

既存 RC 構造物の倒壊危険度評価に関する解析的研究 ～破壊曲面縮小率の対応～

島崎研究室 200502609 須藤秀輝

1、はじめに

地震によ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。そのために地震時に損傷を受けた柱部材の鉛直支持能力を評価することを目的とした研究^{1) - 5)}が行われている。芳村らは、定軸力下での水平力-水平変形関係を用いて図1のようなせん断破壊縮小曲面を定式化し、島崎³⁾はこの提案を応用し部材パラメータから破壊曲面縮小率式を導き出している。

本研究では、実際の RC 構造物に適用できるかを判断するために、柱部材パラメータから求まる破壊曲面縮小率を解析に取り入れ、その対応の検証を行う。

2、概要

解析対象は、Elwood らの研究⁶⁾による実験体を対象とし実験体図を図2に示す。解析モデルは、スパン 1.8 m、柱高さ 1.6 メートルとし、柱脚は固定とし、柱梁接合部は等価剛域長を有する一層フレームとした。質量は梁フレームの各接点にあるものとした。実験部材データは Elwood らの実験結果から用い、表1に示す。

縮小率は、主筋の軸耐力に対応する主筋比と降伏強度の積 $P_g \sigma_y$ 、せん断補強筋比と降伏強度の積 $P_w \sigma_{wy}$ 、クラック幅に対応する変形量を部材せいで除した最大変形比 R の3つのパラメータが寄与すると考えられるが島崎の研究³⁾結果から $P_w \sigma_{wy}$ は特に影響が小さい。そのため縮小率は、せん断余裕度 m 、変形比 R 、主筋強度 $P_g \sigma_y$ (N/mm^2) の関数として (1) 式、パラメータをせん断余裕度(ここでは正式と呼ぶことにする。)と最大変形比のみとする簡略式 (2) の双方を使用する。また、せん断余裕度を求めるのに必要な柱のせん断耐力 Q_{SU} は (3) 式、曲げ耐力は略算式である (4) 式を用いた。

3、解析方法

芳村らの提案はせん断耐力を決定する破壊曲面の縮小であり、島崎の提案した縮小率もせん断破壊面に対するものである。本論では、せん断耐力が縮小すると、それに対して作用する曲げモーメントも比例して減少するので、曲げ降伏曲面を縮小させる事で、これを近似するものとした。また、部材モデルは軸力変動を考慮しやすい弾塑性バネモデルとしたので履歴はバイリニア型となる。解析ソフトは立体骨組の静的及び動的弾塑性解析プログラム (ANSR-1) を使用する。また縮小したせ

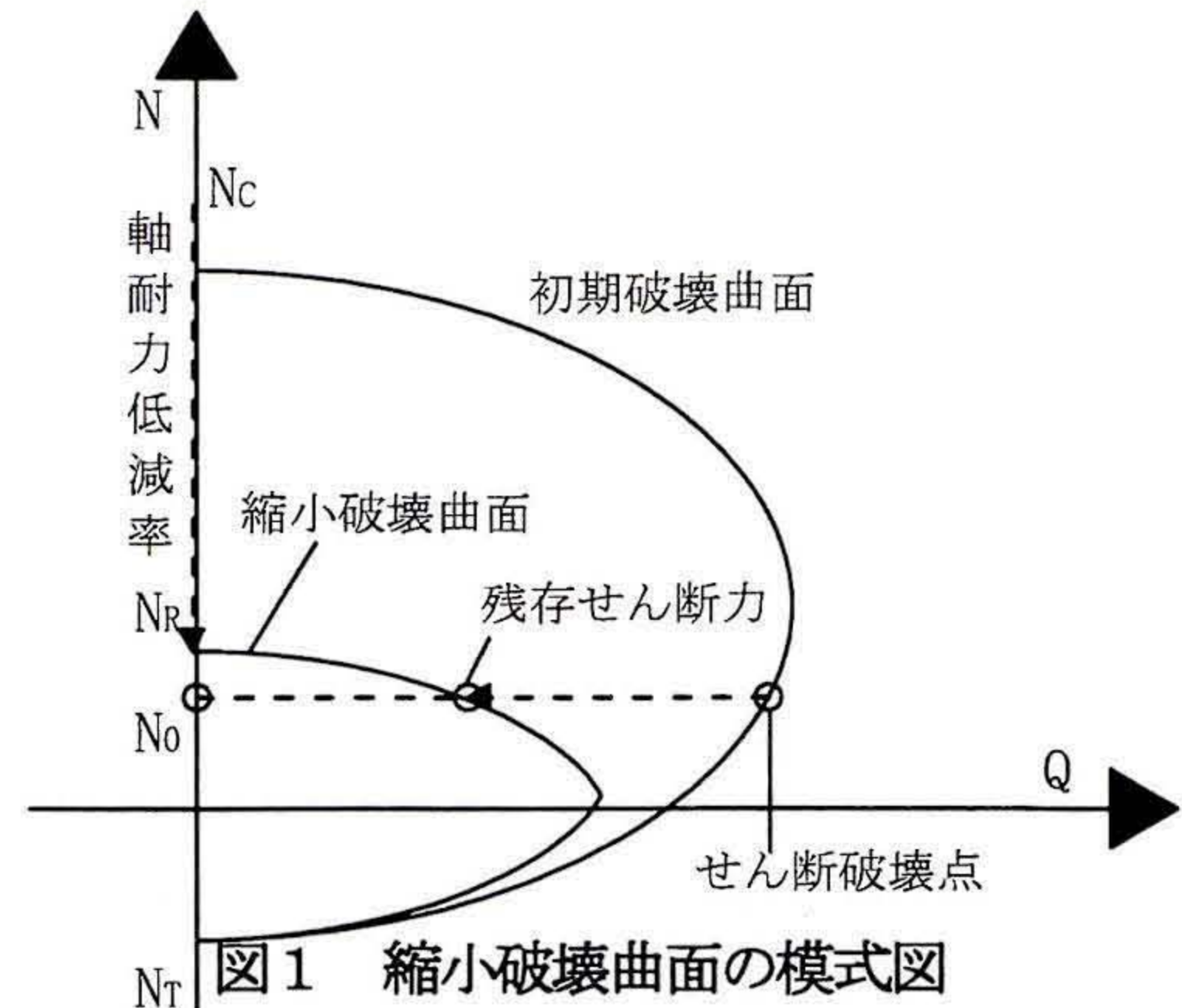


図1 縮小破壊曲面の模式図

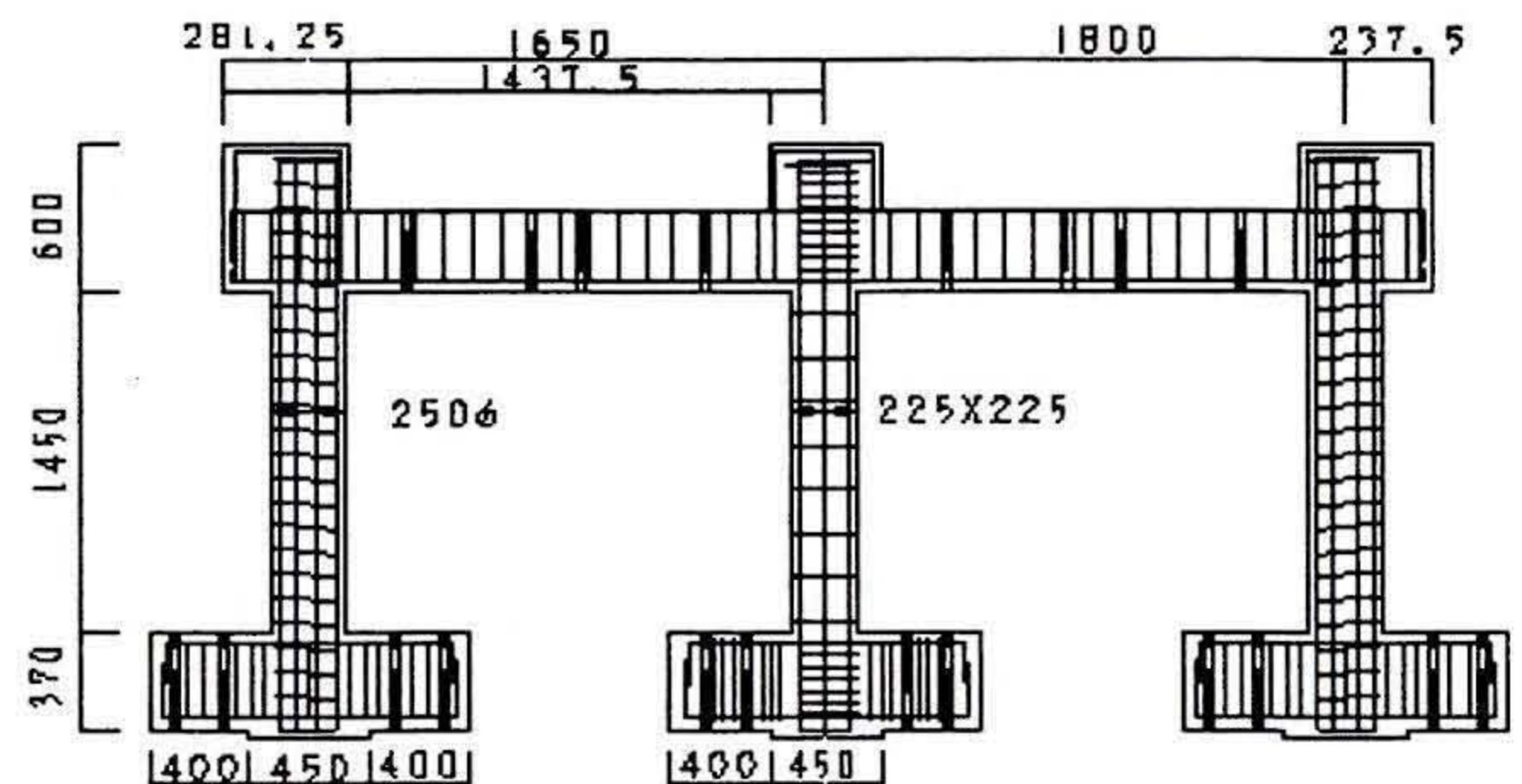


図2 実験体図

$$r = -0.89 + 0.061 P_g \sigma_y + 1.56m - 6.6R \dots (1)$$

$$r = -0.66 + 1.86m - 6.3R \dots (2)$$

$$Q_{SU} = \left\{ \frac{0.053 P_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \dots (3)$$

$$Mu = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c} \right) \dots (4)$$

$$Q = - \frac{Q_{SU}}{r(N_0 - N_T)(N_C - N_0)} \left(N - \frac{r N_C + (2-r) N_T}{2} \right)^2 + \frac{r(N_C - N_T)^2 Q_{SU}}{4(N_0 - N_T)(N_C - N_0)} \dots (5)$$

表1 実験データ

引張鉄筋比 (%)	0.523	主筋降伏強度(N/mm^2)	538
せん断補強筋比	0.0093	せん断補強筋降伏強度(N/mm^2)	478
柱幅(mm)	225	せん断スパン比	3.5
柱せい(mm)	225	柱軸方向応力度(N/mm^2)	2.31
主筋全断面積(mm^2)	630		

せん断耐力式は（５）とする。

4、解析結果

図４に主筋強度と簡略式それぞれを使用し、解析したせん断力変位関係を示す。図５には Elwood らの研究による実験結果を示す。解析したせん断力変位関係はマイナス載荷の時にも耐力が低下するようプログラムしたため、反転したものを重ねた。最大変位の推移はそれぞれ約 0.12in・0.46in・0.89in・1.62in・2.55in・3.18in である。またその変位の時の計算式による縮小したせん断耐力と解析結果のせん断耐力を表２に、図６に計算式と解析結果・実験値と解析結果それぞれの最大変位と降伏点をプロットした図を示す。

計算式との対応（図６左）を見る。解析結果は、まず水平変位 0.12in 時に降伏した。この時のせん断耐力は正式・略算式共に 18.96kips 付近であった。計算値と一致しないのはせん断破壊を向かえるまでは降伏耐力は低下しないためだと考えられる。その後塑性が進み 0.46in まで水平変位が進み、次の降伏耐力は 16.34kips・16.20kips をそれぞれ記録した。若干計算式よりも高い値を記録した。水平変位 0.89in 後のせん断耐力は正式では 14.96kips・略算式 14.81kips を記録し、ある程度追従している。水平変位 2.55in 後の耐力は正式では、11.12kips と 11.42kips と対応しているのに対して略算式では計算式 10.32kips に比べ 6.99kips と大きくずれてしまった。これは曲げ降伏曲面の判定をモーメントの二乗により判断したため縮小が大きくなったと思われる。また、水平変位 3.18in 後のせん断耐力はそれぞれ 9.09kips・6.60kips となりここでも正式の方はある程度の追従性が確認できる。

実験結果との対応（図６右）を見る。初期降伏点高さは 18kips-20kips 前後であり対応している。図５-B では 1 in の水平変位を迎えた後のせん断耐力は 14kips 付近を記録しているので解析結果と対応している。また、図５-A では水平変位 3in を迎えた後のせん断耐力は 12kips 付近で一度ループした後、水平変位 3.2in 付近を記録し 7kips 付近までせん断耐力が低下している。これは略算式の値と近い値となった。

しかし、実験値 A とはせん断耐力が、実験値 B とは初期の水平変位が大きく異なってしまう結果となった。

5、まとめ

今回の解析プログラム上で、履歴モデルがバイリニア一型としたので履歴形状が異なるが、耐力低下に着目するとある程度の追従性は確認できた。また、降伏判定も曲げモーメントを使用しているため誤差が大きいと思われる、履歴モデル変更を含めて今後の課題となった。

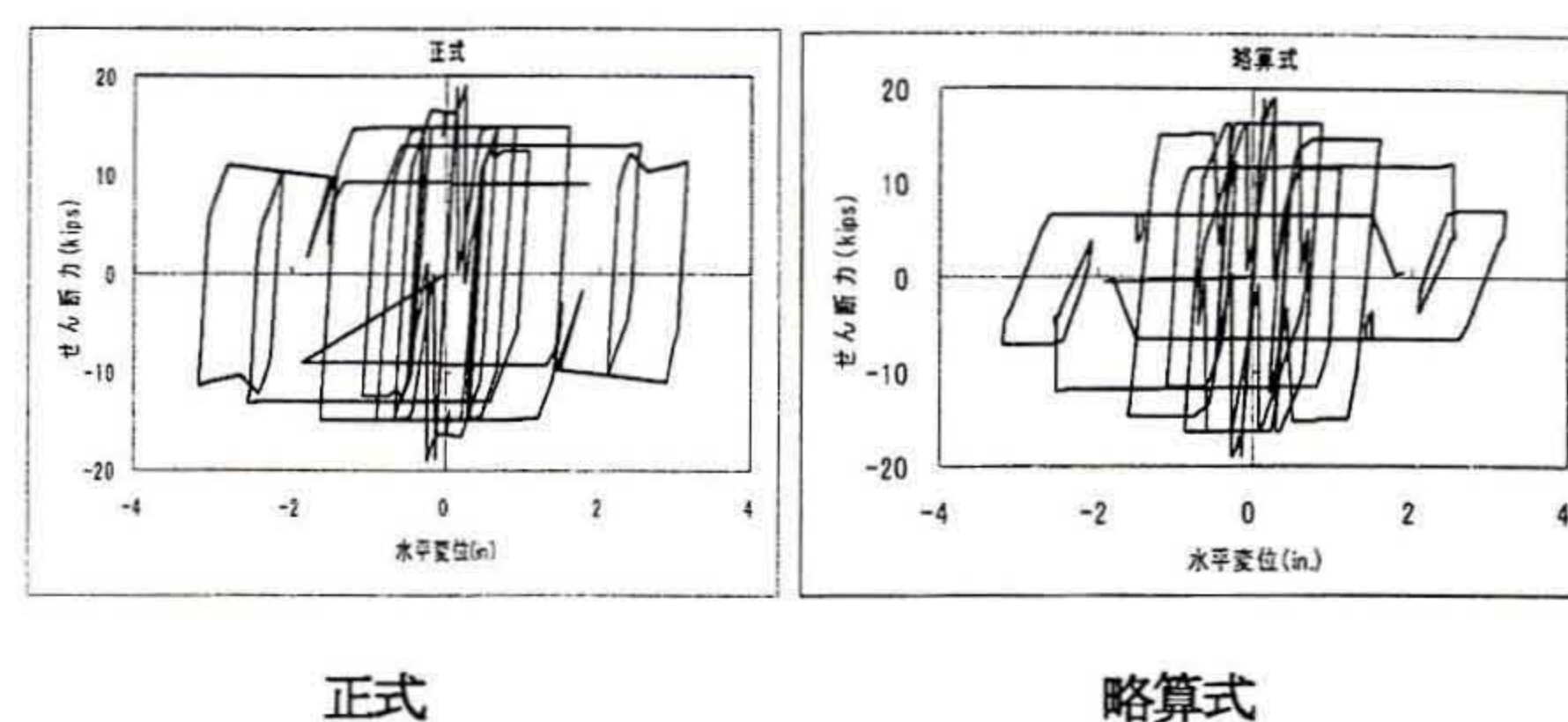


図４ 解析結果

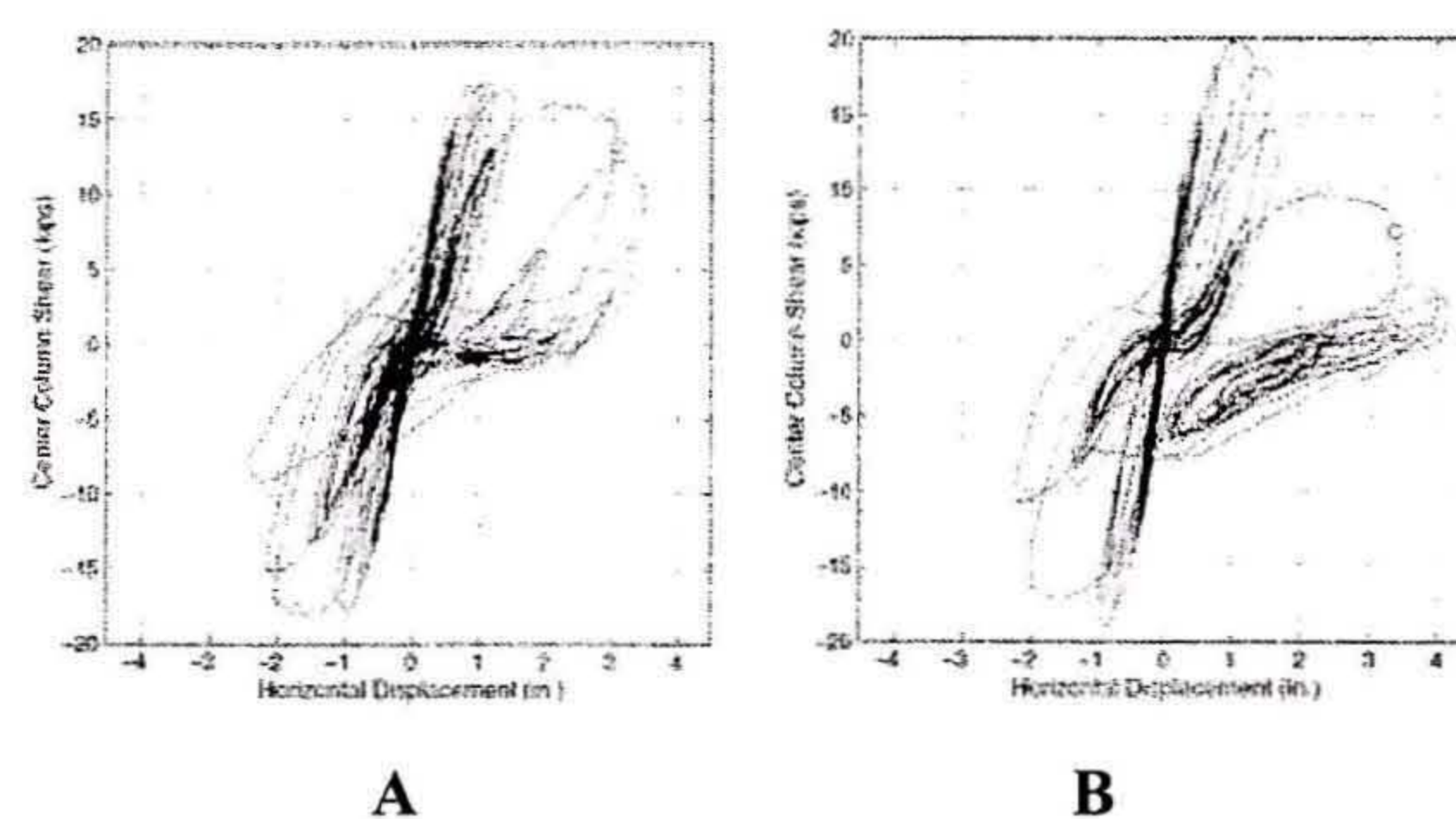


図５ 実験結果

表２ せん断耐力

水平変位 (in)	計算式		解析結果	
	正式 (kips)	略算式 (kips)	正式 (kips)	略算式 (kips)
0.12	16.62	16.03	18.96	18.96
0.46	16.09	15.47	16.34	16.20
0.89	15.17	14.68	14.96	14.81
1.62	13.64	13.00	12.83	11.90
2.55	11.12	10.32	11.42	6.99
3.18	8.66	7.69	9.09	6.60

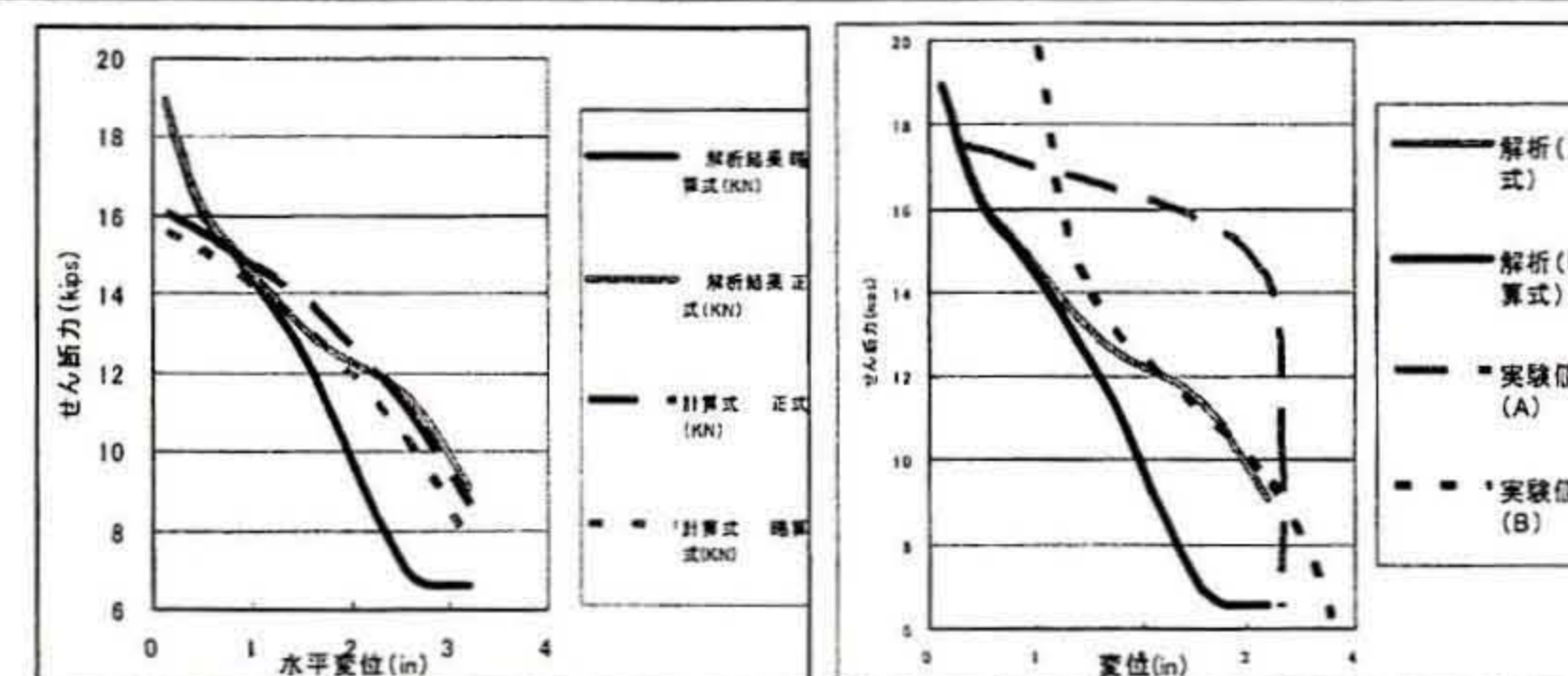


図６ せん断力～水平変位

[参考文献]

- 1) 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
- 2) 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 pp167-175 2005.6
- 3) 島崎和司：RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究
- 4) 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概要集、C-2、pp.655-656、2006.9
- 5) 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 繰返し裁荷とせん断スパン比の影響、日本建築学会大会学術講演概要集、B-2、pp. 313-314、2007.8
- 6) K.J. Elwood, and J.P. Moehle, "Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames" 2003.1