

道路橋橋脚の耐震設計における動的応答解析法に関する一考察

陵城成樹¹・伊津野和行²

¹正会員 工博 (株)ニュージェック 道路グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)

²正会員 工博 立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

1. 動的応答解析法の位置づけ

平成14年には道路橋設計の基本基準である道路橋示方書が改訂された。これまでと大きく変化した点は性能設計の考え方が導入され、道路橋の耐震設計における動的解析の位置づけが大きく変わった点にある。従来は、震度法や地震時保有耐力照査法といった静的解析による耐震設計が主で、その結果を動的解析で照査するという考え方であった。しかし、今回の改訂においては動的解析が耐震設計ツールの主力として位置づけられている。このことは、今後橋梁の耐震設計に関わる技術者には、動的解析に関する“知識力”とその解析結果を評価する“評価力”、対象橋梁の耐震性能に対しての“説明力”が求められることを意味している。

2. 動的解析結果に影響する因子

1995年兵庫県南部地震以降、構造物の動的解析ソフト、およびパーソナルコンピュータの高性能化と低コスト化には驚くべきものがある。このことは、耐震設計への動的解析法（特に非線形動的解析）の導入を促進し、一部の長大橋梁や特殊橋梁の耐震設計にだけに適用されてきた動的解析は一般的なものとなってきている。しかし、これらのソフト、ハードの発達には動的解析に関するユーザーの“知識力”の拡充を阻害している傾向が見られる。ここでは、動的解析結果に影響する主な因子について簡単に述べ、動的解析ソフトを設計ツールとして使いこなすための基本的姿勢について述べる¹⁾。

(1) 減衰

構造物の地震時挙動についていろいろなことがわかってきた現在、最も明確ではないのが減衰特性で

ある。減衰定数を確認するためには、構造物の地震時挙動を観測するのが確実な方法であるが、設計段階では、観測実施は不可能である。そこで、経験的な値が設計に用いる推奨値として示方書等に規定されているが、その規定値にはある程度の幅がある。減衰定数を小さく仮定すれば応答値は大きく安全側の評価になり、大きく仮定すれば応答値は小さく危険側の評価になる。

このように、減衰の合理的な決め方がないために、慣用的に Rayleigh 減衰がよく用いられる。これは、構造物の質量と剛性から減衰を設定する方法で、次式で表される。

$$[\text{減衰}] = a \times [\text{質量}] + b \times [\text{剛性}] \quad (1)$$

係数 a と b は、この方法では、2つの振動数に対する減衰定数を仮定して決める。

図-1 には Rayleigh 減衰のグラフを示している。この場合は低い振動数と高い振動数の揺れに対して高い減衰定数を仮定することになり数値解析が安定して有利となるが、過度な減衰を設定すると応答が小さく算定され危険側の評価となる場合があるので、これらの振動数の選定には注意が必要である。特に、この減衰を採用するときには注意すべき点は、初期剛性の非常に大きな部材が使われている場合である。例えば、すべり摩擦型免震支承を用いた橋梁では、すべり摩擦の初期剛性が理論上無限大となる。その結果、Rayleigh 減衰では、減衰特性を剛性にも比例させるため、すべり摩擦型支承に対する減衰が過大評価となり、この支承の性能を表現することができない場合がある。すべり摩擦型免震支承の例で言えば、その初期剛性を橋脚剛性の100倍程度までに設定するなどの工夫を実施し、支承の性能が適切に表現されているかの照査が必要である。

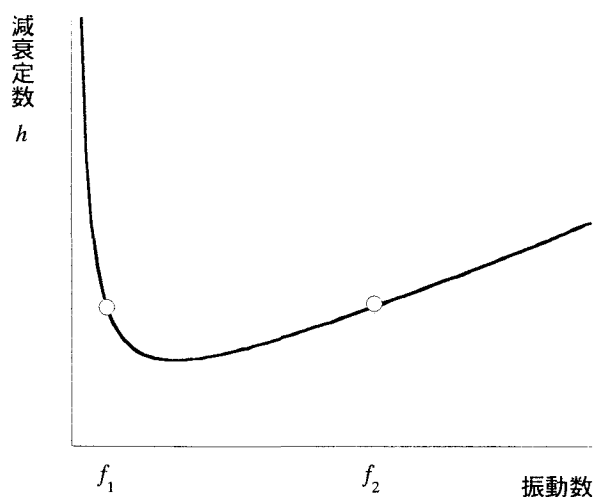


図-1 減衰定数と振動数の関係

(2) モデル化

動的解析で仮定する材料の非線形特性は、あくまでも理想化されたモデルであり、適用可能な条件があるので注意が必要である。また、地震の途中で部材が塑性化すること想定したモデルを使っても、塑性化部位の設定が間違っていれば適切な応答値は得られない。このようなことを避けるためには対象構造の特質を十分理解した上でモデル化を行い、得られた結果に対して経験的に納得できるものかどうかを検証する必要がある。この検証を行うためには、作成したモデルを用いた静的解析をまず実施し、塑性化部位の確認を行ったのち、動的解析結果との比較検討を行うことが必要である。すなわち、耐震設計において動的解析が主役となったが静的解析はモデル化の妥当性確認と動的解析結果の評価に非常に重要であるといえる。

(3) 履歴復元力モデル

構造部材が大きな変形をすると、塑性化し、当初の剛性よりも弱くなるだけでなく、荷重が撤去されても元の状態には戻らない（残留変位）。地震時にはいろんな方向に力が加わるため、塑性化した部材がどのように動くのかは複雑なものとなる。これを数値的に表現したものが履歴復元力特性である。この履歴という言葉が示すように、この特性はそれまでにどのような力を受けたかという履歴によって、同じ力がかかった場合でも応答が異なる。

一般に、鋼部材や免震支承にはバイリニアモデルが用いられるが、RC 部材にはいろいろな剛性劣化型のモデルが提案されている（これらは、いずれも研究者がそれぞれ自分のやった実験を表現するために提案したもので、提案者の名前が付けられてい

る）。基本は図-2 のクラフ（Clough）モデルであり、あとのいろいろなモデルは、それを修正・改良したものである。このモデルでは $0 \rightarrow A$ は線形、 A で降伏、 $B \rightarrow C$ の除荷は $0 \rightarrow A$ と同じ初期剛性、 $D \rightarrow E$ はそれまでの最大点（ B ）を目指す、というルールに基づいている。

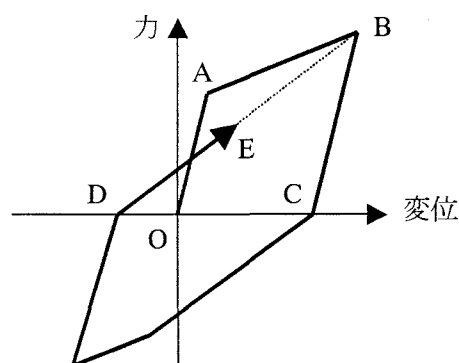


図-2 クラフモデル

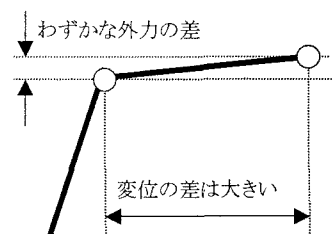


図-3 非線形応答の特徴

設計計算では修正武田モデルがよく用いられが、選択理由は「よく使われているから」という理由しかないのが現状である。このモデルはパラメータの設定に多少敏感なところがあり、うまく動かない場合には他のモデルの適用を考える必要がある。剛性劣化型のいろいろなモデルのどれを用いても、最大応答値にはそれ程大きな変化はない。途中の応答波形は異なるが、設計に対する影響は小さいと考えられる。

このような非線形特性（変位と力の関係が線形＝直線ではない）を仮定する場合、地震力がわずかに違っただけで、応答値がまったく違ってくることがある。これは、非線形応答の特徴として、わずかな外力の差で変位の差が大きくなるという特質に起因している（図-3）。あるいは、わずかなモデル化の差（要素分割）や、計算時間間隔の差によっても、応答値が影響される場合があるので注意が必要である。

(4)せん断破壊

大多数の動的解析ソフトウェアでは、破壊までの詳細な挙動をシミュレートすることはできないのが現状である。また、部材の降伏後の挙動まで考える場合でも、RC部材のせん断破壊は考えないものがほとんどである。このため、応答途中にせん断耐力を越えていないかどうか等、計算の前提条件が満たされているかどうかの照査を実施する必要がある。

(5)入力地震波

動的解析は入力される地震波によって、結果が大きく左右されることに注意する必要がある。また、標準波形は将来発生する最大地震波形ではない。設計計算で得られた結果は、最悪の応答結果を示しているわけではないということを十分認識し、対象構造物に要求される安全性能に応じて適切な冗長性を有するように設計する必要がある。

3. 逐次積分法による動的解析における留意事項

ここでは、図-4 に示す解析モデルを使用して、橋梁の耐震設計（時刻歴応答解析）に最も良く利用される逐次積分法²⁾のひとつであるニューマークβ法³⁾における留意点をまとめる（ニューマークβ法に関する詳細は文献2) 3)参照）。

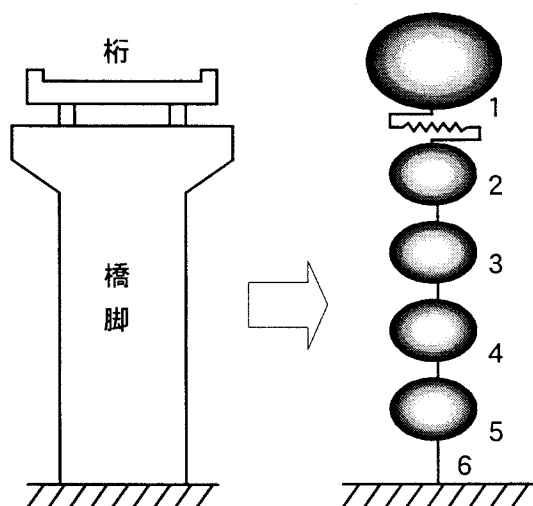


図-4 解析モデル

(1)積分間隔 Δt と反復計算の影響

表-1 には図-4 の解析モデルによる解析結果の一覧を示している。応答着目点は橋脚天端（質点2）であり、着目した解析パラメータは積分間隔 Δt である（CASE1： $\Delta t=1/100\text{sec}$ 、CASE2： $1/1000\text{sec}$ 、

CASE3： $1/5000\text{sec}$ ）。質点1と質点2の間には支承をモデル化した非線形バネを設定している。本解析におけるニューマークβ法のその他のパラメータは次のとおりである。

- ①各時刻ステップにおける反復は行わない。
- ②各時刻ステップにおける不釣り合い力は持ち越す。
- ③ $\beta=1/4$

CASE1 の場合、応答加速度は発散しており、CASE2、および CASE3 の場合と異なり良好な解析結果でないことがわかる。しかし、CASE1 における応答速度、および変位応答の最大値とそれらの発生時刻は他の解析ケースと大差がない。一般に構造物の耐震設計を行う場合、応答変位が重要であるため、この値に大差がないのであれば実用上問題がないように考えられるが、逐次積分法の基礎である応答加速度の値に発散現象が確認された場合は、その解析結果の信頼性は著しく低いものと考えなければならない。

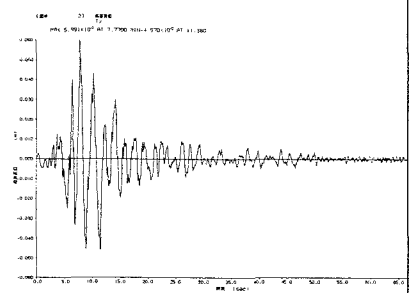
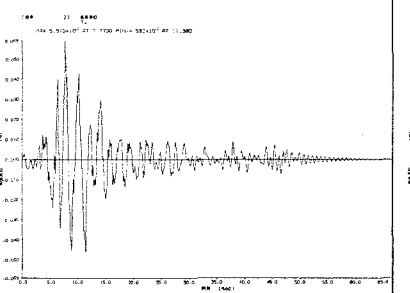
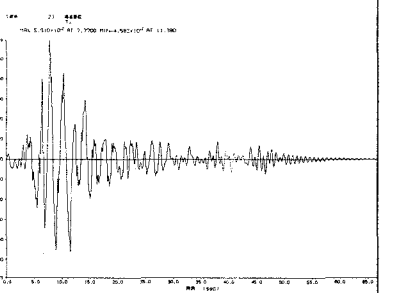
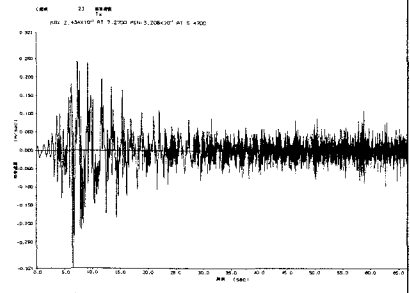
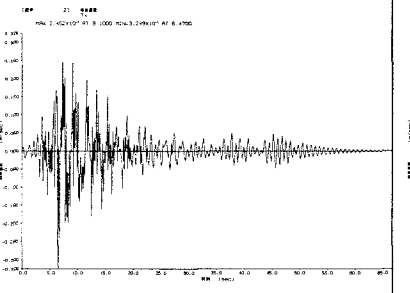
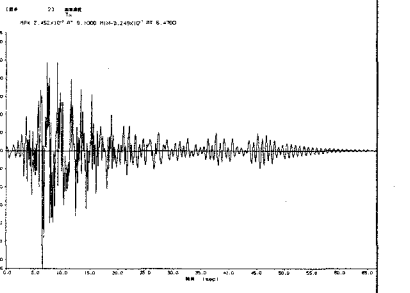
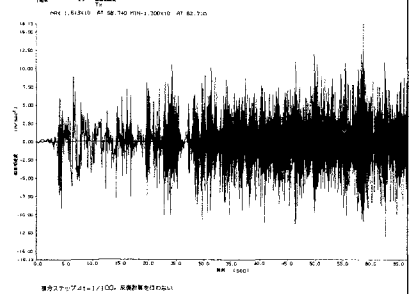
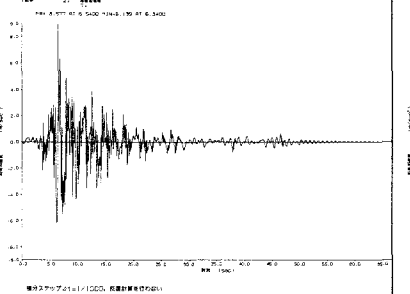
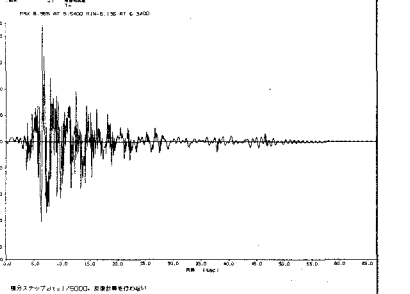
次にCASE2とCASE3を比較した場合、応答変位、速度、および加速度の最大値とそれらの発生時刻は一致していることがわかる。しかし解析に要する時間に着目した場合、CASE3はCASE2の約4倍の時間を要している。また、いたずらに時間間隔を細かくしても、入力地震データは通常0.01秒でしか与えられないため、その間を直線補間して地震データが作られることになり、その解析結果と実際の応答とが等しくなるという保証はない。

表-2 には、表-1 の場合と同様のモデルを用いて、反復計算を実施した場合の解析結果をまとめて示している。この場合、各解析ケースの応答値はほぼ一致しており、CASE1 の場合が最も解析時間が短いことがわかる。これらのことは各時間ステップにおける反復計算を実施し、積分間隔を適切に設定すれば、解析結果の信頼性が向上するだけでなく、解析に要する時間、すなわち解析コストを大きく低減できることを示唆している。

市販されている解析ソフトでは、これらのパラメータに推奨値が設定されているが、これは、あくまでも推奨値であり、解析対象とする構造物の特性に合わせて、ユーザーが、これらの値を適切に設定する必要がある。

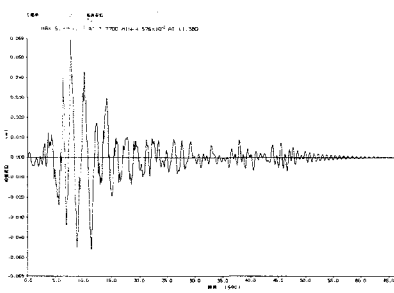
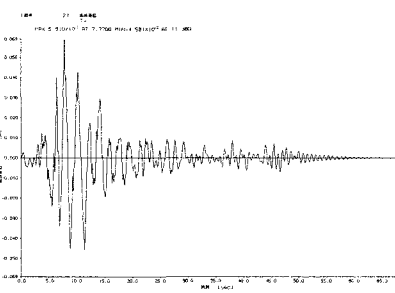
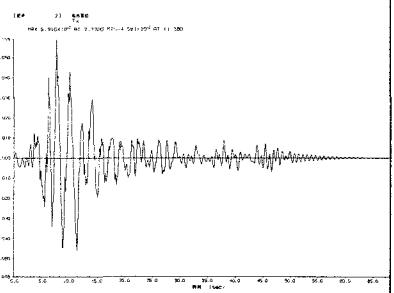
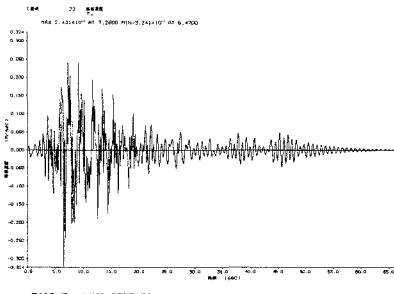
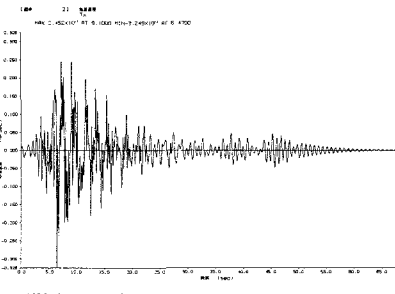
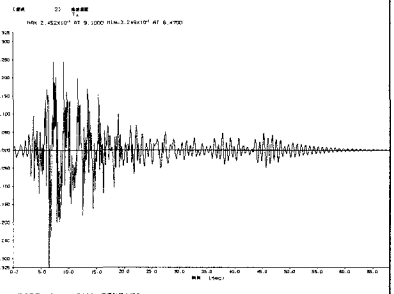
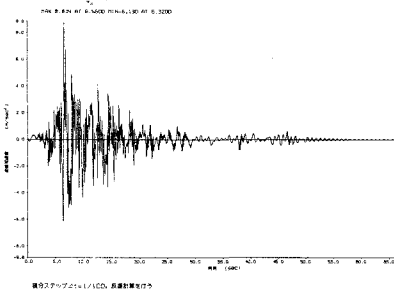
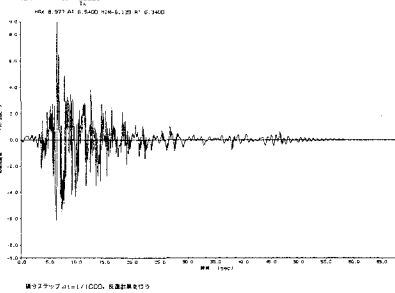
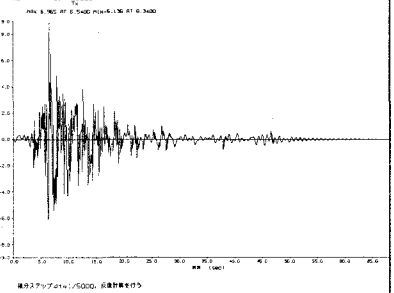
βの値に関しては、これまでも各種の検討がなされており、数値解析の絶対安定性から1/4を使う例が多い。しかし、βの値が大きいほど、位相遅れが激しくなり、誤差は大きいことを認識しておく必要はあろう。

表-1 橋脚天端の変位、速度、および加速度時刻歴（反復計算を行わない）

CASE1 積分間隔 $\Delta t=1/100$ (sec)		CASE2 積分間隔 $\Delta t=1/1000$		CASE3 積分間隔 $\Delta t=1/5000$	
 (a) 変位		 (a) 変位		 (a) 変位	
 (b) 速度		 (b) 速度		 (b) 速度	
 (c) 加速度		 (c) 加速度		 (c) 加速度	
変位最大値 [m]	0.060	変位最大値 [m]	0.059	変位最大値 [m]	0.059
速度最大値 [m/sec]	0.321	速度最大値 [m/sec]	0.325	速度最大値 [m/sec]	0.325
加速度最大値 [m/sec ²]	16.135	加速度最大値 [m/sec ²]	8.977	加速度最大値 [m/sec ²]	8.965
変位最大時時刻 [sec]	7.77	変位最大時時刻 [sec]	7.77	変位最大時時刻 [sec]	7.77
速度最大時時刻 [sec]	6.47	速度最大時時刻 [sec]	6.47	速度最大時時刻 [sec]	6.47
加速度最大時 時刻[sec]	58.74	加速度最大時 時刻[sec]	6.54	加速度最大時 時刻[sec]	6.54
解析時間	4.2[sec]	解析時間	14.3[sec]	解析時間	59.6[sec]

※入力波形：type II-III-1

表-2 橋脚天端の変位、速度、および加速度時刻歴（反復計算を行う）

CASE1 積分間隔 $\Delta t=1/100(\text{sec})$		CASE2 積分間隔 $\Delta t=1/1000$		CASE3 積分間隔 $\Delta t=1/5000$	
 (a) 変位		 (a) 変位		 (a) 変位	
 (b) 速度		 (b) 速度		 (b) 速度	
 (c) 加速度		 (c) 加速度		 (c) 加速度	
変位最大値 [m]	0.059	変位最大値 [m]	0.059	変位最大値 [m]	0.059
速度最大値 [m/sec]	0.324	速度最大値 [m/sec]	0.325	速度最大値 [m/sec]	0.325
加速度最大値 [m/sec ²]	8.839	加速度最大値 [m/sec ²]	8.977	加速度最大値 [m/sec ²]	8.965
変位最大時時刻 [sec]	7.77	変位最大時時刻 [sec]	7.77	変位最大時時刻 [sec]	7.77
速度最大時時刻 [sec]	6.47	速度最大時時刻 [sec]	6.47	速度最大時時刻 [sec]	6.47
加速度最大時 時刻[sec]	6.55	加速度最大時 時刻[sec]	6.54	加速度最大時 時刻[sec]	6.54
解析時間	3.5[sec]	解析時間	16.7[sec]	解析時間	62.1[sec]

※入力波形：type II-III-1

4. 結論

今後、道路橋橋脚の耐震設計の主なツールとなる動的応答解析における留意点をまとめると次のようになる。

(1) 減衰の設定

Rayleigh 減衰を採用する場合は、代表振動数の選定に注意し、過減衰とならないことを確認する必要がある。特に高剛性部材を使用する場合は、減衰力が部材剛性に比例して大きくなることに留意し、必要以上に大きな減衰力を与えていないことを確認する必要がある。

(2) 構造のモデル化

動的解析を実施する前には静的解析を実施し、塑性化部位の位置、断面力、せん断応答等における解析の前提条件の整合性を照査しなければならない。特に非線形挙動を支配する履歴モデルについては解析目的と履歴モデルの特性との整合性に留意する必要がある。また、動的応答解析結果に及ぼす入力地震波特性の影響は大きいので、道路橋示方書⁵⁾でも採用されているように、複数地震波による動的応答解析を実施し、解析結果を総合的に評価する姿勢が重要である。

(3) 解析方法

採用する数値解析法の特徴を良く理解して、積分間隔 Δt 、反復の有無、不釣り合い力の持ち越し等の代表的解析パラメータを適切に設定し、応答値の安定性、および信頼性を確認することは動的解析法による耐震設計全体の信頼性を支配するので、最も重要な項目であるといえる。

これら以外でも、注意すべき項目は存在するが、少なくとも、これらの項目は動的解析結果の妥当性を説明するためには重要な項目であると考えられる。特に構造のモデル化においては、静的解析との比較検討が重要であり、対象構造物の特質を十分理解したうえで、減衰や履歴モデルの設定を注意深く実施する必要がある。

5. 謝辞：本研究は（社）建設コンサルタンツ協会近畿支部「鋼・複合橋梁の性能照査型設計法調査研究委員会：委員長 家村浩和京都大学大学院教授、2001年～2003年」の研究活動の一環として実施したものである。ここに、委員長、はじめ本委員会委員の諸氏、特に耐震設計小委員会委員諸氏に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 社）建設コンサルタンツ協会近畿支部 鋼・複合橋梁の性能照査型設計法調査研究委員会：鋼・複合橋梁の性能照査型設計法確立に向けて，pp. 228-234，2004. 9.
- 2) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，pp. 28-44，サイエンス社，1978. 2.
- 3) Newmark, N.M.: A method of computation for structural dynamics, Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol. 85, EM3, July 1959.
- 4) 清水信行，本間美知枝，山本鎮男，渡辺嘉二郎，嶋田健司：大次元常微分方程式の直接数値積分法（積分法の評価と選定基準），日本機械学会論文集（C 編），46 巻 401 号，pp. 26-41，1980. 1.
- 5) 社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，2002. 3.