

# [56] 鉄筋コンクリートラーメン構造物の耐震性に関する実験

正会員 石橋忠良 (国鉄 構造物設計事務所)

正会員 ○吉野伸一 (国鉄 構造物設計事務所)

## 1. まえがき

鉄道土木構造物において最も代表的なものはラーメン高架橋である。ラーメン高架橋は、高さがある程度以上高くなると(10~12m以上)柱の上・下端の曲げモーメントを低減するためと、ラーメン骨組としての剛性を大きくして地震力等水平力による水平変位量を小さくする目的で中層ばりを設けている。1978年6月の宮城県沖地震によりラーメン高架橋の柱の上・下端および中層ばりにひびわれ発生等の被害を生じたように、柱・中層ばりは構造上地震の影響が大きい。従って、ラーメン高架橋を耐震性に優れた構造物とするため、また、大地震による実被害を少なくするためには柱と中層ばりの剛性・強度をどのように定めるとよいか調べるとともに、各部材の耐震性能が骨組としての耐震性能にどう影響するかを調べる目的で、東北新幹線に用いている標準的なラーメン高架橋をモデルにした縮尺1/4の供試体により、中層ばりの剛比・耐力を変化させて水平力交番荷試験を行った。また、交番荷試験を終了した供試体のひびわれにエポキシ樹脂注入および鋼板巻き立ての補修・補強を行い先に行った交番荷試験と同一の変位を与える変位制御で交番荷試験を行い補修・補強の効果を確認した。

## 2. 交番荷試験

### 2-1 供試体形状

供試体の形状を図-1に示し、その諸元を表-1に示す。供試体作成に使用したコンクリートの配合を表-2に示す。供試体AおよびBは中層ばりの剛比を柱よりも小さくし( $K = 0.66$ )、供試体CおよびDは大きく( $K = 1.66$ )してある。

柱、上層ばりおよび下層ばりの軸方向鉄筋量は、モデルにした実高架橋とほぼ同一の鉄筋比で全て同一とした。

中層ばりの軸方向鉄筋比は、供試体AおよびCは大きく(1.6%)、供試体BおよびDは小さく(0.39%)した。

帯鉄筋およびスターラップは、はり部材接合部からはり高の1.5倍の区間に、柱は部材接合部から柱幅の2倍の区間について最小値としてコンクリート断面積の0.20%を配置することとし、さらに供試体骨組を鉄筋コンクリートの弾塑性性を考慮して求めた時、最初に降伏した部材の変位(回転角)が降伏時の約4倍に達する時のせん断力を求めそのせん断力から定まる鉄筋量の1.2倍を配置することとし、他の区間はせん断力から定まる鉄筋量を配置した。結果的には部材接合部付近の柱の帯鉄筋は全てコンクリート断面積の0.20%、中層ばりのスターラップは軸方向鉄筋の多い供試体AおよびCのみ計算で求めた量の1.2倍のスターラップを配置し(0.36%、0.30%)、供試体BおよびDは最小量である0.20%を配置した。

### 2-2 荷荷方法

供試体は図-2で示すように水平に設置して荷荷することとし、基礎の部分(下層ばり)をPC鋼棒および油圧ジャッキで固定した。供試体は水平変位を拘束しないように床に設けた受台の上にテフロン板で支持した。

水平力荷荷は、上層ばりの軸線位置に荷荷することとし、どこかの部材の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに

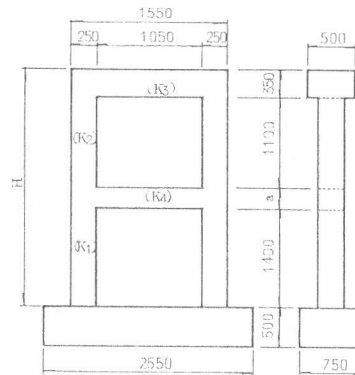


図-1 供試体形状

表-1 供試体諸元

供試体番号	a (mm)	H (mm)	剛比 K
A	200	3120	$K_1 = 1.0$
			$K_2 = 1.22$
			$K_3 = 7.08$
B	200	3050	$K_1 = 1.0$
			$K_2 = 1.22$
			$K_3 = 7.08$
C	270	3120	$K_1 = 1.0$
			$K_2 = 1.22$
			$K_3 = 7.08$
D	270	3120	$K_1 = 1.0$
			$K_2 = 1.22$
			$K_3 = 7.08$

表-2 コンクリートの配合

設計強度 (MPa)	セメントの種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランピング (mm)	air (%)	水セメント比 (%)	1 m <sup>2</sup> あたりの材料 (kg)				
						C	W	S	G	粗骨材
27.0	早強セメント	25	12±25	4.5	42	350	139	829	1044	0.025

達するまでは荷重制御により行い、それ以降は降伏変位（ $\delta$ ：どこかの部材の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の供試体上層ばりの水平変位）の整数倍の変位を片振幅とした変位制御により行った。各変位段階における繰り返し回数は3回とした。

2-3 測定項目

供試体の水平変位を図-3に示すようにほぼ25cm間隔でダイヤルゲージにより測定した。また、部材接合部の軸方向鉄筋のひずみをワイヤストレインゲージで測定した。ひびわれ状況は目視により観測した。

### 3. 実験結果

#### 3-1 荷重-変位曲線

図-4、5に供試体BおよびCの上層ばり位置の荷重-変位曲線の包絡線を示す。これらの図から明らかのように多くの節点の軸方向鉄筋が降伏しても（塑性ヒンジになったと考えられる）耐力の低下は見られない。

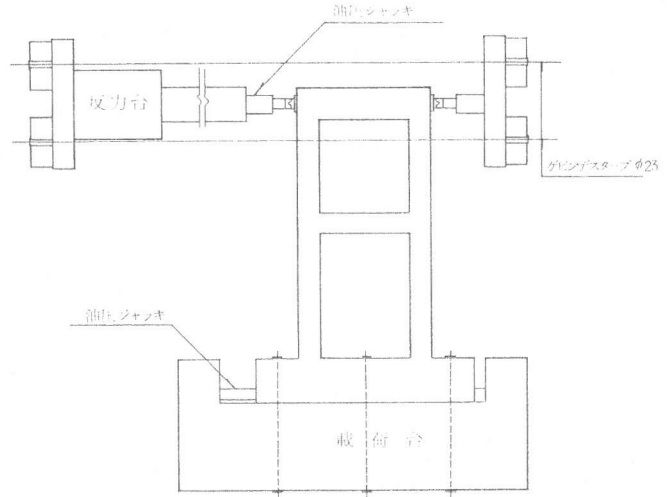


図-2 載荷装置

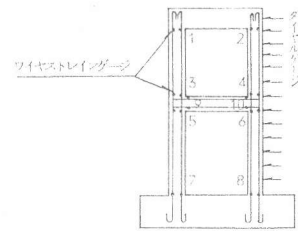


図-3 ゲージ位置

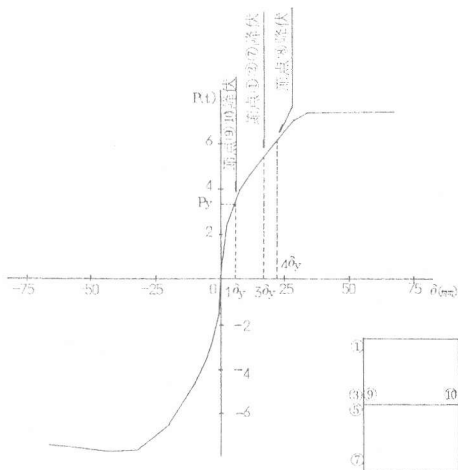


図-4 供試体BのP- $\delta$ 曲線の包絡線

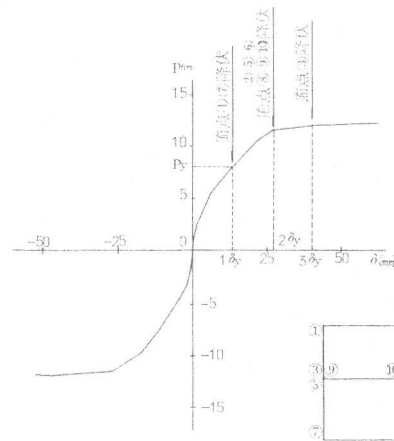


図-5 供試体CのP- $\delta$ 曲線の包絡線

#### 3-2 供試体の耐力・破壊パターン

各供試体の降伏荷重 $P_y$ （どこかの部材の鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の荷重）と最大荷重 $P_{max}$ を表-3に示す。

図-6に接合部の鉄筋が降伏点に達した（塑性ヒンジになったと考えられる）順序を示す。●印が新しく塑性ヒンジになった箇所、○印がすでに塑性ヒンジになっている箇所をあらわしている。

中層ばりの耐力を小さくしてある供試体B、Dは、先に中層ばりの鉄筋が降

表-3 降伏荷重、最大荷重

	$P_y$ (t)	$\delta_y$ (mm)	$P_{max}$ (t)	$\frac{P_{max}}{P_y}$
A	6.5	11.65	10.5	1.62
B	3.25	5.54	7.65	2.35
C	8.1	13.44	12.8	1.58
D	4.3	4.59	9.2	2.14

伏点に達するが、ラーメン骨組としての耐力はその後も変位の増加とともに増加して降伏荷重の2倍以上になっている。中層ばりの耐力を大きくしてある供試体A、Cは、先に柱の上・下端の鉄筋が降伏する。その後のラーメン骨組としての耐力の増加は降伏荷重の約1.5倍であった。

2層ラーメンの破壊パターンは柱崩壊型とはり崩壊型が考えられる。どちらの破壊パターンになるかは柱とはりの剛比・耐力により定まると考えられるが、今回の実験では中層ばりの柱に対する剛比( $K_4$ )を0.66, 1.66と変化させても破壊パターンは変化せず、中層ばりの耐力から破壊パターンが定まった。中層ばりの剛比を大きくすることによりラーメン骨組としての耐力が増加したのみであった。

### 3-3 軸方向鉄筋のひずみ

荷重-ひずみ曲線の例を図-9, 10に示す。柱の上、下端が先に降伏する場合は2 $\delta_y$ (降伏変位の2倍の変位を与えた場合)でその部分の鉄筋のひずみは急激に17100~19500 $\mu$ まで増加し、その他の部材接合部分(下柱の上端、中層ばり)の鉄筋のひ

ずみも1 $\delta_y$ では1000~1480 $\mu$ であったのが2 $\delta_y$ では2000~12400 $\mu$ まで急激に増加して、次々と降伏点に達していった。中層ばりの鉄筋が先に降伏する場合は、2 $\delta_y$ でその部分の鉄筋のひずみが15000~2400 $\mu$ まで急激に増加するが、その他の部材接合部分(柱の上・下端等)の鉄筋のひずみは1 $\delta_y$ で400~900 $\mu$ であったのが2 $\delta_y$ で1000~1600 $\mu$ 程度までの増加であり、柱の上・下端の鉄筋が降伏するのは3 $\delta_y$ 以降であった。

### 3-4 ひびわれ状況

各供試体の最終ひびわれ状況を図-11に示す。

ひびわれは部材接合部付近に集中し、特に中層ばりが先に降伏する供試体B、Dは中層ばり付け根に大きなひび

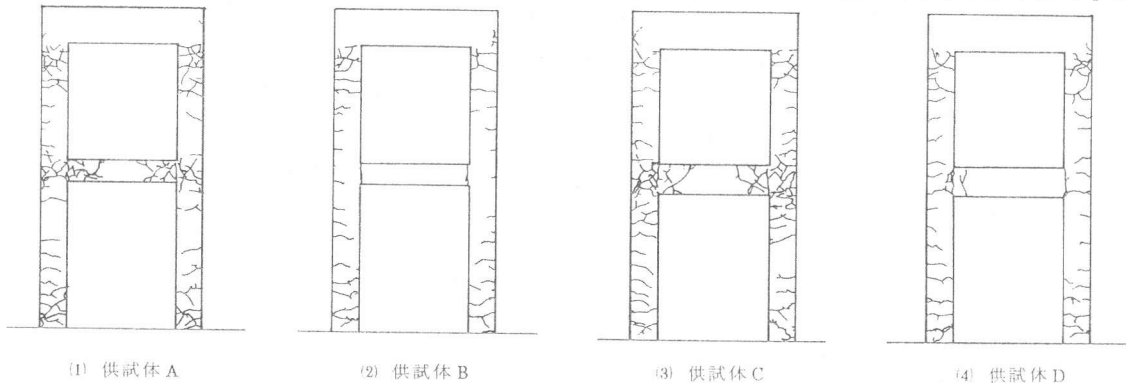


図-9 各供試体のひびわれ状況

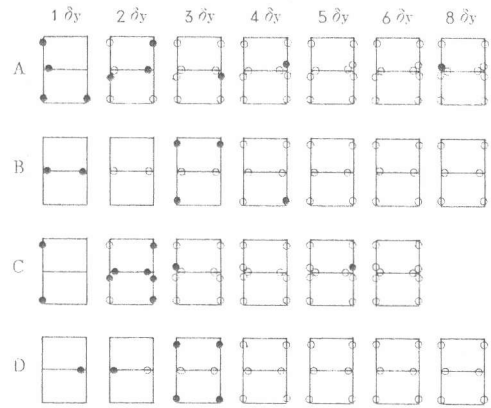


図-6 塑性ヒンジ発生順序

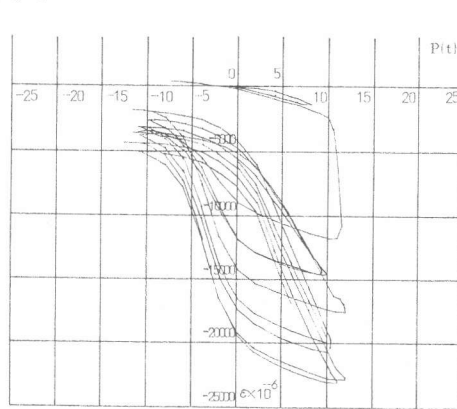


図-7 P- $\epsilon$  曲線 (供試体C 節点7)

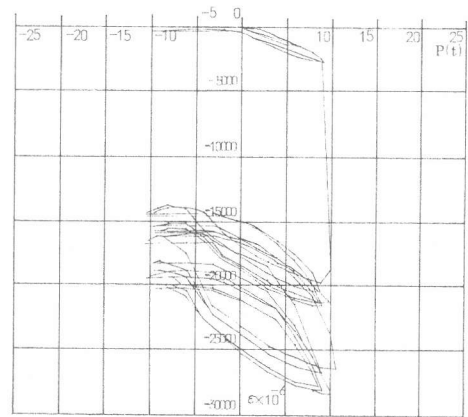


図-8 P- $\epsilon$  曲線 (供試体B 節点9)

われが集中している。柱の上・下端が先に降伏する供試体 A, C は各接合部に大きなひびわれが発生し、柱と中層はり接合内部にもおよんでいる。

#### 4. 考察

構造物の耐震性の尺度としてじん性率を用いる場合があるが、これは構造物全体の変形能力をあらわす係数で終局変位と降伏変位の比であらわされるものであり個々の部材の値とは同一ではない。一般に曲げ破壊のみを考えると塑性変形は接合部に集中して生じるので、その部分のじん性率は構造物のじん性率よりもかなり大きな値が要求される。本実験に用いた供試体はスターラップ・帯鉄筋を比較的多く配置したので (0.20~0.36%) 各部材のじん性率も優れていたようである。

鉄筋コンクリートの不静定骨組の構造解析においては、通常弾性的に解析し、各部材の降伏耐力が各断面力以上となるように設計しているが、塑性ヒンジを考慮した弾塑性解析を行い鉄筋コンクリート部材を合理的に設計してよいと考えられる。

#### 5. 補修の効果

##### 5-1 供試体の補修および載荷試験

交番載荷試験を終了した供試体のひびわれにエポキシ樹脂を注入した。さらに、2 体については軸方向鉄筋が降伏している接合部分を、はりは接合部からはり高の 1.5 倍の範囲に、柱は柱幅の 2 倍の範囲に鋼板を巻き立てた。鋼板の材質は SS41 とし厚さは 1.2 mm とした。これは、実構造物の場合厚 4~6 mm 程度の鋼板を用いられると考えられ供試体の縮尺と同様に約 1/4 としたものである。鋼板は供試体との間隙を約 10 mm とし巻き端部を溶接して閉合した。供試体との間隙は無収縮モルタルを注入し鋼板と供試体を一体化させた。

荷重載荷は先に行った載荷試験と同様に行った。載荷サイクルは 2-2 で得た変位を与える変位制御で行った。

##### 5-2 実験結果および考察

各供試体の荷重-変位曲線の包絡線を図-11 に示す。供試体 C, D はエポキシ樹脂を注入したものであり、供試体 A, B はさらに鋼板を巻き立てた。エポキシ樹脂注入のみの供試体 C, D は初期において剛性が約 20% 低下しているが、大変形の領域ではほとんど元の耐力に回復している。エポキシ樹脂を注入後鋼板を巻き立てた供試体 A, B は初期剛性は回復し耐力は増加している。

実際の構造物の地震被害のひびわれ補修としては一般にエポキシ樹脂注入が行われているが、その補修効果は十分であることが確認された。鋼板巻き立ては実際の構造物の場合施工上難しい場合もあるが、これを行うことにより初期剛性は回復し耐力も増加するので補強方法の一つとして有効であると考えられる。

参考文献：石橋・吉野「鉄筋コンクリート 2 層ラーメンの交番載荷試験」

第 37 回 土木学会 年次講演会

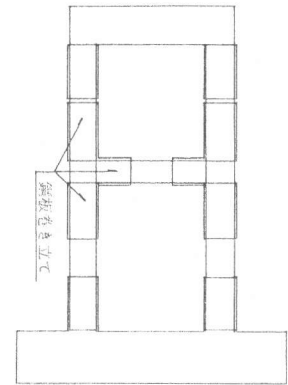
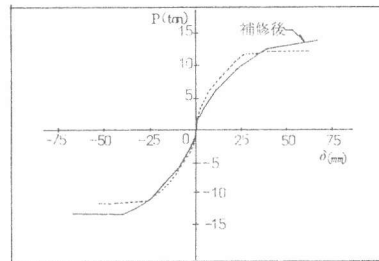
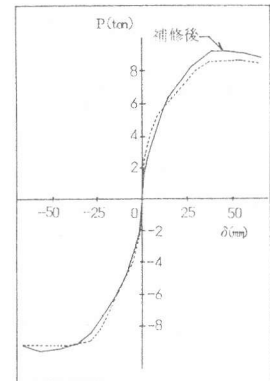


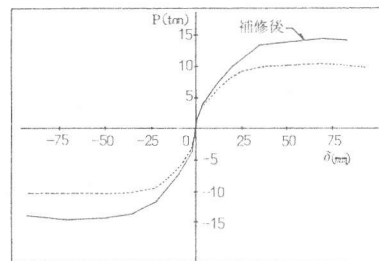
図-10 鋼板巻き立て



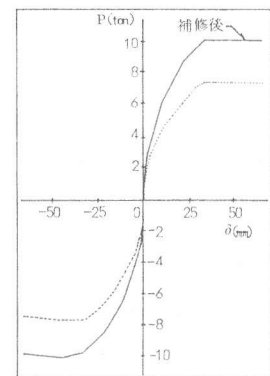
(1) 供試体 C



(2) 供試体 D



(3) 供試体 A



(4) 供試体 B

図-11 供試体補修後の載荷試験による荷重-変位曲線の包絡線