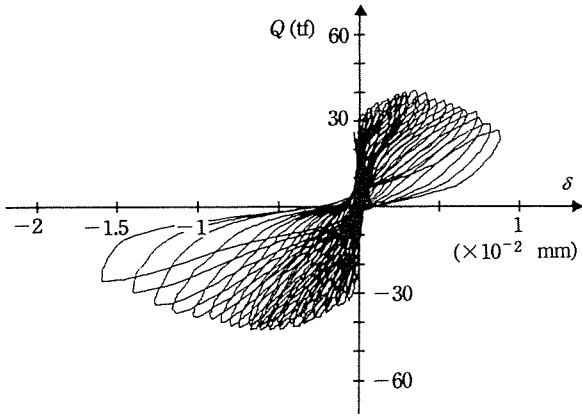


図-9 右側柱下端の水平変位 (94 PCWB-4)

層の層間変形角の関係である。最大強度以降、側柱下端は曲げ降伏しているが、結合梁の端部は曲げ降伏していない。そのPC鋼棒の歪は降伏歪の2/3程度である。図-9は、試験体94 PCWB-4の右側柱下端の水平変位と荷重の関係である。滑り変位がほとんど生じていない。図-4の力-変形曲線も原点でしぼれた滑りのない履歴特性を示している。根入れの深さが滑りを拘束するのに十分であったと考えられる。これらの様相は他の試験体に共通している。

3.3 抵抗機構

3.1と3.2からPCa・PC耐震壁は、最大強度時に於いて次のような抵抗機構にあるといえる。

- 1) PCaパネルは圧縮ストラットを形成している。
- 2) 引張側柱は下端で引張降伏かまたはこれに近い状態にあり、圧縮ストラットとアーチ作用を形成している。
- 3) 圧縮側柱は、圧縮ストラットからの横荷重をうけて、下端は曲げ降伏の状態にある。
- 4) 圧縮側柱には滑りが生じていない。

このような抵抗機構を模式図で示すと図-10のようになる。

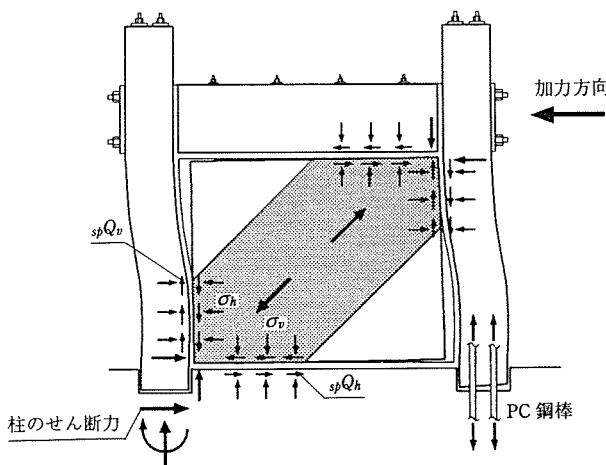


図-10 抵抗機構の模式図

4. 簡略化マクロモデルによる最大強度の評価

4.1 簡略化マクロモデル

マクロモデルによる耐震壁の解析は、解析が簡単であり、設計に必要なデータを容易に提供できる点に特長がある。筆者らは、滑りが生じるPCa・PC耐震壁について、簡略化マクロモデルを用いた最大強度式を展開した³⁾。このとき、圧縮ストラットの傾斜角を45°と限定している。本章では、多分に重複するが、滑りを完全に拘束したPCa・PC耐震壁の最大強度式の誘導を、圧縮ストラットの傾斜角に自由度を与えて行う。これは、PCaパネルの形状比が大きくなると、傾斜角が45°より大きくなり、最大強度におよぼす影響が大きいためである。

図-11に、3.3の抵抗機構にもとづく簡略化マクロモデルを示す。モデルは、上・下に剛強な梁をもち、側柱はせん断破壊が生じないように補強されている。圧縮ストラット②は傾斜角 θ をもつ。圧縮ストラット③は有効でなくして除去されたストラットである。PCaパネルの縦・横補強筋はフレームに接合されないことから考慮されない。PCaパネルのPC鋼棒だけが縦引張補強筋として考慮される。モデルの構成部材は、最大強度時に於いて次の状態にあると仮定される。

- 1) 上・下梁は剛体で破壊しない。
- 2) 引張側柱下端は引張降伏している。圧縮側柱下端は曲げ降伏しており、滑りは生じない。
- 3) 圧縮ストラット②は $0.63\sigma_B$ の降伏強度に達している。圧縮ストラットの水平と鉛直接合部の滑り強度 $sp\tau_{wh}$ と $sp\tau_{wv}$ は、それぞれ式(1)と(2)で表される。

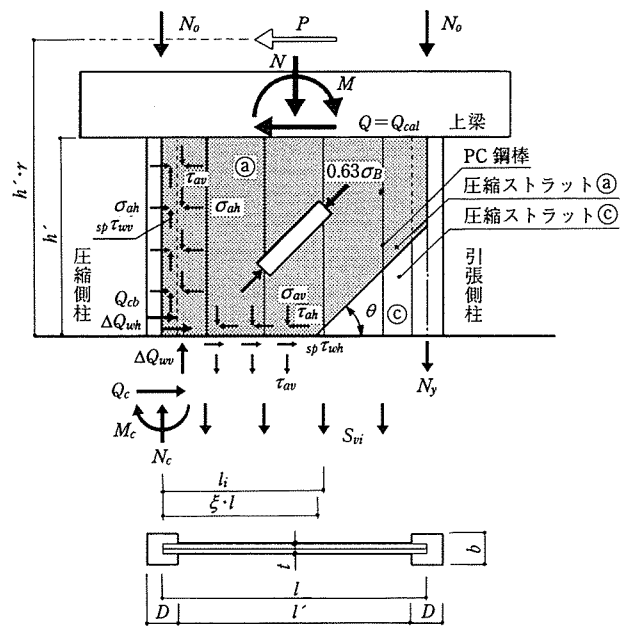


図-11 簡略化マクロモデル

水平接合部 $sp\tau_{wh} = \mu \cdot \sigma_{av} \dots\dots\dots (1)$

鉛直接合部 $sp\tau_{wv} = \mu \cdot \sigma_{ah} \dots\dots\dots (2)$

ただし、

$\sigma_{av} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta$

$\sigma_{ah} = 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta$

μ : 摩擦係数

4) 縦引張補強筋はすべて降伏している。

式(1)または(2)と圧縮ストラット②の降伏強度の水平成分 σ_{ah} または鉛直成分 σ_{av} との差は、それぞれ側柱または上・下梁の拘束反力 ΔQ_{wh} , ΔQ_{wv} とつりあうと考える。接合筋がある場合、式(1), (2)には、接合筋のダボ効果を表す項が付加される。しかし、ここでは接合筋がないことおよびPC鋼棒のシースにグラウトしていないことから、ダボ効果の項は省略されている。

最大強度は、このように仮定された応力状態とつりあいのみを満たす外力として求められる。これには、下梁上端の水平断面の応力と外力との水平方向の力とモーメントのつりあいだけが必要となる。このため、下端を除く側柱の応力状態についてはなんら規定していない。

4.2 最大強度式の誘導

図-11で、 N , M , および $Q = Q_{cal}$ は上層から伝達される外力の効果を表し、上梁下端位置で評価される。 N , M , Q , および N_o の間に次の関係が成り立つ。

$N = 2 N_o \dots\dots\dots (3)$

$M = (1-\gamma) h' \cdot Q_{cal} \dots\dots\dots (4)$

ここで、 N_o は側柱一本あたりの軸力、 Q_{cal} は求めようとする最大せん断強度である。

水平方向の力のつりあいから次の式が得られる。

$Q_{cal} = Q_w + Q_{cb} \dots\dots\dots (5)$

ここで、 Q_w は圧縮ストラットのせん断力、 Q_{cb} は圧縮側柱下端のせん断力のうち、圧縮ストラットからの横荷重によるせん断力である。

Q_w および圧縮側柱下端の全せん断力 Q_c について、次の関係が成り立つ。

$Q_w = T_{ah} \cdot \xi \cdot l = spQ_{wh} + \Delta Q_{wh} \dots\dots\dots (6)$

$Q_c = Q_{cb} + \Delta Q_{wh} \dots\dots\dots (7)$

ただし、

$T_{ah} = \tau_{ah} \cdot t_e = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t_e$

$spQ_{wh} = sp\tau_{wh} \cdot t_e \cdot \xi \cdot l$
 $= \mu \cdot 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta \cdot t_e \cdot \xi \cdot l$

ここで、 ΔQ_{wh} は圧縮側柱の拘束反力、 ξ は圧縮ストラットの水平有効幅係数である。圧縮側柱下端に滑りが生じる場合は、式(7)は滑り強度 spQ_c で限界づけられる。

Q_w の算定

圧縮側柱下端回りのモーメントのつりあいから、次の式が得られる。

$M_c + M + N \cdot l/2 - Q_{cal} \cdot h' + N_y \cdot l$
 $- S_{av} (\xi \cdot l)^2 / 2 + \sum S_{vi} \cdot l_i$
 $- (T_{av} - \mu \cdot S_{ah}) y \cdot D/2 = 0 \dots\dots\dots (8)$

ここで、式(8)の最後の項は下梁の拘束反力： $\Delta Q_{wv} = (\tau_{av} - \mu \cdot \sigma_{ah}) t_e \cdot y = (T_{av} - \mu \cdot S_{ah}) y$ の圧縮側柱下端回りのモーメントである。ただし、

$S_{av} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta \cdot t_e$

$T_{av} = 0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot t_e$

$S_{ah} = 0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta \cdot t_e$

式(8)に含まれる M_c と Q_{cb} に次の第一近似値を用いる。

$M_c \approx N_y \cdot D/2 \dots\dots\dots (9)$

$Q_{cb} = \sqrt{2 M_c \cdot S_{ah}} \approx \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \dots\dots\dots (10)$

式(10)は、圧縮側柱脚部の応力状態として、図-12に示すように、一様な横荷重をうけて柱下端が曲げ降伏している片持ち柱を仮定することから得られる。このため、片持ち柱の先端以上の影響は考慮されない。

式(3)~(7)および式(9), (10)を式(8)に代入し、 ξ について解くと、次の式が得られる。

$\xi = \eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}} + \sqrt{\left(\eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}}\right)^2 + \frac{2 \sum S_{vi} \cdot l_i}{S_{av} \cdot l^2} + \chi}$
 $\dots\dots\dots (11)$

ただし、

$\chi = \frac{2}{S_{av} \cdot l} \left[\left\{ \eta - \left(\frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) D/2l \right\} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \right.$
 $\left. + N_o + N_y (D/2l + 1) \right]$

$\eta = -h' \cdot \gamma / l$

式(11)で $\xi > 1$ の場合、 $\xi = 1$ とする。これは引張側柱下端が引張降伏していない場合に相当する。

式(11)の諸量は、圧縮ストラットの傾斜角 θ を除いてすべて既知量である。

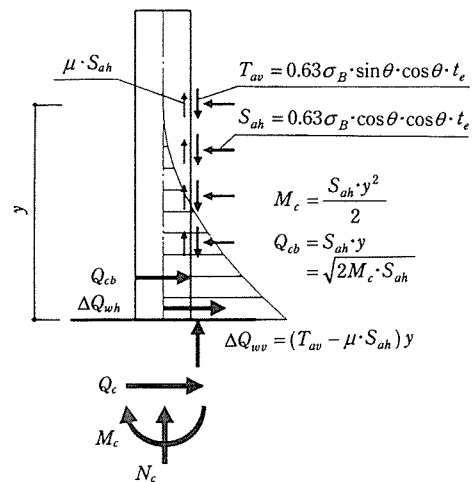


図-12 圧縮側柱脚部の応力状態

Q_{cb} の算定

圧縮側柱下端のせん断力 Q_{cb} は、すでに式 (10) で第一近似値が与えられているが、ここでは側柱の軸力を考慮した曲げ降伏強度から第二近似値を求める。

引張側柱下端回りのモーメントのつりあいから、次の式が得られる。

$$M_c + M - N \cdot l/2 - Q_{cal} \cdot h' + N_c \cdot l + S_{av}(1-\xi/2) \xi \cdot l^2 - \sum S_{vi}(l-l_i) + (T_{av} - \mu \cdot S_{ah}) y (l-D/2) = 0 \dots \dots \dots (12)$$

式 (3)~(7) および式 (9), (10) を式 (12) に代入し、N_c について解くと、次の式が得られる。

$$N_c = \left\{ \eta' - \left(\frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) (1-D/2l) \right\} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} + \left\{ \eta' - \frac{S_{av}}{T_{ah}} (1-\xi/2) \right\} Q_w + \frac{\sum S_{vi}(l-l_i)}{l} + N_o - N_y \cdot D/2l \dots \dots \dots (13)$$

ただし、η' = h'・γ/l である。

圧縮側柱下端の曲げ降伏強度 M_u は、式 (13) の N_c を用いて、次の曲げ降伏強度の実用式⁵⁾ から求められる。

$$M_u = (0.5 N_y + N_c) (0.5 D - 0.42 \chi_n) + 0.5^2 N_y \cdot e \dots \dots \dots (14)$$

ここで、χ_n = (0.5 N_y + N_c) / 0.83 b・σ_B、e は側柱 PC 鋼棒の中心間距離である。

式 (14) の M_u を式 (10) の M_c に代入すれば、Q_{cb} の第二近似値として次の式が得られる。

$$Q_{cb} = \sqrt{2 M_u(N_c) \cdot S_{ah}} \dots \dots \dots (15)$$

この Q_{cb} は、最小値が次のように限界づけられる。

$$Q_{cb} \geq 2 M_u/h' \dots \dots \dots (16)$$

これは、側柱に沿う横荷重が全くない状態で側柱の上・下端が曲げ降伏したときのせん断力より、Q_{cb} が小さくならないことにもとづく。

結局、PCa・PC 耐震壁の最大せん断強度 Q_{cal} は、式 (11) の ξ を用いた式 (6) の Q_w と、式 (13) の N_c を用いた式 (15) の Q_{cb} との和として求めることができる。

4.3 PCa・PC 耐震壁の最大強度の計算例

ここでは、最大強度式による計算例を試験体 94 PCWB-4 と試験体 94 PCWF-1 について示す。

計算例 I 試験体 94 PCWB-4 の最大強度

この試験体の場合、圧縮ストラットの傾斜角 θ だけが未知量である。その他の基礎データは表-1 に掲げた実測値を用いる。傾斜角は、一般に壁パネルの形状比と側柱の全主筋比の影響を大きく受ける。RC 耐震壁についてのパラメトリックな数値計算⁶⁾ によれば、形状比が 1.6 に近くなると、θ は 45° から 50° 程度に大きくなるが、それ以上にはならない。また、全主筋比が小さいとき、大きいときに比べて θ は小さくなる。このような

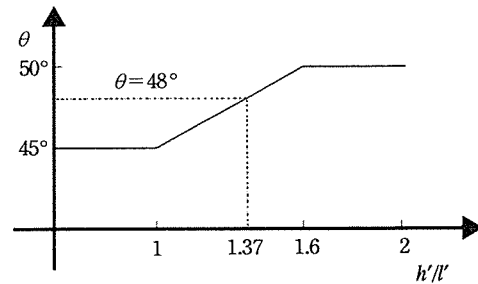


図-13 h' / l と θ の関係

傾向は RC 耐震壁と PCa・PC 耐震壁の実験で観察されている。

ここでは、簡単にするため図-13 のように θ を設定する。これから 94 PCWA の試験体は h' / l = 0.76 であるから θ = 45° とし扱い、94 PCWB の試験体は h' / l = 1.37 であるから、θ = 48° とし扱う。θ = 48° の傾斜角は、本実験で観察された斜め亀裂の傾斜角にほぼ対応している。

a) 基礎データ (表-1 参照)

$$\begin{aligned} t_e &= 4.0 \text{ (cm)} \\ \sigma_{av} &= 0.63 \sigma_B \cdot \sin(48^\circ) \cdot \sin(48^\circ) \\ &= 0.63 \cdot 0.63 \cdot 0.743 \cdot 0.743 = 0.219 \text{ (tf/cm}^2\text{)} \\ \sigma_{ah} &= 0.63 \sigma_B \cdot \cos(48^\circ) \cdot \cos(48^\circ) \\ &= 0.63 \cdot 0.63 \cdot 0.669 \cdot 0.669 = 0.178 \text{ (tf/cm}^2\text{)} \\ \tau_{av} = \tau_{ah} &= 0.63 \sigma_B \cdot \sin(48^\circ) \cdot \cos(48^\circ) \\ &= 0.63 \cdot 0.63 \cdot 0.743 \cdot 0.669 = 0.197 \text{ (tf/cm}^2\text{)} \\ S_{av} = \sigma_{av} \cdot t_e &= 0.219 \cdot 4.0 = 0.876 \text{ (tf/cm)} \\ S_{ah} = \sigma_{ah} \cdot t_e &= 0.178 \cdot 4.0 = 0.712 \text{ (tf/cm)} \\ T_{av} = T_{ah} = \tau_{av} \cdot t_e = \tau_{ah} \cdot t_e \\ &= 0.197 \cdot 4.0 = 0.788 \text{ (tf/cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{vi} &= a_s \cdot \sigma_y \\ &= 0.4 \cdot 13.10 = 5.24 \text{ (tf)} \\ \sum S_{vi} \cdot l_i &= 5.24 \cdot (80+60+40+20) = 1048 \text{ (tf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_y &= a_g \cdot \sigma_y \\ &= 4 \cdot 0.6648 \cdot 13.75 = 36.56 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_o &= 0 \text{ (tf)} \\ \mu &= 0.6 \end{aligned}$$

b) Q_w の算定

$$\eta = -h' \cdot \gamma / l = -125 / 100 = -1.25$$

$$\begin{aligned} \chi &= \frac{2}{S_{av} \cdot l} \left[\left\{ \eta - \left(\frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) D/2l \right\} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \right. \\ &\quad \left. + N_o + N_y (D/2l + 1) \right] \\ &= 2 \left[\{-1.25 - (0.788/0.712 - 0.6) \times 18/2 \cdot 100\} \right. \\ &\quad \left. \times \sqrt{36.56 \cdot 18 \cdot 0.712} + 36.56 (18/2 \cdot 100 + 1) \right] \\ &\quad / (0.876 \cdot 100) = 0.27 \end{aligned}$$

$$\xi = \eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}} + \sqrt{\left(\eta \cdot \frac{T_{ah}}{S_{av}} \right)^2 + \frac{2 \sum S_{vi} \cdot l_i}{S_{av} \cdot l^2} + \chi}$$

$$\begin{aligned}
 &= -1.25 \cdot 0.788 / 0.876 \\
 &+ \sqrt{\left(-1.25 \cdot \frac{0.788}{0.876}\right)^2 + \left(\frac{2 \cdot 1048}{0.8 \cdot 10000}\right) + 0.27} \\
 &= 0.21
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_w &= T_{ah} \cdot \xi \cdot l \\
 &= 0.788 \cdot 0.21 \cdot 100 = 16.55 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

c) Q_{cb} の算定

$$\begin{aligned}
 \eta' &= h' \cdot \gamma / l = 125 / 100 = 1.25 \\
 N_c &= \left\{ \eta' - \left(\frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) (1 - D/2l) \right\} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \\
 &+ \left\{ \eta' - \frac{S_{av}}{T_{ah}} (1 - \xi/2) \right\} Q_w + \frac{\sum S_{vi}(l-l_i)}{l} \\
 &+ N_o - N_y \cdot D/2l \\
 &= \{ 1.25 - (0.788/0.712 - 0.6) (1 - 18/2 \cdot 100) \} \\
 &\times \sqrt{36.56 \cdot 18 \cdot 0.712} \\
 &+ \{ 1.25 - 0.876 (1 - 0.21/2) / 0.788 \} 16.55 \\
 &+ 1048/100 - 36.56 \cdot 18 / 2 \cdot 100 \\
 &= 28.49 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_n &= (0.5 N_y + N_c) / 0.83 b \cdot \sigma_B \\
 &= (0.5 \cdot 36.56 + 28.49) / 0.83 \cdot 18 \cdot 0.66 \\
 &= 4.74 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= (0.5 N_y + N_c) (0.5 D - 0.42 \chi_n) \\
 &+ 0.5^2 N_y \cdot e \\
 &= (0.5 \cdot 36.56 + 28.49) (0.5 \cdot 18 - 0.42 \cdot 4.74) \\
 &+ 0.5^2 \cdot 36.56 \cdot 8.0 = 400.94 \text{ (tf} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{cb} &= \sqrt{2 M_c \cdot S_{ah}} \\
 &= \sqrt{2 \cdot 400.94 \cdot 0.712} = 23.89 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore Q_{cal} &= Q_w + Q_{cb} \\
 &= 16.55 + 23.89 = 40.44 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

計算例Ⅱ 試験体 94 PCWF-1 の最大強度

この試験体の場合、形状比 $h'/l' = 0.88$ であるから $\theta = 45^\circ$ とすることができるが、反曲点高さが未知量として残る。このため、略解析を意図して結合梁の拘束曲げモー

メントを定値として扱う。これを考慮して、4.2 で求めた式のうち、式 (4)、(11)、および (13) が修正される。

式 (4) は次のように修正される。

$$M = (1 - \gamma) h' \cdot Q_{cal} + \sum M_{gi} \dots\dots\dots (4')$$

ここで、 $\gamma \cdot h'$ は結合梁の拘束曲げモーメントがないときの反曲点高さ、 M_{gi} は i 層結合梁の拘束曲げモーメントである。

式 (11) の平方根内の χ は次のように修正される。

$$\begin{aligned}
 \chi &= \frac{2}{S_{av} \cdot l} \left[\left\{ \eta' - \left(\frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) D/2l \right\} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \right. \\
 &\left. + N_o + N_y (D/2l + 1) + \frac{\sum M_{gi}}{l} \right]
 \end{aligned}$$

また、式 (13) は次のように修正される。

$$\begin{aligned}
 N_c &= \left\{ \eta' - \left(\frac{T_{av}}{S_{ah}} - \mu \right) (1 - D/2l) \right\} \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_{ah}} \\
 &+ \left\{ \eta' - \frac{S_{av}}{T_{ah}} (1 - \xi/2) \right\} Q_w + \frac{\sum S_{vi}(l-l_i)}{l} \\
 &+ N_o - N_y \cdot D/2l - \frac{\sum M_{gi}}{l} \dots\dots\dots (13')
 \end{aligned}$$

$\sum M_{gi}$ の値は、基本的には弾塑性解析で求めなければならない。ここでは、3 で示したように結合梁の PC 鋼棒の歪が降伏値に達していないことを考慮して、略算値として結合梁と外柱が崩壊機構を形成したときの 2/3 のモーメントを拘束曲げモーメントとする。柱と梁の曲げ降伏強度は式 (14) によって求める。ただし、梁の曲げ強度におよぼす軸力の影響は省略する。

新しい基礎データとして次の量が考慮される。

$$\begin{aligned}
 \sum M_{gi} &= 2128 \text{ (tf} \cdot \text{cm)}, N_o = -1.25 \text{ (tf)}, \\
 h' \cdot \gamma &= 175 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

計算は計算例Ⅰで同じであるので途中経過を省略し、結果だけを示すと次のようである。

$$\begin{aligned}
 Q_w &= 14.96 \text{ (tf)}, Q_{cb} = 26.36 \text{ (tf)} \\
 \therefore Q_{cal} &= Q_w + Q_{cb}
 \end{aligned}$$

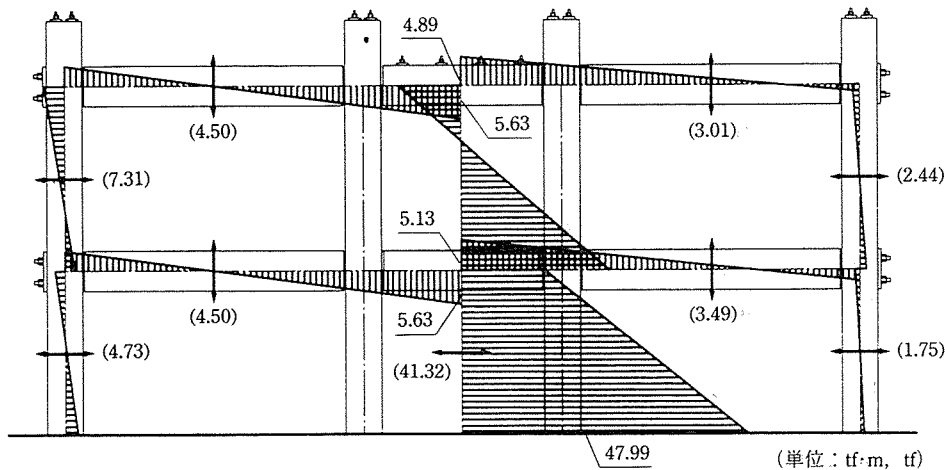


図-14 最大強度時の応力状態 (94 PCWF-1)

$$=14.96+26.36=41.32 \text{ (tf)}$$

$$\text{左外柱: } LQ_c=4.73 \text{ (tf)}$$

$$\text{右外柱: } RQ_c=1.75 \text{ (tf)}$$

PCa・PC 連層耐震壁の最大強度はこれらの和として与えられる。

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= Q_{cal} + LQ_c + RQ_c \\ &= 41.32 + 4.73 + 1.75 = 47.80 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

図-14 に PCa・PC 連層耐震壁の最大強度時の応力状態を示す。

4.4 解析結果

表-2 に全試験体の最大強度の実験値と解析値および解析値に対する実験値の比を示す。このとき、正負加力の最大強度を別のデータとしている。図-15 は解析値と実験値の関係である。これらの結果は、簡略化マクロモデルが、大要、妥当であり、工学的に十分な精度で最大強度を評価できることを示している。しかし、ここでの試験体はすべて曲げ破壊モードで終わるものであった。これらの場合、側柱の負担せん断力が大きく、圧縮ストラットの水平有効幅 $b \cdot l$ の算定値のばらつきが最大強度におよぼす影響は鋭敏ではない。このため、簡略化マク

表-2 解析結果

試験体	Q_{exp} (tf)		Q_{cal} (tf)	$\frac{Q_{exp}}{Q_{cal}}$	
	+	-		+	-
94 PCWA-1	45.60	43.60	42.80	1.07	1.02
94 PCWA-2	40.60	42.90	42.36	0.96	1.01
94 PCWA-3	49.20	49.40	56.99	0.86	0.87
94 PCWA-4	46.80	49.10	56.30	0.83	0.87
94 PCWB-1	29.80	32.30	30.92	0.96	1.04
94 PCWB-2	30.30	33.00	30.54	0.99	1.08
94 PCWB-3	37.30	32.20	40.53	0.92	0.79
94 PCWB-4	40.70	42.70	40.44	1.01	1.06
94 PCWF-1	49.60	51.60	47.80	1.04	1.08

Q_{exp} : 最大強度の実験値 Q_{cal} : 最大強度の解析値

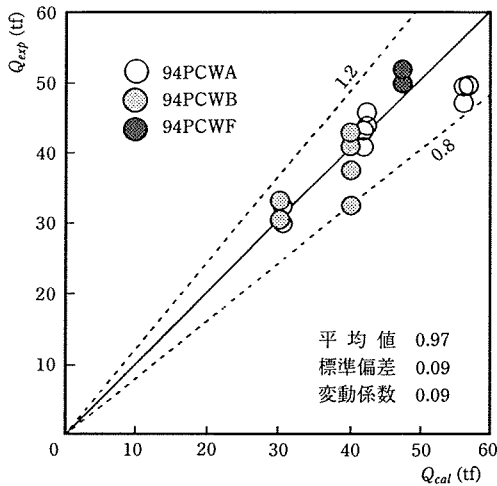


図-15 最大強度の解析値と実験値の比較

ロモデルの妥当性はせん断破壊モードで終わる試験体によってさらに検証される必要がある。また、PCa・PC 連層耐震壁の解析における結合梁の拘束曲げモーメントの評価の方法は、一般的ではない。このため、さらなる検討が必要である。

5. 結 び

根入れの深い側柱をもつ PCa・PC 単独耐震壁と PCa・PC 連層耐震壁の試験体の実験とその最大強度の評価から、次のまとめを得た。

- 1) PCa・PC 単独耐震壁と PCa・PC 連層耐震壁は十分な構造性能をもつ。
- 2) 設定した根入れ深さは、側柱の滑りを完全に拘束するのに十分である。
- 3) マクロモデルによって最大強度をよく評価できる。

筆者らの一連の研究から、PCa・PC 耐震壁は PC 構造の耐震要素として有用であることが明らかになったが、PCa パネルとフレームとの接合方法にはいくつかの問題点が残った。以後の研究では、PC パネルの破壊先行の制御などを考慮した接合方法の検討を課題とした。

謝 辞

本論文をまとめるにあたって、卒業研究として実験を担当した工学院大学森田剛治君に、また試験体作製にあたって PC 鋼棒を提供された住友電気工業 (株) のご好意に感謝の意を表します。

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. 6
- 2) 望月 洵・小野里憲一・中村 勝・倉持春夫：プレキャスト・プレストレスト耐震壁の強度と変形，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15, No. 2, pp. 1201-1206, 1993. 6
- 3) 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
- 4) 鳥屋隆志・望月 洵・倉持春夫・小野里憲一：滑りを拘束したプレキャスト・プレストレスト耐震壁の破壊性状と強度評価，第4回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp. 139-144, 1994. 10
- 5) 日本建築学会：プレストレストコンクリートの設計施工規準・同解説，pp. 178-181, 1987
- 6) 望月 洵・小野里憲一：連層耐震壁のせん断強度と抵抗機構に関する解析的研究，JCI コロキウム「RC 構造のせん断設計法に関する解析的研究」論文集，pp. 149-156, 1989. 10

【1995年4月7日受付】