

曲げヒンジ部で破壊する RC 造柱の地震後の残存軸耐力 RESIDUAL AXIS LOAD CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS AFTER SHEAR COMPRESSION FAILURE IN BENDING HINGE ZONE

島崎 和司*
 Kazushi SHIMAZAKI

For the examination of building collapse, it is required to analyze the building performance using the pertinent analytical model for the columns. The residual axial load capacity of the column after shear compression failure in the bending hinge zone is different from the capacity of the columns after shear tension failure. This paper investigates the analytical model for the column experienced failure in the bending hinge zone based on the M-N surface contraction. The reduction rate was obtained as a function of the maximum deformation, shear margin ratio, strength of longitudinal and transverse reinforcement, using the regression analysis of experimental results. The tested results are explained by this formula with good agreement.

Keywords : Reinforced concrete structure, column, damage level, bending yield, Residual Axis Load Capacity, shear compression failure

鉄筋コンクリート構造, 柱, 損傷レベル, 曲げ降伏, 残存軸耐力, せん断圧縮破壊

1 はじめに

大地震における既存建物のリスク評価のためには、建物の倒壊危険度の評価が必要である。建物の崩壊は、鉛直支持部材、特に柱におけるせん断破壊がその要因となる。地震後の建物が崩壊するか否かは、せん断破壊後の部材の軸力保持能力の検討と、保持できなくなった軸力を建物として保持できるかの検討が必要になる。地震時の柱の軸力保持能力は水平力との複合応力であり、実際に建物が崩壊するか否かは、変形レベルに応じた軸耐力をモデル化した解析モデルによる検討が必要になる。一部の柱がせん断破壊した場合、その柱の水平剛性は著しく低下する。そのため、塑性偏心が大きくなり、その柱の水平変形量がさらに増大して軸耐力が減少し、崩壊に至る可能性がある。こうした現象を評価するためには、せん断破壊後の軸耐力をモデル化して、ねじれを考慮した解析を行う必要がある。解析における部材モデルは、図1に示したような材端に曲げばね、中央に剛塑性のせん断ばねを設け、それぞれが軸力と相関性を持つ降伏破壊曲面で設定すればよい。

部材中央のN-Q相関剛塑性バネについては、前報¹⁾で検討を行った。芳村ら²⁾は、せん断破壊後の軸力が保持できなくなる限界変形までの関係を定式化し、これを塑性論に基づく破壊局面の縮小により説明している。図2に示したように、せん断破壊直後の破壊曲面を正負の軸耐力(N_c , N_T : 本論では、圧縮を正とする)と、長期軸力時(N_L)のせん断破壊点の3点を通る2次曲線や楕円で表し、せん断破壊後は、水平変形の増大に伴い、破壊曲面がこれと相似形に縮小すると考えることで説明することができるとしている。前報¹⁾では



図1 解析モデル

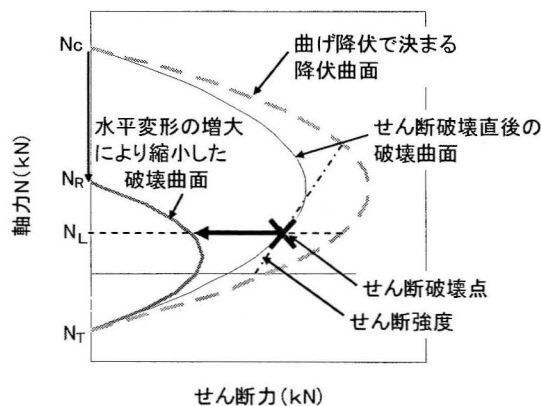


図2 縮小破壊面の模式図

この提案を応用し、部材中央のせん断バネを、部材パラメータによる損傷後の残存軸耐力低減率(図2の縦軸)から設定したせん断破壊縮小曲面によるモデル化をすることで、実験結果を説明できることを示した。ところが、曲げ降伏後にヒンジ領域で破壊した部材の残

* 神奈川大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

Prof., Kanagawa University, Dr. Eng.

存軸耐力にこの低減率をそのまま適用することの適合性については課題が残った。J. P. Mochleらも、これについてさらなる研究が必要と述べている⁹⁾。

本論では、曲げ降伏後にヒンジ領域で破壊した部材の残存軸耐力についての実験データを検討し、図1に示した解析モデルの両端のM-N 相関パネについて縮小降伏曲面の考え方を導入して検討するものである。

2 抵抗モデル

部材端部にせん断クラックが生じ、ヒンジ領域が形成された後の軸耐力保持機構は、中央部のせん断破壊後の軸力保持機構とは異なると考えられる。ヒンジ部のせん断クラック面で切断し、その上部のみ取り出すと、図3に示した模式図で考えられる⁹⁾。せん断クラックが生じた直後では、せん断補強筋の拘束効果により、クラック面での摩擦力が働き、その鉛直成分として軸力保持に寄与する。水平変形の増大により、この摩擦力が減少していき、最終的には0になるとすると、作用するモーメントに対して鉄筋が抵抗し ($T_s + C_s = 0$)、軸耐力 N_R はコンクリートの圧縮力 (C_c) のみによるものとなる。この軸耐力 N_R を前報⁹⁾では、圧縮領域の幅を圧縮鉄筋周りのコンクリートと考え、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)」⁵⁾を参考に、かぶり厚を $0.1D$ としてその2倍の $0.2D$ と考えて次式で与えた。

$$N_R = 0.2bDF_c \dots\dots\dots (1)$$

(1)式で与えられる軸耐力が、作用する軸耐力以下となれば、軸方向に崩壊することになる。

一般に、ヒンジ領域の曲げ降伏後のせん断破壊については、損傷によるコンクリートの有効強度の低下としてとらえられている⁹⁾。本論では、ヒンジ領域での軸力保持能力の減少を塑性論によるせん断破壊とせず、せん断クラックによって曲げ抵抗機構が変化し、水平変形の増大による損傷の進行に伴うクラック面の摩擦抵抗の減少とコンクリート強度低下の複合効果と考え、図1に示した解析モデルの両端のM-N 相関パネについて縮小降伏曲面の考え方を取り入れることとする。図3に示した模式図で、せん断クラック面の摩擦力が消滅したあとの材端において、平面保持を仮定した断面解析による終局モーメントを考える。中立軸が、図3の右側部分の $0.2D$ 区間の断面内にある場合には全断面の場合と同じとなる。それより中立軸が左側になると、コンクリートがなくなるので、それ以上の軸力増加がなくなる。平面保持仮定では、中立軸の左側への移行に伴い、引張鉄筋の軸力が減少するため、モーメントの減少にあわせて軸耐力が増大し、図4に示した「0.2断面」の曲線のようになる。損傷の進行に伴いコンクリート強度が半分に低下すると、図中の「0.2断面、 $F_c/2$ 」の曲線に縮小し、さらに損傷が進むと、コンクリートがなくなり、鉄筋のみのM-N 関係に縮小すると考えられる。この降伏曲面の上半分はかなり水平な形状となる。塑性論による降伏曲面では、変形は法線方向に進行するので、変形が軸方向に向かうことを示している。降伏曲面の縮小は、前報⁹⁾で与えた中央部せん断破壊時のせん断破壊面の縮小とは異なると考えられ、この縮小の程度を、実験結果を基に算定することにより評価できると考えられる。

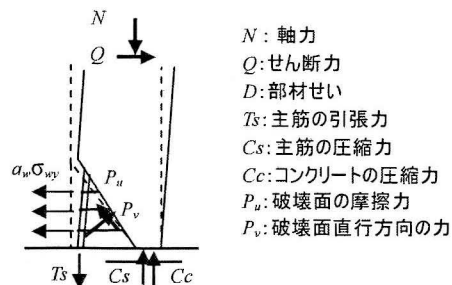


図3 ヒンジ領域でのせん断クラック後の模式図

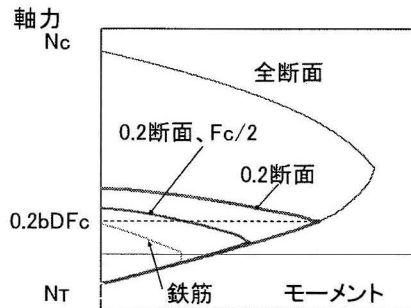


図4 想定した端部での断面解析によるM-N 図

軸力保持能力の喪失が、中央部せん断破壊で生じるか、ヒンジ部で曲げ降伏後に生じるかについては、芳村ら³⁾がせん断余裕度で境界を求めている。曲げ耐力を略算式である(2)式で求めて、逆対称曲げを受けるときのせん断力に対して、せん断耐力を荒川 min 式である(3)式で求め、その比をせん断余裕度と定義すると、その境界値は $0.71 \sim 0.73$ となっている。

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \dots\dots\dots (2)$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} bj \quad (3)$$

ここで、 N : 軸力、 σ_0 : 圧縮応力度、 a_t : 引張主筋断面積 (mm^2)、 σ_y : 主筋の降伏強度 (N/mm^2)、 b : 柱幅 (mm)、 D : 柱せい (mm)、 p_t : 引張鉄筋比、 F_c : コンクリート強度 (N/mm^2)、 p_w : せん断補強筋比、 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2)、 d : 柱の有効せい (mm)、 j : 柱の応力中心間距離 (mm)

図1の解析モデルにおいては、材端パネと中央せん断パネについて、縮小率が別々に定義されれば、この境界のせん断余裕度を意識しなくても良い。せん断余裕度が小さく、先に中央部せん断パネが縮小すると作用するせん断力が低下して、材端パネに作用する応力が小さくなり、逆の場合には、端部モーメントが低下して中央部せん断力が低下することになる。

3 縮小材端 M-N 降伏曲面

1) M-N 降伏曲面

M-N 降伏曲面を与える M_y の略算式は(2)式をもとに、横補強筋が少なくコンクリートの拘束効果がないとして、コンクリートの応力ブロック係数を 0.85 とした(4)式を用いる。

$$M_y = 0.8a_s\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{0.85bDF_c} \right) \quad \dots\dots\dots (4)$$

これは、軸力が 0 か $N_0=0.85bDF_c$ の時に、コンクリートによるモーメントがなくなり、鉄筋のみのモーメントとなる。また、軸力 $N=N_0/2$ の時に最大曲げモーメントとなる。ここでは、図 4 に示した縮小降伏曲面を表すために初期降伏曲面を、(5)式による水平力を受けない正負の軸耐力(N_C, N_T : 圧縮が正)、および、(4)式による最大曲げモーメント時の軸力 $N_0/2(=0.85bDF_c/2)$ とそのときの曲げモーメント M_{max} を通る 2 次曲線と仮定する。

$$\begin{aligned} N_T &= -a_g\sigma_y \\ N_C &= a_g\sigma_y + 0.85bDF_c = -N_T + N_0 \\ M_{max} &= 0.8a_s\sigma_y D + \frac{0.85bD^2 F_c}{8} = 0.8a_s\sigma_y D + \frac{N_0 D}{8} \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 a_g : 主筋全断面積(mm²)

この 3 点を通り 2 次曲線と与えられる初期降伏曲面 M_y は次式となる。

$$M_y = M_{max} \left(1 - \left(\frac{N - N_0/2}{N_T - N_0/2} \right)^2 \right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

図 5 は、例として 550×550mm、8-D25、SD345、Fc24 の場合の(6)式で与えられる M-N 降伏曲面(太破線)を断面解析結果(太実線)と比較して示す。両者はおおむね適合している。断面解析結果は、0.2D 区間のみを有効圧縮領域とした場合(0.2 断面解析)と、その部分のコンクリート強度が 1/2 に低下した場合(0.2 断面解析、0.5Fc)もあわせて太実線で描いてある。

(5)式で与えられる圧縮軸耐力 N_C が、ヒンジ部のせん断クラックなどの影響により N_R まで低下したときの縮小率 r を次式で定義する。

$$r = \frac{(N_R - N_T)}{(N_C - N_T)} = \frac{(N_R - N_T)}{(N_0 - 2N_T)} \quad \dots\dots\dots (7)$$

今、引張軸耐力 N_T が不変とし、軸方向の縮小に対する降伏曲面の縮小を図 4 に示した断面解析による M-N 図を参考にして、 N_R と N_T の中央の軸力を対称軸として、その軸力より小さい部分の M-N 降伏曲面と対称となる形の降伏曲面を想定する。縮小率 r の時の N_R と N_T の中央の軸力を N_{RT} とすると、

$$N_{RT} = \frac{r(N_0 - 2N_T)}{2} + N_T \quad \dots\dots\dots (8)$$

となる。降伏曲面はこの N_{RT} を境界にして次式で与えられる。

$$\begin{aligned} N < N_{RT} : M &= M_{max} \left(1 - \left(\frac{N - N_0/2}{N_T - N_0/2} \right)^2 \right) \\ N > N_{RT} : M &= M_{max} \left(1 - \left(\frac{2N_{RT} - N - N_0/2}{N_T - N_0/2} \right)^2 \right) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (9)$$

図5中に想定した降伏曲面を太破線で示した。「0.2断面解析」の

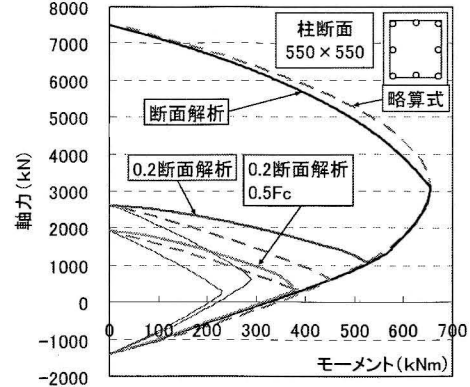


図 5 設定した M-N 降伏曲面の縮小

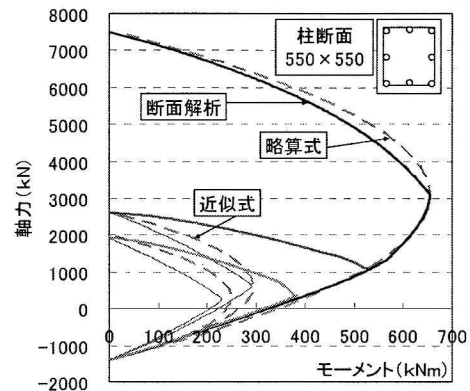


図 6 近似縮小 M-N 降伏曲面

ケースにおいて、モーメントが最大となる近傍では太実線で示した断面解析結果とやや相違が見られるが、「0.2断面解析、0.5Fc」のケースではおおむね対応している。「0.2断面解析」時の降伏曲面は、圧縮側のコンクリートが健全であることを前提としている。この前提で、降伏曲面の上面を鉄筋のみによる降伏曲面の変化ととらえて直線近似すると、断面解析結果との適合性は高まる。しかし、せん断クラックの進展や、繰り返し加力により逆方向のせん断クラックが横断することによる影響などにより、コンクリート強度が低下すると考えられる。また、柱が定軸力を支持できなくなる限界変形に関してデータベースを作成し検討を行った文献⁹⁾では、繰り返し履歴が靱性的な部材においては大きな影響があるとしており、繰り返しによる性能低下を考慮する必要がある。そこで、コンクリート強度が軸方向の縮小率 r と同じ割合で低減すると仮定し、(5)式の M_{max} の算定式の中の F_c に r を乗じ、次式で M_{max} を算定する。

$$M_{max} = 0.8a_s\sigma_y D + \frac{0.85bD^2 r F_c}{8} = 0.8a_s\sigma_y D + \frac{rN_0 D}{8} \quad (10)$$

この M_{max} を用いて(9)式による降伏曲面を用いて縮小降伏曲面を作成すると、図5中の細実線のようなになる。建物の崩壊の検討に用いるのは、この縮小曲面を用いるのがよいと思われる。

実際の解析プログラムにこの降伏曲面によるモデルを組み込もうとすると、 N_R と N_T の中央の対称軸 N_{RT} を境に軸力レベルによって異なる降伏曲面決定式を用いる必要があり、また対称軸で降伏曲面の法線が不連続となるため、解析が煩雑になる恐れがある。そこで、

引張軸耐力 N_T が不変とし、軸方向の縮小に対し降伏曲面が元の降伏曲面に相似に縮小すると仮定すると、縮小した降伏曲面は次式で定義される。

$$M = rM_{\max} \left(1 - \left(\frac{N - rN_0/2 - (1-r)N_T}{rN_T - rN_0/2} \right)^2 \right) \dots\dots\dots(11)$$

図6中に、図5で示した縮小降伏曲面と(11)式による近似縮小降伏曲面の比較を示す。(11)式で与える縮小降伏曲面は、妥当な評価になっていると考えられる。

2) 実験データによる縮小率

用いた実験データは、前報¹⁾で用いた試験体の内、部材中央でせん断破壊した試験体を除く表1に示した14体のデータとした。これらは部材寸法200~300mmの縮小試験体で、引張鉄筋比0.74~0.82%、せん断補強筋比0.1~0.6%、せん断スパン比 $M/Qd=1.7\sim2.3$ である。

著者等の実験における試験体⁷⁾⁸⁾は、一定軸力で、ある損傷レベルに対応した部材角での水平繰返し実験を行い、その後水平力を除荷した状態で、鉛直方向の残存軸耐力を確認するための加力を行っている。文献⁹⁾の実験は、定軸力下での水平加力試験を行い、水平耐力が所定の割合に低減したところで、鉛直加力実験を行ったものである。このほか、実験データとしては、せん断余裕度が0.9を超え、中央部せん断破壊を生じていない芳村等の実験が文献²⁾に9体示されている。これらの実験は定軸力下で水平変形を増大させて、崩壊するまで実験を行っており、(7)式で定義する縮小率が0.3付近に集中するため、縮小率 r を求めるための統計処理のデータとしては用いていない。

表2に表1に示した各試験体の残存軸耐力 N_R と、この N_R を用い(7)式により求めた縮小率 r を示した。表2中には、図3の模式図を考慮して、主筋の軸耐力に対応する主筋比と降伏強度の積 $p_g\sigma_y$ 、せん断補強筋の耐力に対応するせん断補強筋比と降伏強度の積 $p_w\sigma_{wy}$ 、クラック幅に関連する変形量を部材せいで除した最大変形比 R を記載してある。前報¹⁾と同様に、せん断破壊面のクラック幅は変形量と比例関係に、またせん断補強筋の拘束力は平均的なひずみ量に関連すると考え、変形量を部材せいで除した最大変形比 R をパラメータとして採用した。

これらのパラメータのうち、主筋比と降伏強度の積 $p_g\sigma_y$ は今回の試験体の範囲ではほとんどが同じ値であるので統計処理のパラメータからは除き、縮小率の最小値 r_{\min} を定めるときに、主筋のみによる軸耐力 $p_g\sigma_y$ を N_R として算定することに用いた。残りのパラメータで縮小率 r に対する線形重回帰分析を行った。表3に重回帰解析結果を、図7(a)に回帰結果から得られる推定値と実験値の対応を示す。相関性の高い結果となっている。図7(b)は、この推定式を用いて文献²⁾に示された9体のデータも含めて実験値と推定値の対応を示したものである。推定値はよい相関性を示している。表3の値を用いると、縮小率 r は、せん断余裕度 m 、変形比 R とせん断補強筋強度 $p_w\sigma_{wy}(N/mm^2)$ の関数として次式で与えられる。

$$r = 0.014 + 0.00332 p_w\sigma_{wy} + 1.17m - 7.04R \dots\dots\dots(12)$$

ここで、 $1.0 \geq r \geq r_{\min}$

r_{\min} は、 0.3 と $2a_g\sigma_y / (2a_g\sigma_y + bDF_c)$ の小さい方

表1 実験データ一覧

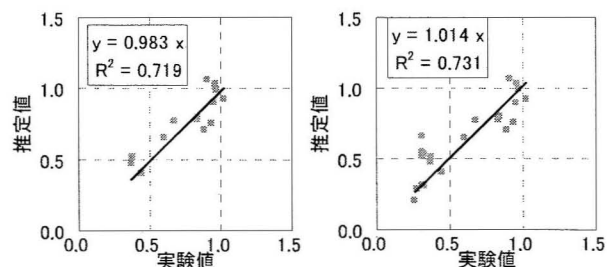
No.	断面寸法 (mm)			コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋			せん断 スパン 比	軸力 比	参考 文献	
	幅	有効 せい	応力 中心 距離		引張鉄 筋比 p_f (%)	せん断補 強筋 σ_y (N/mm^2)	帯筋比 p_w (%)				
1	1	200	175	153	22.4	0.82	391	0.10	2.29	0.15	7
2	2	200	175	153	22.4	0.82	391	0.10	2.29	0.15	
3	3	200	175	153	22.4	0.82	391	0.10	2.29	0.15	
4	4	200	175	153	22.4	0.82	391	0.10	2.29	0.15	
5	5	200	175	153	22.4	0.82	391	0.30	2.29	0.15	
6	6	200	175	153	22.4	0.82	391	0.30	2.29	0.15	
7	7	200	175	153	22.0	0.82	477	0.10	2.29	0.15	8
8	8	200	175	153	22.0	0.82	477	0.10	2.29	0.15	
9	9	200	175	153	22.0	0.82	477	0.30	2.29	0.15	
10	10	200	175	153	22.0	0.82	477	0.30	2.29	0.15	
11	a9	300	300	270	25.1	0.74	335	0.6	1.67	0.20	9
12	a10	300	300	270	25.1	0.74	335	0.6	1.67	0.20	
13	a11	300	300	270	25.1	0.74	335	0.6	1.67	0.20	
14	a12	300	300	270	25.1	0.74	335	0.6	1.67	0.20	

表2 実験データの残存軸耐力

No.	せん断 余裕度	最大変 形比 (%)	主筋 $p_g\sigma_y$ (N/mm^2)	せん断 補強筋 $p_w\sigma_{wy}$ (N/mm^2)	水平 加力 破壊 形式	残存軸 耐力 N_R (KN)	軸耐力 N_C (KN)	縮小率 r	
1	1	0.8658	0.0200	8.16	39.1	-	1144	1222	0.95
2	2	0.8658	0.0400	8.16	39.1	-	1125	1222	0.94
3	3	0.8658	0.0800	8.16	39.1	曲げ→ せん断	243	1222	0.37
4	4	0.8658	0.0004	8.16	39.1	-	1162	1222	0.96
5	5	1.0249	0.0400	8.16	117.3	-	1183	1222	0.97
6	6	1.0249	0.0800	8.16	117.3	曲げ	1047	1222	0.89
7	7	0.8707	0.0400	7.99	47.7	-	953	1200	0.84
8	8	0.8707	0.0800	7.99	47.7	曲げ→ せん断	250	1200	0.37
9	9	1.0321	0.0400	7.99	143.1	-	1058	1200	0.91
10	10	1.0321	0.0800	7.99	143.1	曲げ	942	1200	0.83
11	a9	0.9562	0.1140	6.63	201.0	曲げ→ せん断	932	2856	0.44
12	a10	0.9562	0.0618	6.63	201.0	曲げ→ せん断	1726	2856	0.67
13	a11	0.9562	0.0405	6.63	201.0	曲げ	2932	2856	1.02
14	a12	0.9562	0.0786	6.63	201.0	曲げ→ せん断	1471	2856	0.60

表3 r に関する線形重回帰分析結果

	係数	標準誤差	t	回帰統計	
切片	1.41E-02	4.44E-01	0.03	重相関 R	0.88
$p_w\sigma_{wy}$	3.32E-02	6.60E-02	0.50	重決定 R^2	0.78
せん断余裕度	1.17E+00	5.04E-01	2.33	補正 R^2	0.71
最大変形比	-7.04E+00	1.29E+00	-5.48	標準誤差	0.13



(a)表1のデータとの対応 (b)拡張した実験データとの対応

図7 縮小率 r の推定値と実験値の対応

せん断余裕度とせん断補強筋強度 $p_w\sigma_{wy}$ は相関があると考えて、パラメータから $p_w\sigma_{wy}$ を省略すると、表1に示した実験データに対する相関係数はそれほど低下は見られないが、拡張した実験データと対応させると相関性が低下する。軸耐力の減少をクラック面での摩擦力の低下と考えるならば、拘束力に相当するせん断補強筋強度 $p_w\sigma_{wy}$ がパラメータとして必要であるといえる。また、 $p_g\sigma_y$ をパ

ラメータに含めると、最終的な破壊面の縮小率の対応はよいが、変形0においても、縮小率が半分になる例が生じるなど実用性がない値となる。図3に示した抵抗モデルを考えると、(12)式に含まれるパラメータを用いるのがよいと思われる。

部材の断面が決まれば、せん断余裕度 m とせん断補強筋強度 $\rho_w \sigma_{wy}$ は一定値となる。縮小率を(12)式で与えれば、せん断クラック後のヒンジ領域の降伏曲面は、水平変形量に比例して縮小していくことになる。このとき、せん断余裕度が大きいと、(12)式による縮小率 r はかなりの変形まで1を上回ることにになり、降伏曲面の縮小が生じないため、モーメントの低下が生じず、変形性能が大きいことになる。水平変形が増大すると縮小率が小さくなり水平耐力が減少し、縮小率が作用軸力まで達したときに軸耐力を失うことになる。これに、前報¹⁾の中央部せん断パネの破壊曲面の縮小モデルを組み合わせた図1に示す解析モデルにより、建物の崩壊解析が可能となる。

4 実験結果との対応

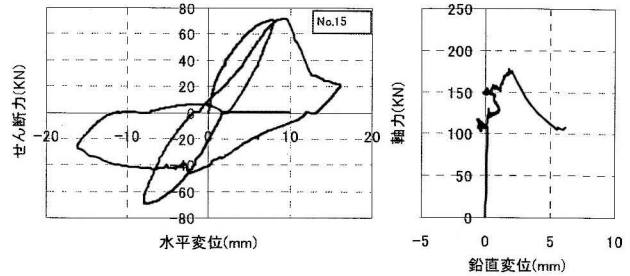
1) 実験概要

前章で求めた降伏曲面の縮小による崩壊の検討が、実際の柱の破壊と適合するかを検証するため、前報¹⁾での検証実験の内、ヒンジ部での破壊をした No.15試験体との比較を行った。試験体の詳細は前報¹⁾に譲るが、概要としては以下のとおりである。コンクリート強度 24.4N/mm^2 、柱断面寸法 ($b \times D = 200 \times 200\text{mm}$)、柱内法スパン 800mm 、主筋(12-D10)、せん断補強筋口-D4@124で、せん断余裕度が0.90の試験体である。試験体は水平に倒した状態で、PC 鋼棒を反力に用いて1 MN 油圧ジャッキで軸力108kN(0.15bDF_c)を作用させる。これに、大野式加力法を用いて逆対称モーメントとなるようにして、5MN 圧縮試験機で層間変形角 $R=1/100$ で一回繰り返し加力する。次に、 $R=0$ から $R=1/50$ までに軸力が2割増大するように、水平変形に比例して軸力を徐々に増やしていきながら水平加力を行う。その後、除荷時にも同じ割合で軸力を増加させながら、層間変形角 $R=1/50$ での繰り返し水平加力を行い、試験体が軸力を保持できなくなった時点で終了した。

図8に荷重-変形関係、写真1に最終状況を示す。 $R=1/100$ の繰り返し加力時に曲げ降伏し、その後 $R=1/100$ を少し超えたところで片方のヒンジ領域でせん断クラックが増大し、ヒンジ部での破壊が生じた。大野式加力ではヒンジ部での破壊後の逆対称変形を保持できず、片方の回転量が大きくなった。軸方向変位は、ヒンジ部での破壊後に逆対称変形が崩れたため、軸方向荷重-変形関係に乱れがあるが、全体的には軸力の増大とともに増大した。

2) M-N 曲面との対応

図9に(6)式で定められる M-N 初期降伏曲面と、(12)式で求めた縮小率により(9)式で定められる $R=1/100$ 、 $1/50$ 時の縮小 M-N 降伏曲面(実線)と実験結果の対応を示す。(a)は(9)式によるもの、(b)は(9)式に(10)式の低減を考慮したものである。本実験では、定軸力で $R=1/100$ まで変形させているので、降伏曲面の縮小に伴い、水平方向に移動することになるが、ほとんど減少しない領域にある(図9のI)。次に、軸力を増大しながら $R=1/50$ まで変形を増大させる(図9のII)。その後、 $R=1/50$ で繰り返し加力を行う。このときは、最大水平変形は変わらないので降伏曲面は縮小せず、軸力の



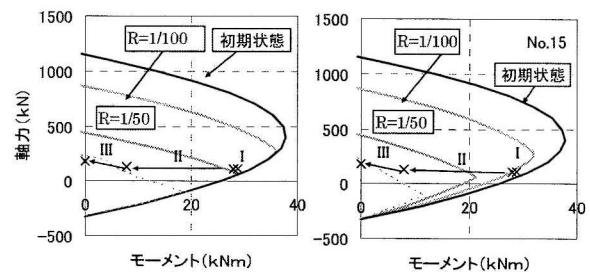
(a) せん断力-水平変形関係

(b) 軸力-鉛直変形関係

図8 No.15 試験体の実験結果



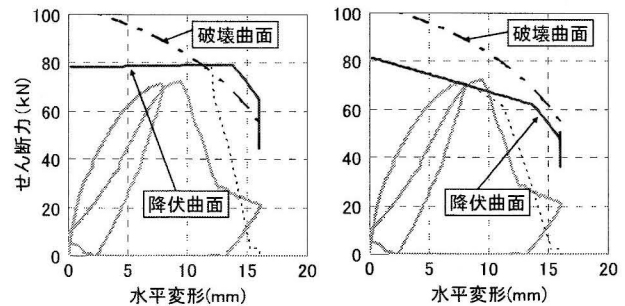
写真1 No.15 試験体の最終破壊



(a) 軸方向の縮小のみ

(b) コンクリートの劣化を考慮

図9 M-N 降伏曲面との対応



(a) 軸方向の縮小のみ

(b) コンクリートの劣化を考慮

図10 降伏曲面縮小によるせん断力-水平変形関係との対応

みが増大して $R=1/50$ の降伏曲面に沿ってモーメントが低下する。このモーメントが0となったところで、軸方向の耐力も残存軸耐力に達して、崩壊することになる(図9のIII)。

実験結果は、 $R=1/50$ では、想定した縮小降伏曲面より実験値のほうが(a)(b)共に小さな値となっている。これは、 $R=1/50$ に向かう途中で、写真1に示すように片方のヒンジ領域のみに損傷が集中し、大野式加力では、片側だけが塑性回転を起こして、逆対称変形を保持できなかったためと考えられる。そこで、せん断クラック発生後の変形増分が、片方のヒンジ領域のみに生じたと仮定して、せん断クラック発生後の変形増分を2倍に評価して降伏曲面を算定すると図9の破線のようになり、実験結果とよく対応している。図9(b)では、 $R=1/50$ に向かうときの降伏曲面の縮小の程度が大きい結果

となっている。

3) 縮小 M-N 曲面とせん断力-水平変形関係

降伏曲面の縮小率 r が(12)式で与えられる場合、水平変形の増大に伴い r が減少し、モーメントが減少することになる。また、軸力が増大すると降伏曲面に沿って、モーメントが減少することになる。(12)式で求めた縮小率によるモーメントを、逆対称モーメントとしてせん断力-水平変形関係を求め、No.15の実験結果に実線で重書きしたのが図10である。図9と同様に、(a)は(9)式によるもの、(b)は(9)式に(10)式の低減を考慮したものである。同図中には、前報¹⁾で求めた中央部せん断破壊時の破壊曲面に基づくせん断力-水平変形関係を一点鎖線で示した。(a)の場合には、せん断破壊時の破壊曲面と逆転するときに生じ、この場合には中央部せん断破壊により軸耐力が決することになる。写真1に示した破壊状況でも中央部せん断クラックがかなり目立っており、その可能性があったと思われる。(b)の場合には降伏曲面の縮小によるせん断力が小さく、本試験体がヒンジ部での破壊により耐力が定まることを示している。

実験値は、ヒンジ部の破壊後に急激に耐力が低下しているが、降伏曲面から求まるせん断力ではそのような急激な低下は見られない。これは、試験が逆対称状態を保持できなかったことに起因すると考えられ、前節と同様にせん断クラック発生後の変形増分を2倍に評価して降伏曲面を算定すると図10の破線のようにになる。実験結果は、(b)とよく対応している。芳村ら¹⁰⁾の実験結果の内、曲げ降伏後にヒンジ領域で破壊した試験体に本論の結果を当てはめると、コンクリートの強度低下を考えない(9)式によるものの方が適合性はよい。これは、芳村らの実験が定軸力下で、建研式加力方法により逆対称変形が保持された理想的な条件によって行われているためと思われる。曲げ降伏後にヒンジ領域で破壊する場合には、柱頭にとりつく梁も相当被害を受けていると想定され、理想的な逆対称変形は保てない可能性がある。そのため、建物の崩壊を検討するモデルとしては、(9)式にコンクリートの劣化を考慮した(10)式の低減を考慮したもの、もしくはその近似である(11)式によるのが安全側に評価できるものと思われる。

5 まとめ

本研究は、建物の倒壊危険度の評価のため、建物の崩壊解析に用いる柱のヒンジ領域での破壊後の鉛直支持能力の解析モデルを、曲げモーメントの降伏曲面の縮小としてとらえて構築しようとしたものである。縮小降伏曲面の縮小率を、残存軸耐力に着目して実験データを整理し、損傷の指標としての水平変形などのパラメータによる回帰式として提案した。本研究で得られた知見は以下のとおりである。

1. 曲げ降伏後のヒンジ部破壊後の残存軸耐力は、せん断余裕度 m 、変形比 R 、せん断補強筋強度 $p_w \sigma_{wy} (\text{N/mm}^2)$ と相関がある。
2. 得られた回帰式によるヒンジ部破壊後の残存軸耐力は、著者等以外の実験結果においてもよい相関性を示した。
3. 本論で算定した降伏曲面縮小率を用いて縮小した降伏曲面を描くと、柱のヒンジ部破壊後の変動軸力下でのモーメントと軸力は、おおむねこの降伏曲面に沿った挙動を示す。
4. 水平変形に伴い縮小する降伏曲面から逆対称モーメントを仮定して算定されるせん断力を、せん断力-水平変形関係の実験値に重書きすると、実験値の傾向をおおむね説明できる。

本論により、図1に示した解析モデルの設定が可能になったので、今後は、解析により建物としての倒壊危険度評価を行うことが必要となる。

謝辞

本研究は神奈川大学における文部科学省学術フロンティア研究プロジェクト(災害リスク軽減を目的としたソフト・ハード融合型リスクマネジメントシステムの構築に関する研究、研究代表者：荻本孝久)の一環として実施した。関係各位に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 島崎和司：RC造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究、日本建築学会構造系論文集、No.637 pp.537~542 2009.3
- 2) 芳村学、高稲宜和：崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化、日本建築学会構造系論文集 第587号 pp163-171 2005.1
- 3) 芳村学、高稲宜和：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の鉛直変形評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集 第592号 pp 167-175 2005.6
- 4) Kenneth J. Elwood and Jack P. Moehle : Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns, ACI Structural Journal, Volume 102, Issue: 4, pp. 578-587, July 1, 2005
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、日本建築学会、p 178 2004.1
- 6) 岩本 純一、OUSALEM Hassane、田才 晃、壁谷澤 寿海：柱の軸力保持限界に関する影響因子の検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.25, No.2, pp.354-359、2003.7
- 7) 岩松、島崎和司：RC造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.655-656、2006.9
- 8) 岩松、五十嵐泉、島崎和司：RC造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究 その2 繰り返し荷重とせん断スパン比の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.313-314、2007.8
- 9) 渡辺篤史、田才晃：柱のせん断劣化過程における残存軸耐力と損傷修復性、コンクリート工学年次論文報告集、pp.337-342、2000
- 10) 高稲宜和、芳村学、中村考也：鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究、日本建築学会構造系論文集 第573号 pp 153-160 2003.11

(2010年1月25日原稿受理、2010年6月22日採用決定)