

等価1自由度系を用いた多自由度系構造物の地震時損傷度の簡易算定法に関する一研究

A study on seismic damage analysis of MDOF structures by the use of equivalent SDOF model

曾我部直樹* 平尾潔** 成行義文***

Naoki SOGABE, Kiyoshi HIRAO and Yoshihumi NARIYUKI

*学生員 修士 京都大学大学院 工学研究科土木システム工学 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

**フェロー 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島 2-1)

***正会員 工博 徳島大学大学院助教授 エコシステム工学 (〒770-8506 徳島市南常三島 2-1)

Recently, as a simple static method to grasp seismic damage of a MDOF (multi degree of freedom) structure, seismic design engineers have paid attention to simple analysis method, which requires Push-Over analysis for a MDOF structure and some results of inelastic responses of its ESDOF (equivalent single degree of freedom) model. In this study, therefore, we reviewed and improved this method, and seismic damages of single column RC piers and piers of 5 span continuous RC bridges, under level 2 earthquakes, were analyzed by the use of this method. Then, comparing the numerical results of this method with the ones obtained from inelastic response analyses, the accuracy and applicability of this method to the damage evaluation of RC bridge piers were examined. It is found from the study that, if we can use the suitable lateral seismic load distribution or vibration mode of a MDOF structure, this method is possessed of accuracy to a certain degree, i.e., to be applicable to preliminary seismic design of a MDOF structure.

Key Words : Simple seismic damage analysis, MDOF structures, RC bridge piers, Level 2 earthquake, Push-Over analysis, ESDOF model

キーワード：地震時損傷度の簡易算定法、多自由度系構造物、RC 橋脚、Push-Over 解析、等価1自由度系モデル

1. 概説

1995年に発生した兵庫県南部地震以降、強震下における構造物の耐震安全の確保が至上命題となり、道路橋の耐震設計法¹⁾が大幅に改定された。この新耐震設計法では地震時の挙動が複雑な橋については動的解析(非弾性地震応答解析)による耐震性の照査が規定されており、耐震設計における動的解析の必要性が高まってきた。動的解析は、確かに地震時損傷度などを正確に把握し合理的な耐震設計を行うためには必要不可欠であるが、解析に要する時間、費用などから、これを予備的設計にまで用いることはあまり得策ではない。このような観点から、最近、予備的設計に用いることを目的として、地震時における多自由度系構造物の損傷度を静的解析により近似的に算定するための簡易解析法が提案・検討されてきている^{2)~4)}。

この簡易解析法では、解析対象構造物を適切な多自由度系にモデル化し、そのモデルに対するPush-Over解析結果とモード解析法と類似な変換法を用いて多自由度系を等価1自由度系に変換して、等価1自由度系における解析結果(最大変位、履歴エネルギー)を多自由度系の値に再変換することにより、構造物の損傷度が近似的に算定される(2.参照)。また、この解析法で

は、多自由度系構造物は地震時でも単一の変形形状比(振動モード)で揺れることを前提として等価1自由度系を導くため、解析に用いる変形形状比によって、その結果が異なることになるが、これに対する決め手はなく、Fajfarら²⁾は試行錯誤的に変形形状比を仮定し、これより水平荷重比分布を求め、定式化を行っている。一方、Krawinklerら³⁾は始めに地震荷重に相当する水平荷重比分布を仮定し、これを漸増したPush-Over解析より得られる変形形状比を用いることを提案している。また、宇佐美ら⁴⁾もKrawinklerら³⁾と同様な変形形状比を用いて、免震鋼製橋脚や鋼製ラーメン橋脚を解析し、等価1自由度系を用いた解析法の適用性を検討している。しかし、このような簡易解析法は、未だ研究の日が浅く解析例も少ないため、その精度・適用性についてはあまり定かではない。

そこで本研究では、この簡易解析法について着目・復習し、その有用性を明らかにするための基礎的研究として、単柱式RC橋脚、等橋脚及び不等橋脚を有する5スパン連続RC橋がLevel 2地震を受けた場合の損傷度を本解析法、及び動的解析より求めた。そして解析結果をもとに、本解析法の基本となる水平荷重比分布(変形形状比)の相違が、その精度に及ぼす影響について若干の比較検討を試みた。さらに、1自由度系にお

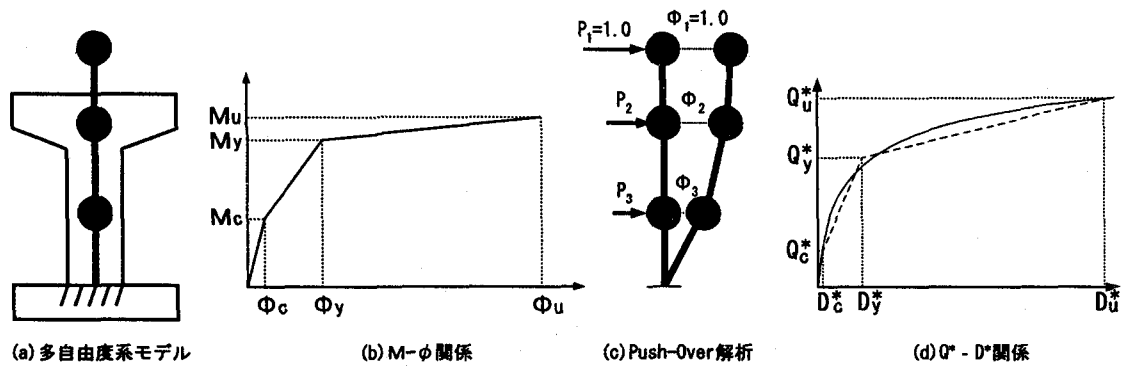


図-1 解析モデル及び Trilinear 近似

る既往の研究の蓄積を用いた解析例として、Fajfar らが提案している R_μ スペクトルを用いた解析についても行って見た。また、地震時損傷度を表す指標としては、特性点の最大変位、各部材要素の最大回転角及び Park らの指標を採用した。なお、精度の比較に必要な地震応答解析並びに本解析法における Push-Over 解析には CRC 総合研究所の解析ソフト DINAS を用いた。

2. 解析法について

本研究では、Fajfar²⁾ や Krawinkler ら³⁾ が提案している等価 1 自由度系への変換法を参考に解析を行った。ここでは、その解析手順について単柱式橋脚を例に説明する。

1. 橋脚を 図-1(a) のように、上部構造の慣性力の作用位置、張出し梁、橋脚躯体の重心位置に集中質量を持つ多自由度系にモデル化する。
2. 橋脚躯体を高さ方向に要素分割し、各分割断面のモーメント-曲率 (M- ϕ) 関係を道路橋示方書の保有水平耐力法と同様に求めて求める (図-1(b))。
3. 図-1(a) の多自由度系モデルが地震時に受けると考えられる地震力を想定し、Push-Over 解析に用いる水平荷重比分布を仮定する。
4. 仮定した水平荷重を用いて、Push-Over 解析を行い、多自由度系モデルの変形形状比 Φ_i や特性点 (単柱式橋脚では最上質点) の変位 D_i と各質点に載荷される荷重 P_i の関係を求める。
5. 4 で得られた Φ_i 、 D_i 及び P_i を式 (1)、(2)、(3) に代入し、等価 1 自由度系モデルの復元力-変位 ($Q^* - D^*$) 関係を求める。

$$M^* = \sum m_i \Phi_i \quad (1)$$

$$D^* = \frac{\sum m_i \Phi_i^2}{\sum m_i \Phi_i} D_i \quad (2)$$

$$Q^* = \sum \Phi_i P_i \quad (3)$$

6. 等価 1 自由度系のひび割れ強度 Q_c^* 、ひび割れ変位 D_c^* 、降伏強度 Q_y^* 、降伏変位 D_y^* を求め、 $Q^* -$

D^* 関係のある履歴モデル (本研究では修正武田モデル 図-1(d)) に近似する。本研究では、多自由度系の Push-Over 解析において解析対象構造物のある部分がひび割れ、降伏、及び終局に達した時に多自由度系モデルの各質点に作用している水平荷重 Q_{ci} 、 Q_{yi} 、 Q_{ui} と構造物の特性点が示している変位 D_{ct} 、 D_{yt} 、 D_{ut} を式 (1)、(2)、(3) に代入して得られるものを等価 1 自由度系のひび割れ強度 Q_c^* 、ひび割れ変位 D_c^* 、降伏強度 Q_y^* 、降伏変位 D_y^* 、終局強度 Q_u^* 、終局変位 D_u^* として近似を行った。

7. 6 で得られた復元力特性を基に等価 1 自由度系の応答解析を行い、最大変位 D_{max}^* 、履歴エネルギー E_H^* 等を算出する。なお、等価 1 自由度系の解析モデルは、1 自由度せん断バネモデルを用いている。
8. 7 で得られた D_{max}^* 等の等価 1 自由度系の解析結果を 5 と逆の方法で多自由度系の値 (D_{tmax} 等) に再変換する。
9. 4 で行ったように再度、Push-Over 解析を行い特性点の変位が D_{tmax} に至った時の多自由度系構造物の損傷度を求める。

3. 解析条件

ここでは、解析対象構造物と入力地震動、及び比較の対象として本研究で用いた損傷指標について述べる。

3.1 解析対象構造物

本研究で、解析対象とした構造物は以下の通りである。

(1) 単柱式橋脚

解析の対象とした単柱式橋脚は、道路橋示方書¹⁾に沿って II 種地盤について本研究室で試設計された円形断面を有する柱高さ 8.0m 及び 12.0m の単柱式 RC 橋脚である。本研究では、橋脚のモデル化にあたって地震時に最も損傷を受け、塑性化すると考えられる部分の損傷を評価するために、橋脚基部の要素を細かく分割した。図-2(a) に橋脚の解析モデルと要素分割を示す。

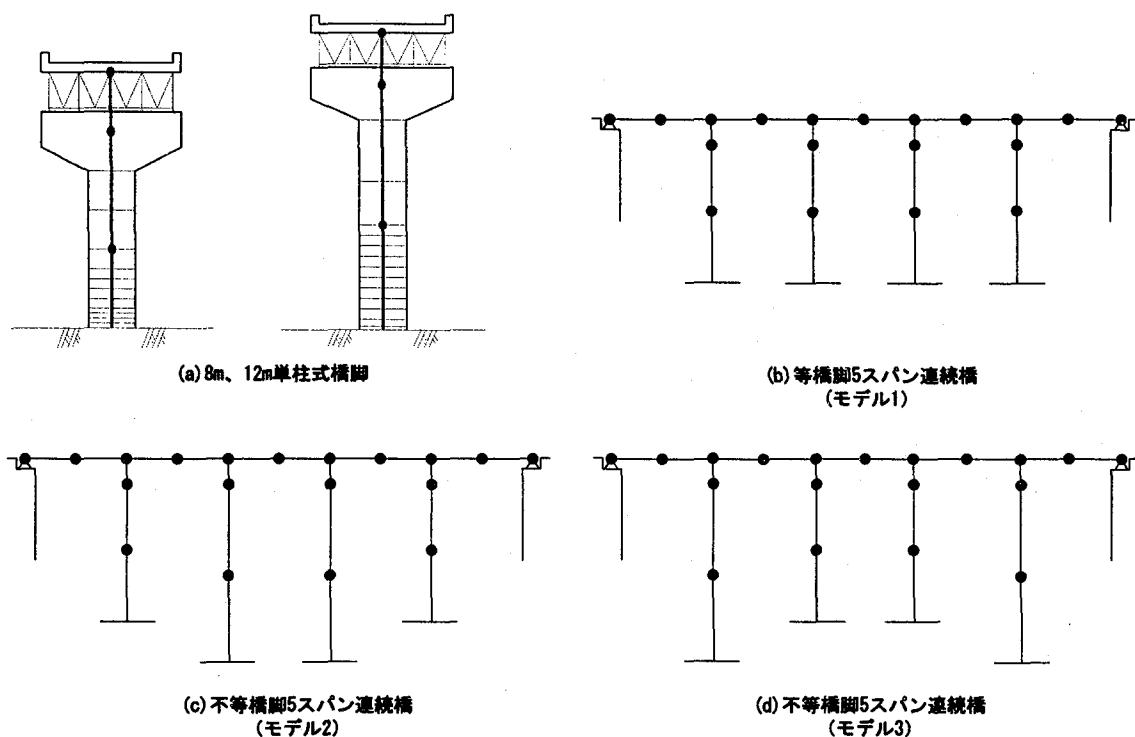


図-2 解析対象構造物の多自由度系モデル

(2) 等橋脚 5 スパン連続橋

解析の対象とした等橋脚 5 スパン連続橋 (以後、モデル 1 とする。) は、日本道路協会発行の『道路橋の耐震設計に関する資料』⁵⁾ の「鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例」に示されている 5 スパン連続橋である。図-2(b) は設計例の中で示されている解析モデルを示したものである。

(3) 不等橋脚 5 スパン連続橋

不等橋脚 5 スパン連続橋については、先に説明した 8m 橋脚と 12m 橋脚を上記の等橋脚 5 スパン連続橋のそれに置き換えたものを解析モデルとした。構造形式としては、図-2(c) のように、内 2 本の橋脚が長いモデル 2 と、図-2(d) のように外 2 本の橋脚が長いモデル 3 の 2 種類を設定した。

なお、これらの橋脚及び連続橋における解析方向は橋軸直角方向である。

3.2 入力地震動

入力地震動については、本研究室において道路橋示方書¹⁾ で定められている動的解析用のレベル 2 地震動に対する加速度応答スペクトルを目標として作成した模擬地震動を用いた。これらの地震動は I 種、II 種、III 種地盤を想定し、タイプ I 地震動 (海洋型) では、マグニチュード M を 8.0、震央距離を 200km、タイプ II 地震動 (直下型) では、マグニチュード M を 7.2、震央距離を 10km として作成している。なお、このように作成された模擬地震動の最大加速度はタイプ I 地震動について I 種、II 種、III 種地盤の順に 338.6gal、398.1gal、

449.3gal であり、タイプ II 地震動については 617gal、618.8gal、502.9gal である。

3.3 比較に用いた損傷指標

本研究で、比較の対象として用いた損傷指標は以下の通りである。

(1) 特性点の最大変位

特性点の最大変位とは、多自由度系モデルの特性点が地震時に示すと考えられる最大変位であり本研究では動的解析による最大変位と本解析法による静的最大変位との比較を行った。なお、多自由度系モデルの特性点とは、一般に最大変位を示す質点のことであり、本研究では単柱式橋脚の特性点として最上質点、また、連続橋の特性点としては桁の中央質点を設定した。

(2) 各部材要素の最大回転角

回転角による損傷評価は、構造物の特性点の変位 D_i が D_{tmaz} の状態における各部材要素の回転角 θ_i から次式により求まる値で行った。

$$D_{\theta_i} = \frac{\theta_i}{\theta_{ui}} \quad (4)$$

ここで、 θ_{ui} は各部材要素 i の終局回転角であり設計データより得られる終局曲率 ϕ_{ui} に各部材要素長 L_i を乗ずることにより求まる。

この指標を動的解析結果と比較することにより各部材要素の変形形状、特に塑性化している部分についての評価が行えるものと考えられる。

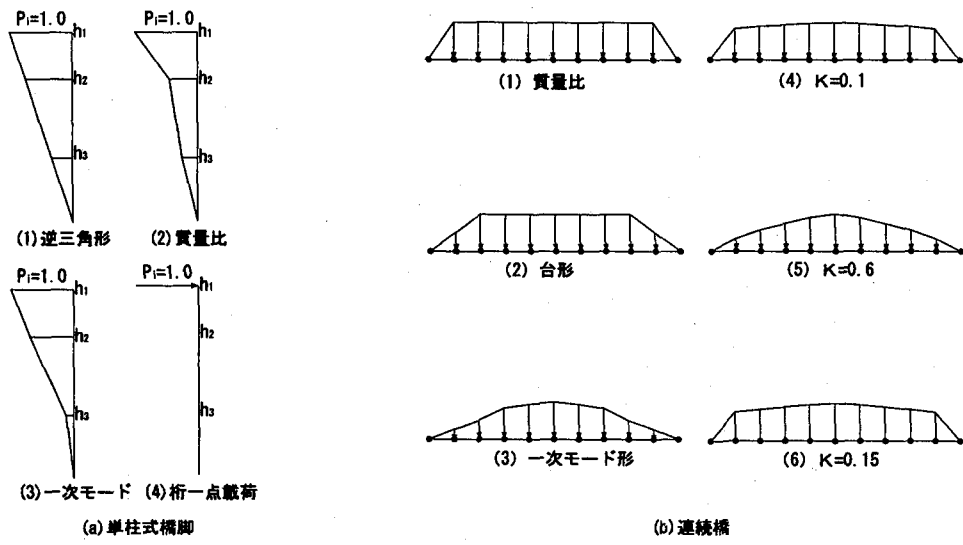


図-3 水平荷重比分布の仮定

(3) Park らの指標⁶⁾

Park らの指標とは、構造部材の損傷を最大変位による損傷と履歴エネルギーによる損傷の線形結合として表すもの(式(5))で、RC部材に対する多くの実験結果に基づき提案された損傷指標である。

$$D = \frac{\mu_d + \beta\mu_h}{\mu_u} \quad (5)$$

ここで、 μ_d 、 μ_h 、 β は、それぞれ最大変位と降伏変位の比である変位靱性率、履歴エネルギーを降伏強度と降伏変位の積で除した値であるエネルギー靱性率、低サイクル疲労パラメータ(本研究では0.15)である。

本研究では、先に述べたように、各部材要素の非線形な M- ϕ 関係をもとに解析しているため、式(5)の変位の代わりに回転角 θ を用いた。そして、これに Fajfar が本解析法により履歴エネルギーを算出するために設けた仮定²⁾、すなわち「動的解析の履歴エネルギーの各部材要素への分配は一定で静的解析の場合と同様である。」という仮定を導入して導かれる式(6)を Park らの指標として用いた。

$$DM_i = \frac{\theta_i}{\theta_u} \left(1 + \beta \frac{E_H^*}{E_{HS}^*} \frac{E_{HSi}}{M_y \theta_i} \right) \quad (6)$$

ここで、 E_H^* 、 E_{HS}^* 、 E_{HSi} は、それぞれ等価 1 自由度系での動的履歴エネルギー、等価 1 自由度系での静的吸収エネルギー、多自由度系での各部材要素の静的吸収エネルギーを示す。

4. 解析例

4.1 水平荷重比分布の仮定による相違

ここでは、Push-Over 解析における水平荷重比分布の仮定の相違が解析結果に及ぼす影響について述べる。

なお、等価 1 自由度系での解析法は動的解析を用い、変換式に用いる多自由度系の変形形状比 Φ_i の仮定は、Push-Over 解析において解析モデルを構成する部材のうち最も損傷が大きい部材が降伏した直後に、解析モデルが示している形状を用いた。また、入力地震動は II 種地盤について作成されたタイプ I 地震動(最大加速度 398.1gal)、及びタイプ II 地震動(最大加速度 618.8gal)を用いた。

(1) 水平荷重比分布の仮定

本解析法では、地震時に解析モデルが示すと考えられる動的変形モードが、静的変形モードで近似できるという仮定が前提条件となる。したがって、Push-Over 解析に用いる荷重比分布及び変形形状の仮定は、本解析法において最も基本的かつ重要な仮定となるものと考えられる。しかし、概説でも述べたようにこれらの仮定の設定方法については、いまだ明らかにされていない。そこで、本研究では、水平荷重比分布についてその形状が解析結果に与える影響を数値実験的に明らかにすることを目的として、解析対象構造物ごとに幾つかの形状に仮定した。

1) 単柱式橋脚

単柱式橋脚の解析で用いた水平荷重比分布は、(1) 上部工を最大とする逆三角形、(2) 各質点の質量比、(3) 弾性時の多自由度系モデルが示す 1 次モード形、(4) 上部工に作用する慣性力が支配的であるとする桁一点載荷の 4 つの形状に仮定した。それを図-3(a)に示す。

2) 連続橋

連続橋についての水平荷重比分布は、(1) 各質点の質量比、(2) 台形、(3) 弾性時の多自由度系モデルが示す 1 次モード形、(4) ~ (6) パラメータ K により式(7)から求まる水平荷重比分布の 6 つ(図-3(b))に仮定した。

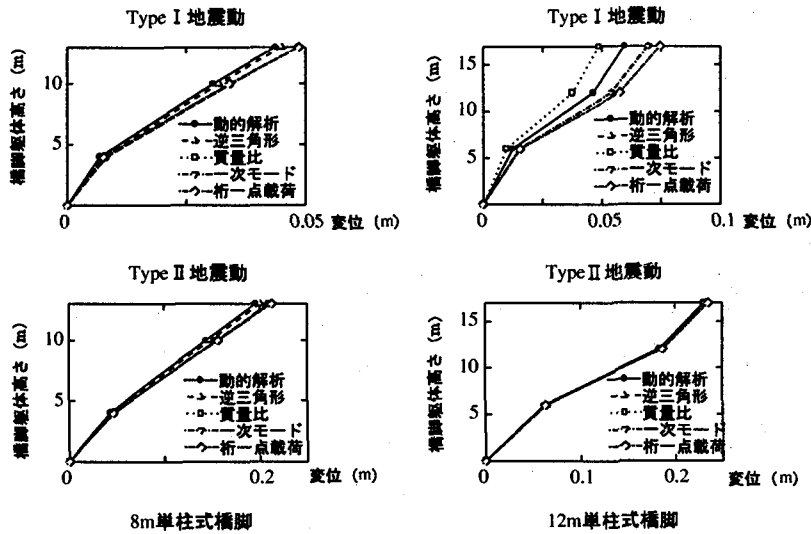


図-4 荷重比分布の相違による最大変位の比較（単柱式橋脚）

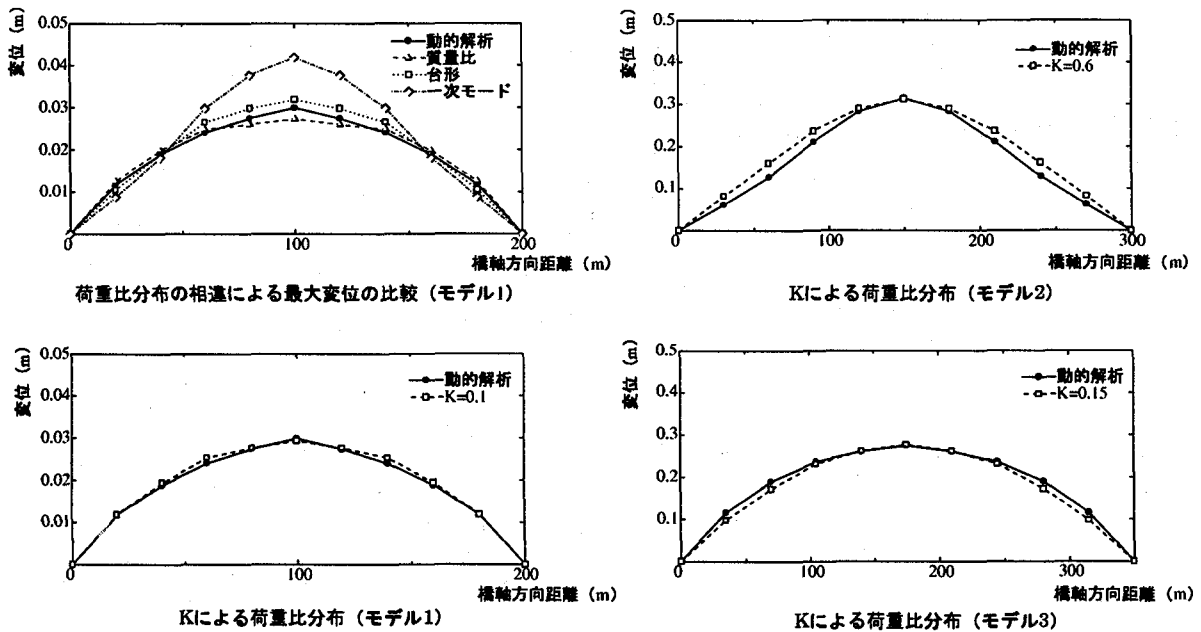


図-5 荷重比分布の相違による最大変位の比較（連続橋）

$$p_i = \left(\frac{m_i}{m_t} \right) \left(\frac{l_i}{l_t} \right)^K \quad (7)$$

m_i : 質点 i の質量

l_i : 支点から質点 i までの距離

m_t : 特性点の質点の質量

l_t : 支点から特性点までの距離

K : 荷重比分布を表すパラメータ

ここで、パラメータ K とは荷重比を式 (7) で表した場合のパラメータの値である。式 (7) は Reinhorn ら⁷⁾ がビルなどの骨組構造物に対する Push-Over 解析を行う場合の水平荷重鉛直分布式として提案した式を荷重比の形に変形したものである。この式 (7) では、各質点

の加速度分布の形状、すなわち荷重比が K の値により種々、変化することになる。例えば、質量が各質点で一定で $K=0$ ならば一様分布、 $K=1$ ならば三角形分布、 $K=2$ ならば放物線状の荷重比分布を定めることができる。したがって、この加速度分布を示す K のおおよその値が、橋脚の剛性や桁の剛性などの構造特性値や地震動特性などから決定することができれば、Push-Over 解析時の荷重比をある程度、定式的に決定することができる可能性があるものと考えられる。そこで、本研究ではこの K の値を上で示したような水平荷重比分布による解析結果を参考に決定し、式 (7) から得られた荷重比分布についても解析を行った。

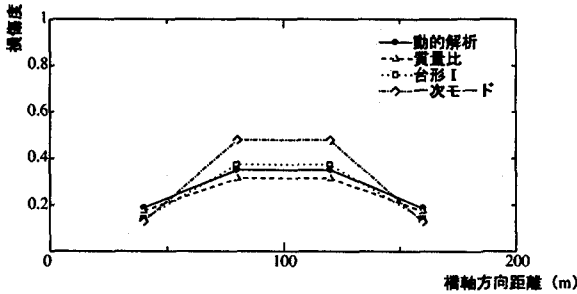
(2) 解析結果

1) 最大変位

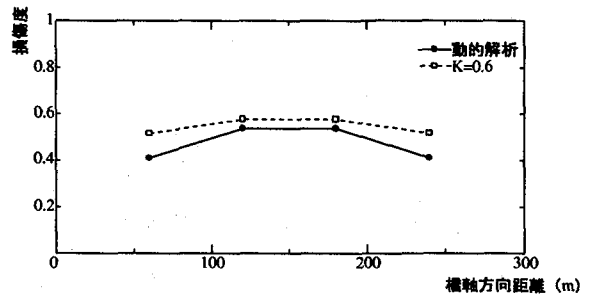
図-4 に単柱式橋脚の荷重比分布の相違による最大変

表-1 単柱式橋脚における各部材要素の回転角による指標 D_{θ_i} の最大値

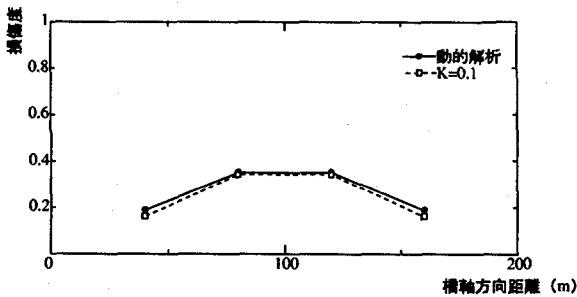
	荷重比分布	動的解析	逆三角形	質量比	一次モード	桁一点載荷
8m 単柱式橋脚 タイプ I 地震動	D_{θ_i}	0.180	0.196	0.227	0.220	0.190
	動的解析/解析値	-	0.918	0.795	0.820	0.950
8m 単柱式橋脚 タイプ II 地震動	D_{θ_i}	0.555	0.672	0.692	0.674	0.628
	動的解析/解析値	-	0.825	0.802	0.823	0.883
12m 単柱式橋脚 タイプ I 地震動	D_{θ_i}	0.159	0.226	0.208	0.221	0.215
	動的解析/解析値	-	0.704	0.765	0.720	0.740
12m 単柱式橋脚 タイプ II 地震動	D_{θ_i}	0.454	0.538	0.564	0.528	0.494
	動的解析/解析値	-	0.843	0.804	0.859	0.918



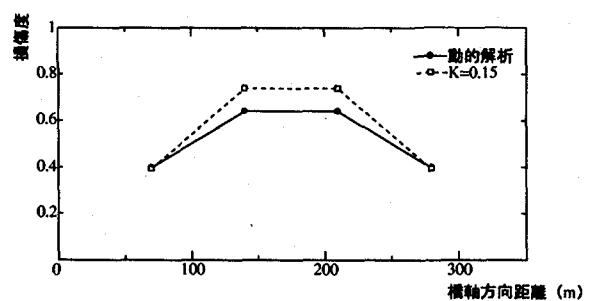
荷重比分布の相違による回転角による指標の比較 (モデル1)



Kによる荷重比分布 (モデル2)



Kによる荷重比分布 (モデル1)



Kによる荷重比分布 (モデル3)

図-6 回転角による指標 D_{θ_i} (連続橋)

位の比較を示す。この図を見ると12m橋脚のタイプI地震動を除けば、誤差はいずれも10%以内に収まり荷重比分布の相違はあまり影響していないことが分かる。なお、12m橋脚のタイプI地震動における誤差が大きくなった理由としては、動的解析による解析結果が解析モデルの降伏域にまで達していないのに対し、本解析法による解析結果は降伏域にまで達していたためであると思われる。つまり、動的解析結果と本解析法による解析結果との誤差の範囲内に解析モデルの降伏点など剛性が大きく変化する点が含まれる場合、誤差が大きくなることが考えられる。

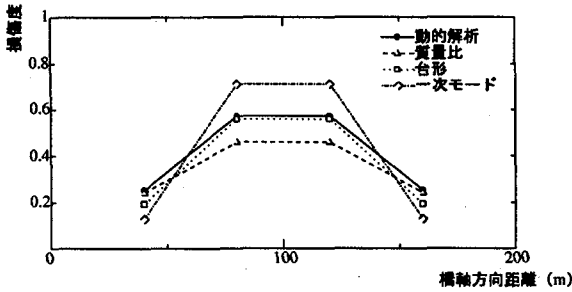
以上の単柱式橋脚の解析結果に対し図-5に示す等橋脚を有する連続橋であるモデル1の荷重比分布の相違による最大変位の比較では、図-4の単柱式橋脚に比べ荷重比分布の相違による影響が大きいことが分かる。これは、単柱式橋脚に比べ質点数が増加し、各質点に載荷される荷重比分布のわずかな違いでもPush-Over解析の際、多自由度系モデルの全体的な変形形状が変化しやすいためであると考えられる。このような傾向

は、不等橋脚を有する連続橋であるモデル2、モデル3の解析結果にも見られた。

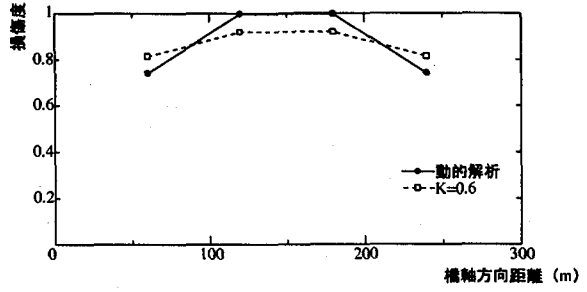
次に式(7)の荷重比パラメータKによる荷重比分布を用いたモデル1、2、3における解析結果を図-5に示す。モデル1ではK=0.1とした荷重比分布が最も動的解析結果と一致し、すべての質点において誤差が5%以内となった。しかし、モデル2、3ではそれぞれK=0.6、K=0.15とした場合、特性点(桁の中央点)の最大変位は動的解析結果と良く一致しているものの、その他の質点であり良く一致せず、特性点から離れるほど誤差が大きくなっている。このように、等橋脚連続橋のモデル1に比べ、不等橋脚連続橋のモデル2、3で精度が悪くなる理由としては、動的解析における解析モデルの桁部分の振動モードと静的変形モードとの間に高次モードなどの影響により誤差が生じたことが考えられる。つまり、解析モデルの変形モードとして静的変形モードを考慮する本解析法では、動的解析による振動モードに比べ、モデル2、3の短い橋脚に力が集中しその上端の変位が大きく評価されたものと思われる。

表-2 単柱式橋脚における Park らの指標 DM_i の最大値

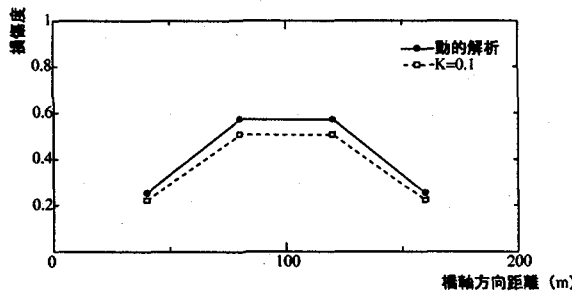
	荷重比分布	動的解析	逆三角形	質量比	一次モード	桁一点載荷
8m 単柱式橋脚	DM_i	0.248	0.257	0.308	0.298	0.255
タイプ I 地震動	動的解析/解析値	-	0.966	0.804	0.831	0.971
8m 単柱式橋脚	DM_i	0.942	0.999	1.049	1.019	0.944
タイプ II 地震動	動的解析/解析値	-	0.943	0.898	0.924	0.998
12m 単柱式橋脚	DM_i	0.169	0.339	0.307	0.329	0.317
タイプ I 地震動	動的解析/解析値	-	0.500	0.552	0.515	0.535
12m 単柱式橋脚	DM_i	0.829	0.886	0.932	0.733	0.808
タイプ II 地震動	動的解析/解析値	-	0.936	0.889	1.132	1.027



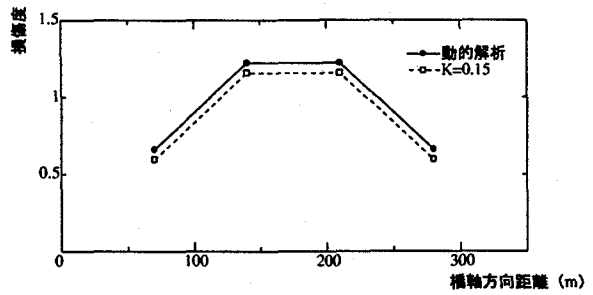
荷重比分布の相違による Park らの指標の比較 (モデル 1)



Kによる荷重比分布 (モデル 2)



Kによる荷重比分布 (モデル 1)



Kによる荷重比分布 (モデル 3)

図-7 Park らの指標 DM_i (連続橋)

2) 各部材要素の最大回転角

表-1 は単柱式橋脚の回転角による指標 D_{θ_i} の最大値すなわち橋脚基部における値を示したものである。表より変位の精度が良い 12m 橋脚のタイプ II 地震動については、桁一点載荷が他の荷重比に比べ動的解析結果に近い結果となっていることが分かる。また、他の単柱式橋脚にも同様な傾向が見られる。これは、Push-Over 解析時に桁一点載荷以外の荷重比分布では橋脚、張り出し梁部分の質点に荷重が載荷されるために橋脚基部の変形が、これらの部分に荷重を載荷しない桁一点載荷に比べ大きくなったためと考えられる。以上より、荷重比分布の仮定は最大変位にはあまり影響しなかったが、橋脚の質点より下の部分、特に塑性化している部分の回転角による指標 D_{θ_i} には影響を与えることが分かる。

次に、図-6 に等橋脚及び不等橋脚を有する連続橋であるモデル 1、2、3 の各橋脚における回転角による指標 D_{θ_i} の最大値を示す。モデル 1 では、回転角による指標も変位と同様に $K=0.1$ の荷重比分布による結果が

最も良い結果となり、橋脚基部の損傷においても動的解析結果を良く近似していることが分かる。

しかし、モデル 2 では外 2 本の橋脚の損傷が動的解析結果に比べ過大に算出され、モデル 3 では逆に、内 2 本の橋脚の損傷が過大に算出されている。これは、前述したように Push-Over 解析時に短い橋脚に対する力の集中が、特に橋脚基部の部材要素に影響したために短い橋脚の損傷が大きく評価されたためと考えられる。

3) Park らの指標

表-2 は、単柱式橋脚の Park らの指標 DM_i の最大値を示したものである。Park らの指標については、最大変位の精度が良い 12m 橋脚の Type II 地震動による結果では、どの荷重比分布でもほぼ 15% 以内の誤差に収まっている。また、回転角による指標と同様、桁一点載荷による解析結果が最も良い結果となった。しかし、全体的な傾向として、最大変位や回転角による指標など変形のみで損傷を評価する指標に比べ、誤差のばらつきが大きくなっている。これは、本解析法により算出される履歴エネルギーの精度にばらつきがあるため

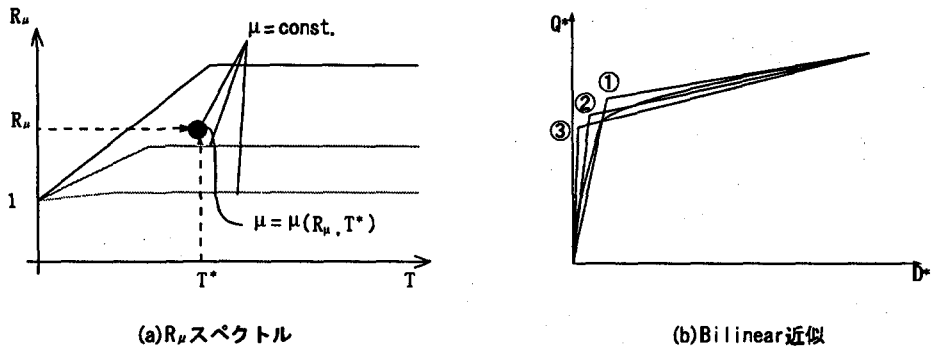


図-8 R_μ スペクトルと Bilinear 近似

であると考えられる。また、一部には回転角の誤差を履歴エネルギーの誤差が打ち消し、良い結果となっているケースもあった。

次に、図-7 に等橋脚及び不等橋脚を有する連続橋であるモデル1、2、3の各橋脚ごとの Park らの指標 DM_i の最大値を示す。図より、モデル1については、回転角による指標 D_{θ_i} に比べ $K=0.1$ とした荷重比では損傷度が動的解析結果より小さく算出されていることがわかる。これは、橋脚基部における履歴エネルギーが動的解析に比べ小さく算出された影響が損傷指標に現れているためと考えられるが、動的解析を比較的良く近似している。

また、モデル2では回転角による指標 D_{θ_i} に比べ外2本の橋脚での値が動的解析に近づき、中2本の橋脚の誤差が大きくなっている。これは、モデル1と同様な理由のためと考えられるが、橋脚基部において小さく算出された本解析法による履歴エネルギーの影響がモデル1の場合に比べ大きくなり、回転角による指標 D_{θ_i} の誤差を打ち消したためであると思われる。このような傾向はモデル3の解析結果にも見られた。

以上から、本解析法によって Park らの指標等の履歴エネルギーによる損傷を考慮した指標を評価するためには、履歴エネルギーを精度良く算出する必要があるものと思われる。

4.2 等価1自由度系における解析法

等価1自由度系において最大変位などを求めるための解析法としては、4.1で行ってきたような地震動を直接入力して時刻歴応答解析を行う動的解析のほかに、1自由度系についてあらかじめ提案されている非弾性応答変位スペクトルなど、1自由度系について行われている既往の研究の蓄積を活用する方法などが考えられる。また、宇佐美ら⁸⁾は等価1自由度系の解析法として非線形応答を簡易的に評価する方法であるエネルギー一定則の適用性についても検討しており、その中

でエネルギー一定則を用いた解析結果は、動的解析を用いたそれと比べ誤差が安全側に大きくなるという傾向を報告している。

(1) 非弾性応答スペクトルによる解析

この解析法は、地震応答解析をあらかじめ想定地震動に対して行い、その結果をスペクトルとして定式化し、それを利用して1自由度系の解析を行う方法である。考えられるスペクトルとしては、最大変位を縦軸に固有周期 T を横軸にとり最大変位 D^* と周期の関係を近似した非弾性応答変位スペクトルや、後に説明するようリダクションファクター R_μ と固有周期 T 、変位靱性率 μ との関係を近似した R_μ スペクトルがある。

しかし、これらの方法ではスペクトルに適応する地震動に限りがある他、スペクトルをあるモデル式に近似するときの精度も問題となる。したがって、精度が良くなるべく多くの地震動に適応できる非弾性応答スペクトルを作成することが、この方法では最も重要と考えられる。

ここでは、このような応答スペクトルを用いた解析法の一例として Fajfar らが作成した R_μ スペクトル⁹⁾を用いて、等価1自由度系の最大変位 D^* を求める方法を紹介しておく。

まず、等価1自由度系の復元力特性を Bilinear 型にモデル化する。これは、Fajfar らが作成したスペクトルが Bilinear 型の復元力モデルを基に、Chili, U.S.A, Montenegro, Friuli, Banja Luka などの海外の地震動に対するリダクションファクターを回帰したスペクトルであるためである。

その Bilinear 型に近似した復元力特性から求められた降伏強度 Q_y^* と等価質量 m^* 、擬似加速度スペクトルから求まる弾性最大応答加速度 A_e から次式のようにリダクションファクター R_μ を求める。

$$R_\mu = \frac{m^* A_e}{Q_y^*} \quad (8)$$

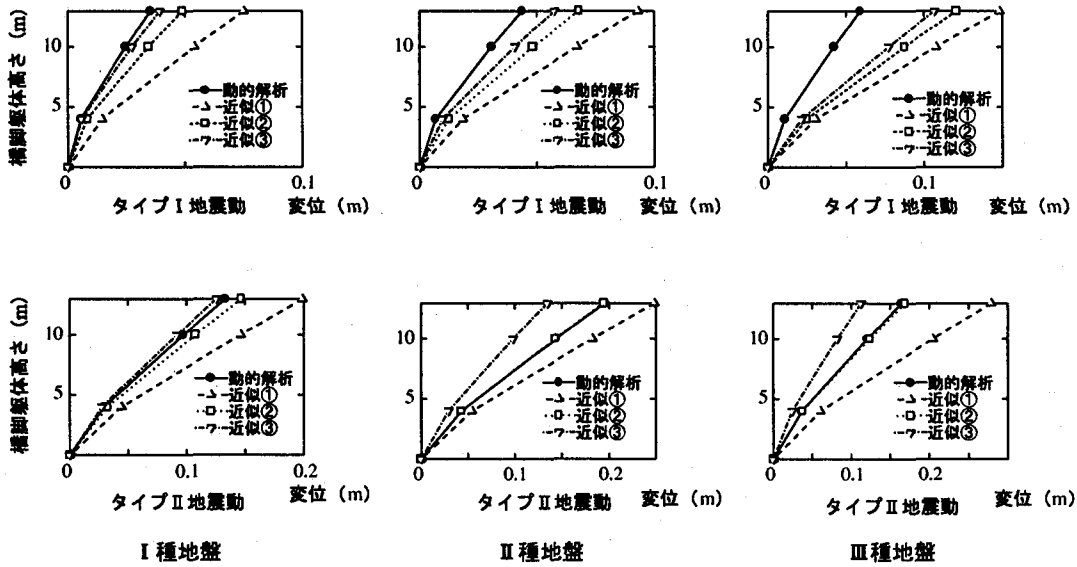


図-9 R_μ スペクトルを用いた単柱式橋脚の解析結果

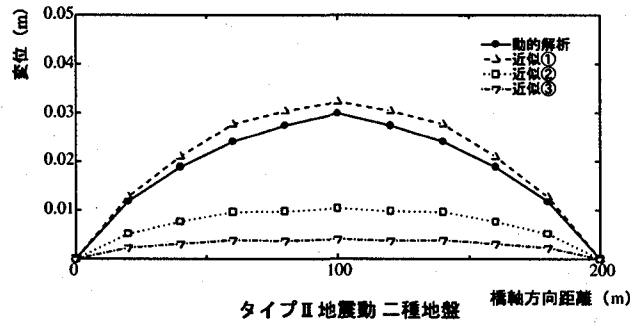


図-10 R_μ スペクトルを用いたモデル1の解析結果

次に復元力特性から初期剛性 k^* を求め、式 (9) から等価固有周期 T^* を算出する。そして、得られた等価固有周期 T^* とリダクションファクター R_μ を用いて、式 (10) で表される R_μ スペクトルから式 (14) で定義される変位靱性率 μ を線形補間により求め、求めた変位靱性率 μ に降伏変位 D_y を乗ずることにより等価1自由度系の最大変位 D^* を近似的に求める。

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (9)$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T^*}{T_0} + 1 : T^* \leq T_0 \quad (10)$$

$$R_\mu = \mu : T^* \geq T_0 \quad (11)$$

$$T_c = 2\pi \frac{c_v v_g}{c_a a_g} \quad (12)$$

$$T_0 = 0.65 \mu^{0.30} T_c \quad (13)$$

$$\mu = \frac{D_{max}}{D_y} \quad (14)$$

ここで T_c は地震動の卓越周期で、 c_v 、 c_a はそれぞれ地震動の最大速度、最大加速度に対する増幅係数であり、本研究では両者とも 2.0 とした。また、 v_g 、 a_g はそれぞれ地震動の最大速度、最大加速度を表す。

また、上記の R_μ スペクトルによる解析では、前述したように等価1自由度系での復元力特性を Bilinear 型に近似する必要がある。そこで本研究では、図-8(b) に示すように、直線が Trilinear 近似の際の降伏点を通る近似①、ひび割れ点を通る近似②、①と②の初期剛性の平均である近似③について設定した。

なお、解析対象構造物は 8m 単柱式橋脚とモデル 1 を使い、入力地震動は 3.2 で述べた地震動を用いた。また、リダクションファクターを求める際に必要な弾性最大応答加速度を表す擬似加速度スペクトルは道路橋示方書¹⁾に記載されている標準加速度応答スペクトルを用いた。

(2) 解析結果

1) 単柱式橋脚

図-9 は 8m 橋脚について Bilinear 近似の相違による最大変位の比較を入力地震動別に示したものである。なお、荷重比分布は桁一点載荷である。この図より、タイプ II 地震動では近似②が動的解析と比較的良好一致し、タイプ I 地震動ではいずれの近似法も動的解析より大きな値を示し、等価1自由度系の解析で動的解析を用いた場合よりかなり精度が落ちていることが分か

る。また、タイプII地震動でも Bilinear 近似による相違が大きく近似①と近似③ではかなり解析結果が異なっている。

これは等価1自由度系の復元力特性を3本の直線で近似する Trilinear 近似とは異なり、2本の直線で近似するために近似①、②、③における初期剛性が大きく変化するためである。したがって、等価1自由度系の復元力特性を Bilinear 近似して解析する場合には、初期剛性の適切な設定が重要になってくると考えられる。また、タイプI地震動の誤差が大きくなった理由としては、本研究で用いた Fajfar らが作成した R_{μ} スペクトルが主に海外の地震動を対象に求められたものであるために今回、入力地震動として用いたタイプI地震動に適合していないことが考えられる。

2) 連続橋

図-10は等橋脚を有する連続橋であるモデル1の Bilinear 近似の相違による最大変位の比較を示したものである。なお、荷重比分布は $K=0.1$ による荷重比分布とし、変換に用いた変形形状比は Push-Over 解析で多自由度系モデルが示した形状を用いた。図より単柱式橋脚と同様に Bilinear 近似による相違が大きいことが分かる。ただし、近似の仕方によっては解析結果の精度を向上させることも可能であると考えられる。

したがって、連続橋のように単柱式橋脚に比べ複雑な構造物でも等価1自由度系への変換と復元力特性の近似が適切に行われ、地震動に適応する応答スペクトルを用いることができれば、動的解析結果を静的解析結果のみで求めることも可能であると思われる。また、多くの地震動から求められた応答スペクトルを用いて解析することにより、地震動を直接入力する動的解析を用いる場合より、地震動に対して平均的な解析を行うことができ、耐震設計において有用であるものと思われる。

5. 結論

本研究では多自由度系構造物の地震時損傷を算定するための簡易解析法について復習し、単柱式橋脚及び5スパン連続橋が Level 2 地震動を受けた場合の損傷度を本解析法及び動的解析により求めた。そして、解析結果をもとに、本解析法における水平荷重比分布(変形形状比)の相違がその精度に及ぼす影響、並びに1自由度系について提案されている非弾性応答スペクトルを用いた解析法の可能性について比較検討し若干の考察を加えた。

得られた結果を要約すれば以下のようなものである。

1. 水平荷重比による相違の影響は、損傷が橋脚基部に集中する単柱式橋脚では小さいが、損傷を受ける部材要素が多くなる連続橋では、単柱式橋脚に比べ、大きくなる。ただし、単柱式橋脚でも橋脚

基部付近の塑性化が激しい部材要素の回転角による損傷指標には、比較的大きな影響を与える。

2. 不等橋脚を有する連続橋では動的振動モードと静的変形モードとの誤差があらわれ、高さの低い橋脚、特にその橋脚基部付近の損傷が、動的解析結果より大きく算出される傾向があった。
3. 上の1、2の影響の程度は、損傷指標の相違すなわち最大変位、部材要素の回転角、Park らの指標によってかなり異なる。また、Park らの指標では、回転角による損傷と履歴エネルギーによる損傷の誤差が打ち消し合う場合がある。
4. 水平荷重比分布並びに等価1自由度系における復元力特性の近似等が適切に行われ、入力地震動に適した応答スペクトルなどを用いることができれば、多自由度系構造物(連続橋)の損傷をある程度(予備的設計に用いる程度)の精度で算定できるものと思われる。

以上の結果は、限られた解析例から得られたものであり、本解析法を実用化するためには、さらに多くの解析例をもとに比較検討してみる必要がある。また、本解析法の利点の一つとして、1自由度系について行われている既往の研究の蓄積を多自由度系構造物の設計に活用できるという点があるが、これに対する工夫なども必要と思われ、これらの点については今後の課題と考えている。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書V耐震設計編,1996.12
- 2) Peter Fajfar and Peter Gaspersic: A simplified nonlinear method for seismic evaluation of RC bridges, 6th US National Conf. Earthquake Eng, Seattle, 1998, pp1-12
- 3) Helmut Krawinkler, G.D.P.K. Seneviratna: Pros and cons of Pushover analysis of seismic performance evaluation, Engineering Structures, Vol.20, Nos 4-6, pp452-464, 1998
- 4) 宇佐美勉, 金田一智章: Push-Over 解析を用いた免震鋼製橋脚の弾塑性地震応答の推定法, 第25回地震工学発表会講演論文集, pp761-764, 1999.7
- 5) (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3
- 6) Park, Y.J and Ang, A.H-S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, pp.722-739, Apr.1985
- 7) Andrei M. Reinhorn: Inelastic analysis techniques in seismic evaluation, Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Fajfar and Krawinkler(eds), 1997, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 928 9, pp277-287
- 8) 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬: Pushover 解析による多層鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 第2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, pp209-216, 1998.12
- 9) Peter Fajfar: Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, IKPIR Report EE-3/98, pp1-12

(1999年9月17日受付)