

# 2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震応答特性

田崎 賢治<sup>1</sup>・寺山 徹<sup>2</sup>・運上 茂樹<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 建設省土木研究所・耐震研究室 (〒305 茨城県つくば市旭1番地)

<sup>2</sup>正会員 工修 建設省土木研究所・耐震研究室

<sup>3</sup>正会員 工博 建設省土木研究所・耐震研究室

本研究は、2層式RCラーメン橋脚に対する地震時保有水平耐力法による耐震設計法の開発を目的とする。2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向を対象として、各部材端に軸力変動を考慮できる完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係をもつ塑性回転バネを設けた骨組モデルを用いて、静的な水平変位漸増解析と動的な非線形時刻歴応答解析を行い、地震応答特性を検討した。本文では、2層式ラーメン橋脚の耐力や変形性能に及ぼす中層梁の剛性およびせん断耐力の影響について検討すると同時に、静的解析結果と動的解析結果を比較検討したので、その結果を報告するものである。

**Key Words :** Two-story RC frame pier, Mid-beam, Ductility, Static push-over analysis, Dynamic analysis, Inelastic response

## 1. まえがき

1995年の兵庫県南部地震において、鉄筋コンクリート(以下、RCと称す)ラーメン橋脚にも被災を生じた例があったことから、平成8年の道路橋示方書耐震設計編では、非線形域の挙動を考慮した地震時保有水平耐力法によるRCラーメン橋脚の耐震設計法が新たに導入された<sup>1)</sup>。しかし、この設計法は1層式の門形ラーメン橋脚を対象としたものであり、2層式や多柱式などその他の形式のラーメン橋脚に対する適用性については十分検討されていないのが現状である。2層式ラーメン橋脚の1層式の門形ラーメン橋脚との大きな違いは中層梁の存在であり、中層梁の特性によって橋脚の耐力や変形性能が影響を受けることが考えられる。そこで、本研究では、2層式RCラーメン橋脚に対する地震時保有水平耐力法による耐震設計法の開発を目的として、2層式ラーメン橋脚の耐力や変形性能に及ぼす中層梁の影響に着目した検討を行い、地震時の応答特性を把握するとともに、静的解析結果と動的解析結果を比較し、等価エネルギー法の適用性を検討したのでその結果を報告する。

## 2. 解析方法

### (1) 水平変位漸増解析

解析対象としたのは既存の2層式RCラーメン橋脚であり、図-1のような骨組構造にモデル化した。上部構造は上層梁上で支持され、中層梁は上部構造を支持していない。このRCラーメン橋脚を対象として、上層梁位置に水平変位を静的に漸増させ、水

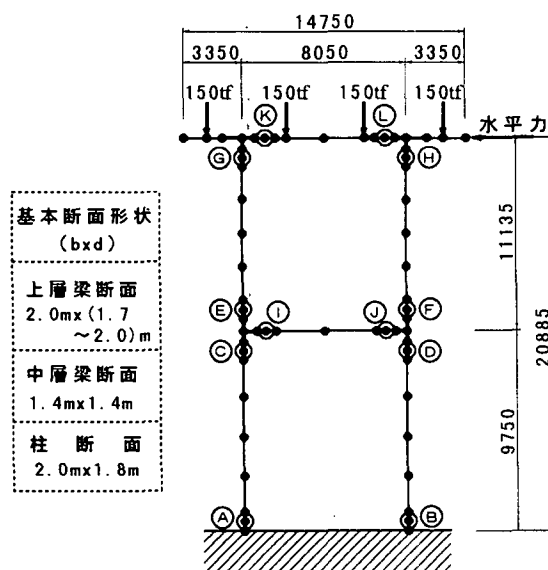


図-1 骨組モデル

平力-水平変位の関係を求めた。①～④の位置に塑性化が生じる可能性があるため、ここに、軸力変動の影響を考慮できる完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係をもつ塑性回転バネを設けた。

水平変位を静的に漸増させていくことにより、12個の塑性回転バネのうち、塑性ヒンジとなる6個の塑性回転バネを特定することができる。さらに、それぞれの塑性ヒンジ位置において、回転角が終局塑性回転 $\theta_{pu}$ に達する時の変位を算出した。

図-2は、対象とした橋脚の水平力-水平変位の関係を算出した一例を示したものである。図-2では、既存の橋脚に対して各部材が曲げ破壊型となるように、帯鉄筋比を大きく設定している。塑性ヒンジは、柱部材の基部(①, ②)、上層梁の両端部(③, ④)、中層梁の両端部(⑤, ⑥)に生じ、これら6個の塑性化が生じると橋脚の水平力は一定となる。

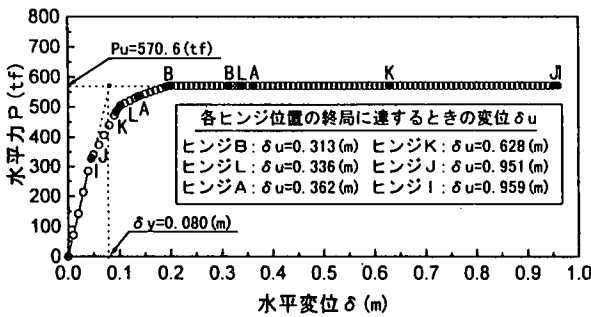


図-2 水平力-水平変位関係

ラーメン橋脚全体の耐力や変形性能に及ぼす中層梁の曲げ耐力、せん断耐力の影響を検討するために、以下のように、中層梁の帯鉄筋比 $\rho_s$ および中層梁の降伏剛性 $(EI)_y$ を変化させた。

- ①中層梁の帯鉄筋比 $\rho_s$ : 0.28~1.77(%)
- ②中層梁の降伏剛性 $(EI)_y$ :  $0.39 \times 10^6 \sim 1.05 \times 10^6$  (tf·m<sup>2</sup>)

なお、②については、中層梁の断面形状と軸方向鉄筋量を変化させているので、部材の降伏剛性のみならず、曲げ耐力やせん断耐力も変化する。表-1に②の中層梁の降伏剛性を変化させた場合の耐力諸元を示す。

表-1 中層梁の降伏剛性を変化させた場合の耐力諸元

	$(EI)_y \times 10^6$	せん断耐力	曲げ耐力	帯鉄筋比	
柱基部	1.26(tfm <sup>2</sup> )	383.2(tf)	2634.9(tfm)	0.56(%)	
上層梁	0.97	614.6	1417.8	1.06	
中層梁	case1	0.39	274.2	967.3	0.88
	case2	0.55	305.4	1241.3	0.88
	case3	0.77	350.5	1463.7	0.88
	case4	1.05	394.6	1725.0	0.88

※柱基部の曲げ耐力の値は死荷重用時

## (2) 非線形時刻歴応答解析

図-1の骨組モデルを用いて、タイプⅠ、Ⅱの地震動(各地盤種別に対してそれぞれ3波)を入力地震動として動的解析を行った。各部材の履歴モデルは、簡易的に剛性低下を考慮しない、軸力変動型のバイリニアモデルを用いた。数値計算にはNewmarkの $\beta$ 法を使い、 $\beta=1/4$ とした。また、応答計算の時間刻みは0.005s、粘性減衰マトリクスとしては、降伏剛性を用いたReyleigh減衰とした。表-2に、中層梁の降伏剛性を変化させたケースのうち、case1の構造モデルにおける各振動モードの有効質量および固有周期を示す。これによると、1次モードの有効質量が87%であり、他のモードに比較して大きく、本橋脚では1次モードが卓越することがわかる。また、2次モードまで考慮すると有効質量の累積は93%となる。したがって、Reyleigh減衰としては、1次および2次の振動数に着目し、各々の振動数に対する減衰定数を2%とした。

表-2 各振動モードの有効質量および固有周期

次数	有効質量(%)	有効質量の累積(%)	固有周期(sec)
1	87	87	0.704
2	6	93	0.107
3	0	93	0.087
4	1	94	0.065
5	0	94	0.062

## (3) 等価エネルギー法の適用性の検討方法

2層式RCラーメン橋脚の非線形応答に対する等価エネルギー法の適用性を、非線形履歴復元力特性を有する1自由度系の最大応答と粘性減衰定数を持つ線形1自由度系の最大応答をもとに単柱を対象として検討された手法<sup>2)</sup>と同様に検討した。検討の手順は以下の通りである。

- ①非線形履歴復元力特性を有する1自由度系の最大応答変位 $\delta_{NL}$ をⅠ～Ⅲ種地盤のタイプⅡ入力地震動に対して求める。
- ②①と同一の入力地震動に対する線形1自由度系の最大応答変位 $\delta_E$ を求める。ここでは、 $\delta_E$ を式(1)によって算出した。

$$\delta_E = k_{hc} * W \quad (1)$$

$$W = W_u + 0.3W_p \quad (2)$$

ここに、

$k_{hc}$ : 道路橋示方書V編<sup>1)</sup>に規定する地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度(減衰定数: 5%)

W : 等価重量(tf)

W<sub>u</sub> : 上部構造の重量(tf)

W<sub>p</sub> : 橋脚躯体の重量(tf)

③②により求められた  $\delta_E$  を等価エネルギー法 (式(3); 完全弾塑性履歴モデルの場合) により, 非線形最大応答変位  $\delta_{EL}$  に変換する.

$$\delta_{EL} = \frac{\delta_y^2 + \delta_E^2}{2\delta_y} \quad (3)$$

ここに,  $\delta_y$  は降伏変位である.

④③によって求めた  $\delta_{EL}$  と①によって求めた  $\delta_{NL}$  の一致度を式(4)により定義する係数  $\alpha$  によって表す.

$$\alpha = \delta_{EL} / \delta_{NL} \quad (4)$$

また, 耐力に対しては, 静的な水平変位漸増解析から求められる終局水平耐力  $P_u$  と動的解析から式(5)によって求められるベースシヤ  $Q_{max}$  とを比較する.

$$Q_{(max)} = m A_{(max)} \quad (5)$$
$$m = W / g$$

ここに, Q : ベースシヤ(tf)

m : 等価質量(t)

A : 上層梁位置の応答加速度( $m/s^2$ )

g : 重力の加速度( $m/s^2$ )

ここで, 橋脚の等価重量は道路橋示方書 V 編<sup>1)</sup> にしたがって,  $0.3W_p$  とした.

### 3. 解析結果

#### (1) 水平変位漸増解析

図-3は, 中層梁の帯鉄筋比  $\rho_s$  を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力とせん断耐力の比を示す. グラフの縦軸は, せん断力  $S$  をせん断耐力  $P_s$  で除した  $S/P_s$  とし,  $S/P_s=1.0$  を基準として破壊形態を判定することができる. これによると, 中層梁の帯鉄筋比  $\rho_s$  が 1.77% で, すべての部材が曲げ破壊型 ( $S/P_s \leq 1.0$ ) となる.

図-4は, 中層梁の断面を変化させた場合の各塑性ヒンジ位置におけるせん断力とせん断耐力の比を示したものである. これによると, 中層梁の剛性を大きくするだけでは, 中層梁がせん断破壊型から曲げ

破壊型に移行することはない. これは, 中層梁の剛性が大きくなると, せん断耐力  $P_s$  が大きくなるのと同時に, 発生せん断力  $S$  も大きくなるためである. また, 中層梁の剛性が大きくなると, 柱基部の  $S/P_s$  が大きくなる傾向があり, 本解析断面では, 左柱基部が曲げ破壊型からせん断破壊型となった. これは, 中層梁の剛性を大きくすると, 構造全体の終局耐力  $P_u$  が大きくなる, 即ち, 柱部材のせん断耐力は変化せず, 発生せん断力が大きくなるためと考えられる.

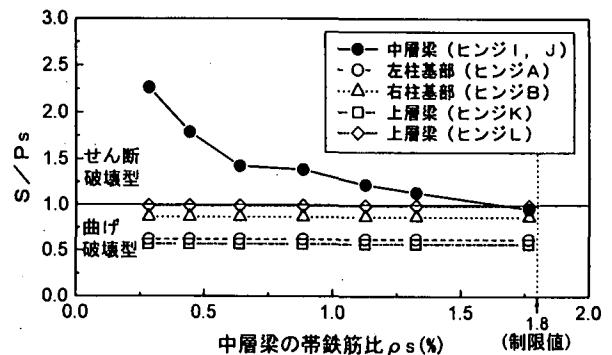


図-3 中層梁の帯鉄筋比と  $S/P_s$  の関係

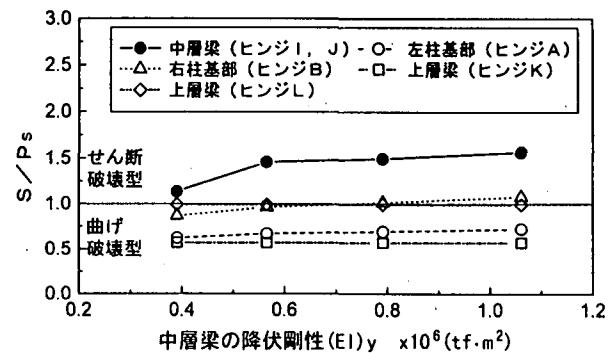


図-4 中層梁の降伏剛性と  $S/P_s$  の関係

#### (2) 非線形時刻歴応答解析

図-5, 6は, それぞれタイプ I とタイプ II の地震動に対して, 中層梁の降伏剛性を变化させた場合の II 種地盤における各塑性ヒンジ位置の最大曲率  $\phi_{max}$  を示したものである. グラフの縦軸は, 最大曲率を各断面の終局曲率で除した  $\phi_{max}/\phi_u$  を表す. ここで, 応答値は 3 波形の入力地震動に対する平均値を用いている.

図-5に示すタイプ I 地震動に対しては, 中層梁以外のほとんどの部材が非線形域に達しておらず,  $\phi_{max}/\phi_u$  は 1.0 を大きく下回っている.

また, 図-6に示すタイプ II 地震動に対しては, 中層梁の剛性を大きくすることで, 柱部材を  $\phi_{max}/\phi_u \leq 1.0$  とすることが可能である.

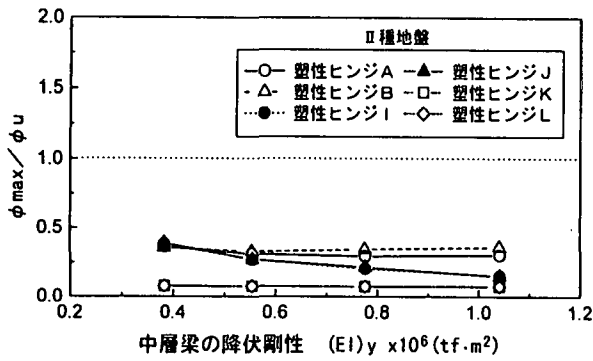


図-5 中層梁の降伏剛性と  $\phi_{max}/\phi_u$  の関係 (タイプ I)

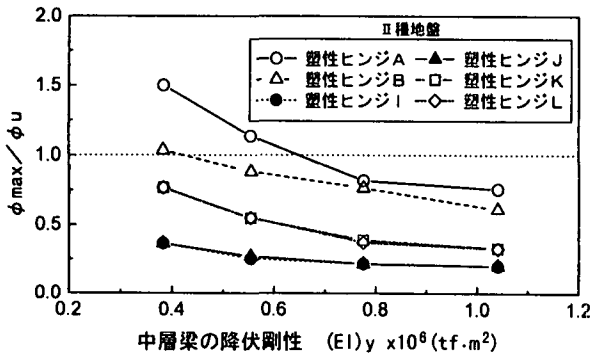


図-6 中層梁の降伏剛性と  $\phi_{max}/\phi_u$  の関係 (タイプ II)

### (3) 等価エネルギー法の適用性の検討

図-7は、本解析で対象とした橋脚の係数  $\alpha$  ( $= \delta_{EL} / \delta_{NL}$ ) を示したものである。ここで、解析の対象とした橋脚の固有周期は0.6~0.7秒程度である。この図より、地盤種別による地震動の違いによって、 $\alpha$  は、0.9~1.6程度となることがわかる。

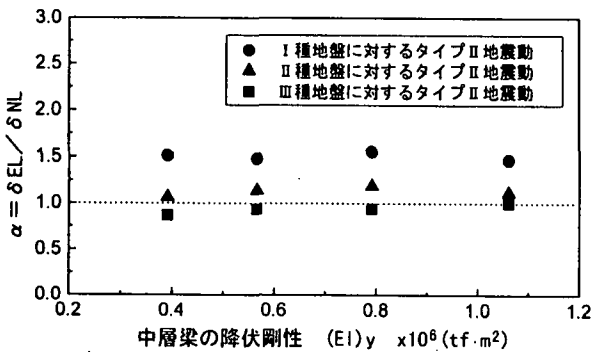


図-7 係数  $\alpha$  による等価エネルギー法の評価

また、図-8は、ベースシヤと応答変位（上層梁中心位置）の履歴曲線の一例であり、グラフ中の太線は、静的な水平変位漸増解析結果を重ねて示している。これによると、図-2に示す静的な水平変位漸増解析から得られる終局水平耐力  $P_u$  と動的解析から得られるベースシヤの最大値  $Q_{max}$  は、 $P_u$  の方がわずかに大きいものの大体一致している。図中に

は、水平変位漸増解析によって複数の塑性ヒンジの中で最初に終局に達した塑性ヒンジBをプロットしている。

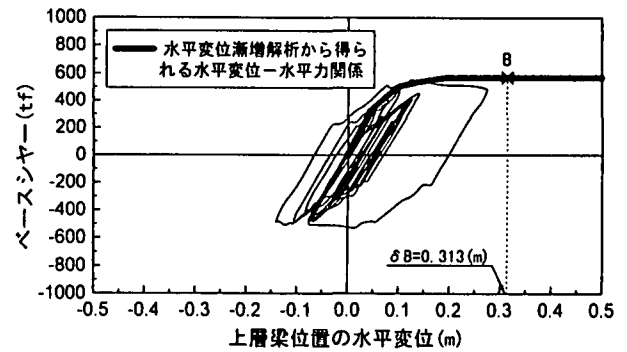


図-8 ベースシヤと応答変位関係

## 4. まとめ

本検討結果をまとめると以下の通りとなる。

- ①既存の橋脚断面に対して、帯鉄筋比を大きくすることで各部材は曲げ破壊型となるが、特に、中層梁は、かなり多くの帯鉄筋量が必要となる。
- ②中層梁の剛性を変化させても、中層梁自身の破壊モードは変更できず、断面によっては柱部材の破壊モードが変わる可能性がある。
- ③動的解析結果から、中層梁の剛性を大きくすると、各部材の塑性化した断面の応答曲率が小さくなる。
- ④本解析で対象とした橋脚（固有周期  $T=0.6\sim 0.7$  秒）に対して、等価エネルギー法の適用性を係数  $\alpha$  ( $= \delta_{EL} / \delta_{NL}$ ) を用いて検討したところ、地盤種別による地震動の違いによって、係数  $\alpha$  は、0.9~1.6程度の値となった。
- ⑤静的な水平変位漸増解析から得られる終局耐力  $P_u$  と動的解析から得られるベースシヤの最大値  $Q_{max}$  は、 $P_u$  の方がわずかに大きいものの大体一致した。

今後は、さらに柱や上層梁の影響を検討するパラメータ解析を行い、ラーメン構造全体系の大地震時の挙動を把握すると同時に、全体構造系としての終局状態の検討を行っていく予定である。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成 8 年 12 月
- 2) 川島 一彦・長谷川金二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究、土木学会論文集 No.483/I-26, pp.137-146, 1994.1