

2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向の耐震設計

田崎 賢治¹・運上 茂樹²・寺山 徹³

¹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）

²正会員 工博 建設省土木研究所・耐震研究室室長

³正会員 工修 建設省土木研究所・耐震研究室

1. はじめに

平成8年の道路橋示方書耐震設計編では、非線形領域の挙動を考慮した地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート（以下、RCと称す）ラーメン橋脚の耐震設計法が新たに導入された^{1)~3)}。しかし、この設計法は1層の門形ラーメン橋脚を対象としたものであり、2層のラーメン橋脚や形状の複雑な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ため、別途検討することとされている。

そこで、筆者らは2層式RCラーメン橋脚の面内方向に作用する地震力に対する耐震設計法の開発を目的として、中層はりや上層はり、柱部材の剛性や動的耐力をパラメータとし、地震時の応答特性を把握するとともに、等価エネルギー法に基づく静的解析法の適用性を検討してきた⁴⁾。

本文では、これらの検討を踏まえた上で、複数の塑性ヒンジが生じるラーメン橋脚全体系の終局変位の設定法を検討し、静的非線形解析に基づく2層式RCラーメン橋脚の面内方向の耐震設計法を提案するものである。

2. 解析対象橋脚と解析ケース

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、RCラーメン橋脚の採用が多い都市高架橋を対象とし、支間長42mの鋼連続鈹桁を支持する高さ21.7mの橋脚で、橋脚の中間部に中層はりを有する構造である。本橋脚の断面諸元は既存の橋脚を基本としているが、本検討では新設橋脚の耐震設計法の検討を目的としていることから、平成8年の道路橋示方書に規定される構造細目を満足するように変更している。上部構造は上層はり上で支持され、中層はりは上部構造を支持していない。また、橋脚直角方向に対しては支承条件は固定である。

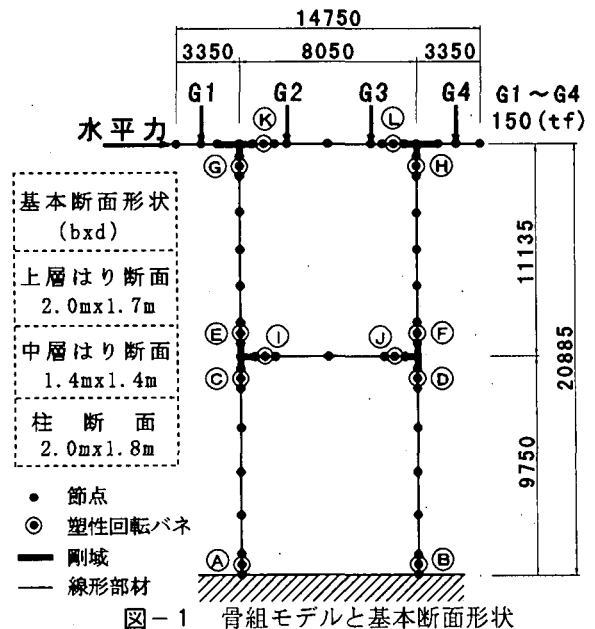


図-1 骨組モデルと基本断面形状

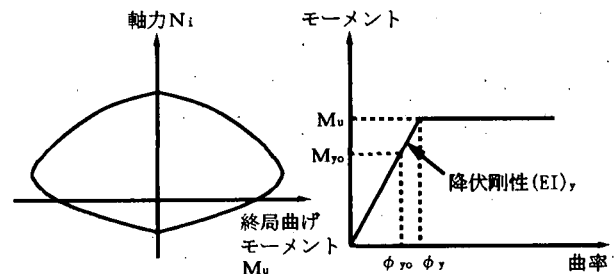


図-2 N-M相関と各塑性回転バネのM-φ関係

本橋脚を図-1のような骨組構造にモデル化した。水平力を受けた場合には図のA~Lの位置で曲げモーメントが大きくなり、塑性化が生じる可能性があるため、ここに、図-2に示すような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。塑性回転バネは道路橋示方書に従い、柱下端部では柱基部から1本柱で仮定する塑性ヒンジ長 L_0 の1/2だけ上の点、柱はり接合部では節点部から塑性ヒンジ長の1/2の距

離だけ離れた点に設けた。ここで、塑性ヒンジ長 L_p は道路橋示方書に従い、式(1)により求めた。塑性回転バネ以外の骨組部材は降伏剛性を有する線形部材としてモデル化した。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (0.1D \leq L_p \leq 0.5D) \quad (1)$$

ここに、

D：断面高さ(m) (解析方向に対する断面寸法)

h：一層目の柱：橋脚基部から中層はり軸線までの高さの1/2(m)

二層目の柱：中層はり軸線から上層はり軸線までの高さの1/2(m)

はり：一方の柱の中心から他方の柱の中心までの距離の1/2(m)

次に、解析ケースとしては、表-1~3に示すように中層はり、上層はり、柱の断面を変化させて解析を行った。

表-1 中層はりの断面を変化させた場合の各部材の耐力

	降伏剛性 (tfm ²)	せん断 耐力(tf)	曲げ耐力 (tfm)	横拘束筋の 体積比(%)	
柱基部	1.26x10 ⁶	383.2	3004.9	0.56	
上層はり	0.97x10 ⁶	614.6	1417.8	1.06	
中層 はり 解析 番号	1	0.38x10 ⁶	324.6	868.6	1.77
	2	0.55x10 ⁶	355.8	1243.3	1.77
	3	0.77x10 ⁶	409.0	1465.7	1.77
	4	1.03x10 ⁶	461.1	1727.0	1.77

表-2 上層はりの断面を変化させた場合の各部材の耐力

	降伏剛性 (tfm ²)	せん断 耐力(tf)	曲げ耐力 (tfm)	横拘束筋の 体積比(%)	
柱基部	1.26x10 ⁶	383.2	2941.5	0.56	
中層はり	0.38x10 ⁶	324.6	868.6	1.77	
上層 はり 解析 番号	5	0.67x10 ⁶	599.0	1092.9	1.06
	6	0.82x10 ⁶	607.2	1356.5	1.06
	7	0.97x10 ⁶	614.6	1648.9	1.06
	8	1.37x10 ⁶	680.6	2043.9	1.06

表-3 柱の断面を変化させた場合の各部材の耐力

	降伏剛性 (tfm ²)	せん断 耐力(tf)	曲げ耐力 (tfm)	横拘束筋の 体積比(%)	
上層はり	0.97x10 ⁶	614.6	1648.9	1.06	
中層はり	0.38x10 ⁶	324.6	868.6	1.77	
柱 基部 解析 番号	9	0.95x10 ⁶	379.1	2216.9	0.56
	10	1.10x10 ⁶	383.2	2569.8	0.56
	11	1.26x10 ⁶	383.2	2953.3	0.56
	12	1.79x10 ⁶	424.8	3710.7	0.56

3. 静的非線形解析

図-1の骨組モデルの上層はり位置に水平変位を静的に漸増させてRCラーメン橋脚全体の動的耐力、変形性能の検討を行った。水平変位を漸増させていくことにより、12個の塑性回転バネに順番に塑性化が生じ始め、塑性ヒンジが6個生じると水平耐力が

一定となるメカニズム状態となる。さらに、それぞれの塑性ヒンジ位置において、回転角が式(2)で表される終局塑性回転角 θ_{pu} に達する時の水平変位をそれぞれの塑性ヒンジの終局変位として算出した。

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \times L_p \times \phi_y \quad (2)$$

ここに、 ϕ_y 、 ϕ_u ：降伏時、終局時の曲率(1/m)

図-3は対象とした橋脚(解析番号1)の水平力-水平変位の関係を算出した結果を示したものである。塑性ヒンジは中層はりの両端部(ⓐ,ⓑ), 上層はりの両端部(ⓓ,ⓔ), 柱部材の基部(ⓐ,ⓑ)の順番で生じ、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。各塑性ヒンジが終局に達するのは、ⓑ,ⓔ,ⓐ,ⓓ,ⓑ,ⓓの順番となり、橋脚基部、上層はり、中層はりの順番で終局に達する。

ここで、図-3に示した解析では各部材が曲げ破壊型になるように横拘束筋を増やしてせん断耐力を向上させた。ラーメン構造の面内方向の場合には、一般に橋脚全体の水平耐力が大きくなるので、はりや柱部材に作用するせん断力が大きくなり、せん断破壊型に至りやすい特性を有することに注意しなければならない。このため、耐震設計上は各部材をじん性を有する曲げ破壊型になるようにせん断耐力を向上させることが基本条件となる。

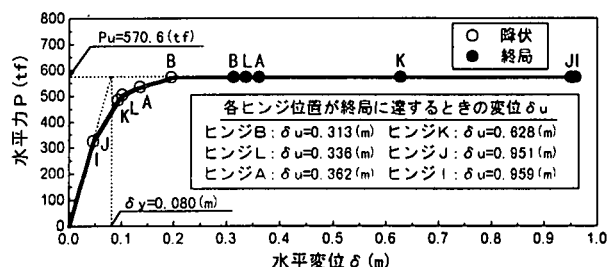


図-3 水平力-水平変位関係

4. 非線形時刻歴応答解析

図-1の骨組モデルを用いて動的解析を行った。入力地震動としては、道路橋示方書¹⁾に規定されているタイプI, IIの地震動(各地盤種別に対してそれぞれ3波)とした。各部材の履歴モデルとしては、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 β 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-4に中層はりの降伏剛性を変化させたケースの

うち、解析1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。

表-4 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

5. 等価エネルギー法に基づく静的解析法の適用性の検討

解析対象とした橋脚は1次モードが卓越するため、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検討した。動的解析結果と静的解析結果を比較するために、式(3)に示す係数 γ を用いて検討した⁵⁾⁶⁾。

$$\gamma = \frac{\delta_{EL}}{\delta_{NL}} \quad (3)$$

$$\delta_{EL} = \frac{1}{2} \delta_y \left\{ \left(\frac{k_{hc} \cdot W}{P_u} \right)^2 + 1 \right\} \quad (4)$$

ここに、

δ_{EL} : 等価エネルギー法によって近似される弾塑性応答変位 (図-4参照)

δ_{NL} : 非線形動的応答解析による最大応答変位

δ_y : 水平変位漸増解析で算出されるラーメン橋脚の降伏変位

P_u : ラーメン橋脚の終局水平耐力

k_{hc} : 道路橋示方書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

W : 道路橋示方書に規定する地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

図-5は本解析で対象とした橋脚の係数 γ 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、 γ は0.7~2.0程度となることがわかる。この δ_{EL} と δ_{NL} の比較の概念図として、図-6に慣性力と応答変位(上層はり中心位置)の履歴曲線の一例を示す。グラフ中の太線は静的な水平変位漸増解析結果から得られる水平力-水平変位関係であり、上記の等価エネルギー法から近似された最大応答変位と動的解析から求められた最大応答変位はよく一致しているのがわかる。

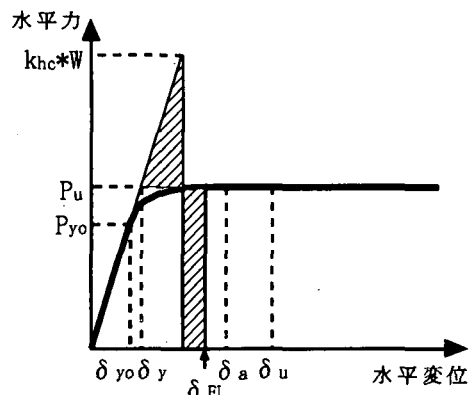


図-4 等価エネルギー法の概念図

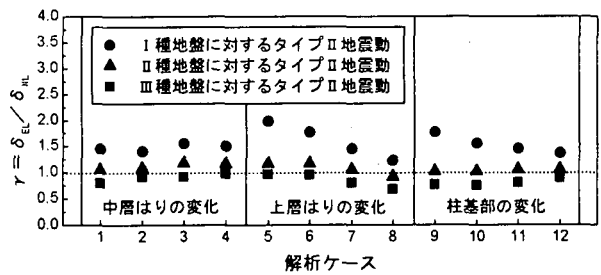


図-5 係数 γ による等価エネルギー法の評価

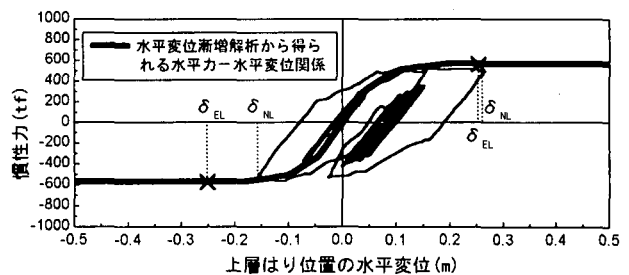


図-6 慣性力と応答変位関係

6. ラーメン橋脚全体の終局変位と耐震設計

静的非線形解析によるラーメン橋脚全体系の変位を照査することによって耐震性を判断する場合、特定の塑性ヒンジの応答曲率が終局曲率を大きく上回らないようにラーメン橋脚全体系の終局変位を決定する必要がある。終局変位を決定するために次のような検討を行った。

まず、静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力-水平変位関係の中で、6個の塑性ヒンジのうち、1個目、2個目、3個目・・・、6個目の塑性ヒンジが終局に達したときの水平変位をラーメン橋脚全体の終局変位 δ_u とし、それぞれの場合の許容変位 δ_a を式(5)によって求める。次に、それぞれの場合の許容変位 δ_a に対応する各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を求め、終局曲率 ϕ_u をどの程度超えているのかを検討した。その結果を各解析ケースに対してまとめたものを図-7に示す。グラフの縦軸には各塑性ヒンジ位置の応答曲率 ϕ_r を終局曲率 ϕ_u で

除した ϕ_r/ϕ_u を表す。図中には1個目から6個目までの塑性ヒンジがそれぞれ終局に達したときの水平変位をラーメン全体系の終局変位と見なした場合について、各塑性ヒンジの ϕ_r/ϕ_u の値が最も大きかったものをプロットしている。この図によると4個目を終局変位とした場合の ϕ_r/ϕ_u の値は2.0程度である。各塑性ヒンジの終局を一本柱形式の橋脚の塑性ヒンジと同等にするならば、 ϕ_r は塑性ヒンジの許容曲率 ϕ_a 以下にする必要がある。しかしながら、ラーメン橋脚は不静定構造であることから、一部の部材が設計上の曲げモーメントに対する終局状態を超えて曲げモーメントに対する抵抗が低下しても、その部材が支持する軸力のみを保持できれば、ラーメン橋脚全体としては水平耐力が急激に低下しにくいと考えられるため、対象としたラーメン橋脚に対して4個目の塑性ヒンジが終局に達するときをラーメン橋脚全体系の終局変位とする考え方を提案する。これについては、実験的な検討をする必要があるとともに、横拘束筋の条件によっては終局変位が過大になり、部材の塑性化が大きく進展している可能性がある場合もあることに注意する必要がある。

$$\delta_a = \delta_y + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha} \quad (5)$$

ここに、 α ：道路橋示方書に規定される安全係数

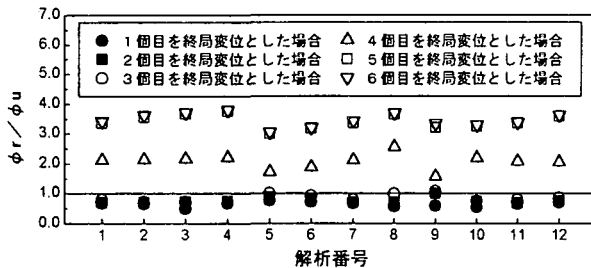


図-7 静的解析による各塑性ヒンジの応答曲率

以上より、2層式RCラーメン橋脚の設計法を以下のように提案する。

静的な水平変位漸増解析によって得られた水平力-水平変位関係の中で、6個の塑性ヒンジのうち4個目の塑性ヒンジが終局に達したときの水平変位をラーメン橋脚の終局変位 δ_u とし、許容変位 δ_a を式(5)によって求める。図-4に示すように等価エネルギー法によって求めたラーメン橋脚の弾塑性応答変位 δ_{EL} と許容変位 δ_a とを比較し、式(6)を満足するように設計を行うものである。

$$\delta_{EL} \leq \delta_a \quad (6)$$

以上のように、4個目の塑性ヒンジが終局に達したときをラーメン橋脚全体系の終局と定義した場合

に、動的解析により対象橋脚の安全性を検討した。動的解析から求められる応答変位の許容変位に対する変位余裕係数 β_a を式(7)によって定義する。

$$\beta_a = \frac{\delta_a}{\delta_{NL}} \quad (7)$$

図-8は、タイプII地震動に対するラーメン橋脚全体系の変位余裕係数 β_a と非線形動的解析から得られる各塑性ヒンジ位置の最大応答曲率 ϕ_{max} との関係を比較した結果を示したものである。グラフの縦軸は最大応答曲率を各断面の終局曲率で除した ϕ_{max}/ϕ_u を表す。これによれば、今回対象とした橋脚はいつでも $\beta_a \geq 1.0$ で許容変位以内となった。また、許容変位ぎりぎりの場合には塑性ヒンジ位置の最大応答曲率が終局曲率を超える場合もあるが、ほとんどの解析ケースでは塑性ヒンジ位置に生じる応答曲率は終局曲率以内となっている。

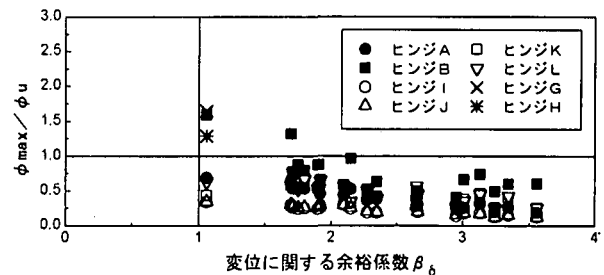


図-8 動的解析による各塑性ヒンジの最大応答曲率

7. まとめ

本研究では、2層式RCラーメン橋脚面内方向の4個目の塑性ヒンジが終局に達したときを終局状態とする静的非線形解析による耐震設計法を提案した。

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，1996.12
- 2) 寺山 徹・大塚久哲・長屋和宏・佐藤貴志・田崎賢治：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計，土木技術資料Vol.39, NO.2, pp.44-49, 1997.2
- 3) 寺山 徹：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震性の照査，基礎工Vol.25, No.3, pp.68-73, 1997.3
- 4) 寺山 徹・運上茂樹・田崎賢治：2層式鉄筋コンクリートラーメン橋脚面内方向の地震応答特性と耐震設計法の提案，構造工学論文集Vol.44A, 1998.3（投稿中）
- 5) 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
- 6) 川島一彦・長谷川金二・小山達彦・吉田 武：等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の推定精度，土木技術資料 29-5, pp.15-20, 1987.5