

# 修復PCa・PC耐震壁の破壊性状と プレストレスト2重鋼管コンクリートブレースの力学特性

今野 克幸<sup>\*1</sup>・大平 雅司<sup>\*2</sup>・倉持 春夫<sup>\*3</sup>・鳥屋 隆志<sup>\*4</sup>

## 1. はじめに

プレストレストコンクリート（以下、PCと略す）構造は、鉄筋コンクリート（以下、RCと略す）構造と同じ考えに基づいて、強度抵抗型または靱性抵抗型の耐震設計がなされている。強度抵抗型の耐震設計は、耐震壁やブレースなどの耐震要素が十分に確保される場合に適用される。この場合、主架構である柱・梁フレームが塑性域に入るとはまれである。しかし、PC構造は大スパンであるため、耐震要素が十分に確保できないことが多い。一方、靱性抵抗型の耐震設計は、耐震要素はもちろんのこと主架構の塑性化を前提としている。この結果、主架構の破損または破壊が生じ、場合によっては、架構の全体崩壊につながることもある。1995年の阪神大震災は、新耐震設計法で設計された建物でも全体崩壊の可能性のあることを、また、主架構の著しい破損または破壊は、全体崩壊に結びつかない場合でも、クライアントの許容を超えることを示してくれた。

このような問題に対処するために、建物の免震化と並行して、新しい耐震要素の開発が必須の課題として求められている。筆者らは、この新しい耐震要素は次の条件を満たすことが重要であると考えている。

- 1) 耐震要素の強度、剛性、および靱性の制御が可能である。

- 2) 耐震要素が先行破壊することで地震入力エネルギーを吸収し、主架構に著しい破損を生じさせない。

- 3) 先行破壊後に、耐震要素の修復または取替えが可能である。

筆者らは、このような耐震性能をもつ新しい耐震要素として、

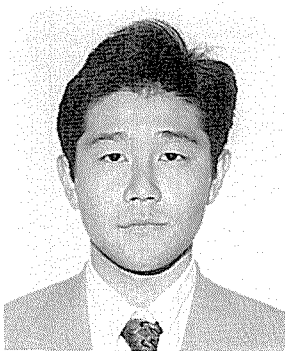
- a) PCaパネルをPCフレームに組み込み圧着接合した耐震壁（以下、PCa・PC耐震壁と略す）。

- b) プレストレスト2重鋼管コンクリートブレースを提案し、基礎的な実験を行ってきた<sup>1),2),3),5),6)</sup>。

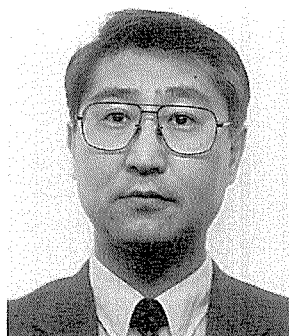
本論は、これらの得られた成果のうち、PCa・PC耐震壁のPCaパネルの取替え前後の破壊性状と強度評価およびプレストレスト2重鋼管コンクリートブレースの力学特性を実験および解析的に、その概要を述べたものである。

## 2. PCa・PC耐震壁とその修復 PCa・PC耐震壁の破壊性状

ここでとり上げるPCa・PC耐震壁とその修復PCa・PC耐震壁のうち、前者については、すでに文献<sup>4)</sup>で報告している。このため、PCa・PC耐震壁については、修復PCa・PC耐震壁との比較に必要なとする範囲でその概要を再述する。



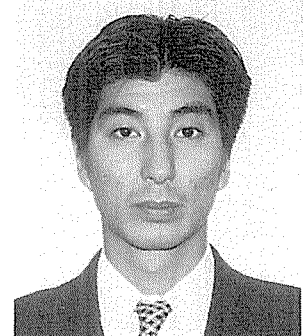
\*1 Katsuyuki KONNO  
函館工業高等専門学校



\*2 Masaji OHIRA  
ドーピー建設工業(株)  
本社技術部



\*3 Haruo KURAMOCHI  
ドーピー建設工業(株)  
本社技術部建材開発課  
課長



\*4 Takashi TORIYA  
ドーピー建設工業(株)  
本社技術部建材開発課  
課長

図-1 (a) に試験体の形状、配筋および加力方法を示す。試験体 92 PCWb-1, 2 には図-1 (b) の PCa パネルが、92 PCWc-1, 2 には図-1 (c) の PCa パネルが組み込まれている。試験体 92 PCWbR-1, 2 および 92 PCWcR-1, 2 は、それぞれ 92 PCWb および 92 PCWc シリーズの修復 PCa・PC 耐震壁で、新たに組み込まれる PCa パネルは図-1 (b) および (c) と同じものである。PCa・PC 耐震壁は次の手順で組み立てられる。

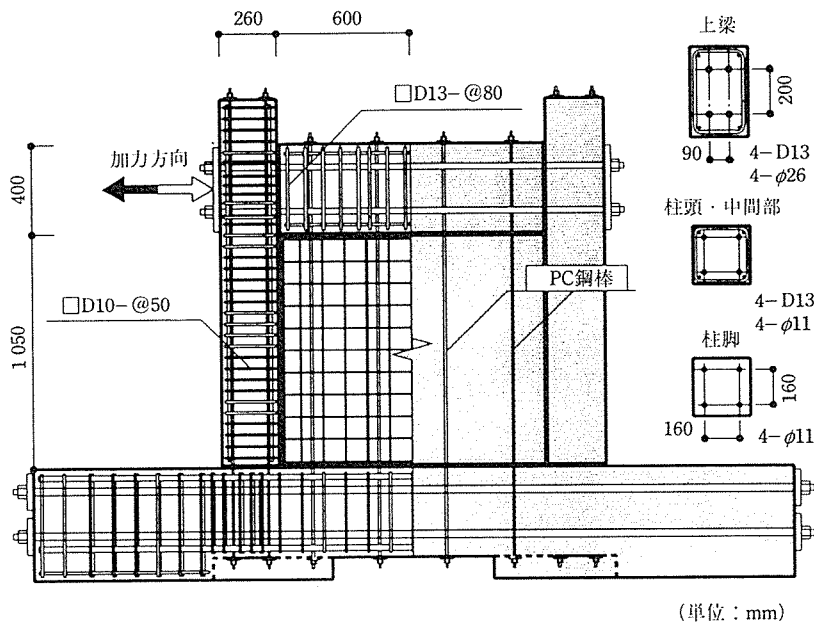
- 1) PCa フレームと PCa パネルを設置し、PC 鋼棒で仮締めする。
- 2) 接合目地にモルタルを充填する。
- 3) 側柱と下梁を圧着接合する。
- 4) 上・下梁と PCa パネルを圧着接合する。
- 5) 側柱と上梁を圧着接合する。
- 6) 柱と梁のシーすにグラウトする。

修復 PCa・PC 耐震壁は、PCa・PC 耐震壁を層間変形

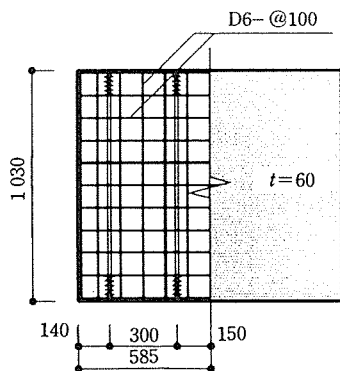
角  $R=20.0 (\times 10^{-3} \text{ rad.})$  まで加力した後、次の手順で修復したものである。

- 1) PCa パネルの PC 鋼棒を外し、破損した PCa パネルを除去する。
- 2) PC フレームの破損部を樹脂モルタルで補強する。
- 3) 新たに PCa パネルを組み込み、PC 鋼棒で仮締めする。
- 4) PCa パネル接合目地に樹脂モルタルを充填する。
- 5) 上・下梁と PCa パネルを圧着接合する。

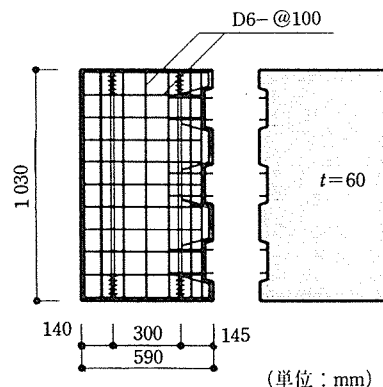
また、修復前および修復後の PCa・PC 耐震壁に共通して、柱と梁のシーすにはグラウトしているが、PCa パネルのシーすにはグラウトしていない。また、PCa パネルと PC フレームとの接合目地にはコッター筋はなく、モルタルが充填されているだけで、接合は PCa パ



(a) 試験体の形状



(b) 92PCWbシリーズ



(c) 92PCWcシリーズ

図-1 試験体

表-1 試験体の諸性状

試験体	PCa パネル					側 柱				モルタル	実 験 結 果			
	$P_s$	$\sigma_y$	$\sigma_B$	$\Sigma N_i$	接合方法	$P_g$	$\sigma_y$	$\sigma_B$	$\Sigma N_i$	$\sigma_B$	$Q_{exp}$		$R_b$	
92 PCWb-1	0.53	$\phi 11$ 12 167	300	18.5	アンボンド	柱頭: 1.31 4- $\phi 11$ 4-D 13	$\phi 11$ 12 167	585	26.0	534	57.2	60.2	12.0	10.7
92 PCWb-2			289					547	23.9	403	59.1	59.5	12.1	12.3
92 PCWc-1			348					444	23.8	405	53.2	62.2	14.2	9.2
92 PCWc-2			351					371	23.6	515	56.9	59.3	13.5	9.5
92 PCWbR-1	PC 鋼棒 4- $\phi 11$	$\phi 11$ 12 167	305	18.5	アンボンド	柱脚: 0.56 4- $\phi 11$	$\phi 11$ 12 167	585	26.0	281	54.6	55.8	20.0 以上	
92 PCWbR-2			315					547	23.9	281	46.9	54.7	10.0	8.6
92 PCWcR-1			327					444	23.8	281	51.4	51.9	20.0 以上	
92 PCWcR-2			433					371	23.6	281	47.0	46.9		

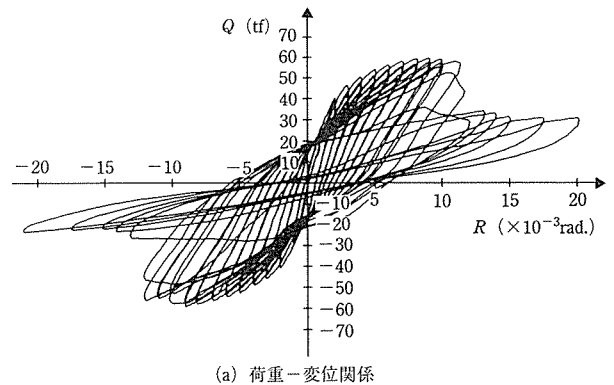
【共通】 PCa パネルの寸法:  $l' \times h' = 120$  (cm)  $\times$  105 (cm) 側柱主筋:  $\sigma_y = 3568$  (kgf/cm<sup>2</sup>), D 13 反曲点高さ:  $h' \cdot \gamma = 125$  (cm)  
 側柱寸法 :  $b \times D = 26$  (cm)  $\times$  26 (cm) 側柱帯筋:  $\sigma_y = 3792$  (kgf/cm<sup>2</sup>),  $P_w = 1.09$  (%)  
 PCa パネルの厚さ:  $t = 6$  (cm) PCa パネル補強筋:  $\sigma_y = 3568$  (kgf/cm<sup>2</sup>), D 6  
 上 梁 :  $\Sigma N_i = 164.4$  (tf), 4- $\phi 26$  下 梁 :  $\Sigma N_i = 240.0$  (tf), 4- $\phi 32$   
 【記号】  $p_g$  (%) : 側柱主筋比  $\sigma_B$  (kgf/cm<sup>2</sup>) : コンクリートの圧縮強度  $\Sigma N_i$  (tf) : 部材の全圧着力  
 $p_s$  (%) : PCa パネル補強筋比  $\sigma_y$  (kgf/cm<sup>2</sup>) : 鉄筋, PC 鋼棒の降伏点強度  
 $Q_{exp}$  (tf) : 実験の最大せん断強度  $R_b$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) :  $0.8 Q_{exp}$  と包絡線の交点に対する層間変形角

ネルと上・下梁を貫通する PC 鋼棒による圧着接合によっている。これは、激震後に破損した PCa パネルの取替えを意図しているためである。

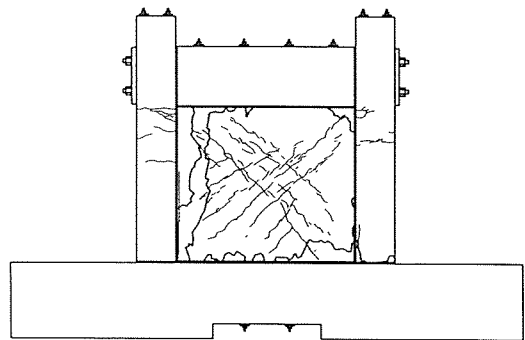
加力方法は上梁位置に作用する水平正負繰返し加力で、最大強度までは  $R=1.0$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) ごとに 2 回、それ以降は 1 回の繰返しサイクルとした。表-1 に試験体の諸性質を示す。

a) PCa・PC 耐震壁の破壊性状

92 PCWb-1, 2 : ひびわれ発生状態は一体打ち耐震壁と、大要、同じであった。初めに、引張側柱の下端目地の引張ひびわれと圧縮側柱下端の目地の曲げひびわれが生じた。つづいて、PCa パネル対角域の斜めひびわれと側柱上端・中間部の曲げひびわれが生じた。最大強度には、滑りによる PCa パネル下端目地の破損、PCa パネル隅角部の局所的な圧壊に続く圧縮側柱下端の滑りで達した。そして、その後の繰返し加力に耐えたが、PCa パネル隅角部の著しい圧壊で、層間変形角  $R=10.0$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) 以降強度が低下した。滑り変形は、PCa パネル水平目地と圧縮側柱下端に、 $R=8.0$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) までにそれぞれ 5 mm 弱と 2 mm 弱観察された。さらに、強度低下後の繰返し加力の過程でも持続的に滑りが生じた。図-2 に 92 PCWb-2 の荷重-変位関係と、最終時ひびわれ状況を示す。



(a) 荷重-変位関係



(b) 最終時ひびわれ状況

図-2 92 PCWb-2の実験結果

92 PCWc-1, 2 : この破壊経過は、全く 92 PCWb-1, 2 と同じもので、PCa パネルを 2 分割した影響はなかったものと観察された。

b) 修復 PCa・PC 耐震壁の破壊性状

92 PCWbR-1, 2 : 両試験体とも、引張側柱下端目地の引張ひびわれ、圧縮側柱下端の曲げひびわれが先行し、その後、PCa パネルの対角域のほぼ 45° の傾斜角をもつ斜めひびわれと側柱上端・中間部の曲げひびわれ

の拡幅が生じた。最大強度までは、接合目地に充填した樹脂モルタルの剥落は生じないで、一体性が確保された。その後、変形が進むにつれ、接合目地に目開きが生じ、PCa パネルのひびわれの進展が顕著ではなくなった。これは、目開きと側柱上端・中間部のひびわれの拡幅のためフレームの拘束力が低下したことに起因している。層間変形角  $R=20.0$  ( $\times 10^{-3}$  rad.) に達しても、PCa パネルの著しい破壊は生じない状態で、荷重-変

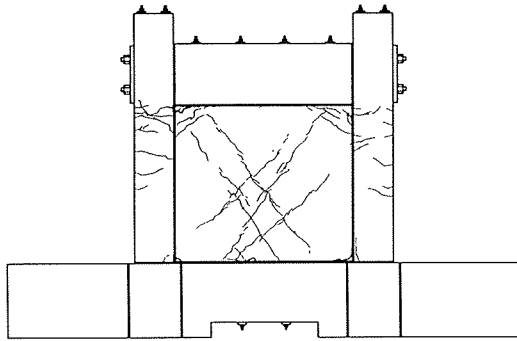
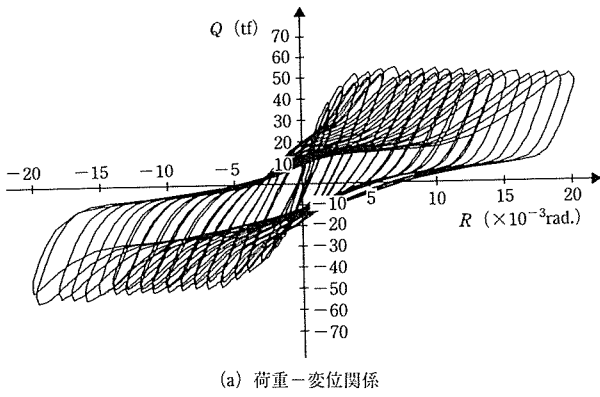


図-3 92 PCWbR-1の実験結果

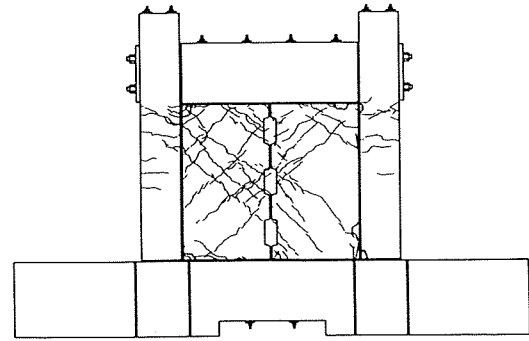
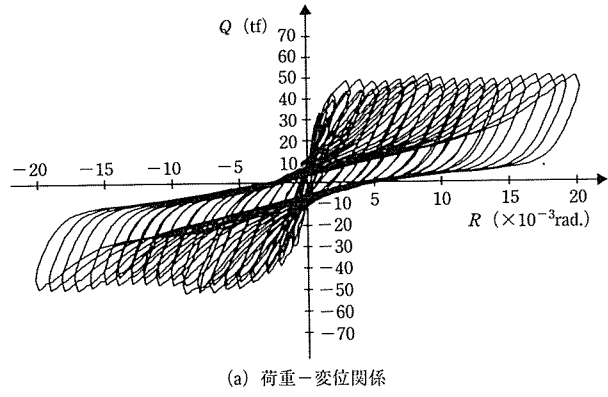


図-4 92 PCWcR-1の実験結果

位関係は平滑域を形成した。最大強度時の滑り量は、側柱下端で1~2 mm程度、PCaパネル下端で3 mm程度と、もとのPCa・PC耐震壁と比べて小さい値であった。これは、圧縮側柱下端の滑り抵抗力の低下によって考えられる。最大強度は、もとのPCa・PC耐震壁と比較して9割程度であった。図-3に92 PCWbR-1の荷重-変位関係と最終時ひびわれ状況を示す。

92 PCWcR-1,2: 両試験体とも、92 PCWbRシリーズと同様の破壊性状を示した。PCaパネルの中央鉛直目地にはこれに起因する破壊は生じないで、一枚パネルとして機能した。最大強度は、PCa・PC耐震壁と比較して92 PCWbRシリーズと同様に9割程度であった。図-4に92 PCWcR-1の荷重-変位関係と最終時ひびわれ状況を示す。

以上の破壊性状から、PCa・PC耐震壁および修復PCa・PC耐震壁はともに次のような抵抗機構をもつものと観察された。すなわち、引張側柱下端は引張降伏またはこれに近い状態にあり、圧縮側柱の曲げ・せん断およびPCaパネルと引張側柱が形づくるアーチ作用で水平力に抵抗している。最大強度はPCaパネルに滑りが生じた後、圧縮側柱の滑り抵抗力によって限界づけられる。このとき、PCaパネルのPC鋼棒は曲げ抵抗に寄与している。このような抵抗機構は、RC耐震壁の抵抗機構と滑りの発生を除いて、大要、同じである。

c) 減衰性状

図-5に、PCa・PC耐震壁と修復PCa・PC耐震壁の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  と層間変形角  $R$  の関係を示す。

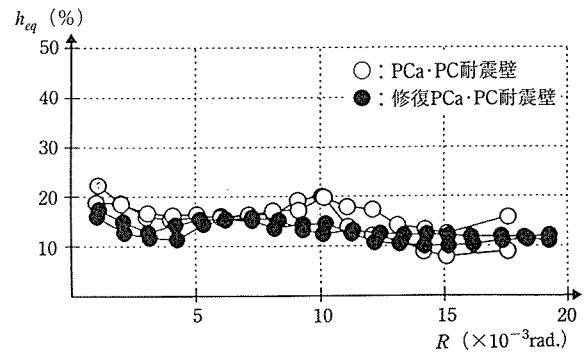


図-5  $h_{eq}$  と  $R$  の関係 (92 PCWc, 92 PCWcR)

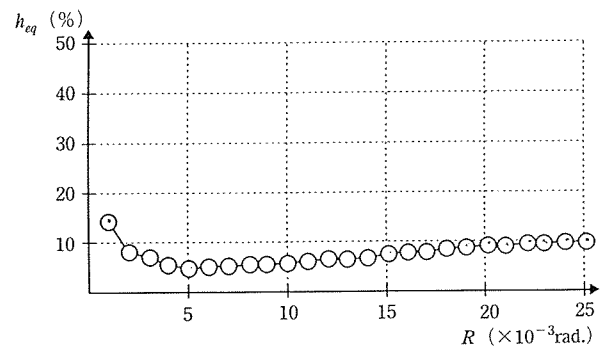


図-6  $h_{eq}$  と  $R$  の関係 (91 PCF-2)

図-6に比較のためPCフレームだけの試験体91 PCF-2<sup>1)</sup>の $h_{eq}$ と $R$ の関係を示す。 $h_{eq}$ の値は、滑りが大きいPCa・PC耐震壁のほうが大きいですが、著しい差はない。その値は、激震時を想定した $R=5.0\sim 10.0$  ( $\times 10^{-3}$  rad.)の領域で15~20%である。滑りが全く観察されなかったPCフレームは5%より小さい値で、また、RC耐震壁の場合10%程度であるから、PCa・PC耐震壁は修復後もより減衰性能をもつといえる。

d) 固有ループ

図-7にPCa・PC耐震壁と修復PCa・PC耐震壁の実験で得られた固有ループ形状を示す。図-8に比較のためPCフレームの91 PCF-2の固有ループを示す。固有ループは荷重—変位関係を無次元化したもので、すべてのサイクルを重ね書きしたものである。PCa・PC耐震壁の固有ループは紡錘型のループ面積の大きい形状を示し、修復PCa・PC耐震壁は紡錘型形状から逆S字型形状へ移行する性状を示している。PCフレームの固有ループはPC構造特有の復元性の強い形状を示している。PCa・PC耐震壁が紡錘型を示すのは、接合部での

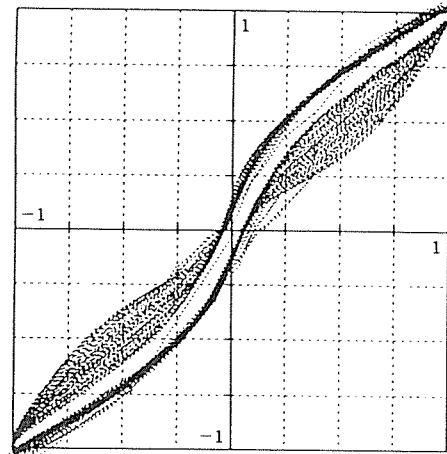


図-8 フレームの固有ループ (91 PCF-2)

滑りが卓越しているためと考えられる。修復PCa・PC耐震壁が逆S字型を示すのは、側柱の塑性化の進行とこれに起因したフレームのPCaパネルに対する拘束力の低下によるためと考えられる。

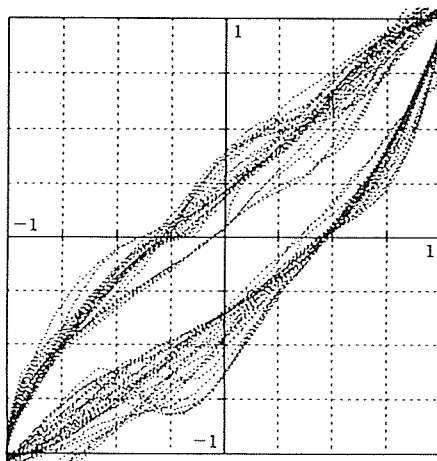
3. 修復PCa・PC耐震壁の解析

筆者らは、さきにPCa・PC耐震壁の滑りを考慮した簡略化最大強度式の構築を、マクロモデルを用いて試みている<sup>2)</sup>。ここでは、これにもとづいて修復PCa・PC耐震壁の最大強度の評価を行う。図-9はPCa・PC耐震壁の最大強度時において仮定されるマクロモデルの応力状態である。これは、さきに述べたPCa・PC耐震壁の抵抗機構にもとづいたものである。最大強度式は、これらの応力状態から力のつりあいだけを用いて誘導される。

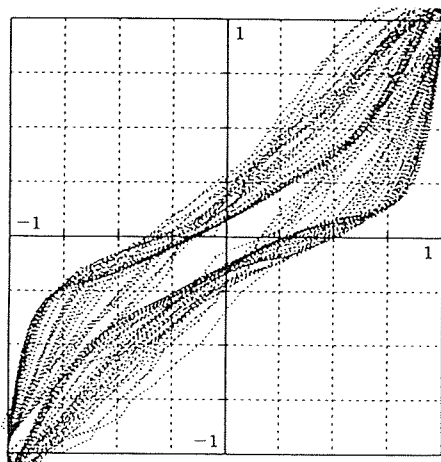
正負繰返し力を受ける柱の滑り強度は、一般に次の式で評価される。

$$s_p Q = \mu \cdot N_c + \lambda \cdot N_y / 2 \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $\mu$ は摩擦係数、 $N_c$ は作用軸力、 $\lambda$ はホゾ抵抗に関わる係数、および $N_y$ は接合PC鋼棒の降伏強度である。修復PCa・PC耐震壁の解析にあたって、圧縮側柱



(a) 92PCWc-2



(b) 92PCWcR-2  
図-7 固有ループ

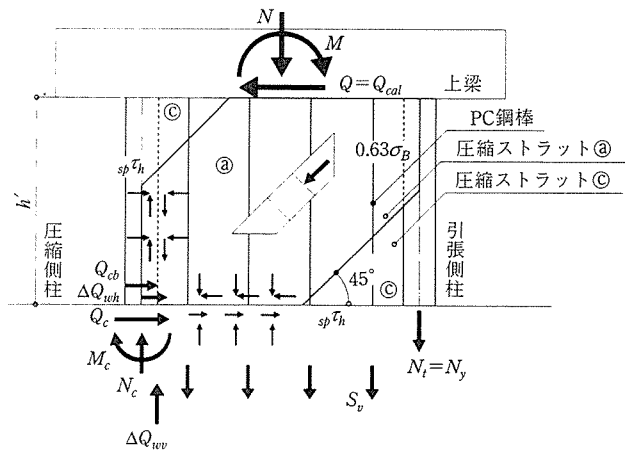


図-9 マクロモデル

下端の滑り抵抗力の低下が観察されたことから、滑り強度の評価式(1)に含まれるホゾ抵抗に関わる効果を省略した。これは、修復前の破壊過程で、PC鋼棒周辺のコンクリートの圧壊または塑性化が進み、樹脂モルタルの充填だけでは、これを修復できないと判断したことによる。

表-2にPCa・PC耐震壁と修復PCa・PC耐震壁の解析結果を、図-10に実験値と解析値の比較を示す。解析結果は、修復PCa・PC耐震壁についても±10%の範囲内で解析値が実験値を捉えている。滑りを考慮したマクロモデルに仮定した応力状態と抵抗機構が妥当であったといえる。

表-2 解析結果

試験体名	$Q_{exp}$ (t)	$\mu=0.60, \lambda=0.4$	
		$Q_{cal}$ (t)	$\frac{Q_{cal}}{Q_{exp}}$
92 PCWb-1	57.2	59.3	0.96
92 PCWb-2	59.1	59.4	0.99
92 PCWc-1	53.2	58.8	0.90
92 PCWc-2	56.9	58.8	0.97
92 PCWbR-1	54.6	50.0	1.09
92 PCWbR-2	46.9	50.0	0.94
92 PCWcR-1	51.4	49.8	1.03
92 PCWcR-2	46.9	49.0	0.96

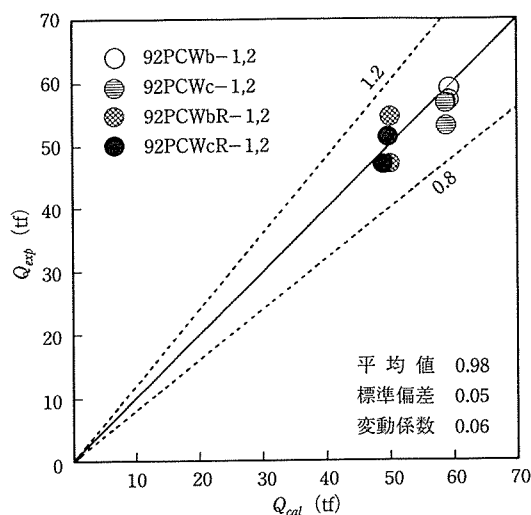


図-10 実験値と解析値の比較

#### 4. 小 結

2および3では、PCフレームにPCaパネルを組み込んだPCa・PC耐震壁とその修復PCa・PC耐震壁について、破壊性状と抵抗機構を明らかにするとともに、修復PCa・PC耐震壁がもとの耐震壁に比べて、多少の強度の低下はみられるものの、十分な強度と靱性を確保できることを示した。また、滑りを考慮したマクロモデル

によって、修復PCa・PC耐震壁の最大強度を評価できることを明らかにした。

#### 5. プレストレスト二重鋼管 コンクリートブレース

近年、鋼とコンクリートを組み合わせた鋼コンクリート合成構造の利用が盛んであり、その中に鋼管コンクリート構造がある。鋼管コンクリート構造は、鋼管とコンクリートが互いの短所を補い合い、長所を合わせもつことにより非常に高い強度と靱性が得られる。さらに、断面寸法が小さくできるため経済的であり、かつ、制限されたスペースでの施工性にも優れている。

プレストレスト二重鋼管コンクリート部材(以下、PDSと略す)は、このような従来の鋼管コンクリート構造の優れた性能を有するとともに、圧縮力と引張力の両方に対して弾性的に挙動するので地震動に対して優れた復元能力を示し、耐震設計上、非常に有利な構造形式であるといえる。PDSは、図-11に示すとおり同心円状に二重に配置された鋼管の内側にコンクリートが充填されており、中心にはPC鋼材が配置されている。内側コンクリートにはプレストレスが導入され、引張力にはPC鋼材と外側鋼管および内側コンクリートが抵抗し、圧縮力には二重鋼管と外側コンクリートによって拘束された内側コンクリートおよびPC鋼材が抵抗する新しい構造形式である。圧縮力下での鋼管コンクリート構造の特性は、充填されたコンクリートにより鋼管の座屈が防止されるとともに、コンクリートも鋼管の拘束効果により強度の上昇が見込まれ、さらに、鋼管とコンクリートを単純に累加した以上の終局強度が得られる。そこで、

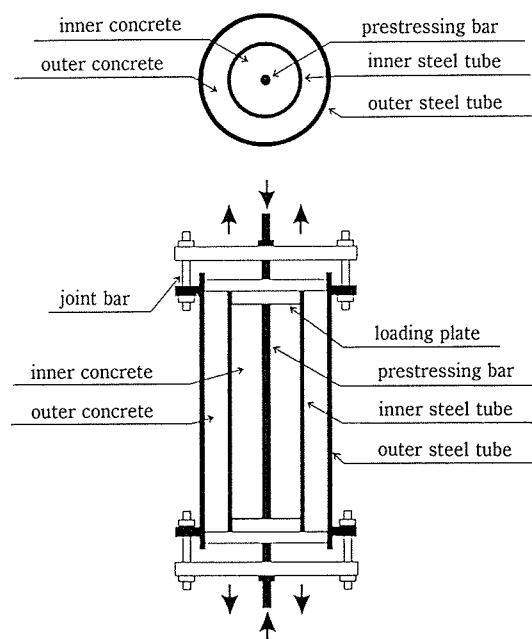


図-11 コンクリート充填式2重鋼管柱

筆者らは、軸方向力に対して上記のような特性を有する PDS の用途の一つとしてブレース材への適用を考えた。PDS は、引張材として外力に抵抗する場合と圧縮材として外力に抵抗する場合とでは抵抗する断面が異なり、その復元力特性も異なった性状を示す。その特性は次のようである。

- ① PDS が引張ブレース材として機能する場合、剛性がトリリニアに変化し、また、外力に抵抗する各断面は弾性範囲内にあるので残留変形が残らない<sup>8)</sup>。
- ② PDS が圧縮ブレース材として機能する場合、内側コンクリートは二重鋼管とそれらの隙間に充填されたコンクリートによって拘束されているために、拘束コンクリートの特徴である大きな耐力と靱性が期待できる<sup>5)</sup>。

これらのような特性を持った PDS を図-12 に示すような K 型ブレースあるいは X 型ブレースとして利用することにより正負交番荷重下においてその特性を発揮することができる<sup>5)</sup>。また、本研究では、PDS をブレース材として架構に用いる場合の動的応答特性も解析的に明らかにした。

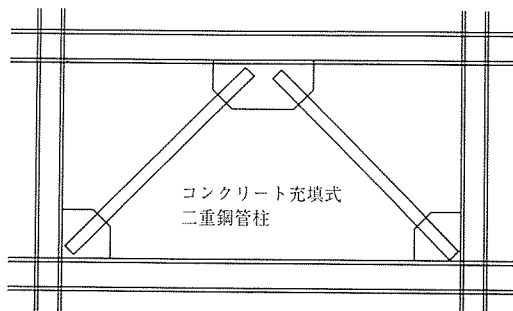


図-12 K型ブレース架構

## 6. 実験と解析の概要

図-13 の (a)～(d) については、下記に詳述する。

- (a) 静的圧縮荷重試験には、図-14 に示す供試体を 4 種類、単鋼管の供試体を 2 種類用いた。なお、供試体の諸元は表-3、表-4 に示す。
- (b) 実験には図-11 に示した構造の供試体を 4 体用いた。PDS の内側コンクリートには、その中心に配置したアンボンド PC 鋼材を用いてプレストレス

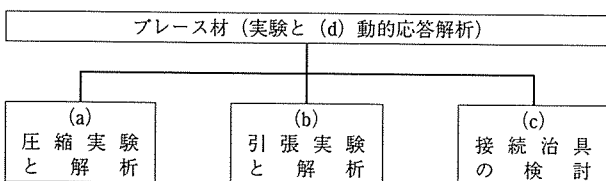


図-13 実験と解析

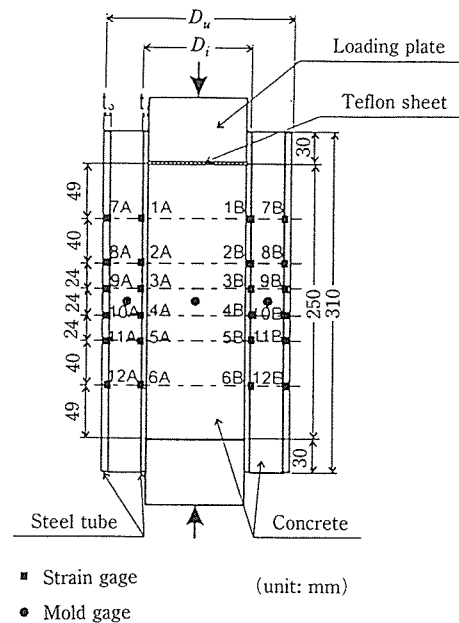


図-14 供試体図（シリーズ WSC）

表-3 供試体シリーズ WSC の断面諸元

供試体	$D_i$ cm	$t_i$ cm	$D_o$ cm	$t_o$ cm	$t_i+t_o$ cm	$A_{ci}$ cm <sup>2</sup>	$A_{co}$ cm <sup>2</sup>
WSC 01	7.63	0.26	13.98	0.33	0.59	39.7	93.6
WSC 03	7.63	0.26	13.98	0.62	0.88	39.7	91.8
WSC 04	7.63	0.26	16.52	0.68	0.94	39.7	134.8
WSC 05	7.63	0.40	13.98	0.33	0.73	36.6	93.6

$D_i, D_o$  : それぞれ内側鋼管と外側鋼管の外径  
 $t_i, t_o$  : それぞれ内側鋼管と外側鋼管の肉厚  
 $A_{ci}, A_{co}$  : それぞれ内側モルタルと外側モルタルの断面積

表-4 供試体シリーズ SSC の断面諸元

供試体	$D$ cm	$t$ cm	$A_c$ cm <sup>2</sup>
SSCN, SSCB	7.63	0.26	39.7

$D$  : 鋼管の外径  
 $t$  : 鋼管の肉厚  
 $A_c$  : モルタルの断面積

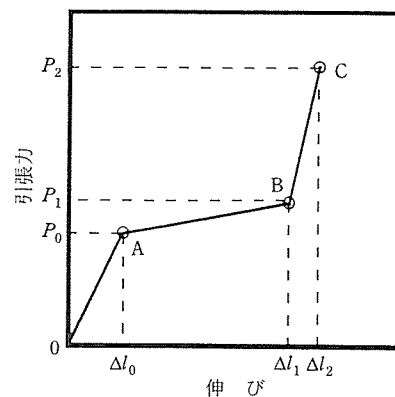


図-15 引張力下のコンクリート充填式二重鋼管柱の荷重-変位関係

が導入されており、この時点初期状態とする。その後、引張力を与えると図-15に示すようなトリリニアでありながら荷重除荷ともに同じ経路をたどる弾性的な荷重—変位関係を示す。

(c) 図-16に示す構造の接続治具を考案した。この治具は、圧縮力および引張力をPDSに作用させることが可能である。

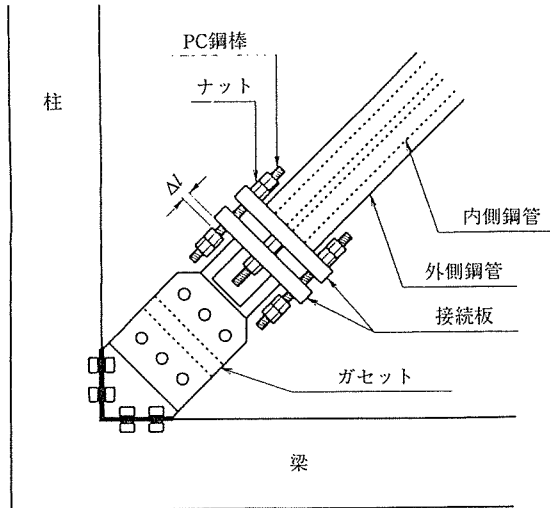


図-16 接続治具

(d) PDSをブレース材として用いた場合の地震動に対する動的応答特性を解析的に把握するため、軸方向圧縮力荷重試験と軸方向引張力荷重試験の結果より得たそれぞれの荷重—変位関係（履歴曲線）を用いた（図-20参照）。

PDSをブレース材として、1層1スパンの柱・梁鉄骨フレーム内に組込んだ場合のフレーム全体を1質点系にモデル化した（図-17参照）。

モデル化された1質点のトリリニアな剛性をもつ弾性振動系について、線形加速度法を用いた動的応答解析を行い、線形弾性系と弾塑性系の解析結果との比較を行った。

### 7. 実験および解析結果

(a) 圧縮力下のPDSは、外側鋼管降伏後に一度剛性が低下し、その後再び剛性が増加するという性状

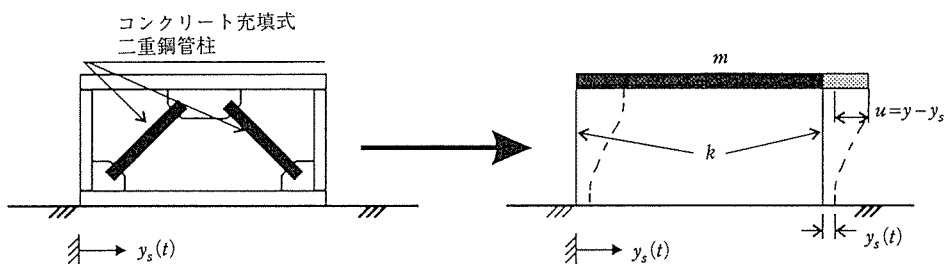
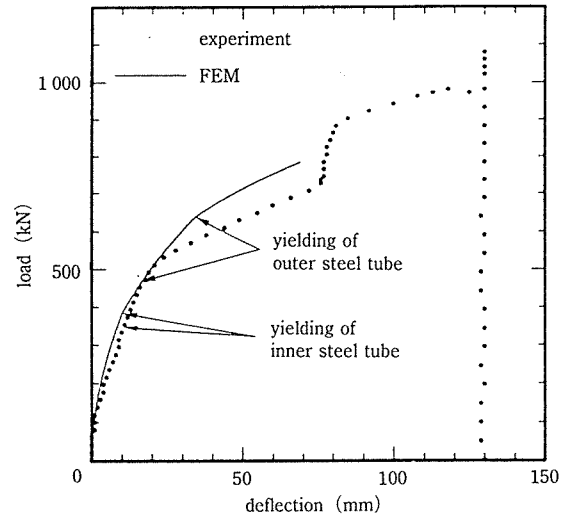


図-17 プレース架構の1質点系へのモデル化

が観察された。また、外側コンクリートの周方向応力を無視した仮定のもとで求めた外側コンクリートの半径方向圧縮応力はコンクリート強度の数倍の値を示した<sup>5)</sup>。また、非線形有限要素解析の結果から得られた荷重—変位関係は、実験結果を、概ね捉えているといえる（図-18参照）。写真-1に供試体の破壊状況を示す。

(b) 引張力下においては、図-19で示すように計算値と実験値はほぼ一致しており、弾性バネモデルに



供試体 WSC01  
図-18 荷重—変位関係

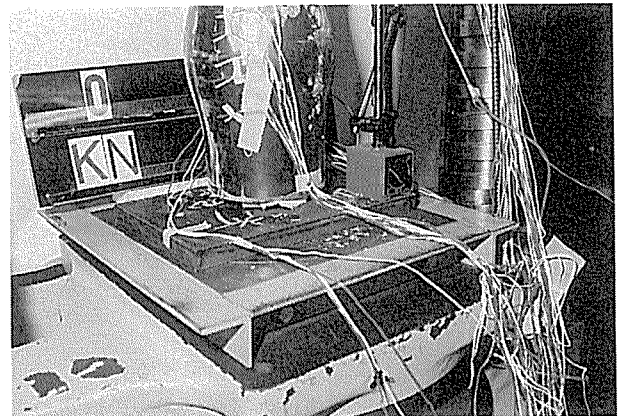


写真-1 供試体の破壊状況



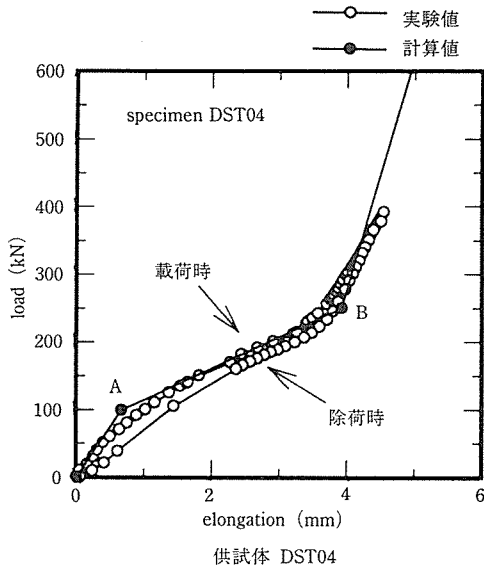


図-19 引張力—伸び関係

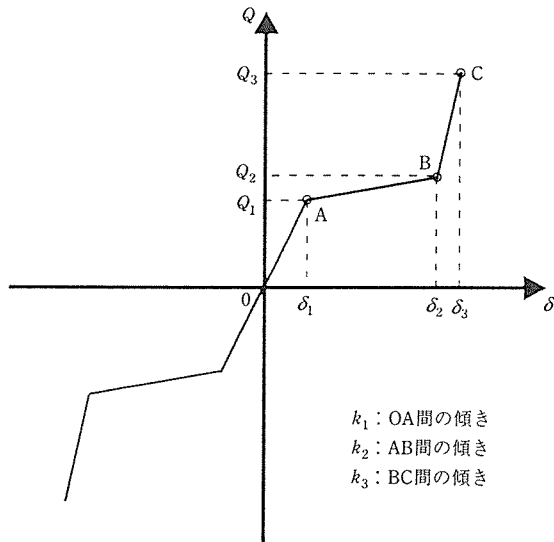


図-20 コンクリート充填式二重鋼管柱をブレース材として用いた架構の荷重—変位関係

よって、荷重—伸び関係を評価できることが示された。

(c) 図-16 に示すような引張治具に4本のPC鋼材を用いたため鋼管定着板との接触に多少のばらつきが生じた供試体もあった。

(d) PDSの一般的な動的応答特性を明らかにするために履歴曲線の第2段階目と第1段階目の剛性比  $K_2/K_1$ 、剛性第2段階目の許容変位量  $(\delta_2/\delta_1)$ 、第3段階目と第1段階目の剛性比  $K_3/K_1$  を解析変数として非線形動的応答解析を行い El Centro 1940 地震の加速度歴に対する固有周期別の最大応答変位を求め、1自由度線形系の変位応答スペクトルとの比較を行った。図-21 (SPEC-31)、図-22 (SPEC-23) に結果を示し、解析変数については、表-5 に示す。な

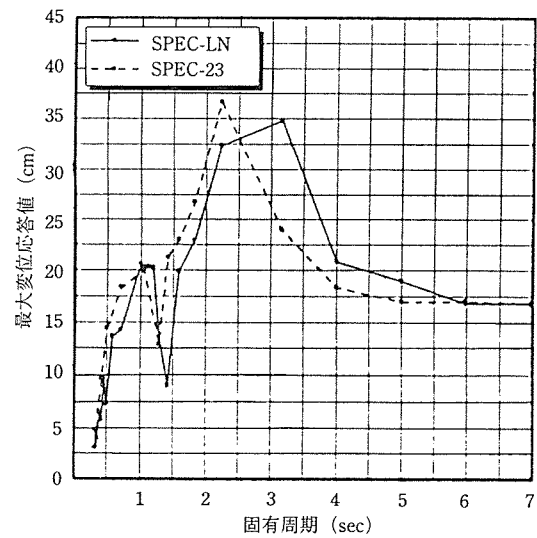


図-21 線形振動系の El Centro 地震波に対する応答変位

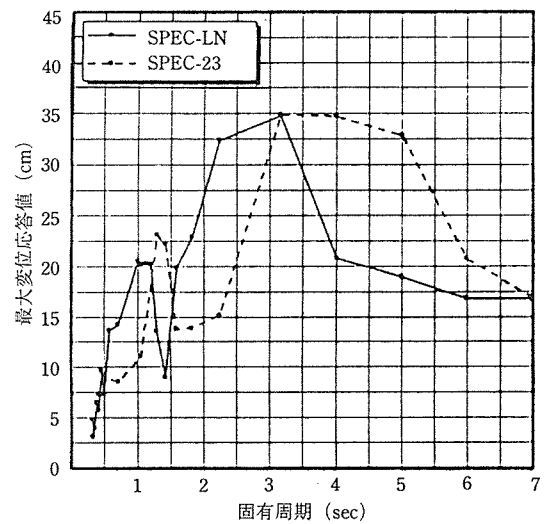


図-22 線形振動系の El Centro 地震波に対する応答変位

表-5 解析パラメータ

解析番号	$K_2/K_1$	$K_3/K_1$	$\delta_1$ (cm)	$\delta_2$ (cm)
SPEC-23	1/1.4	4.0	1.0	5.0
SPEC-31	1/1.4	—	1.0	—

お、解析における供試体 SPEC-LN は、 $K_1$  の大きさをもつ線形振動系である。解析結果より、第2段階目の剛性を小さくするか、第2段階目による許容変位量を大きくすることによって、線形系の変位応答スペクトルと比較すると固有周期が大きい場合の最大変位応答を小さく抑えることができ、第3段階目の剛性を大きくすると、固有周期が小さい場合の最大変位応答を小さく抑えることができることが明らかになった。

## 8. 小 結

6 および 7 では、全く新しい構造形式であるコンク

リート充填式二重鋼管ブレースの静的な軸方向力に対する特性を明らかにし、地震動のような動的荷重時において弾塑性振動系および弾性振動系よりも優れた動的応答特性を示すことを解析的に明らかにした。

## 9. おわりに

本研究では、PCa・PC耐震壁が修復された後も十分な耐震性能をもつこと、およびプレストレスト二重鋼管コンクリートブレースが有効な動的特性をもつことを検証し、新しい耐震要素としての可能性を示した。

これを実用化するためには、多くの問題が残っていることも否めない。当面の課題として、次のことを取り組みたいと考えている。

### ① 修復 PCa・PC 耐震壁

- ・いろいろな破壊条件（破壊モード）のもとでの性能の的確な評価方法の確立
- ・修復を考慮した施工性の容易な接合ディテールの開発と性能試験

### ② プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース

- ・鋼管や PC 鋼材以外の材料を用いた場合の性能試験
- ・曲げおよびせん断力が卓越する場合の検討
- ・施工性の向上を目指した接統治具の開発と性能試験

本研究は、PCa・PC耐震壁については工学院大学望月洵教授に、またプレストレスト二重鋼管コンクリートブレースについては北海道大学角田與史雄教授、上田多門助教授に、それぞれ、ご指導を頂きましたことを深く感謝を申し上げます。

## 参 考 文 献

「修復 PCa・PC 耐震壁」

- 1) 倉持春夫, 八木沼宏巳, 中居純一: プレキャスト・プレストレストコンクリート構造耐震壁の提案, プレストレストコンクリート, Vol. 34, No. 3, pp. 58-63, 1992. 5
  - 2) 望月 洵, 小野里憲一, 中村 勝, 倉持春夫, 八木沼宏巳: 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. 6
  - 3) Makoto Mochizuki, Haruo Kuramochi, and Takashi Toriya: Failure Behaviors and Strength Estimation of PCa・PC Framed Shear Walls., Proceedings of the 11 th World Conference on Earthquake Engineering, Mexico, 1996. 6
  - 4) 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, 第 15 回コンクリート工学年次論文集, No. 2, pp. 1201-1206, 1993
- 「プレストレスト二重鋼管コンクリートブレース」
- 5) 今野克幸, 上田多門, 角田與史雄, 大平雅司: コンクリート充填式二重鋼管柱の圧縮特性の実験的評価, 第 16 回コンクリート工学年次論文報告集, No. 2, pp. 1229-1234, 1994. 6.
  - 6) 今野克幸, 上田多門, 角田與史雄, 大平雅司: コンクリート充填式二重鋼管柱の軸圧縮耐力について, 構造工学論文集, Vol. 42 A, pp. 1123-1130, 1996. 3.
  - 7) Katsuyuki, Konno, Masaji Ohira, Tamon Ueda and Yoshio Kakuta: A Study on Deformational Characteristics of Concrete Column Encased by Double Steel Tubes Subjected to Axial Compression., Proceedings of the Fifth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Gold Coast, Australia, Vol. 3, pp. 1821-1826, 1995. 7
  - 8) 荒木敏光, 今野克幸, 上田多門, 角田與史雄, 大平雅司: 引張力を受けるコンクリート充填式二重鋼管構造の変形特性について, 土木学会北海道支部論文集, 第 51 号 (A), pp. 516-519, 1995. 2.
  - 9) 大平雅司, 倉持春夫, 河野 勝, 兎沢民也: PC 鋼管合成部材の力学的特性に関する一考察, 第 18 回コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 1295-1300, 1996. 7.

【1996年3月8日受付】