

多自由度系構造物の非線形地震応答解析における必要強度スペクトルの適用

木村 至伸¹⁾・河野 健二²⁾

1) 工修 鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士後期課程 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

2) 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

1. はじめに

これまでの耐震設計は、設計地震力及び設計手段の詳細を規定した仕様設計が中心であり、基準に従うことが要求されてきた。しかし、兵庫県南部地震での被災経験から、構造物の耐震設計に関しては、どのような性能で設計しようとしているのかに関する情報を開示していく必要性が提唱されている。つまり、耐震設計に関して地震荷重と構造物毎に目標性能を設定し、これを満足するように設計を進めるのが性能設計法であると定義されている。さらに設計が目標性能を満足するかどうかを立証するために、許容される基準の定量化が必要であるとし、構造物の重要度に応じて要求耐震性能を区分した要求耐震性能マトリックスが提案されている。これには地震後の使用性に対する照査も設けられており、残留変位を用いて地震後の機能保持及び復旧期間などを照査するものである^{1,2)}。

また、性能設計に関する研究の一例として非線形特性を積極的に評価した必要強度スペクトルがある^{3),4),5)}。これは、構造部材の変形性能、すなわちエネルギー吸収能を高め、構造部材の一部が弾塑性領域に入ったとしても、構造部材に生じる損傷を限定範囲内にとどめて、構造物全体の崩壊を阻止する目的で用いられている。しかし、必要強度スペクトルに関しては、上述した地震後の機能保持及び復旧期間や構造物の重要度に応じて要求耐震性能等は考慮されていない。また、地震時における構造物全体系の動的挙動は、地盤条件とも密接に関係しており、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した耐震設計が不可欠であると考えられる。このような構造物の動的挙動を把握するためには、構造物全体系を上部構造物と基礎-地盤系の動的相互作用を含めた形でモデル化し、地震応答解析を行うことで、その応答特性を明らかにできると考えられ、様々な研究が行われている^{4),5),6),7)}。また、著者らも考慮する非線形特性のレベルの相違が構造物の応答に及ぼす影響についての評価法を試みた⁸⁾。

しかしながら、これらの多くは構造物の地震時挙動

が1次振動モードに支配されることを考慮し、1自由度振動系に対して行われているのが現状であり、動的相互作用の影響について十分に検討することが必要である。そこで本研究では、動的相互作用を考慮した多自由度振動系に対して非線形地震応答解析を行い、構造物の応答に及ぼす影響について検討を加えた。また、必要強度スペクトルを適用した場合の多自由度振動系の地震応答に対する評価法について検討を加え、残留変位スペクトルを用いて地震後の機能保持に関する検討を加えるものである⁹⁾。

2. 非線形地震応答解析法

2.1 入力地震波

本研究においては、1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震において神戸海洋気象台 (以下: Kobe-ns) 及び JR 鷹取駅 (以下: Taka-ns) で観測された南北方向波、1997 年 5 月 13 日に発生した鹿児島県北西部地震で阿久根市において観測された南北方向波 (以下: Akun-ns) を用いる。ここでは、振動特性の相違による比較を行うために最大地震加速度を 500gal に統一している。これらの記録の加速度応答スペクトルを Fig.1 に示す。この図より、Kobe-ns においては約 0.3~0.5 秒付近で、Taka-ns においては約 0.3~0.5 秒付近と約 1.5 秒付近で、また、Akun-ns においては約 0.2 秒付近と約 0.7 秒付近で卓越周期を有していることが分かる。

2.2 運動方程式の定式化

本研究では、Fig.2 に示すような節点数 8 及び要素数 7 を有する多自由度系モデルを用いて応答解析を行った。ここでの部材は梁要素とし断面径は 1.0m、初減衰定数は 2%としている。また、部材の非線形特性に関しては M- ϕ 関係で与え、履歴曲線がバイリニア型になるように設定している。また、梁要素の上部構造物は杭基礎に支持されているとし、Swaying-Rocking モデルで考慮する。地盤条件は、地盤の N 値が 3 の場合と 30 の場合を考える。杭基礎の形状を Fig.3 に示し、

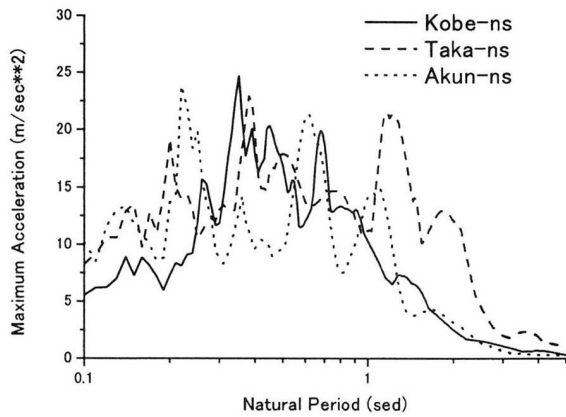
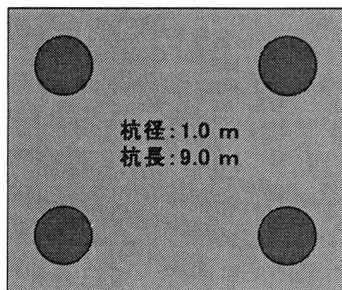


Fig.1 加速度応答スペクトル

0.5 m 1.5 m 1.5 m 0.5 m



(注: フーチング高さは1.2 m)

Fig3 杭基礎の形状

Table.1 杭基礎に関する初期剛性

	並進バネ定数 (kN/m)	回転バネ定数 (kN・m/rad)
N 値 = 3	6.91E+05	4.28E+06
N 値 = 30	3.56E+06	6.59E+06

各々の地盤条件から求められる初期剛性の諸元を Table.1 に示す。地盤の初期減衰定数は 10% とし、ここでの並進及び回転バネ定数の算出は道路橋示方書に従っている。回転慣性については、フーチング部分と杭基礎の寸法より算出した。地盤の非線形に関しては後述するように Hardin-Drnevich モデル及び等価線形モデルで与えている。また、杭基礎自体の非線形性は考慮していない。

上部構造物系に関する運動方程式は以下のように示される。

$$\begin{bmatrix} M_{aa} \\ M_{ba} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_{ab} \\ M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_a \\ \ddot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{aa} \\ C_{ba} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_{ab} \\ C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_a \\ \dot{u}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{aa} \\ K_{ba} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{ab} \\ K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ u_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_a \\ F_b \end{Bmatrix} \quad (1)$$

上部構造物系に関しては、切断面上の節点（拘束節

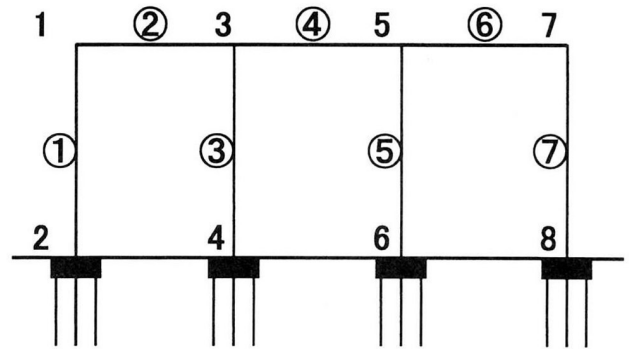


Fig.2 解析モデル

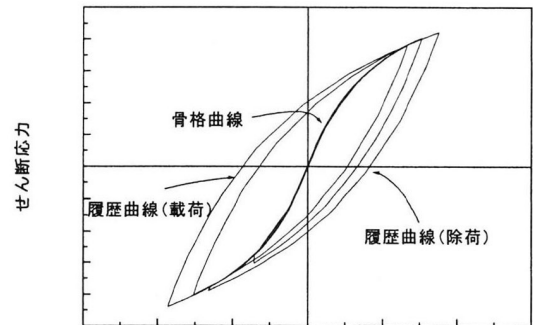


Fig.4 地盤の応力-ひずみ曲線

点) とそれ以外の節点 (自由節点) に分離する。さらに、自由節点変位 $\{u_a\}$ は、切断面が完全固定状態で外力 $\{F_a\}$ による応答 $\{u_a^c\}$ と、この拘束を解除して切断面上に準静的に変位 $\{u_b\}$ を与えたときの応答 $\{u_a^d\}$ の和として考えられる。後者は、変位影響マトリックスを介して、 $\{u_b\}$ から決定される。以上を考慮して、全体系の運動方程式は上部構造物系と基礎-地盤系の下部構造物系に分割し、全体系の運動方程式は動的サブストラクチャー法を適応して求めることができる。このようにして求められる全体系の運動方程式を、増分法を用いて解析を行った。

2.3 地盤の非線形特性

一般に、地盤の動的せん断応力-せん断ひずみ関係は、Fig.4 に示すように骨格曲線と履歴曲線に分けて取扱われ、骨格曲線は作用するせん断ひずみ振幅が大きくなると著しい非線形性を示す。このような地盤のせん断応力-せん断ひずみ曲線を地震応答解析に導入する際のモデルとしては等価線形モデル、バイリニアールモデル、Hardin-Drnevich モデル、Ramberg-Osgood モデル等、多くのモデルがある。本研究では、これらの中でも Hardin-Drnevich モデルを用いている。

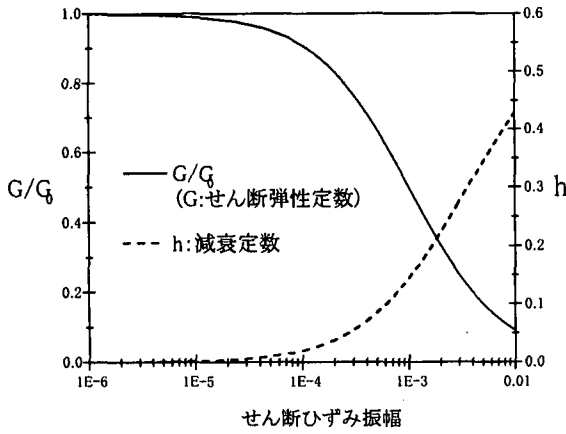


Fig.5 地盤のせん断ひずみ依存性

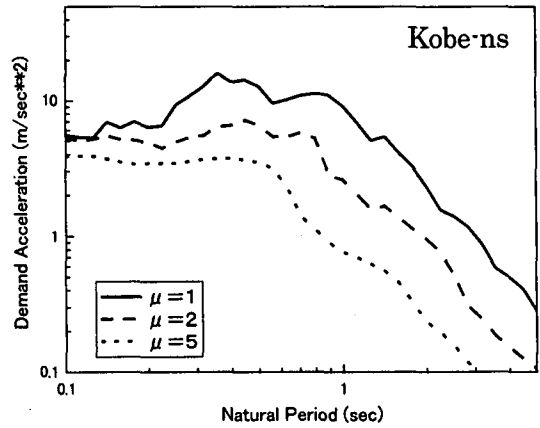


Fig.6 必要強度スペクトル (SDOF)

2.3.1 地盤の応力-ひずみ曲線

地盤の非線形特性は Hardin-Drnevich モデル (H-D Model) を導入する。このモデルの骨格曲線及び履歴曲線は以下の式で定義される。

(a) 骨格曲線

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \gamma / \gamma_r} \quad (2)$$

(b) 履歴曲線 (除荷曲線)

$$\tau - \tau_a = \frac{G_0 (\gamma - \gamma_a)}{1 + \frac{\gamma - \gamma_a}{2\gamma_r}} \quad (3)$$

ここに、 τ はせん断応力、 G_0 は微小ひずみでのせん断弾性定数、 γ はせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみ (10^{-3} に相当) と呼ばれるパラメータである。また、非線形特性を考慮した際のせん断弾性定数は、任意のせん断応力状態での骨格曲線及び履歴曲線を用いて求めることにする。

2.3.2 等価線形モデル

地震時の地盤の挙動を合理的に推定するためには、広範囲のせん断ひずみ振幅に対する地盤の動的応力-ひずみ関係の非線形性を適切に評価しモデル化しなければならない。地盤の動的応力-ひずみ関係は、等価線形モデル (E-L Model) に置き換えた場合、せん断弾性係数及び減衰定数の 2 つのパラメータにより表される。この場合、せん断弾性係数及び減衰定数を以下のように定義する。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma / \gamma_r} \quad (4)$$

$$h = \frac{4}{\pi} \left[1 + \frac{1}{\gamma / \gamma_r} \right] \left[1 - \frac{\ln(1 + \gamma / \gamma_r)}{\gamma / \gamma_r} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (5)$$

任意のせん断ひずみ振幅に対して求められたせん断弾性定数 G 及び減衰定数 h はせん断ひずみ振幅 γ に依存し、Fig.5 に示すような $G - \gamma$ 曲線と $h - \gamma$ 曲線に従う関数として取り扱っている。これより、せん断ひずみ振幅の増加に伴い、せん断弾性係数は減少し、減衰定数は増加することが理解できる。運動方程式より得られる解析結果は変位で得られるため要素内ひずみ関数を用いて変位をひずみに変換する必要がある。このようにして得られたせん断弾性定数から地盤反力係数を求め、新たな基礎の並進及び回転バネを算出する。減衰定数に関しても履歴減衰として内部減衰に加えて評価する。

3. 必要強度スペクトル^{3),4),5)}

一般に、必要強度スペクトルは、横軸に弾塑性系の初期剛性に対応する構造物の固有周期を、縦軸に構造物の挙動が非線形 (塑性) 領域に入る時の降伏力を取り、塑性率毎に示したものであり、1 自由度振動系に対する必要強度スペクトルの研究の多くは、剛性比 (初期剛性 / 降伏後の剛性) 及び降伏力を変化させ求めている。Fig.6 に、1 自由度振動系 (SDOF) に関する必要強度スペクトルを示す。つまり、必要強度スペクトルが求めれば、対象となる構造物が目標となる塑性率を満足するような降伏力を求めることが可能となる。

本研究では上部構造物の非線形特性をモーメント-曲率関係で与えているので、降伏力を変化させるということは、降伏モーメントと降伏曲率を変化させることに相当する。降伏モーメントと降伏曲率を変化させるためには、降伏応力の値を変更させる必要があるが、以下のような断面形状または部材の材料特性を無視する等の問題点がある。

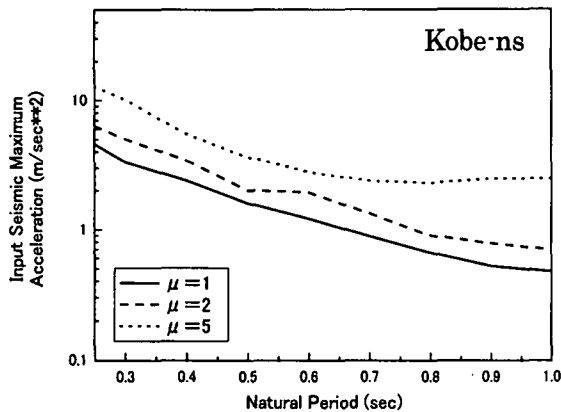


Fig.7 修正必要強度スペクトル

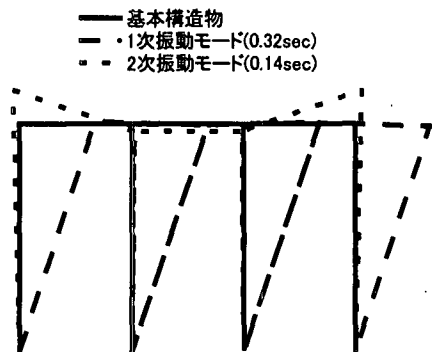


Fig.8 固有周期及び振動モード

- ① 降伏応力は部材によってほぼ一定の値を有するものである。これを変化するという事は部材を変更することになるため、弾性係数を変えなければならない。よって、構造物が異なるものになり比較・検討が困難になる。
- ② 応力状態を変更するためには、断面形状（断面積）等を変えなければならない。また、必然的に断面二次モーメントも変更される。このような方法を採用した場合には、構造物の固有周期が変わってしまうのでスペクトルでの比較が行えなくなる。

以上のようなことから本研究では、降伏強度（降伏モーメント及び降伏曲率）は一定とし、入力地震動（入力強度）の最大値を変化させて、必要強度スペクトルの考えを適用する。すなわち、目標となる非線形特性を満足した時における入力最大加速度をプロットしたもので、構造物全体系としての非線形性の評価が可能となる。このような考えで求めた必要強度スペクトルを修正必要強度スペクトルと呼ぶものとする。Fig.7にSDOFに関する修正必要強度スペクトルを示す。ここでは、震度法で設計する降伏変位を設定し、解析モデルで考慮する固有周期域に関する結果を示している。この図より、構造物の塑性率が大きくなるにつれ入力

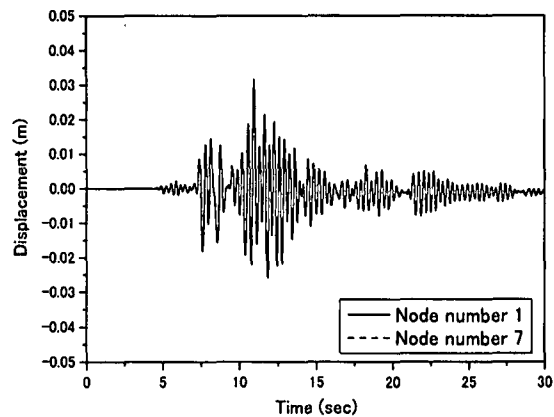


Fig.9 時刻歴応答（変位）
（解析モデル：Fix Model）

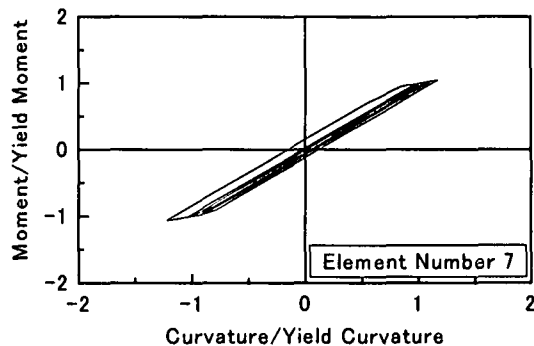
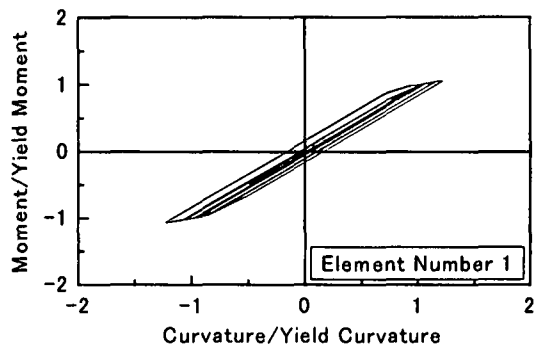


Fig.10 履歴曲線
（解析モデル：Fix Model）

強度の最大値も増加していることが分かる。しかし、短周期側と長周期側で同一の降伏変位を用いることは好ましくない。よって、多自由度系構造物に関する固有周期は、部材長を変化させ細長比が許容される局所的な領域に関して適用を試みる。このことより、修正必要強度スペクトルは対象となる構造物の固有周期域によって異なる形状を示すものである。

4. 応答解析結果とその考察

この節では、基礎固定の場合、地盤のN値を3とし杭基礎を考慮した場合、さらに、地盤の非線形特性を考慮した場合についての地震時挙動を把握するために非線形地震応答解析を行い、変位に関する時刻歴応答結果を用いて検討する。また、修正必要強度スペクトルの考えを適用して、入力強度に関する検討を行う。

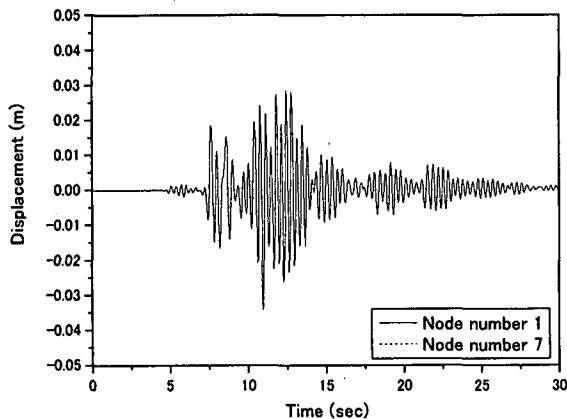


Fig.11 時刻歴応答 (変位)
(解析モデル: SSI Model)

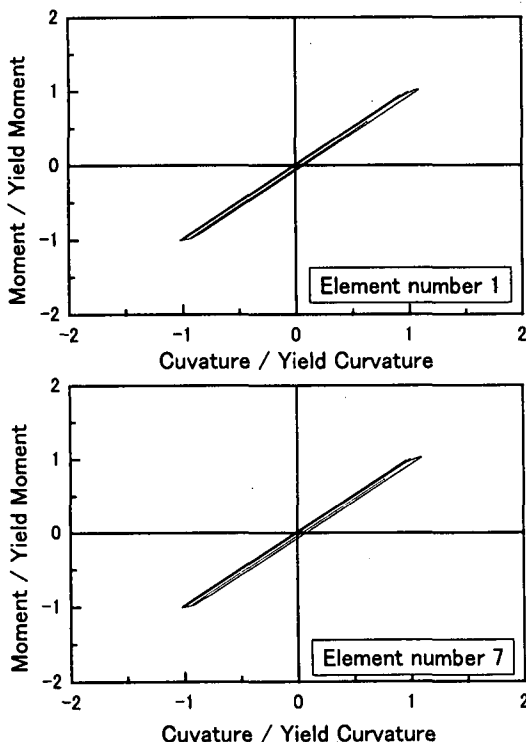


Fig.12 履歴曲線
(解析モデル: SSI Model)

その結果を応答倍率として表し、SDOF との比較検討を行い、橋脚限界値を用いて地震後の機能保持に対するの検討を行う。まず、解析モデルの基本的な特性を示すために、上部構造物に関して固有値解析を行った結果をFig.8に示す。解析モデルの1次固有周期は0.32秒である。

4.1 時刻歴応答解析

地震時挙動が1次振動モードに支配されている程度を、変位に関する時刻歴応答を用いて調べる。Fig.9に入力地震波として Kone-ns、最大地震加速度を500galとして、構造形式を基礎固定とした場合についての結果を示す。ここでは、左右対称モデルであるので節点番号1と7で比較を行う。これより、両節点の応答は全く同様の値を示しており、1次振動モードが

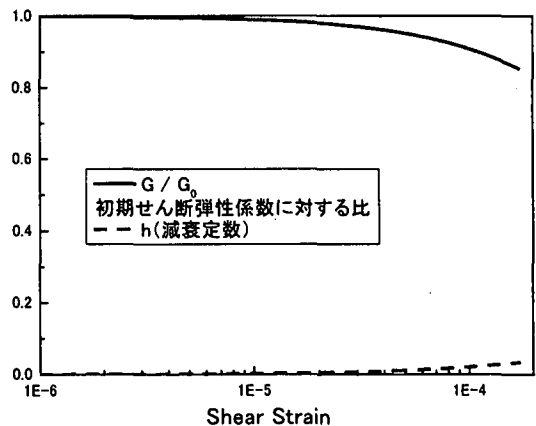


Fig.13 せん断ひずみ依存性
(解析モデル: E-L Model)

卓越していると考えられる。このことを、履歴曲線を用いて比較を行う。履歴曲線に関しては、要素番号1と7での比較を行い、その結果をFig.10に示す。この結果からも、両要素において同様の履歴曲線を示しており、1次振動モードが卓越していると考えられる。

次に、地盤が線形域にあるとして杭基礎に支持された場合(以下: SSI Model)について考える。杭基礎を考慮することで、構造物全体系の1次固有周期は0.33秒となっている。先程と同様に、Fig.11に変位に関する時刻歴応答の比較、Fig.12に履歴曲線の比較を示す。時刻歴応答は、基礎固定とした場合とは若干応答が異なることが理解でき、上部構造物の履歴曲線に関しては、小さなループを描いていることが分かる。この要因としては、杭基礎を考慮したことにより地盤に変位が生じたことによるものと考えられる。

地盤の非線形特性を考慮したモデルについて述べる。これらのモデルに関しては、SSI Modelと同様の結果が得られた。これについて地盤の非線形に関して検討を行う。Fig.13に等価線形化手法で地盤の非線形性と考慮したE-L Modelに関してのせん断ひずみ依存性を示す。この図より、初期せん断弾性定数と比較して、僅かしか低減していないことが分かり、地盤が非線形挙動を示していないことが理解できる。このことから、地盤の非線形特性を考慮した場合においても、時刻歴応答に明確な相違が現れなかったと考えられる。

4.2 修正必要強度スペクトルを用いた応答評価

次に、多自由度振動系(以下、MDOFとする)に対する必要強度スペクトルの適用性に関して検討を行う。本研究において、降伏強度は変化させず目標となる非線形特性(ここでは最大曲率 / 降伏曲率=5)を満足するように、入力地震動の最大加速度を変化させて修正必要強度スペクトルの適用を試みた。また、多自由度振動系に修正必要強度スペクトルを考慮する際には

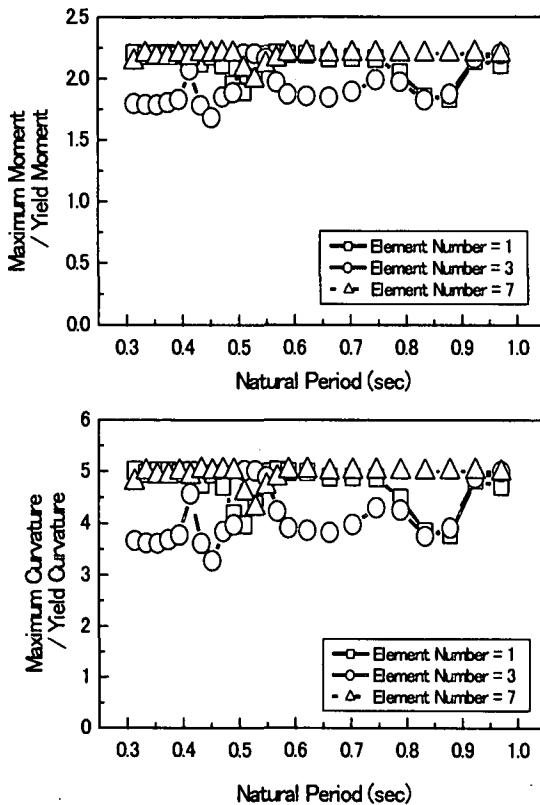


Fig.14 M_{max}/M_Y 及び ϕ_{max}/ϕ_Y
(解析モデル：Fix Model)

全部の部材で曲率 / 降伏曲率=5 を満足することが望ましいが、ここでは要素番号 1、3 または 7 で目標となる非線形特性を満足することで修正必要強度スペクトルを適用したことにする。また、ここでの固有周期の算出法は、部材長を変化させている。

まず、入力地震波として Kobe-ns を用い、基礎固定とした場合についての最大モーメントと降伏モーメントの比(以下: M_{max}/M_Y)、及び最大曲率と降伏曲率の比(以下: ϕ_{max}/ϕ_Y)を Fig.14 に示す。この図より、 M_{max}/M_Y 及び ϕ_{max}/ϕ_Y は同様の推移を示していることが分かる。また、 ϕ_{max}/ϕ_Y 関係を見ると、全体的に要素番号 1 及び 7 において $\phi_{max}/\phi_Y=5$ を満足しているが、固有周期によっては、要素番号 3 で成立している場合も見られる。このことより、構造物の固有周期によっては、部材の非線形特性が構造物全体系に及ぼす影響が異なることが理解できる。

Fig.15 に、基礎固定とした場合において修正必要強度スペクトルを考慮した場合の入力地震動の最大加速度を線形時と比較して示す。また、図中には 1 自由度振動系 (以下、SDOF とする) との比較を行うために、SDOF における $\mu=1$ 及び $\mu=5$ とした場合も示してある。 $\phi_{max}/\phi_Y=1$ については、構造物の挙動を弾性範囲内で抑制する事を目標とした場合の最大加速度を示したものである。よって、これ以上の最大加速度を有する地震動では構造物の動的挙動は非線形領域に入

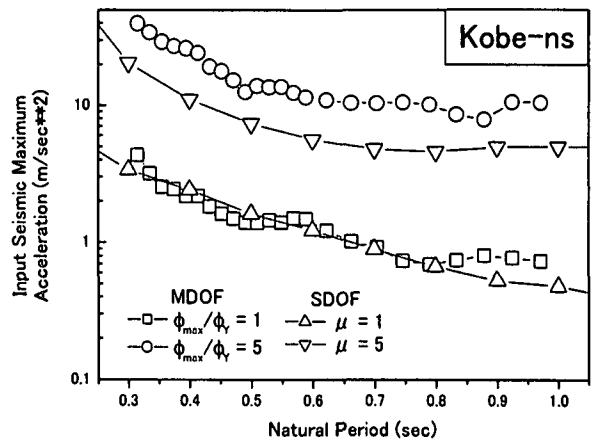


Fig.15 入力地震動の最大加速度
(解析モデル：Fix Model)

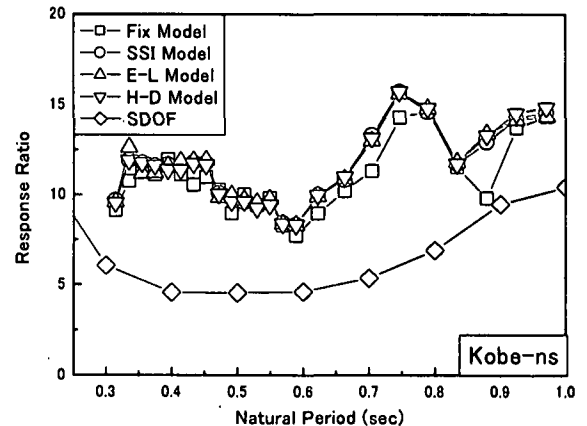


Fig.16 入力強度による比較
(入力地震波：Kobe-ns)

ることになる。これに対し $\phi_{max}/\phi_Y=5$ は、ある任意の部材が $\phi_{max}/\phi_Y=5$ を満足することで、ここに示すような最大加速度を有する入力地震動を許容できることとなる。この図より、構造形式及び固有周期によらず修正必要強度スペクトルを考慮することで、かなりの入力強度を許容することが可能であることが分かる。SDOF と比較を行うと、 $\phi_{max}/\phi_Y=1$ の場合にはほぼ同様の値を示し、 $\phi_{max}/\phi_Y=5$ の場合に関しては固有周期によらず MDOF に対する入力強度が全体的に大きく現れている。これは、MDOF のある部材が非線形領域に入るとモーメントの再配分が生じ、一気に降伏が進まないことが要因として考えられる。

4.3 入力強度による比較

この節では、目標となる非線形特性を満足した場合における入力強度、つまり、 $\phi_{max}/\phi_Y=5$ に対する入力強度を $\phi_{max}/\phi_Y=1$ に対する比を用いて比較を行う。SDOF に関しても同様に、 $\mu=1$ と $\mu=5$ の比を用いている。本研究で用いた 3 つの地震波に対する結果を Fig.16、Fig.17 及び Fig.18 にそれぞれ示す。図には、基礎固定とした場合 (図中：FIX Model)、地盤が線形域にあるとして杭基礎を考慮したモデル (図中：SSI

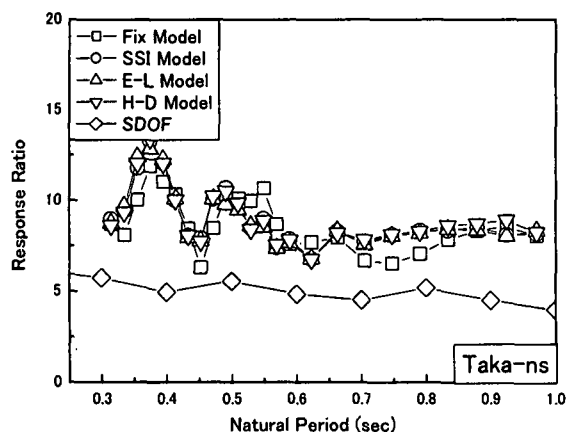


Fig.17 入力強度による比較
(入力地震波: Taka-ns)

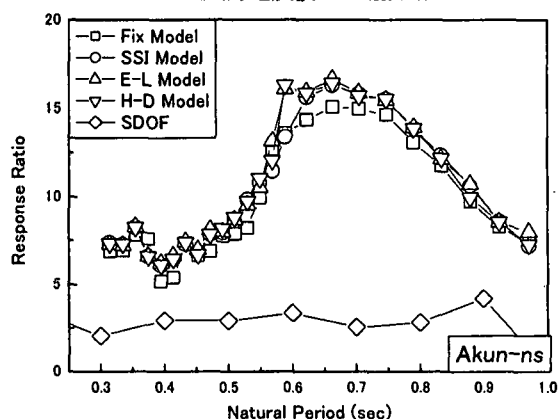


Fig.18 入力強度による比較
(入力地震波: Akun-ns)

Table.2 地震後の機能保持限界

記号	損傷内容及び復旧期間	橋脚限界値 δ_R/h
As	崩壊と見なされる程度の損傷 撤去・建替えが必要(崩壊)	1/100 以上
A	崩壊はしていないが機能を失う 復旧には2ヵ月以上を要する(大損傷)	1/100
B	最低限の機能を維持している程度 復旧には2週間～2ヶ月必要(中損傷)	1/150
C	補修しながら普通車両が通行可能 数日内の補修で復旧可能(小損傷)	1/300
D	目視点検後、すぐに通行可能 損傷がほとんど無い(無損傷)	1/1000

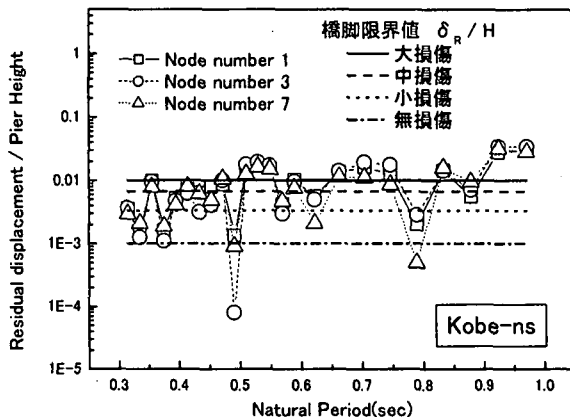


Fig.19 残留変位スペクトル
(入力地震波: Kobe-ns)

Model)、地盤の非線形性も考慮した E-L Model 及び H-D Model の比較を示している。Kobe-ns に関してみると、SDOF における応答倍率は約 5～10 程度を示している。固有周期 0.90 秒付近では同様の値となっているが、MDOF の応答倍率は約 7～15 程度とかなり大きな応答倍率を示している。これらのことから、構造物全体系で非線形特性の評価が可能となるため、全体としては SDOF よりも大きな値を示していることが分かる。また、Taka-ns に関してみると、SDOF における応答倍率は約 5 程度を示しており、MDOF の応答倍率は約 5～12 程度の応答倍率を示している。Kobe-ns に比べ応答倍率の値は小さいが、この場合においても SDOF よりも大きな入力強度の許容が可能である結果が得られた。一方、Akun-ns に関しては、SDOF における応答倍率は約 2.5 程度を示しているのに対し、MDOF の応答倍率は約 5～15 程度の応答倍率を示している。これらのことから、構造物全体系で非線形特性の評価が可能となるため、全体としては SDOF よりも大きな値を示していることが分かる。

つまり、SDOF に関して必要強度スペクトルを考慮した場合に対して入力地震動の評価を行う際に、全体において安全側の評価をしていることになり、構造物

の変形性能を十分に評価できないことがあると思われる、この評価については今後検討する必要があると思われる。

以上のことから、入力地震動の振動特性によって構造物の許容でき得る入力強度は全く異なるものになるので、その地域に発生する地震動の振動特性を明確にしておく必要があると思われる。

4.4 地震後の機能保持に対する評価^{1),2),9)}

ここでは、目標となる非線形特性を満足した場合において、残留変位を橋脚高さで除した橋脚限界値を用いて地震後の機能保持に対する評価を行う。また、地震後の機能保持に関係する橋脚限界値の値は Table. 2 に示す値に設定している。Fig. 19、Fig. 20 及び Fig. 21 には、E-L Model に対する残留変位スペクトルを、それぞれの入力地震波に対して示したものである。また図には、損傷度の目安として Table. 2 に示す橋脚限界値の値も示してある。これらの図より、ある部材が目標となる非線形特性を満足した場合においても、橋脚限界値を見ると構造物が崩壊している場合も見られ、必要強度スペクトルのみの評価では、不十分であると考えられる。また、ある降伏強度を有する部材を用いた場合においても、構造物の固有周期によっては地震

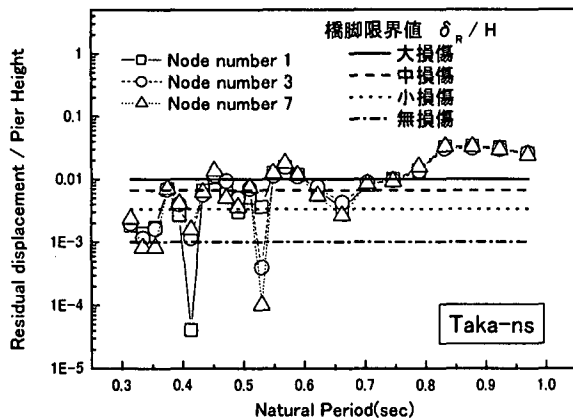


Fig.20 残留変位スペクトル
(入力地震波: Taka-ns)

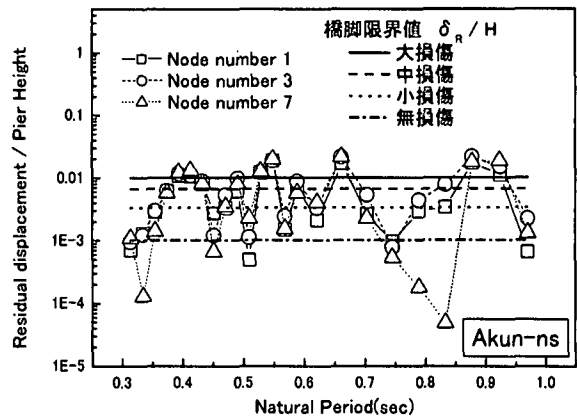


Fig.21 残留変位スペクトル
(入力地震波: Akun-ns)

後の機能は全く異なるものになることが分かる。以上のことから、対象となる構造物の固有周期と入力地震動の振動特性の関係を明確にしておく必要がある。

5. あとがき

今回の解析において、多自由度振動系に対して非線形地震応答解析を行い、地震時挙動を明確にするために必要強度スペクトルの適用性を考慮した場合の検討を行った。解析結果を要約すると以下ようになる。

- (1) 多自由度系においては、構造物全体系で非線形特性を評価することになるために 1 自由度振動系を用いた場合よりも、全体として大きな入力強度を許容することが可能であることが分かる。このため 1 自由度振動系に関する必要強度スペクトルの値を多自由度振動系の性能評価に適用するためには、さらに検討を行う必要がある。
- (2) 多自由度振動系においては部材の非線形特性が互いの部材に影響を及ぼし合い複雑な挙動を示すと考えられる。多自由度系構造物においては、ある部材の塑性化が進行し上限に達しても構造物全体系としては断面力の再配分が生じ、他の部材の塑性化が進行する。このため修正必要強度スペクトルを用いると SDOF による入力の評価は、全体として安全側の値を与えていることが分かる。
- (3) 修正必要強度スペクトルを用いて目標となる非線形特性を満足した場合においても、橋脚限界値から判断すると崩壊している結果も得られた。このことから、地震後の機能保持を満足しているかどうか判断を行うために、残留変位スペクトルを示しておく

ことが重要であると思われる。

謝辞：この研究を行うにあたり、米盛誠心育成会より研究助成を賜りましたことに謝意を表します。

参考文献

- 1) 宇佐美勉、織田博孝：研究展望「鋼構造物の耐震解析法及び耐震照査法に関する展望」土木学会論文集 No.668/I-54、1-16、2001.1
- 2) 家村浩和：技術展望「極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方—耐震設計から先端技術を応答した免震・制震設計へ—」、土木学会論文集 No.623/VI-43、1-8、1999.6
- 3) H.Iemura et al: 「Ductility strength demand for near filed earthquake ground motion」、Structural safety and Probability、pp.1705~1708、1998
- 4) 土岐憲三、清野純史、石崎浩、小野祐輔：「地盤と構造物の相互作用を考慮した必要強度スペクトル」、第 10 回日本地震工学シンポジウム 論文集 第 2 分冊 pp.1861~1866、1998
- 5) 土岐憲三、清野純史、小野祐輔：「地盤—構造物系の相互作用を考慮した必要強度スペクトルに関する研究」、第 54 回年次学術講演会講演概要集 第 1 部(B)、pp.824~825、1999
- 6) 山下典彦、原田隆典：「基礎—地盤—構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究」、構造工学論文集 Vol.47A、pp.591~598、2001
- 7) 石原哲哉、三浦房紀：「構造物—杭—地盤系の相互作用解析における 3 次元解析と 2 次元解析との比較」、土木学会論文集 No.501/I-29、pp.123~131、1994
- 8) 木村至伸、河野健二：「非線形性を有する地盤—構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究」、構造工学論文集 Vol.47A、pp.599~606、2001
- 9) 川島一彦、星隈順一、長尾和宏：「残留変位応答スペクトルの提案とその適応」、土木学会論文集 No.501/I-29、pp.183~192、1994.10