

論文 超軽量コンクリートパネルを用いた既存 RC フレームの耐震補強に関する研究

鳥屋隆志*1・小関謙仁*2・奈良純*3・望月洵*4

要旨：耐震補強のために、比重 1.25、圧縮強度 30N/mm²の超軽量コンクリートを、RC フレームの壁板に現場打設した耐震壁、および PCa パネルとして組み込んだ耐震壁の実験を行い、その破壊性状を捉えるとともに、最大強度の評価を試みている。試験体のその他のパラメーターは RC フレームの破壊モードと PCa パネルの分割の有無である。いずれの場合も、一体打ち RC 耐震壁に近い破壊性状を示した。最大強度の実験値は、PCa パネルの目地モルタルの滑落によって一体打ち RC 耐震壁に比べて低下したが、簡略モデルを耐震壁のディテールに応じて修正することで、最大強度をよく評価できた。

キーワード：超軽量コンクリート、耐震壁、耐震補強、簡略モデル、最大強度

1. はじめに

既存 RC フレームの耐震壁による耐震補強の際、壁板に超軽量コンクリートを打設する、または PCa パネルを用いることは、構造の軽量化と施工性の点で有効な方法といえる。筆者らは昨年度の報告¹⁾で、PCa・PC フレームに、超軽量コンクリートの PCa パネルを組み込んだ PCa・PC 耐震壁の実験を行い、最大強度にいたるまでの破壊性状が同じ強度の普通コンクリートの PCa パネルを用いた PCa・PC 耐震壁と同じであることを示した。また、PCa パネルのコンクリートの破壊が先行するせん断破壊モードの場合、普通コンクリートに比べて超軽量コンクリートのより脆性的な性質が力変形関係に反映し、最大強度後の強度低下が顕著であることを指摘した。この点を改良すれば、既存 RC フレームの耐震補強の場合にも超軽量コンクリートの使用は有効といえよう。本研究は、このような観点に立って、超軽量コンクリートを用いた既存 RC フレームの耐震補強の有効性と最大強度の評価方法について検討することを目的としている。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は普通コンクリートの RC フレームに超軽量コンクリートを打設した 98SWLC-A の 1 体、超軽量コンクリートの単一 PCa パネルを組み込んだ 98SWLC-B の 2 体、および超軽量コンクリートの PCa パネルを 2 枚に分割して組み込んだ 98SWLC-C の 1 体、合計 4 体である。試験体の形状と寸法はすべての試験体について同じであるが、98SWLC-A、98SWLC-B1、および 98SWLC-C の RC フレームは、耐震壁が曲げ破壊モードで終わるように柱主筋を 4-D16 とし、98SWLC-B2 の RC フレームは、せん断破壊モードで終わるように 6-D19 としている。図-1 に 98SWLC-C の形状と配筋を示す。98SWLC-A は、脱型したフレームに $\phi 13$ 、 $l=80$ 、ピッチ 100 の孔をあけ、D10、 $l=160$ のアンカー筋を定着させた後、壁板を打設した。PCa パネルと RC フレームとの鉛直接合部は、施工性を考慮し、また RC フレームの損傷を避けるために、厚さ 2cm の目地モルタルを充填するだけで接合筋はない。水平接合部は、目地モルタルを充填する他、PCa パネルの面外への転倒を拘束す

*1 ドービー建設工業(株) 技術部 技術課 工修 (正会員)

*2 工学院大学大学院 工学研究科 建築学専攻

*3 工学院大学大学院 工学研究科 建築学専攻 (正会員)

*4 工学院大学教授 工学部 建築学科 工博 (正会員)

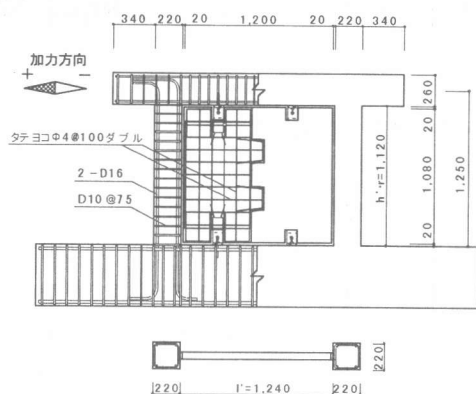


図-1 98SWLC-C の形状と配筋(単位mm)

表-1 超軽量コンクリートの使用材料

結合材	早強ポルトランドセメント
細骨材	高性能人工軽量骨材, 絶乾比重 1.14, 24 時間吸水率 9.0%
粗骨材	高性能人工軽量骨材, 絶乾比重 0.85, 24 時間吸水率 4.0%
混和材	高性能 AE 減水剤

る程度に上下4箇所定着された鋼板をM12ボルトで手締めしている。2枚に分割したPCaパネルの内部鉛直接合部は、図-1のように組み込むだけで、目地モルタルを充填していない。接合の詳細を図-2に示す。

使用した超軽量コンクリートの調合は比重 1.25, 圧縮強度 30N/mm², およびスランプ 18cm を目標とし、水結合材比は 32%である。表-1 に使用材料を示す。表-2 に試験体の諸性質と実験結果を

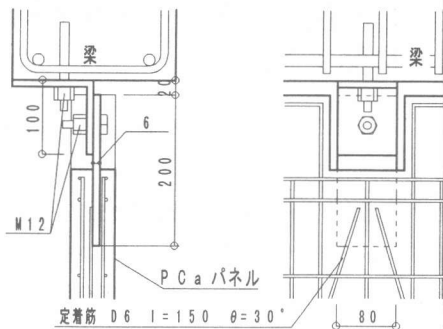


図-2 接合の詳細(単位mm)

示す。

2.2 加力と計測の方法

加力はアクチュエーターを用い、変位制御で漸増する正負繰返し力とし、その作用位置は上梁の中央高さである。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 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ ごと 2 回、それ以降は $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ ごと 1 回とした。変位の計測は、上下梁の相対水平変位を変位計で、また梁内端位置における柱頭、柱脚の主筋ひずみをひずみゲージで行った。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

(1) 98SWLC-A

この試験体は、普通コンクリートの RC フレームに超軽量コンクリートの壁板を打設したものである。 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で壁板に斜めひびわれ、柱下端に曲げひびわれが生じた。 $R=2.0 \sim 5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$

表-2 試験体の諸性質と実験結果

試験体	柱					PCa/パネル							目地	実験結果			
	b	D	P _g	gσ _y	σ _B	l'	h'	t	P _s	sσ _y	σ _B		σ _B	Qexp.	Rb exp.		
	[cm]	[cm]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[cm]	[cm]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	(kN)	(×10 ⁻³ rad.)		
98SWLC-A	22	22	1.65	335	23	124	112	6.0	0.42	701	28	現場打ち		+361.6	-330.3	+8.8	-8.8
98SWLC-B1			4-D16									1枚/パネル	61	+317.5	-294.0	+15.0	-18.0
98SWLC-B2			3.56	354	24						29	1枚/パネル	61	+481.2	-494.9	+10.5	-9.4
98SWLC-C			6-D19									2枚/パネル	57	+290.1	-278.3	+12.5	-13.3
			1.65	335	23						28	2枚/パネル	57	+290.1	-278.3	+12.5	-13.3
			4-D16														

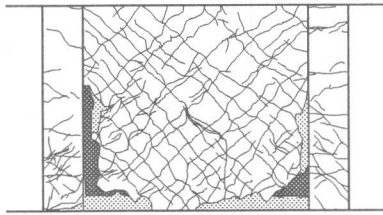
【記号】 b:柱幅, D:柱せい, Pg:柱全主筋比, $g\sigma_y$:柱主筋の降伏点強度, σ_B :コンクリート, モルタルの1軸圧縮強度
l':PCa/パネル幅, h':PCa/パネル高さ, t:PCa/パネル厚, Ps:PCa/パネルの縦横補強筋比

$s\sigma_y$:縦横補強筋の降伏点強度, Qexp:実験による最大強度, Rb:変形限界(0.8Qexp 時の層間変形角)

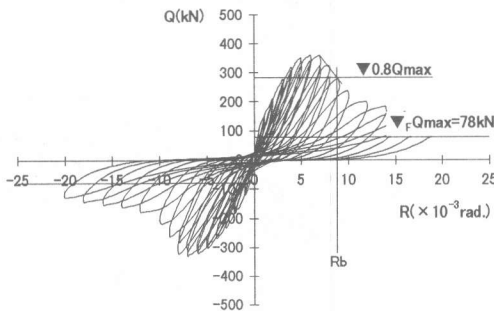
【共通】 PCa/パネル:補強筋 タテヨコダブルφ4@100 定着筋:D6 σ_y :380(N/mm²)

柱:せん断補強筋 (98SWLC-A,B1,C) D10@75 σ_y :348(N/mm²)

(98SWLC-B2) D6@75 σ_y :380(N/mm²)



(a) 最終ひびわれ状況



fQ_{max} : RC フレームのせん断力の最大値

(b) カー変形関係

図-3 98SWLC-A

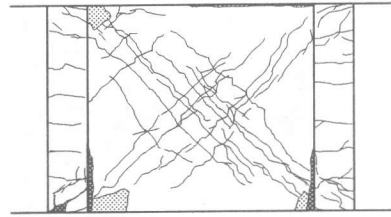
$^3\text{rad.}$ で斜めひびわれが壁板全域に、曲げひびわれが柱の全長にわたって生じ、 $R=6.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で最大強度に達した。その後、壁板隅角部に剥離、引張柱脚部に浮き上りが生じ、強度が低下した。図-3に最終ひびわれ状況とカー変形関係を示す。カー変形関係は曲げ・せん断破壊モードであった。

(2) 98SWLC-B1

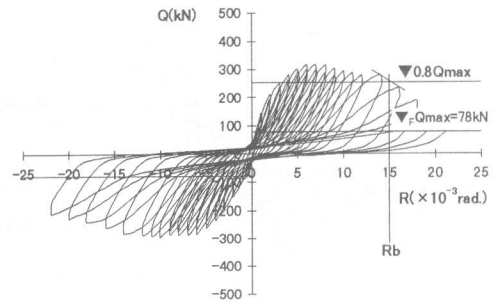
この試験体は、普通コンクリートの RC フレームに超軽量コンクリートの単一 PCa パネルを組み込んだものである。 $R=1.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で柱の頭部および脚部に曲げひびわれが生じた。 $R=2.0 \sim 5.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で PCa パネルの主対角領域に斜めひびわれが生じ、 $R=6.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で最大強度に達した。その前後に、目地モルタルの滑落が、また PCa パネル隅角部の圧壊が生じ、滑りが観察された。図-4に最終ひびわれ状況とカー変形関係を示す。カー変形関係は曲げ破壊モードであった。

(3) 98SWLC-B2

この試験体は、柱全主筋比が 3.56%と大きいことを除いて B1 と同じである。 $R=1.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で PCa パネルに斜めひびわれが生じ、 $R=2.0 \sim 6.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で全域に広がり、また柱の全長にわたって



(a) 最終ひびわれ状況



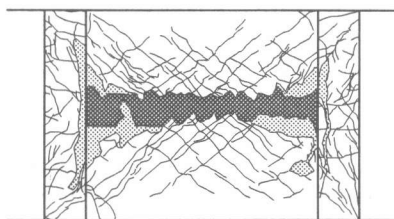
(b) カー変形関係

図-4 98SWLC-B1

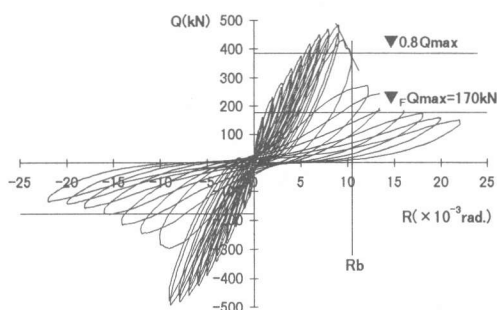
曲げひびわれが生じた。 $R=5.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で PCa パネルに小さな滑りが生じ、 $R=9.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で最大強度に達した。その後、PCa パネル中央部に剥離が生じ、強度が急激に低下した。これは 98SWLC-B1 に比べて柱全主筋比が大きいため、引張柱の引張降伏が生じることなく PCa パネルの圧壊が先行したことに起因している。また、柱のせん断補強筋比が小さいため柱の損傷は大きかった。図-5に最終ひびわれ状況とカー変形関係を示す。カー変形関係は典型的なせん断破壊モードであった。

(4) 98SWLC-C

この試験体は、普通コンクリートの RC フレームに超軽量コンクリートの PCa パネルを 2 枚に分割して組み込んだものである。 $R=1.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で PCa パネルに斜めひびわれが、柱の頭部および脚部に曲げひびわれが生じた。 $R=2.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で PCa パネルの目地モルタルにひびわれが生じた。 $R=3.0 \sim 5.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で PCa パネルの主対角領域の斜めひびわれが広がり、曲げひびわれが柱の全長にわたって生じた。 $R=6.0 \times 10^{-3}\text{rad.}$ で最大強度に達し、その後、PCa パネルの目地モルタルの滑



(a) 最終ひびわれ状況



FQ_{max} : RC フレームのせん断力の最大値

(b) カー変形関係

図-5 98SWLC-B2

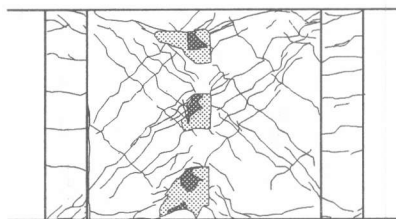
落, 内部鉛直接合部の破損, および PCa パネルの回転が生じ, 強度が漸減した。図-6 に最終ひびわれ状況とカー変形関係を示す。カー変形関係は曲げ破壊モードであった。

図-3~6 には RC フレームの柱頭, 柱脚が曲げ降伏するとして求めたせん断力の最大値: FQ_{max} を示した。 Q_{max} と FQ_{max} との差が耐震補強の効果といえる。カー変形関係の特徴を示す破壊モードは, 最大強度後に急激に強度が低下する場合にせん断破壊モード, 最大強度後に平滑域を形成し, 変形限界が $R_b > 10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の場合に曲げ破壊モードと定義した。曲げ・せん断破壊モードは, これら二つのモードの間の場合である。

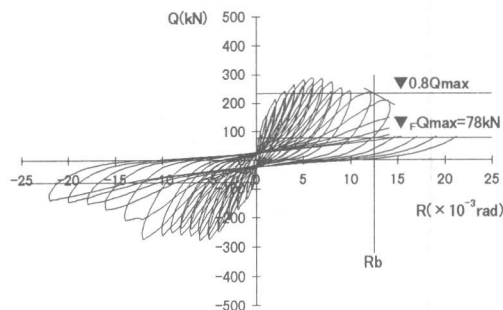
以上の破壊性状は, 目地モルタルの滑落に伴う PCa パネルの滑りが生じた点を除けば RC 耐震壁のそれと大きく変わらない。

3.2 主筋のひずみ

図-7 は, 98SWLC-A の左柱脚部の主筋のひずみと層間変形角の関係である。図から, 最大強度時において正加力で曲げ降伏に, 負加力で引張降伏に近い状態にあることがわかる。これは 4.1 (a) で述べる簡略モデルの応力状態に対応している。



(a) 最終ひびわれ状況



(b) カー変形関係

図-6 98SWLC-C

図-8 は, 98SWLC-B2 の右柱脚部の場合である。図は, 最大強度時において正負加力とも曲げ降伏に近い状態にあることを示している。これは全主筋比が大きいことに起因している。ここで, 4 本の主筋ひずみすべてが降伏ひずみに達している場合に引張降伏, 片側 2 本の主筋ひずみだけが降伏ひずみに達している場合に曲げ降伏していると判定している。

4. 簡略モデルによる最大強度の解析

4.1 解析の方法

筆者らは, 一体打ち RC 耐震壁と PCa・PC 耐震壁の簡略モデルによる解析法²⁾³⁾を提案している。これを試験体のディテールを考慮して次のように修正し, 最大強度の解析を試みる。

(a) 98SWLC-A の解析

図-9 は, 一体打ち RC 耐震壁の簡略モデルで仮定される最大強度時の静的許容応力状態である。この応力状態は次のようである。

- (1) 壁板は圧縮ストラット a, c を形成し, 圧縮ストラット a は $0.63 \sigma_B$ の値で降伏し, 圧縮ストラット c は有効でないとして除かれる。

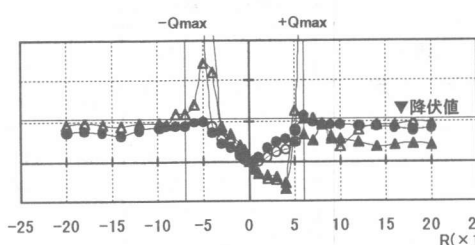


図-7 主筋のひずみ(98SWLC-A 左柱脚部)

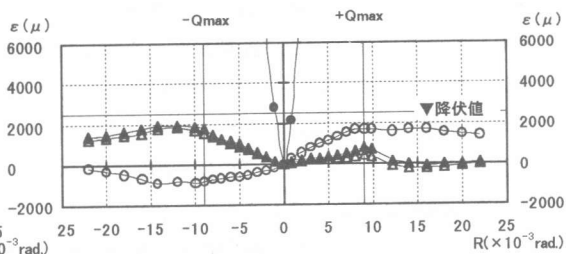


図-8 主筋のひずみ(98SWLC-B2 右柱脚部)

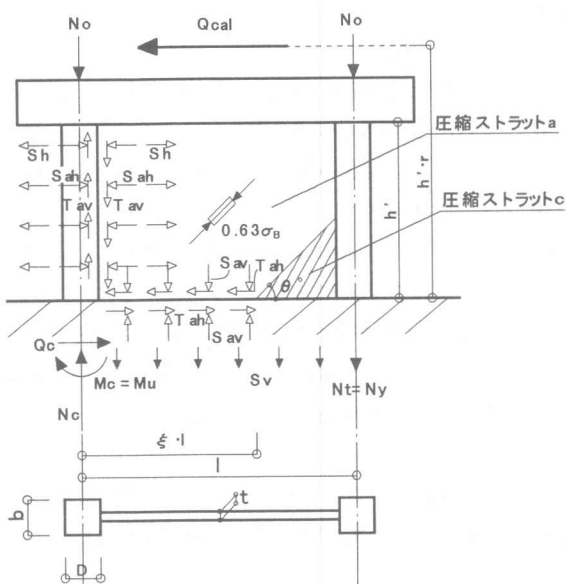


図-9 一体打ち RC 耐震壁の簡略モデル

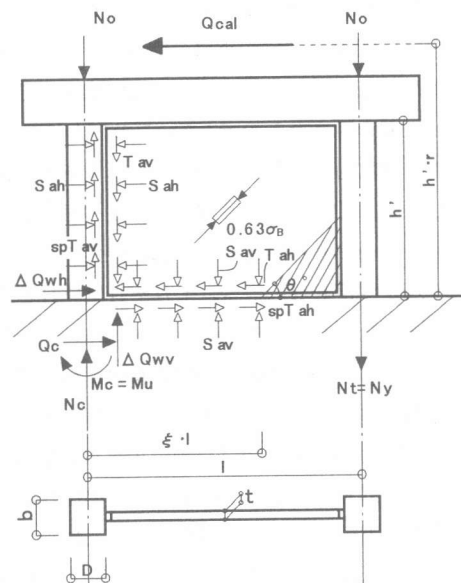


図-10 PCa・PC 耐震壁の簡略モデル

記号

Sah = $0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta \cdot t$
 Tah = $0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot t$
 Sh, Sv : 縦・横補強筋による引張力
 spTah : 水平接合部の滑り強度
 ΔQwh : Tah と spTah の差に抵抗する圧縮柱の反力
 Ny : 引張柱下端の軸降伏強度

Sav = $0.63 \sigma_B \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta \cdot t$
 Tav = $0.63 \sigma_B \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta \cdot t$
 spTav : 鉛直接合部の滑り強度
 ΔQwv : Tav と spTav の差に抵抗する下梁の反力
 No : 柱の定軸力
 σ_B : PCa パネルのコンクリートの圧縮強度

Nc : 圧縮柱下端の軸力
 Mc : 圧縮柱下端の曲げモーメント
 Mu : 圧縮柱下端の曲げ降伏強度
 ξ : 圧縮ストラットの水平有効係数

(2) 引張柱の脚部は引張降伏し、圧縮柱の脚部は曲げ降伏している。

(3) 縦横補強筋は、それぞれ Sv, Sh の値で引張降伏している。

耐震壁の最大強度は、壁板のせん断力 Qw と圧縮柱のせん断力 Qc との和として与えられる。た

だし、 $Qw = Tah \cdot \xi \cdot \ell$, $Qc = \sqrt{2Mc(Sah - Sh)}$ であ

る。試験体の壁板上・下梁との間には、シヤキーに相当する D10 筋が @100mm で定着されている。このため、他の試験体に見られる目地モルタルの滑落と PCa パネル滑りは生じていない。破壊

性状も一体打ち RC 耐震壁に近いものであった。しかし、この D10 筋は壁板の縦補強筋と連続していない。また、横補強筋も柱に定着されていない。これから、図-9 で縦・横補強筋がないとして扱う。すなわち $S_v=0, S_h=0$ である。その他の扱いは一体打ち RC 耐震壁の場合と変わらない。圧縮ストラットの傾斜角 θ は、一体打ち耐震壁の実験と解析から壁板の形状比 h'/l' の関数として表された推定式⁹⁾の値を用いる。

(b) 98SWLC-B・C

図-10 は、PCa・PC フレームに PCa パネルを組み込んだ PCa・PC 耐震壁の簡略モデルで、最大強度時に仮定される静的許容応力状態を、RC フレームに置き換えたものである。この応力状態は、(a) の一体打ち耐震壁と、大要、同じである。図の ΔQ_{wh} および ΔQ_{wv} は、PCa パネルの水平および鉛直接合部のせん断力と滑り強度の差で、目地モルタルが滑落しない場合、それぞれ圧縮柱と下梁によって抵抗をうける。

試験体の PCa パネルの鉛直接合部は平滑で、厚さ 2cm の目地モルタルが充填されているだけである。このため、実験では目地モルタルの滑落が PCa パネル隅角部で生じ、PCa パネルの小さな滑りが最大強度時前後から観察された。これから、解析では ΔQ_{wh} が生じないとして扱う。このため、 $Q_w \leq spQ_{wh}$ が制約条件となる。ここで、 spQ_{wh} は水平接合部の滑り強度で $spQ_{wh} = spTah \cdot \xi \cdot l$ である。ただし、 $spTah = \mu \cdot Sav$ 、 μ は摩擦係数で 0.7 である。制約条件を満たすための方法として圧縮ストラットの傾斜角 θ を、先の推定式から求める値を初期値として離散的に変化させる方法を用いた。98SLWC-C の PCa パネルを 2 枚に分割した影響は、試験体の上下梁の剛性が大きいため、これを省略し、1 枚パネルとして解析している。(a)、(b) に共通して、柱の定軸力は $N_o = 0$ とした。

4.2 解析結果

表 3 は (a)、(b) の方法で求めた解析結果である。表は、耐震壁の最大強度の解析精度が 0.8~1.2 の間にあり、解析方法が、大要、妥当であることを示しているが、98SWLC-B2 については解析値が

表 3 解析結果 (単位:kN)

試験体名	Qexp		Qcal	Qexp/Qcal	
	+	-		+	-
98SWLC-A	361.6	330.3	337.1	1.07	0.98
98SWLC-B1	317.5	294.0	266.7	1.19	1.10
98SWLC-B2	481.2	494.9	555.7	0.87	0.89
98SWLC-C	290.1	278.3	266.7	1.09	1.04
RCフレーム(4-D16)			80.4		
RCフレーム(6-D19)			176.4		

過大評価になっている。これは簡略モデルで仮定している引張柱の引張降伏が、鉄筋比が大きいため曲げ降伏であったことに起因している。

5. 結び

本研究の結びは、次のようにまとめられる。

- (1) 破壊性状は RC フレームの全主筋比に依存し、全主筋比が小さい場合に靱性ある破壊性状を示す。
- (2) 最大強度は既往の簡略モデルを修正することで評価できる。
- (3) PCa パネルの目地モルタルの滑落を防ぐことで、一体打ち RC 耐震壁とほぼ同じ強度と破壊性状を期待できる。

最後に、太平洋セメント(株)清澄研究所の柴田氏をはじめ関係者の方々に深く感謝致します。

[参考文献]

1)鳥屋隆志, 柴田辰正, 奈良純, 望月洵: 超軽量コンクリートを用いた PCa・PC 耐震壁の破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.559-564, 1998

2)望月洵, 小野里憲一: 連層耐震壁の簡略化最大せん断強度式, 第 8 回日本地震工学シンポジウム, 1990, pp.1425-1430

3)望月洵, 倉持春夫, 高見徹也, 藤野一郎: 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強度評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.1007-1012, 1996

4)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