

降伏過程を考慮した RC2 層ラーメン高架橋の 合理的耐震設計法の提案

鈴木 基行¹・秋山 充良²・田中 慎介³・丸中 孝通⁴

¹フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

²正会員 工修 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

³正会員 工修 長崎県土木部 (〒850-8570 長崎県長崎市江戸町 2-13)

⁴学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

本研究ではまず、柱や中層ばりの剛性をパラメータにとり、RC2層ラーメン高架橋の耐震性に影響を及ぼす部材の降伏過程を時刻歴地震応答解析により検討した。次に、RC2層ラーメン高架橋の静的非線形解析から得られる水平力-天端位置変位の関係にエネルギー一定則を適用し、近似される非線形最大応答変位と動的解析から得られる最大応答変位との整合性を検討した。そして、部材の降伏過程を考慮した静的非線形解析に基づく簡便で実用的なRC2層ラーメン高架橋の耐震設計法を提案した。

Key Words : RC 2-story viaduct, yield process, static analysis, equal energy rule, seismic design

1. はじめに

平成8年に道路橋示方書が改訂され、荷重漸増法に基づく1層ラーメン橋脚の耐震設計法が取り入れられた¹⁾。しかしながら、2層ラーメン橋脚や橋脚間の固有周期特性が大きく異なるラーメン橋など、地震時の挙動が複雑な場合には、動的解析により耐震性の照査を行うことを基本としている。その後、多径間連続ラーメン橋などを対象として、荷重漸増法にエネルギー一定則や変位一定則を取り入れることで非線形系の最大応答変位を推定し、動的解析結果との整合性が検討されてきた。その結果、高次の振動モードが支配的な場合を除いて、1層ラーメン橋脚に対するものと同様に、静的解析に基づき耐震設計を行うことが可能であることが示されてきた²⁾。一般的に用いられる規模のRC2層ラーメン高架橋も1次振動モードが他のモードに比べ支配的であり、こうしたエネルギー一定則と静的非線形解析法に基づく耐震設計法の適用が可能であると考えられる³⁾。

一方、兵庫県南部地震のラーメン高架橋の被害調査から、メカニズムの相違が高架橋の応答に与える影響および構造部材の損傷が構造系全体に与える影響が不明確であることが報告されている⁴⁾。したがって、2層ラーメン高架橋では、各部材降伏の形成順序(降伏過程)が高架橋の応答に与える影響を検討する必要があることや、ダブルデッキ構造などでは、中層ばりに過度な塑性化を生じさせないなど塑性ヒンジの発生個所にも留意する必要

があると考えられる。

そこで本研究では、まず柱や中層ばりの剛性を変化させることで様々な降伏過程を持つ高架橋に対して動的解析を実施し、降伏過程がRC2層ラーメン高架橋の天端変位に与える影響を検討した。次に、RC2層ラーメン高架橋の静的非線形解析から得られる水平力-天端位置変位の関係にエネルギー一定則を適用し、近似される非線形最大応答変位と動的解析から得られる最大応答変位との比較を行い、その精度を検証した。そして、設計者の意図する降伏過程を持つRC2層ラーメン高架橋を静的非線形解析に基づき耐震設計する手法を提案した。

2. 動的解析に基づく部材の降伏過程が高架橋 橋応答に与える影響の検討

(1) 高架橋モデル

本研究で対象としたのは、東北新幹線標準設計の高さ10m、12mおよび14mの線路軸直角方向のRC2層ラーメン高架橋である。図-1に高さ12mの場合の解析対象高架橋モデルを示す。図中の太線は剛域を表し、またフーチング下端のパネは杭および地盤をモデル化したものである。地盤モデルとしては、耐震設計上の地盤種別I種~III種よりそれぞれ任意に2種類を選定した。表-1に使用した地盤データの地盤特性値 $T_g(s)$ 、加重平均N値および層厚(m)を示す。

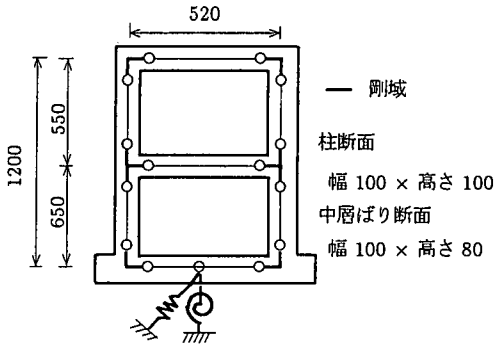


図-1 高架橋モデル 単位：(cm)

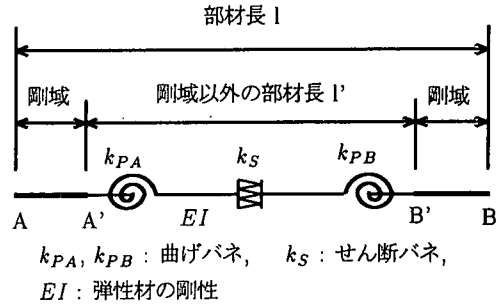


図-2 部材モデル

表-1 使用した地盤データ

地盤モデル	地盤特性値 T_g (s)	加重平均 N 値	層厚 (m)
I 種 -1	0.12	25.3	4.0
I 種 -2	0.12	19.3	7.1
II 種 -1	0.28	25.6	20.6
II 種 -2	0.34	16.7	16.6
III 種 -1	0.61	9.51	22.8
III 種 -2	0.61	10.3	24.9

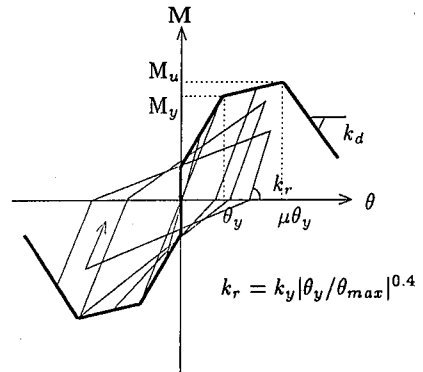


図-3 曲げモーメント - 回転角関係

(2) 動的解析法および入力地震動

a) 動的解析法

図-1のモデルに対して動的解析を行う際の部材モデルには、図-2に示す Gibson モデル⁵⁾を用いた。そして、高架橋の各節点での回転慣性を無視することにより、水平層の変位数にマトリクスを縮小し、これに地盤変形による基礎のスウェイとロッキングを考慮することで3質点4自由度系にモデル化した。質量マトリクス作成時には、上層縦ばり、中層縦ばり、スラブ、軌道スラブおよび防音壁の質量として1径間分を考慮した。また、各要素の減衰定数は、RC部材を0.02、杭-地盤バネを0.10とし、Rayleigh減衰により減衰力を与えた。数値積分法は、 $\beta=1/4$ としたNewmarkの β 法を用い、計算の時間刻みは1/500秒とした。

b) スケルトンカーブおよび復元力特性

高架橋の挙動を考えるにあたり、RC部材の曲げモーメント-回転角関係は、図-3に示すようなテトラリア型の骨格曲線を持つ耐力低下型モデルとした。この時、部材終局後の剛性 k_d は、町田ら⁶⁾の提案した次式を用いた。

$$\left(-\frac{k_d}{k_y}\right) = \frac{1.299}{\mu - 1} - 0.0539 \quad (1)$$

ここに μ は部材靱性率である。町田らは、この部材靱性率を自らが行った鉄筋コンクリート供試体の正負交番載荷実験より得られた靱性率評価式⁷⁾を用いて k_d を算定しているが、本研究では、次式に示す土木学会阪神大震災調査研究特別委員会WG報告の靱性率評価式⁸⁾を用いることとした。これは、その評価式の簡便性と、町田らの実験を含む過去の変形性能評価のために行われた実験結果を幅広く収集・整理した汎用性の高さを考慮したためである。

$$\mu = \mu_0 + (1 - \mu_0)(\sigma_0/\sigma_b) \quad (2)$$

$$\mu_0 = 12 \left(\frac{0.5V_c + V_s}{V_{mu}} \right) - 3 \quad (3)$$

ここに、 σ_0 ：圧縮応力度 (tf/m^2)、 σ_b ：釣り合い破壊 (鉄筋に作用している引張力の合力位置の鉄筋が降伏強度に達すると同時にコンクリートの縁圧縮ひずみが終局ひずみに到達) 時の圧縮応力度 (tf/m^2)、 V_c ：コンクリートの負担するせん断力 (tf)、 V_s ：せん断補強鉄筋が負担するせん断力 (tf)、 V_{mu} ：曲げ耐力に到達した時のせん断力 (tf)

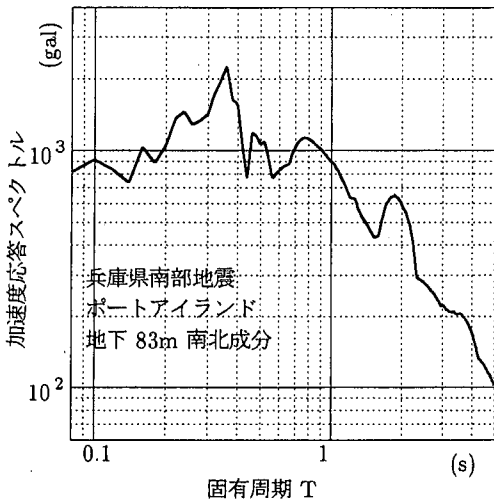


図-4 入力地震動の加速度応答スペクトル

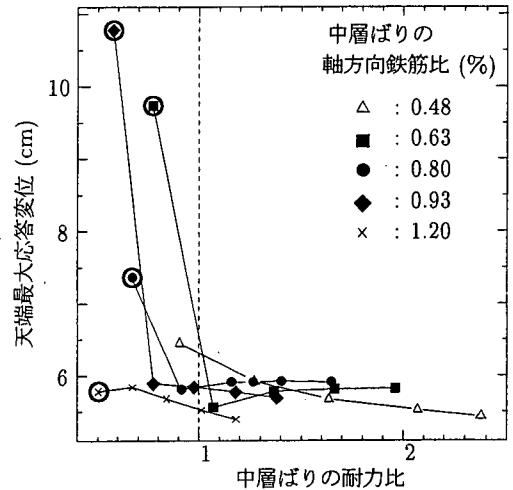


図-5 天端最大応答変位と中層ばりの耐力比の関係

図-2に示す部材中央部に設けるせん断バネのせん断力-せん断変形角関係については、原点指向型トリリニア型を採用した。それらの座標の設定は、文献⁹⁾の方法に従った。

なお、本研究では地震時に生じる柱の作用軸力の変動は考慮しておらず、図-3のスケルトンカーブの設定は、常時の軸力から求められる曲げモーメント-曲率関係のみを用いた。RC部材の履歴特性は武田モデル($\gamma=0.4$)を基本とした。また、杭-地盤バネは、道路橋示方書¹⁾に基づく線形バネとした。

c) 入力地震動

入力地震波としては、兵庫県南部地震で観測された基盤波形とみなせる神戸ポートアイランド-86mの加速度波形のNS成分を用いた。図-4にその加速度応答スペクトルを示す。そして、この地震波を表-1に示した解析対象地盤の基盤面に入力し、重複反射理論を用いて基礎底面での地震波を推定し、動的解析に用いた。

(3) 解析結果

柱の軸方向鉄筋比2.44%、せん断補強鉄筋比0.44%および中層ばりの軸方向鉄筋比1.60%、せん断補強鉄筋比0.25%を持つ標準設計高架橋を基準とし、柱および中層ばりの軸方向鉄筋比とせん断補強鉄筋比を変化させた。そして、このような各高架橋モデルと地盤モデルを組み合わせることで地震応答解析を行い、降伏過程の相違が高架橋の地震時応答に与える影響を検討した。

a) 部材の降伏形態と耐力比

まず、柱の軸方向鉄筋比は固定し、中層ばりの軸方向鉄筋比を0.48%~1.20%まで変化させ、それぞれに対し中層ばりのせん断補強鉄筋比のみを変化させることで

中層ばりの耐力比(せん断耐力/曲げ耐力)の異なる高架橋モデルを設定し解析を行った。なお、中層ばりの降伏後の塑性変形能が高架橋応答に与える影響を検討するため、中層ばりの軸方向鉄筋比を標準設計高架橋より小さく設定した。その結果を図-5に示す。図中の○で囲ったものは解析中に中層ばりがせん断破壊していることを示している。

曲げ破壊型の部材では、同一の軸方向鉄筋比を有する場合、部材の曲げ剛性が一定のため、作用せん断力および曲げモーメント-回転角関係から得られる曲げバネの応答塑性率は、図-3に示す部材変形能に達しない限りほぼ等しい。図-5では、中層ばりにせん断破壊が生じない耐力比1以上の範囲においては、天端最大応答変位にほとんど差が生じていない。本研究では式(2)により、耐力比の向上による中層ばりの靱性率の増加を考慮していることから、本研究で用いている地震波および解析対象高架橋モデルの中では、中層ばりの靱性はラーメン高架橋の応答に影響を与えていないと言える。

神山らによって行われた既設の山陽新幹線に用いられているRC2層ラーメン高架橋の縮小模型実験¹⁰⁾においても、兵庫県南部地震クラスの地震力を想定した時に、柱にせん断破壊が生じない場合には、各構成部材の耐力および靱性率が高架橋の応答性状に与える影響は大きくないことが報告されている。よって、部材の降伏過程が高架橋応答に与える影響の検討では、部材の破壊モードとして曲げ破壊型のみを想定し、部材の耐力比が1以上となるようにせん断補強鉄筋を配置したモデルを用いて解析を行った。

b) 各部材の鉄筋量と最大応答変位の関係

図-6および図-7に高さ12mの高架橋と地盤モデル

III種-2を選択した時の結果を示す。図-6は、中層ばりの軸方向鉄筋比を固定し、柱の軸方向鉄筋比を変化させた時の高架橋天端位置での最大応答変位を示しており、中層ばりの軸方向鉄筋比5種類についてそれぞれ同様な解析を行ったものである。図-7は同じ条件で高架橋の残留変位を検討したものである。その際には、地震後の高架橋の自由振動を考慮するために、入力地震動の最後に零加速度をつけ加えて高架橋の応答変位を計算し、これが一定値に収まった時の変位を高架橋の残留変位とした。

図-6より、柱および中層ばりの軸方向鉄筋量を大きくし剛性を高めることで、高架橋の天端最大応答変位は低減できる。また図-7において、動的解析による残留変位の検討を行ったところ、図-6の場合と同様に軸方向鉄筋量が増えると残留変位は減少することがわかる。しかしながら図-6において、軸方向鉄筋量を増加させることによる高架橋の応答変位への低減の寄与を比較すると、中層ばりは柱に比べて相対的に小さいと言える。仮に、柱の降伏が先行する程度までに中層ばりの軸方向鉄筋量を大幅に増加すれば、柱の軸方向鉄筋量を増加させる場合と同様に、高架橋の天端最大応答変位を低減させることは可能である。しかしこの場合には、中層ばりのせん断破壊を防ぐために、中層ばりにせん断補強鉄筋量を非常に密に配筋する必要が生じる。また、中層ばりの剛性を大きくすると、柱部材の破壊モードを曲げ破壊からせん断破壊に移行させる可能性も指摘されている³⁾。さらに、地震時の高架橋の損傷配分を考えた場合には、中層ばりを先に降伏させ、その塑性変形によって地震エネルギーの吸収を図ることが望ましいと考えられる⁹⁾。なお、他的高架橋や地盤モデルを組み合わせた時の解析結果も同様な傾向を示していた。

よって、2層ラーメン高架橋の天端位置の変位を効率よく低減させるためには、中層ばりの降伏が先行する範囲内を目安として、各部材の耐力を高めることが望ましいと言える。

c) 部材間耐力比と降伏過程の関係

次に本研究で解析したすべての動的解析モデルを対象に、中層ばりの終局曲げモーメントと柱の終局曲げモーメントをそれぞれのせん断スパンで除した曲げ耐力の比 η (= 中層ばりの曲げ耐力 / 柱の曲げ耐力)と部材の降伏過程の関係について検討した。

解析ではまず、高さの異なる各高架橋の柱および中層ばりの軸方向鉄筋比をそれぞれ1.95%～3.90%、1.60%～3.52%に変化させ、表-1に示す地盤モデルと組み合わせた構造系の動的解析を実施した。そして設定された全 η の中で、中層ばりの降伏が先行する場合の最大の η を検討した。結果を表-2に示す。解析対象高架橋が持つ柱および中層ばりの軸方向鉄筋量により、入力地震動に

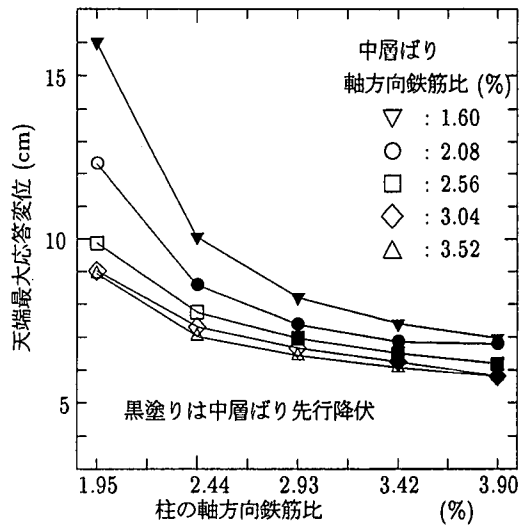


図-6 各部材の鉄筋比と天端最大応答変位の関係

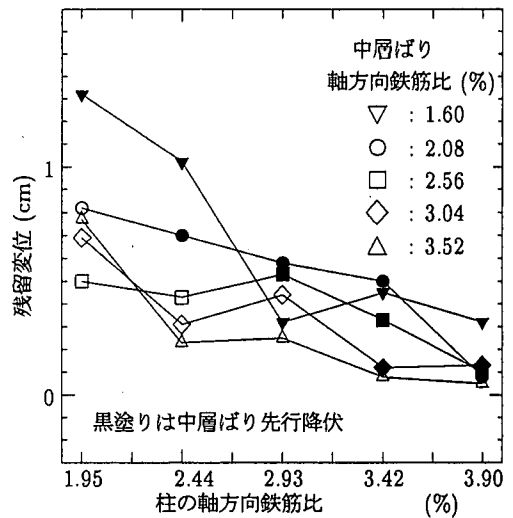


図-7 各部材の鉄筋比と残留変位の関係

対する部材の降伏過程の進行状況は異なるが、降伏過程の分類としては表-2のように区分された。

本研究では、前述したように各地盤モデル毎にフーチング底板位置の地震波を作成し、動的解析を実施しているが、降伏過程はそのような影響を受けず、ラーメン高架橋の各部材が持つ断面諸元により決定されていた。本研究で解析対象とした限定された構造モデルからの結果であるが、表-2より中層ばりの曲げ耐力が柱の曲げ耐力の0.9倍より小さいと中層ばりが先に降伏し、0.9倍より大きくなると柱が先に降伏することがわかる。

上記の結果より、中層ばりが上部構造を支持しない2

表-2 中層ばりと柱の曲げ耐力の比が部材の降伏過程に与える影響

中層ばりと柱の耐力比 η	部材降伏過程
~ 0.9	中層ばり降伏 → 柱下端降伏 → 柱上端降伏 → 中層ばり終局 → 柱上端終局 → 柱下端終局
0.9	中層ばり・柱下端同時降伏 → 柱上端降伏 → 中層ばり終局 → 柱上端終局 → 柱下端終局
0.9 ~	柱下端降伏 → 中層ばり降伏 → 柱上端降伏 → 中層ばり終局 → 柱上端終局 → 柱下端終局

層ラーメン高架橋のように中層ばりの塑性化が問題とならない場合には、中層ばりの曲げ耐力と柱の曲げ耐力の比 η を 0.9 以下に押さえるように各部材を設計し、想定する地震力に対して所定の安全性を満足させることが合理的な耐震設計であると言える。一方、ダブルデッキ構造などでは逆に η を 0.9 より大きく設定し、中層ばりに過度の塑性化が生じないようにすることが必要である。このように RC2 層ラーメン高架橋の降伏過程を考慮することで、地震後の高架橋の損傷状態を意識した耐震設計が可能になる。

3. エネルギー一定則による弾塑性応答変位の推定

(1) 静的非線形解析

図-1の骨組みモデルに対して、静的に水平変位を漸増させて2層ラーメン高架橋の耐力および変形性能の検討を行った。各部材の曲げモーメント-回転角関係は、2.で述べたテトラリア型を用いた。また、ここでは高架橋自体の水平力-水平変位関係に着目するため、杭-地盤バネを取り外した基礎固定型の高架橋モデルに対して解析を行った。

2.で解析した様々な降伏過程を持つ高架橋に対して固有値解析を行った結果、本研究で対象とした高架橋モデルは、1次モードの有効質量が85~90%の範囲にあり、他の振動モードに比べて卓越していることが確認された。そこで、静的非線形解析で与える変形モードベクトル $\{\phi\}$ は、1次固有振動モードに比例させた水平変位を1層目と2層目に漸増させることとした。

(2) ラーメン高架橋の終局変位

解析対象としたのは、高さ10m、12mおよび14mの高架橋であり、2.で提示した解析例と同様に中層ばりと

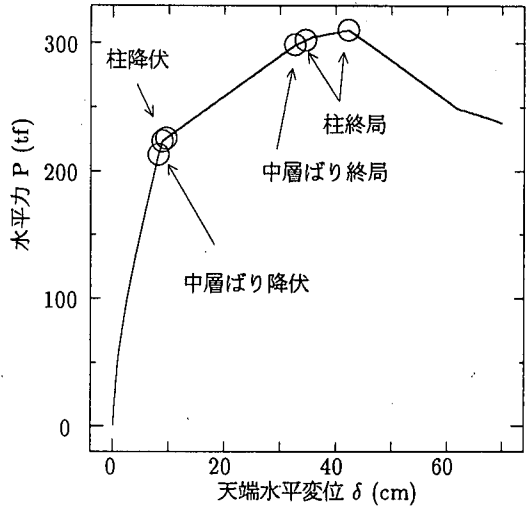


図-8 高架橋全体の水平力-天端水平変位の関係の一例

柱の曲げ耐力比 η を変化させることで、降伏過程および固有周期の異なる高架橋モデルを準備した。

2層ラーメン高架橋のような不静定構造では、高架橋全体としての終局状態を定義する必要がある。従来こうした荷重漸増法に基づきラーメン構造物を耐震設計する際には、道路橋示方書でその終局状態が規定されている1層ラーメン橋脚以外は、想定した複数の塑性ヒンジのうち1つが終局に達する時を構造系全体の終局と見なしてきた¹¹⁾。しかしながら本研究では、図-3に示すような部材の曲げモーメント-回転角関係を用いており、1部材の最大耐力到達後の耐力低下が構造系に与える影響を考慮することができる。そこで、前記した条件で水平変位を漸増させることで得られる高架橋全体の水平力-水平変位 ($P-\delta$) 関係に基づき、2層ラーメン高架橋の終局変位を検討した。解析結果の一例を図-8に示した。ここに、水平力 P は1層目と2層目の水平力の合計を表し、水平変位 δ は高架橋天端位置の変位を表している。

静的解析における各部材の降伏過程はモデル毎に異なるが、全ての高架橋モデルで6個の曲げバネが降伏点に到達すると高架橋全体の $P-\delta$ 関係は第2勾配に入る。2層ラーメン構造は6次の不静定構造であることから、この6つ目の塑性ヒンジが生じた時点で構造系は不静定構造系から静定構造系に移行し、高架橋全体の剛性が大きく低下したと考えられる。さらに変位を増加させていくと6個の曲げバネが終局点に到達したときに、高架橋の最大水平耐力となり、その後 $P-\delta$ 関係は下り勾配に入る。このように、部材モデルで最大耐力後の耐力低下領域を設定したことで、高架橋全体の終局点が明確に定義できる。以上の結果から本研究では、降伏過程に関わらず2層ラーメン高架橋としての降伏点を6個の曲げバネ

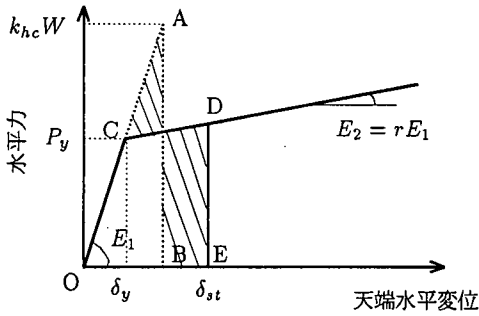


図-9 エネルギー一定則による弾塑性応答値の推定

が降伏点に達したとき、終局点を6個の曲げバネが全て終局に達した時とした。

また、各高架橋モデルの静的解析から得られる降伏過程は、同じモデルに対して各種の入力地震波を用いて動的解析したものと概ね一致した。したがって、4.で提案する静的非線形解析に基づいて耐震設計される2層ラーメン高架橋に対して、表-2に示した中層ばりと柱の曲げ耐力の比 η を決定することで、動的解析による検討を行うことなく設計者の意図する降伏過程を設定することができる。

(3) エネルギー一定則に基づく弾塑性応答変位の推定

図-9のようにモデル化される高架橋全体のP- δ 関係から、降伏点、降伏剛性に対する2次剛性の比および弾性応答水平力を求める。そして、図-9に示す三角形OABと四角形OCDEの面積が等しいと仮定するエネルギー一定則より導かれる式(4)により高架橋天端位置の弾塑性応答変位 δ_{st} を推定する。

$$\delta_{st} = \frac{1}{r} \left\{ r - 1 + \sqrt{1 - r + r \left(\frac{k_{hc} \cdot W}{P_y} \right)^2} \right\} \delta_y \quad (4)$$

ここに、 r ：降伏剛性と2次剛性の比、 k_{hc} ：道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度¹⁾、 P_y 、 δ_y ：高架橋全体のP- δ 関係より得られる降伏時耐力(tf)と降伏変位(m)、 W ：上部構造と橋脚の等価重量(tf)で式(5)¹²⁾により算出する。

$$W = \frac{gKT^2}{4\pi^2} \quad (5)$$

ここに、 T ：ラーメン高架橋の1次モードの固有周期(s)、 K ：ラーメン高架橋の初期剛性(tf/m)、 g ：重力加速度(m/s²)

なお、本研究では兵庫県南部地震クラスの強震動を想定した耐震設計を念頭に置いている。現在、このような規模の地震動を設計時に設定する手法としては、建設地

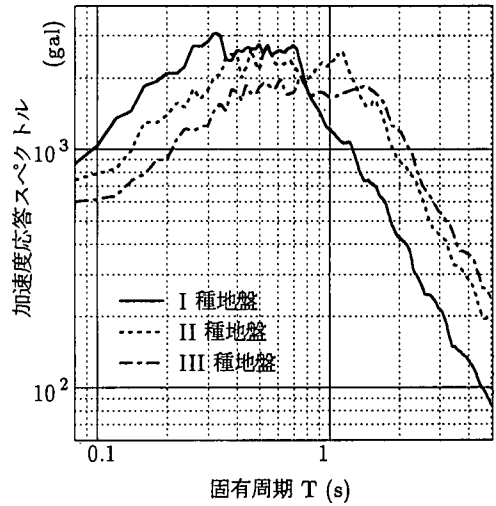


図-10 タイプII地震動の加速度応答スペクトル

点の地震活動状況を考慮した地震危険度解析に基づくもの¹³⁾、地盤種別ごとに得られた加速度応答スペクトルの頻度分布より非超過確率を考慮して定めるもの¹⁴⁾などがある。本研究では、観測された地盤種別ごとの特性を反映し、兵庫県南部地震で特に甚大な被害をもたらした地震動加速度記録に基づく道路橋示方書で規定される地震力を使用した。道路橋示方書では、静的解析用の設計水平震度とそれに対応する振動数領域で振幅調整した強震記録が規定されているため、静的解析と動的解析結果との整合性が容易に検討できる。

(4) 解析結果

地盤バネを除いた図-1の骨組みモデルに対して、動的解析から高架橋天端位置の最大応答変位 δ_{dy} を算定し、式(4)に示したエネルギー一定則に基づく静的非線形解析から得られる弾塑性応答変位 δ_{st} との比較を行った。なお、動的解析に用いた入力地震動は、前記したように図-10に示すようなスペクトル特性を持つ道路橋示方書¹⁾に規定されるタイプIIの地震動(各地盤種別に対してそれぞれ3波)である。 δ_{dy} を各地盤種別毎にそれぞれ3波を用いて計算し、 δ_{st}/δ_{dy} の平均値を算出した。

I種地盤、II種地盤およびIII種地盤を想定したときの解析結果を図-11～図-13に示す。図-11～図-13の中層ばり先行降伏および柱先行降伏とは、表-2で提示した中層ばりと柱の曲げ耐力の比 η がそれぞれ0.9未満および0.9以上である高架橋モデルを対象とした時の結果である。また、各図に示す1質点系モデルとは、一本柱形式のRC橋脚に対して、図-3と同じ曲げモーメント-回転角関係を有する復元力特性を与えて動的解析を実施し、エネルギー一定則を適用した時の結果である。その

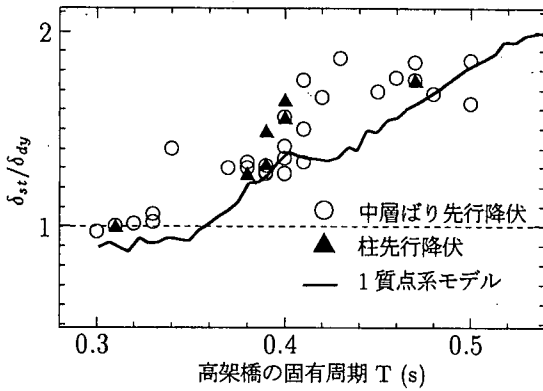


図-11 静的解析と動的解析の比較 (I種地盤)

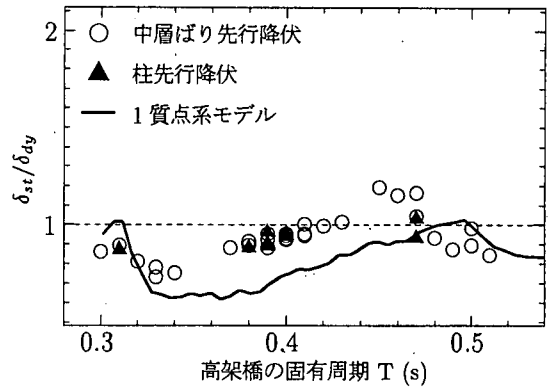


図-13 静的解析と動的解析の比較 (III種地盤)

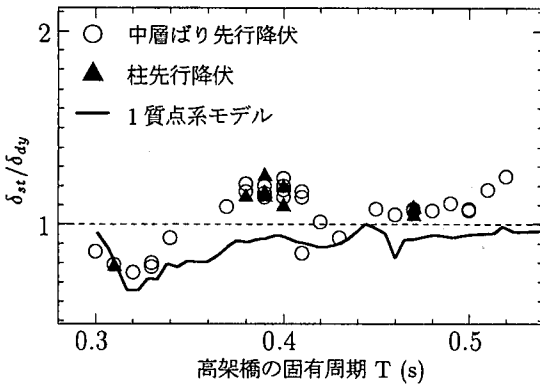


図-12 静的解析と動的解析の比較 (II種地盤)

際に用いた RC 橋脚は、降伏震度 0.25 以上の範囲で、図-11～図-13に示した固有周期を有するように軸方向鉄筋量等を変化させた。なお、減衰定数は 0.05 とした。

2層ラーメン高架橋の解析から得られる δ_{st}/δ_{dy} は I 種地盤で 0.97～1.86 程度であり、II 種地盤では 0.75～1.25、III 種地盤で 0.73～1.19 であった。地盤種別毎の比較から、I 種地盤ではほとんどの周期領域において安全側の評価となるのに対して、II 種地盤から III 種地盤となるにつれて危険側の結果になることがわかる。また、いずれの地盤種別においても降伏過程の違いによる推定精度の差は見られなかった。ただし、3つの地盤種別のいずれの場合においても、高架橋の固有周期が短周期側になるにつれて δ_{st}/δ_{dy} の値が小さくなる傾向がみられた。

1 質点系にモデル化可能な RC 橋脚を対象に、エネルギー一定則に基づいて弾塑性応答変位を推定した場合にも、図-11～図-13からわかるように、ほぼ同じ傾向を

とる。1 質点系にモデル化可能な構造物に対してエネルギー一定則を適用した時に、想定する地盤種別が I 種から III 種地盤となるにつれて、また構造物の短周期領域において地震時の応答変位を過小評価することは以前よりよく知られており¹⁵⁾、特に兵庫県南部地震のような内陸直下型地震動を対象とした時には、その影響が強く出ることが報告されている¹⁶⁾。このようにエネルギー一定則は、非常に簡便に動的解析を行うことなく地震時の弾塑性応答変位を算出することができるが、その精度は、想定する地震動および構造物の固有周期等により大きく異なる。結局、図-11～図-13に示した RC2 層ラーメン高架橋を解析対象とした δ_{st}/δ_{dy} の精度のばらつきは、地震時の弾塑性応答変位の推定にエネルギー一定則を適用することにより生じたものであり、2 層ラーメン高架橋を 1 質点系モデルに置換したことによる問題ではないと言える。

ただし、いずれにしても本研究で提示したモデルに従い最大応答変位を推定する場合、構造物の固有周期や地盤種別によっては危険側の評価になる可能性があることを考慮に入れなければならない。

(5) 部材モデルによる推定精度の比較

本研究では、部材モデルとして図-3に示すようなひびわれ点、降伏点および最大耐力点を結ぶ骨格曲線に耐力低下領域を考慮したモデル (以下、部材モデル 1 と略す) を用いている。しかし、道路橋示方書などでは初期ひびわれ点を無視し、降伏剛性と降伏後剛性 ($r=0$) からなるバイリニアモデルを用いている。そこで部材モデルとして、最大耐力点までの骨格曲線を道路橋示方書に基づきバイリニアに変更した時 (以下、部材モデル 2 と略す) のエネルギー一定則の適用性を検証した。なお、高架橋全体の降伏点および終局点の定義は、部材モデル 1 と同じ

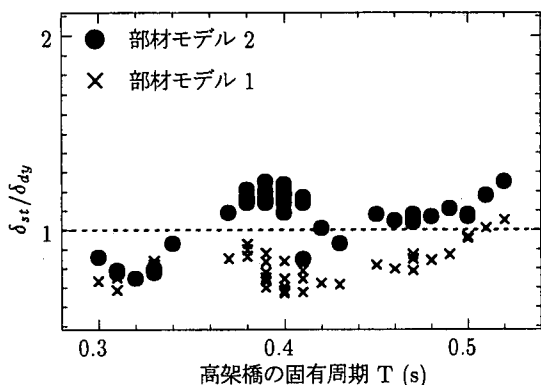


図-14 部材モデルの違いによる応答変位の推定精度の比較 (II種地盤)

である。また、動的解析時の復元力特性は、部材モデル1を用いた時の解析と同じく武田モデルを用いた。

図-14にII種地盤を想定した時のエネルギー一定則に基づく弾塑性応答変位と動的解析に基づく応答変位の比 δ_{st}/δ_{dy} をそれぞれの部材モデルごとに示した。また得られた解析結果の一覧を表-3に示した。

部材モデル2を用いて静的非線形解析を行った場合には、部材モデル1に比べ、全ての地盤種別で一様に危険側の評価を与えているが、概ね動的解析による応答変位を近似できている。さらに、想定する地盤種別がI種地盤からIII種地盤となるにつれて、また、構造物の短周期領域において地震時の応答変位を過小評価する傾向は、部材モデル1と同様である。結局、降伏後剛性や最大耐力点までの骨格曲線の相違は、2層ラーメン高架橋へのエネルギー一定則の適用性に影響を与えておらず、部材モデル1に比べ危険側の評価をする部材モデル2を用いる場合には、後述する許容変位の設定を変更することにより対応できると言える。なお、適切な部材モデルの選択には、今後実験等による検証が必要である。

表-3 部材モデルによる δ_{st}/δ_{dy} の推定精度の比較

地盤種別	部材モデル1		
	I種	II種	III種
平均	1.43	1.04	0.93
変動係数 (%)	18.5	13.4	10.2
地盤種別	部材モデル2		
	I種	II種	III種
平均	1.25	0.81	0.79
変動係数 (%)	29.6	11.5	12.9

表-4 各許容変位に対する柱および中層ばりの軸方向鉄筋比 ($\eta = 0.80$)

	定義①	定義②	定義③
式(4)による 推定変位 (cm)	27.8	27.8	26.4
動的解析結果 (cm)	28.6	28.6	31.1
終局変位 (cm)	37.1	37.1	38.7
許容変位 (cm)	30.1	30.3	28.7
中層ばりの 軸方向鉄筋比 (%)	2.10	2.10	2.10
柱の 軸方向鉄筋比 (%)	2.20	2.20	2.44

4. 静的非線形解析に基づくRC2層ラーメン高架橋の耐震設計法の提案

前章でエネルギー一定則に基づく静的非線形解析を用いた応答変位の推定法について検討した結果、周期領域や地盤種別によっては、危険側の評価になることがわかった。そこで、動的解析より得られる応答変位を過小評価する場合にも高架橋の安全性を確保することのできる許容変位を検討した。

許容変位として、①静的非線形解析より1つの曲げバネが終局に達する時の変位、②4つの曲げバネが終局に達する時の変位、③道路橋示方書に規定される式(6)から算出される変位、の3種類の許容変位を定義した。

$$\delta_a = \delta_y + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha} \quad (6)$$

ここに、 δ_a :高架橋の許容変位 (cm)、 δ_y :高架橋の降伏変位 (cm)、 δ_u :高架橋の終局変位 (cm)、 α :安全係数 (= タイプII地震動に対して1.5)

それぞれの許容変位に基づいて試設計した結果、どの許容変位を用いても設計される断面諸元への影響は小さいことがわかった。また、様々に試設計した高架橋の動的解析より求められる天端最大応答変位 δ_{dy} を、エネルギー一定則により推定した弾塑性応答変位が過小評価していても、 δ_{dy} は3.2)で定義される高架橋の終局変位に対して十分な安全性を確保できていた。各許容変位に対する試設計の例を表-4に示した。

式(6)から算出される許容変位が前述した3通りの定義に従い算出される許容変位の中で常に最小値を与えた。そこで、実設計への適用に際し、最も安全側の評価を与え、1部材の過度の塑性化を防ぐことを目的に式(6)から算出される許容変位 δ_a を用いることとした。

一本柱形式のRC橋脚など1質点系にモデル化可能な構造物を耐震設計する際には、エネルギー一定則に基づ

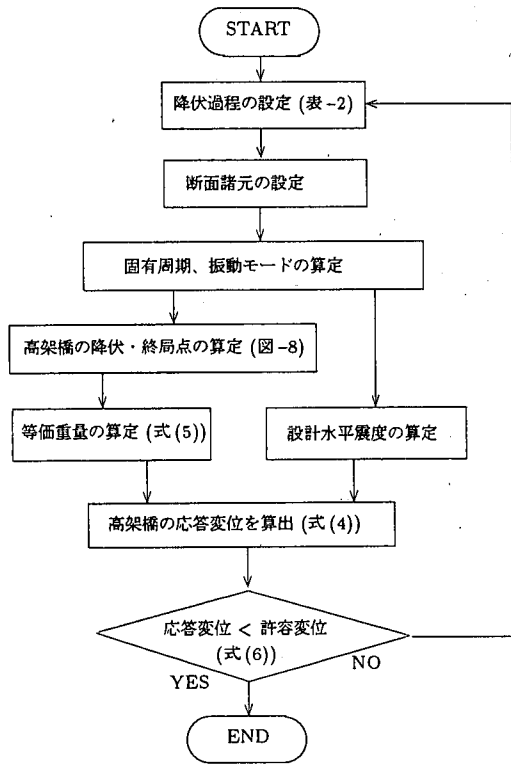


図-15 RC2層ラーメン高架橋の耐震設計フロー

き弾塑性応答変位を推定する手法が多くの設計示方書で用いられてきた。本研究で解析対象としたRC2層ラーメン高架橋も、これら単柱形式の橋脚と同程度の精度でその弾塑性応答変位を推定できることが確認された。しかしながら、図-11～図-13に提示したように、想定する地震動や構造物の固有周期毎に、エネルギー一定則に基づき算定される弾塑性応答変位の精度は異なるために、式(6)に基づく許容変位の設定を行うと、設計される構造物毎の安全性を均一化できない。また、本研究では鉄道高架橋を基準に解析を行っている。提示した静的非線形解析に基づく弾塑性応答変位の推定法は、鉄道高架橋に限定されるものではないが、鉄道高架橋の場合、その許容変位の設定が構造物の変形性能とは別に、列車走行性等で決定される可能性がある。従って今後は、式(6)で提示される安全係数 α の設定を変更するなどして、構造物の保有する安全性の均一化や設計条件に応じた許容変位の設定を検討する必要がある。

以上より、エネルギー一定則を取り入れた静的非線形解析に基づく耐震設計法を提案する。設計法のフローを図-15に示す。この中では、まず設計段階で望ましいと考える高架橋の降伏過程や部材損傷の配分を検討し、表-2を参考に部材耐力間の階層化を図る。そして、静的

非線形解析より算出される弾塑性応答変位が、式(6)の許容変位を満足することで設計を終了する。

なお、前述のように、本研究では、高さ10m、12mおよび14mのRC2層ラーメン橋脚の面内方向を対象とし、部材の破壊モードを曲げ破壊型に限定している。したがって、橋脚高さや部材剛性の相違により、構造系の固有周期等が図-11などに示した周期区分から外れる場合や図-10と異なる地震動特性を対象とする場合には、別途エネルギー一定則の適用性を検討する必要がある。

5. 結論

本研究では、まず動的解析により、部材の降伏過程がRC2層ラーメン高架橋の耐震性能に与える影響を検討した。また、エネルギー一定則に基づき弾塑性応答変位を推定し、動的解析との整合性を検討した。そして、部材の降伏過程を考慮した静的非線形解析に基づく簡便で実用的なRC2層ラーメン高架橋の耐震設計法を提示した。以下に得られた結果を示す。

- (1) 高架橋の降伏過程の相違が、高架橋天端位置の応答変位に与える影響を検討した。その結果、中層ばりの降伏が先行する中で、各部材の軸方向鉄筋量を増加させることにより高架橋の応答変位を効果的に低減できることがわかった。
- (2) 部材諸元を様々に変化させて解析を行った結果、降伏過程は地盤種別などによらない高架橋特有のものであることが分かった。また、設計者の意図する降伏過程を有するRC2層ラーメン高架橋を設計するための中層ばりと柱の曲げ耐力の比を提示した。
- (3) 耐力低下領域を考慮した部材モデルを用いることで、RC2層ラーメン高架橋全体系としての降伏点、終局点を定義した。
- (4) 2次剛性を考慮したエネルギー一定則に基づく静的非線形解析より得られる弾塑性応答変位と動的解析から得られる最大応答変位を比較した。その結果、1質点系にモデル化可能なRC橋脚より得られる解析結果と同程度の精度が得られることがわかった。
- (5) 部材モデルにおける降伏後剛性や最大耐力点までの骨格曲線の設定の相違は、RC2層ラーメン高架橋へのエネルギー一定則の適用性に影響を与えないことを確認した。
- (6) 高架橋の降伏過程を考慮した静的非線形解析に基づくRC2層ラーメン高架橋の面内方向を対象とした簡便な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 耐震設計編，1996.12
- 2) 小川富士夫，松村英樹，緒方紀夫：RC ラーメン橋の地震時保有水平耐力法の適用に関する検討，土木学会 第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.19-24，1998.12
- 3) 寺山徹，運上茂樹，田崎賢治：2 層式鉄筋コンクリート橋脚の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，pp.779-784，1998.3
- 4) 鈴木基行，砂金伸治，秋山充良，田中慎介：RC2 層ラーメン高架構造の地震応答に及ぼす軸方向およびせん断補強鉄筋比の影響，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1401-1412，1998.3
- 5) Giberson, M.F. : Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, ASCE, Vol. 95 , ST2, pp.137-157, 1969
- 6) 町田篤彦，睦好宏史，鶴田和久：地震力を受ける鉄筋コンクリートラーメン構造物の弾塑性応答に関する研究，土木学会論文集，第 378 号，pp.117-126，1987.2
- 7) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第 378 号，pp.203-212，1987.2
- 8) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式，コンクリート技術シリーズ No.12，1996.7
- 9) 鈴木基行，秋山充良，田中慎介，丸中孝通，浮本忍：部材の降伏過程が RC 2 層ラーメン高架橋の応答変位に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1359-1367，1999.3
- 10) 神山貴男，睦好宏史，町田篤彦，岩田道敏：大地震を受ける RC2 層ラーメン橋脚の地震応答性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.281-286，1996.
- 11) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.1
- 12) 田崎賢治，運上茂樹，寺山徹：ダブルデッキ 2 層式 RC ラーメン橋脚面内方向の耐震計算法，平成 10 年度土木学会年次学術講演会概要集，I-B128，pp.256-257，1998.9
- 13) 土木学会：コンクリート標準示方書(平成 8 年制定)耐震設計編，1996.7
- 14) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997.
- 15) 大塚久哲，山本智弘，松田泰治：最大および残留変位推定におけるエネルギーおよび変位一定則の適用性，第 1 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.45-48，1998.1
- 16) 阿部雅人，藤野陽三，吉見雅行：直下型地震動が構造物の応答に及ぼす影響に関する一検討，構造工学論文集，Vol.44A，pp.641-650，1998.3

(1999. 3. 25 受付)

PROPOSAL OF SEISMIC DESIGN METHOD OF RC 2-STORY VIADUCT CONSIDERING THE YIELD PROCESS

Motoyuki SUZUKI, Mitsuyoshi AKIYAMA, Shinsuke TANAKA and Takamichi MARUNAKA

Firstly, non-linear dynamic analysis was carried out to consider the effect of the yield process of each member on seismic performance of RC 2-story viaduct. Then the method to estimate non-linear response based on static analysis and equal energy rule was examined. Comparing the results of static analysis and dynamic analysis, it was demonstrated that this method was accurate. Finally, the rational seismic design method of RC 2-story viaduct considering the yield process was proposed.