

論文 応答制御用付加柱を用いたピロティ架構の部分仮動的実験

岩渕 一徳*¹・福山 洋*²・諏訪田 晴彦*³

要旨：本論文は、12 層純ピロティ建築物の柱際にピロティ層への変形集中を緩和させ、ピロティ柱の損傷を抑える事を目的とした付加柱を設置した場合の地震時の挙動を把握するために行った部分仮動的実験について述べたものである。実験の結果、1) ピロティ層の応答変位を約 40%程度低減可能であること、2) ピロティ柱の変動付加軸力を抑えられること、3) 地震応答解析は解析ツールとして妥当であること、を確認できた。

キーワード：ピロティ建築物、部分仮動的実験、応答制御要素、付加柱、損傷制御

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震では、ピロティ建築物（2 階以上に連層耐力壁の戸境壁があり 1 階は壁がなく独立柱となっている場合のように、下層部で強度および剛性が急減するような構面を有する鉄筋コンクリート造（RC）建築物）の多くが、その 1 階部分で甚大な被害を受けた。ピロティ建築物は 1 層部分における耐力、剛性が他に比べて極端に小さく、入力エネルギーの大部分を 1 層の塑性変形で消費する構造なので、この 1 層部分に応答変位を制御するための要素（以下、応答制御要素という）を適用する事により、地震時における 1 層への変形集中を緩和し、1 層崩壊の防止と柱の損傷を抑えることが可能になると考えられる。

本論文は既存 12 層純ピロティ建築物の柱際に、応答制御要素として付加柱を組み込み込んだピロティ建築物の部分仮動的実験を実施し、地震時の架構挙動を把握することにより、付加柱を用いたピロティ架構の耐震補強の有用性の確認をするとともに、解析プログラムの精度の検証を行ったものである。

2. 応答制御要素の概要

本論文の 1 階部分に用いる応答制御要素は、図-1 に示すような靱性のある短スパン柱（以下、付加柱と称す）を想定している。この付加柱は柱際に設けることでピロティ空間を塞ぐこ

とがなく、1 構面に 2 箇所以上設置が可能で、しかも、上階が壁なので梁に特別な補強をしなくても有効に付加柱を効かせることが可能となる。更に、付加柱が軸力を負担できるため既存柱の軸力を緩和することができ、結果として柱の圧縮破壊を防止することができる。

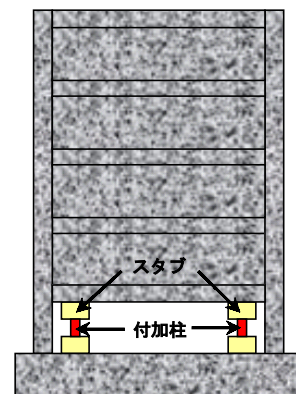


図-1 応答制御に用いる付加柱

付加柱の構造としては、SRC 造や鋼板巻き立て RC 造なども考えられるが、ここでは、近年開発が進められており引張応力下でひずみ硬化特性を有する高靱性繊維補強セメント系複合材料（以下、HPFRCC と称す）をコンクリートの替わりに用いたものとする。

3. 試験体

3.1 ピロティ架構

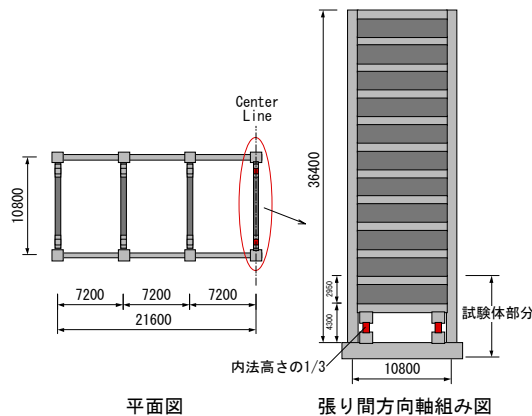
図-2 に実験対象としたピロティ架構の平面

*1 (株)熊谷組 技術研究所 建築構造研究グループ 工修 (正会員)

*2 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 上席研究員 工博 (正会員)

*3 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室 研究官 (正会員)

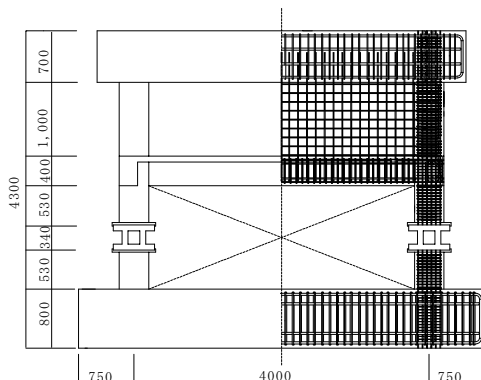
および立面図を示す。この建築物は、1981 年の建築基準法改正以降（新耐震設計法）で 1 層層降伏機構が許容されていた兵庫県南部地震以前の耐震基準に基づいて設計された 12 層の RC 造ピロティ建築物である。試験体は、この建築物の梁間方向 1 構面の下層 2 層分を想定したものである。図－3 に付加柱なしの状態の試験体形状および配筋を、表－1 に試験体諸元を、表－2 に材料特性を示す。この試験体は上部と下部にスタブを有する実大の約 1/2.5 縮小モデルで、1 層部分が独立柱のみで、2 層が耐震壁で構成されており、文献 1) で行われた試験体と同一形状である。柱スパンは 4000mm であり、1 層柱の内法高さは 1400mm である。柱断面は 1, 2 層とも 400×400mm で、1 層柱の中央部には写真－1



図－2 実験対象の建築物概要（単位：mm）

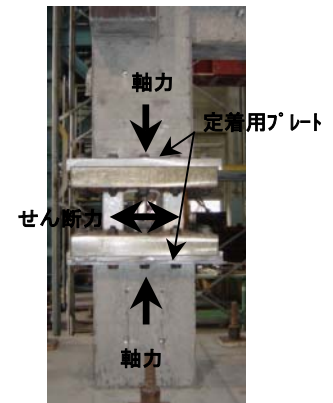
表－1 試験体諸元（フレーム）

階数	柱		壁		コンクリート	鉄筋	梁
	断面	配筋	壁厚	配筋	F_c (N/mm ²)	材種	断面
6～12F					240		
3～5F	400×400	20-D13 (4-D6@40)	100	D10@120ダブル	270	SD345	260×120
2F					300		
1F							400×120



図－3 試験体形状および配筋（フレーム）

に示す軸力およびせん断力を計測するためのロードセルが設置されている。ロードセルは定着用プレートを介して、プレートと柱主筋は溶接により、プレートとロードセルはボルト締めすることにより柱中央部に設置している。



写真－1 柱応力測定用ロードセル

この 1 層ピロティ部分の柱際に付加柱を設置することで、ピロティ層への変形集中を緩和させ、ピロティ層の損傷を低減することを狙っている（写真－2 参照）。付加柱の設置位置は可能な限り既存柱に近づけることを考え、1 階柱芯－付加柱芯の距離を 600mm としている。



a) 付加柱設置前



b) 付加柱設置後

写真－2 試験体形状

3.2 付加柱の詳細

図—4 に付加柱の配筋図を、表—3 にはその諸元を示す。実験に用いた付加柱は、1 層ピロティ柱（以下、既存柱）の断面積の 1/4 となる 200×200mm として、高さを 1 層内法高さの 1/3 となる 450mm とした。この付加柱は鉄筋量を調整することで、付加柱断面の曲げ強度を既存柱の場合の 1/4 とした。この時の付加柱と既存柱の耐力比（付加柱降伏時せん断耐力（ Q_{yd} ）／柱降伏時せん断耐力（ Q_{yc} ））は約 0.75 である。また、付加柱を設置したことにより上層との強度比（ $C1/C2$ ）が付加柱なしの 0.66 から 0.85 に上昇している。

使用したセメント系材料は、水セメント比 45%，砂セメント比 40% のモルタルマトリックスに、ポリエチレン繊維とスチールコードを体積比でそれぞれ 1% ずつ混入したもの（以下、PS-HPFRCC と称す）である。使用したポリエチレン繊維は長さ 15mm，径 12 μ の素線，スチールコードは長さ 32mm，径 405 μ のより線（ $\phi 130 \mu \times 5$ 本）である。PS-HPFRCC は引張応力下において最初のひび割れが発生した後も 1～2% 程度のひずみまで応力が低下しないという特徴を有し、また、最大圧縮応力以降も急激には耐力が低下せず、コンファインドコンクリートと類似の材料特性を有する²⁾。

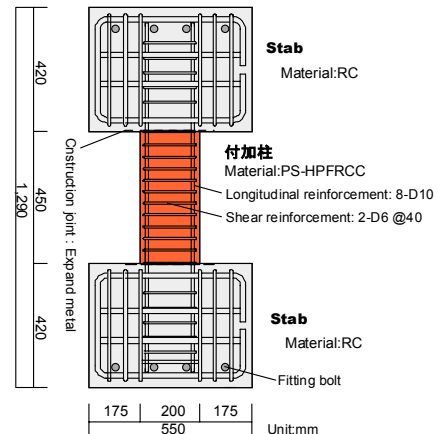
HPFRCC を用いた応答制御要素については、文献 3) においてその構造性能が静的加力実験により調べられており、従来のモルタルやコンクリートでは損傷が大きく、最終的には大きなせん断と圧縮の力により破壊して十分な変形能が得られなかったものが、HPFRCC を用いることにより、1/10 rad. 以上の大きな変形能と損傷の低減効果が確認できたことが報告されている。

3.3 付加柱の設置方法

付加柱は、試験体下スタブにあと施工アンカーを打ち込み、写真—3 に示す鋼製の取り付け治具を介してボルト締めによりフレームに取り付けた。なお、取り付け治具の穴は施工性を考えて上下方向にルーズ穴となっており、本実験に用いた付加柱の設置方法では、付加柱は引張力には抵抗しないディテールとなっている。これは、引張軸力作用時にせん断抵抗要素として

表—2 使用材料特性

コンクリート		
圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (%)	初期剛性 (N/mm ²)
34.4	0.20	2.50×10^4
鉄筋		
材種 (用途)	降伏強度 (N/mm ²)	剛性 (N/mm ²)
D6 (横補強筋)	378	1.69×10^5
D10 (壁筋)	379	1.76×10^5
D13 (主筋)	392	1.76×10^5



図—4 付加柱配筋図

表—3 付加柱諸元

断面		200×200mm	
配筋	主筋	8-D10 (SD345)	$P_g=1.42\%$
	せん断補強筋	2-D6@40 (SD345)	$P_w=0.80\%$
材料		PS-HPFRCC ($F_c=50\text{N/mm}^2$)	



写真—3 取り付け治具形状

効かなくても、付加柱の引張応力下での負担力が小さいので影響が少ないと考えたためである。

4. 実験方法

実験は、サブストラクチャー仮動的実験法⁴⁾によって行った。これは、各載荷ステップにおいて上部 10 層の地震時挙動を計算して、同時に下部 2 層の部分的な加力実験を行うことにより、建物全体（本実験では 12 層建築物）の地震応答を仮動的に再現するものである。

実験時における上部 10 層の計算部分を適切にモデル化するため、実験に先立って、12 層骨組み全体を平面フレームモデルによってモデル化した詳細な予備解析を行った。解析により、上部 10 層の耐震壁部分が曲げ・せん断ひび割れに達しなかったことが確認されたため、仮動的実験の上部 10 層の応答計算では、耐震壁を等価弾性柱に置換してモデル化した。モデル化に際して、上部 10 層は質量を各階床位置に、試験体部分に関しては質量を試験体頂部に集中させた。解析部分の自由度に関しては、部材には水平と鉛直の自由度を、柱梁接合部には回転自由度をそれぞれ与えた。また、予備解析に基づいて粘性減衰を 1 次固有周期に対し 3% の初期剛性比例型とした。応答解析の積分法については、Operator-Splitting (OS) 法を用い、積分刻みを 0.01 秒とした。

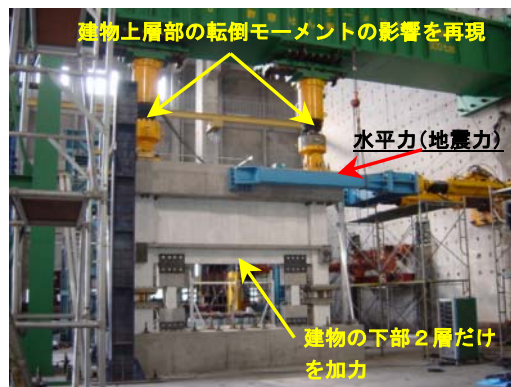
実験に用いた地震波は、El Centro NS 波を 10cm/sec、25cm/sec、50cm/sec および 75cm/sec に基準化した計 4 波（以下、Elc_10、Elc_25、Elc_50 および Elc_75 と略記）であり、最大加速度が小さいものから順に入力した。入力波は 7 秒間の入力時間を用意したが、各入力波に対して試験体が最大応答変形を経験したと判断した時点で実験を終了した。

加力概要を写真—4 に示す。加力は 2 台の 1000kN アクチュエータにより水平力（地震力）を試験体頂部の中心位置（1 層柱脚からの高さ：3200mm）に与え、2 台の 3000kN アクチュエータにより試験体頂部から各柱に初期軸力（各柱 892kN づつ）を作用させた後に、建物上層部の転倒モーメントの影響を再現した。具体的には、試験体以外の骨組部分（3～12 層）の地震応答を各載荷ステップ毎に計算して、その反力（3 階床レベルにおける軸力変動値と目標水平変位を満たすせん断力）を試験体に作用させた。

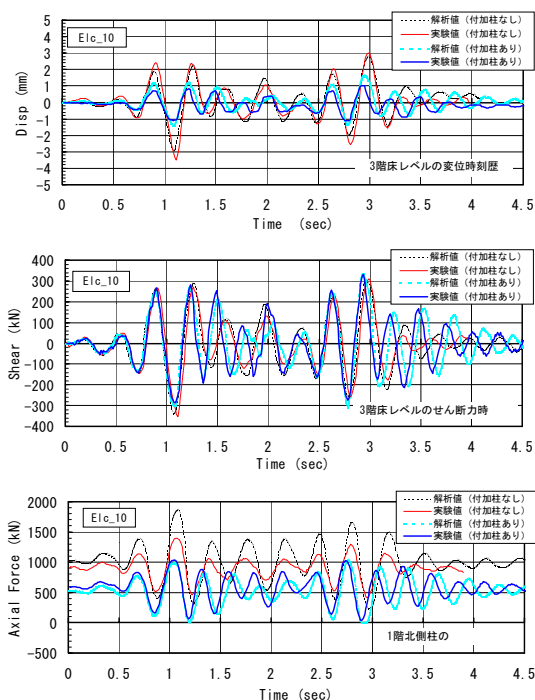
5. 実験結果および考察

5.1 実験結果

図—5～図—7 に各地震波入力時の 3 階床レベル水平変形、層せん断力、北側柱それぞれについての応答時刻歴の実験値と解析値を示す。図中には付加柱なしの場合の解析値および実験



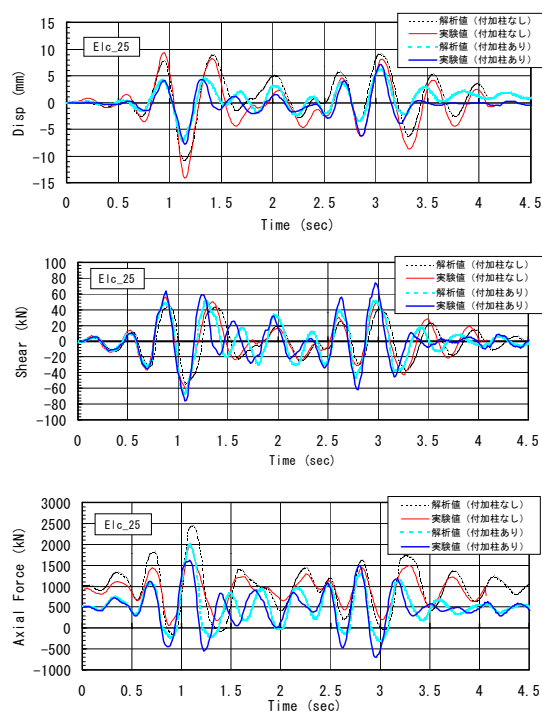
写真—4 加力概要



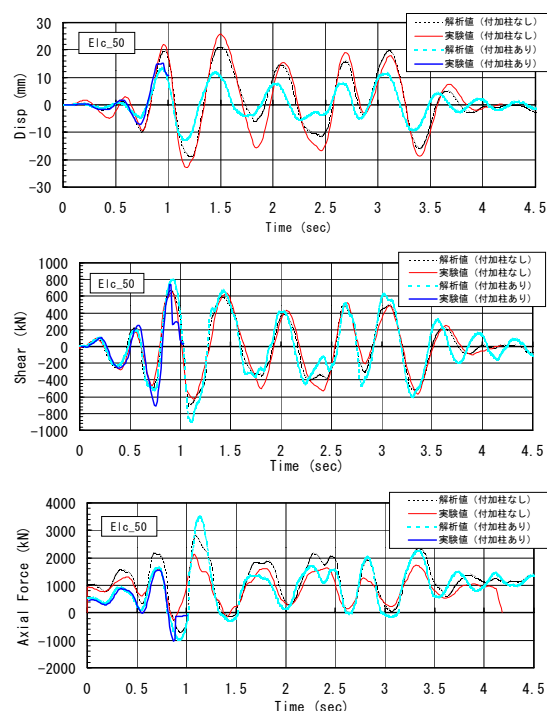
図—5 時刻歴 (Elc_10 入力)

値¹⁾も併せて示してある。尚、ここで示した実験値は Elc_50 の途中までのものとする。これは、Elc_50 入力時において、応答最大値を経験する直前でロードセル設置用プレートと柱主筋の溶接箇所が破断したために、実験を一度中止したためである。その後、再度、この部分を補修して実験を行ったが、溶接破断による北側柱損傷の影響が大きかったので、本論では溶接破断以前の結果について述べることにする。

応答変位について、付加柱ありとなしの実験結果を比較すると、付加柱を取り付けたことにより応答変位が約 40%程度低減された。付加柱ありの場合の最大応答変位は、Elc_25 入力時に



図－6 時刻歴 (Elc_25 入力)

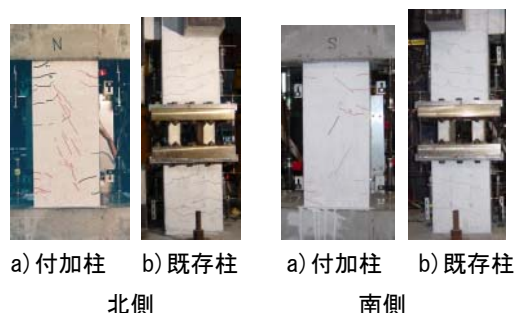


図－7 時刻歴 (Elc_50 入力)

において $R=1/250\text{rad.}$ と弾性範囲に、Elc_50 入力時においても $R=1/125\text{rad.}$ と既存柱に多少の塑性化は見られるもののほぼ弾性範囲に応答変位を抑えており、付加柱を用いることでピロティ建築物の損傷制御がある程度可能であることが確認できた。

次に、1階既存柱の軸力について見てみると、Elc_25 入力時に最大応答に達する 1.0sec 付近での値は、付加柱がない場合の 2000kN から付加柱を設置したことで 1500kN に減少しており、この減少分を付加柱が負担している。この時の付加柱の軸力負担の割合は約 25%程度であり、ほぼ既存柱と付加柱との面積比率である。また、この負担分の軸力の値は付加柱の軸力比 ($N/bD\phi_b$) で約 0.3 程度である。

写真—5 は Elc_25kine 終了時の既存柱および付加柱の損傷状況を示したものである。既存柱には、建物全体曲げによる引張変動軸力が加わったことに伴い、輪切り状の引張ひび割れが発生したが、この時点でのひび割れ幅は小さく、加力終了後にはひび割れは閉じている。また、引張ひび割れ以外の顕著な曲げおよびせん断ひび割れは発生しておらず、既存柱には損傷は殆ど生じずに塑性化していない。今回の付加柱設置方法では、付加柱は引張力に抵抗しないディ



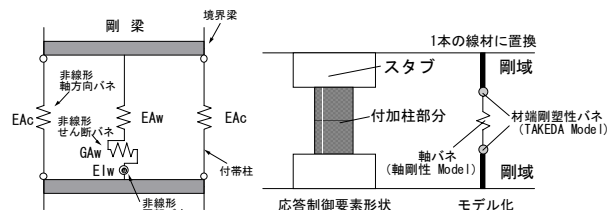
写真—5 破壊状況 (Elc_25 終了時)

テールとしているが、損傷制御の観点からは柱に有害なひび割れは生じさせたくない。付加柱が引張力にも抵抗できるディテールを用いることで、柱の損傷をより抑えることが可能かも知れないが、付加柱の引張応力下における負担力が小さいこともあり、取り付けディテールも含めて今後の課題である。

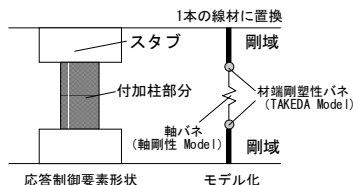
5.2 解析ツールの妥当性

実験結果と実験に先立って行った予備解析結果を比較することによって、予備解析に用いた解析仮定と部材のモデル化方法を用いた場合の地震応答解析の解析ツールとしての妥当性について検証を行った。予備解析に用いた部材のモデル化方法⁵⁾ は以下の通りである。柱は材端弾

塑性バネと鉛直方向バネを持つ線材に、壁は図－8に示すように中央の材端弾塑性バネと両側の軸方向バネの3つの線材に、付加柱は図－9に示すように柱部材同様に線材に置換し、スタブ部分は剛域として扱った。各部材の復元力モデルとしては、柱の曲げバネには TAKEDA モデル⁶⁾ (減力時剛性低下係数 $\gamma=0.4$)、軸方向バネには軸剛性モデル⁷⁾、壁のせん断バネには原点指向モデルを用いた。付加柱の履歴特性については、この付加柱のエネルギー吸収能力については付加的なものと考えていることから、曲げ変形が卓越する通常の RC 柱と同様な性状を想定して、材端バネの復元力特性には柱と同様に TAKEDA モデルを用い、ひび割れ耐力、降伏耐力および降伏点剛性低下率をそれぞれ慣用式⁸⁾により計算し、曲げ降伏後の剛性は初期剛性の0.001倍とした。



図－8 壁のモデル化



図－9 付加柱のモデル化

図－5～図－7 中の実線は実験値を、点線は解析値を示す。付加柱ありの場合の実験値と解析値との比較を行う。変位の時刻歴を見てみると、Elc_25 では、解析値と実験値の誤差は、実験最大値に対して 0.9sec で+0.7%、1.2sec で+3.3%、2.7sec で-7.9%と最大でも 10%程度であり、解析は実験をほぼ再現できている。Elc_50 では正方向への最大応答である 0.9sec で解析値の実験最大値に対する誤差が-13.1%であり、こちらの場合も概ね実験値に対して 15%以内の誤差で再現できた。また、解析結果はせん断力、軸力に対しても実験値を精度良く再現しており、解析ツールの妥当性を確認できた。

6. まとめ

地震時のピロティ建築物における応答変位低減を目的に、既存 12 層ピロティ建築物に付加柱を設置した部分仮動的実験を実施した結果、以

下の知見を得た。

- (1) 本提案の付加柱を設置することで、無補強のピロティ建築物の水平応答変位に対して約 40%程度応答変位を低減することが可能であることが確認できた。
- (2) 付加柱が軸力を負担することにより、既存柱の変動軸力を抑えられることが確認できた。その場合の付加柱の軸力負担割合は、ほぼ既存柱と付加柱との面積比率である。
- (3) 付加柱ありの解析は実験値を比較的精度良く再現できしており、平面フレームによる地震応答解析の解析ツールとしての妥当性を確認できた。

謝辞 本研究は(社)建築研究振興協会に設置された「用途複合型集合住宅の建設システムの合理化委員会(委員長：芳村学東京都立大学教授)」の活動の一環として行われたものである。有益なご意見を頂いた関係各位に深甚なる謝意を表します。また、倉本洋豊橋技術科学大学助教授には、12 層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験の貴重な実験データを提供して頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 春田孝浩, 倉本洋, 松本和行, 楠浩一: 12 層鉄筋コンクリート造ピロティ建築物のサブストラクチャー仮動的実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No2, pp. 1087-1092, 2002
- 2) 諏訪田晴彦, 福山洋, 磯雅人: 構造物の高性能化に向けた高靱性繊維補強セメント系複合材料の開発, コンクリート工学年次論文集 Vol. 23, No. 3, pp. 133-128, 2001
- 3) Fukuyama, H. and Suwada, H.: Experimental Response of HPFRCC Dampers for Structural Control, Journal of Advanced Concrete Technology Vol.1, No.3 pp.317-326, 2003.11
- 4) 堤英明 他: サブストラクチャー法を用いた仮動的実験の開発 (その 1～その 3), 第 8 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 1985-1952, 1990 年
- 5) 福山洋, 岩渕一徳: 空間の確保と損傷の防止を目的とした既存ピロティ建築物の地震応答制御, 日本建築学会構造系論文集, No. 580, 2004. 6 掲載予定
- 6) Takeda, T. Sozen, M.A. and Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12
- 7) 壁谷澤寿海, 小谷俊介, 青山博之: 耐震壁を有する鉄筋コンクリート構造物の非線形地震応答解析, 第 5 回コンクリート工学年次論文報告集, pp. 213-216, 1983. 7
- 8) 国土交通省住宅局建築指導課, 日本建築主事会議, 財団法人日本建築センター, 国土交通省建築研究所: 2001 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2001. 3