

論文 RC ラーメン橋脚のモデル化が耐力に及ぼす影響分布

手嶋康博^{*1}・幸左賢二^{*2}・田崎賢治^{*3}・乙黒幸年^{*4}

要旨：被災した RC ラーメン橋脚をプロトタイプとして、隅角部の剛域の設定方法やハンチの有無、フーチング形式、静的解析時の慣性力の作用方法、地盤の剛性、軸力変動の考慮の有無が耐力に及ぼす影響を解析的に評価した。その結果、地盤剛性、慣性力の作用方法、隅角部のモデル化、および軸力変動の考慮の有無が、橋脚の耐力に特に大きな影響を及ぼすことがわかった。

キーワード：RC ラーメン橋脚、曲げ耐力、フレーム解析、剛域

1. はじめに

兵庫県南部地震において被災した阪神高速道路3号神戸線のRCラーメン橋脚(88基)を対象として、損傷要因を明確にするために地震時保有水平耐力と損傷度の関係に着目した分析を進めている¹⁾。その結果、以下のようなことが明らかにされた。RCラーメン橋脚はRC単柱橋脚に比べて耐力が大きく、そのことがRCラーメン橋脚の損傷度が相対的に低かった原因の1つとして推定されるが、各橋脚の損傷度と橋脚の保有する耐力には明確な関係は見出せなかつた。これは各橋脚に作用した地震動の相違によるほか、部材のモデル化や特性値の評価方法の相違がRCラーメン橋脚の耐力に影響を及ぼしたことと考えられる。特に、RCラーメン橋脚は不静定構造であることから、各部材断面の評価法の相違が構造物全体系の耐力に与える影響が大きいと推測される。そこで、本研究では、隅角部の剛域の設定方法やハンチの有無、独立型と一体型のフーチング形式、静的解析時の慣性力の作用方法、基礎付近の地盤剛性の違い、軸力変動の有無が耐力や損傷モードに与える影響に着目した解析を実施した。

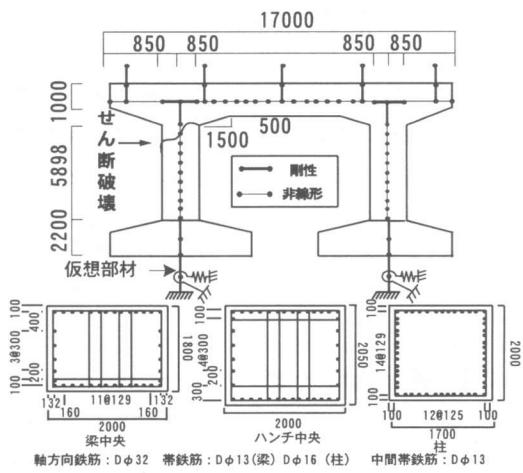


図-1 神P-348 フレームモデル

2. 解析手法

2.1 解析対象橋脚

解析対象とした3号神戸線P-348RCラーメン橋脚のフレームモデルを図-1に示す。本橋脚は3号神戸線におけるRCラーメン橋脚の中で最も損傷度が大きく、その損傷状況は、左柱上端において橋軸直角方向にせん断破壊が発生している。基礎は独立型フーチングであり、隅角部には縦横比が1:3のハンチを有している。また、解析における評価法は、曲げ耐力についてはH8道路橋示方書式(以下、道示式)、せん断耐力についてはH2道示式とし、損傷順序等

*¹九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

*²九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (正会員)

*³大日本コンサルタント㈱ 東京事業部 技術一部 (正会員)

*⁴阪神高速道路公団 保全施設部 保全技術課

の評価には、式(1)に示す橋脚全体の水平震度 K_h を用いた。

$$k_h = \frac{P}{W_u + W_b} \quad (1)$$

ここに、 P : 作用水平力(kN), W_u : 上部構造重量(kN), W_b : はり部材重量(kN)。但し、はりについて評価するときは $W_b=0$ とする。

次に、本研究における主な解析条件を以下に示す。

- ①非線形部材は、H8道示に準じてひび割れを考慮したトリリニア型の曲げモーメント-曲率関係(以下、M-φ関係)を与える。
- ②支承部、およびフーチング部は剛域とする。
- ③基礎バネは水平と回転バネを弾性バネとして仮想部材の下端に設置した。ここで、仮想部材とは、フーチング下端から水平と回転の連成項が0となる位置まで設けた剛部材である。
- ④基礎バネの定数はフーチング底面から $1/\beta$ の距離までの地盤の平均N値($N=11$)を用いて求めた。

2.2 解析パラメータ

Case①を基準条件とし、他のケースとの比較検討を行う。解析ケースと諸条件および解析パラメータを表-1に示す。

(1) 剛域の設定 (Case①~③)

隅角部の設定方法の差異による影響を調べるために、以下の解析を行った。

隅角部の剛域設定方法に着目した Case①~③とハンチの有無に着目した Case④のモデル化を図-2に示す。ハンチ部ははり軸線方向に三分割し、各々の要素の中心断面でハンチ鉄筋を考慮してM-φ関係を算出した。また、Case

②とCase③における隅角部の剛域以外の部材は、ハンチ付け根のM-φ関係を用いた。

(2) ハンチの有無 (Case④)

Case④の隅角部の断面はハンチを設けないため、はり中央および柱断面と同一とした。照査位置ははりおよび柱の付け根の要素で行う。

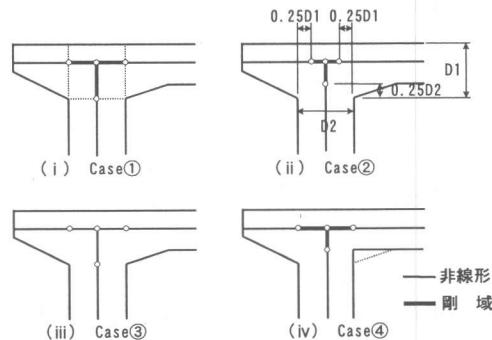
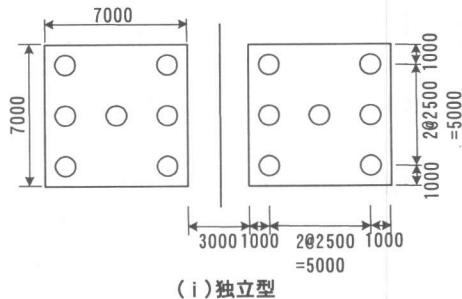
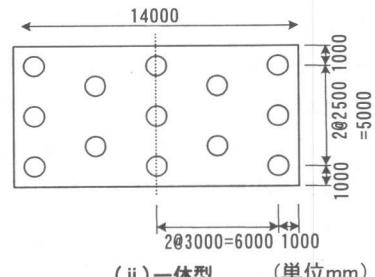


図-2 ハンチおよび剛域の設定方法



(i) 独立型



(ii) 一体型 (単位mm)

図-3 フーチング形状

表-1 解析パラメータ

| | 剛域の設定 | ハンチの有無 | フーチングの形式 | 解析手法 | 地盤剛性 | 軸力変動 |
|-------|--------------|--------|----------|------------|---------|------|
| Case① | H8道示式V耐震設計編 | ハンチ有り | 独立型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | N値11 | 非考慮 |
| Case② | H8道示式IV下部構造編 | ハンチ有り | 独立型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | N値11 | 非考慮 |
| Case③ | 剛域無し | ハンチ有り | 独立型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | N値11 | 非考慮 |
| Case④ | H8道示式V耐震設計編 | ハンチ無し | 独立型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | N値11 | 非考慮 |
| Case⑤ | H8道示式V耐震設計編 | ハンチ有り | 一体型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | N値11 | 非考慮 |
| Case⑥ | H8道示式V耐震設計編 | ハンチ有り | 独立型フーチング | 静的水平震度漸増解析 | N値11 | 非考慮 |
| Case⑦ | H8道示式V耐震設計編 | ハンチ有り | 独立型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | 柱右側のみ低下 | 非考慮 |
| Case⑧ | H8道示式V耐震設計編 | ハンチ有り | 独立型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | 柱両側とも低下 | 非考慮 |
| Case⑨ | H8道示式V耐震設計編 | ハンチ有り | 独立型フーチング | 静的水平変位漸増解析 | N値11 | 考慮 |

(3) フーチング形状 (Case⑤)

フーチングの形状は柱間距離の大小により、独立型と一体型がある。本研究では、基礎部の剛性の違いが橋脚耐力に及ぼす影響を評価する目的で、両タイプのフーチングに対して解析を実施した。図-3に、解析に用いたフーチング形状を示す。P-348 橋脚の柱間距離を参考に独立フーチングから一体型フーチングに変更した。これにより杭($\phi 1000\text{mm}$)が14本から13本へ、水平バネ定数は $18.865 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m})$ から $35.035 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m})$ へ、回転バネ定数は $12.583 \times 10^6 (\text{kN}\cdot\text{m})$ から $10.035 \times 10^7 (\text{kN}\cdot\text{m})$ に変更した。

(4) 慣性力の作用方法 (Case⑥)

一般に静的水平変位漸増解析では、上部構造の慣性力作用位置に水平荷重を漸増させる手法が用いられている。これは、下部構造に比べて上部構造重量が大きく、簡便のため下部構造に作用する慣性力影響を無視しているためである。しかしながら、RC ラーメン橋脚では下部構造重量が比較的大きいため、下部構造に作用する慣性力の影響も考慮した解析を実施した。

具体的には、解析モデル中の質量を有する全節点に、水平震度を漸増させる解析（静的水平震度漸増解析）を行うことにより、載荷方法の違いによる影響を評価した。ここで、実際の地震時の挙動を再現するため、別途動的解析を行った結果を参考に、その最大加速度分布と同一分布で水平震度を漸増させた。なお、動的解析における地震波は、道示Vに示されるタイプII、II種地盤の標準波である兵庫県南部地震 JR 鷹取駅 (N-S) を用いた。また、粘性減衰としてレーリー減衰を用いた。

(5) 地盤剛性の変化 (Case⑦, ⑧)

地震時に、液状化などにより地盤剛性が変化する場合の影響を検討した。

具体的には、砂層の深さ 8.6m (杭長の 66%) まで液状化したことを想定し、平均 N 値を極端に低下 (N=0.3 に設定) させた。右側の橋脚だけが極端に剛性低下した場合 (Case⑦) と両側の橋脚が剛性低下した場合 (Case⑧) の影響度

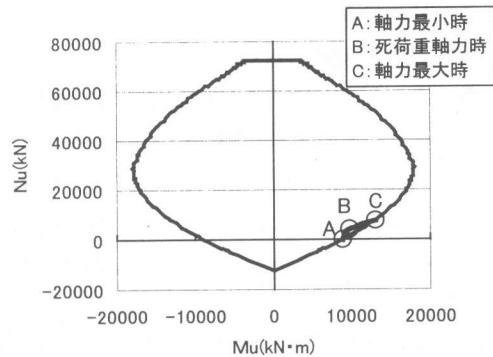


図-4 柱部材の $N_u - M_u$ 相関曲線

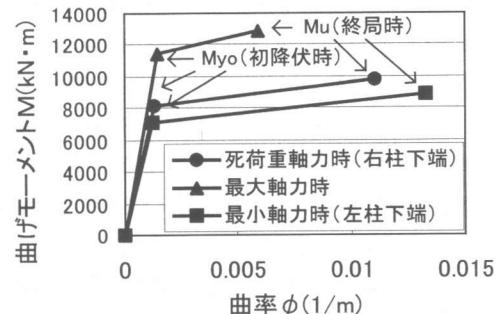


図-5 曲げモーメント-曲率関係

を評価した。ここで、低下した地盤の水平バネ定数は $11.740 \times 10^6 (\text{kN}/\text{m})$ 、回転バネ定数は $12.534 \times 10^6 (\text{kN}\cdot\text{m})$ である。

(6) 軸力変動の影響 (Case⑨)

ラーメン橋脚は作用する水平力の増減に伴い、柱部材に作用する軸力が変化する。したがって、各柱部材の曲げモーメント-曲率関係が水平力に影響されることを考慮した解析を行った。

図-4 に柱部材の軸力 N_i と終局曲げモーメント M_{ui} の $N_i - M_{ui}$ 相関曲線を示す。軸力変動として、例えば、①水平力がない状態、②柱の軸方向圧縮力が最大の場合、③柱の軸方向力が最小の場合の柱下端部材の曲げモーメント-曲率関係はそれぞれ図-5 のようになる。しかし、解析上は、線形の領域では軸力の大小に関わらず①の剛性を仮定し、降伏点を超えて非線形領域に入ったときは軸力の大小に応じて終局モーメント M_u が変化するモデルとした。

3. 解析結果

3.1 剛域の設定 (Case①～③)

図-6, 7に、それぞれCase①～⑥の解析により得られたはりと柱の降伏時、各イベントに着目した水平震度を示す。ここで、Kh(Mc), Kh(My), Kh(Mu)とは、複数の照査要素の中で、それぞれひび割れ耐力、降伏耐力、終局耐力に初めて達したときの水平震度とする。

隅角部の剛域長をパラメータとしたCase①～Case③について、はりのMuで比較すると、Khが1.453, 1.444, 1.593、柱のMuで比較すると、Khが1.024, 0.960, 1.024とほぼ同等となった。これは、本解析モデルでは、剛域長の設定の違いによらず、何れのケースも柱下端部材が降伏に達し、図-8に示すように、剛域付近の柱上端部のモーメント分布は変化するものの、柱基部付近の作用モーメントは変化せず、ほぼ同じKhでMyやMuに達するためである。

3.2 ハンチの有無 (Case④)

Case①とハンチを設けないCase④を比較すると、はりのMu時では、Khが1.453から1.202、柱のMu時では、Khが1.024から0.953に低下している。これは、Mc, My, Muがハンチ位置で決定されるために、ハンチの無いCase④では、はり端部の断面の減少が耐力に影響を及ぼしたものと考えられる。このように、ハンチ断面が終局を支配する場合には、部材のモデル化によって耐力が大きく変わると考えられる。

3.3 フーチング形状 (Case⑤)

一体型フーチングに変更したCase⑤では、Case①と比較して水平震度に大きな差は見られない。これは、本解析における地盤種別がⅡ種地盤であり、地盤変位の影響が比較的小さいためと考えられる。しかし、図-9に示すように、Case①では、右柱上端部から降伏しているのに対し、Case⑤では、降伏順序が右柱基部からに変化した。これは、基礎バネを一体型に変更したことで回転バネ定数が10倍近く増加し、柱基部の回転拘束が増加したため、降伏順序が柱基部先行になったものと考えられる。

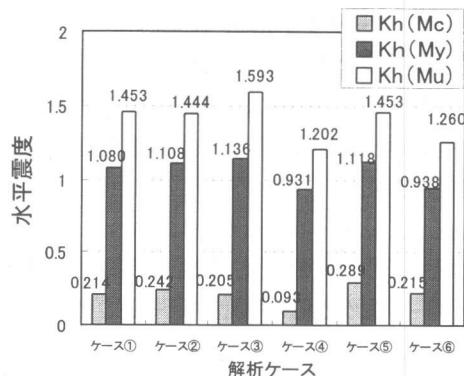


図-6 はりの水平震度

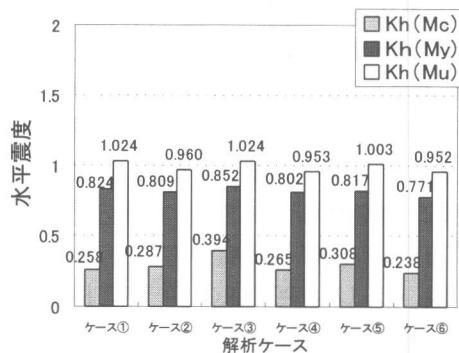


図-7 柱の水平震度

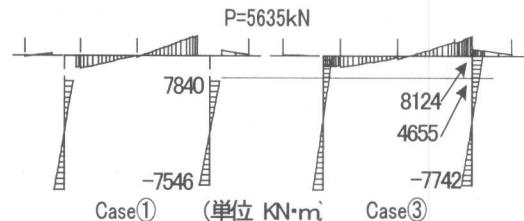


図-8 同一水平荷重時の曲げモーメント

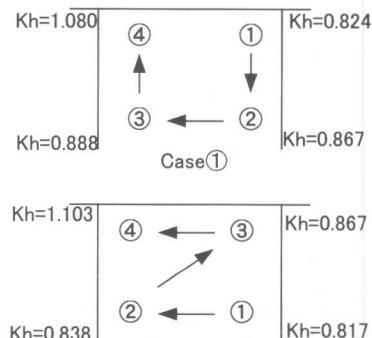


図-9 降伏に達する順番

3.4 慣性力の作用方法 (Case⑥)

動的解析における最大加速度分布を図-10に示す。柱部の最大加速度はほぼ一定となっていることから、実際の地震時には、構造物に一様な慣性力が作用していることがわかる。このため、上部構造と橋脚の質点すべてに一様な水平震度を漸増させる解析を行った。

図-11に、降伏耐力に達する時の水平荷重を示す。Case①では、柱に着目した場合、水平作用力 5635 (kN), $K_h=0.824$ で降伏震度に達する。これに対して Case⑥では、水平作用力 6025 (kN), $K_h=0.771$ で降伏震度に達し、Case①と比べて 5%程度の差異が生じた。したがって、下部構造の重量比率が高い場合には、下部構造の慣性力も考慮した解析が望ましいと考えられる。

3.5 地盤剛性の変化 (Case⑦~⑧)

Case⑦, ⑧の解析結果を図-12に示す。ここで、 $K_h(P_s)$ とは、柱部材がせん断耐力に達したときのラーメン橋脚全体の水平震度である。

両方の柱とも地盤剛性を低下させた Case⑧の場合には、柱の作用力はほぼ同等となるため、Case①との差異は小さい。これに対して片側の柱のみ地盤剛性を低下させた Case⑦の場合は、Case①に比べて $K_h(M_y)$ および $K_h(P_s)$ ともに低下している。図-13は、 $K_h(P_s)$ 時 (Case① $K_h=0.501$, Case⑦ $K_h=0.387$) のせん断力分布の比較を示している。Case⑦では、両方の柱で基礎の剛性が大きく異なるため、せん断力は左側で 1764 (kN), 右側で 1039 (kN) とアンバランスになり、Case①に比べて小さな水平震度でせん断耐力に達することがわかる。

したがって、せん断破壊型となる場合は、地盤剛性の影響が顕著に表れると考えられる。

3.6 軸力変動の影響 (Case⑨)

図-1のフレームモデルにおいて、水平力を左→右向きに作用させた場合、圧縮側となる右柱下端と引張側となる左柱下端の軸力変動幅は、水平力がない死荷重状態 $N=Rd$ を基準として表-2の通りとなり、両方の柱でおよそ $\pm Rd$ の変動が見られた。また、この軸力変動に伴う

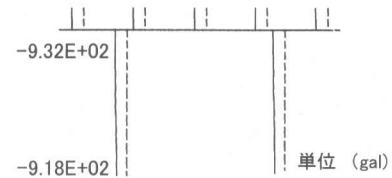


図-10 動的解析における最大加速度分布

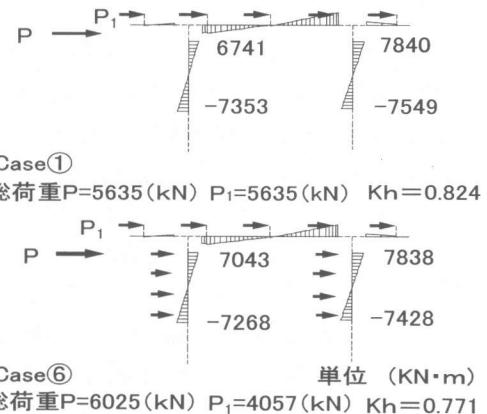


図-11 荷重の作用方法の違いによる比較

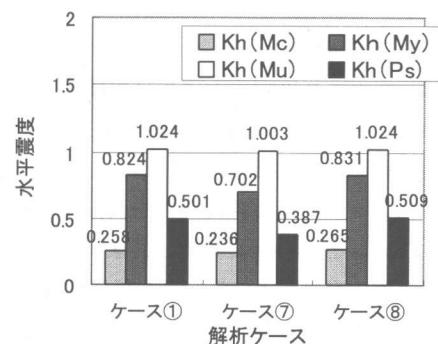


図-12 柱の水平震度

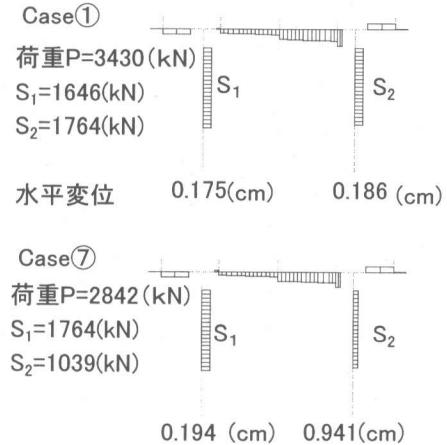


図-13 せん断耐力に達する作用力の比率

終局曲げモーメント M_u および終局曲率 ϕ_u の変動率は、表-2に示すように、終局時には軸力変動の影響を大きく受けることがわかる。

図-14は、引張側となる左柱下端と圧縮側となる右柱下端のそれぞれについて、終局に達するときの水平震度を Case①と Case⑨で比較したものである。これによると、Case①では、軸力変動を考慮していないので、左右の柱とも水平震度 1.06 で終局に達する。これに対し、Case⑨では、引張側の左柱下端は軸力の減少により、Case⑨の終局震度は Case①と比較して 5.7% 程度大きくなる。一方、圧縮側の右柱下端は、軸力の増加により Case⑨の終局震度は Case①と比較して 8.3% 程度小さくなることがわかった。

次に、せん断力に対する軸力変動の影響は、同一震度（水平力）で比較した場合は、図-15 に示すように、Case①と Case⑨で左右の柱ともほとんど差が無い結果となっている。

4.まとめ

RC ラーメン橋脚のモデル化が耐力に及ぼす影響についてフレーム解析法を用いて評価した結果を以下にまとめる。

- 1) ハンチ部断面が終局耐力を支配する場合には、Case①と Case④に対比したように、ハンチ部考慮の有無が RC ラーメン橋脚の構造耐力に大きな影響を及ぼす場合がある。これに対し、隅角部を剛域から非線形に変えてもそれほど影響は見られなかった。
- 2) フーチングの形状を一体型に変更しても水平震度にはそれほど影響を及ぼさなかつたが、柱基部の回転拘束効果が増加するため、柱基部先行型の破壊形態となつた。
- 3) RC ラーメンにおいて上部構造重量に対して下部構造重量の比率が高い場合には、ブッシュオーバー解析において下部構造の慣性力を十分考慮した解析を行う必要があると考えられる。

表-2 軸力変動幅と M_u , ϕ_u の変動率

| | 軸力変動幅 | M_u | ϕ_u |
|------|---------------------------|-------|----------|
| 左柱基部 | $R_d \rightarrow 0.02R_d$ | -9.8% | 20.8% |
| 右柱基部 | $R_d \rightarrow 1.98R_d$ | 32.0% | -46.2% |

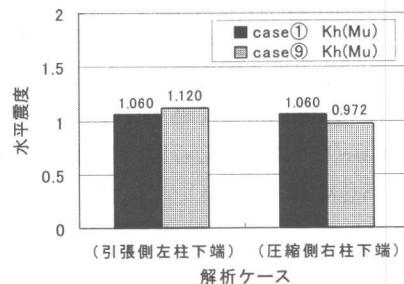


図-14 柱の終局震度の比較

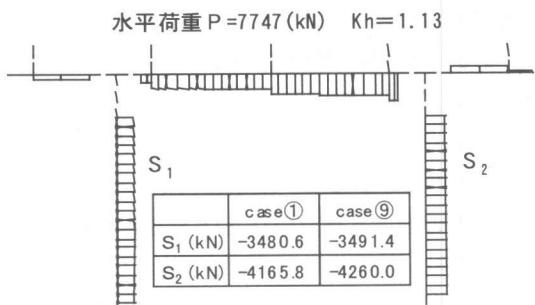


図-15 せん断力分布の比較

- 4) RC ラーメン橋脚が、液状化などにより、地震時に地盤剛性が変化した状態で水平力を受けた場合、曲げ・せん断作用力の偏りにより早い段階で破壊に至る。これに対して、両側の地盤剛性が低い場合におけるせん断耐力の低下は、比較的小さかった。
- 5) 柱部材の軸力変動が各柱の曲げ耐力および曲げ変形性能に与える影響は比較的大きく、着目する柱下端部材が終局に達した時のラーメン橋脚全体の水平震度に影響を及ぼした。

参考文献

- 1) 石松, 幸左, 河野, 田中: 被災した RC ラーメン橋脚の耐力評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp1519-1524, 2000.6