

論文 変動軸力が 12 層 RC ラーメン架構の 1 階側柱の地震時挙動に及ぼす影響

西田 哲也^{*1}・寺本 尚史^{*2}・小林 淳^{*3}

要旨：高層 RC 造建築物の 1 階側柱の地震時挙動に及ぼす変動軸力の影響を明らかにすることを目的として、1 階両側の側柱を試験体とした 12 層 2 スパン RC ラーメン架構について、軸力変動の有無をパラメータとしたサブストラクチャオンライン地震応答実験を行い、軸力変動の有無が両側柱の荷重－変位関係、水平力分担率、履歴吸収エネルギーに及ぼす影響を検討した。その結果、両側柱を加算して考えれば、層せん断力および履歴面積の差は最大で 10～20%程度であり、変動軸力の影響はそれほど大きくないことがわかった。

キーワード：RC ラーメン架構、側柱、変動軸力、地震時挙動、オンライン地震応答実験

1. はじめに

地震時に大きな変動軸力が発生する高層 RC 造建築物では、特に下層階側柱の挙動が耐震設計上の重要な問題となることは周知の通りであり、この観点からの解析的、実験的研究が行われている^{例えば 1),2)}。一方、実際の耐震設計では、終局曲げ強度が上昇する圧縮側の側柱と強度が低下する引張側の側柱の強度増減を考えて平均すれば、軸力変動を無視した側柱と同等であろうとの工学的判断から軸力変動を考慮した複雑な復元力特性モデルを用いず、一定軸力の復元力特性を用いた構造解析を行う場合が少なくない。これに関する妥当性は、解析的にはある程度確認されていると考えられるが、実験的には十分検討されているとは言えない状況にある。

そこで、本研究ではこの点に着目し、架構全体の挙動を考慮した現実に近い変動軸力を載荷でき、さらに架構模型試験体を用いた実験では困難な各柱の復元力特性も得ることができるサブストラクチャオンライン地震応答実験手法を用い、変動軸力が側柱の挙動に及ぼす影響を実験的に検討することとした。

この実験手法は、試験体に架構全体の挙動を

考慮した載荷を行える一方で、本実験で行ったように全体架構解析から得られた変動軸力情報を遮断し、他の境界条件を合わせつつ、軸力のみ一定値を与えるというように、架構模型試験体では不可能なパラメータ設定ができる。本論文には、このような本実験手法の応用例を示すという目的も含まれている。

2. サブストラクチャオンライン地震応答実験

2.1 実験対象架構および試験体

設定した 12 層架構と試験体位置および試験体断面を図-1 に示す。本架構は 7.5m の直交スパン中央から 1 構面分を切り出したものと考え、切り出した架構についてベースシア係数が 0.3 で、1 階柱脚と梁両端に曲げヒンジが形成されるよう設計した。基礎は固定であり、架構の一次固有周期は 1.2 秒である。全体架構うち 1 階の両側柱 2 本を縮尺 1/3 の試験体とした。材料試験から得られた試験体の使用材料強度は、主筋およびせん断補強筋の降伏点強度がそれぞれ 347N/mm²、362N/mm²、コンクリートの圧縮強度が 27.5N/mm²である。

試験体部分(1 階側柱)の長期軸力 600kN に対す

*1 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科准教授 工博 (正会員)

*2 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科助教 工博 (正会員)

*3 秋田県立大学大学院 システム科学技術研究科教授 工博 (正会員)

る軸力比は 0.24 であり，崩壊メカニズム時に想定される最大変動軸力は軸力比で ± 0.4 である。図-1 に示すように加力は左から右方向を正としているため，正加力時の変動軸力は A 試験体が引張側，B 試験体が圧縮側となる。

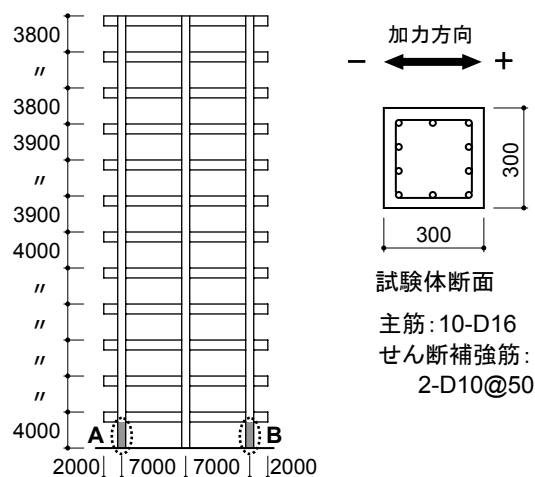


図-1 実験対象架構および試験体断面

2.2 加力方法および実験変数

2 組(計 4 体)の試験体を用いて，試験体部に載荷する変動軸力の有無をパラメータとしたサブストラクチャオンライン地震応答実験を行った。変動軸力を作用させる A-V，B-V 試験体では，文献 3)に示した通り全体架構解析により求めた 1 階側柱柱頭部の水平変位，回転角，軸力を図-2 の加力装置 2 組を用いて両試験体に強制し，そこで得られた水平力と曲げモーメントを架構解析にフィードバックする方法をとった。一方，変動軸力を作用させない A-C，B-C 試験体では，全体架構解析から得られた水平変位と回転角だけを用い，軸力は長期軸力に相当する一定軸力としたまま実験を行った。なお，A-V，B-V 試験体の結果は，文献 3)に示した S01 実験の結果と同一のものである。

1 階両側柱の試験体以外の解析モデル部分では，接合部を剛域とし，梁部材に材端曲げバネモデル，柱部材に Multi Spring モデルを用いた。数値積分法にはオペレータ・スプリッティング法を用い，時間刻みは 0.01 秒，減衰はレーリー型減衰($h=0.05$)とした。入力地震波には 1978 年

宮城県沖地震における東北大 NS 成分を用い，最大加速度を 200，600，900，1500Gal に基準化して，RUN1～4 の 4 段階の実験を行った。

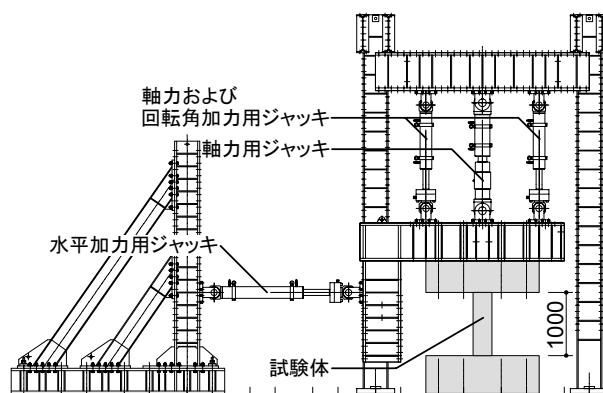


図-2 加力装置

3. 実験結果

3.1 応答変位および試験体破壊性状

各 RUN における 1 層の最大応答層間変位(縮尺 1/3 の値で，対応する階高は 1167mm)を比較して表-1 に示す。変動軸力を作用させた実験(軸力変動：有)を基準として見ると，地震時の軸力変動を無視した実験(軸力変動：無)の応答値が 3～13%小さくなっていることがわかる。なお，他の層については示していないが，その差はほとんどが 5%以下の小さな値で，他の階への影響は基本的にないと考えてよい。これは，今回の実験では 1 層の差を際立たせるため，他の層の解析モデルは全く同じとしたためと考えられる。

表-1 最大応答層間変位 (mm)

軸力変動	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4
有	2.24	5.60	11.62	32.90
無	2.01	5.52	11.24	28.46
無/有	0.90	0.93	0.97	0.87

図-3 に各試験体の RUN4 後の破壊状況を示す。最大層間変形角が約 $1/500\text{rad}$ となる RUN1 では，A-V，B-V 試験体で軸力が引張側となるときに柱脚の曲げひび割れが発生したが，A-C，B-C 試験体では明確なひび割れは観察できなかった。RUN2(最大変形角 約 $1/200$)では，A-C，B-C 試験体にも柱脚部に曲げひび割れが発生したが，

一定軸力の A-C, B-C 試験体ではほぼ対象なひび割れに対し、軸力変動のある A-V, B-V 試験体では、主に軸力減少時の曲げ引張側にひび割れが多く発生した。RUN3(最大変形角 約 1/100)では、より大きな引張軸力が作用する B-V 試験体の柱頭にも曲げひび割れが発生した。また、A-C, B-C 試験体では、正側・負側ともに柱脚断面位置の引張側主筋が降伏した。一方、A-V, B-V 試験体では、変動軸力が引張側となるときのみ引張側主筋のひずみが降伏ひずみに達し、圧縮側軸力時には引張側主筋は降伏ひずみの 1/2~2/3 程度にしかならなかった。RUN4(最大変形角 約 1/40)では、A-V, B-V 試験体で軸力増加時に曲げ圧縮側のコンクリートの損傷が著しく、引張側軸力時には柱頭部にもひび割れが発生した。A-C, B-C 試験体でも圧縮側のコンクリートが多少圧壊したが、柱頭部にはほとんどひび割れは発生しなかった。柱脚部では全試験体で引張側主筋の降伏が確認されたが、柱頭部については A-V, B-V 試験体で引張軸力となるときのみ、引張側主筋のひずみが降伏ひずみに達し、その他の主筋ひずみは降伏ひずみの 1/3 前後であった。

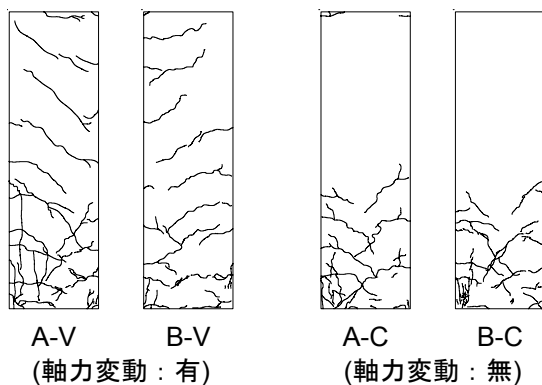


図-3 最終破壊状況

3.2 荷重－変位関係

A-V, B-V 試験体および A-C 試験体について、各 RUN ごとの荷重－層間変形角関係を図-4 に示す。なお、B-C 試験体については A-C 試験体とほとんど同様の性状を示していたので省略した。

A-V 試験体では、主に軸力が増加する負側で

荷重と剛性が増加し、軸力が減少する正側では荷重と剛性の低下が見られる。また、A-V 試験体とほぼ対象の変動軸力が作用する B-V 試験体では、その反対の傾向を示している。一方、A-C 試験体では、剛性および荷重の発生状況が正・負でほぼ同様となっている。

RUN4 の層間変形角(比較しやすくするため、軸の正負を反転してある)と A-V 試験体の軸力比の時刻歴を比較して図-5 に示す。時刻歴で 10 秒付近の負側最大変位近傍で比較的大きな軸力変動があったため、A-V, B-V 試験体の RUN4 の荷重－層間変形角関係は特徴的な履歴性状を示している。すなわち、圧縮軸力のピークが変

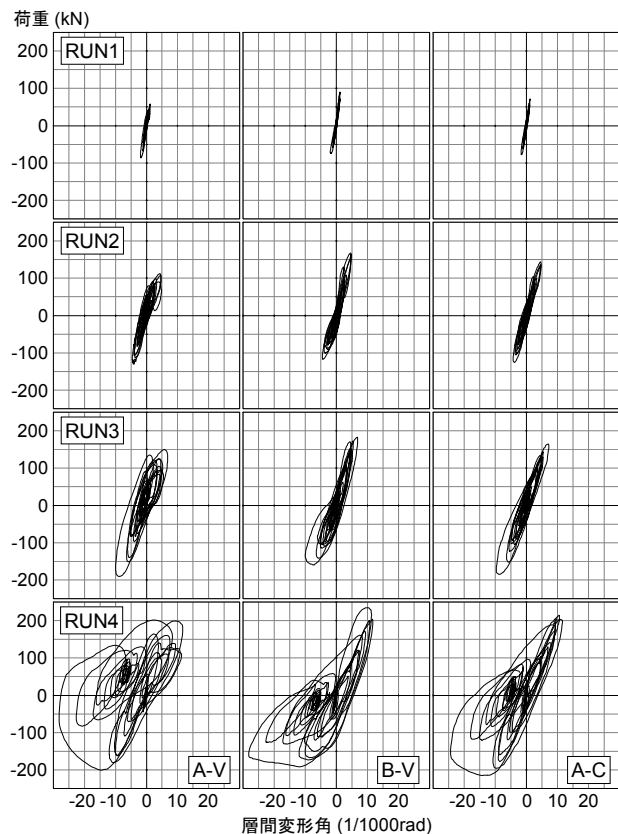


図-4 荷重－層間変形角関係

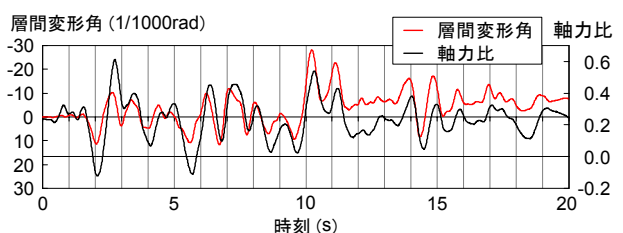


図-5 層間変形角と軸力比の時刻歴比較 (A-V 試験体 RUN4)

位のピークより少し遅れる A-V 試験体では、大変形時の著しい荷重低下および荷重 0 近傍での履歴の膨らみが見られる。一方、B-V 試験体では、荷重低下が少ない反面、履歴の膨らみは A-V 試験体に比較してかなり小さくなっている。

4. 実験結果の検討

4.1 反曲点高さ

図-4 における各 RUN での荷重の比較から、変動軸力を受ける A-V、B-V 試験体の荷重の増減が、変動軸力を作用させた一般的な静的実験の結果ほど大きく現れていないようにも見える。これについて、本実験では図-5 に示すように変位(あるいは荷重)のピークと変動軸力のピークが一致していないことが一因と考えられるが、その他に本実験では柱頭に架構解析から得られる回転角を強制するため、この回転角と部材の塑性化状況等によって反曲点高さが変化することの影響も考えられる。そこでここでは、反曲点高さについて検討する。

RUN3 における A-V、A-C 試験体の反曲点高さ比(試験体柱脚レベルからの反曲点高さを試験体高さで除した値)と柱頭回転角の時刻歴を図-6 に示す。また、柱頭回転角の主なピーク点における反曲点高さ比と柱頭回転角について、それぞれ軸力変動のある試験体(A-V、B-V)に対する軸力変動のない試験体(A-C、B-C)の比を算定して、これらの関係を図-7 に示す。

図-6 で実験において水平・鉛直ジャッキの荷重値から得られる柱頭での水平力と曲げモーメントより算定した反曲点高さ比は、荷重 0 付近で不安定な値を示す傾向が見られるが、その他の部分では概ね 0~1.5 程度の間にあり、特に 0.75 前後の値が多い。また、図-7 の柱頭回転角ピーク点における反曲点高さ比の比と柱頭回転角の比の関係には比較的強い相関が見られ、反曲点高さ比は柱頭回転角に影響される傾向があることがわかる。なお、ここには RUN3 の結果のみを示したが、他の RUN でも同様の結果となっていることを追記しておく。

次に、変動軸力と反曲点高さ比の関係について検討する。柱頭回転角がなるべく影響しないように、検討は図-7 で柱頭回転角の差が比較的小さい B-V 試験体と B-C 試験体について行う。さらに軸力変動の影響を際立たせるため、B-V 試験体の変動軸力が比較的大きくなる RUN3 の時刻 1~11 秒の結果を用いることとする。B-V、B-C 試験体の反曲点高さ比と B-V 試験体の軸力比の時刻歴を比較して図-8 に示す。この図から B-V 試験体と B-C 試験体の反曲点高さ比の差がわずかながら確認できるものの、それと軸力変動との関係性は明確ではなく、変動軸力が最大となる 5.7 秒付近でも、一定軸力の B-C 試験体の反曲点高さ比との差は 5%程度となっている。

以上の検討から、反曲点高さ比の変化は主に柱頭回転角の変動によって起こり、軸力の変動

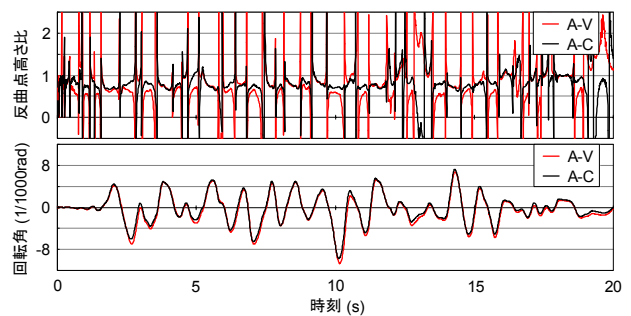


図-6 反曲点高さ比と柱頭回転角の時刻歴 (A-V、A-C 試験体 RUN3)

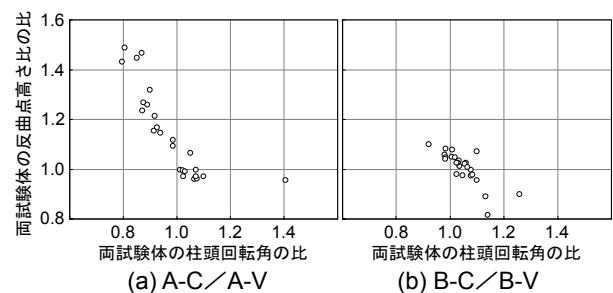


図-7 反曲点高さ比の比と柱頭回転角の比の関係 (RUN3)

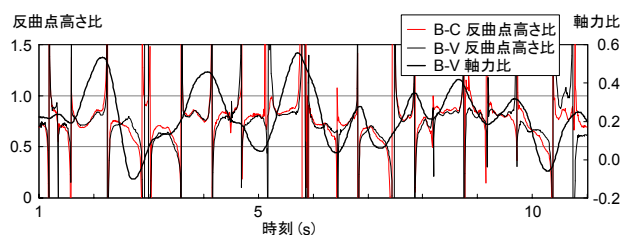


図-8 反曲点高さ比と軸力比の時刻歴比較 (B-V、B-C 試験体 RUN3)

による影響は小さいと考えられる。ただし、A-V 試験体と A-C 試験体の柱頭回転角の差が大きいことに関して、各 RUN の最大変位は A-V 試験体の変動軸力が圧縮側となる負側で発生しており、そのときの柱脚部の損傷度が他の試験体より大きいことから、高圧縮軸力に起因する損傷が結果として柱頭回転角の差を生み出したと推察される。よって、変動軸力は直接的ではないが、間接的な形で反曲点高さ比に影響しているとも考えられる。

4.2 層せん断力およびせん断力分担率

ここでは、軸力変動の有無が層せん断力に及ぼす影響を検討するが、両実験において中柱の負担するせん断力はほぼ等しいため、中柱を除いた両側柱のみで比較・検討する。

各 RUN ごとに両側柱の荷重を加算して求めたせん断力と層間変形角の関係を図-9 に、各 RUN の最大せん断力の一覧を表-2 に示す。変動軸力を作用させた実験では、図-4 に示す個々の柱の荷重-変位関係は変動軸力なしの試験体のものと異なっているが、層として両側柱を加算すると軸力変動の有無による違いが比較的小さいことがわかる。表-2 の最大せん断力を比較しても、軸力変動の有無による差が RUN3,4 の負側で 10%程度となっている以外は、ほぼ 5%以下となっている。

次に、各柱のせん断力分担率を比較する。いずれの試験体でも除荷時における履歴ループ形状の少し違いで分担率が大きくばらつく傾向があるので、耐震性能評価上より重要な載荷時におけるせん断力分担率のみを比較・検討する。

RUN3 の載荷時データのうち最大荷重の 1/2 以上の部分について A-V、B-V 試験体のせん断力分担率と軸力比の関係を図-10 に示す。図中には簡易なファイバーモデルで算定した終局曲げ強度と軸力の関係を用い、反曲点高さ比を一定として算定される分担率の計算値も示してある。なお、一定軸力の A-C、B-C 試験体については図示していないが、対応する RUN3 の載荷時データから分担率は 0.40~0.60 の間に分布しており、

両側柱でせん断力のほぼ 1/2 ずつを負担していると考えてよい。

図-10 から、A-V、B-V 試験体のせん断力分担率の多くが計算値と同様の傾きを示しており、分担率が作用軸力により変化する終局曲げ強度に比較的強く影響されることが考えられる。しかし、

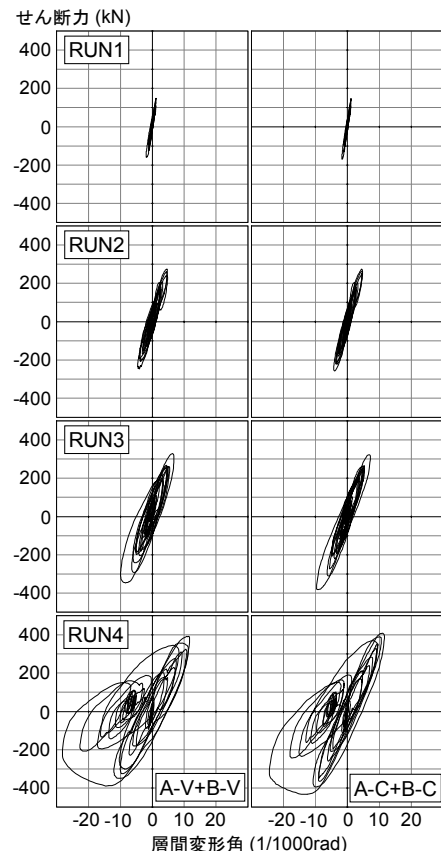


図-9 せん断力-層間変形角関係

表-2 最大せん断力 (kN)

軸力変動	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4
有	147.5 -160.3	274.5 -247.3	328.3 -346.8	392.3 -389.3
無	145.3 -169.5	273.5 -257.3	322.8 -382.0	408.0 -432.5
無/有	0.98 1.06	1.00 1.04	0.98 1.10	1.04 1.11

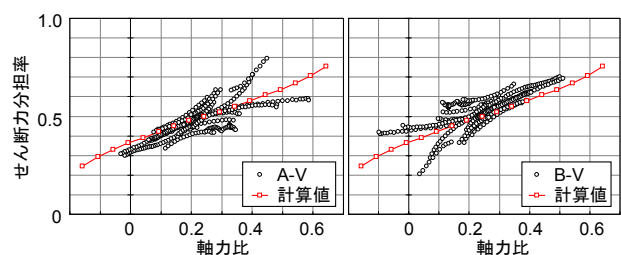


図-10 せん断力分担率と軸力比の関係 (RUN3)

反曲点高さ比を一定と仮定した計算値に一致していない部分もあり、分担率は反曲点高さ比の変化にも影響されていると考えられる。このように、軸力変動を受ける両側柱のせん断力分担率が終局曲げ強度と反曲点高さ比の影響を受け複雑な性状を示しながらも、両側柱のせん断力を加算してみると一定軸力を受ける場合とほぼ等しくなっていることがわかる。

4.3 履歴吸収エネルギー

層せん断力の他に地震時挙動に関連する諸量として、履歴吸収エネルギー量が重要である。ここでは、履歴吸収エネルギー量を表す一つの指標である履歴面積について比較・検討する。

各 RUN ごとに両側柱の履歴面積を合計した結果を表-3に、A-V 試験体と A-C 試験体の各 RUN における主要な履歴ループの面積とピーク変位の関係を図-11 に示す。表-3 の比較から、一定軸力の場合の履歴面積が変動軸力を受ける場合より 10～20%程度小さいことがわかる。これは、図-11 の比較でわかるように、変動軸力を受ける A-V 試験体で軸力が主に引張側となる正側変位において、履歴面積が一定軸力の A-C 試験体より大きくなっているためである。このように、変動軸力を受ける試験体で軸力が圧縮側となる場合には履歴面積は一定軸力の試験体と同等か小さい場合もあるが、軸力が引張側となる時の履歴ループは総じて一定軸力の場合よ

表-3 履歴面積の比較 (kN・mm)

軸力変動	RUN1	RUN2	RUN3	RUN4
有	773.3	8129.7	19752.8	53837.4
無	668.3	7407.9	15358.9	45945.7
無/有	0.86	0.91	0.78	0.85

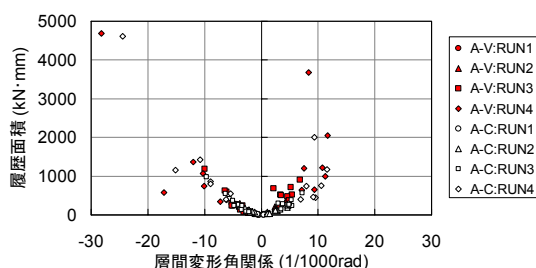


図-11 履歴面積と層間変形角の関係

り膨らむ傾向にあり、トータルとしては変動軸力を受ける試験体の履歴面積が若干大きくなったものと考えられる。

5. まとめ

1 階側柱に作用する軸力変動の有無をパラメータとしたサブストラクチャオンライン地震応答実験を行い、軸力変動の有無が地震時挙動に関連する諸量に及ぼす影響を検討し、下記の結論を得た。実験手法の特性上、ここで得られた結果は特定の建物モデルと入力波を用いた場合のものであることに注意する必要がある。今後、解析との比較や、別の入力波や別の建物モデルを用いた解析などを行って、より一般性のある知見を導き出したいと考える。

- (1) 柱の反曲点高さ比は、柱頭の回転角との相関が強く、変動軸力の影響は小さかった。ただし、柱頭回転角は変動軸力に起因する柱の損傷状況に影響を受けることも考えられる。
- (2) 変動軸力の有無が両側柱のせん断力を加算した値に及ぼす影響は比較的小さく、その差は 10%程度以下であった。
- (3) 履歴面積の総和は変動軸力を受ける場合のほうが、一定軸力の場合より 10～20%程度大きかった。

参考文献

- 1) 飯藤将之、柴田明德、渋谷純一：変動軸力を考慮した RC 造骨組の弾塑性挙動，コンクリート工学年次報告集，Vol.10，No.3，pp.329-334，1988.6
- 2) 荒木秀夫、嶋津孝之、寺岡勝、前川俊哉：変動軸力を受ける連層柱を持つ多スパン骨組の耐震性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.487-492，1995.6
- 3) 寺本尚史、西田哲也、小林淳：サブストラクチャ擬似動の実験手法を用いた 12 層 RC 架構 1 階側柱の 2 体同時加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.2，pp.217-222，2006.7