

RC造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究
(その3)丸鋼主筋による影響

正会員 ○五十嵐 泉*
同 岩松**
同 島崎 和司***

鉄筋コンクリート構造 柱 損傷レベル
せん断スパン比 残存軸耐力 丸鋼

1 はじめに

1971 年以前に建てられた既存 RC 構造物のリスク評価では、丸鋼柱が用いられている建物の地震時の倒壊評価が重要である。丸鋼柱の場合、異形鉄筋の柱よりも付着応力度が低下するため、耐荷機構も変わると考えられる。本研究では、昨年度¹⁾ およびその 2 と同様な基礎的な検討として、丸鋼を用いた柱の地震直後に有する鉛直支持能力に着目した実験を行い、丸鋼を用いた旧基準建物の倒壊リスクに関する基礎資料を得る事を目的とする。

2 実験概要

①試験体 試験体は旧基準で設計された既存 RC 構造物の中柱を想定し、実建物の 1/3 程度のサイズとし、せん断余裕度が 0.55~0.76 となるように計画した。コンクリート強度 ($F_c=18N/mm^2$)、主筋本数 (12- $\phi 10$)、柱断面寸法 ($b \times D=200mm \times 200mm$) は共通である。パラメータは、せん断スパン比および損傷レベルとして、今年度は No. 15~No. 18 の 4 体の試験体を作成した。せん断スパン比は、 $M/Qd=1, 2$ の 2 種、せん断補強筋比は 0.1%、損傷レベルは、層間変形角で 1/100、1/50 の 2 種とした。図 1 に試験体配筋図を、表 1 に試験体一覧を、表 2 に材料試験結果を示す。

②加力方法 加力・計測方法はその 2 と同じとした。

3 ひび割れ状況

水平力時は、全ての試験体で柱とスタブの接合部分に初期ひび割れが発生した後、 $M/Qd=1$ の No.15, 16 は曲げひび割れが発生した後、急に対角せん断ひび割れが発生した。 $R=1/50$ まで損傷させた No.16 では損傷が大きくなり水平耐力の低下が見られた。 $M/Qd=2$ の No.17, 18 は曲げひび割れの発生のみで、せん断ひび割れは生じることなく、接合部近傍の曲げひび割れの幅が大きくなった。

鉛直加力時は、 $M/Qd=1$ の No.15, 16 試験体では、同じ M/Qd の異形鉄筋試験体と同じく対角せん断ひび割れ広がり、圧壊、剥離した。 $M/Qd=2$ の No.17, No.18 試験体では、No.17 は部材中央にひび割れが発生し、No.18 は端部にひび割れが発生した。写真 1 に水平加力時のひび割れ状況を、写真 2 に鉛直加力後のひび割れ状況を示す。

表 1 試験体一覧

試験体	設計基準強度 F_c	柱内法高 h_0 (mm)	柱断面 $b \times D$	主筋 (上・下端筋)	せん断補強筋	破壊形式	層間変形角 (損傷レベル)	繰り返す回数
No. 15	18 (N/mm^2)	400	200mm × 200mm	12- $\phi 9$ (SR235)	2-D 4 $\phi 142$	せん断型	1/100	3
No. 16							1/50	3
No. 17		800	200mm × 200mm				1/100	3
No. 18							1/50	3

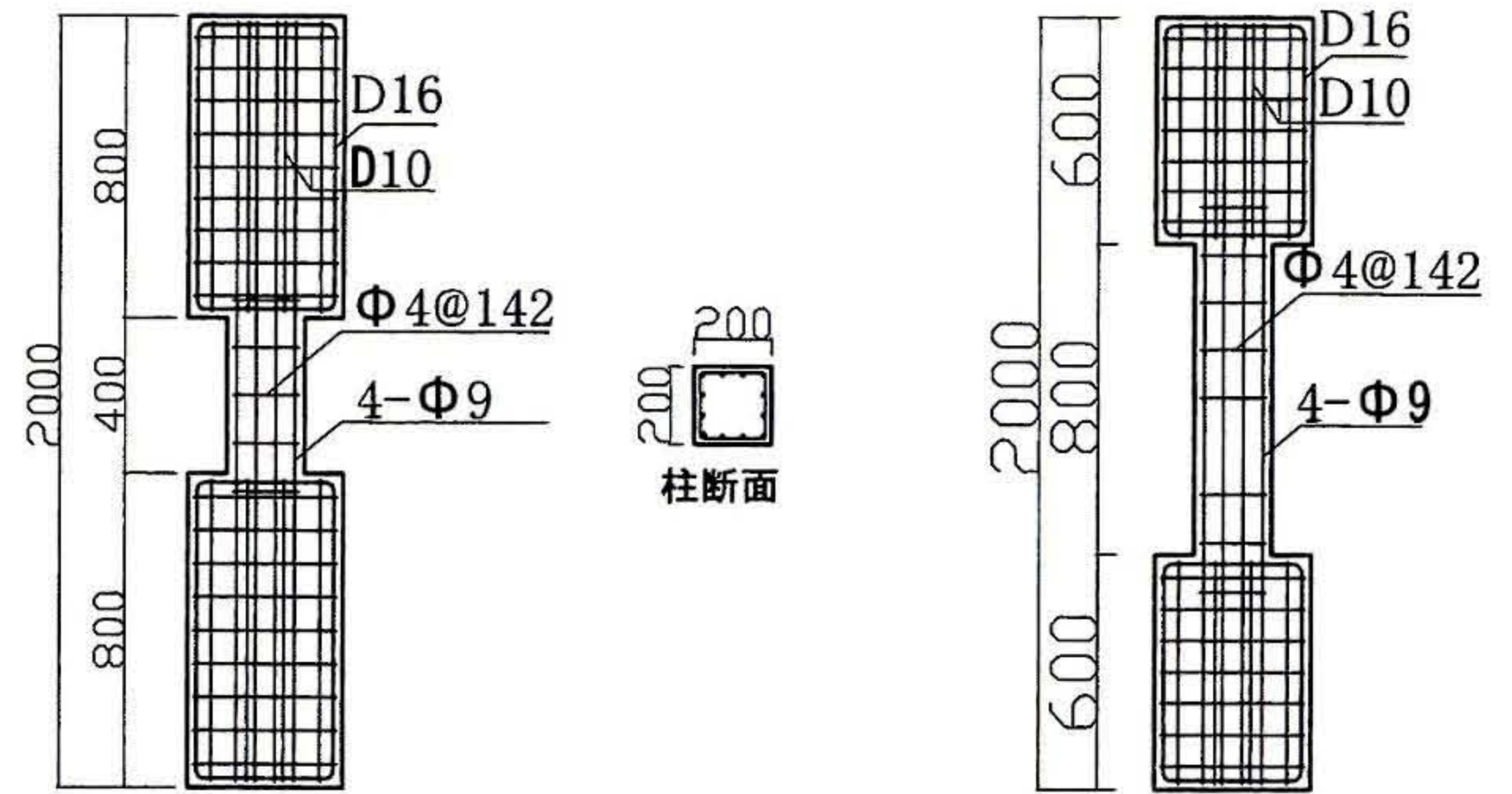


図 1 試験体配筋図

表 2 材料試験結果

鋼材	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	コンクリート強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
$\phi 9$ SR235	356	461	水平加力時 $F_c=18$	22	2.26	2.15×10^4
D 4 SD295	410	625	軸力加力時 $F_c=18$	22.2		2.15×10^4

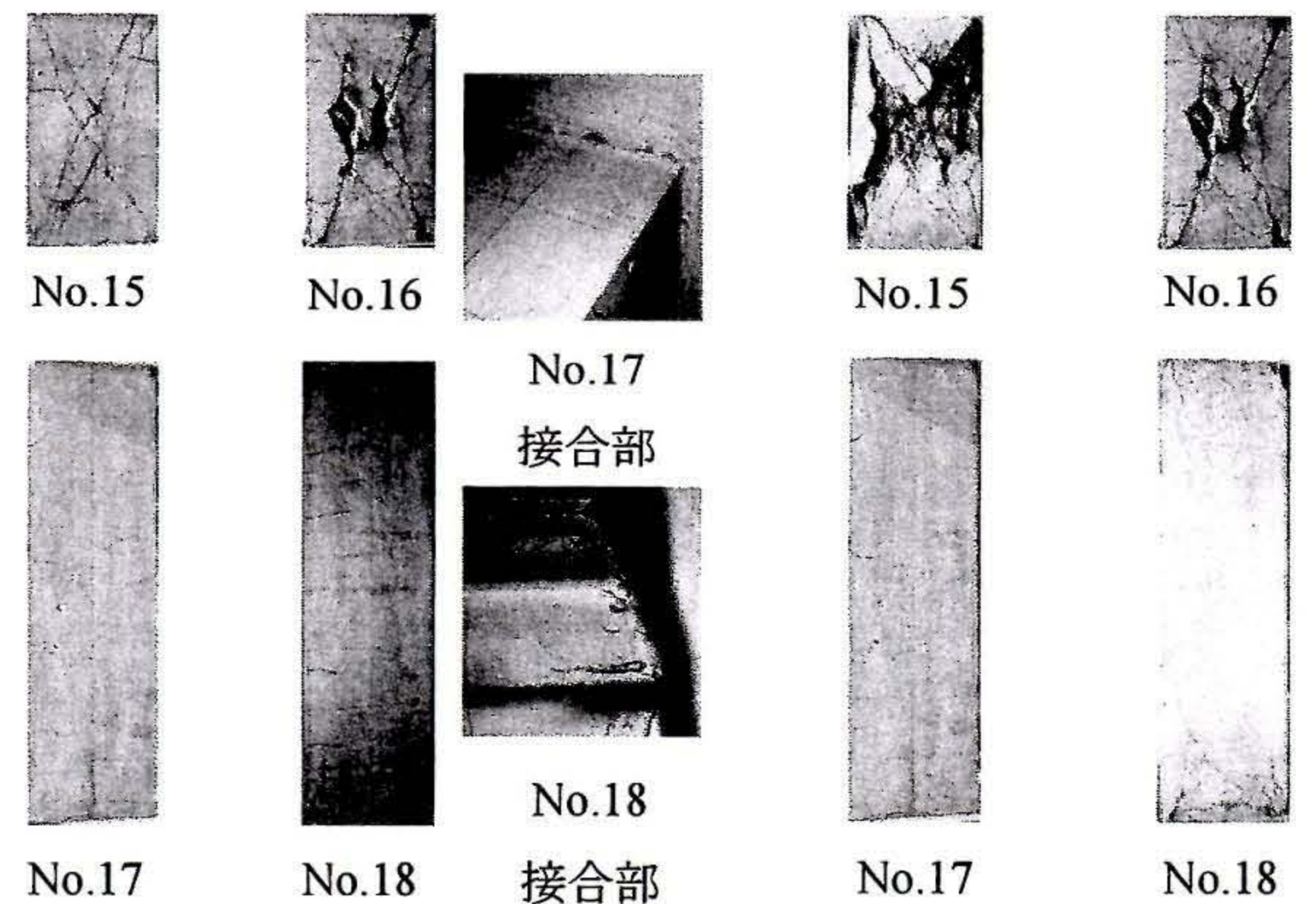


写真 1 水平加力後のひび割れ 写真 2 鉛直加力後のひび割れ

表 3 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ (KN)	長期軸力 N_s (KN)	終局強度計算値			荷重 P_{max} (KN)		最大水平荷重時		残存せん断耐力 (KN)	軸耐力/残存せん断耐力	
			曲げ (KN)	せん断 (KN)	せん断余裕度	水平荷重 (+) (-)	軸力 N_{max}	せん断力 (KN) (+) (-)				
No. 15	65	108	98.5	70.1	0.55	193	164.5	551	109	93	45	12.34
No. 16	80					188.6	145.8	214	107	83	15	14.04
No. 17	95.3		63.5	48	0.76	144.8	125.2	1002	50	43	33	30.01
No. 18	83					136.5	130.2	876	47	45	37	23.92

4 実験結果と考察

表 3 に実験結果一覧、図 3 に水平力-水平変形関係、図 4 に軸力-鉛直縮み関係を示す。M/Qd=1 の No.15、No.16 試験体では、損傷レベルの影響で軸耐力の低下がみられたが、M/Qd=2 の No.17、18 試験体では、損傷レベルの影響が見られなかった。M/Qd=1 の残存軸耐力高い No.15 と M/Qd=2 の試験体を比べると残存軸耐力が約 1/2 になっており、原因として挙げられるのはせん断スパンを小さくしたことで、表 3 に示したようにせん断余裕度が小さくなり、柱部分に対角せん断破壊が生じ、鉛直加力時軸力負担にコンクリートが働かず、残存軸耐力率が低い値を示したと考えられる。M/Qd=1 の試験体の終局強度計算値と実験値を比べると曲げ耐力に達しており、その 2 に示した異形鉄筋試験体 No. 11、No. 12 と逆の結果となっている。繰り返しの影響でせん断耐力の低下が丸鋼試験体でも同じように見られた。M/Qd=2 の No.17、No.18 試験体の残存軸耐力が高かったのは、水平加力時、写真 1 の右側に示したように接合部近傍の曲げひび割れの幅が増大しており、丸鋼主筋とコンクリートの付着強度が低く、付着滑り破壊を起し、コンクリートの損傷が少なかった事が原因と考えられる。終局強度計算値と実験値を比べると曲げ耐力に達しておらず、鉄筋付着すべりにより水平変形が増大する傾向を見られた。異形鉄筋試験体 No. 7、No. 8 と逆の結果となっており、繰り返しの影響が見られなかった。

図 5 に残存軸耐力率-層間変形角関係を示す。M/Qd=1 の No.15 試験体では、同じパラメータの異形鉄筋試験体 No.11 より高い残存軸耐力率となった、R=1/50 の No.16 試験体では、試験体 No.12 とほとんど同じ残存軸耐力率となった。M/Qd=2 の No.17 試験体では、同じパラメータの異形鉄筋試験体 No.7 とほとんど同じ残存軸耐力率となったが、No.18 試験体では、No.8 試験体の約 6 倍の残存軸耐力率となった。

図 6 に No.18 試験体の主筋ひずみ-層間変形角関係を示す。M/Qd=2 で損傷レベルの高い No.18 試験体では、主筋ひずみが全長にわたりほとんど同じで、主筋の降伏が見られない。水平加力時にコンクリート破壊も生じておらず曲げ破壊に達していないと考えられる。

5 まとめ

柱に丸鋼を用いた場合、残存軸耐力は異形鉄筋の柱よりも大きくなった。しかし、異形鉄筋の柱と比べ曲げ耐力に達しておらず、水平耐力不足で変形が増大する可能性が高い。

丸鋼試験体では付着（すべり）破壊する可能性が高い。

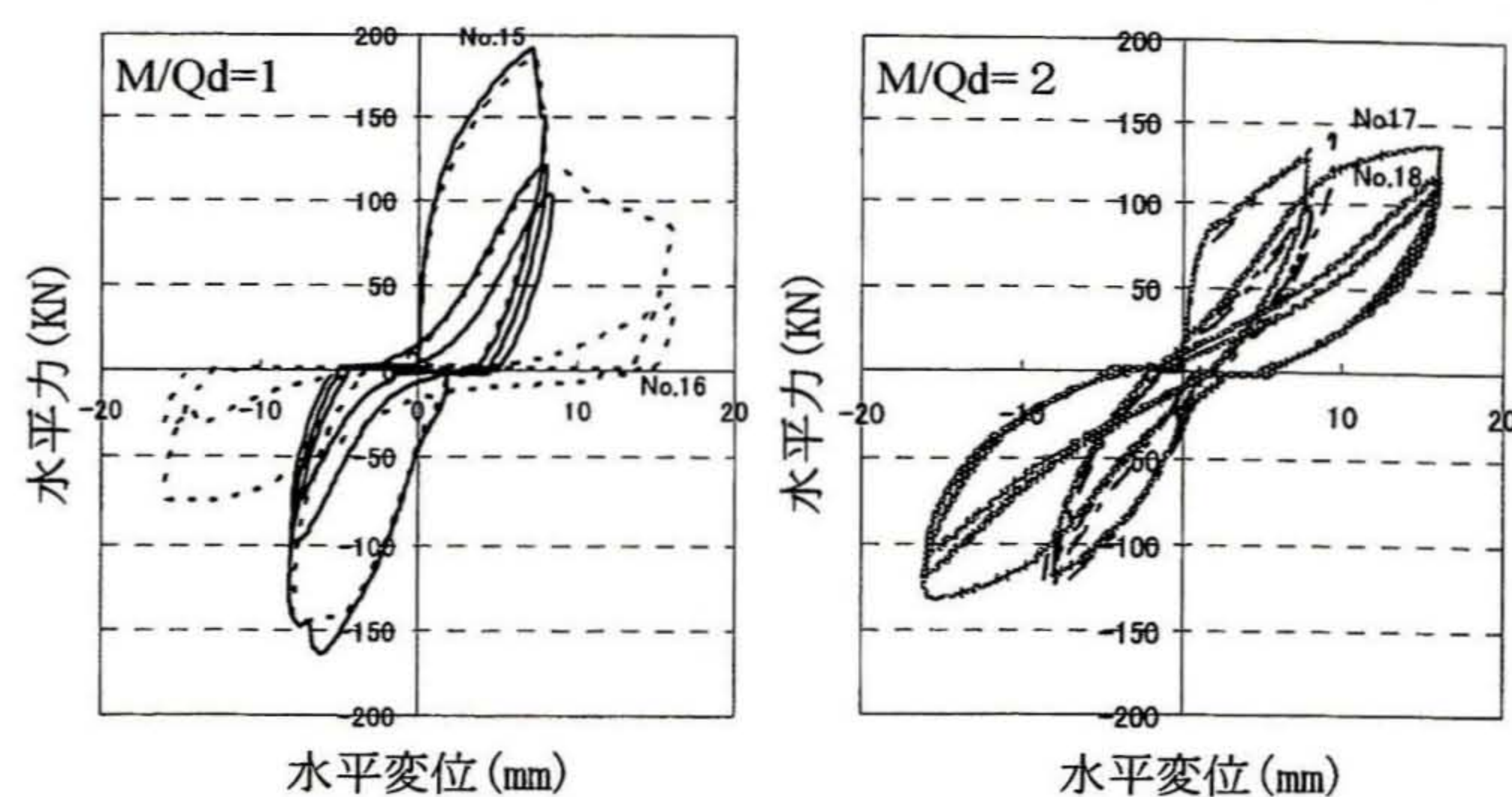


図 3 水平力-水平変位

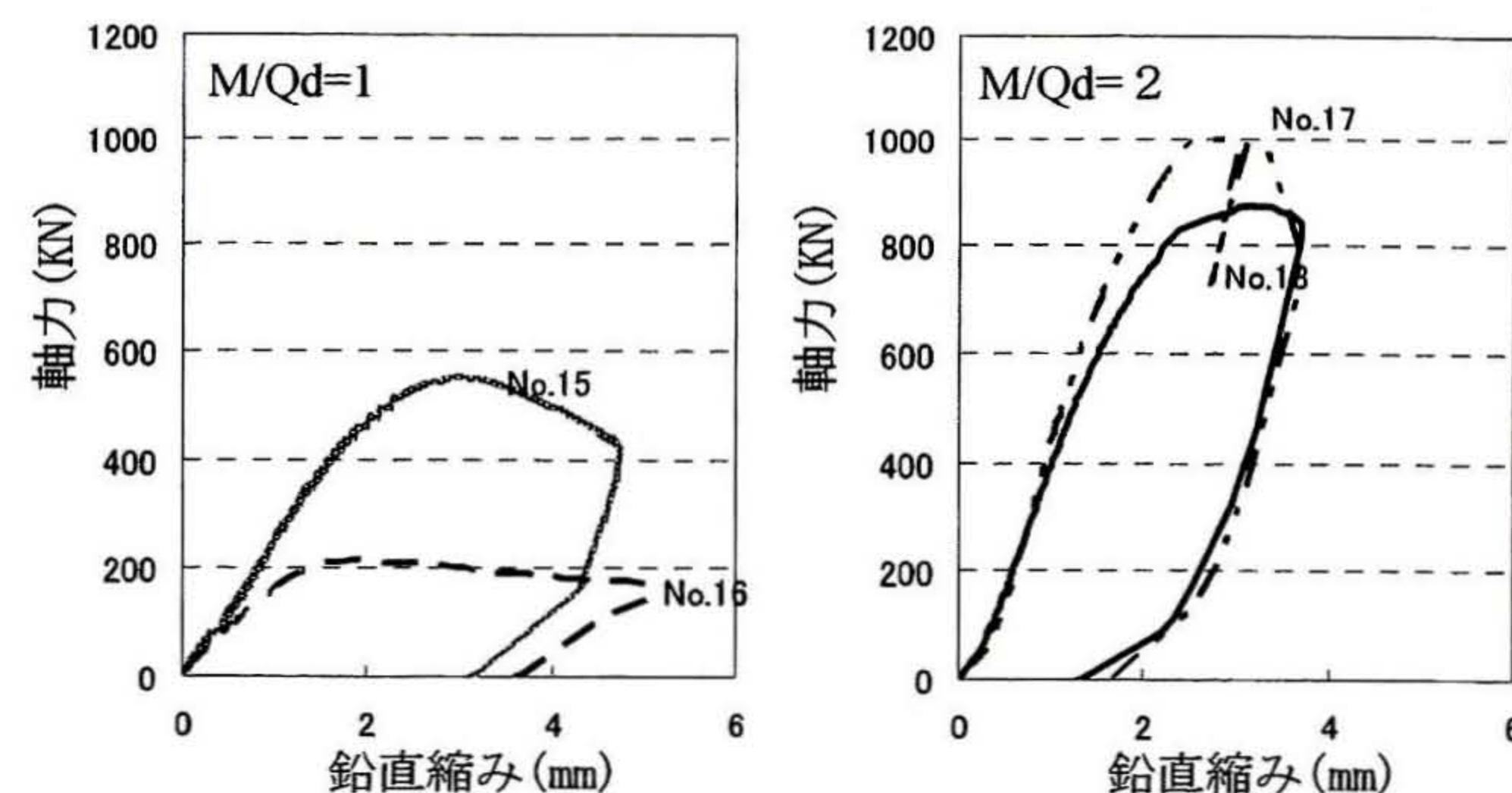


図 4 軸力-鉛直縮み

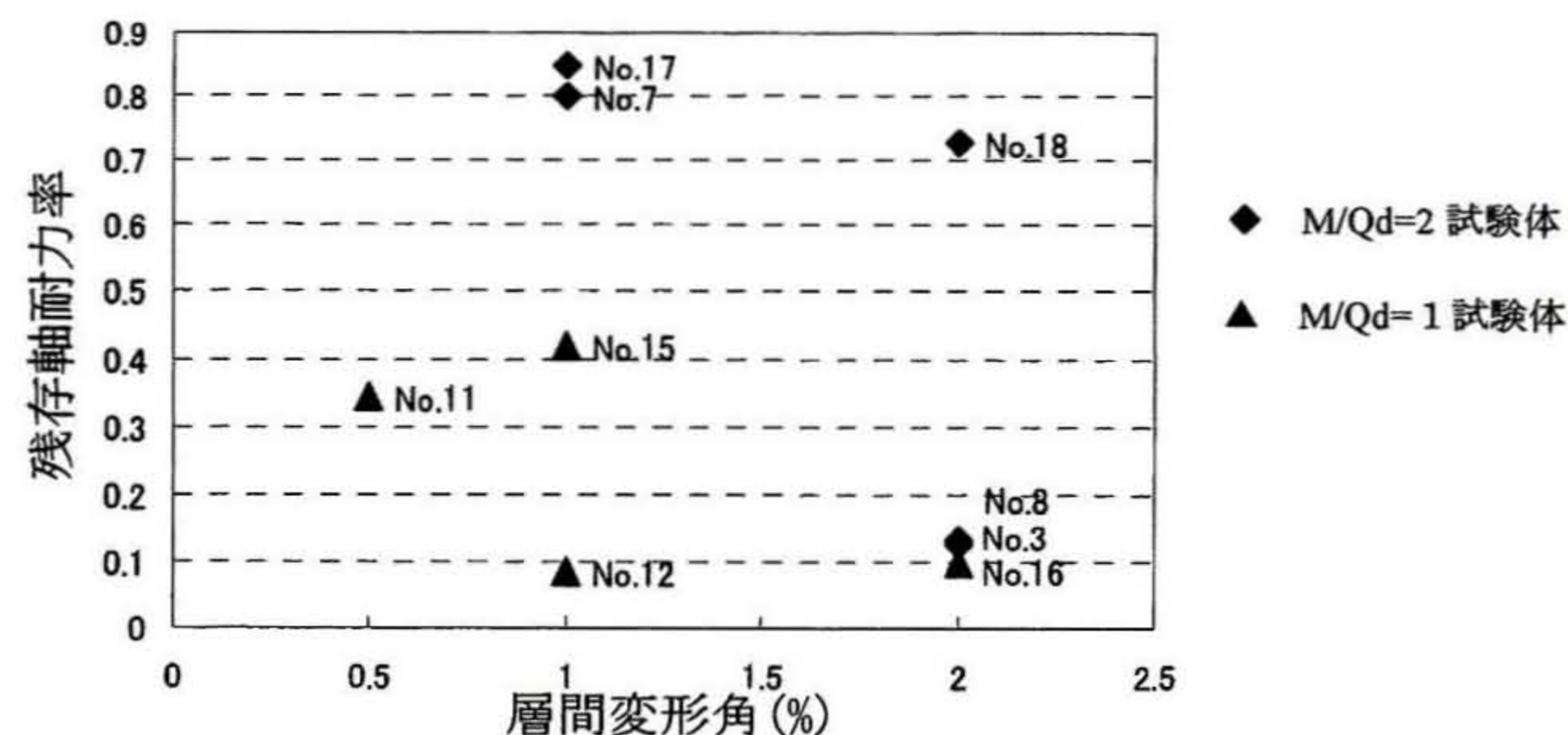


図 5 残存軸耐力率-層間変形角

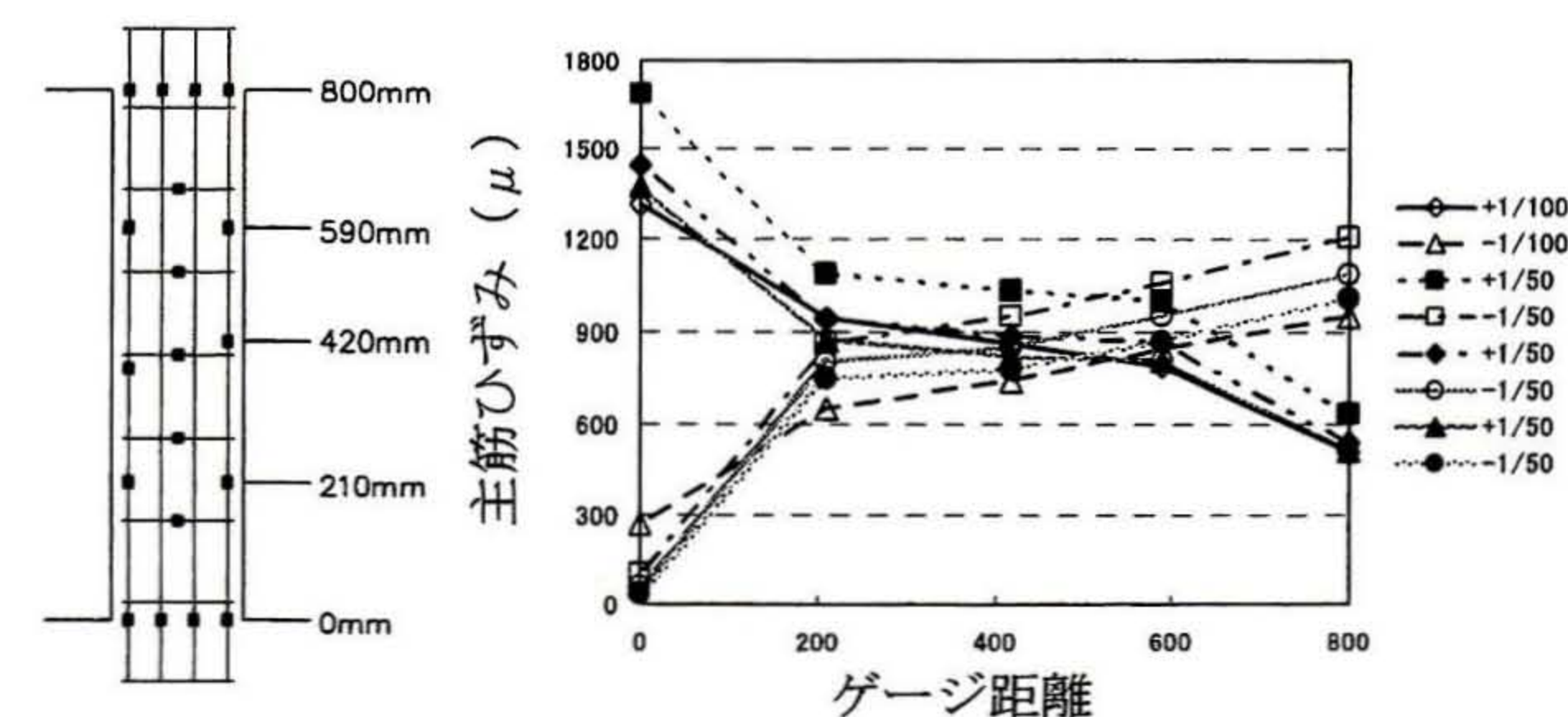


図 6 主筋ひずみ-層間変形角

【謝辞】

本研究は神奈川県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：荏本孝久)の一環として実施し、卒論生の武井 健、宮崎 剛、牛島 拓也氏の協力を得ました。関係各位に深く謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 岩松ほか、RC 造柱の地震後の残存軸耐力に関する研究、その 1、AIJ 大会、2006 年
- 2) 日本建築学会防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説 2001 改正版
- 3) 日本建築学会構造系論文集：芳村学、高稲宜和：破壊局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 2005. 06

* 1 神奈川県 工学部 建築学科 主任技術員
 * 2 神奈川県 工学研究科 建築学専攻
 * 3 神奈川県 工学部 建築学科 教授 博士 (工学)

Chief Technician, Kanagawa University
 Graduate Student, Kanagawa University
 Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.