

長周期地震動を受ける鉄筋コンクリート造部材の耐震性能

杉本 訓 祥 増田 安彦

Seismic Performance of RC Members Subjected to Long-Period Ground Motions

Kuniyoshi Sugimoto Yasuhiko Masuda

Abstract

This paper describes experimental and analytical studies on the earthquake-resistant performance of RC members subjected to long-period ground motions. Two series of multiple cyclic loading tests were carried out on RC members, and FE analysis was conducted to investigate the earthquake-resistant performance of test specimens. The test specimens of the first test series were beam specimens consisting of a mechanical joint for longitudinal reinforcement in the center of the span. The test specimens of the second series were plane frames consisting of three columns and two beams. The capacity and/or ductility of the specimens was improved by increasing the reinforcement ratio, and the skeleton curve of the story shear force and the story drift relationship was not influenced by changes in the loading programs for these test series.

概 要

近年、超高層建物への影響が懸念されている長周期地震動に対する耐震性能を検証するため、鉄筋コンクリート造の短スパン梁部材および平面架構を対象とした多数回繰返し載荷実験を実施し、また、実験試験体を対象としたFEM解析を行った。梁部材試験体は、プレキャストによる部材の接続を想定して、スパン内に主筋の機械式継手を配置した。また、平面架構試験体は、1層2スパン架構を模擬した。二つの実験シリーズの結果より、補強量を増すと、限界変形が大きくなる傾向が見られたが、同一配筋の場合に、多数回繰返しにより大幅に限界変形が小さくなるなどの影響は見られず、本実験の範囲では、多数回繰返し外力の影響が小さいことが確認された。

1. はじめに

近年、発生が予想されている海溝型巨大地震により、首都圏や大阪、名古屋などの大都市の超高層建物が長周期地震動を受ける懸念が高まりつつあり、2011年3月の東北地方太平洋沖地震では、首都圏の高層建物が長周期地震動の揺れに長時間さらされることとなった。超高層鉄筋コンクリート造建物については、そのような外力に対する性能を評価する目的で各部材の多数回繰返し外力に対する性能確認実験や解析的検討が行われている^(例えば1)。鉄筋コンクリート造建物は、梁降伏先行型とすることが一般的であるため、特に標準的なスパンの梁部材については、曲げ降伏後の靱性能の検証を目的とした多数回繰返し載荷実験が、近年行われており、多数回繰返しによる耐力低下はあまり生じないなどの結果が報告されている例もある¹⁾。しかしながら、コンクリートのせん断、付着に対する応力条件が厳しくなる傾向にある短スパン部材についての検証は少ない。また、プレキャストを想定した部材の実験も報告されていない。そこで、これらの点に着目し、プレキャストを想定した短スパン梁部材を対象として、多数回繰返し載荷実験を実施した。さらに、著者らは、長周期地震動に対する耐震性能の検証を目的とした研究の一環として、既存の超高層鉄筋コンクリート造建物の部材断面の調査結果に基づき、柱や梁部材および架構の耐震性能評価やモデル化手法を検証する

ための一連の実験および解析的研究を進めてきた。本報では、RC造平面架構の性能評価手法の適合性等を検証する目的で行った静的載荷実験について述べる。

2. RC梁部材の多数回繰返し載荷実験

2.1 RC梁の実験計画概要

試験体一覧をTable 1に、使用材料の特性一覧をTable 2に、試験体の形状寸法をFig. 1に示す。試験体は計3体とし、2体は同一配筋で載荷履歴を変数とした。他の1体は、補強量を多くして多数回繰返し載荷を行うこととした。いずれも短スパン(せん断スパン比1.5)とし、また、プレキャスト工法²⁾を模擬し、梁スパン中央付近に機械式継手を配置するとともに、継手付近でコンクリートを打ち分ける製作手順とした。載荷装置をFig. 2に示す。載荷方法は、90度回転して柱状に配置した試験体の上下スタブ

Table 1 試験体一覧
Test Specimens and Parameters

	PC15-09N	PC15-09L	PC15-12L
断面	幅×せい=350mm×450mm		
内法長さ	1350mm(a/D=1.5)		
主筋	4+2-D22(SD490)上下		
補強筋	4-D10@90	4-D10@68	
付着余裕度 ³⁾	1.0	1.2	
載荷方法	標準載荷	多数回	多数回

Table 2 材料特性一覧 [N/mm²]
Material Properties
(a) Concrete

部位	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数
梁上部	49.7	3.50	3.33×10^4
梁下部	43.6	2.84	3.02×10^4
スタブ	50.4	3.42	3.40×10^4

(b) Reinforcing Bars

鉄筋径(部位)	降伏強度	引張強度	ヤング係数
D22(主筋)	521	561	1.93×10^5
D10(補強筋)	814	954	1.89×10^5

の平行と軸方向力(=0)を維持するように制御し、静的正負交番载荷する形式とした。標準载荷では、部材角(R)=1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25の各振幅を正負2回づつ繰り返す载荷としたのに対し、多数回繰り返す载荷では、R=1/200, 1/100, 1/50において各10回繰り返す载荷とした。

2.2 RC梁の実験結果概要

各試験体の荷重～変形関係をFig. 3に、破壊状況をFig. 4に示す。なお、図には、後述するFEM解析結果もあわせて示した。いずれの試験体も、部材角R=1/200の加力サイクルにおいて、危険断面の曲げひびわれ、部材スパン内の斜めひびわれが発生し、また、スパン中央の打ち継ぎ面のひびわれが確認された。その後、R=1/100, 1/50の加力サイクルにかけて、R=1/120付近で一段筋の、

R=1/100付近で二段筋の降伏がそれぞれ確認された。また、全試験体ともに、機械式継手部分に比較的多くのひびわれが発生する傾向が見られた。これは、継手が無い部分に比べて、かぶりが少ないことと、打ち分けたコンクリートの特性が、継手側の強度がやや低い結果となったことに起因すると考えられる。

補強量の少ない試験体PC15-09NおよびPC15-09Lは、R=1/50のサイクルで、部材全域にわたり多数のひびわれが発生し、特に機械式継手周辺のコンクリートの剥落が顕著に見られた。試験体PC15-09Lは繰り返しの損傷状況の影響は、ひびわれがより大きく開く点に見られたものの、試験体PC15-09Nとほぼ同様の破壊性状を示し、いずれも曲げ降伏後のせん断破壊となった。

試験体PC15-12Lは、R=1/50の加力サイクルで、他の2体と異なり、ひびわれの進展があまり見られず、同じ変形角での損傷は、他の2体よりやや少ない傾向が見られた。最終的には曲げ降伏後のせん断破壊となった。

補強量の少ない試験体PC15-09Lは、R=1/50において、繰り返しの損傷による耐力低下が顕著に見られた。しかし、標準载荷を行った試験体PC15-09Nと比較すると、R=1/33, 1/25などのピーク時荷重はほぼ同等となっており、多数回繰り返しの耐力低下は、この試験体では各ピーク時荷重に影響しない結果となった。一方、補強量の多い試験体PC15-12Lは、R=1/50での多数回繰り返す载荷による耐力低下は、試験体15PC09Lに比べてや

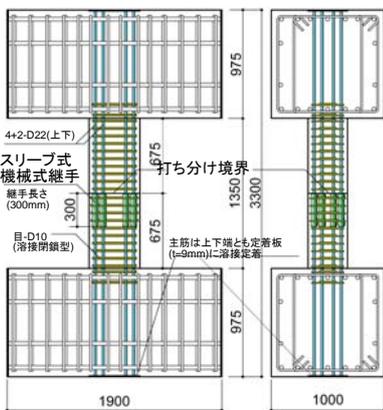


Fig. 1 試験体形状

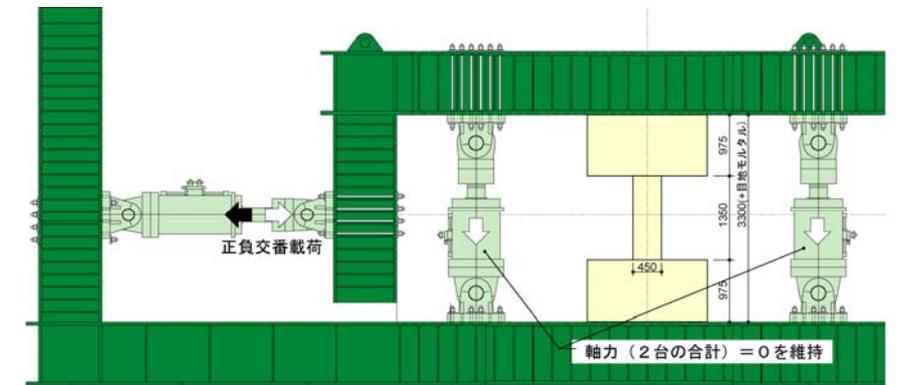
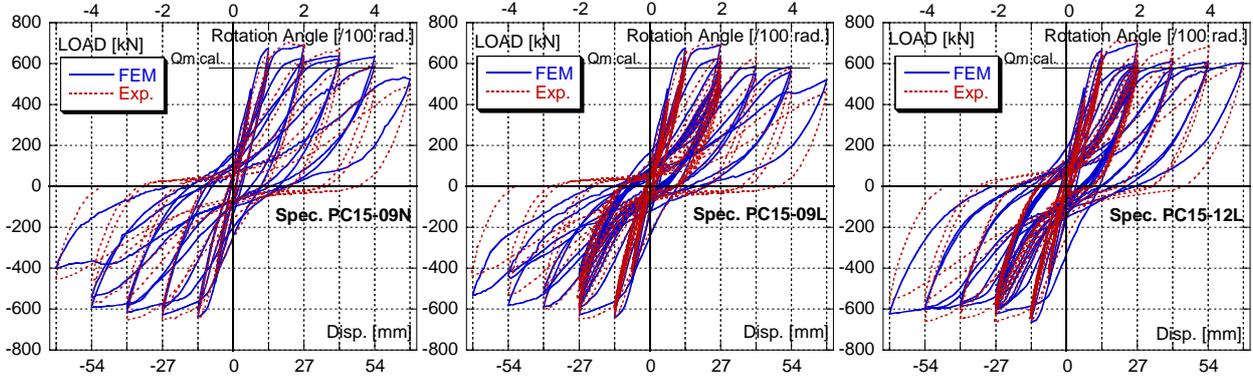


Fig. 2 载荷装置

Geometry of the Test Specimen

Loading System Setup



Exp.: 実験結果, FEM: 解析結果, Qm.cal.: 曲げ降伏耐力計算値

Fig. 3 荷重～変形関係

Load and Displacement Relationship

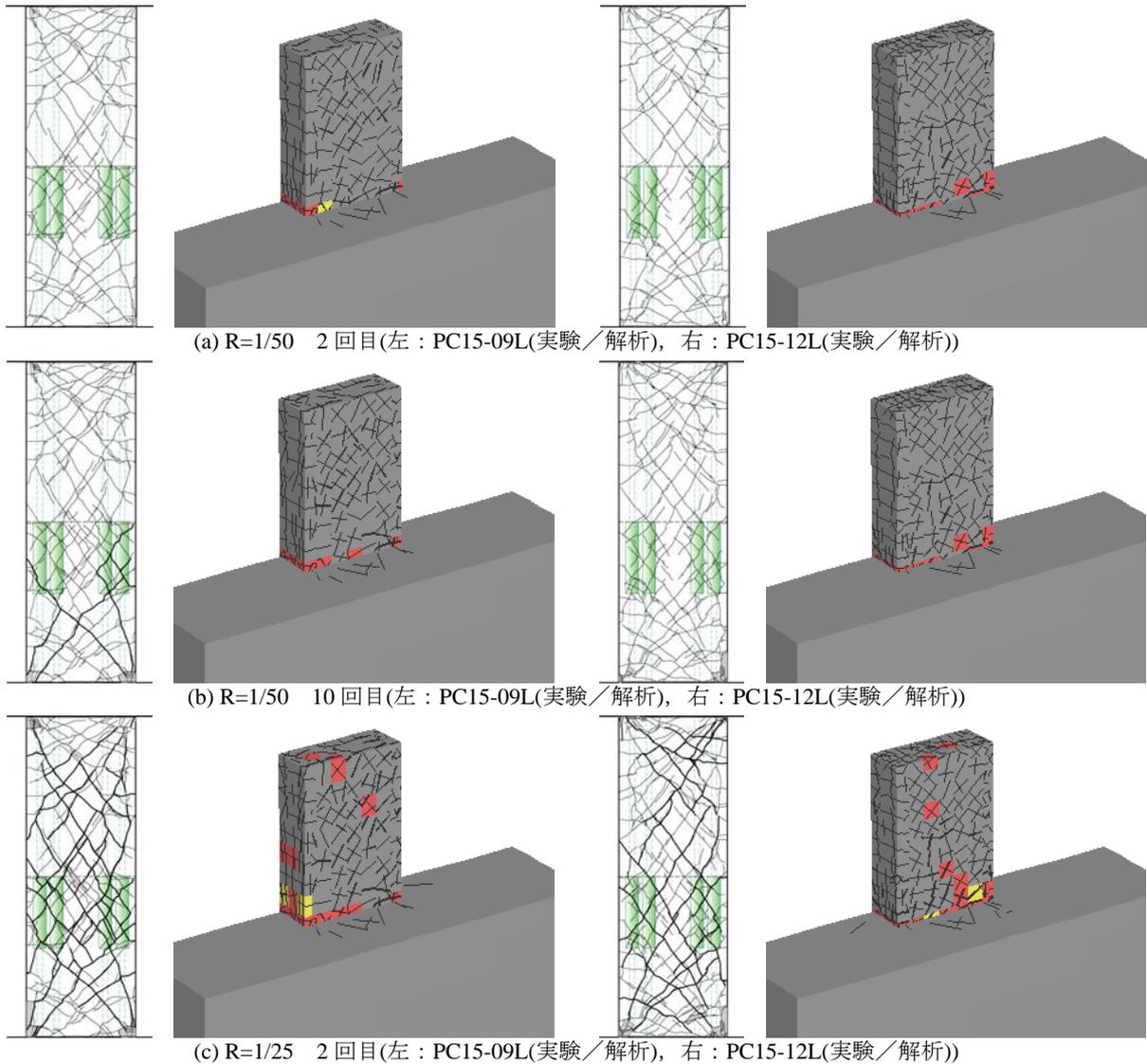


Fig. 4 各試験体の損傷状況
Crack Patterns of the Specimens

や少なく、補強筋の増量による改善効果が見られる。その結果、耐力低下開始時の変形も他の2体より大きく、靱性能が改善されたと考えられる。

以上より、補強量の少ない試験体PC15-09NおよびPC15-09Lは、補強量が多い試験体PC15-12Lに比べて靱性能が劣っているものの、靱性能は、多数回繰り返し載荷によって大きく影響されていないといえる。

2.3 RC梁のFEM解析

2.3.1 解析モデル 解析モデル図をFig. 5に示す。試験体形状の対称性を考慮して、試験体の断面幅方向中央および部材スパン中央で分割した1/4部分をモデル化した。スタブ最下面の節点を加力点とし、底面を構成する各節点には加力点に対する従属条件を与えた。部材スパン中央の切断面を構成する節点は、断面芯に位置する節点を中心として逆対称に移動するよう境界条件を与えた。

コンクリートは六面体要素、試験部分の主筋およびせ

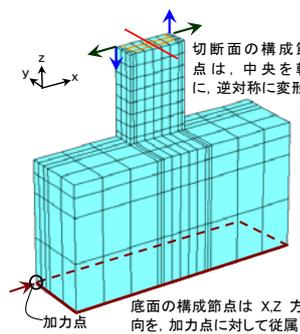


Fig. 5 解析モデル
Analytical Model

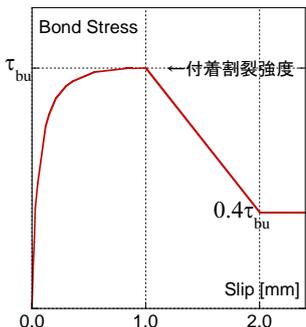


Fig. 6 付着特性
Bond Characteristics

ん断補強筋は線材要素でモデル化した。コンクリートの応力度～歪度関係は、修正Ahmad式³⁾によりモデル化し、圧縮強度後の軟化域については、Nakamuraら⁴⁾の提案モデルを用いた。主筋の線材要素に継手の存在は考慮せず、コンクリートの六面体要素との間には、物理的な大きさ

を持たない接合要素を配置し、主筋とコンクリート間の付着劣化によるすべりをモデル化した。

付着応力度～すべり量関係は、Naganumaら⁵⁾の手法によりモデル化した。付着応力度～すべり量関係の例をFig. 6に示す。強度は、付着割裂強度⁶⁾とし、強度時すべり量は1.0mmと仮定した。解析は、すべて変形制御とし、軸力ゼロとして正負交番繰返し载荷とし、多数回繰返しはR=1/50においてのみ実施した。

2.3.2 解析結果 解析結果の荷重～変形関係および損傷状況は、Fig. 3, Fig. 4に示した。また、R=1/50における荷重～変形関係をFig. 7に示す。いずれの試験体も、実験結果と解析結果は概ね対応している。特に、全体挙動として、補強量の多いPC15-12Lが、他の2体に比べて大変形時に耐力を維持している点は、よく再現できている。ただし、R=1/33以降の大変形時については、除荷時の性状(残留変形、剛性変化)がやや対応が悪い結果となっている。また、多数回繰返しによる耐力低下傾向は、概ね対応しており、PC15-09LとPC15-12Lの違いも概ね表現できている。特に、PC15-09Lの方が、耐力低下がやや大きい傾向が見られる。一方、損傷状況については、部材スパン全域にわたり斜めひびわれが多数発生する状況がみられる。解析では、機械式継手の存在を考慮していないため、実験のような非対称性は再現していないが、解析結果の損傷状況は概ね実験結果と対応している。

2.3.3 解析結果の検討 各試験体の等価粘性減衰定数について、実験結果と比較する。全試験体の等価粘性減衰定数の実験結果と解析結果の比較を、各振幅の2回目のサイクルにおける比較をFig. 8に、R=1/50の多数回繰返しにおける比較をFig. 9に、いずれも正負半サイクルごとに求めて、それぞれ示す。図には、履歴復元力特性として、TAKEDAモデル⁷⁾およびスリップモデル⁸⁾を用いた場合の等価粘性減衰定数の計算値もあわせて示した。

いずれの試験体も、等価粘性減衰定数は比較的小さいが、多数回繰返しにより大きく低下することはなく、ほ

ぼ同じ値となっていることがわかる。解析結果と実験結果を比較すると、2回目のサイクルの挙動では、R=1/50程度まではよく対応しているが、その後の変形については、解析結果は実験値に対して過小評価する傾向が見られる。一方、多数回繰返しの場合には、3回目以降のサイクルで一部過小評価する傾向があるものの、概ね実験結果と対応している。さらに、本実験範囲では、R=1/50程度の大変形時に、多数回繰返し外力を受ける場合には、履歴復元力特性モデルとしてスリップモデルを用いることで、エネルギー吸収性状については概ね妥当に評価できる。

次に、各試験体の付着特性について検討する。実験では、主筋に歪ゲージを貼付して軸方向歪度を計測した。両端の危険断面から0.8D程度はなれた位置で計測した歪度をもとに、この区間の平均付着応力度を算出した。FEM解析結果においても同様に付着応力度を求めて、全体変形との関係としてFig. 10に示す。図より、補強量の少ない試験体PC15-09N、およびPC15-09Lでは、解析結果は実験値をやや過大評価するもの、概ね対応している。一方、試験体PC15-12Lでは、ほぼ対応していることがわかる。さらに、R=1/50における各サイクルピーク時の値を求め、Fig. 11に示す。図より、実験における計測範囲では、繰返しによる付着応力度の低下は確認できないが、

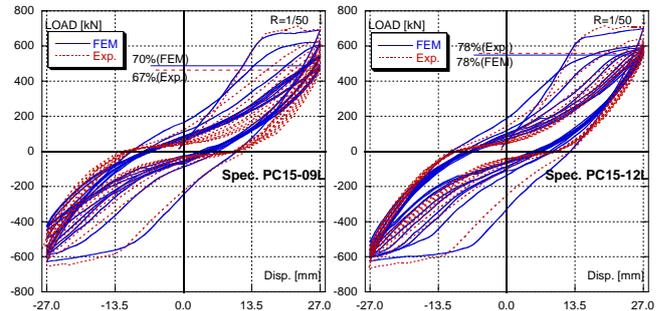
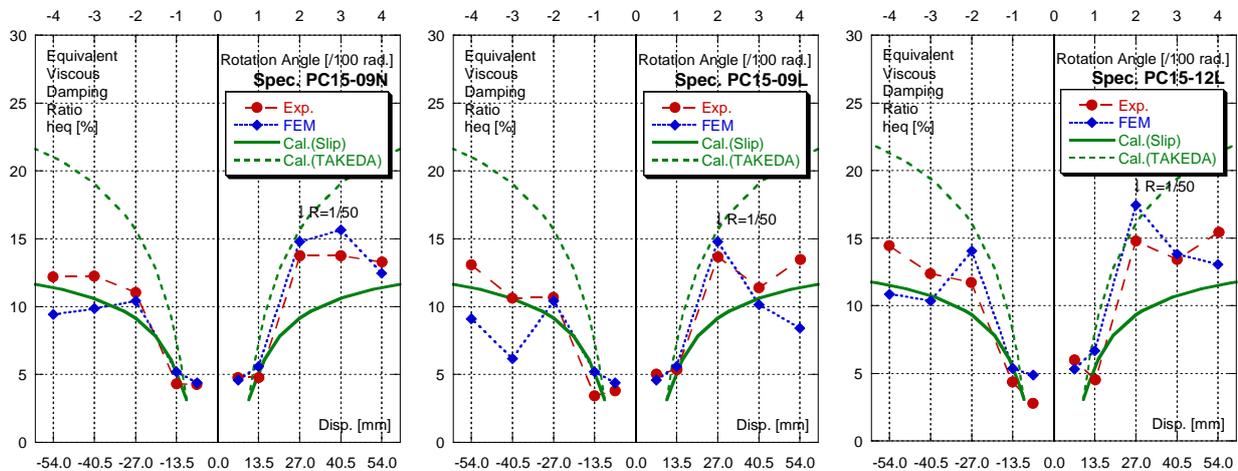


Fig. 7 荷重～変形関係(R=1/50)
Load and Displacement Relationship (R=1/50)



Exp.:実験結果, FEM:解析結果, Cal.(TAKEDA)/Cal.(Slip): TAKEDA モデル⁷⁾/スリップモデル⁸⁾を用いた計算結果
Fig. 8 等価粘性減衰定数の推移(各振幅2回目の値)

Equivalent Viscous Damping Ratio at Each Second Cycle

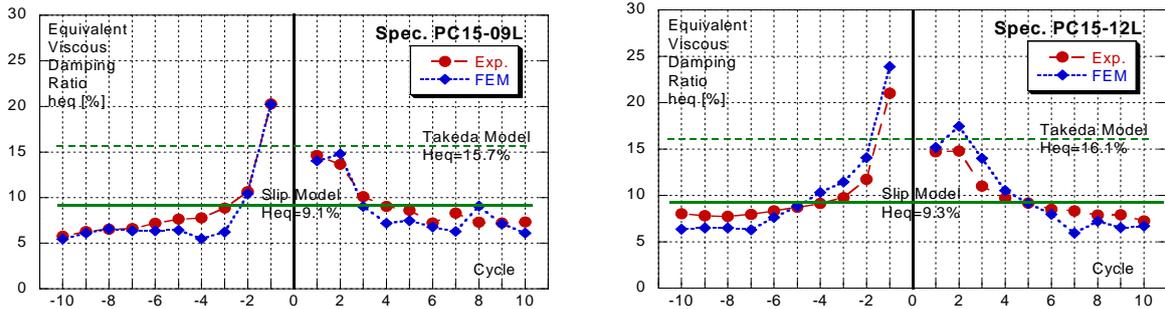


Fig. 9 等価粘性減衰定数の推移 (R=1/50)
The Change of Equivalent Viscous Damping Ratio (R=1/50)

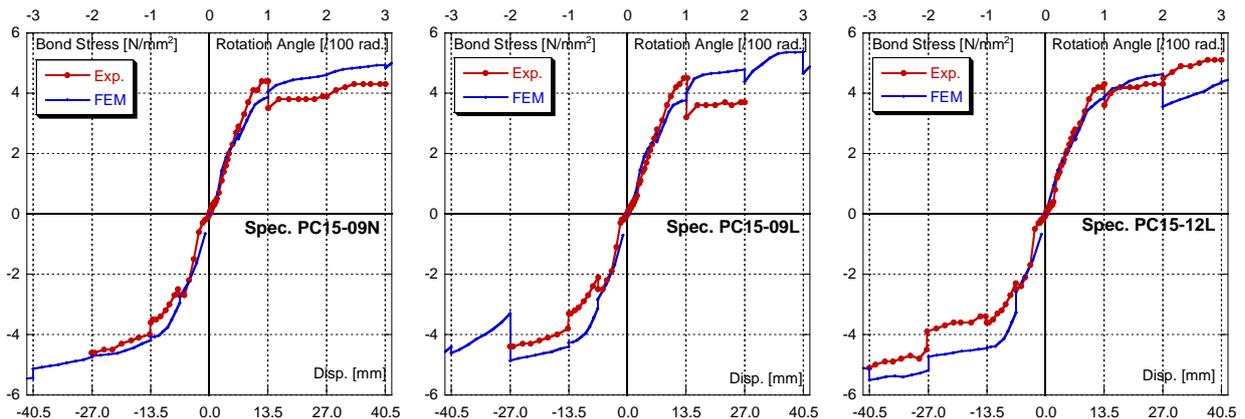


Fig. 10 付着応力度～全体変形関係
Bond Stress and Total Displacement Relationship

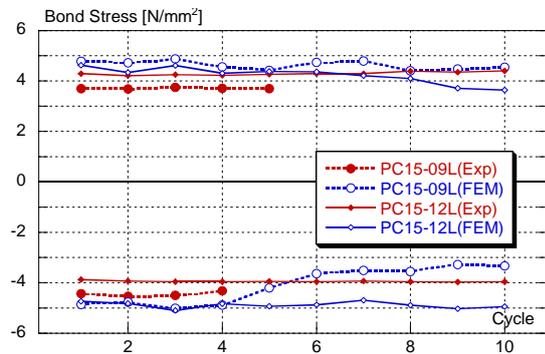


Fig. 11 付着応力度の推移 (R=1/50)
Change of the Bond Stress (R=1/50)

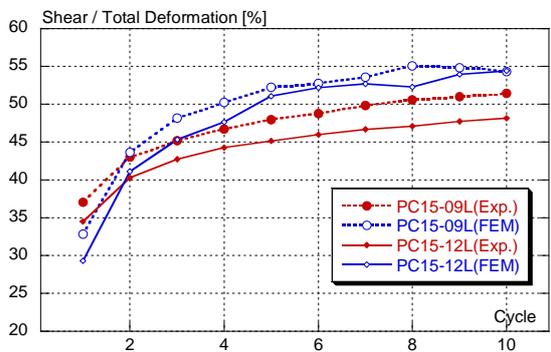


Fig. 12 せん断変形成分割の推移 (R=1/50)
Ratio of Shear Deformation (R=1/50)

解析では、補強量の少ないPC15-09Lの負側では低下する傾向が見られる。一方、PC15-12Lでは、実験、解析ともに概ね安定している。以上から、本実験の範囲では、付着割裂強度の余裕度が比較的小さくても、多数回繰返しによる付着力の低下は顕著に現れなかった。

さらに、せん断変形成分の推移について検討する。実験では、部材スパン内を5区間に分割し、各区間の側面の軸方向変形から平均曲率を算出し、部材の曲げ変形を算出した。せん断変形は、全体変形と曲げ変形の差として求めた。試験体PC15-09LのR=1/50の各ピーク時のせん断変形成分の割合をFig. 12に示す。なお、解析のせん断変形は、スパン内の区間の分割をメッシュ分割に従うほかは、実験値の算出と同様の方法により求めた。図より、

一定振幅で载荷を繰り返すにつれて、せん断変形成分が増大していることがわかる。解析では、やや過大評価するものの、増加傾向は概ね対応しているといえる。この図より、繰返しによる耐力低下は、前項の付着性状だけでなく、せん断変形成分に関連付けて検証することが必要であることを示唆しているといえる。

3. RC造平面部分架構の静的実験

3.1 平面架構実験の計画概要

試験体一覧をTable 3に、使用材料の特性一覧をTable 4に、試験体形状をFig. 13に示す。試験体は、柱3本と梁2本からなる実物の約1/4の1層2スパンの平面架構形状と

Table 3 平面架構試験体一覧(長さの単位 [mm])
Test Specimens and Parameters of Plane Frame Test

	試験体A	試験体BN/BL
柱断面, 主筋, 帯筋	250×250, 8-D13, 4-D6@50	250×250, 16-D13, 4-D6@50
梁断面, 主筋, あばら筋	200×225, 3+2-D13(上下), 2-D6@100	200×225, 3+2-D13(上下), 2-D6@60
載荷履歴	標準各2回	標準各2回/多数回繰り返し含む
柱梁曲げ耐力比(外/内)	3.07/1.53	4.72/2.36

Table 4 材料特性(単位 [N/mm²])
Material Properties

(a) コンクリート			(b) 鉄筋				
	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度	降伏強度	ヤング係数	引張強度	
柱部材	81.8	4.14×10^4	4.28	D13(主筋)	540	1.93×10^5	744
梁部材	49.2	3.21×10^4	3.51	D6(補強筋)	697	1.92×10^5	927

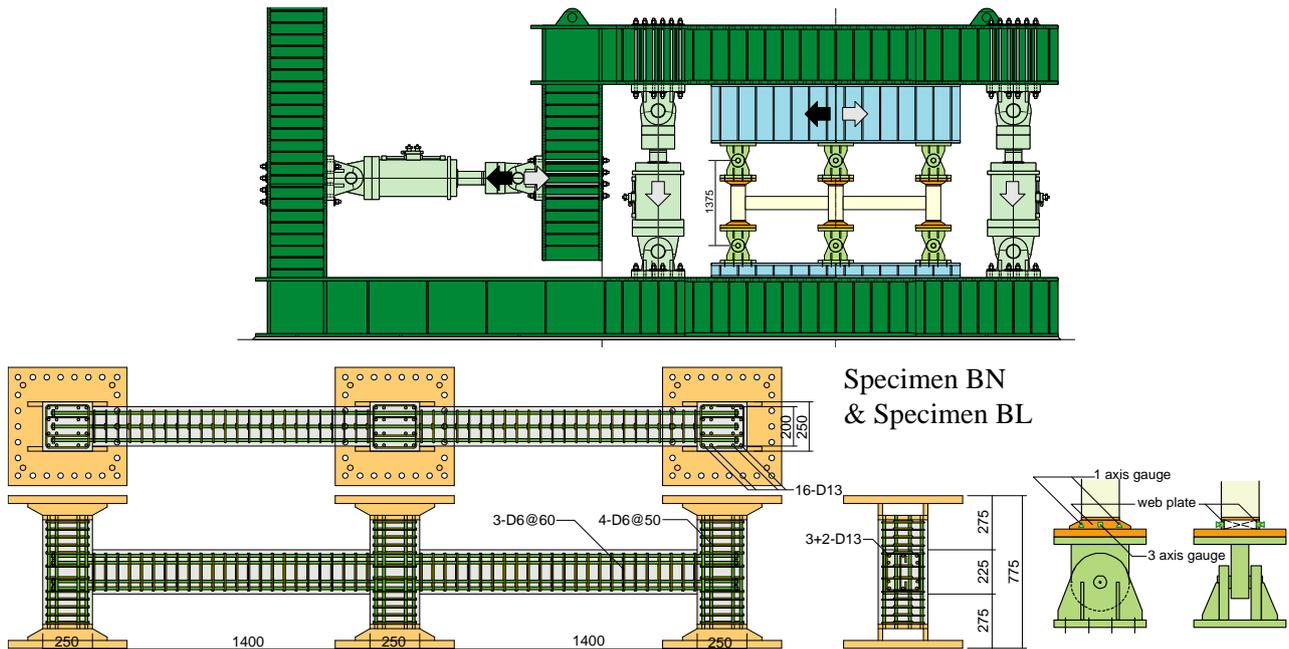


Fig. 13 加力装置および試験体の形状寸法(単位 [mm])
Geometry and Reinforcement of the Test Specimen

した。試験体数は3体とし、柱主筋量と梁せん断補強筋量、および載荷履歴をパラメータとした。すなわち、試験体Aは、柱主筋および梁せん断補強筋を比較的少なくし、柱梁耐力比と梁せん断余裕度を小さく設定し、試験体BNおよびBLは、それらを大きく設定した。また、試験体AおよびBNは、各振幅を正負各2回ずつ繰り返す標準的な載荷とし、試験体BLでは、一部の振幅で多数回繰り返し載荷を行った。

なお、本実験の加力方法では、3本の柱の柱頭のローラーまたは柱脚のピンは、各節点間の相対距離が一定に保たれるため、梁の軸方向伸びに対する拘束が非常に大きい条件となる。一般に多層ラーメン架構中の柱部材の梁軸方向変形に対する拘束は、各層の梁が一様に伸びるとすれば生じないと考えるのが一般的であるが、低層建物の場合(基礎の柱脚拘束)や、各層の層間変形が一様でない場合には梁の軸方向伸びが一様でなくなり、拘束が生じる可能性がある。本実験の境界条件は、梁に生じる軸

力、および反力として柱に生じる付加せん断力に関して、一般に考えられるよりも大きくなる拘束条件であるといえる。本実験では、このような条件に対する影響を検討することも目的のひとつとしている。

加力は、静的正負交番載荷とした。なお、長周期地震動に対しては中間層の応答も大きくなること⁹⁾を踏まえて、軸力は、平均軸圧縮応力度が0.05F_c程度の一定軸力を載荷した。試験体AおよびBNでは、層間変形角R=1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20を正負各2回繰り返す載荷履歴とし、試験体BLでは、長周期地震動による繰り返し回数⁹⁾の検討結果を考慮して、このうちR=1/200~1/50において正負各10回繰り返した。

3.2 平面架構実験の結果概要

各試験体の破壊状況をFig. 14に、荷重～変形関係をFig. 15に示す。いずれの試験体も、層間変形角R=1/100~1/67の加力サイクルにおいて、外端梁の一段・二段筋、内端

側梁の一段筋が降伏した。その後、 $R=1/67\sim 1/50$ の加力サイクルにおいて、梁端の圧壊が始まった。 $R=1/50$ 以降では、中柱梁接合部の損傷が進み、 $R=1/33$ の加力サイクルでは、柱の主筋および接合部内補強筋の降伏が確認された。最終的には、内柱梁接合部の破壊と外柱側梁端部の曲げ降伏後のせん断破壊となった。ただし、試験体Aに比べて、柱主筋量および梁せん断補強筋量を多くした試験体BNおよびBLは、内柱梁接合部や、外端側梁端部の損傷が少ない結果となり、靱性能の向上も確認された。試験体BNとBLでは、荷重～変形関係には大きな差は見られず、多数回繰り返し載荷の履歴性状への影響はほとんどない結果となった。

試験体BLの最終破壊時の様子をPhoto 1に示す。多数回繰り返し載荷を行った試験体BLは、内柱梁接合部の損傷がより少なくなるとともに、最終破壊時には、外柱梁接合部の外部側に、梁主筋定着板の押抜きによると思われる割裂(Photo 1中の点線囲み部分)が生じた点で、他の試

験体と異なる破壊性状を示した。

次に、等価粘性減衰定数の推移をFig. 16に示す。図より、2～3回目以降はほぼ一定となっており、4回目以降10回目までの繰り返しの影響は小さいことがわかる。

試験体AおよびBNについて、柱の負担せん断力と変形角関係の例をFig. 17に示す。また、各柱の応力分担の例として、層間変形角 $R=1/50$ 時のモーメント分布推定図をFig.18に示す。実験では、柱頭・柱脚の鋼板に貼付した歪ゲージの計測結果(Fig. 13参照)から、各部材のモーメント分布を推定して、柱の負担せん断力を算出し、柱の変形角との関係を図示した。図には、復元力特性計算値¹⁰⁾もあわせて示した。計算上の柱梁曲げ耐力比は外柱では2以上あり(Table 3)、柱の降伏まで余裕がある。しかし、実験では降伏荷重程度のせん断力が生じており、梁の軸方向伸びによる付加せん断力の影響が要因のひとつと考えられる。

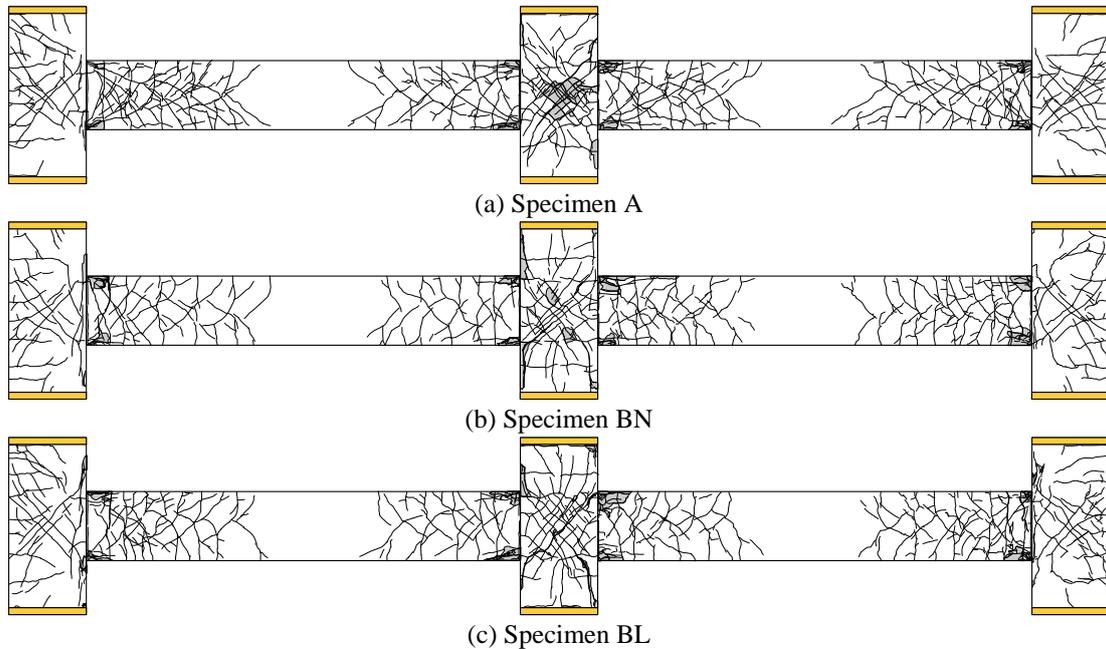
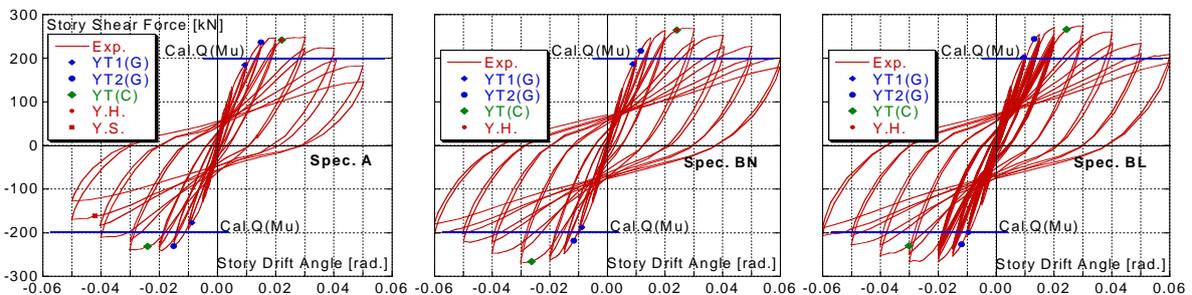


Fig. 14 損傷状況 ($R=1/25$)
Crack Patterns at Story Drift Angle 0.04 radian



Cal.Q(Mu): 曲げ終局強度計算値, Y.T1(G), Y.T2(G): 梁1, 2段筋の降伏時, Y.T(C): 柱主筋の降伏時,
Y.H.: 柱または接合部の帯筋降伏時, Y.S.: 梁あばら筋の降伏時, 層間変形角 := 水平変位 / 1375mm

Fig. 15 荷重～変形関係の実験結果
Experimental Results of Story Shear Force and Story Drift Relationship

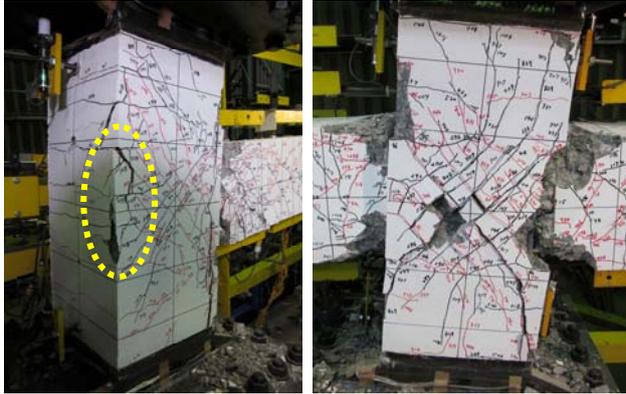


Photo1 試験体BLの最終破壊状況
Damage Situation of the Specimen BL

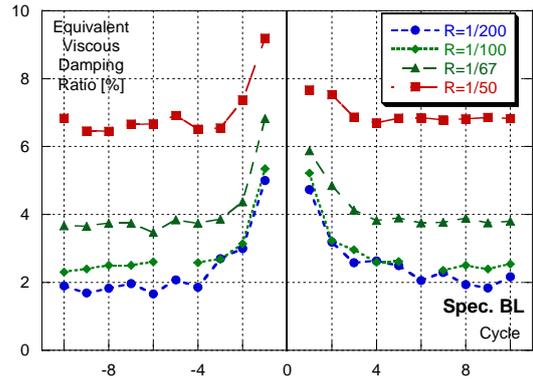
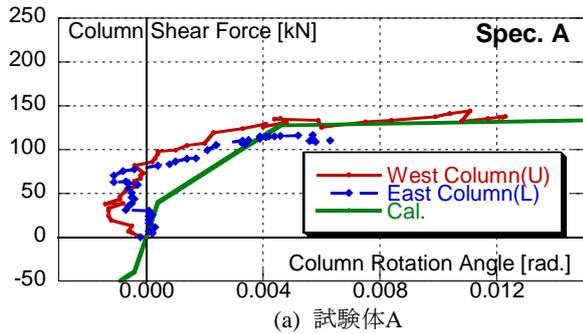
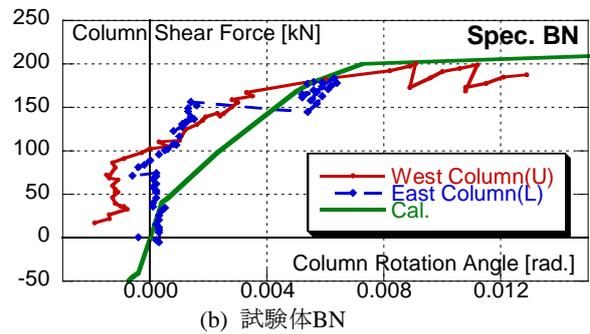


Fig. 16 繰返し回数とHeq(試験体BL)
Change of Equivalent Viscous Damping Ratio



(a) 試験体A



(b) 試験体BN

Fig. 17 柱の負担せん断力と変形角関係
Relationship of Column Shear Force and Deformation Angle

Table 5 解析ケース一覧
Analytical Cases

解析ケース	配筋条件	加力境界条件(いずれも柱軸力無し) Fig.19参照
ケースAN	試験体A	試験体Aと同一
ケースDA	試験体A	Z方向加力により梁の軸方向拘束無しとするモデル
ケースBN	試験体BN	試験体BNと同一
ケースDB	試験体BN	Z方向加力により梁の軸方向拘束無しとするモデル

*いずれも各振幅2回の正負繰返し载荷とする。

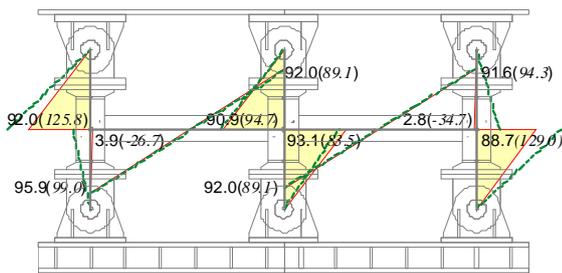


Fig. 18 モーメント分布(試験体BL)
Flexural Moment Distributions(Spec. BL)

3.3 解析的検討

3.3.1 解析モデル ここでは、試験体を対象としたFEM解析により、梁に生じる軸力の挙動について検討した結果を述べる。

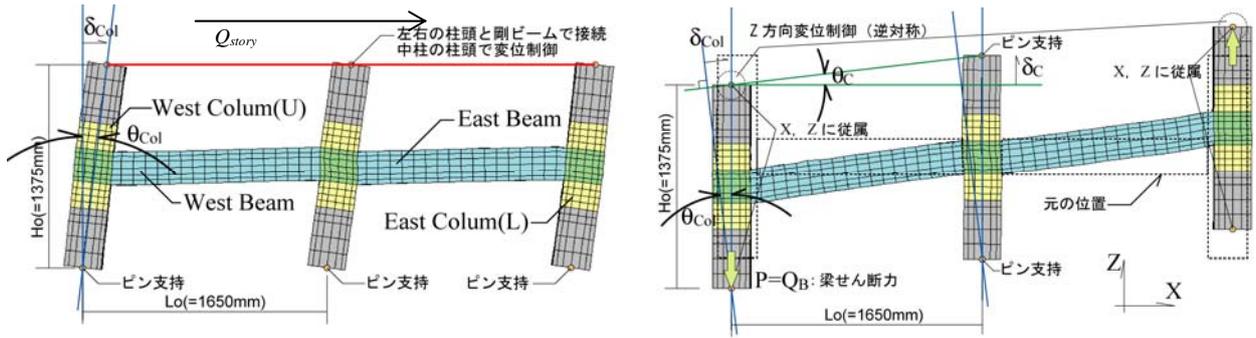
解析ケースをTable 5に、解析モデル図をFig. 19に示す。2章で述べたように、本実験では、梁の軸方向伸びが柱に拘束されることで、梁に軸力が生じる。そこで、柱の拘束を与えない境界条件で、FEM解析を実施し、その影響

について検証する。試験体AおよびBNと同一の配筋とした2ケースに加えて、梁の軸方向拘束を与えない境界条件の2ケースの合計4ケースの解析を実施した。

なお、梁の軸方向拘束を与えないケースでは、Fig. 19(b)に示すように、左右の柱を上下方向(Z方向)に動かすことで、層間変形を生じさせる。さらに、同図中に示す方法で、架構の層せん断力と層間変形の関係を得た。なお、この解析ケースでは柱に軸力を載荷することが困難であり、比較の為、全ケースとも柱軸力をゼロとした。

解析では、試験体形状の対称性を考慮して、幅方向中央で切断した1/2部分をモデル化した。各要素モデルや材料特性は、前章の解析と同様とした。

3.3.2 解析結果 解析結果のうち、荷重～変形関係をFig. 20に示す。Fig. 20には、梁に軸力が生じた場合の耐力計算値(試験体Aでは100kN, Bでは200kN)もあわせて示した。柱の拘束を考慮した実験と同一のモデルでは、ほぼ実験結果と対応しているが、拘束を生じさせない境界条件のモデルでは、いずれの試験体でも耐力が小さい結



(a)標準モデル(実験同様に水平方向荷)

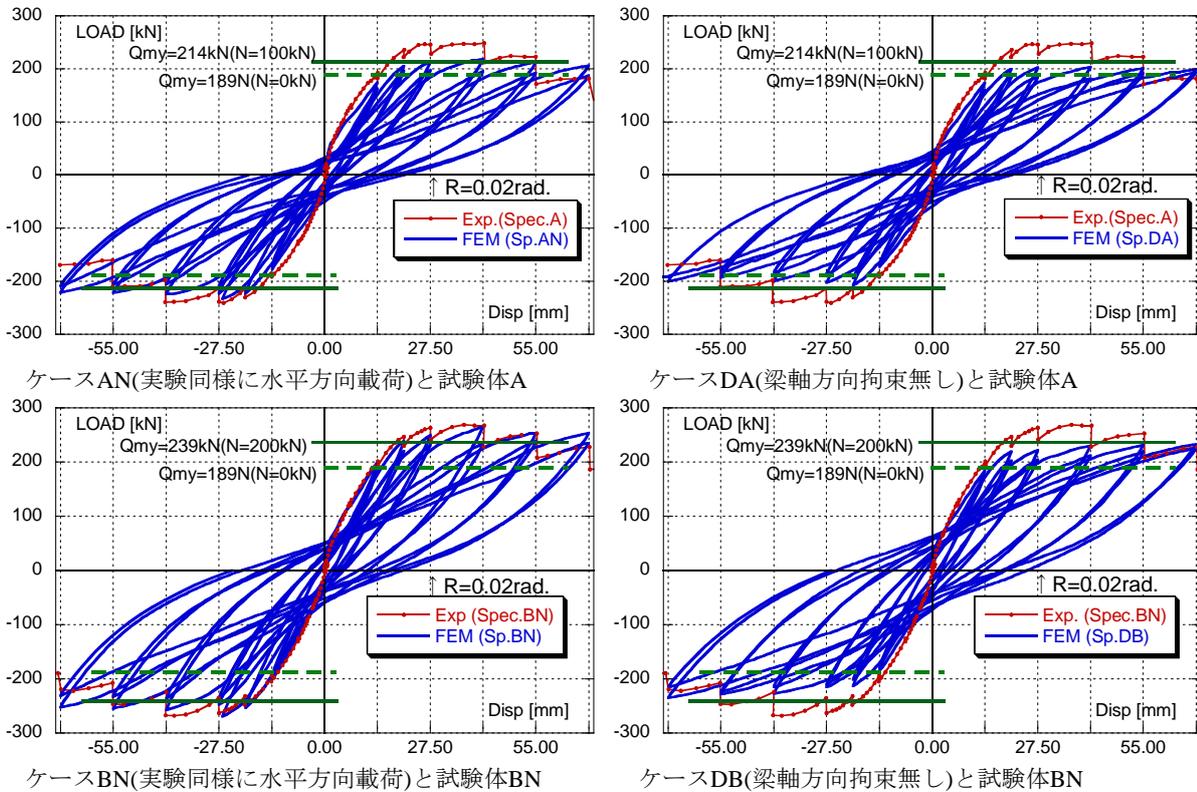
(b)Z方向荷により梁の軸方向拘束を与えないモデル

$$Q_{story} = 2 \times Q_B \cdot L_0 / H_0 = 2.4 \cdot Q_B, \quad \delta_{col} = \delta_C / L_0 \times H_0 = 0.83 \cdot \delta_C$$

ここで、 Q_{story} : 層せん断力, δ_{col} : 層間変位, θ_{col} : 層間変形角(= θ)

Fig. 19 解析モデル図

Boundary Conditions of Analytical Models



ケースAN(実験同様に水平方向荷)と試験体A

ケースDA(梁軸方向拘束無し)と試験体A

ケースBN(実験同様に水平方向荷)と試験体BN

ケースDB(梁軸方向拘束無し)と試験体BN

Fig. 20 解析結果：荷重～変形関係
Load and Displacement Relationship

果となっている。また、いずれのケースでも軸力を考慮した梁耐力計算値と概ね対応している。なお、解析モデルでは、柱に軸力を与えていないことから、柱梁耐力比が実験時の条件にくらべて小さくなっている。既往研究では、柱梁耐力比が小さくなると、接合部が損傷し架構の性能が低下することが指摘されている¹¹⁾。本解析のうち、特に柱梁耐力比が1に近づいた試験体Aを基準にしたケースで耐力を過小評価していることは、その影響と考えられる。さらに、本実験では、梁の軸力付加の影響で、計画時よりも柱梁耐力比が小さくなり、接合部の損

傷がより激しくなったと推察される。

解析結果のうち、梁に生じる軸力を抽出し、層間変形との関係でFig. 21に示す。図には、実験計測結果から推定した梁軸力もあわせて示す。図より、本実験では、柱の拘束により梁に軸力が生じており、試験体Aでは100kN程度以上、試験体Bでは200kN程度以上となっていることが実験・解析それぞれの結果からわかる。また、その軸力は、Fig. 17に示す復元力特性と比較すると、概ね柱の降伏耐力程度まで達しているといえる。

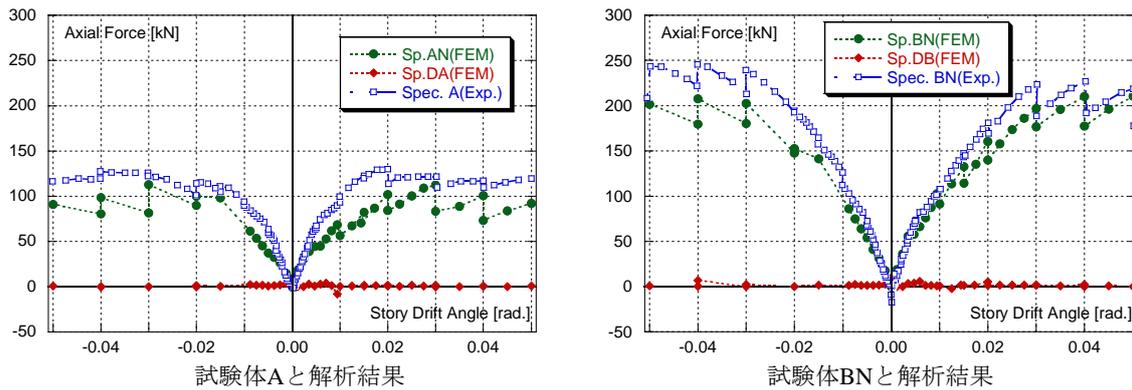


Fig. 21 梁軸力と水平変形角の関係
Relationship of Axial Force of the Beam and Story Drift Angle

4. まとめ

長周期地震動の影響を検討するため、RC梁部材試験体と平面架構試験体の多数回繰り返し載荷実験を実施し、耐力・変形状について非線形FEM解析を利用して検証した。その結果以下の知見を得た。

- 1) 補強量の少ない梁部材試験体では、主筋降伏後の多数回繰り返しにより顕著に耐力低下したが、各サイクルピーク時の荷重などに有意な差は見られなかった。
- 2) 補強筋量の多い梁部材試験体は、少ない試験体に比べて、繰り返しによる耐力低下が少ない結果となった。
- 3) 梁部材試験体を対象とした非線形FEM解析は、荷重～変形関係、エネルギー吸収性状などにおいて、実験結果と概ね対応する結果となった。
- 4) 実験・解析のいずれにおいても、梁部材試験体の繰り返しによる耐力低下の傾向は、付着性状の変化だけでなく、せん断変形成分の増大との関連性が示唆された。
- 5) 架構試験体では、柱梁耐力比および梁のせん断耐力余裕度を大きくすることで、架構の耐力・変形性能が向上した。
- 6) 架構試験体の耐力は、梁に軸力が作用したと想定した結果、精度よく評価できた。解析により梁への軸方向拘束の有無を再現することで、この現象が裏付けられた。

謝辞

本報に述べた平面架構の静的載荷実験は、平成22年度国土交通省建築基準整備促進事業(27-1長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討)の一環として実施した。関係各位に厚くお礼申し上げます。

- 1) 出水俊彦, 他: 長周期地震動を受けるRC造超高層建築物の構造性能(その1~7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.499-512, (2009)
- 2) 藤生直人, 他: 高層RC建物の超短工期施工法の開発, コンクリート工学, Vol.47, No.8, pp.25-32, (2009)
- 3) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, (1995)
- 4) Nakamura, H. et. al.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp.259-272, (1990)
- 5) Naganuma, K. et. al.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model using Three-dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 586, (2004)
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, (1998)
- 7) Takeda, T. et. al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings of the ASCE, ST12, pp.2557-2573, (1970)
- 8) 江戸宏彰, 他: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1877-1878, (1977)
- 9) 小鹿紀英, 他: 長周期地震動に対する超高層鉄筋コンクリート造建物の多数回繰り返し挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.759-760, (2011)
- 10) 杉本訓祥: 鉄筋コンクリート造柱・梁部材の復元力特性評価法(せん断非線形状に着目した包絡線の評価), 日本建築学会構造系論文集, 第578号, pp.123-130, (2004)
- 11) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, 第640号, pp.1145-1154, (2009)