

所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた 強震時終局安全性の一照査方法について

平尾 潔¹・笹田修司²・成行義文³・沢田 勉⁴・川端茂樹⁵

¹正会員 工博 徳島大学教授 工学部建設工学科 (〒770 徳島市南常三島町2-1)

²正会員 工修 阿南高専助手 建設システム工学科 (〒770 阿南市見能林町青木265)

³正会員 工博 徳島大学講師 工学部建設工学科 (〒770 徳島市南常三島町2-1)

⁴正会員 工博 徳島大学助教授 工学部建設工学科 (〒770 徳島市南常三島町2-1)

⁵工修 徳島市土木部技師 (元徳島大学大学院博士前期課程学生) (〒770 徳島市幸町2-5)

構造物の合理的な耐震設計法、すなわち中小地震に対する使用性並びに強震下における終局安全性を考慮した2段階設計法を確立するためには、その終局限界状態に対する実用的な安全性照査方法を導くことが必要である。本研究は、その基礎的研究として、構造物の終局限界状態に対応する Park らの損傷指標 D の所定の値 D_R を満たす構造物の降伏強度比を所要降伏強度比と定義し、その応答スペクトルを用いた簡便な終局安全性の照査方法を提案するものである。

Key Words : ductility, damage, yield strength, spectrum, seismic safety

1. はじめに

構造物の耐震設計理念として定着してきた、中小地震に対する使用性並びに大地震に対する終局安全性の確保を目的とした2段階設計法を確立するためには、Fig.1 に示すような、地震応答における構造物の定量的な損傷評価方法並びに終局安全性に対する実用的な照査方法の開発が先決課題の一つとなる。それゆえ近年、強震下における構造物の非弾性エネルギー応答解析に関する研究が盛んに行われ^{1)~11)}、地震による構造物の損傷には、構造特性並びに入力地震動特性にもよるが、瞬間的な損傷である変位靱性率(最大変位)のみならず、エネルギー靱性率(履歴吸収エネルギー)あるいは累積塑性率(累積塑性変位)などの累積的な損傷も大いに関係することが明かとなってきた。そして最近では、このような研究成果を耐震設計に反映させるための基礎的研究として、地震による構造物の損傷を定量的に評価するための指標、すなわち損傷指標 D の開発に関する研究が活発に行われるようになり、実験結果に基づく種々の指標が提案されてきている^{12)~18)}。したがって、これらの指標 D の値と構造物の終局限界状態との対応関係が定かであれば、Fig.1 のフローにおける安全性照査も理論上可能な状況にある。しかし提案されたいずれの指標も、構造特性並びに

入力地震動特性に依存する変位靱性率、エネルギー靱性率、あるいは各履歴サイクルにおける塑性変位等を含んでおり、その値の算定に複雑な非弾性・エネルギー応答解析等が必要となるため、通常の設計業務でこれらの損傷指標をそのまま安全性照査に用いることは困難である。

それゆえ、これらの損傷指標 D を用い、その所定の値を基準とした直接的な終局安全性の照査方法、あるいはそれに必要な各種応答スペクトルの提案等は未だ皆無であり、単調載荷時の終局変位靱性率を目標とした強度低減係数(降伏強度比)スペクトルと、累積損傷の影響を考慮して低減された、損傷指標 D の所定の値と等価な終局変位靱性率¹⁷⁾等を併用した間接的な照査方法が1, 2提案されているにすぎない^{18), 19)}。

そこで本研究では、近い将来、対象構造物の構造特性(復元力特性、終局変位靱性率等)とその損傷評価に適した指標 D 、並びに構造物の各種限界状態とこれに対応する D の所定の値 D_R 等が定かとなることを前提として、構造物の損傷と最も密接な関係にある降伏強度比 R に注目し、 D の所定値 D_R と等価な R の値、すなわち、所要降伏強度比 R_R の応答スペクトル、並びにこれを用いた終局安全性の照査方法を提案する。そして、単柱式RC橋脚を念頭においた Q-hyst 型1自由度系構造物を対象とし、

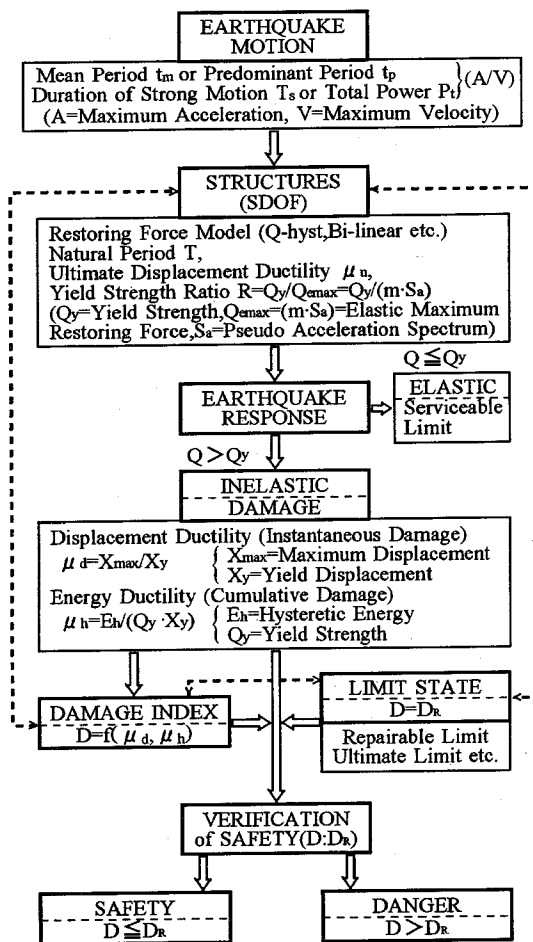


Fig.1 Flow chart of verification for seismic safety of a structure

Park ら¹²⁾の損傷指標 D を用いた場合の R_R スペクトルの具体例を示し、提案した安全性照査に有用と思われるその回帰式等を導く。

2. 降伏強度比 R と損傷指標 D

(1) 降伏強度比 R

強震下における構造物の損傷を支配する重要なパラメータの一つに降伏強度比 R ^{2)~8)}があり、既往の研究では、この降伏強度比として、式(1)、(2)で定義される R_1 、 R_2 がよく用いられている。これら両者の間には、擬似加速度応答倍率 \bar{S}_a ²⁰⁾を介し、式(3)のような互換関係があり²¹⁾、いずれの定義を用いてもよいが、本研究では、その定義に構造物の動特性が含まれている式(1)の R_1 を降伏強度比 R として用いることとした。

$$R_1 = Q_y / Q_{\text{emax}} = X_y / X_{\text{emax}} \quad (1)$$

$$R_2 = Q_y / (m \cdot \ddot{X}_{\text{omax}}) \quad (2)$$

$$R_2 = \bar{S}_a \cdot R_1 \quad (3)$$

$$\bar{S}_a = \omega^2 \cdot X_{\text{emax}} \quad (4)$$

$$\bar{X}_{\text{emax}} = X_{\text{emax}} / \ddot{X}_{\text{omax}} \quad (5)$$

ここで Q_y 、 X_y 、 m 、 ω はそれぞれ構造物の降伏強度、降伏変位、質量及び固有円振動数を表し、 \ddot{X}_{omax} は入力地震動の最大加速度を表す。また、 Q_{emax} 、 X_{emax} は構造物を弾性系とみなした場合の最大応答元力及び最大変位を表す。

なお、本研究は、構造物の2段階耐震設計法における2次設計、すなわち終局安全性に対する一照査方法の提案を試みたものであるから、降伏強度比 R ($=R_1$) の定義式(1)における分子の Q_y には、レベル1の地震動に対し、弾性設計(1次設計)された構造物の降伏強度を、また、分母の Q_{emax} には、レベル1の地震動より強い、レベル2の地震動による最大応答元力を用いることが前提となる。

(2) 損傷指標 D

1. で述べたように、最近、地震による構造物の終局安全性照査を目的とした損傷指標 D が種々提案されてきている^{12)~18)}。その代表的なものとして式(6)、(8)及び(9)に示すような、Park ら¹²⁾、Krawinkler ら¹⁵⁾ 及び宇佐美ら¹⁸⁾の指標が挙げられる。

$$D = (\mu_d + \beta \cdot \mu_h) / \mu_u \quad (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \mu_d &= X_{\text{max}} / X_y, \quad \mu_h = E_h / (Q_y \cdot X_y) \\ \mu_u &= X_u / X_y, \quad E_h = \int dE_h \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

$$D = C \sum_{i=1}^N (\Delta X_{pi} / X_y)^c \quad (8)$$

$$D = (1 - \beta) \{ (X_{\text{max}} - X_y) / (X_u - X_y) \}^c + \beta \sum_{i=1}^N [E_{hi} / \{ Q_y (X_u - X_y) \}]^c \quad (9)$$

ただし、式中の Q_y 、 X_y 及び X_u は、それぞれ、単調載荷による構造物の降伏強度、降伏変位及び終局変位を表し、 E_h 及び X_{max} は地震による構造物の全履歴吸収エネルギー及び最大応答変位を表す。そして ΔX_{pi} 、 E_{hi} は半サイクルの塑性履歴 i 回目の塑性変位と履歴吸収エネルギーを表し、 N は全履歴回数を表す。また β 、 C 及び c は実験結果から定まる部材並びに断面特性に依存した正の係数を表し^{12)、15)、18)}、 μ_u 、 μ_d 及び μ_h は終局変位靱性率、変位靱性率及びエネルギー靱性率を表す。

これらの内、構造物の損傷を代表する最大変位と履歴吸収エネルギーの線形結合として定義された式(6)の指標は、RC部材に対する多くの実験結果に基づくものであり、数式表現が簡単で取り扱い易いことなどから、よく引用されている。また、式(8)は鋼部材の低サイクル疲労にMiner則を適用して開発された指標であり、損傷に及ぼす履歴過程の相違が考慮されているところに特徴がある。そして、式(9)は、式(8)の特徴を取り入れて式(6)を修正したものであり、現時点では最も実的な指標であるが、その分、その値の計算により多くの情報が必要となる。なお、これらの指標Dではいずれも、その値が、 $D > 1$ となれば構造物は崩壊するものとされているが、実設計等で問題となるであろう、構造物の使用可能限界、修復可能限界等とこれらD値との関係はあまり定かでない²²⁾。したがって、これらの損傷指標Dについても、各指標のD値の対応関係、対象構造物に応じた具体的な損傷状態(限界状態)と各D値との関係、並びに定義式に含まれる係数 β 、C及びcの値とD値との関係等を明らかにする必要があり、今後の研究が待たれるところである。

3. 所要降伏強度比 R_R と安全性照査

(1) 所要降伏強度比 R_R

地震による構造物の損傷すなわち式(6)、(8)、(9)等の損傷指標Dの値は、その終局変位靱性率 μ_u とともに降伏強度比R(降伏強度 Q_y あるいは降伏変位 X_y)と密接な関係にあり、Rが小さくなるほどその値は大きくなる。したがって、設計等で安全性照査の対象となる、ある限界状態に対応する損傷指標Dの値 D_R が既知であれば、Fig.2に示す解析フローのように、Rの値を上下させた非弾性・エネルギー応答解析の繰返しにより、丁度Dの値が D_R となるような降伏強度比の値 R_R が求まることになる。本研究では、このようにして求めた R_R を、地震による構造物の損傷が対象とする損傷指標Dの所定値 D_R となるために、その構造物が所要すべき降伏強度比Rの値という意味で、所要降伏強度比とよぶこととした。なお、Fig.2あるいは後述5.の具体例から分かるように、この所要降伏強度比 R_R は、固有周期T、減衰定数h、復元力特性、終局変位靱性率 μ_u 等の構造特性、並びに入力地震動特性によって異なり、また、用いた損傷指標Dの定義式及びその所定の値 D_R によっても異なったものとなる。

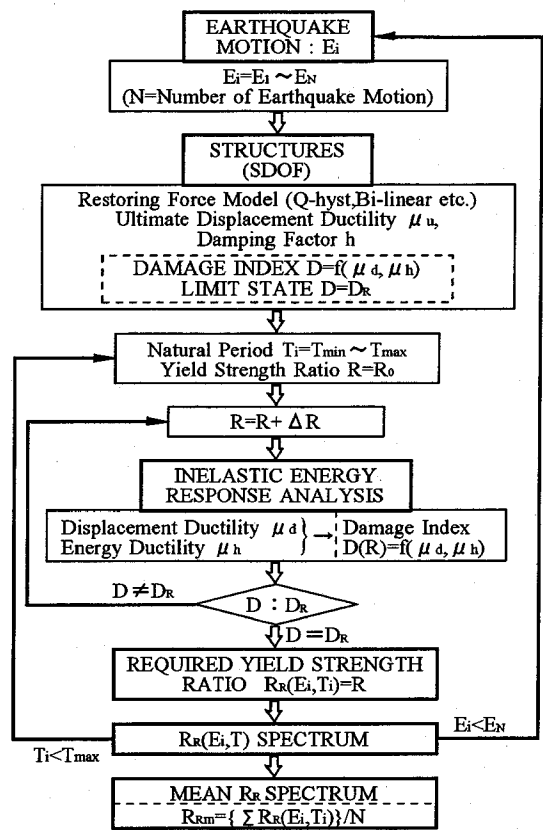


Fig.2 Analytical flow for mean required yield strength ratio spectrum R_{Rm}

(2) R_R を用いた安全性の照査方法

(1)で述べたように、本研究でいう所要降伏強度比 R_R とは、対象構造物のある限界状態を規定する損傷指標Dの所定値を D_R とした場合、地震応答解析より得られた損傷指標Dの値が丁度 D_R となるような、その構造物の降伏強度比Rの値であり、換言すれば、構造物の降伏強度比Rが R_R であれば、その構造物は D_R で規定されたある限界状態に達することになる。それゆえ、Fig.2の解析フローのように、構造特性、入力地震動特性、並びに所定の損傷指標の値 D_R に応じた所要降伏強度比 R_R の応答スペクトルが求まっておれば、これを用いて、 D_R で規定された対象構造物のある限界状態に対する安全性の照査が容易に行えることになる。すなわち、Fig.3に示すように、式(4)の擬似加速度応答倍率 \bar{S}_a の応答スペクトル、対象構造物の質量m、固有周期T及び入力地震動の最大加速度 $\ddot{x}_{o,max}$ (設計震度)より、弾性最大復元力 $Q_{e,max}$ (所要弾性降伏強度 Q_{ye} ¹⁹⁾)が求まり、この $Q_{e,max}$ と降伏強度 Q_y を

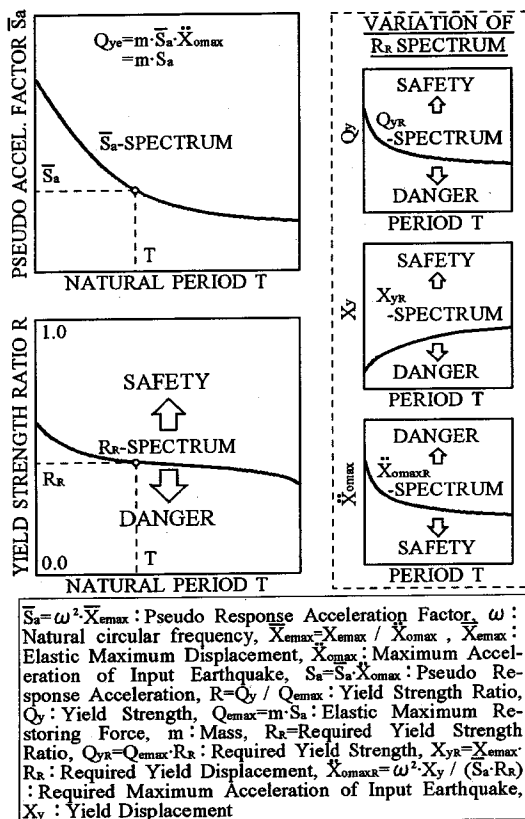


Fig.3 Required yield strength ratio spectrum R_R and its variation

式(1)に代入することにより降伏強度比 R ($=R_1$) が求まる。一方、対象構造物の終局変位靱性率 μ_u 、損傷指標の所定値 D_R 等に応じた R_R スペクトルより、その構造物の所要降伏強度比 R_R が求まることになるから、これら両者の値を比較し、 $R \geq R_R$ であればその構造物は安全、 $R < R_R$ であれば危険として、照査を終えればよい。

つぎに、所要降伏強度比 R_R が既知であれば、式(1)～(5)の関係より、擬似加速度応答倍率 \bar{S}_a あるいは \ddot{X}_{omax} を介し、この R_R に対応する所要降伏強度 Q_{YR} 、所要降伏変位 X_{YR} あるいは所要入力最大加速度 \ddot{X}_{omaxR} が、それぞれ、式(10)、(11)、(12)のように求まり、Fig.3に示すような、これらの所要値に対するスペクトルも求まることになる。したがって、前述の R と R_R の比較による安全性照査のバリエーションとして、構造物の降伏強度 Q_Y 、降伏変位 X_Y 、あるいは入力地震動の最大加速度 \ddot{X}_{omax} とこれらの所要値 Q_{YR} 、 X_{YR} あるいは \ddot{X}_{omaxR} とを比較した同様な照査も可能となる。

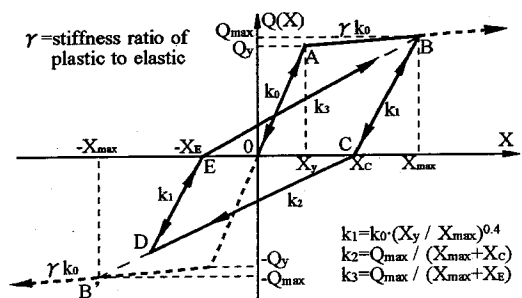


Fig.4 Q-hyst model

$$Q_{YR} = Q_{emax} \cdot R_R = m \cdot \bar{S}_a \cdot \ddot{X}_{omax} \cdot R_R \quad (10)$$

$$X_{YR} = X_{emax} \cdot R_R = \bar{S}_a \cdot \ddot{X}_{omax} \cdot R_R / \omega^2 \quad (11)$$

$$\ddot{X}_{omaxR} = \omega^2 \cdot X_{YR} / (\bar{S}_a \cdot R_R) \quad (12)$$

ここで、 R_R 、 Q_{YR} 、 X_{YR} 及び \ddot{X}_{omaxR} は、それぞれ所要降伏強度比、所要降伏強度、所要降伏変位及び所要入力最大加速度を表し、その他の記号は式(1)～(5)と同様である。

4. R_R スペクトルの具体例

本研究で提案した所要降伏強度比 R_R の値は、前述のように、構造特性、入力地震動特性並びに損傷指標 D の定義とその所定値 D_R によって異なる。それゆえ、この R_R を、3.(2)で述べたような、地震による構造物の安全性照査に用いるためには、対象とする構造物並びに入力地震動の特性等に応じた、その平均的な応答スペクトルを準備しておく必要がある。本研究ではその具体例として、単柱式RC橋脚を念頭におき、式(6)のParkらの損傷指標 D 並びにFig.4に示すQ-hyst型復元力特性を有する1自由度系構造物を対象として、これに模擬地震動を入力した場合の所要降伏強度比 R_R を応答解析より求めた。そして、入力地震動特性に応じた R_R の平均値 R_{Rm} と構造特性値並びに損傷指標の所定値 D_R 等との関係について比較検討し、この R_{Rm} スペクトルに対する回帰式を導いた。以下に解析に用いた入力地震動、構造特性値並びに解析方法について略述し、具体的な R_{Rm} スペクトルとその回帰式等を紹介する。

(1) 入力地震動

地震による構造物の損傷は、周知のように、その構造特性とともに入力地震動特性によっても異なる^{4)～11)}。それゆえ、本研究では、解析結果に一般性をもたせるため、道路橋示方書V耐震設計編^{2,3)}

のⅠ種、Ⅱ種及びⅢ種地盤に対する平均水平成分加速度応答スペクトルを目標とした模擬地震動 No.1 ～ No.30 を作成し²⁴⁾、入力地震動として用いた。これらの模擬地震動は、著者らの先の研究²¹⁾で用いたものと同様であり、その詳細は省略するが、目標とした加速度応答スペクトルの地盤種別 GC、マグニチュード M 及び震央距離 D、並びに各地震動の最大速度 V に対する最大加速度 A の比 A/V、加速度フーリエスペクトルの平均周期 t_m 、トータルパワー P_t 及び強震部の継続時間 T_s ²⁵⁾ を示せば、Table 1 のようである。ただし、表中のトータルパワー P_t は、各地震動の最大加速度 A をすべて 300gal とした場合の値である。また、応答解析の際には、作成したレベル 1 対応の地震動をそのまま用いるのではなく、文献 5)、21) と同様に、これらの各模擬地震動の最大加速度 $A = \ddot{X}_{\max}$ を、構造物の降伏強度比 R と関係づけて、式 (13) によりスケリングして用いた。

$$\ddot{X}_{\max} = Q_y / (m \cdot \bar{S}_a \cdot R) \quad (13)$$

ここで、 Q_y 、 m 、 \bar{S}_a は、式 (1) ～ (4) と同様に、それぞれ降伏強度、質量及び擬似加速度応答倍率を表している。

表より、各模擬地震動の A/V と、構造物の損傷と密接な関係にある平均周期 t_m 及びトータルパワー P_t の値には良好な相関関係がみられ、A/V 値の小さい地震動ほどその t_m 及び P_t の値は大きくなることが分かる。したがって本研究でも、文献 21) と同様に、この A/V 値が構造物の損傷に関係する入力地震動特性を代表する簡単且つ良好な指標^{11)、28)} とみなし、作成した模擬地震動 30 個を、各 10 個ずつ、3 つのグループ、すなわち A/V 値が比較的大きいグループ (H)、中間的なグループ (M)、及び比較的小さいグループ (L) に分類した。そして、各グループごとに、所要降伏強度比 R_k の平均応答スペクトル R_{km} を求め、A/V 値による入力地震動特性の相違がこの R_{km} に及ぼす影響について比較検討する。なお、Table 1 から分かるように、グループ (H) 地震はⅠ種地盤に、グループ (M) 及びグループ (L) 地震はⅡ種あるいはⅢ種地盤に対応するものとなっている。

(2) 構造特性値

前述のように、本研究では、構造特性の相違が所要降伏強度比 R_{km} に及ぼす影響をみるため、Fig. 4 に示す Q-hyst 型 1 自由度系構造物を対象として、

Table 1 Characteristics of artificial earthquakes

EQ-NAME (GROUP)	GC	M	D (km)	A/V (1/cm)	t _m (sec)	P _t (cm/sec)	T _s (sec)	
GROUP (H)	No.1	I	5.3	120	30.1	0.24	66324	12.76
	No.2	I	5.3	400	30.0	0.25	74236	13.76
	No.3	I	5.3	20	28.6	0.25	52168	9.38
	No.4	I	5.3	60	28.6	0.24	54301	12.50
	No.5	I	6.0	120	27.0	0.25	88651	15.62
	No.6	I	6.7	20	25.2	0.29	98676	16.60
	No.7	I	5.3	200	24.6	0.25	70234	13.20
	No.8	I	6.0	20	24.5	0.29	62868	12.96
	No.9	I	6.0	200	24.2	0.27	101567	17.58
	No.10	I	6.0	60	22.6	0.27	79883	12.34
GROUP (M)	No.11	II	5.3	120	19.0	0.36	100042	13.98
	No.12	II	5.3	60	18.6	0.36	84801	13.14
	No.13	II	6.0	120	18.3	0.42	87545	14.72
	No.14	II	6.0	20	15.5	0.45	111825	15.34
	No.15	III	5.3	120	14.9	0.47	106728	15.28
	No.16	II	6.7	120	14.2	0.55	137849	25.84
	No.17	III	6.0	400	13.4	0.63	113594	22.04
	No.18	III	6.0	20	12.7	0.62	114528	15.48
	No.19	III	6.0	60	12.5	0.64	107962	14.44
	No.20	II	6.7	60	12.2	0.59	149637	22.06
GROUP (L)	No.21	II	7.4	200	10.9	0.72	208259	32.78
	No.22	III	6.7	200	10.4	0.84	160464	31.38
	No.23	III	6.7	120	9.9	0.84	153970	29.46
	No.24	III	6.7	60	9.6	0.88	144737	28.72
	No.25	II	7.4	400	8.9	0.68	210819	36.02
	No.26	III	7.4	200	8.7	1.11	152664	32.70
	No.27	II	7.9	20	8.5	0.94	203863	33.80
	No.28	II	7.9	200	8.5	0.89	265569	43.44
	No.29	III	7.4	120	7.3	1.11	164486	25.00
	No.30	III	7.4	400	6.0	1.08	227829	37.10

GC=soil condition, M=magnitude, P_t =total power, D=epicentral distance, V and A=maximum velocity and acceleration, T_s =duration of strong motion, t_m =mean period.

その固有周期 $T=0.1 \sim 5$ 秒の範囲を対数軸上で 14 等分した 15 通りに、減衰定数 h 及び弾塑性剛性比 γ (Fig. 4 参照) については、RC 構造物で一般的な 5% 及び 0.1¹⁷⁾ を基本として、一部 $h=2\%$ 、5% 及び 10%、 $\gamma=0.0$ 、0.1 及び 0.2 とそれぞれ 3 通りに変化させて解析した。また、本研究で用いた式 (6) の Park らの損傷指標 D に含まれる正の係数 β と構造物の終局変位靱性率 μ_u は崩壊形式並びに部材の断面特性等により広範な値をとり定かではないが¹²⁾、ここでは基礎的研究として、 β については、その平均値 0.15¹⁸⁾ を含め、0.05、0.15 及び 0.25 の 3 通りに、また、 μ_u については 2、3.5、5、7.5 及び 10 の 5 通りに変化させて比較検討した。

(3) 解析方法

(1)、(2) で述べた各入力地震動及び構造特性値に対する所要降伏強度比 R_k の応答スペクトル、並びに各入力地震動グループごとの平均 R_{km} スペクトルの求め方は、前出 Fig. 2 の解析フローと同様であり、図中の応答解析には、式 (14)、(15) に示す周知の運動方程式並びにエネルギー応答式を用いた。その際、式 (14) を線形加速度法で解き、得られた最大応答変位 X_{\max} より、変位靱性率 $\mu_d = X_{\max}/X_y$

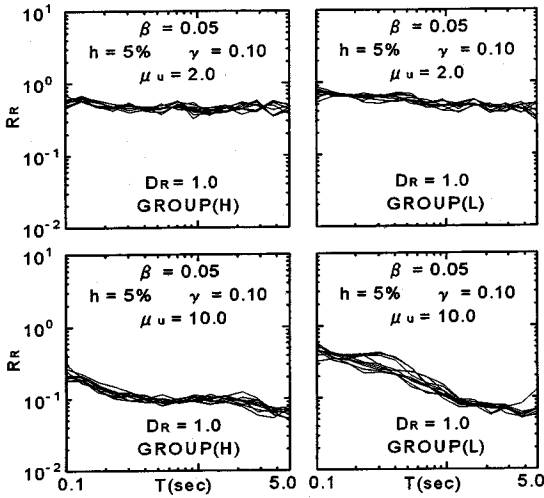


Fig.5 R_a spectra for ten earthquakes in group(H) and (L)

を求めた。また、式(14)より得られる各時刻の応答値を用いて、式(15)を各増分時間内で数値積分し、得られた履歴エネルギー $E_h = \int Q(X) dX$ より、エネルギー靱性率 $\mu_h = E_h / (Q_y \cdot X_y)$ を求めた。そして、これら μ_d 、 μ_h を式(6)に代入し、Parkらの損傷指標 D の値を計算した。

$$m\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = -m\ddot{X}_0 \quad (14)$$

$$\int m\ddot{X} dX + \int C\dot{X} dX + \int Q(X) dX = -m \int \ddot{X}_0 dX \quad (15)$$

ここで、 \ddot{X} 、 \dot{X} 、 X は系の相対加速度、速度及び変位を、 \ddot{X}_0 、 m 、 $Q(X)$ は入力加速度、質量及び復元力を表し、 $C (=2h\omega_0 m)$ は減衰係数を表す。

(4) 解析結果の比較検討

Fig.5 は、式(6)の損傷指標 D の所定値 $D_R=1.0$ 、正の係数 $\beta=0.05$ 、Fig.4 に示す Q-hyst モデルの弾塑性剛性比 $\gamma=0.1$ 、構造物の減衰定数 $h=5\%$ 、終局変位靱性率 $\mu_u=2$ 及び 10 とした場合の、入力地震動グループ(H)及び(L)に属する地震動各 10 個 (Table 1 参照) の所要降伏強度比 R_a を示したものである。また、Fig.6 は、 $D_R=1.0$ 、 $\beta=0.05$ 及び 0.25 、 $\gamma=0.1$ 、 $h=5\%$ 、 $\mu_u=2$ 及び 10 とした場合の、グループ(H)、(M)及び(L)地震各 10 個の平均値 R_{km} に対する変動係数 (COV) を比較したものである。これらの図から、入力地震動各 10 個の相違による所要降伏強度比 R_a のばらつきは、終局変位靱性率 μ_u 、正の係数 β 、地震動グループ等によって多少異なるものの、各グループの変動係数は、一部を除き、いずれも 0.2 以下であり、比較的小さい

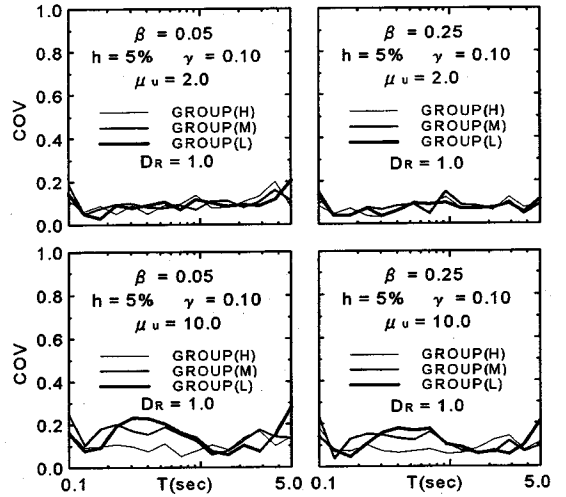
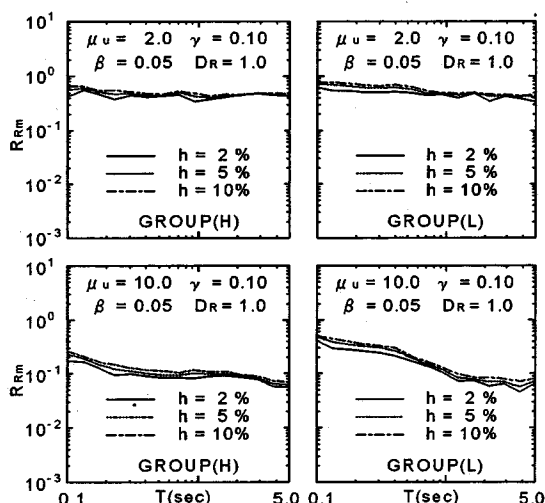


Fig.6 Coefficient of variation (COV.) for R_a among ten earthquakes in each group(H), (M) and (L)

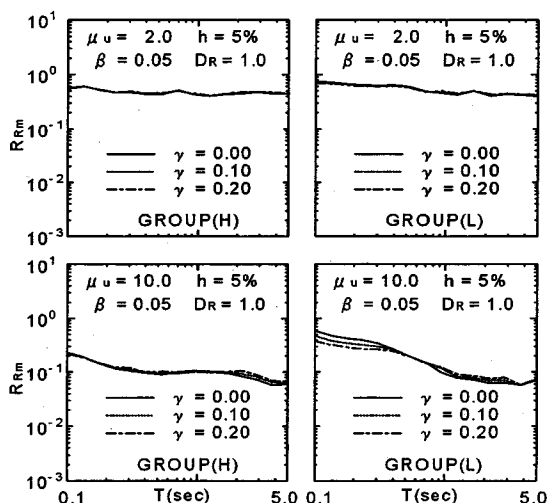
ことが分かる。

したがって以下では、個々の地震動に対する所要降伏強度比 R_a は省略し、各地震動グループの平均値 R_{km} を用い、比較検討することとする。

Fig.7(a) 及び (b) は、それぞれ、減衰定数 h 及び弾塑性剛性比 γ が平均所要降伏強度比 R_{km} スペクトルに及ぼす影響をみるため、 $D_R=1.0$ 、 $\beta=0.05$ 、 $\mu_u=2$ 及び 10 、 $\gamma=0.1$ とし、 h を 2% 、 5% 及び 10% と 3 通りに変化させた場合と、同様な D_R 、 β 、 μ_u に対し、 $h=5\%$ として、 γ を 0.0 、 0.1 及び 0.2 と変化させた場合のグループ(H)及び(L)地震に対する R_{km} スペクトルを比較したものである。図より、減衰定数 h 並びに弾塑性剛性比 γ の値が R_{km} に及ぼす影響は、構造物の終局変位靱性率 μ_u 、固有周期 T 、及び入力地震動のグループすなわち A/V 値に関係し、 μ_u が大きく、 T 及び A/V 値が小さい場合に大きくなる傾向がみられる。また、Fig.7(a) から分かるように、 μ_u 、 T 及び入力地震動のグループ (A/V 値) に関係なく、減衰定数 h が大きくなると R_{km} の値も大きくなっている。これは降伏強度比 R の定義 (式(1) 参照) に起因するものであり、構造物の降伏強度 Q_y 及び固有周期 T が同じであれば、 h が大きいものほど式中分母の弾性応答値 Q_{emax} は小さくなり、その分 R の値は大きくなるためである。一方、Fig.7(b) の弾塑性剛性比 γ が R_{km} に及ぼす影響については、終局変位靱性率 μ_u の大小によって差があり、 $\mu_u=2$ と比較的小さい場合には、ほとんど影響がみられない。このような結果は、変化させた γ の範囲が $0.0 \sim 0.2$ と小さいことと、このパラメータ γ は構造物の塑性応答に関係するも



(a) Influence of h ($\gamma = 0.1$)



(b) Influence of γ ($h = 5\%$)

Fig.7 Influence of h and γ on R_m spectra for $D_R=1$, $\beta=0.05$, $\mu_u=2$ and 10 in group(H) and (L)

のであり、 μ_u が小さい場合には塑性応答の範囲が限られるため、その相違が R_m にあまり顕著に反映されないためと思われる。

以上のように、減衰定数 h 及び弾塑性剛性比 γ が平均所要降伏強度比 R_m に及ぼす影響は、構造物の終局変位靱性率 μ_u 、固有周期 T 、及び入力地震動のグループ (A/V 値) に関係し複雑であるが、後述する終局変位靱性率 μ_u 、損傷指標 D の所定値 D_R 、正の係数 β 等の影響に比べ、比較的小さい。それゆえ、以下では簡単のため、これらの h 及び γ については、この種の RC 構造物の解析でよく用いられている^{17), 18), 28)} $h=5\%$, $\gamma=0.1$ とした場合の結果のみを用いることとする。

a) 終局変位靱性率 μ_u の影響

Fig.8 は、 $D_R=1.0$, $\beta=0.05$ 及び 0.25 ($\gamma=0.1$, $h=5\%$) とした場合の入力地震動グループ (H) 及び (L) に対する平均所要降伏強度比 R_m と終局変位靱性率 μ_u ($=2, 5, 10$) との関係を示したものである。図から、係数 β 、地震動グループ及び固有周期 T に関係なく、 μ_u の値が大きくなると R_m の値は小さくなることが分かる。また、この μ_u と R_m の大小関係の程度は係数 β 、地震動グループ及び固有周期 T によって多少異なることも分かる。なお上記の μ_u と R_m の大小関係は、解析に用いた損傷指標 D の定義、すなわち式 (6) から推測されることであるが、一般に言われているように、 μ_u が大きく靱性に富んだ構造物では、規定されたある終局限界状態に至るまでかなりのねばりが期待できるため、 μ_u が小さいものに比べ、その必要な降伏強度が小さくてすむことを表している。

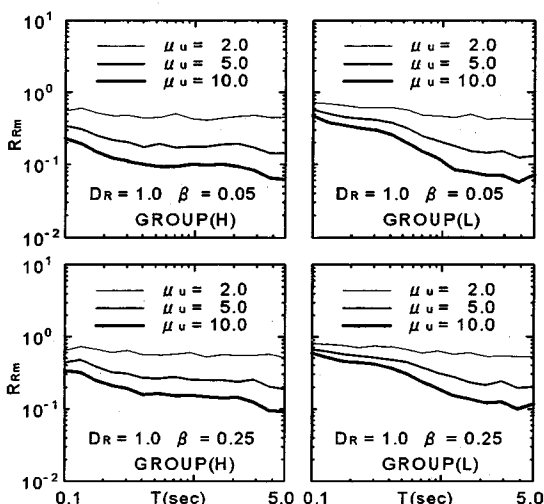


Fig.8 Influence of μ_u on R_m spectra for $D_R=1$, $\beta=0.05$ and 0.25 in group(H) and (L)

b) 損傷指標 D の所定値 D_R の影響

Fig.9 は、 $\mu_u=5$, $\beta=0.05$ 及び 0.25 とした場合の地震動グループ (H) 及び (L) に対する平均所要降伏強度比 R_m と損傷指標 D の所定値 D_R ($=1.0, 0.75, 0.5$) との関係を比較したものである。図より、係数 β 、入力地震動グループ、固有周期 T に関係なく、 D_R が大きくなると R_m は小さくなることが分かる。このことは、3. (1) で述べた所要降伏強度比 R_k の定義からも予想されることであり、 D_R の値が小さい場合、すなわち小さな損傷で構造物がある終局限界状態に達する場合には、安全性確保のため、 D_R が大きい場合に比べて、その降伏強度を

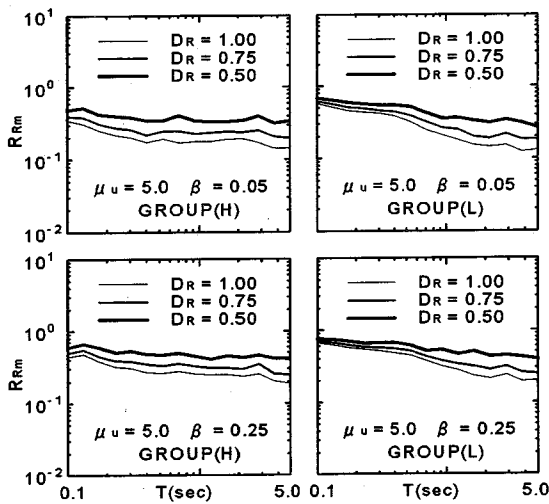


Fig.9 Influence of D_R on R_{Rm} spectra for $\mu_u=5$, $\beta=0.05$ and 0.25 in group(H) and (L)

大きくしておく必要のあることを意味し、妥当な結果である。なお、この D_R と R_{Rm} の大小関係の程度も係数 β 、地震動グループ及び固有周期 T によって少し異なっている。

c) 正の係数 β の影響

Fig.10 は、 $\mu_u=2$ 及び 10、 $D_R=1.0$ とした場合のグループ (H) 及び (L) 地震に対する R_{Rm} と正の係数 β ($=0.05, 0.15$ 及び 0.25) との関係を示したものである。図から分かるように、係数 β と R_{Rm} との間には、先の μ_u 及び D_R とは逆の関係がみられ、 β が大きくなるにつれて R_{Rm} も大きくなっている。これは、用いた損傷指標 D の定義式 (式 (6)) に起因するものであり、係数 β が大きくなると、たとえ変位靱性率 μ_d 及びエネルギー靱性率 μ_h が同一であっても、式中の累積損傷 ($\beta \cdot \mu_h$) が大きくなり、その分 D の値も大きくなるためである。しかし終局変位靱性率 μ_u が小さく ($\mu_u=2$)、靱性に乏しい構造物では、損傷指標 D の値に占める変位靱性率 μ_d の比率が支配的となり、係数 β の相違による上記の影響は顕著でなくなる。

d) 固有周期 T の影響

Fig.8 ~ 10 より分かるように、損傷指標の所定値 D_R 、正の係数 β 、入力地震動グループ及び終局変位靱性率 μ_u に関係なく、 R_{Rm} の値は T の値が大きくなるにつれて小さくなっている。そして、その程度は、 μ_u 及び D_R が大きくなるほど、また、グループ (H) 地震より、 A/V 値の小さいグループ (L) 地震の方が顕著となるが、 β の値による相違はあまりみられない。

なお、紙面の都合で割愛したが、 A/V の値が中

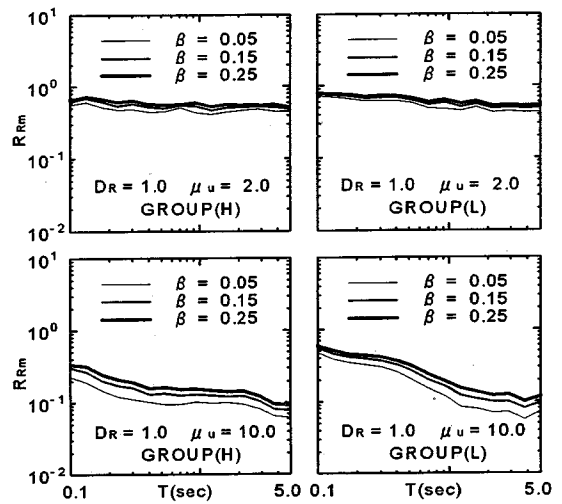


Fig.10 Influence of β on R_{Rm} spectra for $D_R=1$, $\mu_u=2$ and 10 in group(H) and (L)

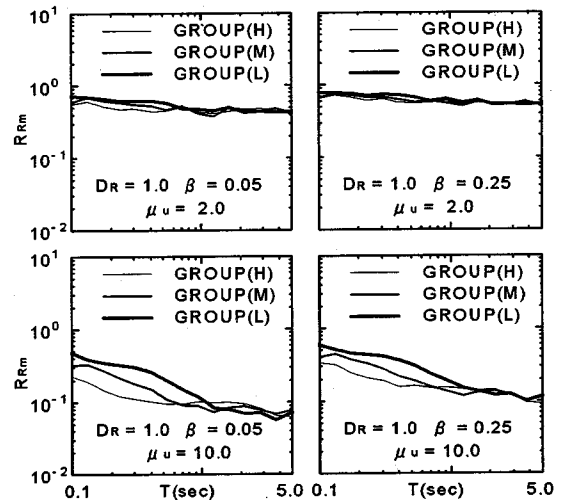


Fig.11 Influence of earthquake group (A/V) on R_{Rm} spectra for $D_R=1$, $\beta=0.05$ and 0.25, and $\mu_u=2$ and 10

間的なグループ (M) 地震に対する Fig.5 ~ 10 と同様な結果は、ここで示したグループ (H) 及び (L) 地震に対する結果のほぼ中間的な値となることを付記しておく。

e) 入力地震動グループ (A/V) の影響

Fig.11 は、 $\mu_u=2$ 及び 10、 $D_R=1.0$ 、 $\beta=0.05$ 及び 0.25 とした場合の、 A/V 値によって分類された各入力地震動グループ (H)、(M) 及び (L) (Table 1 参照) に対する平均所要降伏強度比 R_{Rm} を比較したものである。図から分かるように、入力地震動グループ、すなわち A/V 値の相違が R_{Rm} に及ぼす影響は、終局変位靱性率 μ_u 、係数 β 及び固有周期 T に関係

し、 T が0.8～1.0秒以下で μ_n が大きい($\mu_n=10$)場合に顕著となっている。しかし固有周期 T が1.0秒以上では、あまりその影響はみられない。また、各グループの R_{rm} 値は、 $T \leq 0.6 \sim 0.7$ 秒では A/V の小さいものほど(グループ(L),(M),(H)の順に)大きくなり、 $T \geq 1.5$ 秒では、その差は小さいものの、ほぼ逆の結果となっている。

なお、以上のd)及びe)で述べた結果は、用いた損傷指標 D 及び降伏強度比 R の定義(式(6)及び式(1))、入力地震動の A/V 値と周波数特性との関係²¹⁾、さらには変位一定則²⁷⁾等に起因するものと思われるが、その理由はあまり定かでない。

(5) 所要降伏強度比 R_{rm} の回帰式

3. (2)で提案した、所要降伏強度比 R_R を用いた安全性照査方法では、対象とする構造物並びに入力地震動の特性に応じた R_R の値が簡便に算定できることが肝要となる。そこで本研究では、(4)で述べた解析結果の比較・検討をもとに、その影響が大きいと思われる固有周期 T 、終局変位靱性率 μ_n 、損傷指標 D の所定値 D_R 、及び正の係数 β をパラメータとし、影響の小さい減衰定数 h 及び弾塑性剛性比 γ を、それぞれ $h=5\%$ 、 $\gamma=0.1$ とした場合について、各入力地震動グループ(H),(M)及び(L)の平均所要降伏強度比 R_{rm} に対する回帰式を導いた。その結果を示せば式(16)のようである。なおTable 1に示すように、各地震動グループは、作成した模擬地震動30個をその最大速度 V に対する最大加速度 A の比、 A/V によって分類したものであり、 A/V もパラメータとして入力地震動全体の回帰式を導くことが望ましい。しかし(4)のe)で述べたように、この A/V の相違が所要降伏強度比 R_R に及ぼす影響は固有周期 T 等に関係し複雑であること、パラメータが多くなるとその精度を保つために、回帰式が非常に複雑となることなどから、上記のように各グループごとの平均値 R_{rm} に対する回帰式を導くこととした。また、式(16)は少し複雑に見えるが、この回帰式はつぎのような手順で導いた。

- 1) 各 μ_n 、 β 及び D_R に対し、 $R_{rm}=A_0+A_1/T$ として、 R_{rm} と T との関係を導く。
- 2) 各 D_R 及び β に対し、求めた係数 A_0 及び A_1 と μ_n との関係、 $A_0=B_0+B_1/\mu_n$ 及び $A_1=B_2$ (平均値)を求める。
- 3) 各 D_R に対し、求めた係数 B_0 、 B_1 及び B_2 と β との関係、 $B_i=C_{0i}+C_{1i} \cdot \beta$ ($i=0,1,2$)を求める。
- 4) 求めた係数 C_{0i} 及び C_{1i} と D_R との関係、 $C_{0i}=K_{0i}+K_{1i}/D_R$ ($i=0,1$)、 $C_{02}=K_{02}$ (平均値)及び $C_{1i}=L_{0i}+L_{1i}/D_R$ ($i=0,1,2$)を求める。

Table 2 Coefficients in regression EQ.(16)

	GROUP (H)	GROUP (M)	GROUP (L)
	$A/V \geq 20$	$11 < A/V < 20$	$A/V \leq 11$
k_0	0.033	0.009	0.026
k_1	-0.067	-0.060	-0.059
k_2	-0.248	-0.118	-0.138
k_3	0.388	0.406	0.419
k_4	-0.408	-0.330	-0.345
k_5	1.301	1.262	1.248
k_6	2.654	2.399	2.590
k_7	-1.791	-1.680	-1.835
k_8	0.013	0.027	0.039
k_9	0.051	0.023	0.025
k_{10}	-0.014	-0.010	-0.016

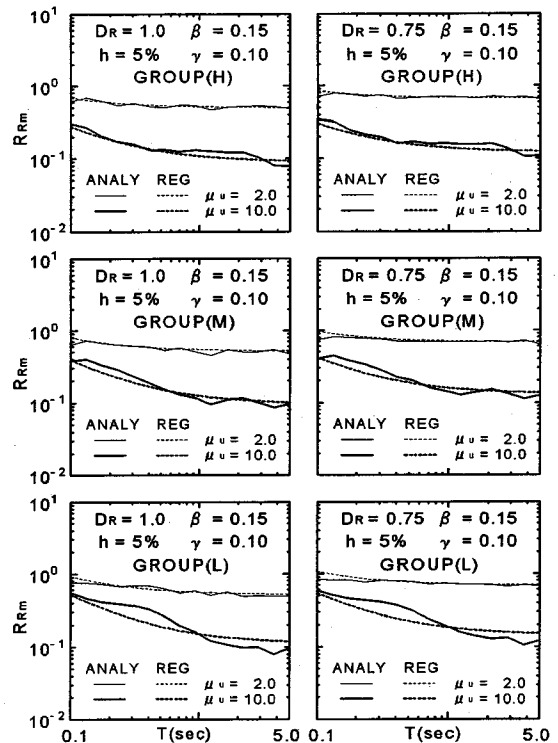


Fig.12 Comparison of regressed R_{rm} with calculated one for each earthquake group (H), (M) and (L)

- 5) 求めた各回帰係数を順次逆代入し T 、 μ_n 、 β 及び D_R をパラメータとした式(16)の回帰式を得る。

$$R_{rm} = k_0 + k_1/D_R + (k_2 + k_3/D_R) \beta + \{k_4 + k_5/D_R + (k_6 + k_7/D_R) \beta\} / \mu_n + \{k_8 + (k_9 + k_{10}/D_R) \beta\} / T \quad (16)$$

ここで $k_0 \sim k_{10}$ は回帰係数であり、各入力地震動グループ(A/V)に対し、それぞれ、Table 2のようである。

Table 3 Coefficients in regression EQs.(17)and(18)

GROUP (A/V)	T(sec)	EQ.	C ₀	C ₁	C ₂
GROUP (H)	T<0.404	(16)	4.757	-12.39	1.820
A/V≥20	T≥0.404	(17)	-0.016	0.202	0.134
GROUP (M)	T<0.935	(16)	2.910	-0.466	-1.684
11<A/V<20	T≥0.935	(17)	0.075	0.424	0.640
GROUP (L)	T<1.237	(16)	1.820	2.368	-2.025
A/V≤11	T≥1.237	(17)	0.259	1.566	1.074

Fig.12 は、 $D_R=1.0$ 及び 0.75 、 $\mu_u=2$ 及び 10 、 $\beta=0.15$ とした場合の各入力地震動グループ (H)、(M) 及び (L) に対する平均所要降伏強度比 R_{sm} と式 (16) より求めたこれらの回帰結果を比較したものである。図より、回帰結果と応答結果はいずれの場合も比較的良好に一致していることが分かる。

(6) 擬似加速度応答倍率 \bar{S}_{am} の回帰式と所要降伏強度比 R_R のバリエーション

3. (2) で述べたように、所要降伏強度比 R_R を用いた安全性の照査方法では、 R_R とともに対象構造物の降伏強度比 R ($=R_i$) も簡便に求まることが必要であり、そのためには、擬似加速度応答倍率 \bar{S}_a の回帰式を準備しておくことと便利である。それゆえ本研究では、入力地震動の各グループ (H)、(M) 及び (L) の平均擬似加速度応答倍率 \bar{S}_{am} に対する回帰式の誘導を試みた。その結果を示せば式 (17)、(18) のようであり、Table 3 に示すように、各グループとも式 (17) が短周期側、式 (18) が長周期側に対応した回帰式である。

$$\bar{S}_{am} = c_0 + c_1 \cdot T + c_2 \cdot T^2 \quad (17)$$

$$\bar{S}_{am} = c_0 + c_1/T + c_2/T^2 \quad (18)$$

ここで、 T は固有周期を表す。また、 $c_0 \sim c_2$ は回帰係数を表し、入力地震動の各グループ (A/V) 並びに構造物の固有周期 T に応じて、それぞれ Table 3 のようである。

Fig.13 は、目標とした減衰定数 $h=5\%$ の場合の、各地震動グループに対する平均擬似加速度応答倍率 \bar{S}_{am} と式 (17)、(18) より求めたそれらの回帰結果を比較したものであるが、回帰結果はいずれも応答結果を比較的精度よく再現していることが分かる。

つぎに、式 (10) ~ (12) 及び式 (4) の関係から、平均所要降伏強度比 R_{sm} 及び平均擬似加速度応答倍率 \bar{S}_{am} が既知であれば、これらを介して、与えられた入力地震動の最大加速度 \ddot{X}_{omax} に対応する単位質量当たりの平均所要降伏強度 \bar{Q}_{yrm} ($=Q_{yrm}/m$) あるいは

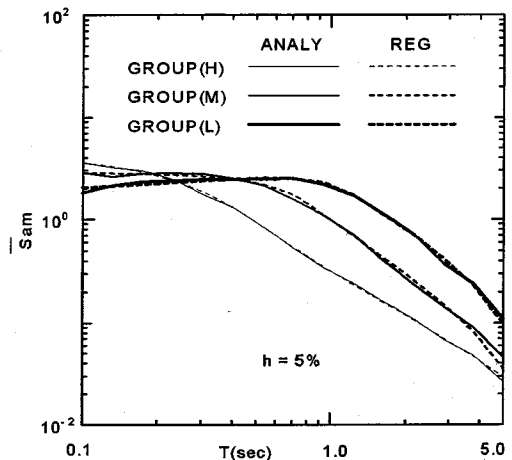


Fig.13 Comparison of regressed \bar{S}_{am} with calculated one for each earthquake group (H),(M) and (L)

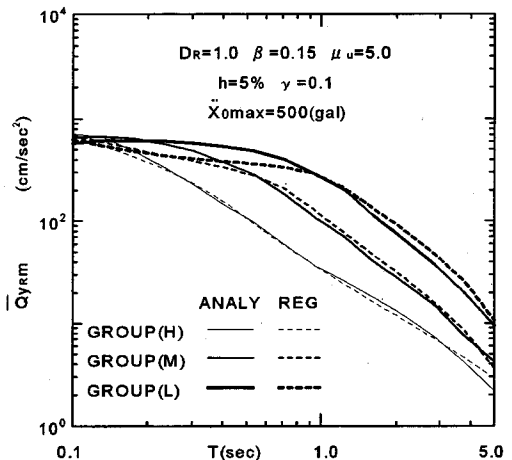


Fig.14 Comparison of regressed \bar{Q}_{yrm} with calculated one for each earthquake group (H),(M) and (L)

は、平均所要降伏変位 X_{yrm} ($=\bar{Q}_{yrm}/\omega^2$) が求まる。また、構造物の降伏変位 X_y ($=\bar{Q}_y/\omega^2$) が与えられた場合には、これに対応した平均所要最大加速度 \ddot{X}_{omaxrm} も求まることになる。

その一例として、構造物の終局変位靱性率 $\mu_u=5$ 、式 (6) の損傷指標の所定値 $D_R=1.0$ 、正の係数 $\beta=0.15$ とし、入力地震動の最大加速度 $\ddot{X}_{omax}=500\text{gal}$ とした場合の、各地震動グループに対する単位質量当たりの平均所要降伏強度 \bar{Q}_{yrm} ($=Q_{yrm}/m=\ddot{X}_{omax} \cdot \bar{S}_a \cdot R_{sm}$) の応答結果と、式 (16) ~ (18) を介して求めた、その回帰結果を Fig.14 に比較して示す。また、 $\mu_u=5$ 、 $D_R=1.0$ 、 $\beta=0.15$ とし、構造物の降伏変位 X_y を固有周期 T に比例させ、 $X_y=7.0 \cdot T$ として

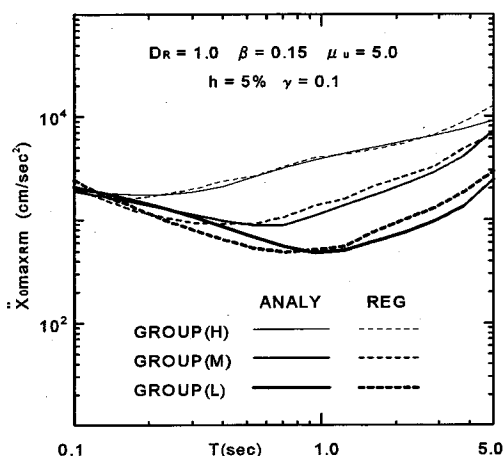


Fig.15 Comparison of regressed \ddot{X}_{omaxRm} with calculated one for each earthquake group (H), (M) and (L)

変化させた場合、平均所要最大加速度 \ddot{X}_{omaxRm} ($= \omega^2 \cdot X_y / (\bar{S}_a \cdot R_{Rm})$) に対する同様な結果を示せば、Fig.15 のようである。Fig.14 より、入力地震動の最大加速度 \ddot{X}_{omax} が一定であれば、固有周期 $T < 0.2 \sim 0.3$ 秒の短周期範囲を除き、 $D_R (=1.0)$ で規定されたある限界状態に対して構造物が安全であるために保有すべき、単位質量当たりの所要降伏強度 \bar{Q}_{yRm} の値は、その固有周期 T が長くなるほど、また入力地震動の A/V 値が大きくなるほど、すなわち継続時間が短く、短周期成分を多く含む地震動ほど (Table 1 参照: グループ (H), (M), (L) の順に) 小さくできることが分かる。そして、Fig.15 からは、構造物の降伏変位 X_y が固有周期 T に比例して大きくなるような一般的な場合には、各入力地震動グループともほぼその平均周期 t_m の平均値 (グループ (H) 地震で 0.26 秒, (M) 地震で 0.51 秒, (L) 地震で 0.91 秒: Table 1 参照) 付近を境として、構造物の固有周期 T がそれより短く、あるいは、長くなるほど所要最大加速度 \ddot{X}_{omaxRm} の値が大きくなる、すなわちより大きな最大加速度 \ddot{X}_{omax} に耐え得ること、また極短周期域を除き、 A/V 値の大きい地震動ほどその値は大きくなることなどが分かる。

(7) R_{Rm} 及び \bar{S}_{am} を用いた安全性の照査方法

3. (2) と重複するが、式 (16) の平均所要降伏強度比 R_{Rm} に対する回帰式、及び式 (17), (18) の平均擬似加速度応答倍率 \bar{S}_{am} に対する回帰式を用いて、損傷指標の所定値 $D=D_R$ で規定された、Q-hyst 型 1 自由度系構造物のある限界状態に対する安全性照査のフロー (手順) を Fig.16 に示しておく。ま

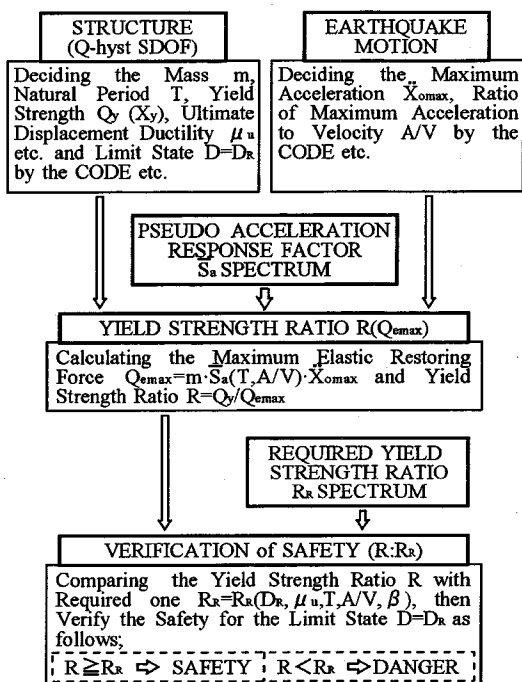


Fig.16 Safety verification for a Q-hyst SDOF structure by use of R_{Rm} spectrum

た、3. (2) でも述べたように、入力地震動の最大加速度 \ddot{X}_{omax} が与えられた場合には、対象構造物の降伏強度 Q_y と対応する所要降伏強度 Q_{yRm} ($=m \cdot \bar{Q}_{yRm}$ (Fig.14 参照)) との比較による同様な照査も可能である。さらに、降伏変位 X_y あるいは単位質量当たりの降伏強度 \bar{Q}_y ($=\omega^2 \cdot X_y$) が与えられた場合には、これに対応した平均所要最大加速度 \ddot{X}_{omaxRm} (Fig.15 参照) を利用し、 \ddot{X}_{omaxRm} と入力地震動の最大加速度 \ddot{X}_{omax} との比較による安全性照査も可能となる。

5. まとめ

本論文では、強震下における構造物の各種限界状態に対する安全性の照査方法を導くことを目的として、構造物の損傷と最も密接な関係にある降伏強度比 R に注目し、限界状態を規定する損傷指標 D の所定値 D_R と等価な R の値、すなわち所要降伏強度比 R_R なるものを定義し、その応答スペクトル (回帰式) を用いた安全性の一照査方法を提案した。そして、Q-hyst 型 1 自由度系構造物並びに Park らの損傷指標 D (式 (6)) を対象とした R_R スペクトルの具体例を示し、 A/V 値によって分類された各入

力地震動グループ(H), (M)及び(L)に対する平均所要降伏強度比 R_{xm} の回帰式を, 固有周期 T , 終局変位靱性率 μ_u , 損傷指標 D の所定値 D_R , 及び係数 β をパラメータとして導いた。また, 提案した安全性照査に有用な平均擬似加速度応答倍率 \bar{S}_{am} の回帰式も導き, 平均所要降伏強度比 R_{xm} , 単位質量当たりの平均所要降伏強度 \bar{Q}_{ym} , 並びに平均所要最大加速度 \ddot{x}_{maxxm} を用いた安全性の照査方法を簡単に紹介した。本研究結果を要約すれば以下のである。

(1) 提案した所要降伏強度比 R_R は, 擬似加速度応答倍率 \bar{S}_a と併用することにより, 地震による構造物の安全性を, その降伏強度比 R , 単位質量当たりの降伏強度 \bar{Q} , ($=Q_y/m$) あるいは入力地震動の最大加速度 \ddot{x}_{max} 等を用いて, 簡便に照査でき, 使用性のみならず終局安全性を考慮した2段階耐震設計法を導くために有用と思われる。

(2) 所要降伏強度比 R_R は, 構造物の固有周期 T 及び終局変位靱性率 μ_u 並びに 損傷指標 D の所定値 D_R 及び係数 β の影響を受ける。すなわち, T , μ_u 及び D_R の値が大きくなるほど R_R の値は小さくなり, 逆に β の値が大きくなるとその値も大きくなる。これに対し, 入力地震動グループ, すなわちその A/V 値の相違による影響は, 構造物の固有周期 T 等に関係しあまり定かでない。したがって安全性照査に必要な R_R の回帰式は, 式(16)のように, 入力地震動特性 (A/V) に応じて, その影響が大きく且つ明確な T , μ_u , D_R 及び β をパラメータとして, 導く必要がある。

なお, (2) で述べた結果は, Q -hyst 型1自由度系構造物 並びに Park らの損傷指標 D を対象とした, 限られた解析結果から得られたものであり, 本研究で提案した所要降伏強度比 R_R による安全性の照査方法を実用化するためには, 1. でも述べたように, 損傷指標の定義の相違, 構造物の復元力特性並びに入力地震動特性の相違等がこの R_R に及ぼす影響等, 多くの検討すべき点が残されており, これらは今後の課題と考えている。

また, Park らの損傷指標 D を用いた場合には, D を構成する変位靱性率 μ_d とエネルギー靱性率 μ_h との関係が明らかとなれば, 文献(18), (28) 等で指摘されているように, 全体的な損傷すなわち D の値の外に, 瞬間損傷 (μ_d) 並びに累積損傷 (μ_h) の程度も知ることができ有用である。本解析で得られたこれらの関係については別途報告する予定である。

最後に, 本論文のデータ整理等にご協力いただいた正上幸寛氏(現日産建設, 当時講座生)に記して

謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) Housner, G.W. : Behavior of structures during earthquakes, *Proc. of ASCE*, Vol.85, No.EM4, pp.109-129, Oct., 1959.
- 2) 加藤 勉, 秋山 宏 : 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, No.235, pp.9-18, 1975年9月.
- 3) 山田善一, 家村浩和, 西村一郎 : 履歴吸収エネルギーによるRC橋脚模型の耐震性評価, 第17回地震工学研究発表会講演概要, pp.231-234, 1983年7月.
- 4) 大野友則, 西岡 隆, 藤野陽三 : 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価, 土木学会論文報告集, 第333号, pp.91-99, 1983年5月.
- 5) 平尾 潔, 沢田 勉, 成行義文, 笹田修司 : 強震下における一自由度系の履歴吸収エネルギーと弾性応答値との関係, 土木学会論文報告集, 第368号/I-5, pp.401-410, 1986年4月.
- 6) Hirao, K., Sawada, T., Nariyuki, Y. and Sasada, S. : The effect of frequency characteristics and duration of input earthquake motion on the energy response of structures, *Proc. of JSCE*, No.386/I-8, pp.381s-390s, Oct., 1987.
- 7) Hirao, K., Nariyuki, Y., Sasada, S. and Masui, J. : On the quantitative relation between effective Fourier spectrum of input earthquake motions and energy response spectrum of SDOF structures, *Proc. of JSCE*, No.410/I-12, pp.395s-404s, Oct., 1989.
- 8) 伯野元彦, 森川 修 : 地震加速度と構造物破壊の関係についての一つのシミュレーション, 土木学会論文報告集, 第344号/I-1, pp.299-302, 1984年4月.
- 9) 松島 学, 松井邦人 : 構造物の弾塑性モデルに及ぼす地震動の影響, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.815-824, 1986年3月.
- 10) Zahrah, T.F. and Hall, W.J. : Earthquake energy absorption in SDOF structures, *Proc. of ASCE*, Vol.110, No.ST8, pp.1757-1772, Aug., 1984.
- 11) Zhu, T.J., Tso, W.K. and Heidebrecht, A.C. : Effect of peak ground A/V ratio on structural damage, *J. of Struc. Engrg., ASCE*, Vol.114, No.5, pp.1019-1037, May, 1988.
- 12) Park, Y.J. and Ang, A.H-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *J. of Struc. Engrg., ASCE*, Vol.111, No.4, pp.722-739, Apr., 1985.
- 13) Chung, Y.S., Meyer, C. and Shinozuka, M. : A new damage model for reinforced concrete structures, *Proc. of 9th WCEE*, Vol.VII, pp.205-210, Aug., 1988.
- 14) McCabe, S.L. and Hall, W.J. : Assessment of seismic structural damage, *J. of Struc. Engrg., ASCE*, Vol.115, No.9, pp.2166-2183, Sept., 1989.
- 15) Krawinkler, H. Zohrei, M. : Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, *Jour. on Computers and Structures*, Vol.16, No.1-4, pp.531-541, 1983.
- 16) Satish, K. and Usami, T. : A note on evaluation of

- damage in steel structures under cyclic loading, *Jour. of Struc. Engrg.*, Vol.40A, pp.177-88, March, 1994.
- 17) Fajfar, P. : Equivalent ductility factors, taking into account low cycle fatigue, *Earth. Engrg. and Struc. Dynamics*, Vol.21, pp.837-848, 1992.
 - 18) Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M. : A procedure for determining consistent inelastic design spectra, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, Supplemental Proc. of a workshop held in Bled*, ed. by Fajfar, P. and Krawinkler, H., J.A.Blume EEC Report No.103, Stanford Univ. and Univ. of Ljubljana, pp.9-32, 1992.
 - 19) Krawinkler, H. and Nassr, A.A. : Seismic design based on ductility and cumulative damage demand and capacities, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, ed. by Fajfar, P. and Krawinkler, H., Elsevier Applied Science, pp.23-39, 1992.
 - 20) 大崎順彦 : 振動理論, 建築構造学大系第 24 巻, pp.61-62, 彰国社, 1980 年.
 - 21) 平尾 潔, 沢田 勉, 成行義文 : 地震応答解析に用いる降伏強度比の定義とその互換性について, 土木学会論文集, No.465/I-23, pp.159-162, 1993 年 4 月.
 - 22) Reinhorn, A.M., Kunnath, S.A. and Mander, J.B. : Seismic design of structures for damage control, *Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, ed. by Fajfar, P. and Krawinkler, H., Elsevier Applied Science, pp.63-76, 1992.
 - 23) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.141 ~ 147, 1990 年 2 月.
 - 24) 沢田 勉, 平尾 潔 : 目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法, 第 17 回地震工学研究発表会講演概要, pp.49-52, 1983 年 7 月.
 - 25) Trifunac, M.D and Brady, A.G. : A study on the duration of strong earthquake ground motion, *Proc. of BSSA*, Vol.65, pp.581-626, 1975.
 - 26) Sawada, T., Hirao, K., Yamamoto, H. and Tsujihara, O. : Relation between maximum amplitude ratio (a/v , ad/v^2) and spectral parameters of earthquake ground motion, *Proc. of 10th WCEE*, Vol.2, pp.617-622, 1992.
 - 27) 柴田明徳 : 最新耐震構造解析, 最新建築学シリーズ 9, pp.131-134, 森北出版, 1981 年.
 - 28) 堀 則男, 井上範夫, 柴田明徳 : 強震時のエネルギー吸収に基づく構造物の損傷パラメータ, 構造工学論文集, Vol.40B, pp.205-212, 1994 年 3 月.

(1994. 8. 17 受付)

REQUIRED YIELD STRENGTH RATIO SPECTRUM AND ITS APPLICATION FOR VERIFICATION OF SEISMIC SAFETY OF A STRUCTURE EXCITED BY SEVERE EARTHQUAKE MOTIONS

Kiyoshi HIRAO, Shuuji SASADA, Yoshifumi NARIYUKI,
Tutomu SAWADA and Shigeki KAWABATA

The objective of this study is to develop a practical method to verify the safety for an ultimate limit state of SDOF structures excited by severe earthquake motions. In this study, the required yield strength ratio R_R is defined as the value of yield strength ratio R by which the value of a given damage index D for a structure becomes to be a prescribed one D_R , which corresponds to an ultimate limit state of the structure. Then a verification method of the seismic safety, by the use of R_R spectrum, is suggested. As a concrete example of the method, the R_R spectrum for the SDOF structures with Q-hyst type of restoring force model is obtained by using the Park and Ang's damage index D ($D_R=1.0, 0.75, 0.5$) and thirty artificial earthquake motions which vary in their A/V value (A is maximum acceleration and V is maximum velocity). After examination of the influence of structural parameters and A/V value of the earthquake motions on the R_R , the regression equation for the R_R is derived.