

論文 正負交番载荷を受ける RC 柱の損傷状況

津吉毅*1・小林将志*2・石橋忠良*3

要旨: 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態を明らかにする必要がある。本文は、じん性率 10 程度以上の RC 柱の正負交番载荷試験結果から塑性変形レベルと損傷状態を、主として補修の難易度の観点からとりまとめたもので、荷重が最大となる点ではひび割れ注入程度の損傷しか生じないこと、終局時においても断面修復の必要はあるものの、残留変位（水平）の修復難易度は最大荷重時とほとんどかわらないことなどを示した。

キーワード: 耐震設計, 鉄道ラーメン高架橋, 正負交番载荷, RC 柱, 損傷状況

1. はじめに

コンクリート鉄道構造物の耐震設計には、構造物の塑性化によるエネルギー吸収を考慮したじん性設計を採用している。この設計法では、部材の塑性化、すなわちある程度の損傷を許容するものである。一方、地震後の構造物の損傷状態は、復旧の難易度を左右するもので、構造物の重要性に基づく耐震性能に応じて、復旧の難易度＝損傷程度を制御していく必要がある。このような損傷制御の概念を構造物の耐震設計に合理的に適用するためには、地震時の部材の塑性変形レベルと損傷状態の相関を合理的に把握する必要がある。

そこで、本文では鉄道ラーメン高架橋柱を模した RC 試験体柱により正負交番载荷試験を行い、塑性変形レベルと損傷状況の相関について若干の考察を加えたので報告する。

2. 試験概要

2. 1 試験体諸元

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る。試験体諸元を表-1 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} :部材が曲げ終局耐力に達するときのせん断力) の計算値、実験結果の概要を表-2 に示す。試験パラメータは、せん断力/軸力 (a/d) が 3.19 を中心に 1.5 から 4.2、軸方向鉄筋比 (p_a) が 0.63~4.42%, 帯鉄筋比 (p_s)

が 0.45~2.27%, 耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) は 1.55~4.18、軸圧縮応力度 (σ'_{no}) は 0.98 (N/mm^2) を中心に 0.49~4.9 (N/mm^2) とした。なお、耐力比の計算¹⁾には、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及び石橋らの式^{2), 3)}により計算した。

2. 2 载荷方法

载荷装置の概要を図-1 に示す。载荷は、軸力を一定とした正負交番载荷試験で、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時の変位を降伏変位 (δ_y) とし、これ以降、この降伏変位の整数倍の変位毎に変位制

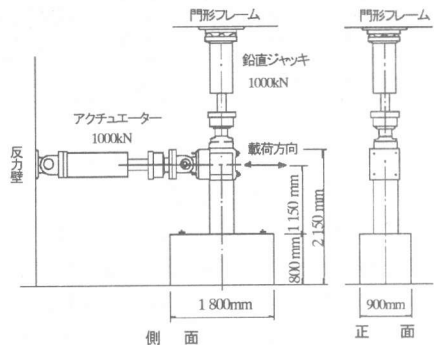


図-1 载荷装置

*1 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター 副課長 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター 工修 (正会員)

*3 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター 所長 工博 (正会員)

表-1 供試体試験

試験体No.	断面寸法 B×H (mm)	有効高 d (mm)	せん断スパン比	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比 pa=As/(BH)	側鉄筋	帯鉄筋	帯鉄筋比	軸方向圧縮応力度	載荷パターン
			a/d	(径)×(本)	(%)	(径)×(本)	(径)-(組)-(間隔) (間隔: mm)	ps (%)	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	D13×3	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	300	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	410	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

表-2 実験結果概要

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	じん性率 μ	塑性ヒンジの 中心高さ h1(cm)	塑性ヒンジの 損傷高さ 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	38	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

御で交番載荷した。表-1中の載荷パターンAは、 $2\delta y$ 、 $4\delta y$ …の偶数倍をそれぞれ1サイクルずつ載荷し、荷重低下が生じた時点から $1\delta y$ ずつ変位を増加させ、荷重低下後はそれぞれ3サイクルの載荷を行った。パターンBは、 $2\delta y$ 以降、 $1\delta y$ 毎に1サイクルずつ載荷を行ったものである。

載荷パターンを2種類としたのは、当初Aパターンによる載荷を行っていたが、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載荷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確認されていないこと、また、鉄筋が破断すると変形性能および損傷評価の試験とならないため、後半はBパターンで行った。

なお、載荷速度は、1サイクル120秒を最速とし、変位が大きくなるに従い1mm/secを上限值となるよう載荷速度を変更し、水平荷重が降伏荷重の70%程度以下となるまで載荷を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊形態および変形性能

表-2に、破壊形態およびじん性率 ($\delta_{utest}/\delta_{ytest}$;ここに、 δ_{ytest} :降伏変位の実験値⁴⁾、 δ_{utest} :降伏荷重を維持する最大変位、図-3参照)の試験結果を示す。なお、表-2の破壊形態のうち「鉄筋破断」はいずれもかぶりコンクリート剥落后、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、せん断ひび割れに起因する破壊が卓越して終局に至るもので、「曲げ破壊」は、軸方向鉄筋降伏後、載荷面の圧縮縁コンクリートの破壊が卓越して終局に至ったものである。「曲げ降伏後せん断破壊」および「曲げ破壊」の終局時の損傷例を写真-1に示す。

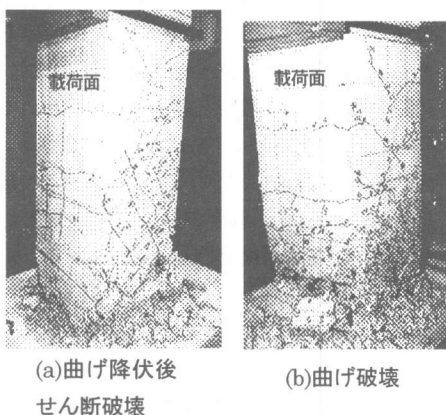


写真-1 終局時の損傷

図-2は、耐力比とじん性率の関係である。今回の試験体は、曲げ降伏後せん断破壊する2試験体を除き、耐力比がおおむね2以上に設定されており、じん性率も10程度以上の高い変形性能を有する部材である。

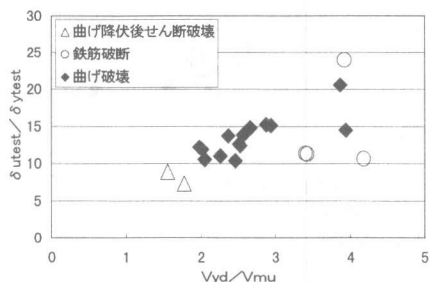


図-2 耐力比とじん性率の関係

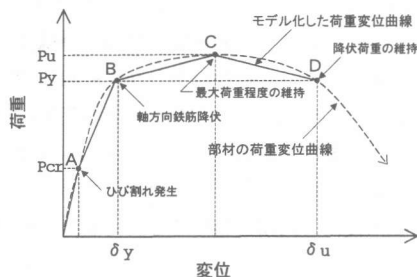


図-3 荷重変位曲線のモデル

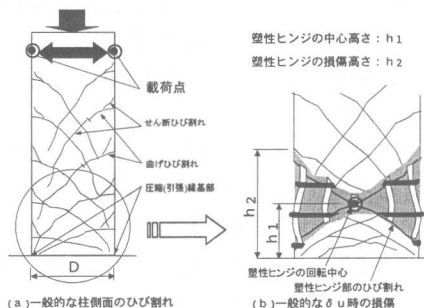


図-4 損傷状態の概念図

3. 2 損傷状況

図-3は、曲げ降伏後にせん断破壊もしくは、曲げ破壊するRC柱の荷重変位曲線の包絡線を模式的に示したものである。また、図-4(a)は、今回の試験体のかぶりコンクリート剥落までの一般的なひび割れ状況であり、図-4(b)は、終局変位前後以降の柱基部の損傷状況を表したものである。ここでは、塑性ヒンジの回転中心高さ

(h_1)と塑性ヒンジ高さ(h_2)の概念を示している。以下、図-3、図-4のモデルに対応させながら、今回の供試体全般にわたる一般的な損傷状況について述べる。

(1)降伏変位時(図-3 B点)

柱側面では、曲げひび割れが斜めひび割れへと進展し(図-4(a))、斜めひび割れの先端が部材断面の圧縮ゾーンに向かって伸びるが圧縮縁には達していない。載荷面には、曲げひび割れが、基部から載荷面近傍まで広範囲にわたり発生している。変位を0に戻したとき、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。

(2)最大荷重時(図-3 C点)

柱側面には、フーチングから高さ1D（D：柱断面高さ）程度の位置から荷点対角の圧縮縁基部に向けて発生したせん断ひび割れが圧縮縁基部まで達し、ほとんどのせん断ひび割れが圧縮縁基部付近まで達する。また、荷点には、高さ1D程度までの範囲に曲げひび割れの数が増加する。

曲げ降伏後にせん断破壊する場合、荷点中のひび割れはフーチングからの高さが1Dよりも高い位置のせん断ひび割れ幅が大きくなる。しかし、曲げ破壊する場合には、後述する塑性ヒンジの回転中心部分に発生したひび割れ（図-4(b)）が卓越し、荷点中もこれ以外のひび割れはほとんど開かなくなる。

なお、最大耐力を示す荷点（正負荷）が終了した時点では、残留ひび割れ幅が若干大きくなり、荷点柱基部の圧縮縁コンクリートの表層が若干損傷するが、かぶりコンクリートの浮き上がり、剥離等は生じない。

(3)終局変位時（図-3 D点）

曲げ降伏後にせん断破壊する試験体は、最大荷重以後、柱側面のかぶりコンクリートの損傷が大きくなり、荷点表面の損傷は比較的軽微である。終局直前には、部材側面の広範囲で断面の損傷が見られ、急激な耐力低下を示し、終局に至る。

一方、曲げ破壊となる供試体は、最大荷重以後、荷点面に縦ひび割れが発生し、かぶりコンクリートが浮き上がり、剥落し、軸方向鉄筋がはらみ出す。急激な耐力低下は発生せず、塑性ヒンジ点を中心に変形を繰り返すうちに塑性ヒンジ区間で圧縮を受けるコアコンクリートが徐々に細粒、粉体化し、断面が減少して終局に至る。

(4)試験終了時

曲げ破壊する試験体は、図-4(b)に示すように塑性ヒンジ部のひび割れに挟まれる圧縮コンクリートが損傷し、くさび状に脆弱化する。表-2に塑性ヒンジ区間高さおよび回転中心位置を示す。

4. 考察

4.1 損傷レベル(補修の容易さ)に対する検討

せん断破壊が先行しない部材において、地震

後にひび割れ注入程度の補修でよいか、それとも断面修復の必要性があるか、という点が損傷レベルの分岐点の一つであると考えられる。図-5は、荷点面のかぶりコンクリートの剥落が認められた荷点時の最大荷点変位（ $\delta u'$ ）と、終局変位（ δu_{test} ）の比（ $\delta u'/\delta u_{test}$ ）と耐力比（ V_{yd}/V_{mu} ）の関係を示したものである。 $\delta u'/\delta u_{test}$ と耐力比にはあまり相関がなく、今回の曲げ破壊となる試験体においては、概ね終局変位の80~90%程度の変位範囲で荷点面のかぶりコンクリートが剥落することがわかる。一方、図-6は、若干の損傷が、荷点基部のかぶりコンクリート表層周辺程度にのみ止まる範囲での最大荷点変位（ $\delta u''$ ）と、終局変位（ δu_{test} ）の比（ $\delta u''/\delta u_{test}$ ）と耐力比（ V_{yd}/V_{mu} ）の関係を示したものである。 $\delta u''/\delta u_{test}$ と耐力比にはあまり相関がなく、曲げ破壊となる試験体においては、終局変位の60~80%程度までの変位までは、荷点基部のかぶりコンクリート表層が若干の損傷する程度である。この程度の損傷の範囲内では、ひび割れ注入程度で修復できると考えられる。また、この時の荷重（ P_1 ）と最大荷重（ P_{utest} ）との比（ P_1/P_{utest} ）は、図-7に示すように、

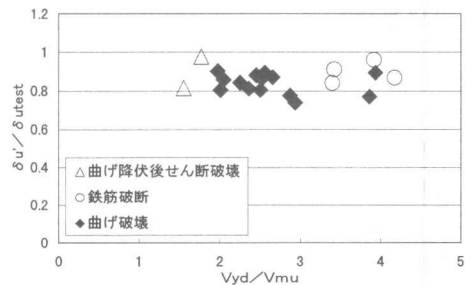


図-5 $\delta u'/\delta u_{test}$ と耐力比の関係

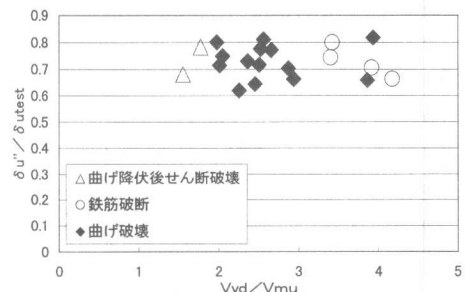


図-6 $\delta u''/\delta u_{test}$ と耐力比の関係

曲げ破壊となる試験体においては、その平均が97.2%であり、ほとんど最大荷重時と大差がない。

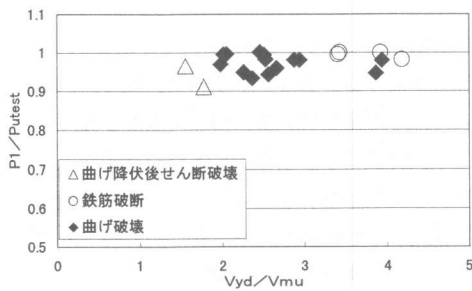


図-7 P1/Putestと耐力比の関係

図-8は、最大荷重時の変位 ($\delta u''$) と終局変位 (δu_{test}) の比 ($\delta u''/\delta u_{test}$) と耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) の関係である。今回の試験体範囲では、最大荷重付近で包絡線は非常になだらかとなるため、最大荷重点 (C点) が明確でないこともあり、 $\delta u''/\delta u_{test}$ の値はばらつくが、曲げ破壊となる供試体では、最大荷重点 (C点) の変位は、終局変位の60%程度以下となる。

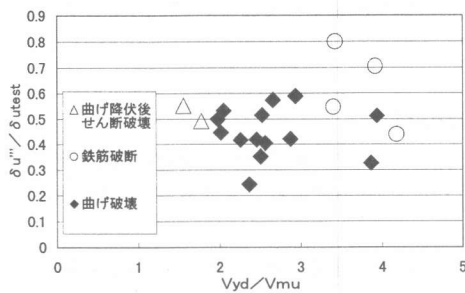


図-8 $\delta u''/\delta u_{test}$ と耐力比の関係

図-9は、最大荷重時の載荷ル-プと終局時の載荷ル-プの、荷重が0となる時の変位 (δi) と終局変位 (δu_{test}) の比 ($\delta i/\delta u_{test}$) と耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) の関係を示したものである。曲げ破壊となる供試体において、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-10は、荷重が0となる時の変位を0に戻すための荷重 (P_i) と最大荷重 (P_{utest}) の比 (P_i/P_{utest}) と耐力比 (V_{yd}/V_{mu}) の関係である。曲げ破壊する供試体においては、最大荷重時の P_i/P_{utest} が0.5程度、終局時の P_i/P_{utest}

が0.4程度である。以上より、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変わらず、変位 (水平) 補修の難易度としては、最大荷重時から終局時までにはほとんど差がないと考えられる。なお、水平変位が0となる時の鉛直変位については最大荷重時から終局時まで、ほぼ同程度の若干の伸びがあり、いずれにせよ軌道面での修正が必要である。

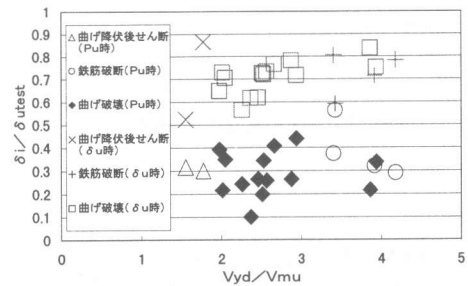


図-9 $\delta i/\delta u_{test}$ と耐力比の関係

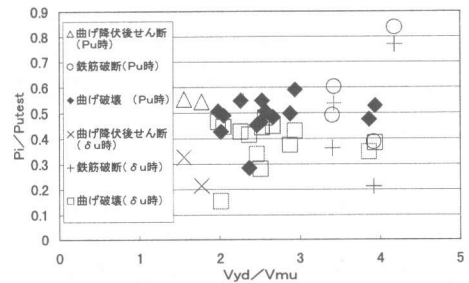


図-10 P_i/P_{utest} と耐力比の関係

4. 2 塑性ヒンジ区間と耐力比の関係

図-11, 12に塑性ヒンジ区間高さ (h_2) と塑性ヒンジ回転中心高さ (h_1) と断面高さ D

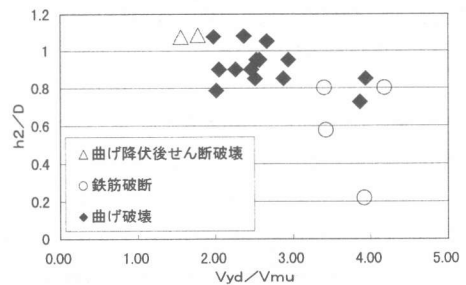


図-11 h_2/D と耐力比の関係

の比と、耐力比(V_{yd}/V_{mu})の関係を示す。

曲げ破壊する供試体では、いずれも耐力比と負の相関が見られ、塑性ヒンジ中心は耐力比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。

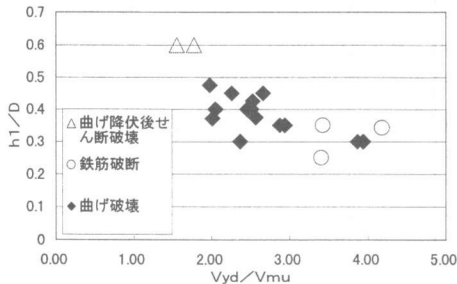


図-12 h_1/D と耐力比の関係

5. まとめ

今回の実験範囲 (a/d (せん断比) = 1.5~4.2, p_a (軸方向鉄筋比) = 0.63~4.42%, p_s (帯鉄筋比) = 0.45~2.27%, 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のようにする。

①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い。

②最大荷重時には、荷重を0とした時にひび割れ幅、変位はある程度残留するものの、コンクリートの浮き、剥離は生じない。したがって、補修はひび割れ注入程度でよいと思われる。また、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。

③曲げ破壊となる場合、変位が終局変位の60~80%程度程度までは、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思われる。また、この時の水平荷重は最大荷重の97%程度である。

④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%程度から90%程度となった範囲で生じる。

⑤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出しが生じている。荷重が0となる時の変位も最大荷重時の2倍程度と大きくなるが、変位を0に戻すときの荷重は最大荷重時と大差なく、変位(水平)の補修という観点からは最大荷重時から終局荷重時までは大差がない。

⑥曲げ破壊となる場合、塑性ヒンジ区間、塑性ヒンジ中心と部材高さの比 (h_1/D および h_2/D) は、耐力比と負の相関を持ち、塑性ヒンジ中心は、耐力比2付近で0.45D程度である。

なお、今回のようなじん性率10程度以上の大変形領域において、断面補修を行わなくてはならないような損傷状態(終局)になった場合でも、ひび割れ注入に比べると若干補修の労力を要するが、比較的容易な方法により断面修復は可能であり変形性能を回復できることが実験的には確認されている⁵⁾。

【参考文献】

- 1) 鉄道技術研究所；鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，鉄道総合技術研究所，1992年4月
- 2) 二羽，山田，横沢，岡村；せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5，1986年9月
- 3) 石橋，松田，斎藤；少数本の杭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
- 4) 海原，小林，石橋；帯鉄筋比の大きい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. 21，1999年(投稿中)
- 5) 海原，石橋，松田，小林；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