

大変形正負交番载荷を受ける RC 柱の 損傷状況及び補修効果に関する実験的研究

石橋忠良¹・津吉毅²・小林薫³・小林将志⁴

¹フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部 構造技術センター 所長
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部 構造技術センター 副課長 (同上)

³正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部 構造技術センター (同上)

⁴正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所 工事管理・安全担当課
(〒370-8543 高崎市栄町 6-26)

コンクリート構造物の耐震設計を合理的に行うためには、地震時の部材の塑性変形レベルに応じた損傷状況を適切に把握する必要がある。本文では、実際の鉄道ラーメン高架橋柱を想定したじん性率 10 程度以上の高い変形性能を有する RC 柱の静的正負交番载荷試験結果から、部材の塑性変形レベルと部材の損傷状態の相関、損傷範囲等を取りまとめ、損傷状態に対しては、主として補修の難易度の観点から評価を行った。また、塑性率 10 程度以上の塑性変形レベルで損傷を受けた試験体を補修し、補修した試験体による正負交番载荷試験により、補修後も十分なエネルギー吸収能力を有することを確認した。

Key Words: seismic resistant design, reversal cyclic loading, reinforced concrete column, damage, repair

1. はじめに

鉄道コンクリート構造物の耐震設計には、従来から構造物の変形性能を考慮したじん性設計を採用している¹⁾。このじん性を考慮した設計は、コンクリート構造物が塑性化した後の挙動も考慮し、塑性変形性能により構造物に作用する地震動のエネルギーを吸収させるものであり、部材がある程度の損傷(塑性化)を受けることを前提としている。一方、構造物の耐震性能は、その重要度に応じて、復旧の難易度等を考慮して定義され^{2), 3)}、要求される耐震性能に応じて、復旧の難易度に影響を与える部材の損傷程度を制御する必要がある。したがって、耐震設計を合理的に行うためには、構造物(部材)の地震による塑性変形レベルと損傷状態の相関を明確に把握する必要がある。

著者らは、鉄道ラーメン高架橋柱を想定した、

じん性率 10 程度以上の大きな変形性能を有する RC 試験体を用いた静的正負交番载荷試験を行い、塑性変形レベルと損傷程度の相関、損傷範囲について評価を行った⁴⁾。

本文では、損傷状況に各種要因の与える影響について考察を加えた。さらに復旧の難易度と密接に関連している損傷レベルと塑性変形レベルとの関係について検討した。また、じん性率 10 以上の大きな塑性変形領域で損傷を受けた RC 試験体を数種類の方法で補修し、補修後の試験体を用いた正負交番载荷試験を行い、補修効果および変形性能を確認した結果⁵⁾をあわせて報告する。

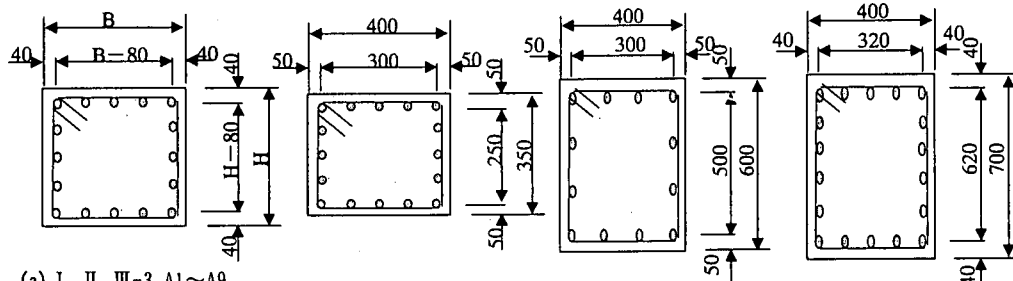
2. 実験概要

(1) 試験体諸元

表-1 に試験体諸元を示す。図-1 に試験体断

表-1 試験体諸元

試験体No.	断面寸法 B×H (mm)	有効高 d (mm)	せん断スパン比 a/d	軸方向鉄筋 (径)×(本)	軸方向鉄筋比 pa=As/(BD) (%)	側鉄筋 (径)×(本)	帯鉄筋 (径)×(組)(間隔) (mm)	帯鉄筋比 ps (%)	軸方向圧縮力		載荷パターン
									σ'no (N/mm ²)	σ'no (N/mm ²)	
I-1	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc125	0.507	0.98		A
I-2	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 70	0.905	0.98		A
I-3	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 40	1.584	0.98		A
II-1	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 90	0.704	0.49		A
II-2	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 50	1.267	1.96		A
III-1	400×600	550	2.09	D13×12	0.634	D13×2	D13-1ctc 90	0.704	0.98		A
III-2	400×350	300	4.17	D22×16	4.424	D22×3	D13-1ctc 90	0.704	0.98		A
III-3	350×350	310	3.83	D19×16	3.742	D19×3	D16-1ctc 50	2.270	4.90		A
A 1	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98		B
A 2	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98		B
A 3	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 70	0.905	0.49		B
A 4	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98		B
A 5	400×400	360	3.19	D13×16	1.267	D13×3	D13-1ctc140	0.453	0.98		B
A 6	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 50	1.267	0.98		B
A 7	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98		A
A 8	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc120	0.528	0.98		B
A 9	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D16-1ctc 60	1.655	0.98		B
A 10	400×700	660	1.52	D19×18	1.842	D19×4	D13-1ctc 60	1.056	0.98		B
A 11	500×500	460	2.81	D19×16	1.834	D19×3	D13-1ctc 60	0.845	0.98		B
No.6	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98		B
A1(R)	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 80	0.792	0.98		C
A2(R)	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D13-1ctc 60	1.056	0.98		C
A3(R)	400×400	360	3.19	D16×16	1.986	D16×3	D13-1ctc 70	0.905	0.49		B
A9(R)	400×400	360	3.19	D19×16	2.865	D19×3	D16-1ctc 60	1.655	0.98		B



(a) I, II, III-3, A1~A9,

A11, No. 6 試験体

(b) III-2 試験体

(c) III-1 試験体

(d) A10 試験体

図-1 試験体断面図

表-2 材料強度, 耐力比の計算値, 実験結果

試験体 No.	材料強度			計算値				実験値			破壊形態
	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	軸方向鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)	帯鉄筋 降伏強度 (N/mm ²)	Vc/Vmu	Vs/Vmu	Vyd/Vmu	耐力比	じん性率 μ	回転中心 h1(cm)	損傷集中 範囲長 h2(cm)	
I-1	27.4	378.3	359.1	0.66	0.89	1.55	8.9	24	43	曲げ降伏後せん断	
I-2	23.5	378.3	359.1	0.64	1.62	2.26	11.0	18	36	曲げ破壊	
I-3	31.9	378.3	359.1	0.68	2.74	3.42	11.2	14	23	鉄筋破断	
II-1	28.2	397.2	359.1	0.78	1.68	2.46	10.4	16	36	曲げ破壊	
II-2	33.6	397.2	359.1	0.80	2.61	3.40	11.3	10	32	鉄筋破断	
III-1	32.3	359.1	359.1	1.25	2.66	3.92	24.0	0	13	鉄筋破断	
III-2	33.7	379.1	359.1	0.69	1.08	1.77	7.3	21	38	曲げ降伏後せん断	
III-3	32.4	378.3	397.2	0.70	3.48	4.18	10.6	12	28	鉄筋破断	
A 1	26.4	378.4	358.3	0.65	1.39	2.05	10.5	16	36	曲げ破壊	
A 2	23.3	378.4	358.3	0.64	1.89	2.52	12.4	17	38	曲げ破壊	
A 3	26.8	397.2	358.3	0.77	2.16	2.94	15.1	14	36	曲げ破壊	
A 4	28.4	358.3	358.3	1.09	2.78	3.86	20.6	12	29	曲げ破壊	
A 5	29.1	358.3	358.3	1.08	1.58	2.66	14.8	18	42	曲げ破壊	
A 6	31.0	378.4	358.3	0.68	2.20	2.87	15.2	14	34	曲げ破壊	
A 7	30.7	378.4	358.3	0.68	1.83	2.51	12.6	16	34	曲げ破壊	
A 8	23.8	397.2	358.3	0.75	1.23	1.98	12.1	19	43	曲げ破壊	
A 9	21.7	378.4	397.2	0.63	3.31	3.94	14.5	12	34	曲げ破壊	
A 10	22.3	378.4	358.3	0.66	1.35	2.01	11.9	26	55	曲げ破壊	
A 11	24.6	378.4	358.3	0.66	1.70	2.36	13.7	15	54	曲げ破壊	
No.6	19.4	375.1	358.3	0.62	1.94	2.56	13.8	15	38	曲げ破壊	

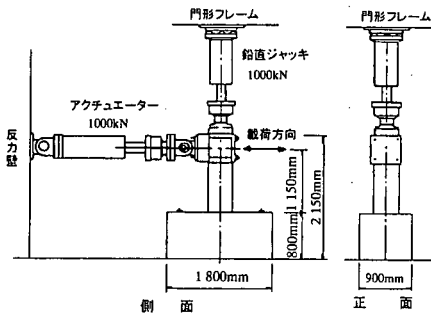


図-2 荷重装置

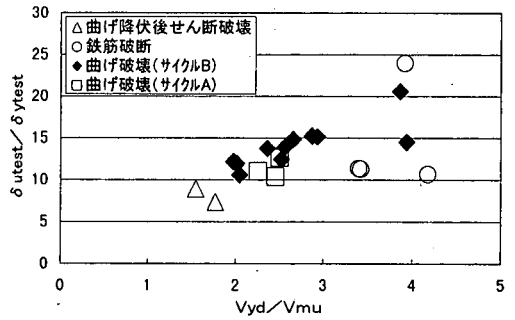


図-3 耐力比とじん性率の関係

面図を示す。試験体は、実物のラーメン高架橋柱の 1/2 スケールを想定したものであり、主な試験パラメーターは、断面形状、せん断スパン比 (a/d)、軸方向鉄筋比 ($p_a := \Sigma A_s / (B \cdot D)$ 、ここに ΣA_s ; 全軸方向鉄筋の断面積、 B ; 柱断面幅、 D ; 柱断面高さ)、帯鉄筋比 (p_s)、軸圧縮応力度 (σ'_{no}) である。試験範囲は、軸方向鉄筋比 (p_a) は 0.63~4.42%、帯鉄筋比 (p_s) が 0.45~2.27%、軸圧縮応力度 (σ'_{no}) は 0.98 (N/mm²) を中心に 0.49~4.9 (N/mm²) とした。表-2 に材料強度、耐力比 (V_{yd}/V_{mu} : ここに、 V_{yd} ; 部材のせん断耐力、 $V_{mu} := M_u / l_a \mu_u$; 曲げ耐力、 l_a ; せん断スパン) の計算値を示す。耐力比の計算¹⁾には、表-2 に示した材料試験から定まる実材料強度を用い、せん断補強筋のない棒部材のせん断耐力 (V_{cd}) は a/d の効果を考慮した二羽ら ($a/d \geq 2.5$) 及び石橋ら ($2.5 \leq a/d \leq 0.5$) の式^{6), 7)}により、部分安全係数はすべて 1.0 として計算した。なお、今回の試験体の、耐力比の範囲は 1.55~4.18 である。

また、補修試験体 A1 (R)、A2 (R)、A3 (R)、A9 (R) は、A1、A2、A3、A9 試験体を試験終了後に補修を行ったものである。

(2) 荷重方法

荷重装置の概要を図-2 に示す。荷重は、軸力を一定とした静的正負交番荷重試験であり、1 δy までは 4.9~9.8kN きざみで荷重制御にて荷重し、最外縁の軸方向鉄筋ひずみが材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位 (δy) とした。2 δy 以降は、降伏変位 (δy) の整数倍の変位毎に変位制御で交番荷重した。

表-1 に示した荷重パターン A は、1 δy 終了後、2 δy 、4 δy ……と降伏変位の偶数倍をそれぞれ 1 サイクルずつ荷重し、荷重低下が生じた時点から 1 δy ずつ変位を増加させ、荷重低下後はそれぞれ 3 サイクルの荷重を行った。パターン B は、2 δy 以

降、1 δy 毎に 1 サイクルずつ荷重を行ったものである。

基本荷重パターンを 2 種類としたのは、当初 A パターンによる荷重を行っていたが、今回のようなじん性率 10 程度以上の大変形領域を対象とした交番荷重試験では、軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断することがあり、過去の地震でこのような破壊形態があまり確認されておらず、その可能性も小さいという指摘もある¹¹⁾ こと、また、鉄筋が破断しない場合の変形性能および損傷状態を評価することを目的とし、後半は B パターンで荷重を行った。また、補修試験体の C パターンは、B パターンの 3 δy 、5 δy 、7 δy の荷重を省いたものである。なお、荷重速度は、1 サイクル 120 秒を最速とし、変位が大きくなるに従って、荷重点での荷重速度の上限値が 1mm/sec となるよう荷重速度を変更し、水平荷重が降伏荷重の 70% 程度以下となるまで試験を行った。

3. 損傷状況の実験結果

(1) 破壊形態およびじん性率

表-2 に、破壊形態およびじん性率 ($\delta_{uteast} / \delta_{ytest}$: ここに、 δ_{ytest} ; 降伏変位の実験修正値⁸⁾、 δ_{uteast} ; 降伏荷重を維持する最大変位 = 終局変位の実験値、図-4 参照) の実験結果を示す。ここでは、実験値は処女荷重側の値により整理を行った。表-2 に示した破壊形態で、「鉄筋破断」は荷重面基部のかぶりコンクリートが剥落したのち、軸方向鉄筋の一部が破断して終局に至ったものである。また、「曲げ降伏後せん断破壊」は、軸方向鉄筋降伏後に、1.5~2.0D (D : 断面高さ) の位置と圧縮縁基部を結んだ位置に発生したせん断ひび割れに起因する破壊により終局に至るもので、「曲げ破壊」は、軸方向鉄筋降伏後、基部から 1D 程度までの荷重面のかぶりコンクリート剥落後、コアコンク

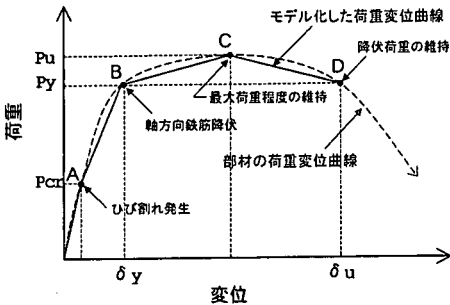


図-4 荷重変位曲線のモデル

リートが徐々に粉砕化され耐力低下し終局に至るものである。

図-3は、耐力比とじん性率の実験結果を示したものである。今回対象とした試験体は、曲げ降伏後せん断破壊する2試験体を除き、耐力比が概ね2以上に設定されており、じん性率10以上の大きな変形性能を有する部材である。なお、載荷サケの違いによりじん性率の実験結果が異なることが指摘されている⁸⁾。今回の場合は、図-3に示したように曲げ破壊したものについて耐力比により分類して比較すると、載荷パターンAの試験体のじん性率が、同程度の耐力比を有する載荷パターンBの試験体のじん性率よりも若干小さめであるが、大きな差は認められない。

(2) 損傷状況

図-4は、曲げ降伏後にせん断破壊もしくは曲げ破壊となるRC部材の荷重変位曲線の包絡線を模式的に示したものである。塑性変形レベルと損傷レベルを対応させる設計では、図に示したA~D点の塑性変形レベルの分岐点と損傷レベルを対応させることが考えられる。以下に、今回の試験範囲でのパラメータの影響に着目し、図-4に示したモデルに対応させながら損傷状況について述べる。

a) 降伏変位時(図-4 B点)

①軸方向鉄筋比の影響

写真-1(a)はA2試験体($p_a=2.865\%$)の、写真-1(b)はA5試験体($p_a=1.267\%$)の1 δ_y 終了後の状況である。両試験体では断面形状、軸圧縮応力度が同一で、耐力比もほぼ同一である。また、写真-1(c)に軸圧縮応力度以外の諸元は異なるが今回の試験では軸方向鉄筋比が最大であるⅢ-2試験体($p_a=4.424\%$)の1 δ_y 終了後の状況である。これらのひび割れ発生状況は、ひび割れ間隔、角度等に若干の相違は見られるが、ほぼ同様の傾向である。

②耐力比(帯鉄筋比)の影響

写真-1(d)はI-1試験体($V_{yd}/V_{mu}=1.55$, $p_s=0.507\%$)の、写真-1(e)はI-3試験体($V_{yd}/V_{mu}=3.42$, $p_s=1.584\%$)の1 δ_y 終了後の状況である。また、軸力等の諸元も異なるが耐力比が最大であるⅢ-3試験体($V_{yd}/V_{mu}=4.18$, $p_s=2.27\%$)の試験結果を写真-1(f)に示す。これらにも、ひび割れ本数等は若干異なるものの、ひび割れ発生状況に大きな相違は見られない。

③軸力の影響

写真-1(g)にⅡ-2試験体($\sigma'_{no}=1.96\text{N/mm}^2$)の、写真-1(h)にA3試験体($\sigma'_{no}=0.49\text{N/mm}^2$)の1 δ_y 終了後の状況である。これらについても、他の条件が若干異なるが軸力が最大である写真-1(f)に示したⅢ-3試験体($\sigma'_{no}=4.9\text{N/mm}^2$)を含め、同様にひび割れ発生状況に大きな差はない。

④せん断スパン比の影響

写真-1(i)はA1試験体($a/d=3.19$)の、写真-1(j)はA10試験体($a/d=1.52$)の試験結果である。両試験体では、軸圧縮応力度が同一、耐力比はほぼ同一であり、ひび割れ発生状況にも大きな差は見られない。また、いずれも曲げ破壊であり、そのため a/d の影響は少ないものと思われる。なお、写真-1(c)に示したように、他の条件は異なるがせん断スパン比が今回の試験範囲で最大であるⅢ-2試験体($a/d=4.17$)と比較しても特に有為差は見受けられない。

以上のように、今回の試験範囲では、降伏時には、ひび割れ本数等は若干異なるものの、ひび割れ発生状況等に大きな差は認められない。全体的な損傷状況の特徴を以下に示す。

降伏時までは、曲げひび割れが柱の基部から載荷点近傍までに概ね150~200mmの間隔で発生する。柱側面では、曲げひび割れの先端が部材断面の圧縮ゾーンに向かって進展し、部材軸と45°程度の角度を有する斜めひび割れへと進展するが、ひび割れ先端は圧縮縁まで到達しない。また、変位を0に戻したときのひび割れはほとんど閉じており、残留ひび割れ幅は極めて小さい。

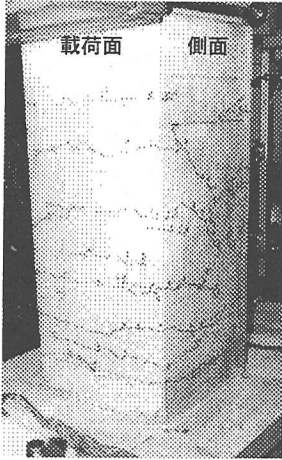
b) 最大荷重時(図-4 C点)

①軸方向鉄筋比の影響

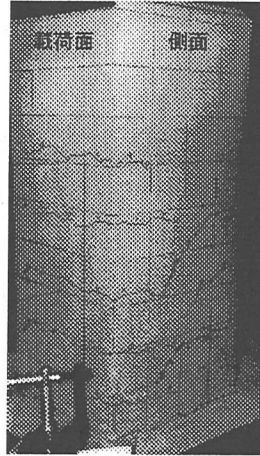
写真-2(a)はA2試験体、写真-2(b)はA5試験体、写真-2(c)はⅢ-2試験体の最大荷重後の状況である。

②耐力比(帯鉄筋比)の影響

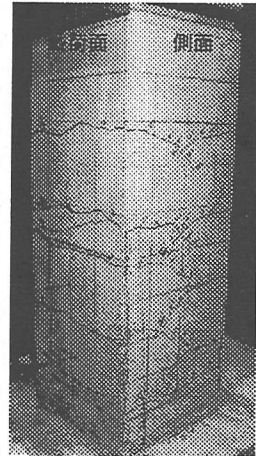
写真-2(d)にI-1試験体、写真-2(e)にI-3試験体、写真-2(f)にⅢ-3試験体の



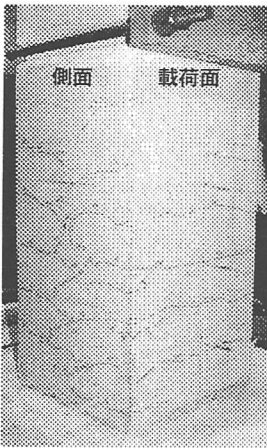
(a) A 2



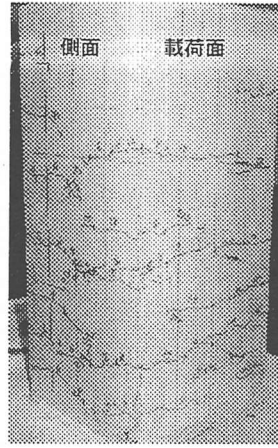
(b) A 5



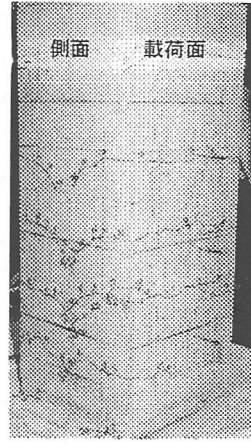
(c) III-2



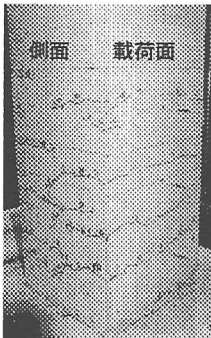
(d) I-1



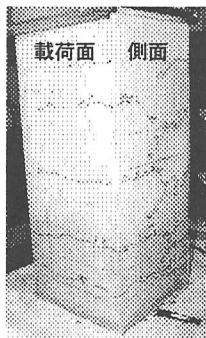
(e) I-3



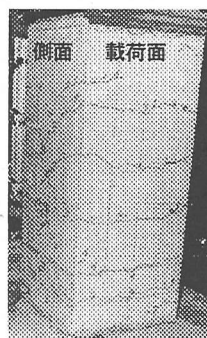
(f) III-3



(g) II-2



(h) A 3

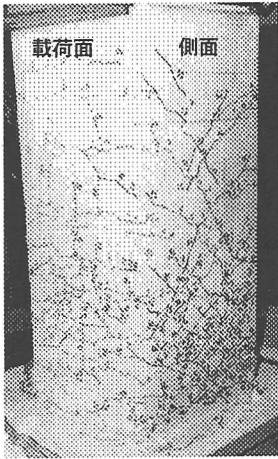


(i) A 1

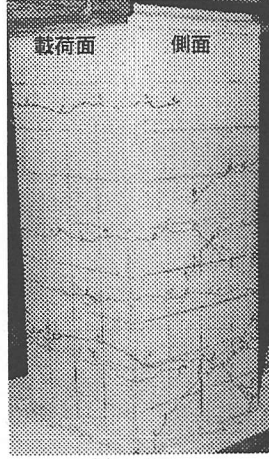


(j) A 1 0

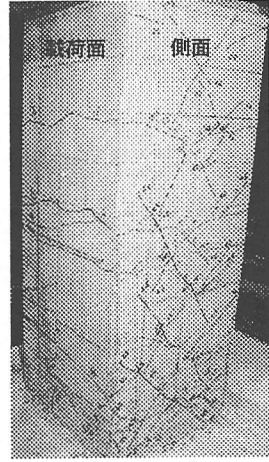
写真-1 降伏後の損傷状況



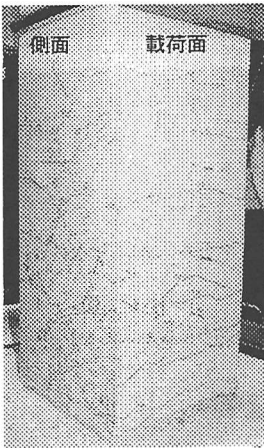
(a) A 2



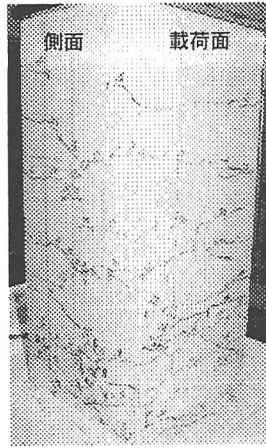
(b) A 5



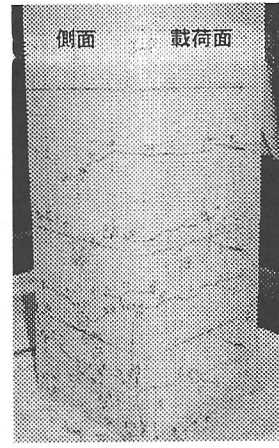
(c) III-2



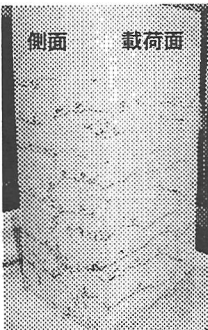
(d) I-1



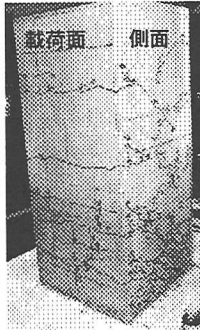
(e) I-3



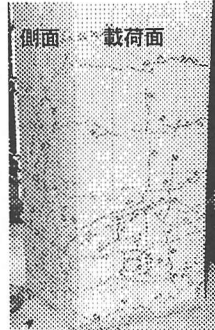
(f) III-3



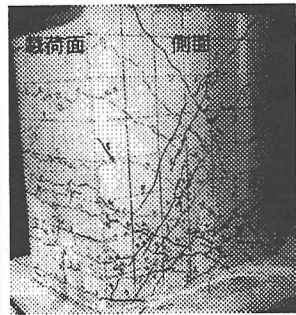
(g) II-2



(h) A 3



(i) A 1



(j) A 10

写真-2 最大荷重後の損傷状況

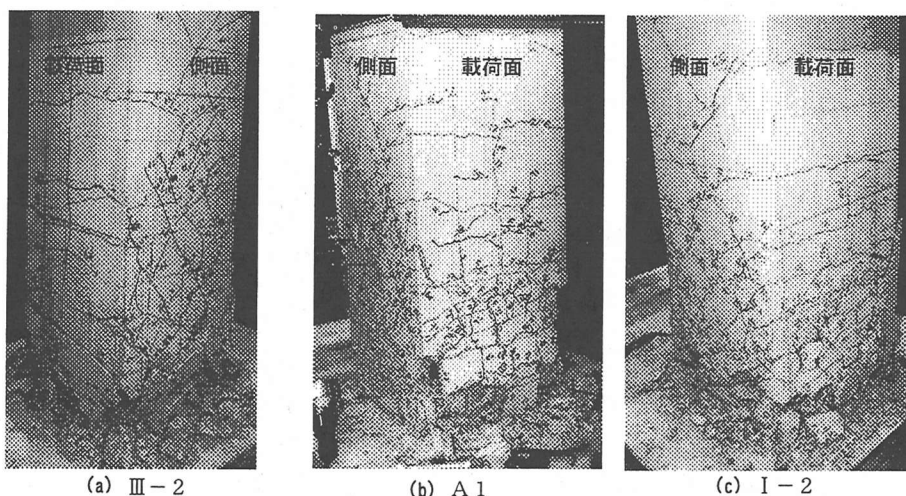


写真-3 終局後の損傷状況

試験結果を示す。

③軸力の影響

写真-2 (g) にⅡ-2 試験体の、写真-2 (h) にA3 試験体の最大荷重時の状況を示す。

④せん断スパン比の影響

写真-2 (i) はA1 試験体の、写真-2 (j) はA10 試験体の試験結果である。

最大荷重直後は、破壊形態が曲げ破壊および鉄筋破断となる試験体 (I-1, Ⅲ-2 以外) では、最大荷重時の塑性変形量に大きな差があることから、ひび割れ本数、進展状況にかなり相違がみられるものもあった。しかしながら、ひび割れ本数以外の断面の損傷状態や荷重を0に戻したときのひび割れ幅に顕著な差は見られなかった。一般的な特徴を示すと、柱側面には、フーチングから高さ1D (D: 断面高さ) 程度の位置の引張り縁から荷重点対角の圧縮縁基部に向かって伸びるせん断ひび割れが圧縮縁までつながる。最大荷重時には、ほとんどのせん断ひび割れの先端が、荷重点対角の圧縮縁基部周辺まで達している。載荷面では、柱基部から1D程度の高さまでに曲げひび割れの数が増加する。なお、載荷中はフーチング面からの高さ1D付近から、柱基部に向かって伸びたせん断ひび割れが、他のひび割れよりも大きく開き、これより上方のひび割れはほとんど開かなくなる。

一方、曲げ降伏後せん断破壊する試験体 (I-1, Ⅲ-2) では、載荷中のひび割れは、フーチングから高さが1Dよりも高い位置から、柱基部に伸びるせん断ひび割れのひび割れ幅が大きくなる。

なお、最大荷重時には荷重を0としたときの残留ひび割れ幅は、破壊形態に関わらず若干大きくな

るが、かぶりコンクリートの浮き上り、剥離等は生じない。

c) 終局変位時 (図-4 D点)

終局時の損傷状況は、破壊形態別に示す。

①曲げ降伏後にせん断破壊する試験体

曲げ降伏後にせん断破壊するI-1およびⅢ-2試験体はほぼ同様の損傷状況となる。最大荷重以後の繰り返し載荷により、柱側面のかぶりコンクリートの損傷が大きくなり、柱基部では剥離する。一方、載荷面のかぶりコンクリートも基部において若干の浮き上り、剥落が見られるが損傷は側面よりも軽微である。耐力は比較的急激に低下する。写真-3 (a) にⅢ-2 試験体の終局後の状況を示す。

②曲げ破壊する試験体

今回の試験範囲においてはパラメータの相違により損傷状況に有為差は見られない。すなわち、曲げ破壊となる試験体は、柱基部圧縮縁とフーチングから1D程度の高さの引張り縁を結ぶ位置に発生したせん断ひび割れが卓越する。その後、その正負載荷によるせん断ひび割れの交点を回転中心として変形を繰り返すうちに、載荷面方向のかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋がはらみですが、変形が進んでも急激な耐力低下は起きず、損傷の集中する1D程度の区間で圧縮を受けるコアコンクリートが繰り返し載荷により徐々に粉体化もしくは細粒化し、耐力が低下する。

一方、載荷パターンAとBの違いにより、前述のようにじん性率の実験値が若干異なるが、終局にいたる、あるいは終局時の損傷状況は今回の試験範囲ではそれほど相違はない。載荷パターン以外のパラメータがほぼ同一であるA1試験体とI-2試験

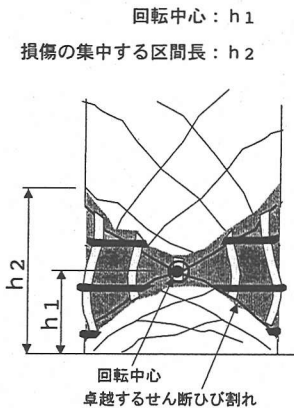


図-5 かぶりコンクリート剥落後の損傷状況の概念図

体の終局後の状況を写真-3 (b), (c) に示す。

なお、曲げ破壊する試験体は、試験終了後に剥離、細粒化したコンクリートをとり除いて内部を観察すると、模擬的には図-5のような損傷状況である。損傷が集中する区間では、柱基部圧縮縁とフーチングから高さ1D付近を結ぶせん断ひび割れにより内部コンクリートが完全に分断されており、このひび割れに挟まれる内部コンクリート(図-5中のハッチング部)が損傷し、くさび状に碎破されていた。

4. 損傷状況に関する考察

(1) 損傷レベル(補修の容易さ)に対する検討

損傷状況の実験結果をもとに、図-4に示した塑性変形レベルに対する損傷レベル(補修の容易さ)の検討を行う。なお、実務的には、構造物の急激な崩壊を防ぐため、曲げ降伏後でもせん断破壊しないよう設計するのが一般的であると思われるので、ここでは、主として破壊形態が「曲げ破壊」のものを対象とすることとする。また、曲げ破壊の場合、前章で述べたように今回の試験範囲ではパラメータの相違による損傷程度の差はほとんどないが、塑性変形レベルを後述のように無次元化して評価するためには、じん性率の評価を適正に行う必要があるため、載荷サイクルの影響についてのみは比較しながら検討を進めることとする。

せん断破壊が先行しない部材において、地震後に無補修で供用できるかどうか損傷レベルの一つの分岐点となる。前章で述べたように、「降伏時」「最大荷重時」では、断面の損傷もほとんどなく、変位が0に戻ったときの残留ひび割れ幅も大きくないので、断面の損傷状態としては「無補修で供用できる」状態であると考えられる。

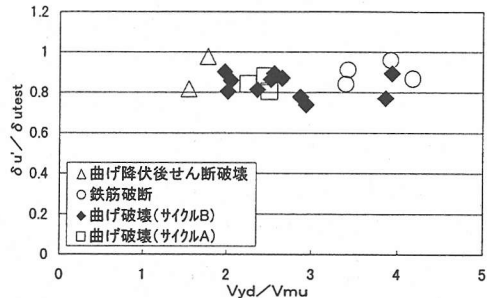


図-6 $\delta u' / \delta utest$ と耐力比の関係

次に、断面補修という観点からは、ひび割れ注入程度でよいか、あるいは断面修復が必要かどうかにより損傷レベルの分岐点が設けられると考えられる。断面修復が必要となるのは、かぶりコンクリートが大きく浮き上り、あるいは剥落した後であると考えられるので、そのような損傷状態に対する塑性変形レベルでの定量的評価を試みた。ここで、「かぶりコンクリートが大きく浮き上り、あるいは剥離した」状態とは、目視にてそのような状況が認められた状態である。厳密には、それより前の段階でかぶりコンクリートの部分的な浮き上りが生じているものと思われるが、目視にて大きな浮き上がりを確認されない場合には、過去の地震災害復旧時において、樹脂注入等のみで補修が行われている^{12), 13)}。これらの補修実績より、今回もかぶりコンクリートが大きく浮き上り、あるいは剥離した状態となるまでは、注入で補修するとした。

図-6は、載荷面のかぶりコンクリートの剥落が認められた載荷ループの載荷点最大変位($\delta u'$)と、終局変位($\delta utest$)の比($\delta u' / \delta utest$)と耐力比の関係を示したものである。 $(\delta u' / \delta utest)$ と耐力比には特に相関はない。曲げ破壊となる試験体については、概ね終局変位($\delta utest$)に対して80~90%程度の変位の範囲で載荷面のコンクリートが剥落することがわかる。また、載荷パターンによる相違は認められない。なお、曲げ降伏後にせん断破壊する場合と、鉄筋破断の場合には、終局変位($\delta utest$)の80~90%を越える変位の範囲で載荷面のコンクリートが剥離している。鉄筋破断となる試験体の場合には、鉄筋が低サイクル疲労により破断せずに、曲げ破壊となった場合には、さらに終局変位が大きくなると予想されるので、そのような場合には今回の鉄筋破断する4試験体の諸元では、コンクリートが剥落するのは、図に示したよりも小さい変位比となることが想定される。

一方、図-7は、断面の損傷が載荷面基部のかぶりコンクリート表層周辺程度のみ止まる範囲で

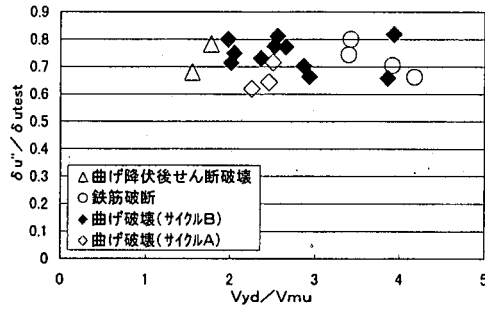


図-7 $\delta u''/\delta utest$ と耐力比の関係

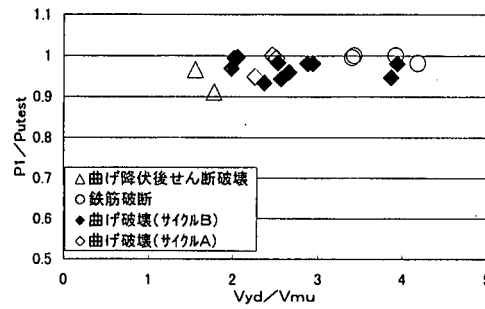


図-8 $Pi/Putest$ と耐力比の関係

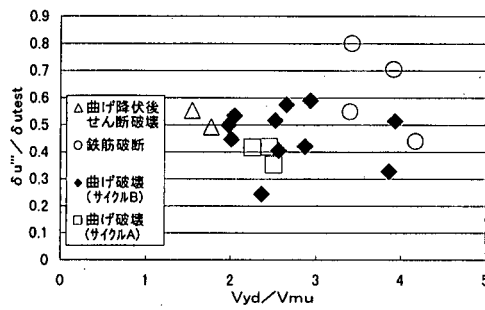


図-9 $\delta u'''/\delta utest$ と耐力比の関係

の載荷点最大変位 ($\delta u''$) と終局変位 ($\delta utest$) の比 ($\delta u''/\delta utest$) と耐力比の関係を示したものである。曲げ破壊となる試験体では、終局変位 ($\delta utest$) に対して 60~80%程度までの変位までは、載荷面基部のかぶりコンクリート表層が若干損傷する程度であり、載荷サイクルの影響も見受けられない。この程度の損傷の範囲内までは、ひび割れ注入程度の補修で供用できるとしてよいと考えられる。なお、このループ時の耐力 (Pi) と最大荷重 ($Putest$) との比 ($Pi/Putest$) は図-8に示したように、曲げ破壊する試験体では、載荷サイクルの影響はほとんどなく、その平均値が97.2%であり、ほとんど最大荷重と大差がない。

図-9は、最大荷重時の変位 ($\delta u'''$) と終局変位 ($\delta utest$) の比 ($\delta u'''/\delta utest$) と耐力比の関係である。今回の試験では、作用水平力の測定

表-3 $\delta i/\delta utest$ および $Pi/Putest$

	δrpu / $\delta utest$	δru / $\delta utest$	$Prpu$ / $Putest$	Pru / $Putest$
I-1	0.31	0.52	0.55	0.33
III-2	0.30	0.86	0.54	0.21
I-3	0.56	0.59	0.60	0.54
II-2	0.37	0.80	0.49	0.36
III-1	0.32	0.71	0.39	0.21
III-3	0.29	0.78	0.84	0.77
I-2	0.24	0.56	0.55	0.43
II-1	0.26	0.62	0.45	0.34
A7	0.20	0.73	0.46	0.28
A1	0.35	0.71	0.49	0.44
A2	0.34	0.72	0.55	0.44
A3	0.44	0.72	0.59	0.43
A4	0.22	0.84	0.47	0.35
A5	0.41	0.77	0.48	0.45
A6	0.26	0.78	0.50	0.37
A8	0.39	0.65	0.50	0.46
A9	0.33	0.75	0.53	0.38
A10	0.22	0.73	0.43	0.15
A11	0.10	0.62	0.28	0.41
NO. 6	0.26	0.73	0.51	0.48

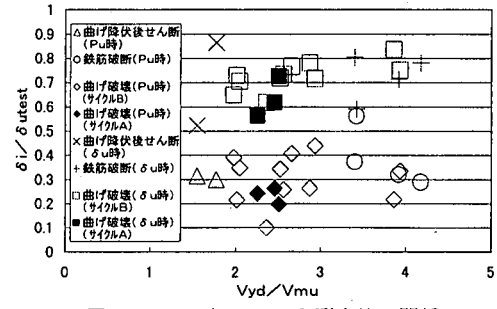


図-10 $\delta i/\delta utest$ と耐力比の関係

結果が最大となる点を最大荷重時としている。一方、荷重包絡線は最大荷重付近で非常になだらかで、最大荷重点 (C 点) があまり明確でないこともあり、($\delta u'''/\delta utest$) の値はかなりばらつくが、曲げ破壊となる試験体では、載荷サイクルの相違に関係なく、最大荷重点 (C 点) の変位は終局変位の 60% 以下となる。以上より、今回のように、作用水平力の測定値が最大となる点を「最大荷重時」とした場合には、最大荷重直後にかぶりコンクリートが剥落することはなく、最大荷重時を越えてからも、かぶりコンクリートが大きく浮き上るまたは剥離するまでの、ほぼ同程度の耐力を維持する範囲では、補修はひび割れ注入程度でよい、と思われる。

次に、静的載荷試験の荷重変位曲線における、最大荷重、および終局時の水平荷重が0となるときの水平変位と、水平変位が0となるときの水平荷重の比較を行った。

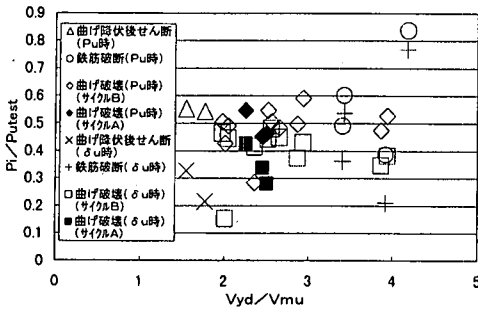
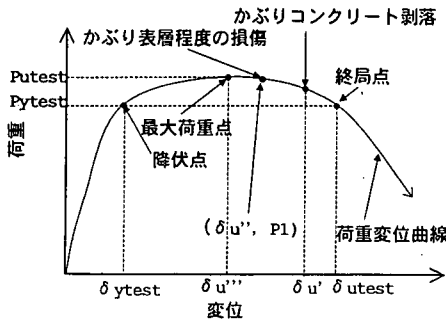
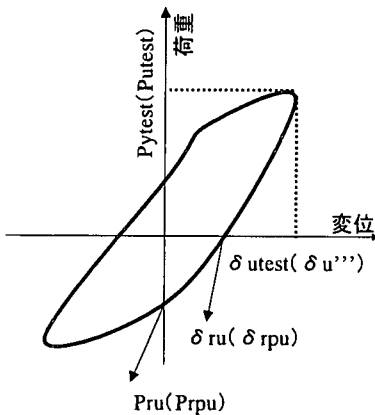


図-11 Pi/Putestと耐力比の関係



(a) $\delta u'$, $\delta u''$, $\delta u'''$, $\delta utest$, P_1 , $Pytest$, $Putest$



(b) δru , Pru (終局時) および δrpu , $Prpu$ (最大荷重時)

図-12 各記号の詳細

図-10 は、最大荷重時の載荷ループの荷重が 0 となる時の変位 (δrpu) と、終局時の載荷ループの荷重が 0 となる時の残留変位 (δru) と終局変位 ($\delta utest$) の比 ($\delta i/\delta utest$: $\delta i = \delta rpu$ または δru) と耐力比 (試験体別の数値を表-3 に示す.) の関係を示したものである。曲げ破壊となる試験体では、載荷サイクルの差にほとんど関係なく、荷重が 0 となる時の変位は終局時が最大荷重時の概ね 2 倍程度となる。一方、図-11 は、荷重が 0

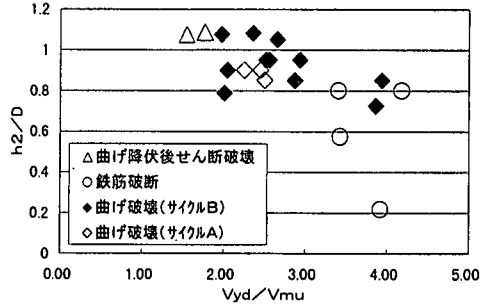


図-13 h_2/D と耐力比の関係

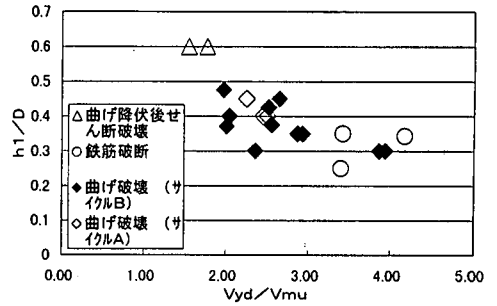


図-14 h_1/D と耐力比の関係

となる時の変位を 0 に戻すために必要な荷重 (P_i) と最大荷重 ($Putest$) の比 ($P_i/Putest$) と耐力比の関係 ($P_i = Prpu$ または Pru , $Prpu$; 最大荷重時の載荷ループの荷重が 0 となる時の変位を 0 に戻すために必要な荷重, Pru ; 終局時の載荷ループの荷重が 0 となる時の変位を 0 に戻すために必要な荷重. 表-3 に試験体別の数値を示す.) である。曲げ破壊する試験体では、載荷パターンの相違に関係なく、($Prpu/Putest$) は 0.5 程度、($Pru/Putest$) は 0.4 程度である。以上より、静的載荷試験における荷重変位履歴経路において、荷重が 0 となる時の変位は、終局時のほうが最大荷重時の 2 倍程度となるが、その変位を 0 に戻すために必要な荷重はほとんど同じである。

なお、図-12 には、上記考察で使用した記号を示した。

(2) 損傷の集中する区間に関する検討

a) 回転中心と損傷集中区間高さ

図-5 の、損傷の模式図に示した損傷集中区間長 (h_2) および、卓越するせん断ひび割れの交点 (回転中心) 高さ (h_1) と断面高さ D の比と耐力比の関係を図-13, 14 に示す。

曲げ破壊する試験体では載荷サイクルの相違の影響はそれほど見られない。また、(h_2/D) と (h_1/D) と耐力比はいずれも負の相関が見られ、回転中心高

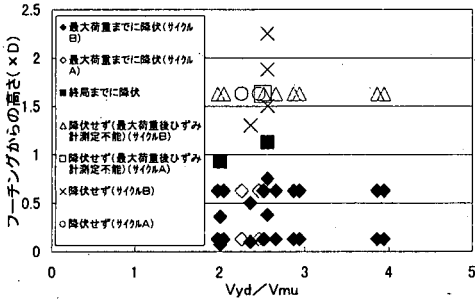


図-15(a) 軸方向鉄筋の降伏範囲 (曲げ破壊)

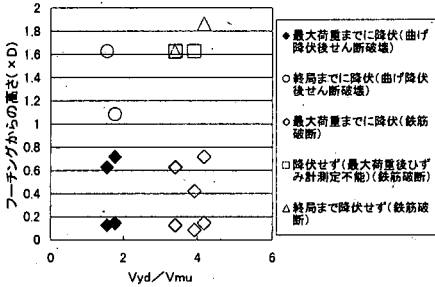


図-15(b) 軸方向鉄筋の降伏範囲
(曲げ降伏後せん断破壊、鉄筋破断)

さ h は耐力比 2 付近で $0.45D$ 程度であり、耐力比の増加に伴い若干小さくなる傾向にある。

b) 軸方向鉄筋の降伏範囲

図-15(a), (b) に、最外縁の軸方向鉄筋が降伏しているか否かを、ひずみ測定値から判定したものを示す。図-15(a) は、曲げ破壊した試験体の結果、図-15(b) は、曲げ降伏後せん断破壊及び鉄筋破断した試験体の結果である。

ひずみ測定点は、図中に示したものがすべてであり、この結果から主鉄筋の降伏範囲を断定することはできないが、概ね次のような傾向にあると言える。

曲げ降伏後せん断破壊する場合は、柱基部からの高さが $1D$ を越える範囲で、最大荷重後、終局にいたるまでに降伏している。このことは、卓越する斜めひび割れが柱基部と $1D$ を越える位置とを結び位置に発生していることから必然的な結果であると言える。

曲げ破壊する場合には、ひずみゲージが終局までに測定不能となっているものも多く、今回の測定値から断定することはできないが、 $1.25D$ 以上では、降伏したものはない。したがって、今回の試験範囲では、終局までに概ね $1D$ 程度までの最外縁の軸方向鉄筋は降伏し、 $1.25D$ 以上では降伏していないようである。

表-4 補修に用いた材料

No	使用材料	
	クラック注入	断面修復
A1(R)	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂モルタル
A2(R)	アクリル樹脂	超速硬セメントモルタル 一部ポリマーセメント
A3(R)	セメント系超微粒子クラック注入材	ポリマーセメントモルタル
A9(R)	—	プレミクスモルタル

表-5 補修の施工順序

順序	施工内容
①	交番載荷終了後の供試体清掃
②	柱部材のクラック発生状況確認
③	クラック注入用治具取り付け
④	断面修復用型枠組み立て
⑤	断面修復材料練り混ぜ、打設、養生
⑥	型枠撤去
⑦	クラック注入流止防止用シール貼付
⑧	クラック注入材料練り混ぜ、打設、養生
⑨	治具、シール撤去

5. 補修効果の確認

(1) 補修方法および実験の概要

試験体諸元は、表-1 に示したとおりであり、補修試験体 A1(R), A2(R), A3(R), A9(R) は、載荷試験を終了した A1, A2, A3, A9 試験体の交番載荷試験終了後、そのまま補修して用いた。

補修は表-4 に示した材料を用い、表-5 に示した順序で行った。表-6 は材料強度である。補修は、粉碎したコンクリートがらを取り除き、軸方向鉄筋、帯鉄筋は整形せずにはらみ出したもの、または変形したものそのまま用いた。A2(R), A3(R), A9(R) 試験体については、軸方向鉄筋のはらみだしが大きく、元の断面形状 (400×400 mm) への修復が困難であったため、A2(R) についてはフーチング上面から 350 mm の範囲で 440 mm (載荷面) \times 470 mm (側面)、A3(R) はフーチング上面から 315 mm の範囲で 440 mm \times 440 mm に、A9(R) はフーチング上面から 450 mm の範囲で 415 mm \times 470 mm にそれぞれ断面を増加させた。

なお、載荷は、軸方向鉄筋がすでに降伏しているため、補修前の降伏変位の実験値 (δ_y) を基準変位として、変位制御にてその整数倍の変位の交番載荷を行った。

表-6 補修材料強度

試験項目	単位	クラック注入材			断面修復材			
		エポキシ樹脂	アクリル樹脂	セメント系超微粒子クラック注入材	エポキシ樹脂モルタル	超速硬セメントモルタル	ポリマーセメントモルタル	プレミックスモルタル
粘度	cps	560		500				
比重		1.22	1.18		1.6			
圧縮強度	N/mm ²	66.7		20.4~24.5	47.5	46.0	35.7~40.8	56.8
曲げ強度	N/mm ²	56.8	66.5		19.4			
引張強度	N/mm ²	37.4						4.0

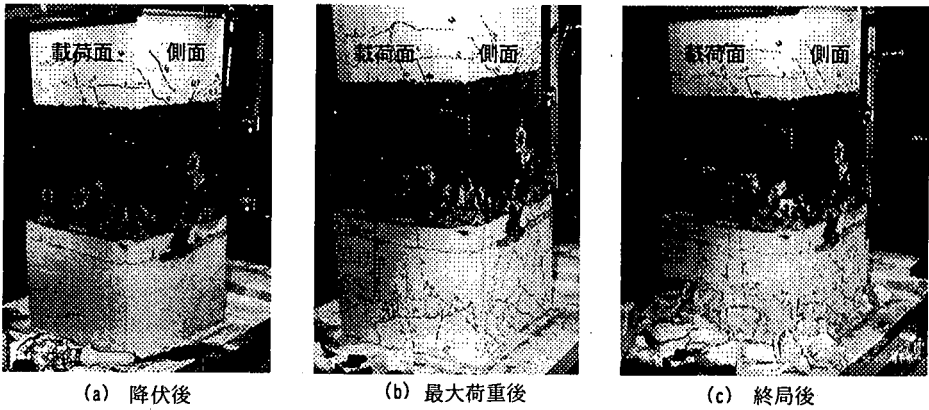


写真-4 補修試験体 (A2 (R)) の損傷状況

(2) 試験結果および考察

a) 損傷状況

補修した試験体の損傷状況はいずれも同じような傾向であったので、ここではA2 (R) の損傷状況を述べる。

写真-4 (a) に、A2 (R) の1δy 終了 (δy は、A2の実験値) 時の状況を示す。1δy 終了後には、断面修復材料が当初断面のコンクリートに比べて強度が高いためか、補修部のひび割れ発生は軽微である。写真-4 (b) は、最大荷重直後である。最大荷重直後には、補修前のA2試験体の試験時 (以下、処女載荷試験時という。) と同様に、柱基部とフーチングから高さ1D程度の位置とを結ぶ斜めひび割れが卓越し、このひび割れの開口が大きくなる。写真-4 (c) は、A2 (R) の終局時の状況である。最大荷重後は、処女載荷試験時と同様に柱基部と高さ1D程度の位置を結ぶせん断ひび割れの交点を回転中心として変形を繰り返し、ひび割れに挟まれた部分 (図-5中にハッチングで示した箇所) が徐々に粉碎され耐力が徐々に低下し終局にいたっており、破壊形態は曲げ破壊であった。なお、A2 (R) 以外の補修試験体は、最大耐力以後にいずれも、低サイクル疲労による軸方向鉄筋の破断により終局に至った。

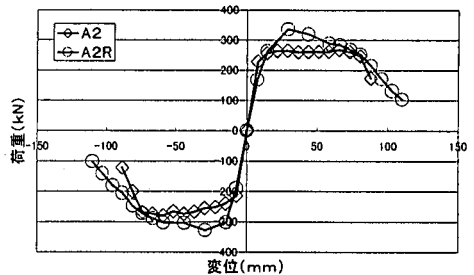


図-16 A2 および A2(R) の荷重変位包絡線

b) 変形性能

図-16 に、軸方向鉄筋の破断しなかったA2 (R) と、A2の荷重変位包絡線の比較を示す。鉄筋破断で終局に至った他の試験体も、最大荷重以後の鉄筋破断による耐力低下が若干急激であることを除き、傾向はA2 (R) とほぼ同様である。すなわち、補修試験体は処女載荷時よりも初期剛性が若干小さいが、補修により基部の断面を増加させていることもあり、最大荷重はプレミックスモルタルで断面修復のみ行ったA4 (R) を除き補修後のほうが大きい。表-7は、実験結果をまとめたものであり、表中の「初期剛性比」「最大荷重比」「等価粘性減衰定

表-7 補修供試体の実験結果

	初期剛性比	最大荷重比	じん性率	等価粘性減衰定数比	エネルギー吸収量比	破壊形態
A1	1.00	1.00	10.50	1.00	1.00	曲げ破壊
A1(R)	0.77	1.19	13.40	0.90	2.83	鉄筋破断
A2	1.00	1.00	12.40	1.00	1.00	曲げ破壊
A2(R)	0.78	1.27	10.10	0.77	1.20	曲げ破壊
A3	1.00	1.00	15.10	1.00	1.00	曲げ破壊
A3(R)	0.91	1.19	9.60	0.75	0.86	鉄筋破断
A9	1.00	1.00	14.50	1.00	1.00	曲げ破壊
A9(R)	0.67	1.08	8.90	0.65	0.98	鉄筋破断

数比」「エネルギー吸収量比」は、それぞれ処女載荷時の実験値に対する比である。ここで、補修後のじん性率を算出する際に、補修後の終局変位は処女載荷試験時の降伏荷重を維持できる最大変位とし、補修後の降伏変位は処女載荷試験時の降伏変位の実験修正値 (δy_{test}^{51}) を初期剛性の低下率で補正した値とした。なお、初期剛性は、降伏点(補修試験体においては処女載荷時の降伏変位となる点)の割線剛性とした。また、等価粘性減衰定数の比は、処女載荷時と補修試験体の $1 \delta y$ 時、 $2 \delta y$ 時、…の、各載荷ループでの値の比を平均したものである。表-7に示すように、前述の定義で補修後のじん性率を算定すると、処女載荷時よりも部材のじん性率はやや小さ目となるが、鉄筋が破断しない場合にはじん性率 10 程度確保できる。

また、補修後は、処女載荷試験時と比べて、各サイクルの等価粘性減衰定数は低下し、特に、プレミックスモルタルで断面修復のみを行い、ひび割れ注入を行っていない A9 (R) 試験体で、その低下率が大きい。しかしながら、等価粘性減衰定数は若干低下するものの、終局までの吸収エネルギーは、鉄筋が破断しない場合には処女載荷時よりも大きい。また、実際の地震動の繰り返しでは低サイクル疲労による鉄筋破断の可能性は低いという報告¹¹⁾もある。したがって、塑性率 10 程度の大変性で損傷した RC 柱も、断面修復とひび割れ注入を行うことにより、補修前と同等の耐震性能が確保できると思われる。

6. まとめ

(1) 損傷状況について

今回の実験範囲 ($f'ck$ (コンクリート設計基準強度) = 19.4~33.7N/mm², f_{sy} (軸方向鉄筋降伏強度) = 358.3~397.2N/mm², f_{wy} (帯鉄筋降伏強度) = 358.3~397.2N/mm², a/d (せん断スパン比) = 1.52~4.17, p_a (軸方向鉄筋比) = 0.634~4.424%, p_s (帯鉄筋比) = 0.453~2.270%, σ'_{no} (軸圧縮応

力度) = 0.49~4.9N/mm², 載荷パターン=表-1) における鉄道ラーメン高架橋柱を対象とした RC 柱の正負交番載荷試験結果から、部材の塑性変形レベルと損傷程度についてまとめると以下ようになる。なお、「曲げ破壊する試験体」については、今回の試験範囲は、 a/d (せん断スパン比) = 1.52~3.19, p_a (軸方向鉄筋比) = 1.267~2.865%, p_s (帯鉄筋比) = 0.453~1.267%, σ'_{no} (軸圧縮応力度) = 0.49~0.98N/mm² となる。

a) 降伏時には、曲げ、せん断ひび割れが発生するが、変位を元に戻したときの残留ひび割れ幅は極めて小さく、この程度の損傷までは、無補修で供用できると考えられる。

b) 最大荷重時には、荷重を 0 としたときのひび割れ幅、変位はある程度残留するものの、目視で判断できるコンクリートの大きな浮き、剥離は生じない。したがって、過去の地震復旧例によると、補修程度は、無補修かまたはひび割れ注入程度でよいと思われる。なお、曲げ破壊となる試験体の最大荷重となる時の変位は、終局変位の 60% 程度以下である。

c) 曲げ破壊となる場合、変位が終局変位の 60~80% 程度までは、載荷面基部のかぶりコンクリート表層が若干損傷する程度で、この時点までの補修は、ひび割れ注入程度でよいと考えられる。また、この時点までは、水平荷重は最大荷重の 97% 程度を保持する。

d) 曲げ破壊となる場合、かぶりコンクリートの剥落は、変位が終局変位の 80~90% 程度で生じる。これ以降の補修は断面修復が必要である。

e) 曲げ破壊となる場合、終局時には、塑性ヒンジ区間のかぶりコンクリートが剥落、軸方向鉄筋のはらみだしが生じており補修は断面修復が必要である。

静的載荷試験の荷重変位履歴経路において、終局時の荷重が0となる時の変位は、最大荷重時の、荷重が0となる時の変位の2倍程度まで大きくなるが、水平変位を0に戻すときの荷重は最大荷重時と大差がない。

g) 曲げ破壊となる場合、柱基部の損傷が集中する長さ h_1 、卓越するせん断ひび割れの交点(回転中心)高さ h_2 と、柱断面高さ D の比 (h_1/D および h_2/D) は、耐力比と負の相関を持ち、回転中心は、耐力比2付近で $0.45D$ 程度である。

h) 曲げ降伏後せん断破壊する場合、最外縁の軸方向鉄筋は、卓越する斜めひび割れが柱基部から $1D$ 以上の高さには発生するため、柱基部から $1.5D$ 程度以上の高さまで降伏する。また、曲げ破壊の場合には、今回の場合、ひずみ計の設置箇所や測定精度の関係上、断定的なことは言えないが、柱基部から $1D$ 程度までは終局までに降伏し、 $1.25D$ 程度以上の高さでは終局時でも降伏していないようである。

(2) 補修試験体の変形性能

a) 補修試験体の終局変位を処女載荷試験時の荷重を維持する最大変位、降伏変位を処女載荷試験時の降伏変位を初期剛性の低下率で補正した値として、補修試験体のじん性を評価すると、処女載荷試験時よりは若干変形性能が下回る結果となるが、軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断しない場合には、じん性率は10程度確保できる。

b) 等価粘性減衰定数は、補修後が10~25%程度低下し、プレミックスモルタルで断面修復のみ行った試験体では35%程度低下するが、終局までの吸収エネルギーは、鉄筋が破断しない場合、補修後も処女載荷試験時と同等以上である。

c) 塑性率10程度以上の大変形により損傷を受けたRC柱は、今回の試験範囲では、断面修復、ひび割れ注入による補修により、処女載荷時と同等の耐震性能が確保できる。

謝辞：実験結果をまとめるにあたり、松田芳範氏、中山弥須夫氏、海原卓也氏(以上、東日本旅客鉄道株式会社)にご尽力いただいた。ここに記して謝辞といたします。

付記：「 δ_{ytest} ; 降伏変位の実験修正値⁸⁾」

本文では、柱とフーチングの境の位置での、最外

縁の主鉄筋ひずみ測定値が、材料試験から定まる鉄筋の降伏ひずみに達するときを「降伏」とし、その時の変位を基本的には「 δ_{ytest} 」とした。一方、実験においては、コンクリート打設等により、柱とフーチングの境の位置の鉄筋ひずみゲージが実験当初より測定不能となっているものもあり、そのような試験体については、フーチング天端から -50mm の位置のフーチング内の鉄筋ひずみ計の測定値が降伏ひずみに達したときを便宜的に「降伏」とし実験を行った。しかしながら、この場合、柱とフーチングの境ではすでに鉄筋が降伏しており、「降伏変位」として本文で定義したものより大きな値を得ることとなる。そこで、このような場合には、フーチング天端位置での主鉄筋ひずみを材料試験から定まる降伏ひずみとしたときの、フーチング内のひずみ分布を島らの提案する $\tau-s-\epsilon$ 関係式¹⁰⁾ から求め、フーチング天端位置から -50mm でのひずみ測定値が、ひずみ解析値と等しくなるときを「降伏」とし、その時の変位を「 δ_{ytest} ; 降伏変位の実験修正値」として取り扱った。なお、島らの提案する $\tau-s-\epsilon$ 関係式から求めたフーチング内のひずみ分布の解析値と実験値との整合性は別途確認している⁸⁾。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物：運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編、丸善株式会社、1992年10月。
- 2) コンクリート標準示方書 耐震設計編：土木学会、1996年。
- 3) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案)：鉄道総合技術研究所、1998年11月。
- 4) 津吉毅、小林将志、石橋忠良：正負交番載荷を受けるRC柱の損傷状況、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21, No. 2, 1999年7月。
- 5) 海原卓也、石橋忠良、松田芳範、小林薫：大変形領域交番載荷により損傷したRC柱の補修効果に関する実験結果、第2回「耐震補強・補修技術、耐震診断技術に関するシンポジウム」講演論文集、土木学会、1998年7月。
- 6) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、第372号/V-5, pp. 167-176, 1986年8月。
- 7) 石橋忠良、松田好史、齋藤啓一：少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について、土木学会論文報告集、第337号/V-5, 1983年9月。
- 8) 海原卓也、小林薫、石橋忠良：帯鉄筋径の大きいRC柱の地震時降伏変位算定法に関する研究、コンクリ

- ート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 2, 1999年
7月.
- 9) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp. 203-212, 1987年2月.
- 10) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, 第378号/V-6, 1987年2月.
- 11) 日本コンクリート工学協会: 「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム委員会報告書, pp. 108, 1998年8月.
- 12) せんかんこう '78 宮城県沖地震特集号: 日本国有鉄道, 仙台新幹線工事局, pp. 15-46, 1979年12月.
- 13) 阪神・淡路大震災と鉄道〔第一編 被害と復旧〕: 東日本旅客鉄道株式会社, pp. 229-235, 1996年3月.

(1999. 4. 20 受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON DAMAGE LEVELS AND REPAIRING EFFECTS OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO REVERSAL CYCLIC LOADING WITH LARGE DEFORMATIONS

Tadayoshi ISHIBASHI, Takeshi TSUYOSHI, Kaoru KOBAYASHI
and Masashi KOBAYASHI

It is necessary to estimate damage levels of RC columns precisely in large plastic deformation range for reasonable seismic resistant design. We carried out reversal cyclic loading tests by RC model columns with large deformation capacities, and estimated damage levels correspond to plastic deformation levels in consideration for easiness of repairs. Furthermore, ranges of serious damages were examined. We also carried out reversal cyclic loading tests by repaired RC model columns, and repairing effects were confirmed. From these experiments and examinations, damage levels for seismic resistant design and repairing effects of RC columns in large plastic deformation range were made clear.