

論文 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

寺本 尚史^{*1}・西田 哲也^{*2}・小林 淳^{*3}

要旨：地震時に軸力の変動が大きく現れる1階側柱を対象とした2スパン8層の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を行った。試験体はせん断補強筋量が十分なものと少ないものの2体を作成した。試験体部分の制御は2軸3自由度で行い、軸力変動のメカニズム形成への影響等について検討を行った。通常、軸力の変動を考慮した実験を行う場合、水平変形または水平力に応じて軸力を変動させる方法が用いられる。実験結果を基に検討を行った結果、地震時に柱に発生する軸力変動は、従来の実験で仮定されていたものとは異なること、変動軸力により柱の性状が大きく異なること等が分かった。

キーワード：サブストラクチャ擬似動的実験、鉄筋コンクリート、変動軸力

1.はじめに

地震時、柱には水平力とそれによって作用する転倒モーメントにより曲げモーメントと軸力が同時に作用する。特に、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、建物中央より位置する軸力変動の小さい柱と比べ、より複雑な挙動を示し、軸力の増大等により大きな損傷を生じる可能性がある。通常、軸力の変動を考慮した実験を行う場合、水平変形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る。しかし、多層建物の地震時の応答はより複雑な性状を示すことが考えられることから、実応答時の軸力変動を踏まえた部材実験を行う必要があると思われる。本研究では、8階建RC造建物の1階側柱を試験体、その他のフレームを計算モデルで表したサブストラクチャ擬似動的実験を行い、軸力変動を考慮した試験体側柱の応答状況について検討を行った。

2.実験概要

2.1 建物および試験体概要

今回仮定した建物モデルの概要を図-1に示す。スパン長は5,000mm、階高は3,600mmとした。試験体として加力実験を行ったのは、図中Aに示す部分である。試験体の概要を表-1および図-2に示す。断面は400×400mm、高さは1,000mmであり、使用材料の実強度は、主筋は370MPa、せん断補強筋は310MPa、コンクリートは24MPaである。試験体の種類は、せん断補強筋量が初期軸力時の曲げ/せん断耐力比で1.1となるもの[タイプA]と、補強筋量を半分に減らしたもの(同0.9)[タイプB]の2タイプである。

建物の降伏機構については梁降伏型を仮定した。梁の曲げ降伏強度については梁が全て曲げ降伏した際に、側柱にかかる軸力が軸力比で-0.20～0.45となる強度を逆算し設定した。柱断面については試験体と同様400×400mmとし、柱モデルの弾性剛性については試験体の剛性と同程度とした。また梁降伏を先行させるため、梁の弾性剛性につ

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

*2 秋田県立大学講師 システム科学技術学部建築環境システム学科 工修 (正会員)

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

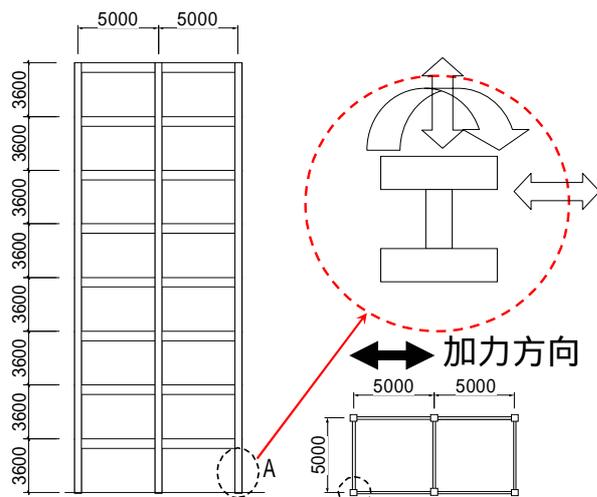


図 - 1 建物概観

表 - 1 試験体諸元

	寸法 (mm)	主筋	せん断補強筋 (鉄筋比, p_w)
タイプ A	400 × 400	10-D16	4-D10@100 (0.7%)
タイプ B			2-D10@100 (0.35%)

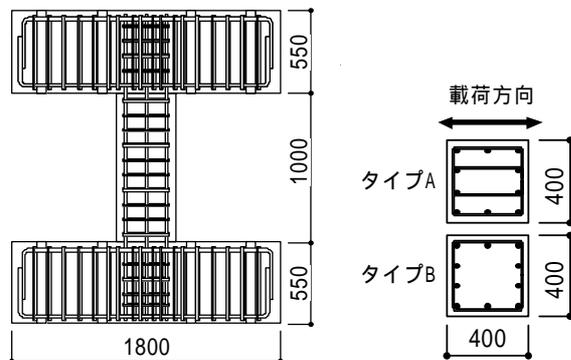


図 - 2 試験体概要

いても通常よりも大きな剛性を与えた。そのため、結果的に建物全体の降伏時耐力は通常の建物よりも低くなっている。

2.2 実験手法

サブストラクチャ擬似動的実験を行う際、数値積分法として、中島らのオペレータ・スプリッテ

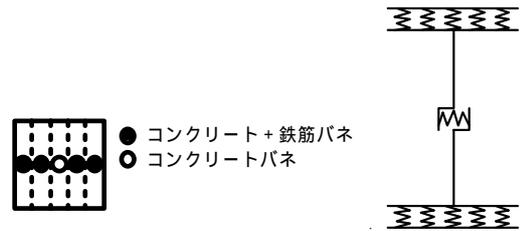
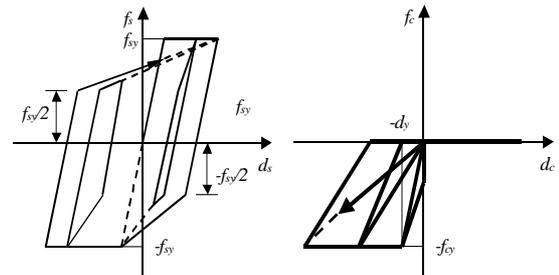


図 - 3 MSモデル



(a) 鉄筋バネ (b) コンクリートバネ

図 - 4 MSバネの応力 - 変形関係

ィング法 (OS 法)¹⁾を用いた。この手法は、系の剛性を陽的積分法の部分と陰的積分法の部分に分割して積分を行うという混合積分法であり、具体的には部材の剛性を、履歴に独立で無条件安定な線形剛性と履歴に依存する非線形な剛性に分離し、線形部分については無条件安定な Newmark 法を、非線形部分については条件付安定な予測子 - 修正子法を用いて積分する方法である。

解析部分の柱・梁部材は線材で表し、梁については材端曲げバネモデル、柱について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²⁾(以下 MS モデル)を用いた。MS モデルのバネの配置は、鉄筋の配筋状況を考慮し図 - 3 に示す 5 力所 (コンクリートバネ 5, 鉄筋バネ 4) とし、コンクリート・鉄筋バネの応力 - 変形関係はそれぞれ図 - 4 (a), (b) に示すモデルとした。梁部材の材端曲げバネのモーメント - 回転角関係については、Tri-linear モデルを用いた。

次に試験体部分の荷重装置の概略を図 - 5 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、計 4

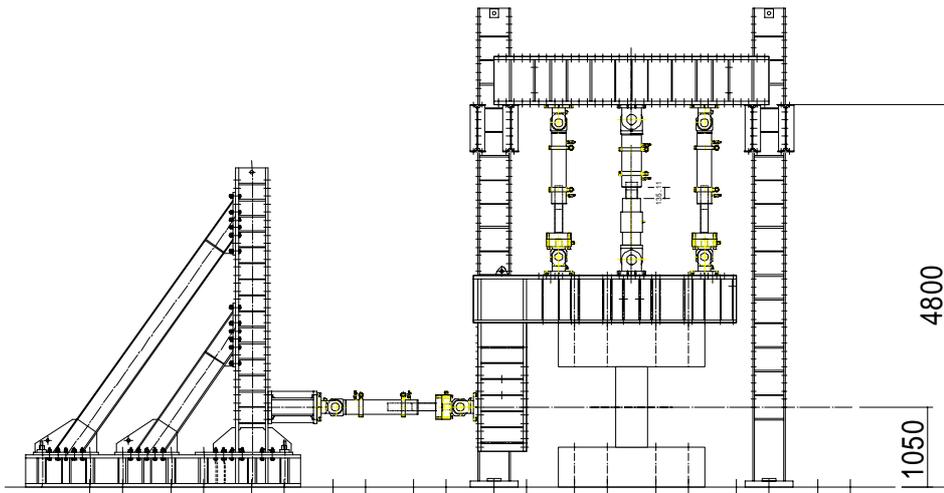


図 - 5 試験装置概要

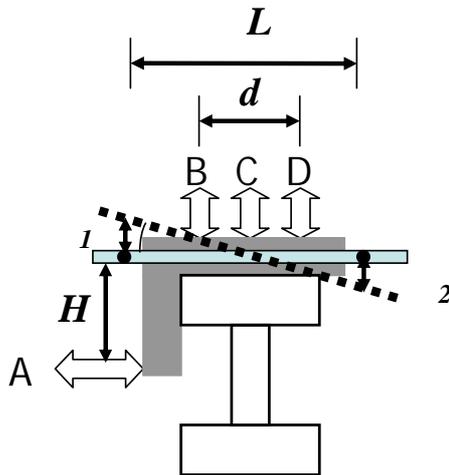


図 - 6 ジャッキ及び測定点の配置状況

台の複動型油圧ジャッキを設置した。図 - 6 に制御の概略を示す。図中のジャッキ A で水平，C で鉛直，B 及び D で回転の制御を行っており，実験の際は，まず次ステップの目標予測変位を計算し，次に複動型オイルジャッキでその目標変位まで試験体を変形させ，その時ロードセルにおいて計測された復元力を用いて次のステップへ進むという手順を取る。各ジャッキそれぞれ荷重もしくは変形による制御を行うことが可能であり，本実験ではジャッキ A および B が変位，C および D が荷重による制御を行っている。以下に各ジャッキの目標値を示す。

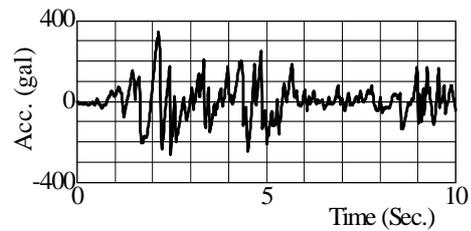


図 - 7 入力地震波 (El Centro1940NS)

表 - 2 入力レベル

	RUN1	RUN2
最大加速度	200gal	400gal
目標レベル	弾塑性域	塑性域

$$Disp(A) = u_{Target} \quad (1)$$

$$Disp(B) = v + \theta_{Target} \cdot \frac{L}{2} \quad (2)$$

$$Load(D) = -Load(B) \quad (3)$$

$$Load(C) = N_{Target} \quad (4)$$

ここで $Disp(A)$ ， (B) はジャッキ A，B が目標とする変位， $Load(C)$ ， (D) はジャッキ C，D が目標とする荷重であり， v は軸方向変位， u_{Target} ， θ_{Target} ， N_{Target} はそれぞれ次ステップの目標水平変

表 - 3 試験体頂部の最大応答値

	タイプ A		タイプ B	
	RUN1	RUN2	RUN1	RUN2
水平荷重 (kN)	495 -231	519 -198	503 -213	502 -213
水平変位(mm) [部材角(rad)]	10.3 [8.1 × 10 ⁻³] -7.3 [5.7 × 10 ⁻³]	17.5 [1.4 × 10 ⁻²] -7.5 [5.7 × 10 ⁻³]	9.8 [7.7 × 10 ⁻³] -6.7 [5.3 × 10 ⁻³]	7.4 [5.8 × 10 ⁻³] -7.6 [6.0 × 10 ⁻³]
軸力(kN) [軸力比]	1108 [0.28] -265 [-0.07]	1167 [0.30] -173 [-0.05]	1046 [0.27] -260 [-0.07]	1145 [0.30] -168 [-0.04]

位、回転角、軸力を表す。Lは図 - 6に示すように回転角を計測するための鉛直変位間の距離を表しており、今回の実験ではL=1mとした。なお鉛直方向の制御については、剛性が大きく変形での制御が困難であったため、初めに仮定した初期剛性に基づいて軸力を算定し、その荷重により制御を行った。

サブストラクチャ実験を行う場合、目標値と実際の値との誤差、いわゆるアンダーシュートやオーバーシュートが問題となるが、今回の実験のように、3自由度それぞれが影響を及ぼす場合、全ての自由度が目標へ到達するよう制御を行うのは非常に困難である。本研究では目標値と実際値を直線補完することにより、こういった問題の影響を少なくした。さらにコンピュータ内の解析部分については、より精度良く解を求めることができるよう時間刻みを10分割して積分計算を行った。

入力地震波については、El Centro NSの主要動部分である0秒~10秒とし、表 - 2に示す2段階に分けて実験を行った。

3. 実験結果

表 - 3に試験体部の各RUN毎の最大変形および最大・最小軸力を、図 - 8に水平荷重 - 変位関係、図 - 9に時刻歴応答を示す。なおRUN2の試験途中、タイプAは頂部回転角が制御レンジをオーバーしたことにより、タイプBは柱がせん断破壊したことにより、2体ともに試験を続行することが不可能となったため、その時点で試験を終了

した。そのためRUN2の最大値についてはいずれも試験中断までの値を示している。

試験体の損傷状況を見ると、タイプA、BともにRUN1において正側(軸力増加側)で曲げひび割れ及びせん断ひび割れ、負側(軸力減少側)で曲げひび割れが進展し、曲げ降伏した。RUN2では、タイプAは正方向の最大水平変形の更新に伴い柱脚部の曲げひび割れが多少進展した程度であったが、タイプBはRUN1で生じたせん断ひび割れ幅が増大し、せん断破壊を生じた。実験終了時のひび割れ状況を図 - 10に示す。

図 - 8および図 - 9から明らかなように、タイプA、Bによる応答値の違いは殆ど見られなかったが、これは両試験体ともに寸法や使用材料、主筋量が同一であったため、RUN1における曲げ降伏状況に差が生じなかったためである。せん断補強筋量の差は、RUN2における最終的な破壊状況として現れたものの、靱性能の大きいタイプAについても途中で試験を終了せざるを得なかったため、今回の実験では大きな違いとして捕らえることが出来なかった。これは今後の検討課題である。

軸力の変動状況を見ると、RUN1、RUN2いずれも圧縮側では初期軸力の倍程度、引張側では軸力がマイナスになるまで変動したものの、RUN2の途中で実験が終了したため、5層目の梁までしか降伏せず、想定した軸力には達しなかった。変動幅はRUN1の場合で軸力比 - 0.07kN ~ 0.28kNとなった。

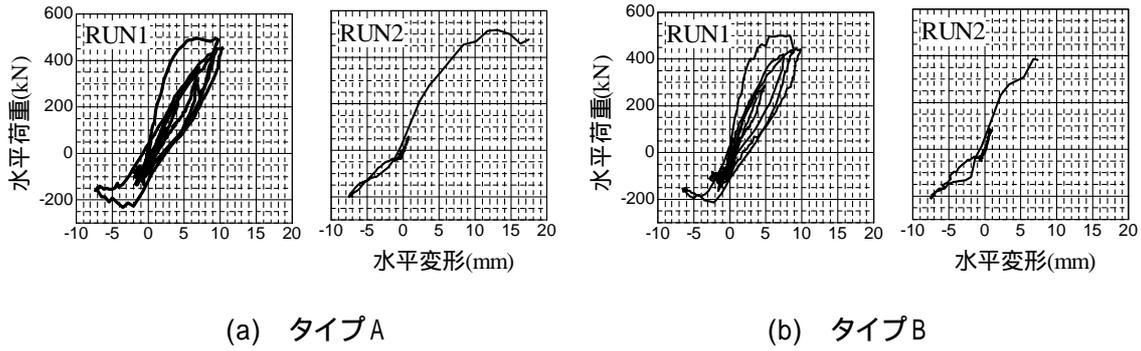


図 - 8 各RUNにおける水平荷重 - 変形関係

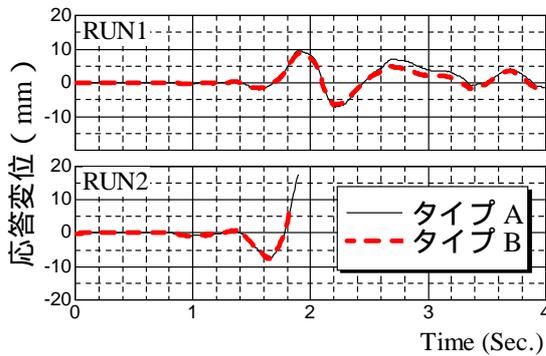
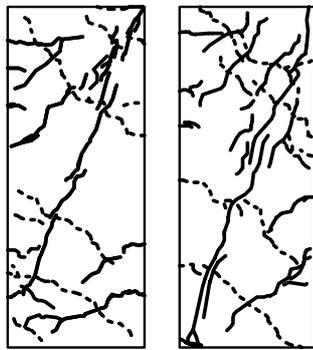


図 - 9 各RUNにおける応答変形



(a) タイプA (b) タイプB

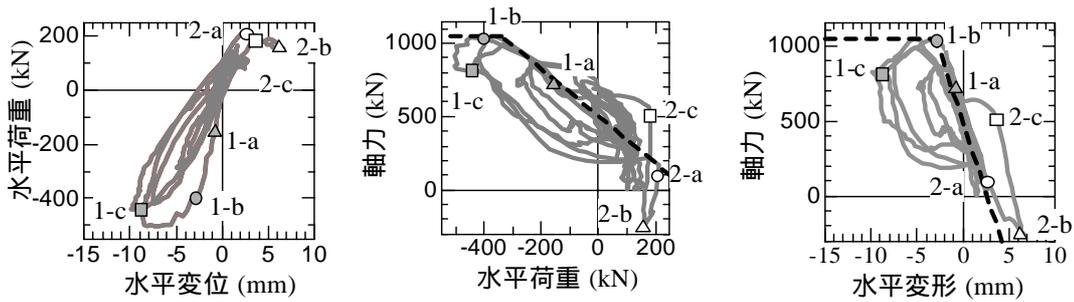
図 - 10 実験終了時の損傷状況

図 - 8の水平荷重 - 変形関係を見ると、RUN1の場合、タイプA、Bいずれも特徴的な履歴曲線となっており、軸力が増加する正側と軸力が減少する負側で降伏耐力が大きく異なる結果となった。また、正側、負側ともに応答変形のピークと荷重のピークが一致しておらず、特に負側の最大応答変形時では、変形が戻る際に荷重が再び増加するなど、特徴的な傾向が見られた。正負両

側のピーク近傍における挙動について詳細に見るため、タイプBのRUN1実験時の軸力と水平方向挙動の関係を図 - 11に示す。通常両者の関係は図中の破線で示すように、水平変形や水平荷重に比例して軸力を増減し、梁降伏等による最大値で一定となると想定される。軸力変動の影響を考慮した実験を行う際はそのような仮定の下に行われる場合が多いが、今回の実験では架構全体の損傷が進むに従い破線とは異なる性状、すなわち従来の実験で仮定されているものとは異なる性状を示した。

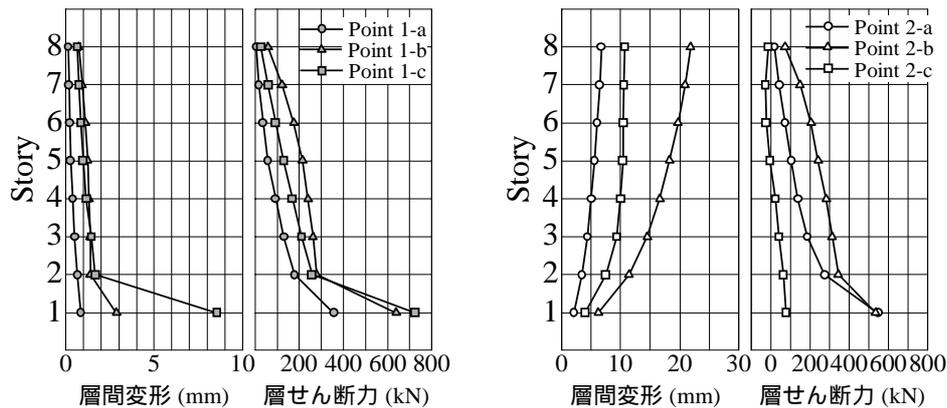
例えば図中(c)の軸力 - 水平変形関係を見ると、軸力が増加する正側では軸力のピークと水平応答変形のピークが一致しておらず、軸力が先にピークに達した後、応答変形がピークに達する形となっているが、これは上層階の影響を受けて柱の負担力が低下したことが原因と考えられる。一方、軸力が減少する負側では、軸力が途中から引張側に転じる時点より水平荷重が減少し始めた。

次に正側・負側の最大応答近傍における層間変形分布および層せん断力分布を図 - 12に示す。図 - 12(a)の1-a~1-cは、正側の最大応答に達する際の状態を表しているが、1-bと1-cの層間変形分布を比べると、1層部分の変動が大きいのに対し2層より上では殆ど変動がみられず、逆に4層より上では変形が戻る方向に動いており、これが軸力が減少に転じた原因となっていたと考えられる。なお、春田・倉本ら³⁾が行った12層ピロディ建築物のサブストラクチャ実験においても、1層側柱において最大変形の直前で圧縮側柱では軸



(a) 水平荷重 - 変位関係 (b) 軸力 - 水平荷重関係 (c) 軸力 - 水平変形関係

図 - 11 軸力と水平応答の関係(タイプ B, RUN1)



(a) 軸力増加側

(b) 軸力減少側

図 - 12 最大応答近傍の層せん断力, 層間変形分布

力増加から減少に, 引張側柱では軸力減少から増加にそれぞれ転じる結果となったと報告されており, 今回の実験結果と似た性状を示している。

4. まとめ

8階建RC造建物の1階側柱を試験体, その他のフレームを計算モデルで表したサブストラクチャ擬似的実験を行い, 試験体側柱の応答状況について検討を行った。その結果, 以下のような知見が得られた。

- 1) 地震時に柱に発生する軸力の変動は, 従来の実験で仮定されていたものとは異なる。
- 2) 多層建物の応答の場合, 変動軸力と応答変位のピークは必ずしも一致せず, 特徴ある履歴を辿る。

今回の実験では途中で試験が終了したため, 終局段階まで軸力を変動させた結果を得ることが出来なかった。今後こうした点について, さらに改

良を加え, 柱が変動軸力を受ける際の, 配筋の違いによる破壊性状の違いについて検討する予定である。

謝辞

本研究を行うにあたり, 大連理工大学の蔡賢輝博士には多大なるご協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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
- 2) Gu Jianhua: Inelastic Earthquake Response Analysis of RC Frames with Shear Walls under Two Ground Motion Components in Horizontal and Vertical Direction, 東北大学博士論文, pp20-48, 1998
- 3) 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デ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, No.2, pp1087-1092, 2002