

# 論文 サブストラクチャ擬似動的実験手法を用いた 12 層 RC 架構 1 階側柱の 2 体同時加力実験

寺本 尚史<sup>\*1</sup>・西田 哲也<sup>\*2</sup>・小林 淳<sup>\*3</sup>

**要旨:** 12 層 RC 架構の 1 階側柱 2 体を試験体とした 2 体同時加力によるサブストラクチャ擬似動的実験を行った。試験体部分の加力制御は 3 自由度で行い、主要動長さの異なる 2 種類の入力波を用い入力地震動による軸力変動の違いやそれによる試験体側柱の状況について検討を行った。その結果、軸力変動と水平変位の履歴は必ずしも線形近似可能な状態とはならず、曲線のループを描くことが分かった。また、実際の部材の履歴吸収能力は通常用いられている線材モデルと比べ高く、応答が抑えられる傾向を示した。

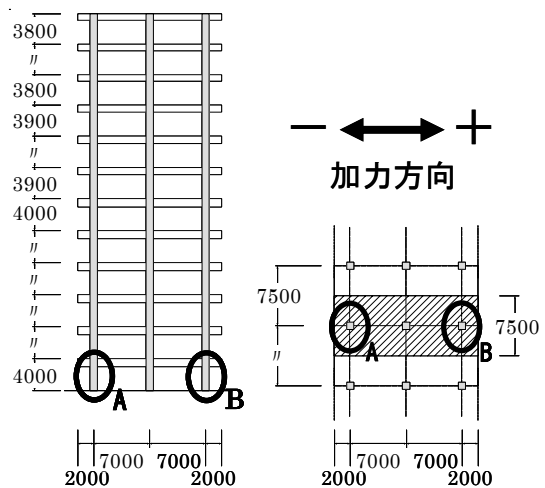
**キーワード:** サブストラクチャ擬似動的実験, 2 体同時加力, 変動軸力

## 1. はじめに

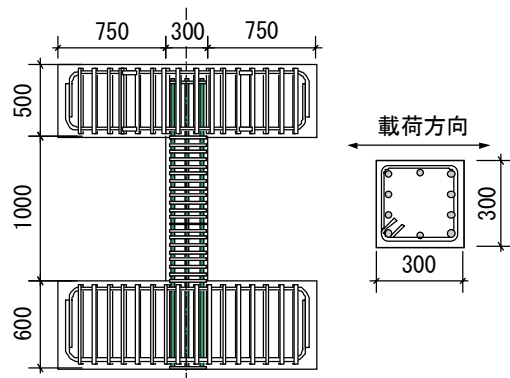
建物の外周に位置する柱は大きく変動する軸方向力を受けながら水平方向力を負担するため、建物中央に位置する軸力変動の小さい柱と比べて挙動が複雑になる。こうした軸力の変動を考慮した実験はこれまでに数多く行われているが、多くの場合水平変位あるいは水平荷重に応じて軸力を変動させる方法が用いられている。

これは、対象構造部材の耐震性能をパラメトリックに調べる上で合理的な方法であるが、地震時に作用するものとは必ずしも一致しておらず、実際の多層建物の軸力変動はより複雑な性状を示すことが考えられる。

筆者らはこれまでに 8 層 RC 造建物の 1 階側柱を対象としたサブストラクチャ擬似動的実験<sup>1)</sup>を行い、地震時に生じる柱の軸力の変動の状況について検討してきた。本論では、より軸力の変動が明瞭になると思われる 12 層 RC 造建物を対象とし、架構の 1 階側柱 2 体を試験体に置き換え、2 体同時加力を行うことによるサブストラクチャ擬似動的実験を行い、入力地震動による軸力変動の違いと、それによる応答状況について検討を行った。



図一 実験対象建物概要



図二 実験対象建物概要

\*1 秋田県立大学 システム科学技術学部建築環境システム学科助手 博士(工学) (正会員)

\*2 秋田県立大学 システム科学技術学部建築環境システム学科助教授 博士(工学) (正会員)

\*3 秋田県立大学 システム科学技術学部建築環境システム学科教授 博士(工学) (正会員)

## 2. 実験概要

### 2.1 建物および試験体概要

仮定した架構モデルの概要を図-1 に示す。加力方向は右方向を正方向とし、図中 1 階の左側の側柱を試験体 A、右側を試験体 B に置き換えた。建物の降伏機構については梁降伏型を仮定し、終局強度型耐震設計指針<sup>2)</sup>により設計を行った。降伏機構成立時のベースシア係数は 0.30 である。スパン長は 7,000mm、柱の内法高さは 3,000mm とし、基礎は完全固定とした。このうち図中 A・B に示す 1 層側柱部分について、試験体および加力装置を 2 セット準備し、同時に加力を行った。それ以外の架構フレーム部分については計算モデルとした。架構フレームの一次固有振動数は 0.83Hz (全て解析モデルと仮定した場合)である。

次に試験体の概要を図-2 および表-1 に示す。試験体の寸法は架構モデルの 1/3(断面 300×300mm、高さ 1,000mm)とし、高軸力下でも試験体がせん断破壊しないようにするため、せん断補強筋量を 0.94%とした。使用材料の実強度は主筋は 347N/mm<sup>2</sup>、せん断補強筋は 362 N/mm<sup>2</sup>、コンクリートは 27.5 N/mm<sup>2</sup>である。試験体(1 層側柱)部分の長期軸力に対する軸力比は 0.24、想定される軸力の最大変動幅は、軸力比で-0.15~0.64 である。

### 2.2 実験手法および加力装置

サブストラクチャ擬似動的実験を行う際の数値積分法は、文献<sup>1)</sup>と同様にオペレータ・スプリッティング法(OS 法)<sup>3)</sup>を用いた。時間刻みは 0.01 秒、減衰はレーリー型減衰(h=0.05)とした。計算モデル部分についても文献<sup>1)</sup>と同様に、接合部は剛域とする線材で表し、梁は材端曲げバネモデル、柱は軸力の変動による曲げ降伏耐力の変化を考慮するため、Multi Spring モデル(MS モデル)を用いた。

実験システムの概要を図-3 に示す。実験制御用コンピュータ 2 台、全体管理・架構解析用コンピュータおよび計測用コンピュータの計 4 台

表-1 試験体諸元

寸法 (mm)	高さ (mm)	主筋 (鉄筋比)	せん断補強筋 (鉄筋比)	初期軸力 (軸力比)
300×300	1000	10-D16 (2.21%)	2-D10@50 (0.94%)	600kN (0.24)

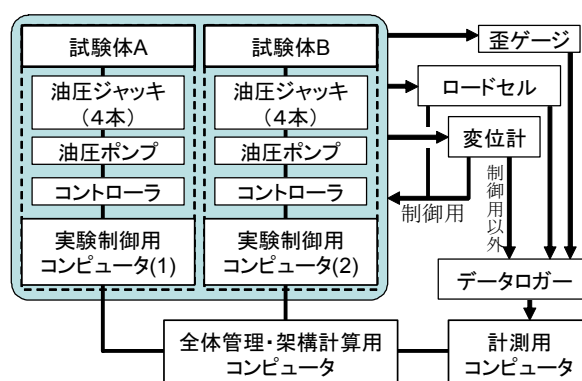


図-3 実験システム概要

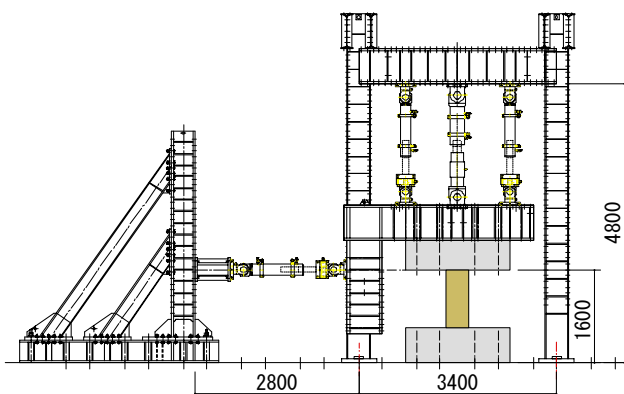
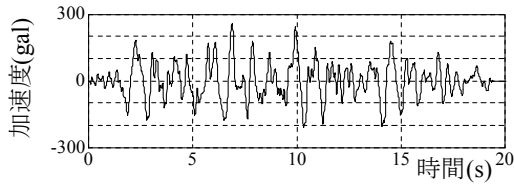


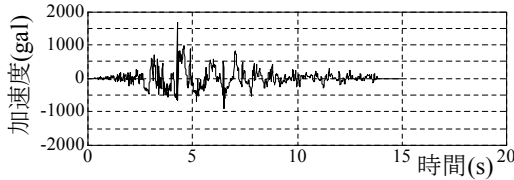
図-4 加力装置

で構成し、全体管理・架構計算用—実験制御用コンピュータ間は LAN(TCP/IP)を経由して目標変位・復元力等の情報をやり取りしながら実験を進める。

実験部分の加力装置の概略を図-4 に示す。試験体頂部において水平(1 方向)・鉛直・回転の 3 自由度の変形・荷重を制御するため、4 台(水平方向 1 台・鉛直方向 3 台)の複動型油圧ジャッキを設置し、それぞれ実験制御用コンピュータによって変形・荷重による制御を行いながら水平せん断力・軸方向力および回転モーメントを作用させた。ここで鉛直方向の 3 本のジャッキの



(a) 東北大学 NS (1978 年宮城県沖地震)



(b) 川口町震度計 EW (2004 年新潟県中越地震)

図-5 入力地震波形

うち、中央のジャッキは軸力、左右のジャッキは回転モーメントの加力に用いた。なお鉛直方向の制御については、水平方向と比べ剛性が大きく変位で制御を行うのは困難であると判断し、荷重制御を行った。多自由度制御の一部を荷重で行う実験手法としては、Peng, Nakashima らによる方法<sup>4)</sup>があるが、本実験では軸方向は圧縮・引張共に荷重制御とし、目標荷重は梁に生じるせん断力から軸力の変動量を算出することにより求めた。すなわち実験の際は、まず次ステップの目標予測変位(水平変位・回転角)および鉛直荷重を計算し、次に複動型油圧ジャッキでその目標変位(荷重)まで試験体を加力し、その時ロードセルにおいて計測された荷重を用いて次のステップへ進むという手順を取る。目標変位への到達精度を考慮し、変位の制御にはデジタル変位計(分解能 1/1000mm)を用いた。目標変位と実際の到達変位の許容差分は $\pm 3/1000\text{mm}$ とし、その上で実際に到達した値と目標値を直線補完することにより、到達誤差による影響を極力少なくするようにした。

また L 字形の載荷梁の自重によって生じるアンバランスモーメントを考慮し、実験開始時に左右のジャッキにより予めそのモーメントのうち消す荷重を加えた。実験中は加力の際の試験体の水平方向のねじれ及び水平方向と直行する方向への倒れ込みを防ぐため、水平直行方向に

表-2 入力レベル

実験番号		S01	S03
入力地震波		東北大 NS (1978 年宮城県 沖地震)	川口町震度計 EW (2004 年新潟県 中越地震)
最大 加速度	RUN1	200 gal	425gal
	RUN2	600 gal	1,274 gal
	RUN3	900 gal	1,911 gal

も 2 本の油圧ジャッキを設置し、適時制御を行った。

### 2.3 入力地震波

軸力の変動パターンが異なる場合の応答性状について検討を行うため、入力波は、主要動部分の長いもの(1978 年宮城県沖地震・東北大 NS 方向)および非常に短いもの(2004 年新潟県中越地震・川口町震度計 EW 方向)の 2 種類を用いた。入力波形を図-5 に示す。入力レベルについては、入力波間で最大速度が同一となるよう基準化を行い、弾性域から塑性域に至るまでの段階 (RUN1~RUN3) の実験を行った。その概要を表-2 に示す。

### 3. 実験結果

各入力レベルにおける実験結果、試験体頂部の水平荷重-変位関係および変位時刻歴を表-3、図-6、7 に示す。ここで S01, S03 は実験番号を示し、S01 は入力波を東北大 NS, S03 は川口町震度計 EW としたものである。応答変位については、入力波の主要動が長い S01 では大きな応答が何度も繰り返されるのに対し、主要動が短い S03 では最大の地震動がパルス的に入力された後に大きな応答が 1~2 度生じ、その後は最大振幅の半分程度の振幅を繰り返す性状となった。各 RUN における最大応答変位は S01, S03 共に近い値となり、RUN1 で約 2mm(変形角 1/500), RUN2 で 5mm(同 1/200), RUN3 で 10mm(1/100)であった。試験体の損傷状況については、RUN2 において S03 の試験体 B(右側)の柱脚の主筋が降伏し、RUN3 で全ての試験体の柱脚および軸引張時の最大応答変位時に S03 の試験

体 B の柱頭の主筋が降伏した。試験体に生じたひび割れは曲げひび割れが大半であり、せん断ひび割れはほとんど生じなかった。ここで、試験体 A は左側柱、試験体 B は右側柱を表しているため、変位が正方向に進んだ時は試験体 A には引張軸力、試験体 B には圧縮軸力が働き、負方向に進んだ場合はその逆となる。表-2 の軸力の変動状況を見ると、各 RUN いずれも S01 よりも S03 の方が変動幅は大きくなっており、S03 のみ柱頭の主筋が降伏したのはこれが原因であ

ると思われる。

図-6 の水平荷重-変位関係を見ると、S01、S03 とともに試験体 A では軸力が増大する負側で水平せん断力が増大、軸力が小さくなる正側で減少し、試験体 B ではその逆となった。

次に、試験体 A の軸力-水平変位関係を図-8 に示す。ここで図中に示す横軸の破線は、梁の曲げひび割れ発生時および降伏時のせん断力から求めた理論上の軸力変動幅を表し、実線(黒)は軸力変動を伴う静的実験を行う際に仮定され

表-3 試験体頂部の最大応答値

		S01				S03			
		試験体A(左側)		試験体B(右側)		試験体A(左側)		試験体B(右側)	
		正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側
RUN 1	水平荷重 (kN)	58.0	-86.3	89.8	-74.8	68.5	-99.3	113.8	-87.8
	水平変位 (mm)	1.2	-1.9	1.2	-2.0	3.2	-2.5	3.1	-2.5
	最大・最小軸力 (kN)	118.8	1,108.5	1,083.5	86.0	-86.8	1,231.3	1,302.3	-27.3
	[軸力比]	[0.05]	[0.45]	[0.44]	[0.03]	[-0.03]	[0.50]	[0.53]	[-0.01]
RUN 2	水平荷重 (kN)	112.3	-130.8	167.5	-118.0	90.8	-165.5	162.0	-119.5
	水平変位 (mm)	4.9	-4.5	4.8	-4.6	4.7	-6.3	4.5	-6.7
	最大・最小軸力 (kN)	-215.0	1,387.5	1,418.8	-180.5	-129.8	1,491.5	1,340.8	-271.3
	[軸力比]	[-0.09]	[0.56]	[0.57]	[-0.07]	[-0.05]	[0.60]	[0.54]	[-0.11]
RUN 3	水平荷重 (kN)	149.8	-190.5	183.0	-159.3	118.0	-184.3	189.0	-162.8
	水平変位 (mm)	6.9	-9.9	6.8	-10.3	7.1	-9.0	6.9	-9.7
	最大・最小軸力 (kN)	-160.0	1,462.8	1,379.8	-250.8	-254.3	1,552.3	1,465.8	-322.5
	[軸力比]	[-0.06]	[0.59]	[0.56]	[-0.10]	[-0.10]	[0.63]	[0.59]	[-0.13]

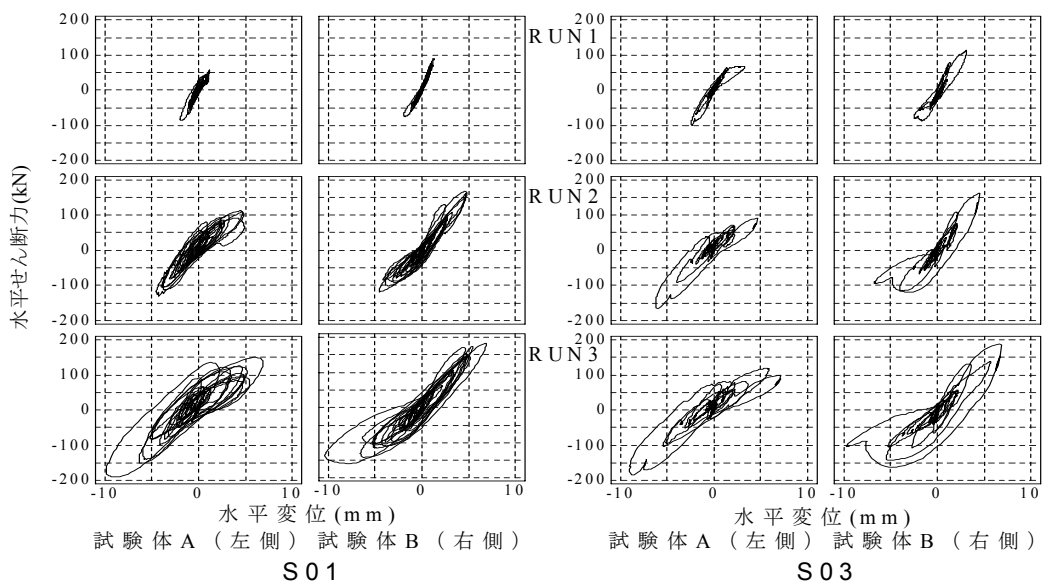
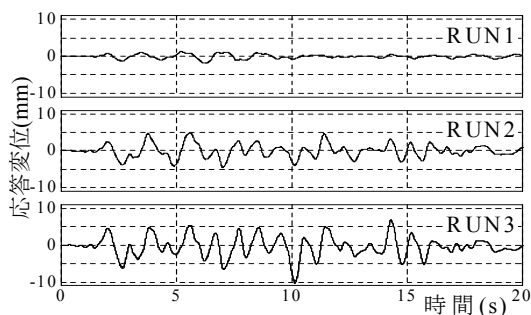
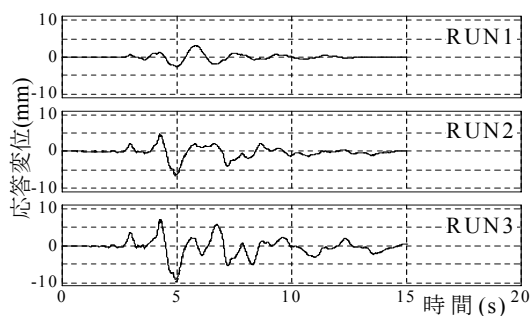


図-6 水平せん断力-水平変位関係

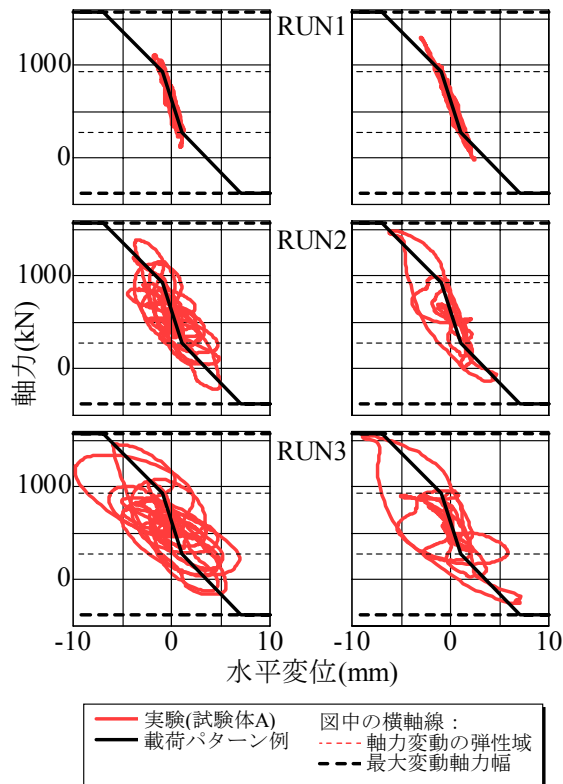


(a) S01



(b) S03

図-7 応答変位



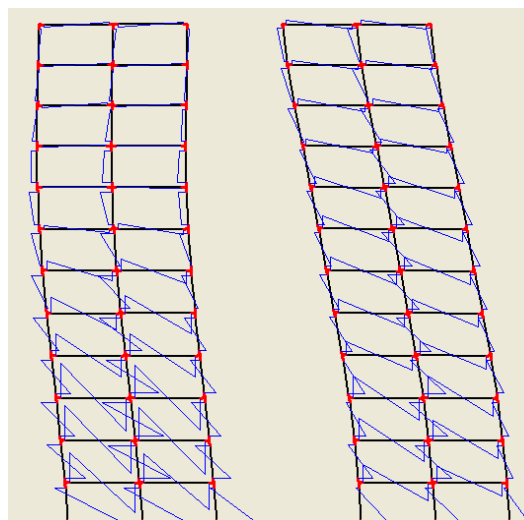
(a) S01

(b) S03

図-8 軸力-水平変位関係(試験体 A)

と思われる载荷パターン例である。

図-8を見ると、入力レベルが一番低いRUN1ではS01, S03共にほぼ実線上にあった。S03については最大水平変位時と軸力のピーク時がほぼ一致して、軸力変動も理論値に近い値となり、実線の载荷パターンに近い状態となったが、S01は軸力変動幅が理論値よりも小さく、水平変位と軸力のピークも一致しない傾向があった。またS01, S03共に入力レベルが大きくなると履歴は実線から外れた曲線のループとなっており、特にS01のRUN3では最大応答時でも実線から大きく外れた履歴を辿った。これは、入力的主要動部分が短いS03の場合は一次モードに近い応答となっているのに対し、主要動部分が長いS01では高次モードの影響が表れたためである。ここで、RUN3におけるS01, S03それぞれの1階最大応答時の架構のモーメント分布を図-9に示す。架構の変形状態は両者で大きく異なっており、特にS01では高次モードの影響により1階の応答変位のピーク後に高層部の応答がピークとなるため、1階の最大応答時には高層部の梁のせん断力がほぼ0または逆向きとなっている。そのため、S01の軸力変動幅がS03よりも



(a) S01

(b) S03

図-9 架構のモーメント分布  
(RUN3・1階最大応答時)

小さく、梁部材が全て曲げ降伏した場合に想定される最大軸力値まで到達しない結果となった。またS03のように入力がパルス的で一次モードが卓越しやすい場合でも、载荷履歴は図中の実線を辿らず、曲線状の履歴となった。このこ

表-4 1階最大応答値の比較(RUN3)

		試験体 A(1F 左側柱)				試験体 B(1F 右側柱)			
		正側		負側		正側		負側	
		実験	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解析
S01	水平荷重 (kN)	1,348	1,205	-1,714	-1,819	1,647	1,537	-1,433	-1,298
	水平変位 (mm)	23.9	28.3	-34.9	-40.6	23.9	28.3	-34.9	-40.6
	変形角 ( $10^{-3}$ rad)	7.9	9.4	-11.6	-13.5	7.9	9.4	-11.6	-13.5
S03	水平荷重 (kN)	1,062	948	-1,658	-1,747	1,701	1,658	-1,465	-1,262
	水平変位 (mm)	23.8	27.0	-31.8	-34.9	23.8	27.0	-31.8	-34.9
	変形角 ( $10^{-3}$ rad)	7.9	9.0	-10.6	-11.6	7.9	9.0	-10.6	-11.6

とから、多層建物の場合、地震時には図-8 中で仮定した実線よりも複雑な挙動を示すものと考えられる。

#### 4. 全解析モデルとの比較

サブストラクチャ実験結果と 1 階側柱を含めた架構全体を解析モデルとして応答解析を行った結果(全解析)との比較を行った。表-4 に RUN3 時の S01, S03 それぞれの最大応答値の比較を示す。水平変位は両側柱の正側・負側共に全解析の方が大きくなった。

1 階柱の水平荷重-変位関係の比較を図-10 に示す。最大振幅時の荷重については、S01, S03 共に、一部で全解析が実験よりも小さい値となり、履歴ループは全解析に比べ実験の方が大きくなった。全解析の応答変位が小さくなったのはそのためであると思われる。この点については RUN3 に限らず、RUN1,2 の場合でも同様の傾向が見られることから、履歴ループに関する部分については、変動軸力が実験結果に及ぼす影響や解析モデルについて今後さらに検討を行う予定である。

#### 5. まとめ

12 層RC架構の 1 階側柱 2 体を試験体とした 2 体同時加力によるサブストラクチャ擬似動的実験を行った。その結果、多層建物の場合、瞬間的に大きな入力地震動が生じるような入力波を与えた場合でも軸力変動と水平変位の履歴は必ずしも線形関係を示さ

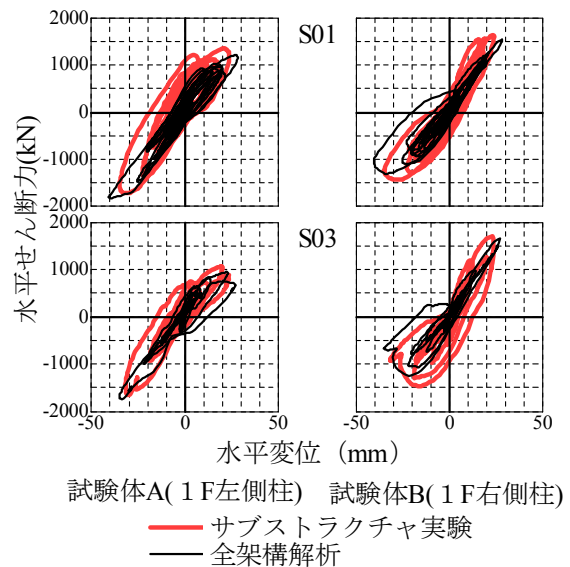


図-10 水平せん断力-水平変位の比較 (RUN3)

ず、曲線のループを描くことが分かった。また、実際の部材の履歴吸収能力は通常用いられている線材モデルと比べ高く、応答が抑えられる傾向を示した。

#### 参考文献

- 1) 寺本尚史, 西田哲也, 小林 淳: 1 階側柱を対象とした 8 階建鉄筋コンクリート造建物のサブストラクチャ擬似動的実験, コンクリート工学, Vol.25, No.2, pp.1339-1344, 2003.7
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990.11
- 3) 中島正愛, 石田雅利, 安藤和博: サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法, 日本建築学構造系論文報告集, No.417, pp.107-117, 1990.11
- 4) Peng Pan, M.Nakashima and H.Tomofuji: Online test using displacement-force mixed control, Earthquake Engineering. & Structural Dynamics, Volume 34, Issue 8, pp. 869-888, 2005.7