

変動軸力と曲げを同時に受ける 鉄筋コンクリート柱の損傷評価

河野 進¹・荒井 勇作²・西山 峰広³・渡辺 史夫⁴・角 徹三⁵

¹工博 京都大学助手 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²京都大学大学院生 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

³工博 京都大学助教授 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

⁴工博 京都大学教授 工学研究科建築学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

⁵工博 豊橋技術科学大学教授 建設工学系 (〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘)

Four full scale columns were tested under reversal bidirectional bending with constant or variable axial force in order to study the effects of loading history and intensity on the damage progress. Columns were designed to fail in flexure and the damage gradually progressed with cracking and crushing of concrete, and yielding of reinforcing bars. Damage progressed severely for specimens under bidirectional bending with high axial force and the failure mode showed the effects of loading history. A simple section analysis with a fiber model was conducted and the model predicted the deterioration of moment capacity with a reasonable precision.

Key Words: RC Columns, damage, variable axial load, bidirectional bending, cracking, buckling

1. はじめに

性能評価型設計法を実設計に取り入れるためには各種の限界状態を明確に定義する必要がある。これは各種の構造部材が限界状態において、どの程度損傷を受けるかを定義することに他ならない。また、地震震災から円滑に復興を行うためには構造物の損傷評価を早く正確に行う必要があることは、過去10年に世界各地で発生した大地震からの教訓である。損傷評価に関しては、多くの研究が行われており、例えば架構の損傷指標を算定する方法が、Rao等¹⁾やPark等²⁾によって提案されている。しかし、実際の補修・補強を行う際に重要である部材の損傷状態についてはまだ十分な定量化が行われているとはいえない。

本研究では、建築構造物において最も厳しい荷重状態に置かれる1階の隅柱柱脚ヒンジ部に焦点をあて、損傷の進展状況を部材モデル実験によって明らかにすることとした。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説」では、単独柱の降伏ヒンジ領域において軸力比2/3までの圧縮力及び主筋引張降伏時に対応する引張力が許容されている。つまり、柱は曲

げせん断力と同時に大きな軸力変動を受ける可能性がある。さらに、曲げせん断力は水平2方向から入力される可能性が高い。そこで、変動軸力と水平2方向曲げせん断力の影響が最も大きいと考えられる1階隅柱鉄筋コンクリート柱脚モデルを600mm角の正方形断面で製作し、変動軸力及び2方向同時曲げせん断力が損傷の進展状況に与える影響を調べた。

2. 実験概要

試験体寸法及び配筋詳細を、図-1に示す。実験対象の柱部は、1辺600mmの正方形断面で基礎上面から載荷点までの高さが1200mm(せん断スパン比が2.0)となっている。主筋はD25を12本外周に配し(鉄筋比1.69%)、せん断補強筋は正方形及び長方形のD13鉄筋を井形に組んで100mm間隔で配した(せん断補強筋比0.85%)。コンクリートと鉄筋の力学的性質を表-1に示す。

表-2に示す通り、試験体の実験変数は、軸力・水平方向加力状態の2つであり、これらを組み合わせで合計4試験体の実験を行った。軸力履歴を図-2に示す。一定軸力では8MN(0.57f_cD²)で軸力を一

定に保った。変動軸力では、主軸回りのモーメント和 $-M_x+M_y$ が $-0.95\text{MN}\cdot\text{m}$ 時を軸力が 0MN 、モーメント和が $0.95\text{MN}\cdot\text{m}$ 時を軸力が 8MN として、この2点を直線で結ぶように軸力を変動させた。柱頭に与える水平変位の加力は、一方向载荷又は柱頭が円を描くようにする2方向载荷の2通りであるが、実際の軌跡を図-3に示す。L1N60は、一方向水平载荷をする予定であったが、Y方向の正側方向に面外変形が進行した結果、主筋が座屈し軸力保持がで

きずに载荷を終了した。

図-1(c)の実線四角内に柱の曲げ、せん断、及び伸びを測定するために東西南北の柱側面に取り付けた変位計を示す。変位計の標点は、図-1(a)に黒点で示している。さらに、柱頭変位を測定するための変位計6本を基礎上面に固定した測定用フレームに取り付け、载荷点近傍の柱頭変位を測定することで、载荷点高さにおける柱中心部の変位を算定した。

载荷装置を、図-4に示す。水平1方向载荷では

表-1 コンクリート・鉄筋の力学的性質

コンクリート	種類	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
	柱及び基礎	39.2	3.38	24.9
鉄筋	種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
	D13	524	673	194
	D25	388	588	184

D16は、公称降伏強度785MPaの鉄筋を使用した。

表-2 試験体名と実験変数

試験体名	実験変数		
	軸力比	水平方向の加力	コメント
L1D60	定軸力 (0.6で固定)	1軸	片振り
L1N60		1軸	両振り
L1NVA	変動 (0から0.6)	1軸	
L2NVA		2軸	

L1N60は、図-3に示す通り、面外変形が進行して破壊に至る。

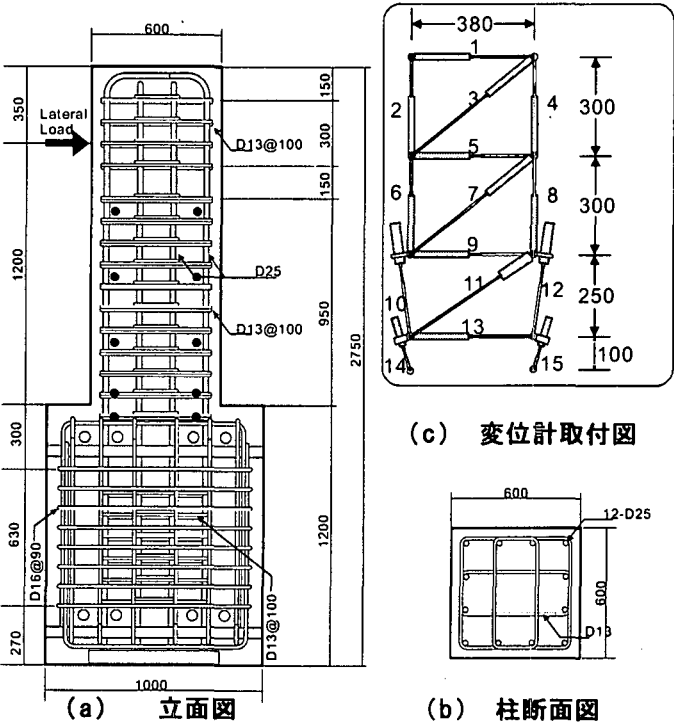


図-1 試験体図

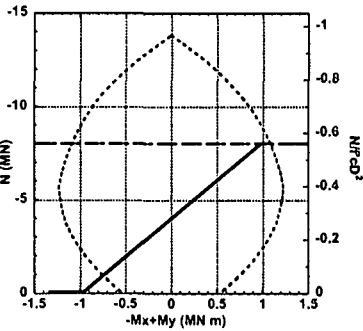


図-2 軸力-モーメント相関図

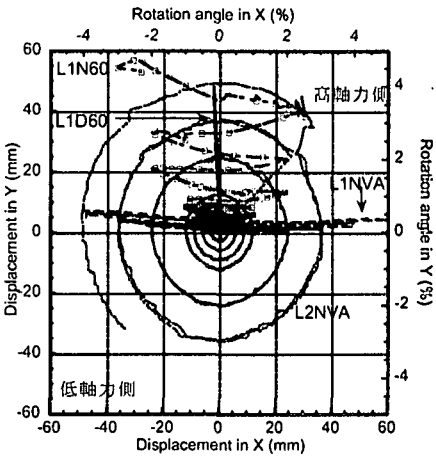


図-3 柱頭の水平面における軌跡

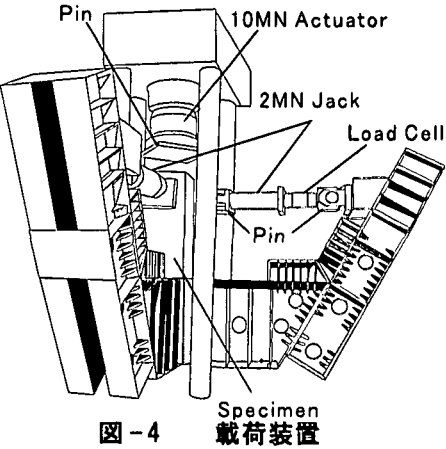


図-4 载荷装置

柱頭における部材回転角で0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 2%, 3%, 4%において正負2回づつ繰り返し載荷を行った。水平2方向では、図-3に示す部材変形角で2周づつ円を描いた。

3. 実験結果

(1) ひび割れの進展

4体のひび割れの進展状況を図-5から図-8に示す。また、表-3にL2NVA試験体のひび割れやかぶりコンクリートの圧壊が進展する様子を示す。水

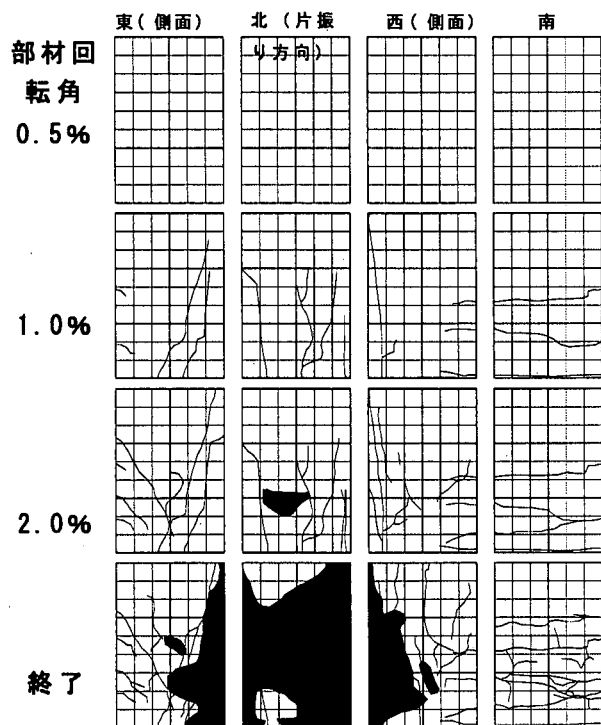


図-5 L1D60のひび割れ進展状況

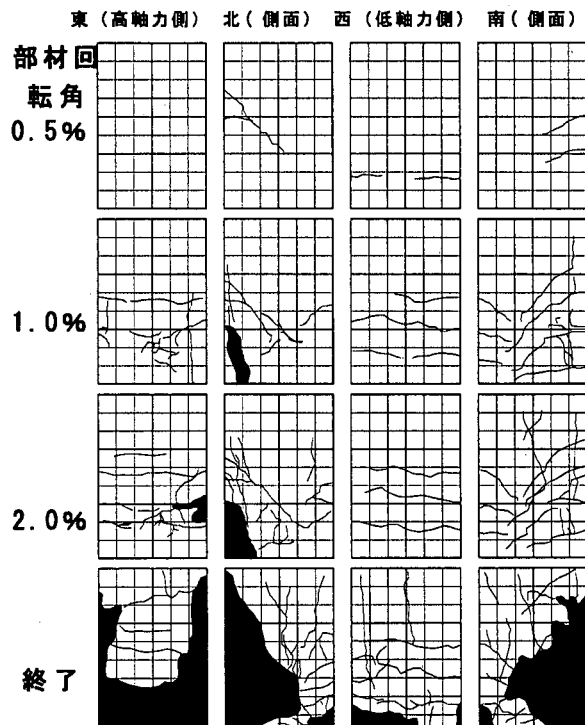


図-7 L1NVAのひび割れ進展状況

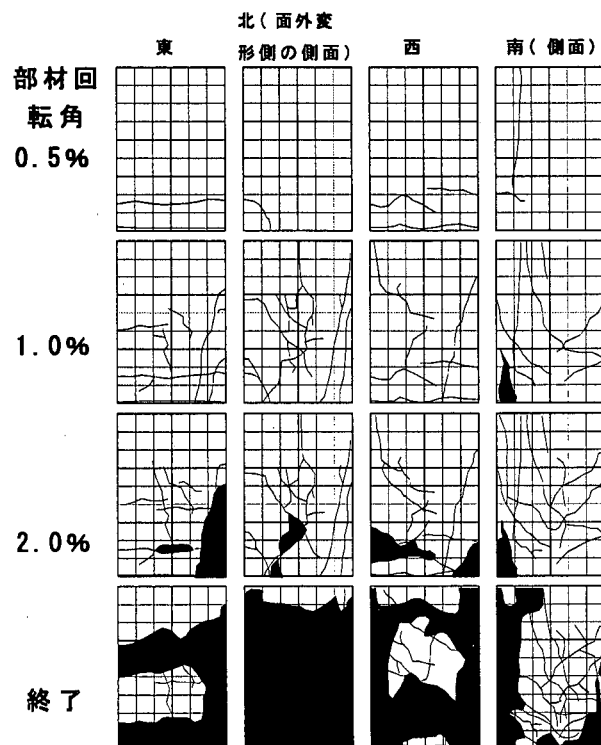


図-6 L1N60のひび割れ進展状況

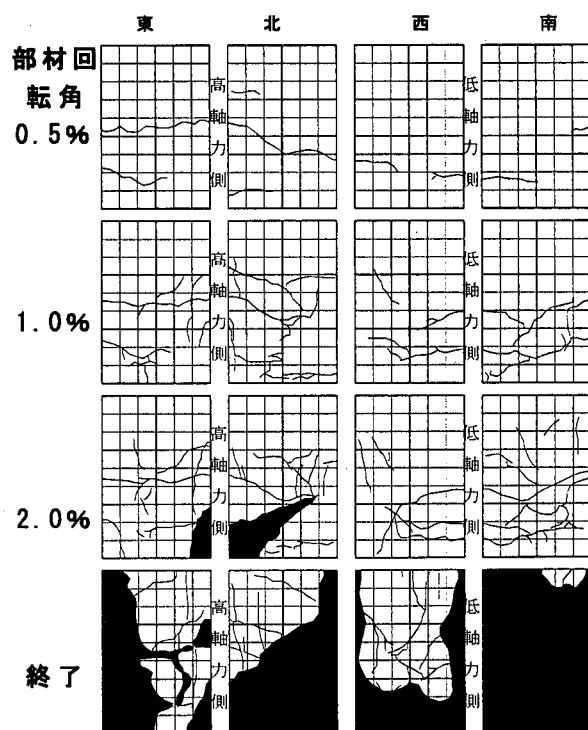


図-8 L2NVAのひび割れ進展状況

表-3 試験体名と実験変数

L2NVA(2方向載荷)				
部材回転角	北東隅付近	北西隅付近	南西隅付近	南東隅付近
+0.25%(1)			高さ1cmに20cmの曲げひび割れが入る(幅0.05mm)。	
-0.25%(1)	高さ30～50cmの曲げひび割れが入る(幅0.08mm)。			
+0.25%(2)	高さ10cmまでかぶりが圧壊する。		高さ20cmの曲げひび割れが入る(幅0.05mm)。	
-0.25%(2)	高さ15cmの曲げひび割れは、長さ60cm幅0.2mmとなる。			
+0.5%(1)	かぶりの圧壊が20cmまで進行する。		高さ18cmの曲げひび割れは、長さ60cm幅0.2mmとなる。	
+0.5%(2)	高さ10cmまでかぶりが剥離する。	かぶりの圧壊が見られる。		かぶりの圧壊が見られる。
-0.75%(1)	高さ15cmまでかぶりが剥離する。	高さ45cmまで圧縮による縦ひび割れが入る。	高さ5cmに圧縮による縦ひび割れが入る。	
+1.0%(2)	圧縮による縦ひび割れが高さ90cmまで進展する。		高さ20cmの曲げひび割れの幅は0.4mmとなる。	
-2.0%(1)	北面は高さ20cmまでかぶりが剥離する。	西面の高さ45cmの曲げひび割れの幅は2.0mmとなる。	高さ35cmまで縦ひび割れが伸びる。西面縦ひび割れが高さ90cmをこえる。	
+2.0%(2)	東面に新たに二本縦ひび割れが高さ90cmまで入る。北面は高さ30cmまでかぶりが剥離しはじめる。		高さ40cmのひび割れ幅は0.3mmである。高さ20cmのひび割れ幅は1.8mmである。	高さ45cmまでかぶりが剥離する。
-3.0%(1)	高さ20cmまでコンクリートが剥落する。高さ45cmのひび割れ幅は4mmとなる。	高さ100cmまで縦ひび割れが進行し、高さ30cmまでかぶりが剥離する。	高さ20cmでかぶりの剥離が始まる。	
+4.0%(1)	高さ30cmまでかぶりが剥落する。		南側は高さ90cmまでかぶりが剥離する。	
-4.0%(1)	高さ20cmでのかぶりの圧壊が激しい。北面は高さ60cmでかぶりが剥離する。		高さ30cmでかぶりが圧壊する。	南面高さ90cmでかぶりが剥離する。
終了後	南側はかぶりがほぼ完全に剥離し、各隅のかぶりの剥離は北東コーナーを除き高さ90cmに達する。南西隅及び南東隅の主筋(高さ25cm)、北側の主筋4本及び東側中央二本(高さ20cm)、西側北から二番目の主筋(高さ30cm)・三番目の主筋(高さ20cm)で座屈している。南側中央の主筋は高さ15cmで破断した。			

表-4 実験結果と予想結果の比較

試験体名	モーメント耐力						等価軸力比		限界ヒンジ	
	実験値 Me(MN・m)		予想値 Mp(MN・m)*1		Me/Mp		η_e		回転角Ru (%)	
	正方向	負方向	正方向	負方向			稲井等	加藤等	稲井等	加藤等
L1D60	1.56	無	1.70	無	0.92	無	0.59	0.59	0.73	0.72
L1N60	1.71	-1.38	1.70	-1.70	1.01	0.81			(*2)	(*4)
L1NVA	1.60	-0.85	1.70	-0.89	0.94	0.96	0.26	0.33	3.41	4.22
L2NVA(X)	1.63	-0.78	1.70	-0.89	0.96	0.88				
L2NVA(Y)	1.50	-1.02	1.70	-0.89	0.88	1.15				

*1：予想モーメント耐力は、単調載荷時の最大値であり、図-9におけるCAL2の値に相当する。*2：軸歪が繰返し載荷によって圧縮方向に進展を始める曲率を示す。*3：引張側主筋の伸びが載荷履歴中最大又は極大に達する曲率を示す。*4：モーメント耐力が最大時の80%に達する曲率にDを乗じて示した。ただし、予想には20%下限評価式ではなく、平均値を予想する評価する式を用いた。

平荷重のピーク点（部材回転角で約1.0%）まで、曲げ引張側で、新しいひび割れが形成されたり、既存のひび割れが進展する。しかし、これ以降では曲げによる引張側のひび割れは、既存のひび割れの幅が広がるのみで、新しいひび割れの形成はほとんど観察されない。これに対し、圧壊に関わる縦ひび割れやかぶりコンクリートの剥離は、水平荷重のピークを越した後、加速度的に進行する。これは、水平加力の方法や軸力の履歴に関わらず共通した観察結果であった。地震後に部材を補修することを考えた場合には、ひび割れや圧壊の進展状況は重要であるが、現在はこれらを定量的に精度良く予想する方法はなく、こうした実験結果を積み重ねていくことが今後必要だと思われる。

(2) モーメント- 曲率関係

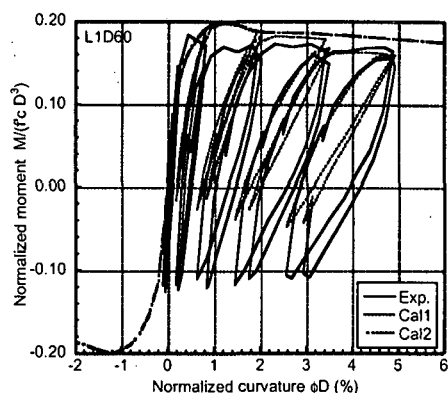
図-9に各試験体のモーメント- 曲率関係を無次元化して示す。曲率は柱基部D（以下、Dは柱幅600mmを示す。）における平均曲率 ϕ である。また、ファイバーモデルを用いた計算結果をCAL1、CAL2として図中に示す。CAL1は、実験で得られたX及びY方向の曲率と軸力の履歴を与えて、X及びY方向のモーメント及び軸歪を予想した結果である。CAL2は、一定軸力で一方向水平単調載荷を仮定した場合の予想である。本研究で用いたファイバーモデルについては、文献3)で用いたものと同じものである。拘束コンクリートの強度については、コンクリートの拘束効果を示すNewRCの式に修正係数 α を挿入して式(1)のようにして用いた。

$$f'_{cc} = f'_c + 11.5\alpha \left(\frac{d'}{c} \right) \left(1 - \frac{s}{2D_{core}} \right) \rho_h f_{hy} \quad (1)$$

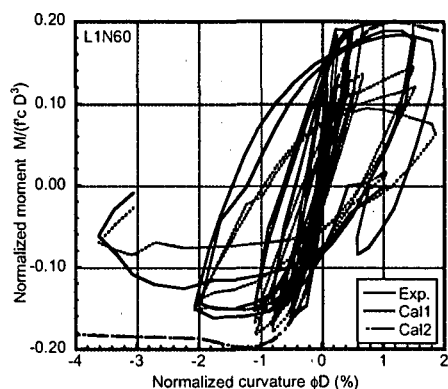
ここで、 f'_{cc} ：拘束コンクリートの強度、 f'_c ：無拘束コンクリートの圧縮強度、 f_{hy} ：横補強筋の降伏強度、 ρ_h ：横補強筋の体積比、 d' ：横補強筋の直径、 c ：主筋の非拘束長さ、 s ：横補強筋間隔、 D_{core} ：拘束コンクリートの断面幅である。なお、本解析では文献3に基いて α を2.6に固定して解析を行った。実験結果とCAL2の予想値は、表-3にまとめて示している。

L1D60は、部材回転角1% ($\phi D \approx 0.5\%$)で最大モーメントに到達した。以後曲率 ϕ の増加に関わらずモーメント耐力はほぼ一定であった。L1N60では、部材回転角2% ($\phi D \approx +1.5\%$ また $\approx -2.0\%$)から面外変形が大きくなり、部材回転角3%の負側で北西隅の主筋が座屈し鉛直支持力を失った。鉛直支持力を失うまでは、モーメント耐力に明らかな劣化は見られない、軸力を変動させたL1NVAでは、高軸力側の正側において部材回転角+1% ($\phi D \approx +1.0\%$)で最大モーメントとなり以後徐々に耐力を下げ、部材回転角+5% ($\phi D \approx +6.0\%$)では、最大モーメントの約80%に耐力が落ちた。負側では、モーメント耐力が徐々に大きくなっている。L2NVAでは、X軸及びY軸回りともに部材回転角が正側の場合はモーメント耐力が徐々に大きくなっているが、負側ではモーメント耐力にそれほど大きな変化はない。

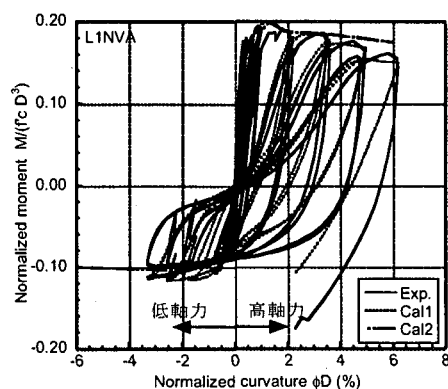
ファイバーモデルを用いた予想値CAL1と実験結果を比較すると、モーメント-曲率関係を全体とし



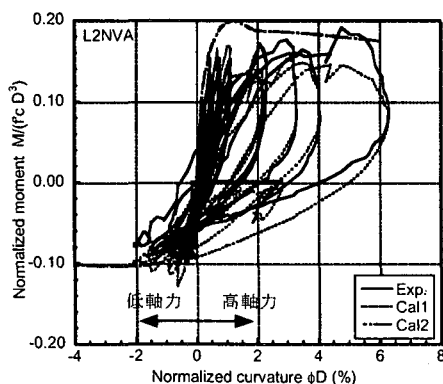
(a) L1D60



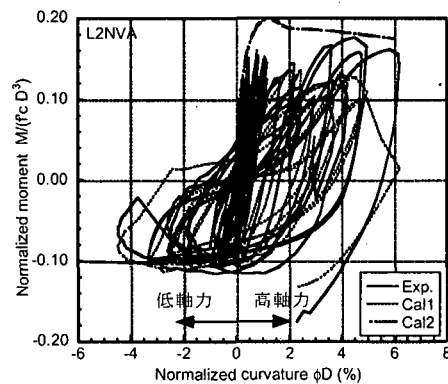
(b) L1N60



(c) L1NVA



(d) L2NVA (X 軸回り)



(e) L2NVA (Y 軸回り)

図-9 モーメント-曲率関係

では比較的良く予想していると考えられる。しかし、L1N60では、面外変形の影響で正側のモーメント耐力は単調載荷に比べて大きく下がることを予想したが、実験結果は単調載荷に近い結果を示している。また、2方向載荷を行ったL2NVAに関しては、曲率と伴に増加するモーメント耐力をうまく予想できていない。つまり、水平方向の加力が2方向となった場合には一定軸力(L1N60)でも変動軸力(L2NVA)でもモーメント耐力の予想精度が高くない。また、全ての試験体でモーメント-曲率関係の除荷時剛性がかなり低めでかつ除荷曲線を直線的に予想していることも、用いたファイバーモデルの改良すべき点である。

4. 結論

一辺が600mmの正方形断面を持つせん断スパン比2.0の鉄筋コンクリート柱に軸力と曲げせん断力を与え、変動軸力や水平2方向載荷が損傷の進展状況に与える影響を4体の試験体から確認した。

新しい引張ひび割れは水平力のピーク点までは形成されるが、ピーク以後は既存のひび割れにおいて幅が広がるのみで新しい引張ひび割れの形成は観察されなかった。これに対し圧壊は、水平力のピーク点を過ぎてから加速度的に進展した。

簡単なファイバーモデルにより、曲率に伴って変化するモーメントを精度良く予想することができた。ただし、水平2方向の載荷時及び除荷時のモーメントに関しては予想精度が悪く、モデルを改良する必要がある。

謝辞

実験を遂行するに当たりトピー工業、高周波熱錬株式会社、神戸製鋼株式会社には実験資材を提供して頂きました。また、実験の遂行に当たっては、当時修士2回生松石長之君、修士1回生のBechtoula Hakim君に多大なる協力を得ました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) Rao, P.S., Sarma, B.S., Lakshmanan, L., and Stangenberg, F., Damage Model for Reinforced Concrete Elements un-

der Cyclic Loading, *ACI Structural Journal*, V95, No. 6, pp. 682-690, 1998.

- 2) Park, Y.J and Ang, A.H.S: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, V111, ST No. 4, pp. 722-757, 1985.
- 3) 多軸載荷を受けるRC柱の履歴特性と損傷評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp. 355-361, 2000年
- 4) 稲井栄一, 平石久廣: 軸力変動を考慮した曲げ破壊する鉄筋コンクリート造柱の限界変形と設計用算定式, 日本建築学会構造系論文集, 第545号, 119-126, 2001年
- 5) 加藤大介, 芝譲, 松田壮史: 変動軸力を考慮したRC柱の変形能の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第506号, 155-161, 2001年