

塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響

The effect of second stiffness of plastic region on demand spectra of yielding strength and ductility factor

三上 卓*, 家村浩和**

Taku MIKAMI, Hirokazu IEMURA

* 博(工), 独立行政法人土木研究所 研究員, 耐震研究グループ(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

**工博, 京都大学教授, 工学研究科土木システム工学専攻(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

Performance based design concept has recently been adopted as the criteria of various structures. To realize the concept, relation between structure damage and performance objectives has to be quantitatively discussed. It is an effective parameter that the second stiffness of plastic region in hysteretic model on seismic performance. In this paper, the damage index of inelastic structures is employed as a measure of seismic performance objectives. With numerical simulation of inelastic seismic response, demand spectra of yielding strength and ductility factor to satisfy the required seismic performance are presented. It is found that much lower yielding strength can satisfy the required performance objectives, if bilinear restoring force has higher second stiffness which reduces inelastic displacement response and also residual plastic displacement.

Key Words: performance based design, second stiffness, demand spectra, damage index

キーワード: 性能照査型設計, 二次剛性, 必要スペクトル, 損傷度指標

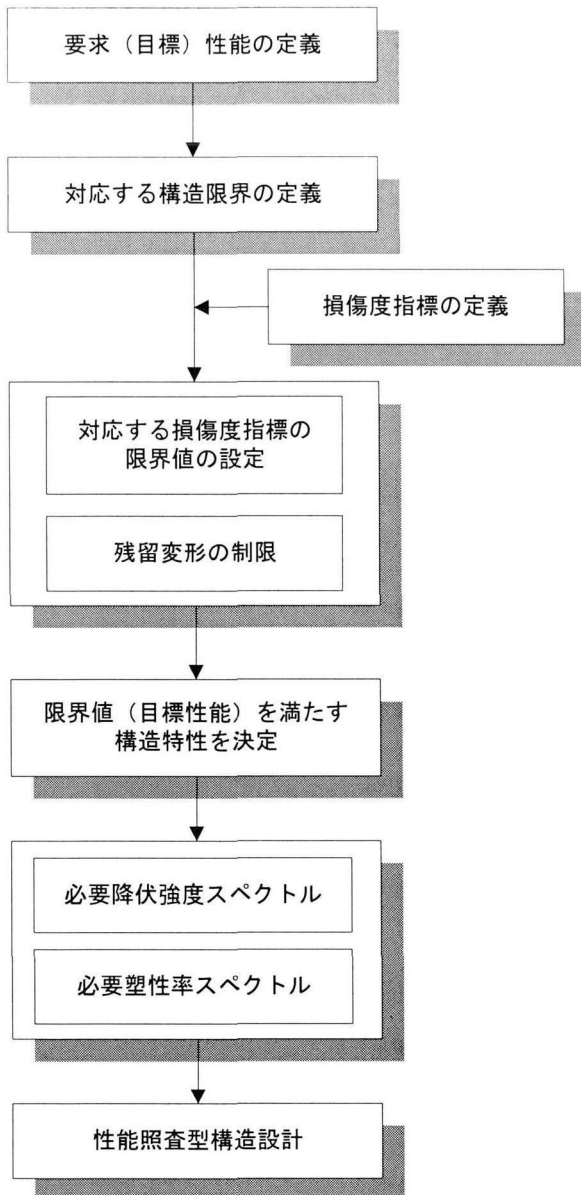
1. はじめに

兵庫県南部地震は直下で発生した地震で、震度Ⅶ地域に存在する道路や鉄道などの社会基盤施設は、甚大な被害を受けた。従来の耐震設計手法で設計しようとすると、短周期構造物では、許容塑性変形性能を $\mu=8$ 程度と仮定しても約0.4gの弾性強度が必要となる。道路や鉄道などの社会基盤施設は、大地震後、それらの重要度によって、機能の完全保持、機能保持ならびに短時間で修復可能などといった耐震性能が強く要求されている。大きな塑性変形性能に期待すると、地震後の残留変形が大きく、修復が不可能になる可能性が高い。一方で、最近、各種構造物の設計基準等において採用され始めている性能照査型設計では、構造物に対する要求性能と、それを具体的に実現するための目標性能指標の明確な規定が求められている¹⁾。

現行の道路橋示方書 V 耐震設計編²⁾では、L2 地震動に対する保有耐力の照査の過程において、2つの仮定を用いている。ひとつは、鉄筋コンクリート橋脚の復元力特性を降伏後の二次剛性比が0である完全弾塑性型にモデル化していることである。もうひとつは、弾塑性復元力特性を有する1質点系構造物が地震動を受けた場合には、弾塑性応答と弾性応答の両者のポテンシャルエネルギーがほぼ同量となるという近似的な考え方に基づく、

エネルギー一定則を用いていることである。後者については、既に、動的な応答値と近似的手法の差について、様々な研究がなされている。そこで、著者らは、前者の二次剛性比に着目した³⁾。一般的に鉄筋コンクリート橋脚の二次剛性比は0とみなすことができる。しかし、家村らはアンボンド芯材を活用して、容易にRC構造物の塑性域における荷重-変位関係に正の二次剛性を付与することができる構造物を提案している^{4),5)}。そして、アンボンド芯材を用いて二次剛性を付加すれば、降伏耐力を低減することができ、最大変位が小さくなり、残留変位も小さくなることが確認されている。よって、二次剛性比が0である鉄筋コンクリート橋脚よりもより合理的な耐震性を確保できるものという結果を得ている。

著者らは、地震時の構造物の損傷度を数値的に表現する損傷度指標を用いた『性能評価を基盤にした設計体系の流れ』を提案した⁶⁾。その中で最も重要な損傷度指標に対して、入力地震動や構造パラメータがどのような影響を及ぼすかを検討した。さらに、性能照査型設計に用いる目標性能を、損傷度指標を用いて表現し、構造物の目標性能に対応する損傷度指標の目標値を設定した。そして、その目標値を満たす降伏強度や最大変位(塑性率)といった構造特性を一自由度系弾塑性応答解析により算定し、目標性能に対応する損傷度指標の目標値に応じた必要降伏強度・応答塑性率のスペクトルの作成を行い、



図－１ 性能評価を基盤にした設計体系の流れ

性能照査型設計法の目標性能指標としての損傷度指標の有効性を検討した。その結果、損傷度指標という地震時の構造物の損傷度を定量的に表すことのできる指標を用いることにより、目標性能指標を満足するための必要降伏強度と塑性率のスペクトルの提案を行うことができ、損傷度指標が性能照査型設計法の目標性能指標として有効であることが確認された。

本論文では、一自由度系構造物の二次剛性比の変化が、性能照査型耐震設計法における、目標性能に対応する損傷度指標の目標値に応じた必要降伏強度・応答塑性率のスペクトルに及ぼす影響を、弾塑性応答解析により検討する。二次剛性比を変化させる際、エネルギー一定則に基づく場合（塑性率一定）、目標性能を満たす場合の二通りについて検討する。

2. 損傷度指標を用いた性能照査型設計法

2.1 損傷度指標を用いた性能照査型設計法

著者らは、図－１のような、性能評価を基盤にした設計体系の流れを提案した⁷⁾。始めに、地震による構造物の要求性能を定義し、それに対応する構造限界を定義する。これらの定義は、道路橋示方書¹⁾や鉄道構造物等設計基準⁸⁾で、既に定義されている。一方で、地震による構造物全体の損傷程度を数値的に表現している損傷度指標を定義し、先に定義した構造限界に対応する損傷度指標の限界値を設定する。さらに、残留変形の制限も設定する。そして、一自由度系の弾塑性応答解析により、限界値（目標性能）を満たす構造特性を決定する。ここでの構造特性とは、必要強度および必要塑性率である。得られた構造特性を用いることにより、損傷度指標を用いた性能照査型設計を行うことができる。

2.2 損傷度指標の定義

図－１に示した設計体系の流れでキーポイントとなるのが、損傷度指標である。本論文では、既往の研究^{6),7)}を参考に、式(1)の損傷度指標 DI ⁹⁾を用いた。この損傷度指標は、ParkとAng¹⁰⁾により開発され、Kunnathら¹¹⁾により構造物が弾性挙動をしてしているときには $DI < 0$ となるように、修正された指標である。

$$DI = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} + \frac{\beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \quad (1)$$

ここで、 μ_d 、 μ_u 、 μ_h はそれぞれ応答塑性率、終局変位靱性率、エネルギー靱性率であり、式(2)～式(4)で定義される。また、式(1)の β は部材の断面特性等に依存した正の係数であり、広範な値を持ち、定かではないが、ここでは、その中央値 $\beta = 0.15$ とした¹²⁾。

$$\mu_d = \delta_{\max} / \delta_y \quad (2)$$

$$\mu_u = \delta_u / \delta_y \quad (3)$$

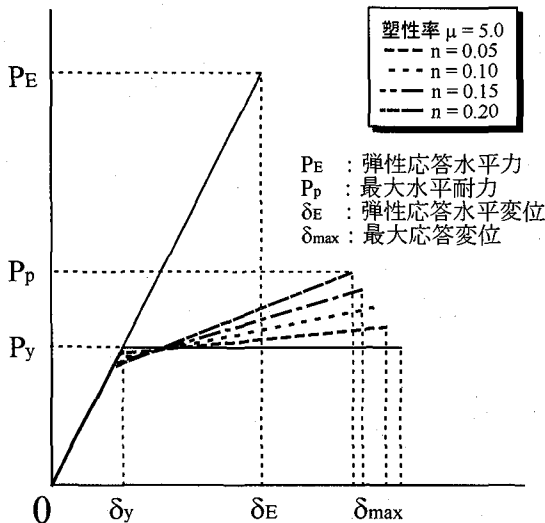
$$\mu_h = E_h / (P_y \cdot \delta_y) \quad (4)$$

ここで、 $\delta_{\max}$ 、 δ_y 、 δ_u は、それぞれ、最大変位、降伏変位、終局変位であり、 E_h および P_y は、それぞれ、履歴吸収エネルギーおよび降伏強度である（図－２参照）。

なお、式(1)の損傷度指標 DI の値と構造物の損傷状態および構造物の被害の外観はSinghalとKiremidjian¹³⁾やGhobarahら^{9),14)}によって、実在する鉄筋コンクリート構造物の地震後の被害状況を測定して、表－１のように提案されている。本論文では、損傷度指標の値とRC構造物の損傷状態を表す一例として、表－１の関係を採用することとした。ここで、損傷度指標の値 $DI = 0.36$ は、損傷状態が修復可能と修復不可能の境界にある状態、すなわち、修復可能限界を表す。同様に、 $DI = 0.6$ は、修復不可能と崩壊の境界であり、 $DI > 0.6$ で崩壊となることを表す。

表－１ 損傷状態と損傷度指標の関係

損傷状態	損傷度指標の値	構造物の外観
無損傷		ひびわれなし
使用可能	0.08	中程度のひびわれ
修復可能	0.18	かぶりコンクリートの剥離
修復不可能	0.36	軸方向鉄筋の座屈
崩壊	0.60	せん断耐力・軸耐力の損失



図－２ 二次剛性比と履歴特性の関係

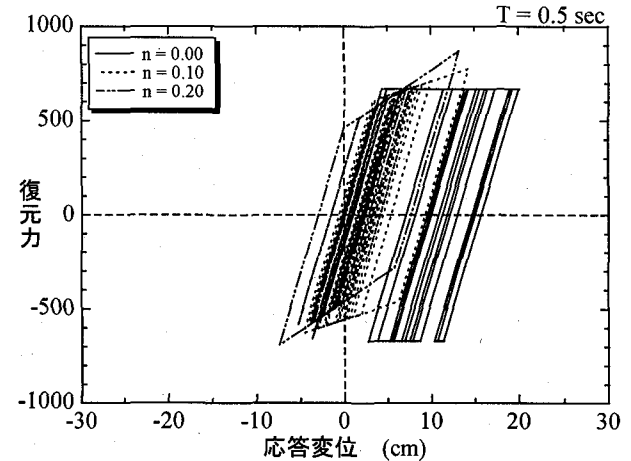
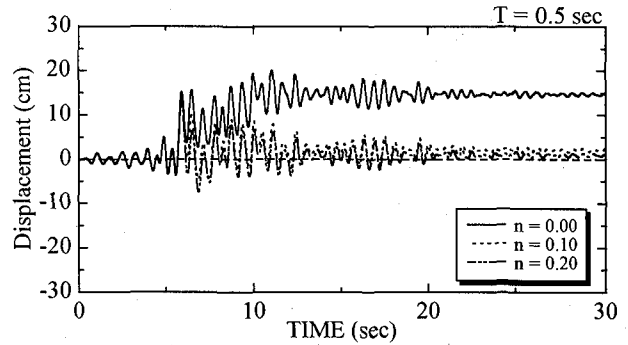
3. 二次剛性が地震応答に及ぼす影響

3.1 二次剛性比の変化に伴う履歴曲線

本論文では、二次剛性比の影響を検討する際の履歴曲線を、エネルギー一定則を用いて、次のように定義した。塑性率 μ を一定として、エネルギー一定則を用いて、 P_y/P_E を、二次剛性比 n 、塑性率 $\mu(=\delta_{max}/\delta_y)$ を用いて表すと、式(5)のようになる。

$$\frac{P_y}{P_E} = \frac{1}{\sqrt{n \cdot (\mu - 1)^2 + (2 \cdot \mu - 1)}} \quad (5)$$

なお、 P_E は、この関係を $n=0.05 \sim 0.20$ 、 $\mu=5$ として図化すると、図－２となる。図より、二次剛性比 n が大きくなると、最大耐力が降伏耐力より大きくなり、降伏耐力が低減される。さらに、残留変位も小さくなることも確認されている⁵⁾。例えば、二次剛性比 $n=0.10$ とすると、降伏耐力 P_y が $n=0.00$ の降伏耐力の92%程度になり、最大変位も減少しており、構造物に塑性域の剛性を付加すれば、従来の完全弾塑性型の復元力特性を有する構造物に比べて、降伏耐力および最大変位の低減といった耐震設計上有利な効果が期待できる。さらに、残留変位が減少する結果、地震後の修復もより容易となる。解析では、式(5)より求まる P_y と n の組み合わせを用いることとした。



図－３ 二次剛性比が時刻歴変位応答と履歴曲線に及ぼす影響

3.2 解析方法

性能照査型設計における二次剛性比の影響を検討するために、まず始めに、二次剛性比が一自由度系時刻歴応答解析の解析結果に及ぼす影響について検討した。ここでは、復元力特性モデルには、最も一般的なBilinear型モデルを、入力地震動には、兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分を用い、減衰比 $h=0.05$ とした。

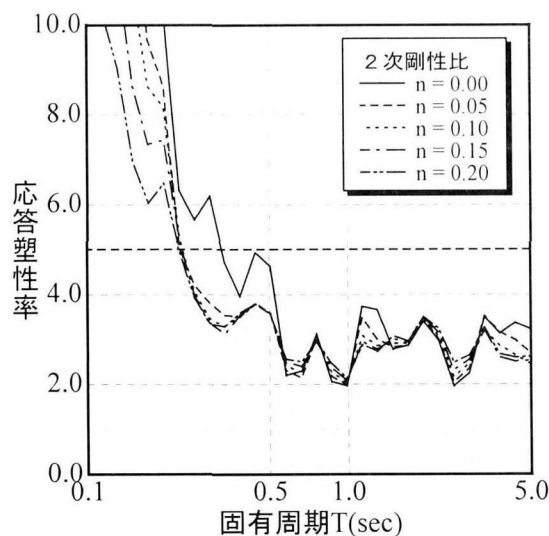
3.3 解析結果

(1) 変位波形と復元力－変位関係

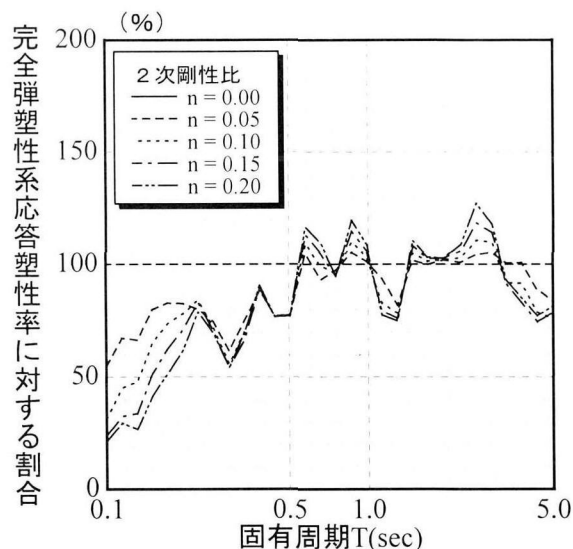
図－３は、弾性固有周期 $T=0.5\text{sec}$ の場合の変位波形と復元力－変位関係である。 $T=0.5\text{sec}$ では、二次剛性比 n の増大に伴い、降伏耐力と最大変位、残留変位がかなり低減されていることが確認できる。また、履歴曲線全体については、二次剛性比 n の増加に伴い、安定した履歴曲線を描いていることがよくわかる。

(2) 応答塑性率

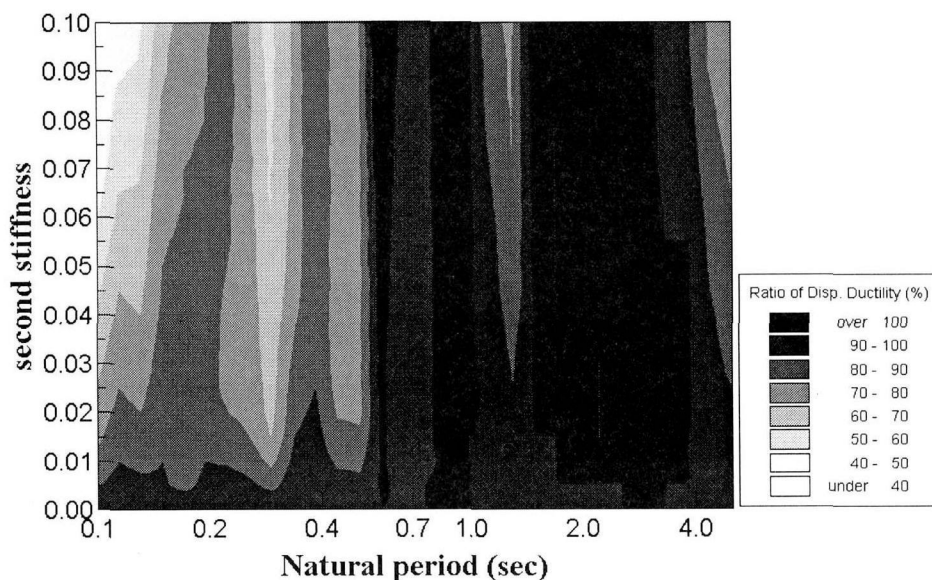
図－４は、二次剛性比 n を $0.00 \sim 0.20$ に変化させた応答塑性率スペクトルである。また、図－５は、図－４の完全弾塑性系($n=0.00$)の応答塑性率に対する割合である。図より、二次剛性比 n の増加に伴い、応答塑性率が小さくなっていることがわかる。その効果は、二次剛性比 $n=0.05$ とするだけで、かなりの効果があり、その傾向は $T < 0.5\text{sec}$ で顕著になっている。そこで、二次剛性の付加が



図－４ 二次剛性比が応答塑性率に及ぼす影響



図－５ 完全弾塑性系の応答塑性率に対する割合



図－６ 完全弾塑性系の応答塑性率に対する割合 ($n=0.00\sim0.10$)

有利に働く固有周期と二次剛性比の関係を導くために、 $n=0.00\sim0.10$ に関して、完全弾塑性系の応答塑性率に対する割合(%)をコンター図として図－６に示した。図より、二次剛性の付加は、 $T<0.6\text{sec}$ の場合にかなり有利に働いている。さらに、二次剛性比が $n=0.01\sim0.03$ 程度でかなりの低減効果を発揮していることから、 $T<0.6\text{sec}$ の短周期域では、 $n=0.02$ 程度の二次剛性を付加することで、応答塑性率を低減させる効果が十分に発揮され则认为られる。

(3) 残留変位塑性率

図－７は、二次剛性比 n を $0.00\sim0.20$ に変化させた残留変位塑性率スペクトルである。ここでは、参考文献 16) を参考に、残留変位 δ_R を降伏変位 δ_y で正規化した値である残留変位塑性率 μ_R を用いることとした。また、図－８は、図－７の完全弾塑性系 ($n=0.00$) の残留変位塑性率に

対する割合である。これらの図より、二次剛性比 n が大きくなるにつれ、残留変位塑性率が小さくなり、ほとんどの周期で低減効果が顕著に表れている。中でも、 $T<1.0\text{sec}$ ではかなりの効果がみられる。(3)と同様に、完全弾塑性系の応答塑性率に対する割合をコンター図として図－９に示した。図より、 $T=1.0\text{sec}$ および $T=3.0\text{sec}$ 付近以外の固有周期では、二次剛性の付加による残留変位塑性率の低減効果がかなり大きく、特に、 $T<0.9\text{sec}$ では、 $n=0.01$ 程度の二次剛性を付加することで、残留変位塑性率を低減させる効果が十分に発揮され则认为られる。これは、現在の道路橋示方書における地震時保有水平耐力法で、残留変位が照査項目に含まれていることを考えると、耐震設計上、かなり重要な効果と考えられる。

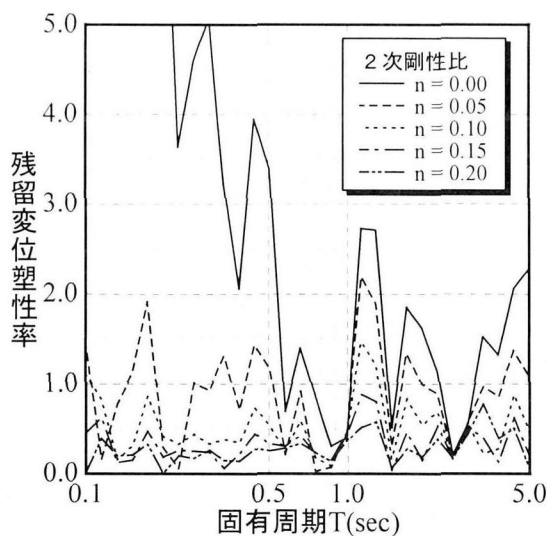


図-7 二次剛性比が残留変位塑性率に及ぼす影響

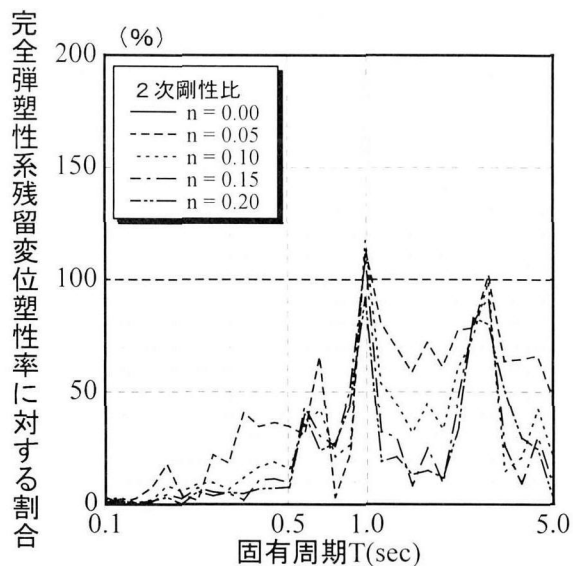


図-8 完全弾塑性系の残留変位塑性率に対する割合

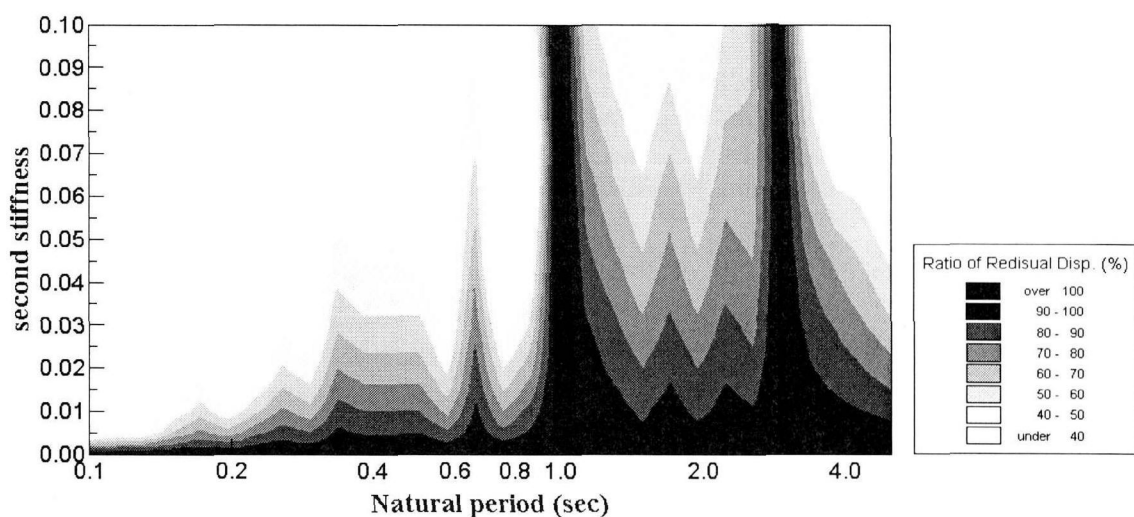


図-9 完全弾塑性系の残留変位塑性率に対する割合 (n=0.00~0.10)

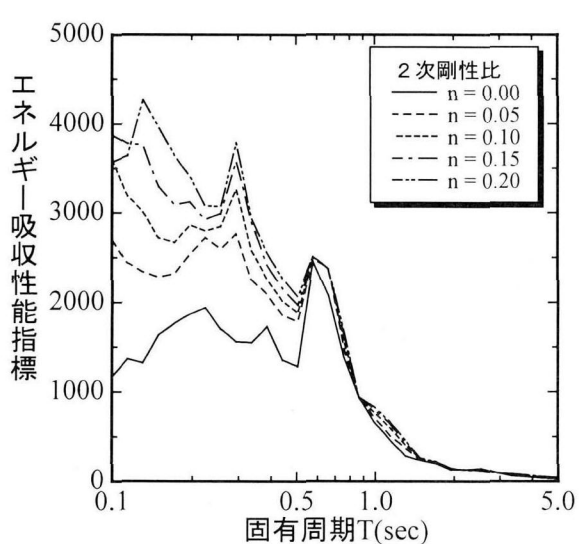


図-10 二次剛性比がエネルギー吸収性能指標に及ぼす影響

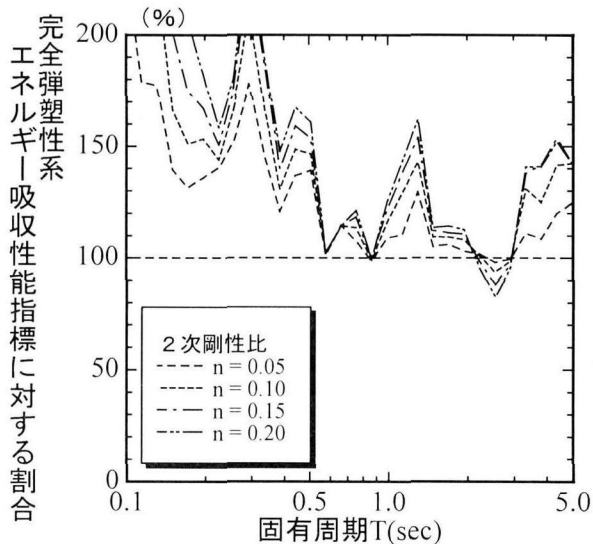


図-11 完全弾塑性系のエネルギー吸収性能指標に及ぼす影響

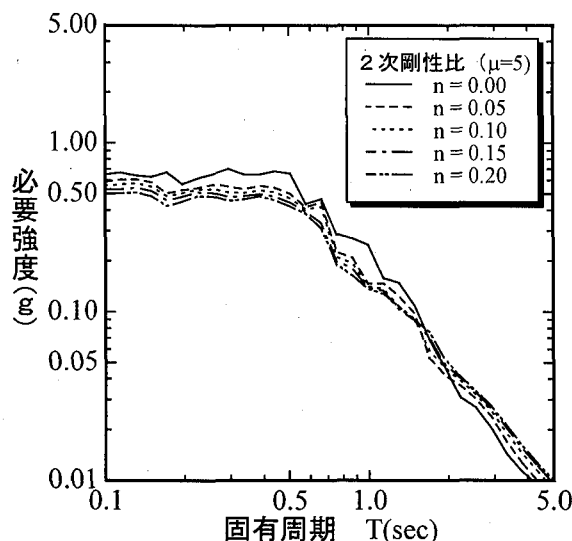


図-12 二次剛性比が必要強度に及ぼす影響

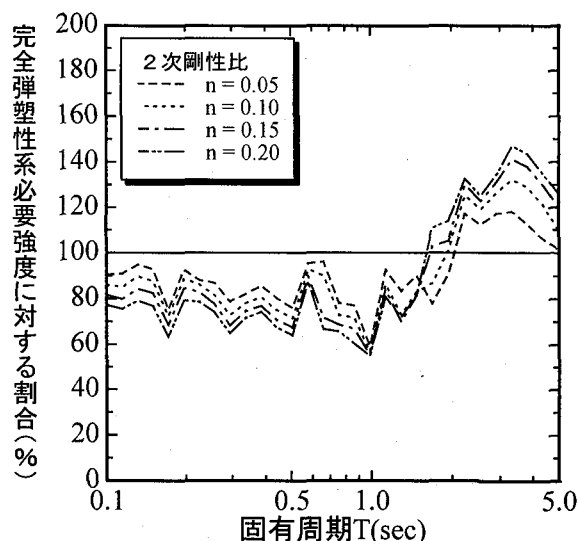


図-13 完全弾塑性系の必要強度に及ぼす影響

(4) エネルギー吸収性能指標

ここで、耐震性能を表す指標として、履歴吸収エネルギー E_h (cm^2/sec^2) と最大変位 $\delta_{\max}$ (cm) を用いた式(6)の指標を定義する。

$$I = \frac{E_h}{\delta_{\max}} \quad (6)$$

この指標 I (cm/sec^2) は、2.2 で定義した損傷度指標と異なり、履歴吸収エネルギーを地震時の損傷ではなく、エネルギー吸収能と考え、エネルギー吸収能が大きく、最大変位が小さい構造物が耐震性能に優れているとみなすことができる指標である。図-10 に、二次剛性比 n を変化させたときのエネルギー吸収性能指標を示す。また、図-11 に、完全弾塑性系のエネルギー吸収性能指標に対する割合も示す。この図より、特に、 $T < 0.6 \text{ sec}$ で二次剛性比 n を大きくするほど、本論文で定義したエネルギー吸収性能指標が大きくなっており、二次剛性比が格段に効果があると考えられる。

(5) 必要強度スペクトル¹⁾

図-12 は、二次剛性比 n を $n = 0.00 \sim 0.20$ に変化させた必要強度スペクトル ($\mu=5, h=0.05$) を示す。また、図-13 には完全弾塑性系の必要強度 P_y に対する各二次剛性比の必要強度 P_y の割合を示す。これらの図より、 $T < 2.0 \text{ sec}$ で二次剛性比 n を大きくするほど、必要強度が小さくなっていることがわかる。その割合は、 $n=0.10$ の場合、70%～80%であり、10%の二次剛性を付加することにより、必要強度が80%程度に低減できるということである。逆に、想定されている地震動より大きな地震動が作用した場合でも、20%程度の余裕を見込めると考えられる。

4. 目標損傷度指標を満足する構造特性

4.1 損傷度指標と耐震性能

図-1 で提案した性能照査型設計法を実現する上で問題となってくるのが、要求性能、要求性能の数値目標としての目標性能（限界値）とその照査方法（性能評価）である。耐震に関わる要求性能は、中小規模の地震動に対しては補修が必要となるような損傷が発生しないこと、および大規模地震動に対しては崩壊しないことが基本になる（土木学会第二次提言）。これに対する目標性能は、想定地震動に応じて次の3段階に設定することができる⁸⁾。①耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない(L1地震動)。②耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる(L2地震動)。③耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体が崩壊しない(L2地震動)。これら耐震要求性能と表-1の関係を対応させ、図-1の「対応する構造限界の定義」として、それぞれの限界を、耐震性能Ⅰを弾性限界、耐震性能Ⅱを修復可能限界、耐震性能Ⅲを崩壊と考え、対応する損傷度指標 DI の限界値と耐震性能の関係を表-2のように設定した。ここで、耐震性能Ⅰにおける

表-2 耐震性能に対応する損傷度の限界値

	想定地震動	
	L1地震動	L2地震動
耐震性能Ⅰ	0.00	
耐震性能Ⅱ		0.36
耐震性能Ⅲ		0.60

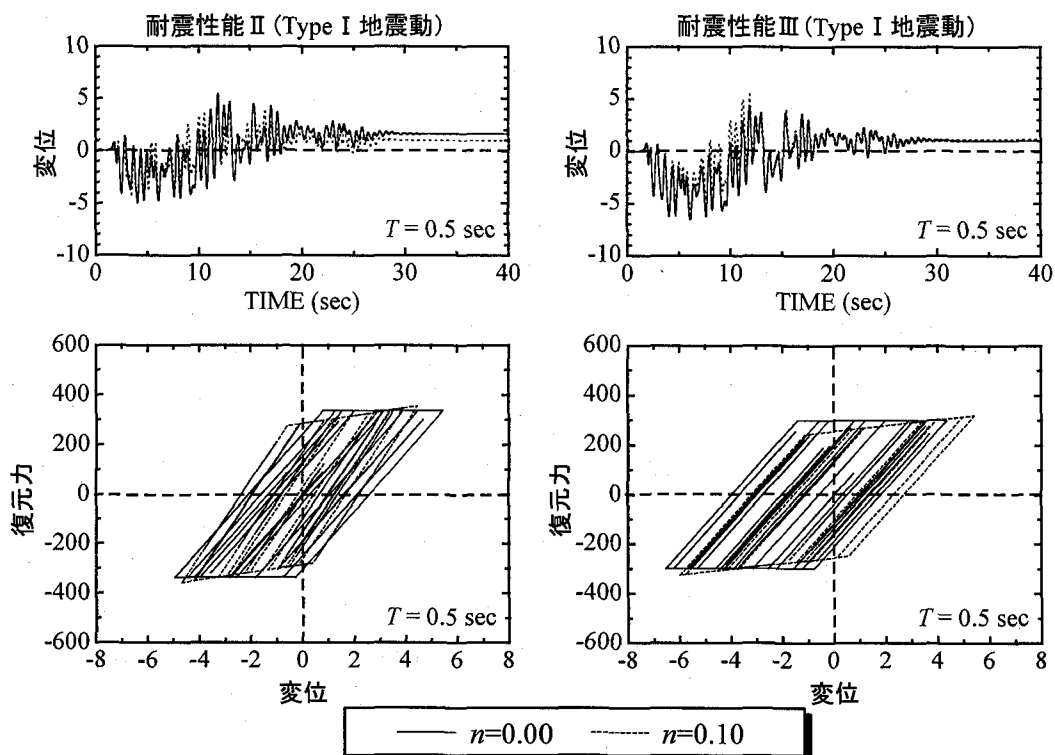


図-14 耐震性能Ⅱ・Ⅲを満足する時刻歴応答変位と履歴曲線 (Type I 地震動, $T=0.5\text{sec}$)

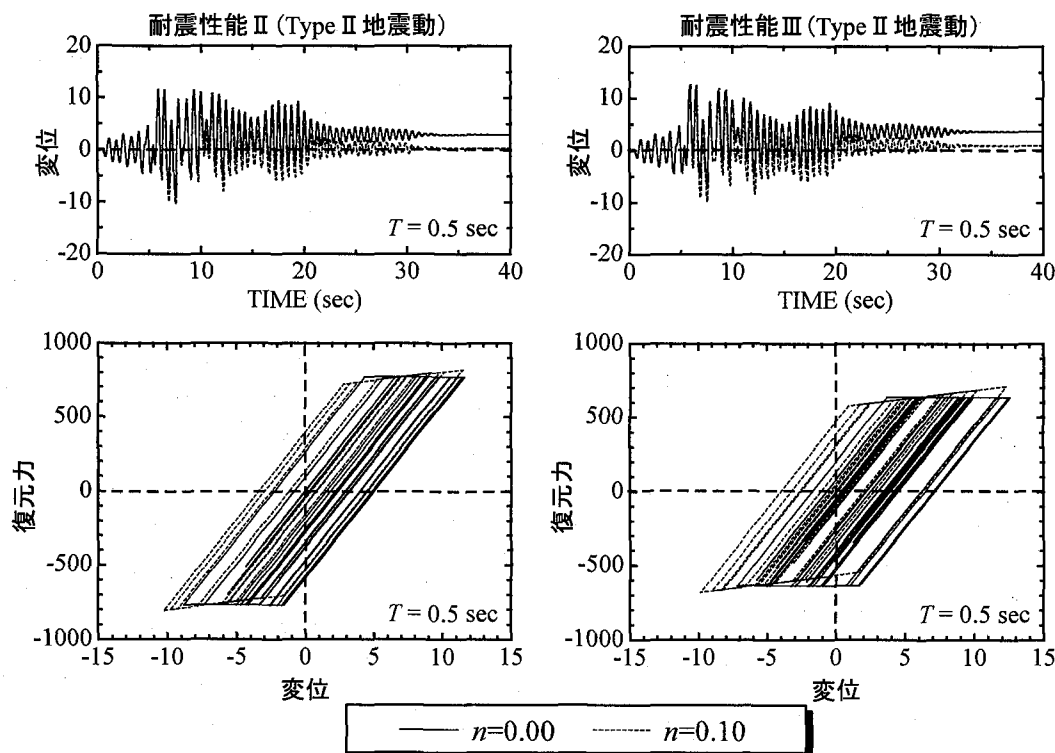


図-15 耐震性能Ⅱ・Ⅲを満足する時刻歴応答変位と履歴曲線 (Type II 地震動, $T=0.5\text{sec}$)

損傷度指標の目標値を $DI=0.00$ としたのは、震後の機能保持という観点から、残留変位を生じてはならないと考え、あくまで完全弾性範囲内に構造物の挙動を抑えるためである。

4.2 解析手法

本論文では、最も一般的なBilinear型復元力特性を有する一自由度系モデルに対する弾塑性時刻歴応答解析を行った。その際、減衰比 $h=0.05$ 、終局変位靱性率 $\mu_u=7$

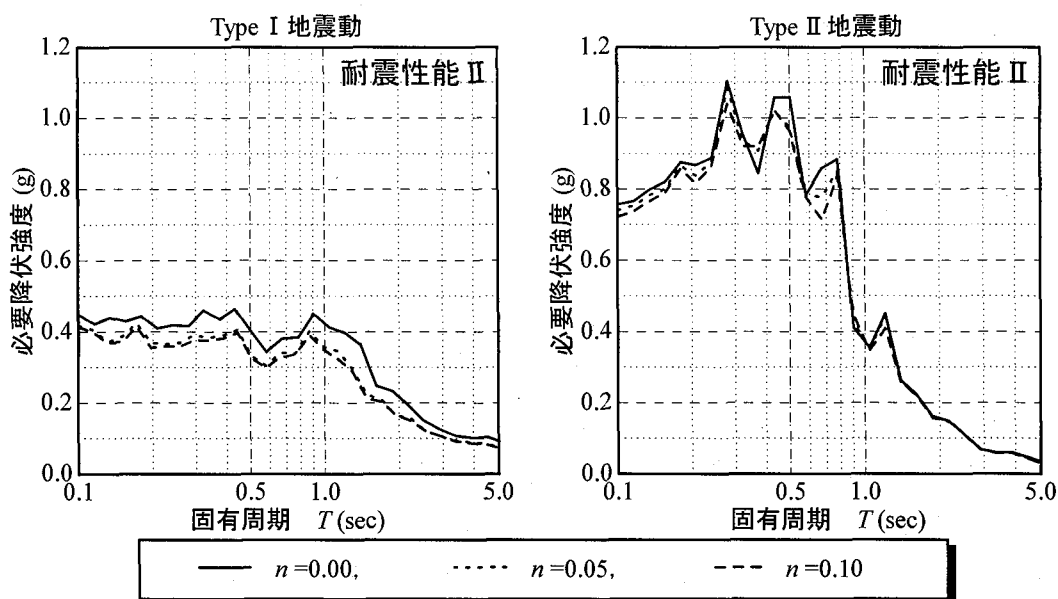


図-16 損傷度指標の限界値を満たす必要降伏強度スペクトル（耐震性能Ⅱ）

（許容塑性率 $\mu_a=5$ ）とし、固有周期 T は0.1～5.0秒の範囲を対数軸上に29等分した30通りの値を用いた。入力地震動は、地盤条件をⅠ種地盤と想定し、L1地震動として時刻歴応答解析用標準波形Ⅰ（ $A_{max}=102\text{gal}$ ）、L2地震動のTypeⅠ地震動として宮城県沖地震・開北橋記録LG成分（ $A_{max}=319\text{gal}$ ）、TypeⅡ地震動として兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録NS成分（ $A_{max}=812\text{gal}$ ）を用いた。時刻歴応答解析が終了後、式(1)の損傷度指標 DI を算定し、 DI が目標値と異なっている場合には、降伏強度を変化させ、 DI が目標値となるように解析を繰り返すこととした。そして、それらの解析に関して、二次剛性比 n を0.00～0.20に変化させ、 n の影響を検討することにした。

4.3 解析結果

(1) 時刻歴応答変位と履歴曲線

図-14は、TypeⅠ地震動に対する構造物の耐震性能ⅡおよびⅢ、すなわち、損傷度指標の目標値 $DI=0.36$ および0.60を満たす $T=0.5\text{sec}$ の時刻歴応答変位と復元力-変位関係である。耐震性能ⅡとⅢを比較すると、耐震性能Ⅲの方が最大変位が大きくなり、降伏強度が小さくなっている。これは、耐震性能Ⅱの方が要求性能が高いことを考えれば、妥当な結果である。ここで、二次剛性比 n の違いによる影響を見てみると、完全弾塑性系よりも、 $n=0.10$ の方が降伏強度が低減されるとともに履歴曲線が安定し、残留変位が減少している。図-15に、TypeⅡ地震動の解析結果を示したが、ここでも、TypeⅠ地震動の結果と同様の傾向がみられ、TypeⅠ地震動の解析結果に比べて、残留変位の減少、履歴曲線の安定が顕著に表れている。

(2) 必要降伏強度スペクトル

図-16は、耐震性能Ⅱに対応する損傷度の限界値 $DI=0.36$ を満たす降伏力のスペクトル、すなわち、必要降伏強度スペクトルの二次剛性比 n の違いによる影響を示した図である。左図は、L2地震動として、開北橋記録（TypeⅠ地震動）を入力した結果であり、右図は、神戸海洋気象台記録（TypeⅡ地震動）を入力した結果である。同図より、 $n=0.00$ 、すなわち、完全弾塑性系では、 $0.1\text{sec}<T<1.0\text{sec}$ で、TypeⅠ地震動に関してはほぼ0.45g程度、TypeⅡ地震動に関しては最大で1.1g程度となっている。ここで、 $n=0.05$ の場合をみると、 $n=0.00$ に比べ、TypeⅠ地震動では10%程度、TypeⅡ地震動でもわずかなではあるが必要降伏強度が低減されている。図-17には、耐震性能Ⅲに対応する解析結果を示しているが、ここでも、二次剛性比 $n=0.05$ の場合、完全弾塑性系に比べて、必要降伏強度が低減されている。すなわち、構造物に対して二次剛性比 n を付加することにより、ある耐震性能を満足するための必要降伏強度が低減できることから、合理的な設計になると考えられる。また、TypeⅠ地震動に関しては、耐震性能Ⅲに対応する構造物を設計する際の必要降伏強度を有する構造物に対して、 $n=0.05$ 程度の二次剛性を付加することにより、降伏強度については耐震性能Ⅱと同様の耐震性が得られるとも考えられる。

(3) 応答塑性率スペクトル

図-18には、応答塑性率、すなわち、最大応答変位を降伏変位で除した値を示した。同図より、完全弾塑性系（ $n=0.00$ ）の場合、耐震性能Ⅱではほぼ $\mu=2$ 程度、耐震性能Ⅲではほぼ $\mu=3$ 程度となっており、耐震性能の違いによる応答塑性率ははっきり表れている。二次剛性比 n の影響については、TypeⅡ地震動に関する結果では、ほと

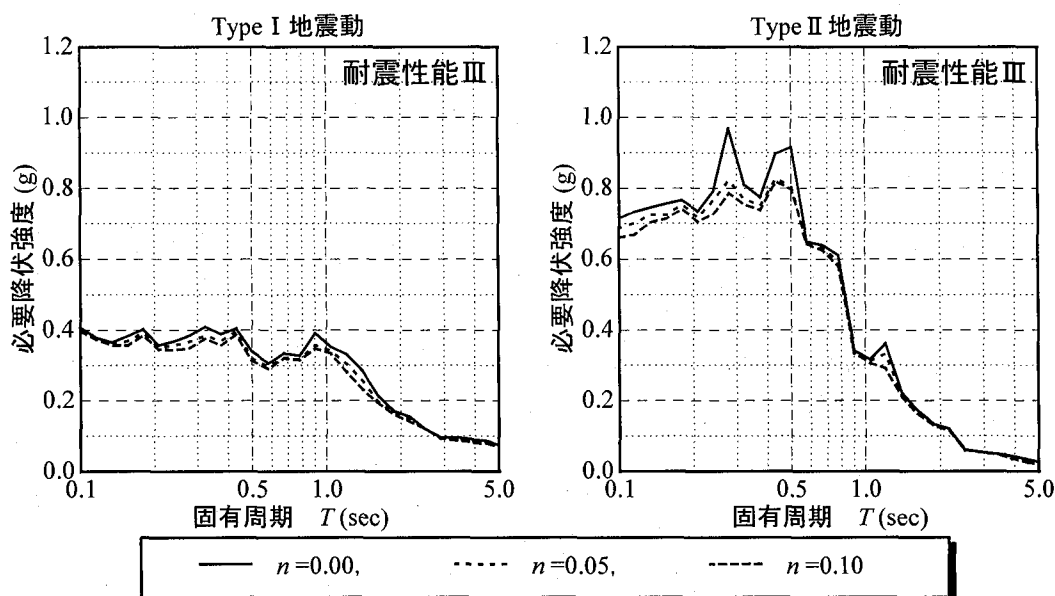


図-17 損傷度指標の限界値を満たす必要降伏強度スペクトル (耐震性能Ⅲ)

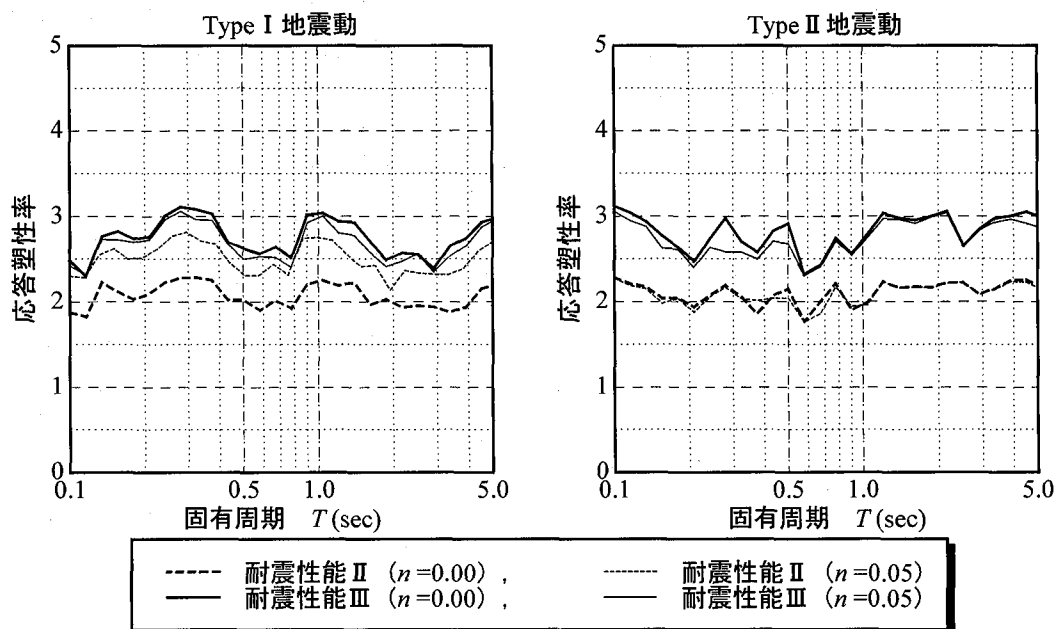


図-18 損傷度指標の限界値を満たす応答塑性率スペクトル

んど影響は見られないが、Type I 地震動の耐震性能Ⅱに対しては、応答塑性率が二次剛性比 $n=0.05$ では $n=0.00$ に比べて20%程度大きくなっているが、これは、前述したように、最大変位は小さくなっているが二次剛性を付加することにより降伏耐力が低減されるとともに、降伏変位が小さくなることから、応答塑性率が大きくなっていると考えられる。しかし、これらの値は道路橋示方書における許容塑性率よりもかなり小さな値になっている。これは、本論文で用いた損傷度指標が履歴吸収エネルギーを考慮していることが影響していると考えられる。さ

らに、これらの応答値は、設定した損傷度指標の目標値によって大きく変化する値であるので、今後検討していく必要があると思われる。しかしながら、ここで示した応答塑性率スペクトルは、先の必要降伏強度スペクトルとともに、目標性能を満足する構造特性として確認された。このようにして、目標性能を満足する必要降伏強度および応答塑性率スペクトルが得られると、図-1に示した性能照査型設計法よって、目標性能を満たす構造物の設計が簡便に行えることになる。今後さらに、損傷度指標と構造物の損傷状態、要求性能と損傷度指標の目標

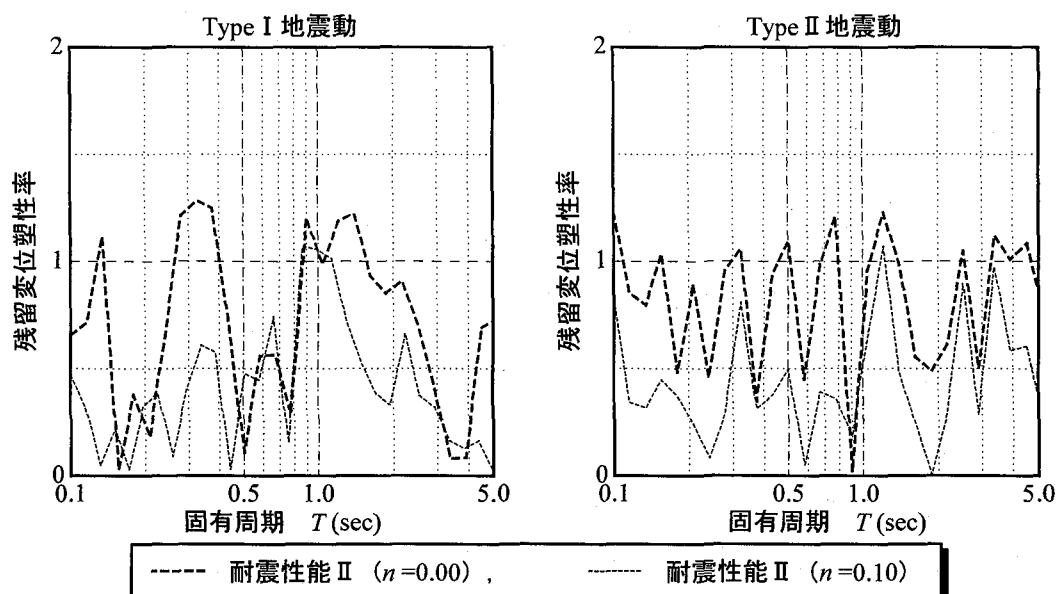


図-19 損傷度指標の限界値を満たす残留変位塑性率スペクトル

値の関係を吟味することにより、より有用な指標となる。

(4) 残留変位塑性率スペクトル

図-19は、耐震性能Ⅱに対応する残留変位塑性率スペクトルを $n=0.00$ (完全弾塑性系) と $n=0.10$ の場合について示したものである。耐震性能Ⅱは、地震後に補修を必要とするが、早期に機能回復できるということから、ここに示す残留変位(塑性率)は目標性能に用いる重要な限界値となる。同図より、ほとんどの周期域で、Type I 地震動および Type II 地震動ともに、最大で残留変位塑性率が 1 の値を示している。二次剛性を考慮した場合 ($n=0.10$) の残留変位塑性率は、完全弾塑性系 ($n=0.00$) に比べ、ほぼ全周期域で小さく、弾性周期によっては 0 に近い値にまで減少している。このことから、二次剛性比は、耐震性能の限界値の一つである残留変位に対して影響が大きく、その影響は耐震性の向上に重要なものである。ただし、弾性周期により、残留変位塑性率がかなり異なっているが、これは入力地震動と弾性周期の関係による影響と考えられるので、現行の道路橋示方書の動的解析に関する規定にあるように、入力地震動 3 波の平均値を用いることにより、ある程度、解消できると思われるが、今後、検討の余地があると考えられる。

5. おわりに

本論文では、塑性域の二次剛性比の変化が一自由度系構造物の耐震性に及ぼす影響を検討することを目的とし、まず、応答塑性率、残留変位塑性率、エネルギー吸収性能指標および必要強度スペクトルに及ぼす影響について検討した。さらに、二次剛性比の耐震性向上に効果的な範囲についても検討した。また、構造物の目標耐震性能に対応する損傷度指標の目標値を設定し、一自由度系弾

塑性応答解析により、その目標値を満たす降伏力や最大変位等の構造特性および残留変位を算定した。その結果から、性能照査型設計法に用いる必要降伏強度・応答塑性率・残留変位塑性率のスペクトルの作成を行い、塑性域の二次剛性比の変化がそれらに与える影響について検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 弾塑性復元力特性の二次剛性比 n を大きくすると、応答塑性率・残留変位塑性率・必要強度が小さくなる。それらの効果は、完全弾塑性系 ($n=0.0$) と比較して、 $n=0.05$ とするだけでかなりの効果があり、その傾向は $T<0.6\text{sec}$ で顕著である。これは、入力地震動が兵庫県南部地震・神戸海洋気象台記録 NS 成分であるため、短周期域では履歴曲線(応答変位波形)が塑性域に達してすぐに、+側に大きく偏っている⁷⁾ことから、二次剛性比を付加することにより履歴曲線が安定し、最大変位が低減されたのが要因であると考えられる。
- 2) 二次剛性比の付加は、応答塑性率・残留変位塑性率ともに効果的な耐震性の向上効果を与える。特に、 $T<1.0\text{sec}$ で顕著であり、 $n=0.02$ 程度の付加で、十分な効果を発揮する。また、必要強度においても、ほとんどの周期域で 80% 程度の低減効果が得られている。
- 3) 目標耐震性能を満足するのに必要な降伏強度スペクトルは、二次剛性比 n の付加(増加)により、必要強度が低減されている。応答塑性率および残留変位塑性率でも同様の結果が得られており、残留変位塑性率に関しては、かなりの低減効果を示している。このことから、二次剛性の付加は、損傷度指標を用いた性能照査型設計法において、十分な耐震性の向上効果を与えることが確認された。

- 4) したがって、二次剛性比を付加することにより、降伏耐力および降伏変位が低減され、完全弾塑性系の復元力特性を有する構造物より、合理的な設計が可能である。

本論文で行った解析的検討は、限られた数値計算により得られたものである。また、3.1で定義した二次剛性の変化に伴う履歴曲線、表-1、表-2における損傷度指標の値と損傷度の関係や、式(1)における係数 β の信頼性などが重要となってくる。従って、適切な復元力特性モデルおよび二次剛性比、耐震性能と損傷度指標の関係、減衰比等の構造特性値による影響¹⁵⁾、弾性周期に対する値のばらつき、式(1)における係数 β などについては、さらに、検討していく必要があり、今後の検討課題と考えている。しかしながら、塑性域の二次剛性は、地震時の構造物の耐震性向上に効果的であることが確認された。今後は、耐震性向上の効果、付加する二次剛性の実現性等を考慮して、構造物の耐震性により有効な二次剛性の提案を行うことが必要となると考えられる。

参考文献

- 1) 家村浩和：極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方ー耐震設計から先端技術を応用した免震・制震設計へー，土木学会論文集，No.623/VI-43，pp.1-8，1999.6.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996.12.
- 3) 三上卓，家村浩和：塑性域における剛性が残留変位および必要設計降伏強度に及ぼす影響，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1153-1156，2001.8.
- 4) 家村浩和，高橋良和，曾我部直樹，鵜飼正裕：アンボンド高強度芯材による高耐震性能 RC 橋脚の開発，第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.157-162，2000.3.
- 5) 家村浩和，高橋良和，曾我部直樹，鵜飼正裕：アンボンド高強度芯材を用いた RC 橋脚の高耐震化に関する基礎的研究，第4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，土木学会，pp.433-438，2000.12.
- 6) 家村浩和，三上卓：目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル，土木学会論文集，No.689/

I-57，pp.333-342，2001.10.

- 7) 三上卓，家村浩和：性能照査型設計のための損傷度指標，第4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.17-24，2000.12.
- 8) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，丸善出版，1999.
- 9) Ghobarah, A. and Aly, N.M. : Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.2, No.4, pp.569-592, 1998.
- 10) Park, Y.-J. and Ang, H.-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vo.111, No.4, pp.722-739, April 1985.
- 11) Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. and Lobo, R.F. : A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures, *Technical Report NCEER-92-0022*, State University of New York at Buffalo, N.Y.
- 12) Edoard Cosenza, Gaetano Manfredi : Seismic Analysis of Degrading Models by Means of Damage Function Concept, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, pp.77-93, 1992.
- 13) Singhal, A. and Kiremidjian, S. : Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage, *Journal of Structural Engineering*, ASCE122, pp.1459-1467, 1996.
- 14) Ghobarah, A., Aly, N.M. and El-Attar, M. : Performance level criteria and evaluation, *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar & Krawinkler, Balkema, Rotterdam, ISBN, pp.207-215, 1997.
- 15) 三上卓他：レベル2地震動に対する損傷制御震度スペクトルに関する一研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.809-818，1999.3.
- 16) 三上卓，家村浩和：目標性能指標としての損傷度指標と残留変位の関係，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム論文集，2002.1. (印刷中)

(2001年9月14日受付)