論文　被災した鉄道高架橋柱の残存耐力に関する研究

稲熊　弘[*1]・関　雅樹[*2]

要旨：余震に対する鉄道高架橋の仮受け措置が必要な損傷度と，無補修で列車運行が可能な損傷度の指標を確立するための基礎研究を実施した。前者は，高架橋の RC 柱を模擬した単柱試験体を用いた交番載荷試験を実施し，繰返し載荷回数の違いによる剛性低下度から推定することを試みた。また，実高架橋の交番載荷試験結果についても検証した。後者は，交番載荷試験における載荷ステップごとに，損傷した RC 柱の残留変位の状態で，列車走行時に生じる高架橋柱の軸圧縮力を載荷して，その軸力保持状態から推定することを試みた。

キーワード：鉄道高架橋，RC 柱，交番載荷試験，繰返し載荷回数，剛性低下，軸力保持

1. はじめに

地震は一般に，前震，本震，余震に区分されている。特に，余震は数多く発生するものであり，地震によっては，ある程度大きなエネルギーを有した余震が繰返し発生するケースもある。平成 16 年 10 月 23 日に発生した新潟県中越地震では，震度 5 弱以上の余震が 14 回観測[1)]された。これらの余震により，構造物は水平力を繰返し受けることとなる。構造物が本震でそれほど大きな損傷を受けていなければ，余震においても，本震で受けた損傷度を超えることは，過去の地震でも見られない。一方，構造物が本震である程度の大きな損傷を受けた場合には，比較的小さな余震でも，構造物に大きなダメージを及ぼす場合がある。鉄道では地震規模にもよるが，地震が発生した場合，列車を停止させ，構造物の損傷評価のための調査が行われる。高架橋の損傷評価の方法としては，衝撃振動試験による最大応答塑性率の推定方法[2)]や鉄道構造物の被災状況の目安[3)]が報告されている。これらの方法により，高架橋の損傷評価はある程度可能であるが，損傷した高架橋の残存耐力の推定が以後の応対や対策に重要となる。鉄道では，構造物に損傷がなければ，そのまま列車の運転は再開される。一方，損傷を受けていた場合には，列車運行再開の可否，補修の要否，余震による倒壊防止のための応急処置の要否の判断が要せられる。損傷レベルに対する補修工法のイメージが鉄道耐震標準[3)]に示されているが，これらを判断するための実務的な指標はなく，過去の地震においては，学識経験者や技術者の指導により決定されているのが実情である。本研究では，曲げ破壊先行型の無補強 RC 柱の新幹線高架橋を対象に，余震に対する高架橋の倒壊を防止するための仮受け措置が必要な損傷度，および無補修で列車の運行を再開できる損傷度の指標の確立を目的として，基礎研究を実施した。

2. 検討方法

仮受け措置が必要な損傷度は，新幹線高架橋の無補強 RC 柱を模擬した単柱試験体を用いた交番載荷試験を実施し，RC 柱の損傷過程において，繰返し載荷回数が 3 回と 1 回の場合の剛性低下度から推定した。また，実高架橋の交番載荷試験データ[4)]から，実構造物についても検証を行った。無補修で列車の運行を再開できる損傷度については，繰返し載荷回数 1 回の交番載荷試験における載荷ステップごとに，損傷した RC

*1 東海旅客鉄道(株)　総合技術本部 技術開発部 コンクリートグループ　博(工)　(正会員)
*2 東海旅客鉄道(株)　総合技術本部 技術開発部　博(工)　(正会員)

柱の残留変位の状態で，列車走行時に生じる高架橋柱の軸圧縮力を載荷して，軸力保持状態から推定することを試みた。なお，後者の検討で繰返し回数を 1 回としたのは，鋼板巻き補強 RC 柱の結果[5)]との比較を行うためである。

3. 仮受け措置が必要な損傷度に関する検討

3.1 単柱試験体の交番載荷試験

(1) 試験体の概要

試験体は，実際の高架橋スラブ，縦梁，横梁および接合部を有する高架橋の柱上端部を模擬したものである。試験体のモデルは，東海道新幹線の複線の標準高架橋であり，試験体の各部位の断面寸法は，実構造物の1/2に縮小したものである。試験体数は同一の2体であり，曲げせん断耐力比（$V_{yd}/V_{mu}=V_{yd}/M_u/la$）は1.82である。試験体の諸元を**表－1**，試験体の配筋図を**図－1**，コンクリートの材料試験値を**表－2**，鋼材の材料試験値を**表－3**にそれぞれ示す。

(2) 載荷方法

交番載荷試験では，試験体を上下方向に逆にした状態で実施した。水平荷重の載荷位置は，地震の水平力による柱の曲げモーメントが上下逆対象の分布となることを考慮し，実際の高架橋の柱の中間部となる位置とした。載荷方法は変位制御であり，載荷方向は高架橋の橋軸直角方向である。試験体の降伏変位の設定は，交番載荷時において，柱基部の最外縁の軸方向鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値が，事前の鉄筋の引張試験により求めた降伏ひずみ2,030μに達する時点の変位とした。載荷パターンは，両試験体ともに同一であり，計算降伏荷重の75%の予備載荷と降伏変位（1δ$_y$）の整数倍の変位（±1δ$_y$，±2δ$_y$，±3δ$_y$･･･）での正負交番載荷とした。繰返し回数については，試験体 C1 が正負 3 回ずつ，試験体 C2 が正負 1 回ずつである。水平荷重の加力範囲は，両試験体とも共通で，耐力低下領域における降伏荷重の 50%を下回る時点とした。なお，繰返し載荷回数を 3 回としたのは，実高架橋のデータと検証すること，

表－1　試験体の諸元

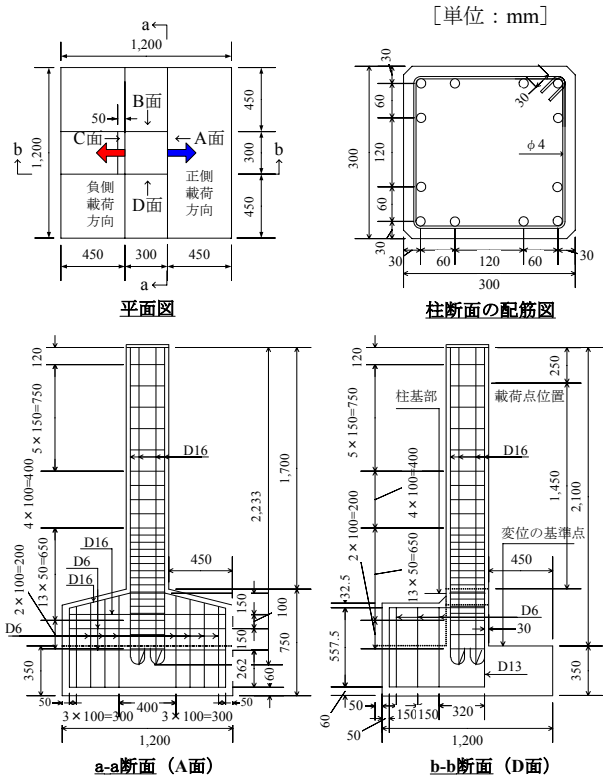
試験体 No	柱断面寸法 b×h (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン a (m)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋比 P_t (%)	軸方向鉄筋比 P (%)	帯鉄筋比 P_w (%)
C1 C2	300×300	270	1.45	5.37	D16×4 0.981	D16×12 2.648	φ4-1ctc50 0.168

表－2　コンクリートの材料試験値

試験体 No	材令 (日)	圧縮強度 f_c (N/mm^2)	弾性係数 E_c (kN/mm^2)	ポアソン比
C1	18	27.4	28.3	0.206
C2	47	28.8	28.8	0.198

表－3　鋼材の材料試験値

鋼材の種類		降伏強度 f_{sy} (N/mm^2)	引張強度 f_{su} (N/mm^2)	弾性係数 E_s (kN/mm^2)	降伏ひずみ (μ)	破断伸び (%)
軸方向鉄筋	D16	379.4	553.6	186.8	2,030	25.2
帯　鉄　筋	φ4	534.0	588.9	205.5	2,600	13.6



図－1　試験体の配筋図

高架橋を倒壊させるような大規模な地震では，同じエネルギーを有した余震は数多く発生しないことなどを観点に決定した。

水平交番載荷中の軸力は，両試験体とも共通で，地震時における実高架橋の柱1本当りに付加する荷重を想定した（死荷重＋片線分の地震時列車荷重＋2柱分の変動軸力）相当の荷重294kN

を一定軸力として載荷した。また，試験体C2には，高架橋柱の損傷程度と列車走行時における軸力抵抗との関係を把握するため，一定軸力とは別に，交番載荷開始前と，各載荷ステップにおける負側載荷後に水平荷重を開放させ，残留変位の状態で，(死荷重＋複線分の列車荷重＋衝撃) 相当に安全率を考慮した荷重422kNまで軸力を一時的に増載荷させた。

(3) 荷重－変位関係

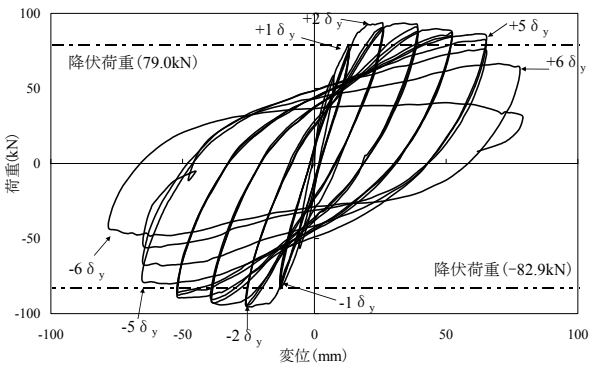
試験体の変位の不動点はスラブ天端であり，水平変位の基準点は載荷点位置での変位である。

試験体 C1 の降伏変位は正側が 13.0mm，負側が-12.7mm であり，降伏荷重は正側が 79.0kN，負側が-82.9kN であった。-2 δ_y で最大荷重 94.8kN に到達し，-5 δ_y の 1 回目の載荷時において，かぶりコンクリートの剥落と同時に降伏荷重を下回った。-6 δ_y の 1 回目の載荷時で帯鉄筋が破断し，降伏荷重の 50%まで急激に荷重が低下したため，ここで載荷を終了した。

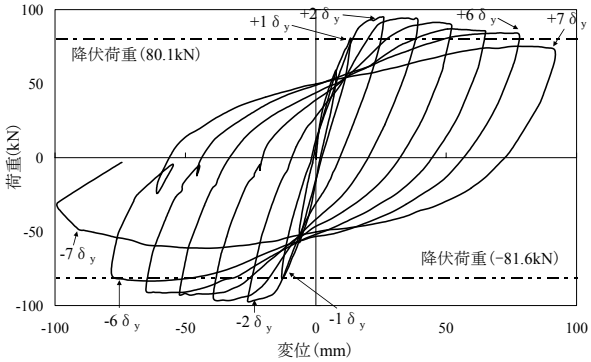
試験体 C2 の降伏変位は正側が 13.2mm，負側が−13.0mm であり，降伏荷重は正側が 80.1kN，負側が−81.6kN であった。最大荷重は−2 δ_y で 96.7kN であり，降伏荷重を下回った載荷ステップは−6 δ_y であった。終局は−7 δ_y 載荷後の軸力増載荷時において，軸力保持が不能となった。荷重－変位履歴曲線を**図－2，3** に示す。

(4) 損傷状況の相違

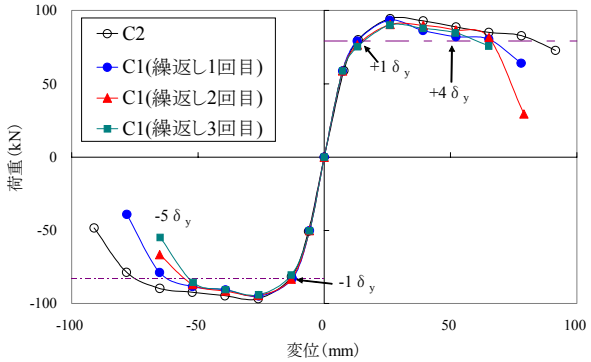
試験体C1の各繰返し回数時の包絡線と試験体C2の包絡線の比較を**図－4**に示す。両試験体ともに，最大荷重の載荷ステップは-2 δ_yであり，荷重の大きさもほぼ同値である。M点（最大荷重点）の損傷状況は，繰返し回数3回の試験体C1に若干ひび割れ本数が多く見られる程度で，大きな違いは見みられなかった。包絡線の比較では，N点（耐力低下領域における降伏荷重点）に至る前の載荷ステップ（4 δ_y）までは，繰返し回数の違いによる荷重低下度には大差は見られない。一方，N点至った載荷ステップ（5 δ_y）から荷重低下度に大きな差が生じている。損傷状況においても，試験体C2のかぶりの剥落範囲は，柱基部



図－2　試験体 C1 の荷重－変位履歴曲線



図－3　試験体 C2 の荷重－変位履歴曲線



図－4　包絡線の比較

の一部であったが，試験体 C1 ではかぶり剥落が広範囲であった。これは繰返し回数によるひび割れ進展度から，繰返し回数の多い試験体 C1 では早い段階でかぶりが剥落し，同時に帯鉄筋のフックが外れたことにより，荷重が大きく低下したものと考えられる。よって，繰返し回数の違いによる損傷状況の違いは，N 点に至る前後の載荷ステップから顕著にみられ，かぶりコンクリートの剥落範囲に大きな差が生じている。

(5) 初期剛性へ及ぼす影響

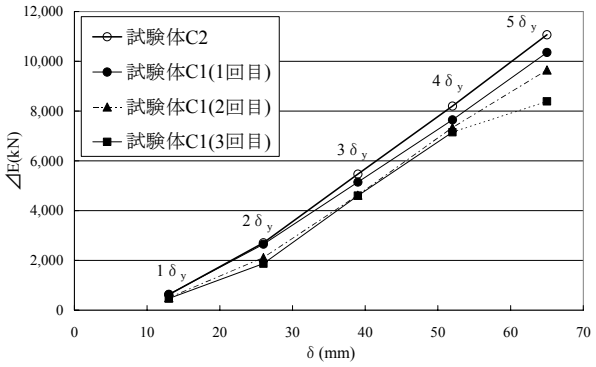
試験体 C1 の各繰返し回数時と試験体 C2 の初期剛性の比較を**表－4** に示す。ここで示す初期剛

表－4　初期剛性の比較

試験体 No	繰返し回数	載荷方向	降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	初期剛性 (kN/mm)	平均剛性 (kN/mm)	比率 (%)
C1	1回目	正側	79.0	13.0	6.08	6.30	100
		負側	-82.9	-12.7	6.53		
	2回目	正側	76.5	13.1	5.84	6.10	97
		負側	-83.4	-13.1	6.37		
	3回目	正側	75.2	13.1	5.74	5.96	95
		負側	-80.4	-13.0	6.18		
C2	1回目	正側	80.1	13.2	6.05	6.17	－
		負側	-81.6	-13.0	6.28		

表－5　M 点以降の剛性

載荷 STEP	繰返し回数	載荷方向	荷重 (kN)	変位 (mm)	剛性 (kN/mm)	平均剛性 (kN/mm)	比率 (%)
2δy	1回目	正側	93.4	26.0	3.60	3.63	100
		負側	-94.8	-25.9	3.66		
	2回目	正側	90.5	26.1	3.47	3.54	98
		負側	-94.4	-26.1	3.61		
	3回目	正側	90.0	26.0	3.46	3.54	98
		負側	-94.0	-26.0	3.62		
3δy	1回目	正側	93.5	39.1	2.39	2.36	100
		負側	-90.6	-39.1	2.32		
	2回目	正側	89.9	39.2	2.29	2.32	98
		負側	-91.4	-39.0	2.34		
	3回目	正側	87.9	39.1	2.25	2.28	97
		負側	-90.4	-39.1	2.31		
4δy	1回目	正側	89.8	52.1	1.72	1.72	100
		負側	-89.4	-52.2	1.71		
	2回目	正側	86.8	52.1	1.66	1.67	97
		負側	-87.1	-52.1	1.67		
	3回目	正側	84.8	52.0	1.63	1.64	95
		負側	-85.5	-51.9	1.65		
5δy	1回目	正側	86.4	65.1	1.33	1.28	100
		負側	-80.2	-65.2	1.23		
	2回目	正側	82.0	65.2	1.26	1.15	90
		負側	-68.0	-65.1	1.04		
	3回目	正側	75.8	65.1	1.16	1.01	79
		負側	-55.6	-65.0	0.86		
6δy	1回目	正側	66.6	77.9	0.85	0.74	100
		負側	-48.4	-78.1	0.62		
	2回目	正側	29.4	79.1	0.37	0.37	51
		負側	-	-	-		



図－5　エネルギー吸収量の比較

性とは，Y 点（降伏点）に対する割線剛性である。また，表中の比率は，試験体 C1 の同一変位における 1 回目の初期剛性に対する 2 回目，3 回目の比率を示す。

試験体 C1 の 1 回目に対する 2 回目の初期剛性の低下率は 3%であり，3 回目は 5%である。繰返し回数が 3 回の範囲では，初期剛性への影響はみられない。よって，Y 点における初期剛性には，同一繰返しによる影響はみられない。

(6) 剛性へ及ぼす影響

試験体 C1 の M 点以降の剛性を**表－5** に示す。ここで示す剛性とは，水平荷重を水平変位で除した値である。また，表中の比率は，(5)と同様である。耐力低下領域においても，4δy までは，繰返し回数の増加に伴う剛性の低下率は，2 回目の載荷で 2～3%，3 回目の載荷でも 3～5%であり，大きな剛性低下は見られない。一方，5δy では，2 回目の載荷で 10%，3 回目では 21%と，剛性の低下が顕著に大きくなっている。また，試験体の損傷状況においても，4δy 載荷終了後の損傷状況では，無数のひび割れが生じていたが，顕著なコンクリートの剥落は生じていなかった。一方，5δy 載荷終了後の損傷状況では，柱部のコンクリートの剥離，剥落が広範囲に発生していた。このことから，繰返し回数の違いにより，剛性が大きく低下する閾値は，かぶりコンクリートの剥離，剥落の開始時期と考えられる。また，6δy の 1 回目と 2 回目との比較では，2 回目の載荷で剛性が約 50%低下し，新規領域の変位でなく，同一繰返しの変位領域にて，終局に至った。よって，かぶりコンクリートの剥離，剥落が開始した以降の領域では，同一変位の繰返しにおいても，RC 柱は終局に至った。

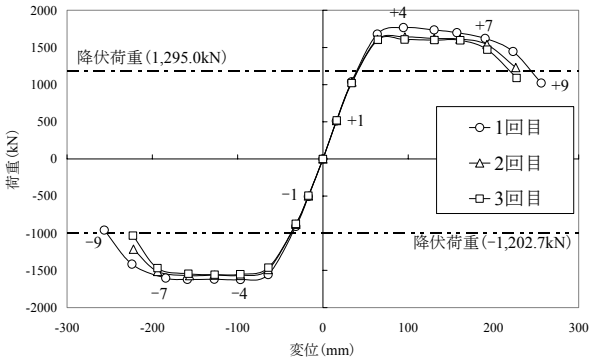
(7) 吸収エネルギーへ及ぼす影響

試験体 C1 および試験体 C2 の各載荷ステップにおけるエネルギー吸収量を**図－5** に示す。

試験体 C1 と試験体 C2 との比較より，1δy の載荷ステップでは，繰返し回数の違いに係わらず，試験体 C1 の各載荷回数時と試験体 C2 は同等の値である。一方，試験体 C1 の 1 回目と試験体 C2 との比較においては，2δy まで同等であるが，3δy 以降徐々に試験体 C1 のエネルギー吸収

表－6　実高架橋の荷重－変位関係

載荷STEP	変形角	変位振幅(mm)	繰返し回数	載荷方向	荷重(kN)	変位(mm)	剛性(kN/mm)	平均剛性(kN/mm)	比率(%)
1	±1/400	±8	1回目	正側	510.9	15.8	32.3	31.1	100
				負側	-506.7	-17.0	29.8		
			2回目	正側	515.8	16.0	32.2	30.8	99
				負側	-499.0	-17.0	29.4		
			3回目	正側	518.3	16.3	31.8	30.4	98
				負側	-493.6	-17.0	29.0		
2	±1/200	±16	1回目	正側	1038.6	33.7	30.8	29.7	100
				負側	-906.8	-31.7	28.6		
			2回目	正側	1036.4	34.0	30.5	29.1	98
				負側	-878.0	-31.7	27.7		
			3回目	正側	1019.7	33.8	30.2	28.9	97
				負側	-874.4	-31.7	27.6		
3	±1/100	±64	1回目	正側	1680.6	63.8	26.3	25.3	100
				負側	-1556.7	-64.2	24.2		
			2回目	正側	1608.4	64.0	25.1	24.2	96
				負側	-1489.5	-64.2	23.2		
			3回目	正側	1602.8	64.5	24.8	23.9	94
				負側	-1463.3	-64.0	22.9		
4	±3/200	±96	1回目	正側	1768.2	94.5	18.7	17.8	100
				負側	-1623.7	-96.7	16.8		
			2回目	正側	1642.2	96.2	17.1	16.7	94
				負側	-1568.9	-96.6	16.2		
			3回目	正側	1607.4	95.9	16.8	16.4	92
				負側	-1553.1	-96.8	16.0		
5	±1/50	±128	1回目	正側	1735.2	130.4	13.3	13.0	100
				負側	-1618.7	-127.3	12.7		
			2回目	正側	1622.1	130.6	12.4	12.4	95
				負側	-1562.7	-126.9	12.3		
			3回目	正側	1599.0	130.8	12.2	12.3	94
				負側	-1558.3	-126.9	12.3		
6	±1/40	±160	1回目	正側	1698.0	157.2	10.8	10.5	100
				負側	-1621.4	-158.9	10.2		
			2回目	正側	1612.6	160.7	10.0	10.0	96
				負側	-1569.4	-156.3	10.0		
			3回目	正側	1596.2	161.1	9.9	9.8	94
				負側	-1544.0	-157.7	9.8		
7	±3/100	±192	1回目	正側	1622.0	190.3	8.5	8.6	100
				負側	-1603.6	-184.4	8.7		
			2回目	正側	1539.4	192.3	8.0	7.9	92
				負側	-1513.7	-193.8	7.8		
			3回目	正側	1470.1	192.8	7.6	7.6	88
				負側	-1469.7	-193.9	7.6		
8	±7/200	±224	1回目	正側	1446.9	223.0	6.5	6.4	100
				負側	-1416.2	-223.9	6.3		
			2回目	正側	1229.9	226.2	5.4	5.5	85
				負側	-1214.2	-222.2	5.5		
			3回目	正側	1089.3	227.3	4.8	4.7	74
				負側	-1032.6	-222.8	4.6		
9	±1/25	±256	1回目	正側	1022.0	256.1	4.0	3.9	-
				負側	-957.7	-256.4	3.7		



図－6　載荷回数ごとの包絡線の比較

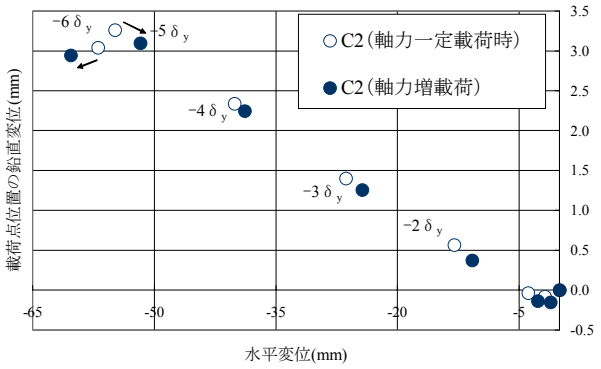
量が減少傾向にある。試験体 C1 の繰返し回数別の比較においては，1 δ_y では同等な値であるが，2 δ_y から 1 回目と 2 回目に約 10%の差が生じているが，2回目と3回目はほぼ同値である。以降，4 δ_y までは同等な傾向であるが，5 δ_y で 1 回目，2 回目，3 回目でともに大きな差が生じている。よって，エネルギー吸収量の視点においても，かぶりコンクリートの剥離，剥落が顕著に開始する時期から，繰返し回数の影響が生じている。

3.2 実高架橋の交番載荷試験結果との比較

実高架橋の交番載荷試験の各載荷ステップにおける荷重と変位の関係を**表－6**，繰返し回数ごとの包絡線の比較を**図－6** に示す。ここで示す剛性および比率は，3.1 の(5)，(6)と同様である。

最大荷重の載荷ステップは STEP4 であるが，繰返し回数の増加に伴う剛性の低下率は，2 回目の載荷で 6%，3 回目の載荷でも 8%である。単柱試験体の剛性低下率 2%に比べると，実高架橋のほうが若干大きいものの，その比率は 10%以内と小さい。その後の載荷ステップでは，STEP7 の 3 回目の剛性低下率は 12%以内を維持しているが，STEP8 の 3 回目では 26%と，大きく低下している。実高架橋の N 点に至った載荷ステップは，STEP9 の 1 回目の載荷である。よって，実高架橋においても， N 点付近から剛性が顕著に低下しており，単柱試験体と同様の結果である。なお，実高架橋の剛性低下度は，単柱試験体よりも，最大荷重以後も安定しているが，これは，RC 単柱試験体は柱 1 本の静定構造であるのに対し，実高架橋は柱 8 本の不静定構造であり，8 本が同時に，かつ，同程度の損傷に進行しないためと考えられる。

以上より，単柱試験体および実高架橋の交番載荷試験から，同一の水平変位の繰返し回数 3 回の範囲では，N 点に至る前までであれば，1 回目に対する 3 回目の載荷における剛性低下率は，12%程度であることが明らかとなった。しかしながら，N 点を超えると急激に剛性が低下するため，高架橋の仮受け措置が必要な損傷度としては，M 点以降の損傷度，あるいは柱部材のかぶりが剥離，剥落した場合が，実務上の判断指標であると考えられる。



図－7　鉛直変位と水平変位との分布

4. 列車運行を再開できる損傷度に関する検討

単柱試験体の交番載荷試験における試験体C2の負側の各載荷ステップの残留変位時（一定軸力294kN）と軸力増載荷時（422kN）の載荷点における鉛直変位との関係を**図－7**に示す。-5 δ_y の水平変位-55mmまでの範囲では，軸力を増加させても，水平変位は小さくなる傾向にある。これは残留変位側のかぶりコンクリートが健全であるため，圧縮側の鉄筋の座屈に抵抗し，反対側の開口しているひび割れが閉じるという現象により，水平変位が小さくなったと考えられる。

軸力を 294kN から 422kN まで増加させた場合の水平変位 H_d と鉛直変位 V_d の移動量の絶対値は，Y 点では H_d=1.2mm と V_d=0.1mm，M 点では H_d=2.2mm と V_d=0.2mm，N 点では H_d=3.2mm と V_d =0.2mm である。N 点までの残留変位であれば，増載荷軸力による影響はわずかである。よって，本実験ケースにおける列車走行荷重による軸力保持という観点では N 点程度と考えられる。

5. まとめ

(1) 単柱試験体における繰返し回数 1 回目に対する 2 回目と 3 回目の初期剛性（1 δ_y）の低下率は，それぞれ 3%と 5%であった。繰返し回数が 3 回の範囲では，同一変位の繰返し載荷は，初期剛性への影響はみられない。繰返し回数が剛性に大きく影響を及ぼす閾値は，かぶりコンクリートの剥離，剥落の開始時期であり，吸収エネルギーにおいても同様であった。

(2) 実高架橋における M 点での繰返し回数 1 回目に対する 2 回目と 3 回目の剛性低下率は，6%と 8%であった。単柱試験体の剛性低下率 2%に比べると，実高架橋のほうが若干大きいものの，その比率は 10%以内であった。一方，M 点以降では，実高架橋の剛性低下率は，単柱試験体よりも小さく，大幅な低下は見られなかった。

(3) 単柱試験体及び実高架橋の交番載荷試験結果より，N 点までであれば，1 回目の載荷に対する 3 回目の載荷における剛性低下率は 12%程度である。しかしながら，N 点を超えると急激に剛性が低下するため，高架橋の仮受け措置が必要な損傷度としては，M 点以降の損傷度，あるいは，柱部材のかぶりコンクリートが剥離，剥落した場合が，実務上の判断指標と考えられる。

(4) 複線分の新幹線列車荷重相当分を載荷した場合における水平変位 H_d と鉛直変位 V_d の移動量の絶対値は，N 点でも H_d=3.2mm と V_d =0.2mm であり，N 点までの損傷であれば，増載荷軸力による偏心は小さい。

(5) 列車運行を再開できる損傷度としては，繰返し載荷回数 1 回の範囲では，列車走行荷重に対する軸力保持という観点では N 点程度であり，無補修で列車運行を再開できる損傷度という観点では，借受け措置が必要な損傷度に関する検討を考慮すると，M 点と考えられる。

参考文献

1) http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/gaikyo/kaisetsu200410271130.pdf
2) 関 雅樹ほか：RC ラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究，土木学会論文集，No.731，I-63，pp.51-64，2003.4.
3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計，pp.18，1999.10.
4) 根岸 裕ほか：実物 RC ラーメン高架橋の載荷実験，土木学会第 56 回年次学術講演会，v-352，pp.704-705，2001.10.
5) 稲熊 弘ほか：鉄道高架橋の鋼板巻き補強柱の復旧方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1057-1062，2005.